

Tragverhalten und Bemessung von verstärkten Ankerschienen unter Querbelastung am Bauteilrand

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der
Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von

Michael Christoph Petrasch, M.Sc.

aus Freudenstadt

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Mitberichter: Univ.Prof. Dr.techn. Benjamin Kromoser

Tag der mündlichen Prüfung: 01.08.2023

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2024

VORWORT

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit im Campus@fischer Programm.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann gilt mein herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit sowie die wertvollen Ratschläge während der Versuchsplanung sowie des Verfassens dieser Arbeit.

Herrn Univ.Prof. Dr.techn. Benjamin Kromoser, den ich während Versuchen an 3D gedruckten Betonteilen kennenlernen durfte danke ich für die Übernahme des Mitberichts.

Besonderen Dank gilt auch meinen Kollegen am Institut, allen voran Herrn Dr.-Ing. Michael Potthoff, dem ich während der Entwicklung des Bemessungsansatzes viele Fragen zum grundlegenden Modell im unbewehrten Beton stellen durfte.

Bei den fischerwerke GmbH & Co. KG in Tumligen bedanke ich mich für die Möglichkeit ein so industrienahes Projekt bearbeiten zu dürfen. Hier möchte ich vor allem Herrn Dr. Joachim Schätzle der mich während der Versuchsphase kontinuierlich vorangetrieben hat und Herrn Dr. Roland Unterweger der in jeder Besprechung wichtige Wegweiser aufzeigen konnte bedanken

Schließlich danke ich auch meiner Frau Patricia und meinen Kindern Valerian und Mateo, die mir einige ruhige Abende zum Verfassen dieser Arbeit ermöglicht haben.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	5
1.1	Ausgangssituation und Problemstellung	5
1.2	Zielsetzung und Themenbereich	8
1.3	Vorgehensweise des Lösungsprozesses	9
1.3.1	Definition Design of Experiment (DoE)	10
1.3.2	Zielsetzung der numerischen Untersuchungen	13
1.3.3	Zielsetzung der experimentellen Untersuchungen	14
2	KENNTNISSTAND ZU VERANKERUNGEN MIT UND OHNE VERSTÄRKUNG	15
2.1	Einführung	15
2.2	Tragmechanismen von Ankerschienen ohne Verstärkung	15
2.2.1	Bemessung nach DIN EN 1992 + TR	24
2.2.2	FIB Design Guide	27
2.3	Tragmechanismus von Bewehrungselementen	28
2.3.1	Mögliche Versagensmechanismen von Befestigern in Interaktion mit Bewehrungselementen	28
2.3.2	Verbundversagen von Bewehrungsstählen	30

2.4	Tragmechanismen von Ankerschienen mit Rückhängebewehrung	33
2.4.1	Bemessung nach DIN EN 1992-4 + TR047	41
2.5	Veröffentlichungen	42
2.6	Definition der Gebrauchstauglichkeit	50
2.7	Ankerschienen mit Verstärkung durch spezielle Elemente	51
2.7.1	Top-of-Slab Variante von Hilti	53
2.7.2	In dieser Arbeit entwickelte Verstärkungsmethode	54
2.7.3	Auswertung der vorgestellten Systeme mittels der postulierten Anforderungen	57
3	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN	59
3.1	Zusammenstellung der numerischen Untersuchungen	59
3.2	Beschreibung des Programms Atena	63
3.2.1	Theoretische Grundlagen des Betonmodells in Atena Science	64
3.3	Modellannahmen der FEM Untersuchung	67
3.3.1	Verstärkungsmethode VM-N	71
3.3.2	Verstärkungsmethode VM-E	72

3.4	Experimentelle Validierung des numerischen Modells	74
3.4.1	Verstärkungsmethode VM-N	76
3.4.2	Verstärkungsmethode VM-E	78
3.5	Ergebnisse der numerischen Berechnungen	79
3.5.1	Numerische Betrachtung von VM-N	79
3.5.2	Verstärkungsmodul als Einlegeteil (VM-E)	88
4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	98
4.1	Zusammenstellung der experimentellen Untersuchungen	98
4.1.1	Versuche mit nachträglich installierten Verstärkungselementen	98
4.1.2	Versuche mit Verstärkungsmodulen als Einlegeteil	100
4.2	Beschreibung des Versuchsaufbaus	105
4.2.1	Nachträglich installierte Verstärkungsmethode (Post-Installed)	106
4.2.2	Verstärkungselemente als Einbauteil (Cast-In)	110
4.3	Beschreibung der Versuchsdurchführung	112
4.3.1	Versuche im Prüffeld des IWB	112
4.3.2	Versuche im Prüffeld der fischerwerke GmbH & Co. Kg.	114

4.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit	117
4.4.1	Ergebnisse der PI-Verstärkungsmethode	117
4.4.2	Ergebnisse der Tastversuche der CI-Verstärkungsmodule 123	
4.4.3	Ergebnisse der Modellbildungsversuche	126
5	BERECHNUNGSMODELL FÜR VERSTÄRKTE ANKERSCHIENEN 146	
5.1	Mechanischer Modellansatz eines Profils auf zwei Stützen 146	
5.1.1	Berechnung verstärkter Ankerschienen	155
6	VALIDIERUNG DES BERECHNUNGSMODELLS	159
6.1	Validierung des Berechnungsmodells anhand der numerischen Ergebnisse	162
6.2	Validierung des Berechnungsmodells anhand der durchgeführten Versuche	167
6.3	Schlussfolgerung	174
7	BEMESSUNGSMODELL FÜR ANKERSCHIENEN MIT UND OHNE VERSTÄRKUNG	176

7.1	Tragfähigkeit der Ankerschiene im bewehrten und unbewehrten Beton	177
7.2	Tragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene	180
7.3	Gesamttragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene	181
7.4	Gebrauchstauglichkeit	181
7.5	Grenzen des Berechnungsmodells	182
7.6	Fazit	183
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	185
8.1	Zusammenfassung	185
8.2	Ausblick	189
9	LITERATUR	190
A.	ANHANG A: VERSUCHSMATRIZEN UND ERGEBNISSE DER VALIDIERUNG DER NUMERISCHEN VERSUCHE	197
B.	ANHANG B: VERSUCHSKÖRPER	203

C. ANHANG C: ERGEBNISSE DER DURCHGEFÜHRTEN VERSUCHE.

206

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Veranschaulichung eines Curtain-Wall Systems (a), der schematischen Darstellung des Tragwerks (b) und der Ankerschiene unter typischer Belastung (c) [1, 44].	6
Abbildung 1.2: Schematische Darstellung der Einbausituation einer Ankerschiene in minimalem Randabstand.	7
Abbildung 2.1: Ergebnis der numerischen Simulation einer Ankerschienen unter Querbelastung mittels MASA nach [42].	17
Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der dreiecksförmigen Lastverteilung nach [37].	18
Abbildung 2.3: Vergleich der Annahme des Exponenten von 1,5 im Vergleich zu den numerischen Ergebnissen nach [42].	20
Abbildung 2.4: Ergebnis der numerischen Auswertung zur Untersuchung des Einflusses der Bauteildicke nach [42].	22
Abbildung 2.5: Schematische Darstellung des Einflusses einer Belastung parallel zum Rand nach [15, 26].	25
Abbildung 2.6: Ersatzmodell eines Kopfbolzens belastet durch Zug mit und ohne Rückhängebewehrung nach [38].	29

Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Kraftübertragung von gerippten Bewehrungsstählen in Beton mit Verbundversagensmechanismen (a) und zugehöriger Verbundspannungs-Verschiebungskurve (b) nach [39].	31
Abbildung 2.8: Grafische Darstellung der Bruchlast über den Bewehrungsgrad nach [46].	34
Abbildung 2.9: Veranschaulichung eines Fachwerkmodells nach [46].	36
Abbildung 2.10: Modell zur Berechnung der Zugkraft in der Bewehrung nach [46].	37
Abbildung 2.11: Beispiel zur Anwendung der Faktoren ψ_1 und ψ_2 für verschieden geschnittene Bügel nach [46].	40
Abbildung 2.12: Designvorschlag zur Ausbildung einer Rückhängebewehrung unter Querlast nach [15, 26].	41
Abbildung 2.13: Schematischer Aufbau der Versuchskörper nach [7].	43
Abbildung 2.14: Versuchsergebnisse mit Vergleich zu den genannten Rechenmodellen nach [7].	44
Abbildung 2.15: Ersatzmodell auf Grundlage eines Federmodells nach [43].	45

Abbildung 2.16: Schematische Darstellung der Bewehrungslage für Zug (a bis c) und Querzug (d) nach [13, 24].	46
Abbildung 2.17: Schematische Darstellung des Hilti ToS Systems mit Kraftverlauf nach [19].	53
Abbildung 2.18: Schematische Darstellung des Funktionsprinzips der nachträglichen Verstärkung des Ankerschienenprofils (links) und der Hakenkopfschraube (rechts).....	55
Abbildung 2.19: Schematische Darstellung des Verstärkungsmoduls als Einlegeteil.	57
Abbildung 3.1: Veranschaulichte Darstellung der Einflussgrößen, aufgeteilt auf die einzelnen Bauteile.....	60
Abbildung 3.2: Schematische Darstellung des Abstands l_{str} zum Lasteinleitungspunkt.	63
Abbildung 3.3: Annahme des Materialmodells für eindimensionale (a), zweidimensionale (b) und dreidimensionale (c) Spannungszustände nach [9, 11].	65
Abbildung 3.4: Abnahme der übertragbaren Spannung über die Rissbreite eines Elements nach [9, 11, 12].	66
Abbildung 3.5: Darstellung des modellierten Ankerschienenprofils FES 40/22 (links) mit dem zugehörigen Netz (rechts).	68

Abbildung 3.6: Darstellung der vernetzten Ankerschiene (links) und den umgebenden Interfaceflächen (rechts).	70
Abbildung 3.7: Darstellung des modellierten FES40/22 Ankerschienenprofils mit 2 mm Lücke (grün, oben) und des Referenzmodells ohne Lücke (unten).	71
Abbildung 3.8: Darstellung des FE-Modells der nachträglich installierten Verstärkungsmodule (links) mit zugehörigem Kontaktnetz (rechts).	72
Abbildung 3.9: Darstellung des FE-Modells des Verstärkungsmoduls al Einlegeteil (Cast-In) im eingebetteten Beton (links) mit ausgeblendetem Betonmaterial (Mitte) und dem zugehörigen Kontaktnetz (Rechts).	73
Abbildung 3.10: Ergebnisse der Kalibrierung des numerischen Referenzmodells im Vergleich zu den normierten Ergebnissen der Realversuche (schwarz).	74
Abbildung 3.11: Ergebnis der Kalibrierung des numerischen Referenzmodells mit modifiziertem Schienenmaterial.	75
Abbildung 3.12: Darstellung der Kalibrierung des numerischen Materialmodells der Verstärkungsmethode VM- N vom Versuch (links oben) zum numerischen	

Modell (links unten) und des zugehörigen Last- Verschiebungs-Diagramms.	77
Abbildung 3.13: Gegenüberstellung des Last-Verschiebungs- Verhaltens der Tastversuche (schwarz) mit der numerischen Berechnung (blau).	78
Abbildung 3.14: Gegenüberstellung des Last-Verschiebungs- Verhaltens der Versuche ... (schwarz) im Vergleich zur numerischen Berechnung (rot). 79	
Abbildung 3.15: Pareto-Diagramm der standardisierten Effekte der bereinigten Ergebnisse der Schienenkurzstücke mit 150 mm.	84
Abbildung 3.16: Pareto-Diagramm der standardisierten Effekte der bereinigten Ergebnisse der Schienenkurzstücke mit 300 mm Länge.....	85
Abbildung 3.17: Darstellung des Verstärkungseffekts $V_{str,num}$ über den Randabstand c_1 der Verstärkungsmethode VM-N für Kurzstücke mit $l = 150$ mm.	86
Abbildung 3.18: Darstellung des Verstärkungseffekts $V_{str,num}$ über den Randabstand c_1 der Verstärkungsmethode VM-N für Kurzstücke mit $l = 300$ mm.	87

Abbildung 3.19: Darstellung des Einflusses des Abstands l_{str} der Verstärkungsmethode VM-N zum Lasteinleitungspunkt.	88
Abbildung 3.20: Darstellung des Einflusses des Abstands l_{str} der Verstärkungsmethode VM-E zum Lasteinleitungspunkt bei einer Schienenlänge $l = 150$ mm.	95
Abbildung 3.21: Darstellung des Einflusses des Abstands l_{str} der Verstärkungsmethode VM-E zum Lasteinleitungspunkt bei einer Schienenlänge $l = 300$ mm.	96
Abbildung 3.22: Darstellung des Einflusses der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Verstärkungsmethode VM-E mit $l = 150$ mm... ..	97
Abbildung 3.23: Darstellung des Einflusses der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Verstärkungsmethode VM-E mit $l = 300$ mm... ..	97
Abbildung 4.1: Schematische Darstellung (oben) und zusammengebauter Prototyp (unten) des Verstärkungsmoduls als Einlegeteil.	100
Abbildung 4.2: Veranschaulichung der Anbindung des Verstärkungsmoduls an die Schiene mittels einfachem aufliegen (links) und Eingriff in die Schiene mittels „Hammerkopfschraube“ (rechts).	101

Abbildung 4.3: Schematische Darstellung des Versuchsplans für Ankerschienen mit zwei Ankern für die Profilgrößen 40/22 und 52/34.	103
Abbildung 4.4: Schematische Darstellung des Versuchsplans für Ankerschienen mit drei Ankern für die Profilgrößen 40/22 und 52/34.	104
Abbildung 4.5: Versuchsaufbau der Referenzversuche mit Ausgleichsscheibe zur Sicherstellung eines vergleichbaren Hebelarms.....	105
Abbildung 4.6: Dimensionen der Verstärkungslasche in mm (oben) und hergestellter Prototyp aus Baustahl der Güte S235 (unten).	107
Abbildung 4.7: Schematische Darstellung des Funktionsprinzips der nachträglichen Verstärkung des Schienenprofils (links) und der belasteten Hammerkopfschraube (rechts).	107
Abbildung 4.8: Versuchsaufbau des nachträglich installierten Verstärkungsmoduls mit zugehöriger Messtechnik.....	109
Abbildung 4.9: Verwendetes Material zum Verfüllen des Ringspalts für die Tastversuche der V-Profile.	110

Abbildung 4.10: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Referenzversuche mit zugehöriger Abstützweite und verwendeter Messtechnik.	113
Abbildung 4.11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Referenzversuche mit Lastverteilungsplatte mit zugehöriger Abstützweite und verwendeter Messtechnik.....	114
Abbildung 4.12: Untersuchte Lastpositionen bei einer Schienenlänge von 150 mm (links) und 350 mm (rechts).....	114
Abbildung 4.13: Versuchsaufbau der Schrägzuganlage, Detail der Abstützung in Zugrichtung.	115
Abbildung 4.14: Versuchsaufbau der Schrägzuganlage, Detail der Belastungseinrichtung und der Messtechnik.	116
Abbildung 4.15: Versuchsaufbau der Servohydraulik, Detail der Belastungseinrichtung und Messtechnik.	117
Abbildung 4.16: Vergleich der Lastniveaus der C-Profile über die mittlere Rissbreite.....	121
Abbildung 4.17: Vergleich der Lastniveaus der V-Profile über die mittlere Rissbreite.....	122
Abbildung 4.18: Versagensbild der nachträglich verstärkten V- Profile (links) und C Profile (rechts).	123
Abbildung 4.19: Untersuchte Anbindungsvarianten v.l.n.r. Klammern, Punktschweißen und Nutenstein.	124

Abbildung 4.20: Versagensbild der durch ein aufliegendes Verstärkungsmodul verstärkten Ankerschiene mit separater Verschiebung der Ankerschiene (roter Kreis).	124
Abbildung 4.21: Vergleich der Last-Verschiebungsdiagramme der einzelnen Varianten in Relation zur unverstärkten Referenz (grüne Linie).....	126
Abbildung 4.22: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 40/22 Profile im niederfesten Beton C20/25.....	128
Abbildung 4.23: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 40/22 Profile im hochfesten Beton C50/60.	129
Abbildung 4.24: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 52/34 Profile im niederfesten Beton C20/25.....	130
Abbildung 4.25: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 52/34 Profile im hochfesten Beton C50/60.	130
Abbildung 4.26: Lage der Ankerschienen im minimal bewehrten Versuchskörper.	132
Abbildung 4.27: Lage der Ankerschiene im stark bewehrten Versuchskörper.	132

Abbildung 4.28: Vergleich der Versuchsergebnisse der 52/34 Profile in unbewehrtem Beton und Beton mit verschiedenen Bewehrungsgraden.	134
Abbildung 4.29: Versagensbild der verstärkten Versuche im stark bewehrten Beton LPA mit lokalem Versagen der Schienenlippe.	135
Abbildung 4.30: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 170 mm bei LP A.	136
Abbildung 4.31: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreiten w_m für die 52/34 Profile mit Länge 170 mm bei LP B.	137
Abbildung 4.32: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 350 mm bei LP A.	138
Abbildung 4.33: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 350 mm bei LP B.	139
Abbildung 4.34: Darstellung der Messpositionen der DMS Streifen bei den Ankerschienen mit Länge 150 und 170 mm links schematisch rechts im Versuch.	140
Abbildung 4.35: Darstellung der Messpositionen der DMS Streifen bei den Ankerschienen mit Länge 350 mm links schematisch rechts im Versuch.	141

Abbildung 4.36: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 170 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP A).....	142
Abbildung 4.37: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 170 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP B).....	142
Abbildung 4.38: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 350 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP A).....	143
Abbildung 4.39: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 350 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP B).....	144
Abbildung 5.1: Definition der Belastungsrichtung nach [27]...148	
Abbildung 6.1: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen der nachträglich installierten Verstärkungsmodule unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.	165
Abbildung 6.2: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen	

	Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.	165
Abbildung 6.3:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.	166
Abbildung 6.4:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.	167
Abbildung 6.5:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.	168
Abbildung 6.6:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.	169
Abbildung 6.7:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Betondruckfestigkeit unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.	170
Abbildung 6.8:	Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der	

Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach
der Betondruckfestigkeit unter Verwendung der
plastischen Momente um die z-Achse.171

Abbildung 6.9: Grafische Auswertung des Vergleichs der
berechneten Werte zu den

Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach
der Verstärkungslänge unter Verwendung der
plastischen Momente um die y-Achse.171

Abbildung 6.10: Grafische Auswertung des Vergleichs der
berechneten Werte zu den Ergebnissen der

Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach
der Verstärkungslänge unter Verwendung der
plastischen Momente um die z-Achse.172

Abbildung 6.11: Grafische Auswertung des Vergleichs der

berechneten Werte zu den Ergebnissen der
Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach
der Verstärkungslänge unter Verwendung der
numerischen und experimentellen Versuche um
die y-Achse.....173

Abbildung 6.12: Grafische Auswertung des Vergleichs der

berechneten Werte zu den Ergebnissen der
Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach
der Verstärkungslänge unter Verwendung der
numerischen und experimentellen Versuche um
die z-Achse.....173

Abbildung 7.2: Risslast $V_{\text{crack},0,3,\text{test}}$ im Vergleich zur zulässigen
Last V_{zul}182

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Vorgeschlagene Profilmfaktoren nach [42].	20
Tabelle 2.2: Modifizierte Profilmfaktoren α_p nach [46], die Werte in Klammern entsprechen den von Potthoff vorgeschlagenen Profilmfaktoren.	34
Tabelle 2.3: Übersicht des Versuchsprogramms nach [8].	48
Tabelle 2.4: Empfohlene Werte für die maximale Rissbreite w_{max} nach [20].	51
Tabelle 2.5: Veranschaulichung des Erfüllungsgrades der betrachteten Systeme hinsichtlich der postulierten Anforderungen.	58
Tabelle 3.1: Statistische Versuchsmatrix für Ankerschienen mit einer Schienenlänge $l = 150$ mm.	61
Tabelle 3.2: Statistische Versuchsmatrix für Ankerschienen mit einer Schienenlänge $l = 300$ mm.	62
Tabelle 3.3: Verwendete Materialparameter des CC3DCementitious Materialmodells.	67
Tabelle 3.4: Ergebnisse der numerischen Untersuchungen für Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ mm.	80
Tabelle 3.5: Ergebnisse der numerischen Untersuchung für Ankerschienenkurzstücke mit einer Länge von 300 mm.	81
Tabelle 3.6: Bereinigte Ergebnisse der Versuchsmatrix.	83

Tabelle 3.7: Um die nach Potthoff berechnete Versagenslast bereinigten Ergebnisse des vollfaktorilellen 2 ³ Versuchsplans der eingelegten Verstärkungsmodule der Schienen mit einer Länge von 150 mm.....	90
Tabelle 3.8: Um die nach Potthoff berechnete Versagenslast bereinigten Ergebnisse des vollfaktorilellen 2 ³ Versuchsplans der eingelegten Verstärkungsmodule der Schienen mit einer Länge von 300 mm.....	92
Tabelle 4.1: Durchgeführte Tastversuche mit nachträglich verstärkten Ankerschienen.	99
Tabelle 4.2: Versagenslasten der Referenzversuche.....	118
Tabelle 4.3: Versagenslasten der verstärkten Versuche.....	119
Tabelle 4.4: Ergebnisse der Tastversuche des Verstärkungselements als Einlegeteil.....	125
Tabelle 5.1: Ermittelte Flächenträgheits- und Widerstandsmomente der untersuchten Schienengrößen.....	149
Tabelle 5.2: Untersuchte Grundlastfälle mit statischem Ersatzsystem und Berechnungsansatz für den durch die Ankerschiene bedingten Verstärkungsanteil V_{ac} nach [35, 48].	150
Tabelle 5.3: Untersuchte Grundlastfälle mit statischem Ersatzsystem und Berechnungsansatz für den durch die Ankerschiene bedingten Verstärkungsanteil V_{sm} nach [35, 48].	154

Tabelle 6.1: Übersicht der aus den Widerstandsmomenten um die z-Achse resultierenden plastischen Biegemomenten der untersuchten Schienenprofile.	160
Tabelle 6.2: Erweiterte Übersicht der aus den Widerstandsmomenten um die z- und y-Achse resultierenden plastischen Biegemomenten der untersuchten Schienenprofile.	161
Tabelle 6.3: Ermittelte Widerstandsmomente der Verstärkungsmodule für die untersuchten Verstärkungsmodule.	161
Tabelle 6.4: Validierungsergebnisse der numerischen Versuche der 150 mm langen Schienenstücke unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.	163
Tabelle 6.5: Validierungsergebnisse der numerischen Versuche der 300 mm langen Schienenstücke unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.	164
Tabelle 7.1: Charakteristische plastische Momente von C-Profilschienen.	177

Abkürzungsverzeichnis

a	Abstand der Mittellinie des Lasteinleitungspunktes zum Auflager	[mm]
A_{Lasche}	Querschnittsfläche der verwendeten Verstärkungslaschen	[mm ²]
A_s	Fläche eines Bewehrungsstabes bzw. der verwendeten Spezialschraube	[mm ²]
b	Abstand der Mittellinie des Lasteinleitungspunktes zum Auflager bei außermittiger Lasteinleitung	[mm]
b_{ch}	Breite des Ankerschienenprofils	[mm]
c_1	Randabstand	[mm]
c_2	Randabstand zu einem zweiten Rand	[mm]
$c_{\text{cr},V}$	Kritischer Randabstand	[mm]
d	$\min(2h_{\text{ef}}; 2c_1)$	[mm]
d_s	Stabdurchmesser der Bügelbewehrung	[mm]
$d_{s,l}$	Stabdurchmesser der Längsbewehrung	[mm]
f	Abstand zwischen der angreifenden Querlast und der Mittelachse der Bewehrung	[mm]
f_{bm}	mittlere Verbundspannung nach [5]	[N/mm ²]
f_c	Betondruckfestigkeit	[N/mm ²]
f_{cc}	Würfeldruckfestigkeit eines Würfels mit 200 mm	[N/mm ²]
f_{ck}	Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]
f_t	Betonzugfestigkeit	[N/mm ²]
f_{uk}	Zugfestigkeit der Spezialschraube	[N/mm ²]
f_{ym}	Mittlere Fließgrenze eines Bewehrungsstabes	[N/mm ²]
G_F	Bruchenergie	[N/m]
g_M	Teilsicherheitsbeiwert	[-]
h	Bauteilhöhe	[mm]
h_{ch}	Höhe des Ankerschienenprofils	[mm]

$h_{cr,V}$	Kritische Bauteilhöhe	[mm]
h_{ef}	Effektive Einbindetiefe	[mm]
I_y	Flächenträgheitsmoment der y-Achse	[mm ⁴]
k	Mitwirkungsfaktor des Betons	[-]
k_2	Faktor zur Darstellung des Einspanngrades	[-]
$k_{cr,V}$	Faktor für ungerissenen Beton	[-]
$k_{ucr,V}$	Faktor für gerissenen Beton	[-]
l	Ankerschienenlänge	[mm]
l_{AC}	Länge der Ankerschiene im vereinfachten System	[mm]
l_i	Verankerungslänge im Ausbruchkegel	[mm]
$l_{i,min}$	Minimale Verankerungslänge im Ausbruchkegel	[mm]
l_{str}	Verstärkungslänge des vereinfachten Modells	[mm]
$l_{str,crit}$	Kritischer Abstand des Verstärkungsmoduls zum Auflager	[mm]
L_t	Rissbandlänge	[mm]
$M_{pl,y/z}$	Plastisches Biegemoment der y/z-Achse	[Nmm]
$M_{u,s}$	Plastisches Biegemoment	[Nmm]
n	Anzahl der Bügel / Laschen	[-]
$N_{rk,s}$	Charakteristische Zugfestigkeit der Spezialschraube	[kN]
$N_{Rm,a}$	Mittlere Betonbruchlast ohne RHB nach dem CC-Verfahren	[kN]
$N_{Rm,re}$	Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung	[kN]
$N_{Rm, strut}$	Bruchlast bei Versagen der Druckstrebe	[kN]
R^2	Bestimmtheitsmaß	
$s_{cr,V}$	Kritischer Achsabstand	[mm]
s_i	Ankerabstand	[mm]
t	Dicke der Verstärkungslasche	[mm]

$V_{RK,c}^0$	Querkraft eines Ankers ohne Umgebungseinflüsse	[kN]
V_1	Querkraft des betrachteten Ankers	[kN]
V_{ac}	Querkraftverstärkung durch Biegung der Schiene	[kN]
$V_{crack,m,25}$	Normierte mittlere Querkraft bei definierten Rissbreiten	[kN]
V_i	Querkraft eines benachbarten Ankers	[kN]
V_{rd}	Designwert der Tragfähigkeit	[kN]
$V_{RK,c}$	Versagenslast eines Ankers unter Berücksichtigung der Randbedingungen	[kN]
$V_{rk,c,AC}$	Charakteristische Grundtragfähigkeit der Ankerschiene im unbewehrten Beton	[kN]
$V_{rk,c,AC,re}$	Charakteristische Grundtragfähigkeit der Ankerschiene im bewehrten Beton	[kN]
$V_{RK,c,re,str}$	Charakteristische Versagenslast des verstärkten Systems im bewehrten Beton	[kN]
$V_{RK,c,str}$	Charakteristische Versagenslast des verstärkten Systems im unbewehrten Beton	[kN]
$V_{RK,s}$	Stahltragfähigkeit der verwendeten Spezialschrauben	[kN]
$V_{s,Lasche}$	Stahltragfähigkeit der verwendeten Verstärkungslaschen	[kN]
V_{sd}	Designwert der Belastung	[kN]
V_{sm}	Querkraftverstärkung durch Biegung des Verstärkungsmoduls	[kN]
V_{str}	Querkraftverstärkung des verwendeten Moduls	[kN]
$V_{str,m,num}$	Mittlere Laststeigerung des Verstärkungsmoduls	[kN]
$V_{u,c,ges}$	Bruchlast im unbewehrten Beton	[kN]
$V_{u,c,re,max}$	Maximal durch die Bewehrung aufnehmbare Kraft	[kN]

$V_{u,calc}$	Berechnete Versagenslast	[kN]
$V_{u,m,test,25}$	Mittlere normierte Versagenslast der experimentellen Ergebnisse	[kN]
$V_{u,num}$	Versagenslast der numerischen Untersuchungen	[kN]
$V_{um,c,re}$	Von der Rückhängebewehrung aufnehmbare Kraft	[kN]
$V_{um,Haken}$	Hakentragfähigkeit	[kN]
$V_{um,Verbund}$	Verbundtragfähigkeit	[kN]
w	Rissbreite	[mm]
w_{max}	Maximal zulässige Rissbreite	[mm]
w_{MW}	Mittlere Rissbreite	[mm]
W_{pl}	Plastisches Widerstandsmoment	[mm ³]
$W_{y/z}$	Widerstandsmoment der y/z-Achse	[mm ³]
x	Hebelarmbedingter Reduktionsfaktor	[-]
X_i	Einganggröße	[-]
Y	Ausgangsgröße	[-]
z	Interner Hebelarm der Platte	[mm]

Griechische Abkürzungen:

$\alpha_{c,V}$	Einflussfaktor des vorhandenen Randabstands	[-]
$\alpha_{h,V}$	Einflussfaktor der Plattenhöhe	[-]
α_p	Profilmfaktor	[-]
α_{re}	Profilmfaktor der maximal durch die Bewehrung aufnehmbaren Kraft	[-]
α_s	Vorfaktor zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Spezialschrauben	[-]
$\alpha_{s,V}$	Einflussfaktor benachbarter Anker	[-]
ε	Bruchdehnung	[mm/m]
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert	[-]

ψ_1	Effektivitätsfaktor der ersten und orthogonal geschnittenen Bewehrungsstäben	[-]
ψ_2	Effektivitätsfaktor der nicht unter ψ_1 fallenden Bewehrungsstäbe	[-]
$\Psi_{ch,90^\circ,V}$	Einflussfaktor der Schienenorientierung zum Rand	[-]
$\Psi_{re,V}$	Einflussfaktor des Risszustandes des Betons	[-]

Zusammenfassung

Ankerschienen sind Befestigungsmittel, die durch sorgfältige Planung verschiebbare Befestigungspunkte im Beton ermöglichen. Diese verschiebbaren Befestigungspunkte ermöglichen es, zum Beispiel im Fassaden- oder Aufzugsbau erforderliche Toleranzen auszugleichen. Im Bau von Fassaden werden diese Ankerschienen tendenziell näher zum Rand der Betondecken positioniert. Dies dient zum einen der Reduktion des belasteten Hebelarms durch das Gewicht der Fassadenkonstruktion und zum anderen der Dimensionierung der Anbauteile. Um den durch die Fassadenkonstruktionen verursachten Einwirkungen widerstehen zu können werden in der Regel zusätzliche Bewehrungselemente im direkten Umfeld der Ankerschiene installiert. Diese Bewehrungselemente werden als Rückhängebewehrung (RHB) bezeichnet. Allerdings gibt es enge Grenzen hinsichtlich ihrer effektiven Positionierung. Ein wichtiges Kriterium hierbei ist vor allem die Verbundlänge der Bewehrung im Betonausbruchkörper, welche im Fall der randnahen Installation kaum erfüllt werden kann. Daher dürfen solche RHB gemäß der Norm nicht zur Berechnung genutzt werden.

Das Ziel dieser Arbeit besteht darin, ein Verstärkungsmodul und ein dazugehöriges Bemessungsmodell zu entwickeln. Dafür wurden unterschiedliche Verstärkungsmöglichkeiten sowohl numerisch als auch experimentell untersucht. Auf Basis dieser Untersuchungen wurde ein Konzept für die Verstärkung entwickelt und bemessen. Das Konzept sieht einen Eingriff in die Ankerschiene vor, welcher von der Betonoberkante ausgeht. Hierdurch kann das Modul einfach als nachträgliche Installation eingesetzt werden. Alternativ kann die Verstärkung auch als geplante Zulage vor der Betonage durchgeführt werden.

Bei der Bemessung wurden die Versagensbelastungen in die folgenden Komponenten aufgeteilt:

- Grundtragfähigkeit der Ankerschiene im unbewehrten bzw. bewehrten Beton
- Tragfähigkeit nach einer Verstärkung mittels Verstärkungsmodul

Die Gesamttragfähigkeit ergibt sich aus der Summe dieser Einzeltragfähigkeiten bestimmt. Der Ansatz des Bemessungsmodells der Verstärkungselemente beruht auf der Annahme eines rein mechanischen Modells eines Balkens auf zwei Stützen, der auf seine Länge hin, eingefasst von den Anbindungspunkten des Verstärkungsmoduls, gebogen wird.

Zusätzlich wurde in den Versuchsreihen gezeigt, dass die Tragfähigkeit des überbewehrten Betons, wie er nach Schmid definiert ist, durch die Verstärkungselemente zusätzlich gesteigert werden konnte. Durch einen Wechsel der Versagensart wäre dies durch eine Erhöhung des vorhandenen Bewehrungsgrades nicht möglich.

Abstract:

Anchor channels are fastening devices which, due to a high degree of pre-planning, enable movable fastening points in the concrete. These movable fixing points make it possible to compensate for necessary tolerances, e.g., in façade or lift construction. When used in facade construction, anchor channels tend to be planned closer and closer to the edge of the concrete slabs to keep the lever arm loaded by the weight load of the facade system low. To be able to withstand the forces caused by the facade systems, additional reinforcement elements, so-called supplementary reinforcement (SR), are usually installed in the direct vicinity of the channel. However, this SR has narrow positioning limits in which it is considered effective. An important criterion is the bond length of the reinforcement in the concrete breakout body, which can hardly be fulfilled in the case of installation close to the edge. For this reason, such SR may not be used in accordance with standards.

The aim of this work is to develop a reinforcement module and a corresponding design model. For this purpose, different reinforcement possibilities were investigated numerically and experimentally. From these investigations, a reinforcement concept was developed and dimensioned. The reinforcement concept is based on an intervention in the anchor channel from the top edge of the concrete. This allows a simple possibility of using the strengthening module as a post-installed reinforcement as well as a cast-in module.

For the design, the failure load was divided into the following components:

- Basic load-bearing capacity of the channel in the unreinforced or reinforced concrete

-
- Reinforcement load-bearing capacity through the respective reinforcement module.

The total load capacity is then determined from the sum of these individual load capacities. The approach of the design model of the reinforcement elements assumes a mechanical model of a beam on two supports, which is bent along its length, enclosed by the connection points of the reinforcement modules.

In addition, the test series showed that the load-bearing capacity in over-reinforced concrete, as defined by Schmid, could be additionally increased by the reinforcement element. Through a change of the failure mode, this would not be possible by increasing the existing reinforcement level.

1 Einleitung

1.1 Ausgangssituation und Problemstellung

Die ersten, der Ankerschiene ähnlichen, Befestigungsmittel gab es ca. ab dem Jahr 1913. Seitdem hat sich das Element der Ankerschiene weiterentwickelt und konnte sich heutzutage in vielen Bausektoren etablieren. Besonders in den Anwendungsgebieten, in denen Anschlusspunkte möglichst flexible positioniert werden müssen, zeichnet sich die Ankerschiene durch ihre Befestigungspunkte aus, die sich in Schienenlängsrichtung verschieben lassen [30, 37]. Ankerschienen werden hauptsächlich im Bereich des Tunnel- sowie Aufzug- und Fassadenbaus verwendet, da in diesen Bereichen Flexibilität eine wichtige Voraussetzung für z.B. Toleranzausgleiche oder ein ebenes Fugenbild darstellt [2, 4].

Um Lasten nahe am Rand sicher in den Betonkörper einleiten zu können werden schon seit langer Zeit Bewehrungselemente passend zu den Einlegeteilen während der Betonage zugelegt. Durch diese Maßnahmen können nach Rissbildung im Beton, Zuglasten in die entfernteren Bereiche des Betons abgeleitet werden. Es gibt zahlreiche wissenschaftliche Arbeiten zur Effektivität solcher Systeme, die den aktuellen Stand der Technik in Bezug auf Rückhängebewehrungen darstellen [15, 20, 21, 23, 46, 47]. Diese Arbeiten haben gezeigt, dass diese Bewehrungselemente gewisse Grenzen einhalten müssen, um eine sichere Weiterleitung der Lasten zu gewährleisten. Eine wichtige Größe in Hinblick auf die Übertragung dieser Lasten ist die Verbundlänge l_v welche im Betonausbruchkörper vorhanden sein muss, damit die Bewehrung ausreichend aktiviert werden kann.

Gerade im Fassadenbau kann die unzureichende Verbundlänge l_v ein begrenzender Faktor sein. Zwar können Ankerschienen laut ihrer Zulassungen in einem geringen Mindestrandabstand c_1 eingesetzt werden, allerdings reicht dieser oft nicht aus, um das Kriterium der Verbundlänge zu erfüllen. In diesen Fällen darf gemäß geltender Normen [15, 16] keine Rückhängebewehrung zur Laststeigerung eingesetzt werden.

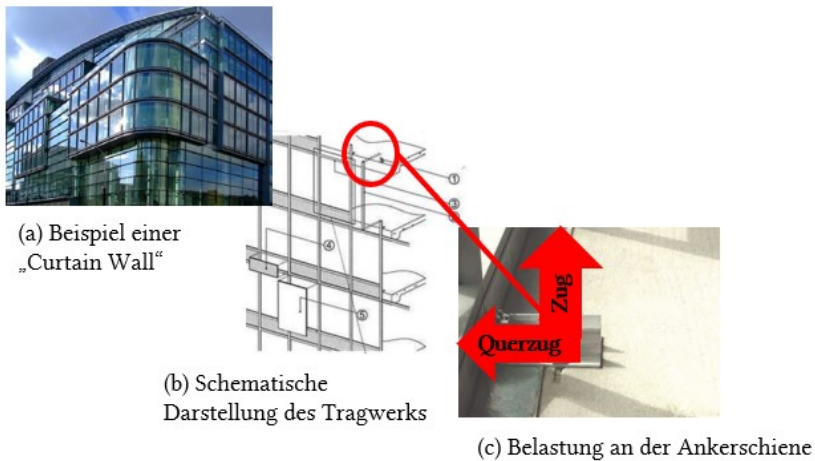


Abbildung 1.1: Veranschaulichung eines Curtain-Wall Systems (a), der schematischen Darstellung des Tragwerks (b) und der Ankerschiene unter typischer Belastung (c) [1, 44].

Wenn jedoch ein typisches Beispiel eines Curtain Wall Systems betrachtet wird (vgl. Abbildung 1.1) zeigt sich, dass Ankerschienen nahe am Rand nicht nur die Gewichtsbelastung des Fassadensystems abtragen müssen, sondern auch einer hohen Windsoglast ausgesetzt sind, die durch die großen Fassadenelemente verursacht wird. Eine solche Belastungskombination erfordert ein funktionierendes Konzept für die Lastumlagerung nahe am Rand. Dies ist besonders relevant, wenn die Schiene zulässigen minimalen Randabstand genutzt wird und dabei hohe Querczuglasten abtragen muss.

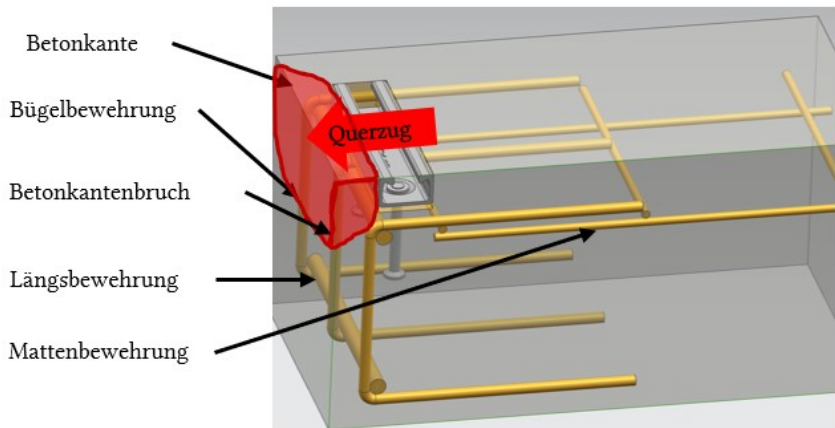


Abbildung 1.2: Schematische Darstellung der Einbausituation einer Ankerschiene in minimalem Randabstand.

Abbildung 1.2 zeigt eine Ankerschiene, die in einem minimal zulässigen Randabstand einbetoniert ist. Eine schematische Darstellung eines Ausbruchkörpers ist zu sehen, der aufgrund der zu geringen Einbindetiefen l_v über die Bewehrung hinweggeschoben wird und die Bewehrungselemente nicht aktivieren kann.

Ein weiteres Problem, das mit Befestigungen mit geringem Randabstand einhergeht, ist die konstruktiv notwendige engmaschige Randverbügelung. Ein erheblicher Planungsaufwand ist erforderlich, um die Achsabstände zwischen den Bügeln mit den Ankerabständen an den Schienenkörpern zu vereinbaren.

Es ist demnach ein hoher Planungsaufwand notwendig, um die Ankerschiene in diesem engen Bewehrungsfenster zu positionieren. Durch die Zugabe von zusätzlicher RHB wird dieser Planungsaufwand nochmals erhöht. Gemäß geltenden Normen sollten in diesen Bereichen Einlegeteile

so angebracht werden, dass zwischen ihnen ein Mindestabstand eingehalten wird, der ausreichendes Verdichten des eingebrachten Betons ermöglicht [17, 20]. In der Praxis kommt es häufig vor, dass die Bewehrungselemente beiseite gedrückt werden, um die Rüttelflasche einführen zu können oder dass Bewehrungseisen eigenmächtig mit einem Bolzenschneider entfernt werden, weil in diesem Bereich noch ein Schalungsanker gesetzt werden muss. Hierdurch kann nicht mehr gewährleistet werden, dass die Rückhängebewehrung, welche sich auf ersten Blick nicht von der regulären Bewehrung unterscheiden lässt, noch an der richtigen Position liegt oder die benötigte Verankerungslänge im Beton aufweist.

1.2 Zielsetzung und Themenbereich

Ziel dieser Arbeit ist es, eine alternative Verstärkungsmöglichkeit für Ankerschienen in Randnähe unter Querkzugbeanspruchung zu entwickeln. Zudem soll diese neue Verstärkungsmethode so bemessen werden, dass ein sicherer Einsatz des neu entwickelten Systems möglich ist. Voraussetzung hierbei ist, dass die Einschränkungen des Anwendungsbereichs z.B. durch eine zu geringe Verbundlänge l_v nicht maßgebend ist. Idealerweise wird die Einleitung der Last in die Betonkante durch die Verstärkungsmethode verzögert, sodass eventuelle Risse erst zu einem späten Belastungszeitpunkt auftreten. Auch der Einfluss einer Entkopplung der Ankerschienen, beispielsweise durch die Verwendung von kompressiblen Materialien, kann untersucht werden.

Da aktuelle Systeme unter Verwendung von Rückhängebewehrungen Lasten erst nach Entstehung von Rissen aufnehmen und weiterleiten können, wird im Rahmen dieser Arbeit eine neue Verstärkungsmethode

entwickelt, die eine Lastableitung vor dem Beginn der Rissbildung ermöglicht. Durch Anwendung dieser rissunabhängigen Verstärkungsmethode soll das Einsatzgebiet im Bereich der Gebrauchstauglichkeit verbessert werden.

Um einen qualitativen Vergleich zwischen der neuentwickelten Verstärkungsmethode und bisherigen Varianten ziehen zu können, wird zunächst der Tragmechanismus von herkömmlichen Bewehrungselementen erläutert, gefolgt von der Erklärung des bereits eingeführten Konzepts der Rückhängebewehrung. Anschließend wird anhand existierender Berechnungsmodelle der Lastabtragungsmechanismus analysiert und der aktuelle Stand der Technik erläutert.

Nachdem das Verständnis der Lastabtragungsmechanismen erlangt und die Grenzen der aktuellen Methoden identifiziert wurden, wird eine neue Methode zur Verstärkung entwickelt. In einem ersten Schritt werden hierzu Tastversuche und numerische Berechnungen durchgeführt, die als Grundlage für die Modellbildung dienen sollen.

Die numerische Modellierung wird mittels Finite Elemente Methode (FEM) mit dem Programm Atena der Firma Cervenak Consulting durchgeführt. Die Tast- bzw. Modellbildungsversuche wurden in den Prüffeldern der fischerwerke GmbH & Co. KG. und des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) an der Universität Stuttgart durchgeführt.

1.3 Vorgehensweise des Lösungsprozesses

In diesem Kapitel werden die methodische Herangehensweise und die verwendete wissenschaftliche Methode dargestellt. Die Versuchsmatrix der

numerischen Untersuchungen basiert auf dem Design of Experiment (DoE)-Ansatz. Die erstellte Versuchsmatrix berücksichtigt zahlreiche Einflussfaktoren gleichzeitig. Als Resultat werden der Einfluss der einzelnen Einflussparameter sowie deren Wechselwirkungen auf die betrachtete Versuchsgröße ermittelt. Nachdem die maßgeblichen Einflussfaktoren mithilfe dieser Methode ermittelt wurden, sollten die auf ihnen aufbauenden Modellbildungsversuche ausschließlich mit diesen Faktoren durchgeführt werden. Zur Erzielung von praxisnahen Modellbildungsversuchen, wird nur ein Ausschnitt aus dem zuvor aufgespannten Versuchsraum experimentell nachgewiesen.

1.3.1 Definition Design of Experiment (DoE)

Ein DoE, früher auch als statistische Versuchsplanung bezeichnet, umfasst eine Sammlung von statischen Verfahren und Modellen, die vor oder nach einer Versuchsreihe angewendet werden können. Sie werden hauptsächlich zur Optimierung von Fertigungsprozessen oder Planung großer Versuchsreihen genutzt, um durch die Variation mehrerer Einflussgrößen gleichzeitig Zeit und Kosten einzusparen. Diese Zeit- und Kostenersparnis wird erreicht, indem auf zeitaufwändige Verfahren wie z.B. das „Trial and error“ oder das „One factor at a time (OFAT)“-Verfahren verzichtet werden. Obwohl diese Verfahren auch zu den gesuchten Zielgrößen führen können, erfordern sie einen höheren Aufwand und liefern möglicherweise nicht optimale Ergebnisse.

Als zu untersuchende Zielgröße y können in einem ersten Schritt alle Größen definiert werden, die während des Versuchs messtechnisch erfasst werden können. In dieser Arbeit handelt es sich beispielsweise um die Versagenslast V_u , die Verschiebung bei V_u oder andere messbare Größen.

Parameter, welche einen eventuellen Einfluss auf die Zielgröße y haben, werden als Einflussgrößen bezeichnet. Hierzu gehören beispielsweise der Randabstand c_1 , das verwendete Ankerschienenprofil, die Betondruckfestigkeit f_c oder die Einbindetiefe h_{ef} . Diese Einflussgrößen können in steuerbare Größen oder Störgrößen unterteilt werden. Störgrößen sind Größen, die aus technischen oder Kostengründen nicht kontrollierbar sind. Dazu gehören beispielsweise Veränderungen der Umgebungsbedingungen, Materialinhomogenitäten und der Einfluss wechselnder Bediener der Versuchseinrichtungen [36].

Im Folgenden wird nur auf den 2^k -vollfaktoriellen Versuchsplan eingegangen, da dieser in der Arbeit verwendet wurde. Bei einem solchen Plan handelt es sich um einen Versuchsplan mit k Faktoren, welche jeweils zwei Stufen aufweisen. Die Faktorstufen können entweder codiert und mit +1 und -1 für die Hoch- bzw. Tiefwerte dargestellt werden oder, wie in dieser Arbeit, uncodiert mit den entsprechenden Dimensionen. Grundsätzlich könnte der Versuchsaufwand durch einen 2^k -teilmfaktoriellen Versuchsplan weiter reduziert werden. Bei Versuchen in inhomogenen Materialien mit einer niedrigen erwarteten Robustheit ist dieses Vorgehen jedoch nicht zu empfehlen [28].

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_{12}x_1x_2 + error \quad (1.1)$$

Mit:

b_0 : Mittelwert

b_nx_n : Hauptauswirkungen

$b_{ni}x_nx_i$: Wechselwirkungen

error: Nicht erklärbare Streuung

Zu Beginn eines vollfaktoriellen Versuchs sollte ein Signifikanzniveau α ausgewählt werden. Üblicherweise liegt dieses zwischen 1 % und 5 %. Damit wird die Wahrscheinlichkeit beschrieben, ob ein Effekt zufällig auftritt oder ob er die Zielgröße signifikant beeinflusst. Zusätzlich wird die Aussage des Versuchsplans auf ein Konfidenzintervall bezogen. Für technische Anwendungen liegt dieses zwischen 95 % und 99 %. Es gibt an mit welcher Aussagewahrscheinlichkeit sich das Ergebnis innerhalb des Intervalls befindet.

Das mathematische Modell des Versuchsplans wird als Regressionsgleichung in Gleichung (1.1) dargestellt. Dabei werden die Änderungen der einzelnen Einflussgrößen b_1 und b_2 berechnet, die der Methode der kleinsten Fehlerquadrate [49] entsprechen. Zu diesen Änderungen wird die Zweifach-Wechselwirkung der Einflussfaktoren b_{12} auf den Mittelwert b_0 addiert. Unter b_{12} werden Zweifach-Wechselwirkungen der Einflussgrößen definiert.

Die Qualität Modells, das auf diese Weise ermittelt wird, kann anschließend anhand des Bestimmtheitsmaßes R^2 oder durch einen graphischen Nachweis der Normalverteilung klassifiziert werden. Das Bestimmtheitsmaß zeigt an, wie gut das mathematische Modell die Versuchsergebnisse wiedergeben oder annähern kann. Dieses Maß ergibt sich aus dem Verhältnis der Summe der quadrierten Fehler und gibt somit an, wie viele Abweichungen der Daten es von der Vorhersage des Modells gibt. Ein hohes Bestimmtheitsmaß zeigt eine gute Übereinstimmung des mathematischen Modells mit den Versuchsergebnissen an. Zudem kann die Qualität des Modells auch durch ein Wahrscheinlichkeitsnetz graphisch

dargestellt werden. Dabei wird überprüft, ob die Stichproben des Versuchs die Merkmale eine Normalverteilung aufweisen [3, 36, 41].

Die Signifikanz eines Effekts auf die Zielgröße kann durch den Vergleich des p-Werts dargestellt werden. Dabei werden die Signifikanzwerte der einzelnen Faktorstufen mit dem zuvor gewählten Signifikanzniveau α des Modells verglichen. Ist dieser Signifikanzwert größer als α , kann der Einfluss des Effekts als wahrscheinlich nicht signifikant definiert werden. Je größer die Differenz zwischen dem p-Wert und α ist, desto unwahrscheinlicher ist ein Einfluss des Effekts zu bewerten [3, 36, 41, 49].

Nach einer ersten Bewertung der Signifikanz der ersten Regressionsgleichung werden unwesentliche Effekte für eine weitere Auswertung aus dem Modell entfernt, sofern diese als irrelevant erkannt werden. Dieser Vorgang nennt sich Anpassen des Modells und hat zum Ziel, das unter Bewahrung eines annehmbaren Bestimmtheitsmaßes R^2 die Regressionsgleichung am Ende nur noch aus Faktoren besteht, welche als Signifikant zu werten sind [36, 49].

1.3.2 Zielsetzung der numerischen Untersuchungen

Die numerischen Untersuchungen sollen mithilfe des nichtlinearen FEM Programms Atena durchgeführt werden. Dieses Programm wurde bisher zur Simulation von großteiligen Betonmodellen genutzt und hat seinen Ursprung in SBETA [12].

Ziel der numerischen Untersuchung ist die Erstellung und Kalibrierung eines Modells der Ankerschiene, welche im Beton eingebettet ist. Mit diesem kalibrierten Modell sollen dann im Anschluss die zuvor beschriebenen 2^k -vollfaktoriellen Versuchspläne, welche durch die DoE-Methode erstellt

wurden, simuliert und für weitere Auswertung genutzt werden. Dabei wird das Modell mit dem Post-processing Programm GiD erstellt, welches von Atena Science empfohlen wird.

Es werden Modelle für jeden Versuch des Versuchsplans erstellt und berechnet, um die signifikanten Einflussgrößen mit möglichst geringem Material- und Kostenaufwand zu bestimmen und nicht signifikante Größen zu ermitteln. Dadurch müssen diese bei den Realversuchen nicht mehr berücksichtigt werden. Die Auswertung der ersten Ergebnisse und die darauf basierende Berechnung eines Regressionsmodells geben einen ersten Einblick auf ein mögliches Berechnungsmodell.

1.3.3 Zielsetzung der experimentellen Untersuchungen

Ziel der experimentellen Untersuchung ist es, erste Ergebnisse zur Kalibrierung der numerischen Untersuchung zu erzielen. Nach Abschluss der numerischen Untersuchung und Identifizierung der signifikanten Einflussgrößen wird eine umfangreiche Versuchsreihe zur Modellbildung durchgeführt, um die Aussagen der DoE zu verifizieren. Die Ergebnisse dienen der Modellbildung sowie der Bestätigung der Effektivität der entwickelten Verstärkungsmethode. Zusätzlich soll die Effektivität in Abhängigkeit typischer Bewehrungsgrade untersucht werden. Daraus sollen Rückschlüsse gezogen werden, wie das Modell angepasst werden muss, um auch unter diesen Bedingungen akzeptable Ergebnisse zu liefern.

2 Kenntnisstand zu Verankerungen mit und ohne Verstärkung

2.1 Einführung

In diesem Kapitel wird das Lastabtragungsverhalten von Ankerschienen unter Querlast ohne Verwendung von Verstärkungselementen, sei es Bewehrung oder spezielle Verstärkungen, erörtert. Es folgt eine Beschreibung des aktuellen Stands der Technik wobei die Verwendung von Bewehrung im Allgemeinen und insbesondere für den Einsatz von Rückhängebewehrungen behandelt wird.

Der gültige Berechnungsansatz für unbewehrten und bewehrten Beton sowie für Rückhängebewehrungen im Bereich von Ankerschienen gemäß den aktuellen Normen wird anhand von wissenschaftlichen Arbeiten (Abschlussarbeiten, Dissertationen und Veröffentlichungen) erläutert, die in diesem Bereich durchgeführt wurden. Abschließend wird der normative Begriff der Gebrauchstauglichkeit erläutert. Dieser stellt ein qualitatives Kriterium neben der reinen Betrachtung der Last dar und ist im Bauwesen von Bedeutung.

Anhand dieser Grundlagen soll eine Bewertung bestehender Verstärkungsmöglichkeiten auf dem Markt erfolgen. Die festgestellten Einschränkungen dieser Systeme sollen vor allem Verbesserungsmöglichkeiten aufdecken, die durch die in dieser Arbeit entwickelte Verstärkungsmethode ausgeschöpft werden können.

2.2 Tragmechanismen von Ankerschienen ohne Verstärkung

Potthoff untersuchte in seiner Arbeit das Tragverhalten von Ankerschienen in unbewehrtem Beton [42]. Hierfür führte er numerische Untersuchungen

mit dem FE-Programm **MA**croscopic **S**pace **A**nalysis (MASA), durch und validierte diese Ergebnisse mittels experimenteller Versuche.

Potthoff stellte im Rahmen seiner Arbeit fest, dass die Länge einer Ankerschiene mit nur einem Anker im Vergleich zu einem einbetonierten Kopfbolzen keinen signifikanten Unterschied auf das Lastabtragungsverhalten aufweist. Des Weiteren zeigte es auf, dass mit zunehmendem Randabstand c_1 die Wahrscheinlichkeit eines Betonkantenbruchs immer geringer wird, da die Stahltragfähigkeit der Schiene im Bereich des Lippenversagens oder der Spezialschraube erreicht wird.

Im Gegensatz zum geringen Unterschied im Tragverhalten von Schienenstücken mit einem einzigen Anker, übertragen Ankerschienen mit mehreren Ankern bei einer Belastung in Querszugrichtung etwa 60 bis 70 % der Höchstlast über das Schienenprofil ab. Die restlichen 30 % werden auf die Anker verteilt und in den Beton eingeleitet. Jedoch wurde festgestellt, dass durch die exzentrische Belastung, welche sich auf die Entfernung zwischen der Lasteinleitung und dem Anker bezieht, eine hohe Zugbelastung in den Ankern verursacht wird [23, 29, 42]. Die Anker verhindern somit ein Herausziehen des Schienenkörpers aus dem Beton aufgrund dieser Zugbelastung. In Abbildung 2.1 ist auf der linken Seite (a) zu erkennen, dass die Anker, welche weiter entfernt sind, immer weniger Last abtragen (dargestellt durch die Farbgebung).

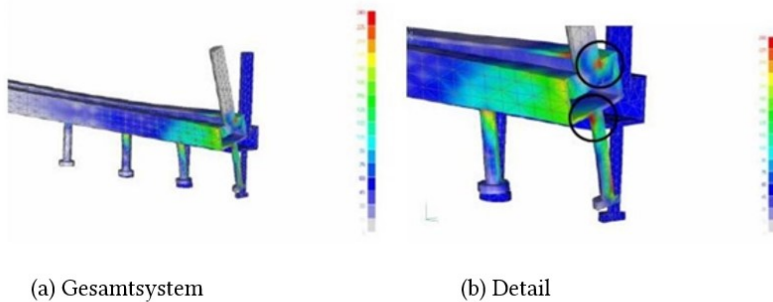


Abbildung 2.1: Ergebnis der numerischen Simulation einer Ankerschien unter Querbelastung mittels MASA nach [42].

Daher ist davon auszugehen, dass eine kritische Einflusslänge besteht. Anker außerhalb dieser kritischen Einflusslänge können nicht für die Lastabtragung aktiviert werden. Untersuchungen zeigen zusätzlich, dass ein großer Teil der Belastung in den Schienenkörper eingeleitet wird (b). Potthoff konnte nachweisen, dass der Schienenkörper maßgeblich an der Lasteinleitung in den Beton beteiligt ist, Anker für Querkraftbelastungen nur eine untergeordnete Rolle spielen. Die numerischen Untersuchungen ergaben zudem, dass die größten Deformationen im Bereich der Lasteinleitung der Spezialschraube auftreten. Folglich wird der umgebende Beton in diesem Bereich am stärksten durch den höher belasteten Schienenkörper belastet.

Um eine einfache Vergleichbarkeit des Berechnungsansatzes zu gewährleisten, wurde trotz vorliegender Erkenntnisse derselbe Ansatz zur Ermittlung der kritischen Einflusslänge verwendet, wie er auch für Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung nach Kraus [37]

angewendet wird. Dieser Ansatz beruht auf der Annahme einer dreiecksförmigen Lastverteilung wie in Abbildung 2.2 veranschaulicht. Hierbei wird eine Einheitslast der Größe „1“ an der Stelle der Lasteinleitung angenommen und von diesem Punkt auf die innerhalb von $2 \cdot l_i$ liegenden Anker verteilt. Der Schienenkörper verteilt dabei nur die Lasten auf die Anker, für einen weiteren Lasteintrag in den Beton wird der Schienenkörper nicht berücksichtigt.

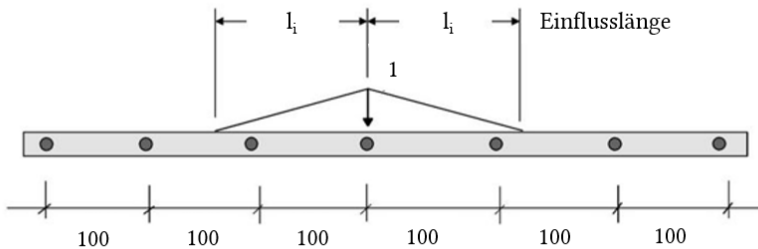


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der dreiecksförmigen Lastverteilung nach [37].

Die Einflusslänge l_i wurde in der Dissertation von Kraus [37] ermittelt. Sie hängt vom verwendeten Schienenprofil, also dem Flächenträgheitsmoment I_y , sowie dem Achsabstand s der Anker zueinander ab:

$$l_i = k_1 \cdot I_y^{0,05} \cdot s^{0,5} \geq s \quad (2.1)$$

mit:

k_1 :	13	[-]
I_y :	Flächenträgheitsmoment	[mm ⁴]

s: Ankerabstand [mm]

Die Lastverteilung auf die einzelnen Anker kann nach [37, 42] mittels Verwendung des Strahlensatzes berechnet werden. Eine weitere Erkenntnis der Arbeit war, dass mit größer werdendem Profil bei gleichbleibender Schienenlänge die Betonkantenbruchlast ansteigt. Potthoff erklärt dies durch eine zunehmende Steifigkeit der Ankerschiene sowie durch die dickeren, tiefer einbindenden Anker. Um diesen Einfluss in der späteren Berechnung zu berücksichtigen, führte Potthoff einen Profilmfaktor α_p ein.

Mit diesem Profilmfaktor lässt sich ein Anker, welcher unbeeinflusst von Randabständen oder weiteren Ankern ist, wie folgt berechnen:

$$V_{Rk,c}^0 = \alpha_p \cdot c_1^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cc}} \quad (2.2)$$

mit:

$V_{Rk,c}$: mittlerer Widerstand eines Ankers
[N]

α_p : Profilmfaktor [-]

c_1 : Randabstand [mm]

f_{cc} : Betondruckfestigkeit am 150 mm Würfel [N/mm²]

Potthoff ermittelte die Profilmfaktoren aus den numerischen Untersuchungen für kleine, mittlere und große Schienenprofile. Zwischenwerte zu den untersuchten Varianten müssen experimentell bzw. numerisch bestimmt werden oder es ist der Wert für das nächstkleinere Profil zu verwenden. In der Tabelle 2.1 sind die von Potthoff vorgeschlagenen Profilmfaktoren zusammengestellt.

Tabelle 2.1: Vorgeschlagene Profilmfaktoren nach [42].

α_p	Profilbreite	Profilhöhe
[-]	[mm]	[mm]
5	≤ 28	15
6	≤ 50	30
7	72	48

Der Exponent von 1,5 mit dem der Randabstand in die Gleichung eingeht und aus dem CC-Verfahren bekannt ist, konnte von Potthoff mittels numerischer Berechnungen bestätigen. Allerdings wird wie in Abbildung 2.3 zu sehen die berechneten Lasten bei kleinen Randabständen unterschätzt, während sie bei großen Randabständen überschätzt wird.

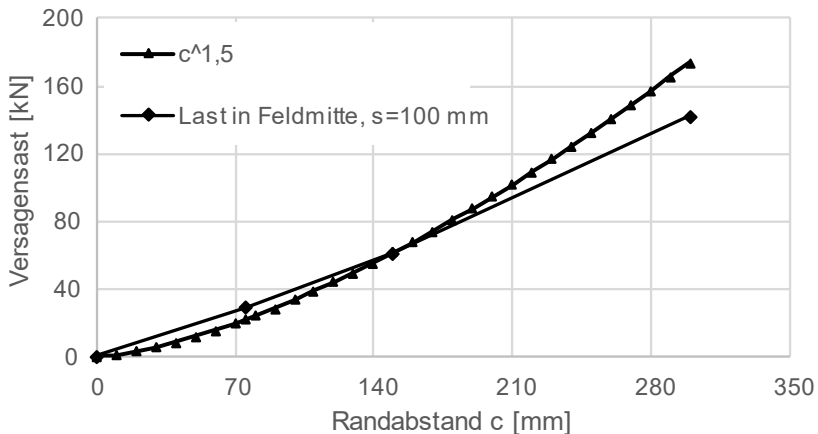


Abbildung 2.3: Vergleich der Annahme des Exponenten von 1,5 im Vergleich zu den numerischen Ergebnissen nach [42].

Potthoff ermittelte, dass, bei gleichbleibendem Randabstand c_1 mit steigendem Abstand s der Anker zueinander, die Last tendenziell zunimmt. Zusätzlich zeigte sich, dass ein kritischer Abstand existiert, ab dem sich die

20

Ausbruchkegel der Einzelanker überschneiden und sich somit gegenseitig beeinflussen. Durch diese Beeinflussung verringert sich die maximal übertragbare Last der Ankerschiene ähnlich dem Einfluss von Mehrfachbefestigungen nach dem CC-Verfahren. Den Einfluss auf die Versagenslast durch benachbarte Anker $\alpha_{s,v}$ lässt sich nach folgender Gleichung berechnen:

$$\alpha_{s,v} = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^n \left[\left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,v}} \right)^{1,5} \cdot \frac{V_i}{V_1} \right]} \leq 1,0 \quad (2.3)$$

mit:

$s_{cr,v}$:	kritischer Achsabstand	[mm]
s_i :	Vorhandener Achsabstand	[mm]
$\frac{V_i}{V_1}$:	Quotient eines Ankers durch den betrachteten Anker	[-]

Der Einfluss mehrerer Anker auf den betrachteten Anker wird durch die Summe im Nenner dargestellt. Der kritische Achsabstand kann nach Potthoff aus dem Randabstand und der Schienenbreite wie folgt ermittelt werden

$$s_{cr,v} = 2 \cdot c_{cr,v} = 4 \cdot c_1 + 2 \cdot b_{ch} \quad (2.4)$$

mit:

$c_{cr,v}$:	kritischer Randabstand	[mm]
c_1 :	Randabstand	[mm]
b_{ch} :	Breite des Schienenprofils	[mm]

Als weitere Einflussgröße auf die Tragfähigkeit von Ankerschienen ermittelte Potthoff die Bauteildicke des Betonkörpers in welchem die Schiene einbetoniert ist. Je dünner der Betonkörper ist, umso wahrscheinlicher wird ein Versagen durch Spalten anstatt durch Betonkantenbruch. Dies zeigen die Simulationsergebnisse in Abbildung 2.4.

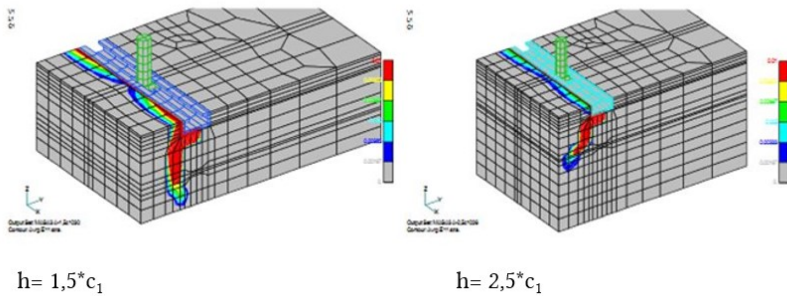


Abbildung 2.4: Ergebnis der numerischen Auswertung zur Untersuchung des Einflusses der Bauteildicke nach [42].

Hierbei ist zu erkennen, dass bei einer geringen Bauteildicke die Rissbildung tendenziell nach unten durch Spalten des Betonkörpers stattfindet. Bei einem ausreichend dicken Betonkörper zeigt sich in Abbildung 2.4 rechts, das Ausbilden eines Betonausbruchkörpers. Dieser Einfluss wird über den Faktor $\alpha_{h,V}$ berücksichtigt und kann nach Gleichung (2.5), berechnet werden.

$$\alpha_{h,V} = \left(\frac{h}{h_{cr,V}} \right)^{2/3} \leq 1,0 \quad (2.5)$$

mit:

$h_{cr,V}$: kritische Bauteilhöhe [mm]

h: Vorhandene Bauteilhöhe [mm]

Die kritische Bauteilhöhe ist abhängig vom Randabstand und der Höhe des Schienenprofils, sie lässt sich wie folgt ermitteln.

$$h_{cr,V} = 2 \cdot c_1 + 2 \cdot h_{ch} \quad (2.6)$$

mit:

c_1 : Randabstand [mm]

h_{ch} : Höhe des Schienenprofils [mm]

Als letzter Einflussfaktor auf die Tragfähigkeit von Ankerschienen ermittelte Potthoff den Einfluss eines weiteren Randes c_2 für Ankerschienen welche sich in z.B. einer Ecklage befinden. Mit kleinerem Abstand der Schiene zur Ecke wird, nach Unterschreiten des kritischen Randabstands der mögliche theoretische Ausbruchkörper begrenzt. Damit einher geht eine Reduktion der Traglast der Ankerschiene. Dieser Effekt wird über den Einflussfaktor $\alpha_{c,V}$ berücksichtigt.

$$\alpha_{c,V} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,V}} \right)^{0,5} \quad (2.7)$$

mit:

$c_{cr,V}$: kritischer Randabstand [mm]

c_2 : Randabstand zum zweiten Rand [mm]

Unter Berücksichtigung aller genannten Einflussfaktoren lässt sich nach Potthoff die Versagenslast *eines* Ankers nach Gleichung (2.8) berechnen.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \alpha_{s,v} \cdot \alpha_{h,v} \cdot \alpha_{c,v} \quad (2.8)$$

Mit:

$V_{Rk,c}^0$:	mittlerer Widerstand eines Ankers	[N]
$\alpha_{s,v}$:	Einflussfaktor durch benachbarte Anker	[-]
$\alpha_{h,v}$:	Einflussfaktor der Höhe des Betonkörpers	[-]
$\alpha_{c,v}$:	Einflussfaktor mehrerer Ränder	[-]

2.2.1 Bemessung nach DIN EN 1992 + TR

Nachdem die Erkenntnisse von Potthoff für Ankerschienen im vorigen Kapitel zusammengefasst wurden, soll in diesem Kapitel auf die aktuellen Normen DIN EN 1992-4 und den Technical Report 047 (TR047) eingegangen werden. Der charakteristische Widerstand einer Ankerschiene gegen Betonkantenbruch lässt sich nach [15, 26] wie folgt ermitteln.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{ch,s,v} \cdot \Psi_{ch,c,v} \cdot \Psi_{ch,h,v} \cdot \Psi_{ch,90^\circ,v} \cdot \Psi_{re,v} \quad (2.9)$$

Mit:

$V_{Rk,c}^0$:	mittlerer Widerstand eines Ankers	[N]
$\Psi_{ch,s,v}$:	Einflussfaktor durch benachbarte Anker	[-]
$\Psi_{ch,c,v}$:	Einflussfaktor mehrerer Ränder	
$\Psi_{ch,h,v}$:	Einflussfaktor der Höhe des Betonkörpers	[-]
$\Psi_{ch,90^\circ,v}$:	Einflussfaktor der Belastungsrichtung zum Rand	[-]
$\Psi_{re,v}$:	Einflussfaktor des Risszustands des Betons	[-]

Auf den Grundwert des charakteristischen Widerstands $V_{Rk,c}^0$ werden Abminderungsfaktoren für den Einfluss benachbarter Anker, eines oder mehrerer Ränder, der Bauteilhöhe, Lastrichtung und einer engen Bewehrung multipliziert.

Der Faktor $\Psi_{ch,90^\circ,V}$ beschreibt die Belastung einer Ankerschiene in Randnähe welche parallel zum Rand belastet wird. Diese Art der Belastung ist in Abbildung 2.5 schematisch dargestellt und wird nach [15] wie folgt modifiziert.

$$\Psi_{ch,90^\circ,V} = 2,5 \quad (2.10)$$

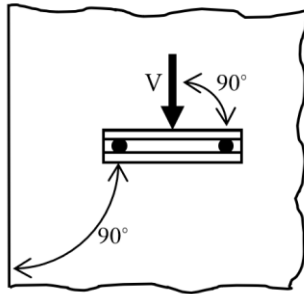


Abbildung 2.5: Schematische Darstellung des Einflusses einer Belastung parallel zum Rand nach [15, 26].

Der Faktor $\Psi_{re,V}$ berücksichtigt eine im Betonkörper liegende Bewehrung, welche allerdings noch nicht explizit für die Verwendung als Rückhängebewehrung bemessen ist, sondern aus konstruktiver Sicht

angeordnet wird. Der Faktor hat je nach vorliegenden Randbedingungen folgende Werte:

$\Psi_{re,v} = 1,0$	Für ungerissenen Beton oder gerissenen Beton ohne Bewehrung
$\Psi_{re,v} = 1,2$	Für gerissenen Beton mit Randbewehrung $d_s \geq 12$ mm
$\Psi_{re,v} = 1,4$	Für gerissenen Beton mit Randbewehrung oder engmaschiger Bügelbewehrung mit $a \leq 100$ mm und $a \leq 2 c_1$

Zusätzlich zu diesen beiden Faktoren gibt es leichte Unterschiede in den Exponenten der schon bekannten Faktoren. So berechnet sich $V_{Rk,c}^0$ im Gegensatz zu Gleichung (2.2) nicht mit einem Exponenten von 1,5 über der effektiven Verankerungstiefe, sondern mit einem Faktor von 4/3.

$$V_{Rk,c}^0 = k_{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{4/3} \quad (2.11)$$

Mit:

$k_{12} = k_{cr,v}$:	Faktor für gerissenen Beton	[-]
$= k_{ucr,v}$:	Faktor für ungerissenen Beton	[-]
f_{ck} :	Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]

Hierbei muss beachtet werden, dass die Zylinderdruckfestigkeit, die in Gleichung (2.11) angesetzt werden kann, auf 60 N/mm² begrenzt ist. Höherfeste Betone sind nicht durch Gleichung (2.11) abgedeckt [15, 26]. Der Faktor k_{12} , welcher den Risszustand des Betonkörpers darstellt, kann der gültigen Europäischen technischen Bewertung (ETA) der zugehörigen Ankerschienen entnommen werden.

Für den Einfluss benachbarter Anker wird in der Norm darauf hingewiesen, dass nur Anker betrachtet werden, deren Belastung zum Rand hinwirkt. Belastungen, die vom Rand weg wirken werden vernachlässigt.

In der Norm wird der Einfluss eines oder mehrerer Ränder auf die Tragfähigkeit der Ankerschiene, wie von Potthoff vorgeschlagen, verwendet.

Für die Betrachtung der Bauteildicke, wird in der Norm abweichend von Gleichung (2.5) eine Potenz von 0,5 verwendet:

$$\psi_{ch,h,v} = \left(\frac{h}{h_{cr,v}} \right)^{0,5} \leq 1,0 \quad (2.12)$$

Mit:

h :	Vorhandene Bauteilhöhe	[mm]
$h_{cr,v}$:	Kritische Bauteilhöhe	[mm]

2.2.2 FIB Design Guide

Die Herangehensweise im FIB Bulletin 58 [22] ist vergleichbar mit derjenigen nach DIN EN 1992-4. Hierbei wird angenommen, dass die Lasten der Ankerschiene über Biegung auf die Anker übertragen werden. Die Lastübertragung auf den Beton findet rechnerisch allerdings über die Anker statt, wodurch die Interaktion mit den Rechenansätzen für eine zentrische Zugbelastung ermöglicht wird [22].

Der Nachweis des Betonkantenbruchs für Ankerschienen kann laut dem FIB Bulletin 58 [22] vernachlässigt werden, wenn ein Randabstand $c_1 \geq \max(10 d_{\text{ef}}; 60 \text{ d})$ erfüllt ist. Für geringere Randabstände wird empfohlen, die Betonkantenbruchlast wie folgt zu ermitteln.

$$V_{Rk,c}^0 = \alpha_{ch,V} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad (2.13)$$

Mit:

$\alpha_{ch,V} = k_{cr,V}$	Faktor ungerissener Beton	[-]
$\alpha_{ch,V} = k_{ucr,V}$	Faktor gerissener Beton	[-]
c_1 :	Randabstand	[mm]
f_{ck} :	char. Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]

2.3 Tragmechanismus von Bewehrungselementen

Nachdem im vorherigen Kapitel der Betonkantenbruch einer Ankerschiene mit den zugehörigen Einflussfaktoren hergeleitet wurde, soll dieses Kapitel den Tragmechanismus einer Ankerschiene im bewehrten Beton erläutern. Hierzu wird in einem ersten Schritt auf die Verbundmechanismen eines Bewehrungsstabes mit dem umgebenden Beton eingegangen.

2.3.1 Mögliche Versagensmechanismen von Befestigern in Interaktion mit Bewehrungselementen

Das im Rahmen des INFASO Forschungsvorhabens ermittelte rheologische Modell veranschaulicht die Wechselwirkung eines Befestigungsmittels mit der Bewehrung im umgebenden Beton. Nach diesem Modell kann das Tragverhalten eines Befestigungsmittels mit den folgenden Komponenten beschrieben werden, die die folgenden Versagensarten repräsentieren [38].

- Stahlversagen
- Betonversagen
- Stahlversagen der Bügelbewehrung
- Verbundversagen der Bügelbewehrung
- Herausziehen des Kopfbolzens

Diese Versagensarten werden in Form eines rheologischen Federmodells miteinander gekoppelt und sind in Abbildung 2.6 veranschaulicht. Es wird deutlich, dass ein Kopfbolzen ohne zusätzliche Bewehrungselemente auf drei verschiedene Arten versagen kann. Dies ist zunächst ein Versagen des Stahlquerschnitts (S) durch lokales Überschreiten der Zugfestigkeit des Materials. Sollte der Bolzen ausreichend tragfähig sein, jedoch die Auflagefläche des Bolzens zu gering sein, kommt es zum Versagen durch Herausziehen des Kopfbolzens (P). Wenn die Auflagefläche des Kopfbolzens ausreicht, um die Lasten in den Beton einzuleiten, so kommt es zu einem Versagen durch Betonausbruch (C).

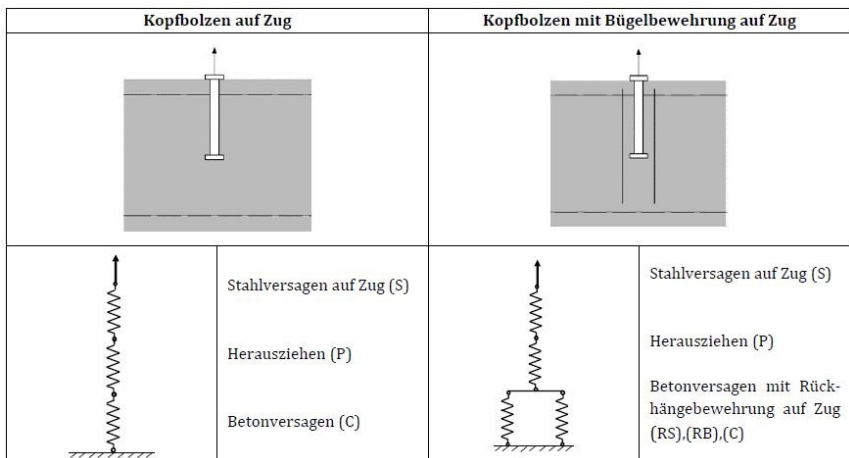


Abbildung 2.6: Ersatzmodell eines Kopfbolzens belastet durch Zug mit und ohne Rückhängebewehrung nach [38].

Das Modell verdeutlicht durch die Serienschaltung der Federelemente, dass jede Versagensart für sich zu einem Versagen des Gesamtsystems führt. Wird nun dasselbe System durch eine gezielte Zulage von Bewehrungselementen verstärkt, so ändert sich die Versagensart Stahlbruch (S) und Herausziehen (P) nicht. Im Bereich des Betonversagens wird jedoch eine Redundanz aus mehreren Komponenten geschaffen.

Bei diesem redundanten System wird die Tragfähigkeit der Bewehrung dem für Betonausbruch gegenübergestellt, da die Bewehrungselemente nach Auftreten eines Risses aktiviert werden und die Lasten übernehmen. Dadurch entstehen parallel zur Betonausbruchlast zwei weitere Versagensmechanismen, welche vom verwendeten Bewehrungsdurchmesser abhängen.

Beim Versagen des Bewehrungsstabes wird unterschieden, ob ein ausreichender Verbund zwischen Stab und Beton vorhanden ist. Wenn dieser ausreichend vorhanden ist, kann die Bewehrung vollständig aktiviert werden, wodurch es zum Stahlversagen (RS) der Bewehrung kommt. Falls der Verbund nicht ausreicht, um die umgelagerten Kräfte vollständig abzutragen, wird ein Verbundversagen (RB) der Bewehrung maßgebend.

Um die Wirkung einer Bewehrung besser verstehen zu können, muss genauer auf das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton eingegangen werden.

2.3.2 Verbundversagen von Bewehrungsstählen

Wird das Verbundversagen von Bewehrungsstäben betrachtet, so kann von zwei verschiedenen Versagensarten ausgegangen werden. Zur Unterscheidung muss überprüft werden, ob eine ausreichende

Betondeckung oder Querbewehrung vorhanden ist, welche eine geringe Betondeckung „ausgleicht“.

Für den Fall, dass die Betondeckung zu gering ist und keine Rissbehinderung durch Querbewehrungselementen gewährleistet ist, bilden sich bei zentrischen Zugbelastung Längsrisse. Diese Risse gehen vom belasteten Ende des Stabes aus, und wachsen zum unbelasteten Ende des Stabes hin an. Mit steigender Belastung kommt es dann schlussendlich zu einem schlagartigen abfallen der Verbundspannung durch ein Aufspalten des Betonkörpers [39, 45].

Wenn eine ausreichende Betondeckung vorhanden ist, oder die entstehenden Risse durch eine Querbewehrung aufgenommen werden, kommt es zu einem Verbundversagen. Dies führt zum Herausziehen des Bewehrungsstabes aus dem Beton.

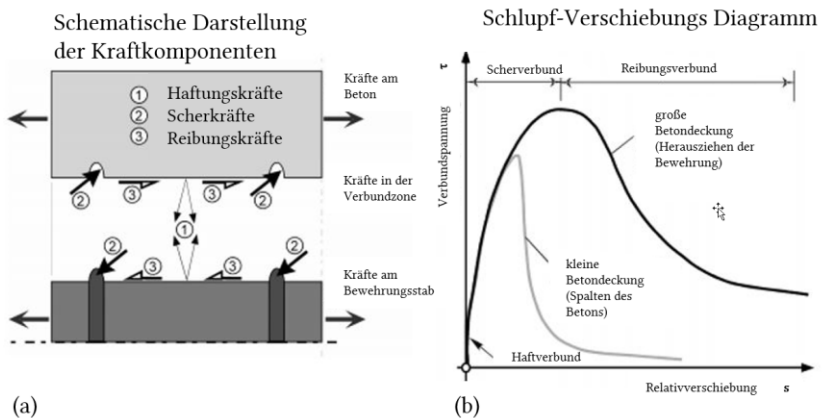


Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Kraftübertragung von gerippten Bewehrungsstäben in Beton mit Verbundversagensmechanismen (a) und zugehöriger Verbundspannungs-Verschiebungskurve (b) nach [39].

Abbildung 2.7 (a) zeigt eine Übersicht des Tragmechanismus des Verbundes. Auf der rechten Seite (b) ist die zugehörige Schlupf-Verbundspannungskurve den Fall einer ausreichenden Betondeckung zu sehen. Hier findet kein Spalten der Betondeckung statt.

Werden die einzelnen Kraftanteile betrachtet, so ist zu erkennen, dass die anfängliche Lastübertragung über den sogenannten Haftverbund stattfindet. Dieser weist ein sehr steifes Verschiebungsverhalten auf und beruht darauf, dass sich an den Kontaktflächen zwischen Stahl und Beton Haftkräfte durch die Klebewirkung des Zementsteins, welcher in die raue Oberfläche des Stahls einwächst, auftreten. Dieser Verbund kann jedoch nur geringe Relativverschiebungen aufnehmen und Versagt bei einem Wert von ca. 1 N/mm^2 [40].

Nach Überschreiten dieses Haftverbunds, erfolgt die Kraftübertragung mittels mechanischer Verzahnung der Rippen des Bewehrungsstahls mit dem umgebenden Beton in Form von Scherkräften. Durch die steigenden Scherkräfte entstehen an den Kontaktpunkten der Rippenflanken zum umgebenden Beton Verbundrisse. Diese wachsen infolge von Spaltwirkungen zu den Betonkonsolen, gegen welche sich der Stahl abstützt. Weiter ansteigende Lasten führen an den Vorderseiten der Rippen zu einem dreiachsigen Spannungszustand, wodurch eine kontinuierliche Zerstörung des Betongefüges verursacht wird [39, 40].

Sobald die Betonkonsolen nach Erreich der Höchstlast abgeschert wurden, können die Lasten nur noch über einen Reibungsverbund abgetragen werden. Während dem kontinuierlichen Abscheren sinken die Verbundspannungen bis zu einem minimalen Wert ab. Dieser wird nur noch

durch die Reibungskoeffizienten zwischen Staboberfläche und Betonoberfläche definiert [39].

2.4 Tragmechanismen von Ankerschienen mit Rückhängebewehrung

Schmid [46] untersuchte in seiner Dissertation anhand von Versuchen und numerischen Berechnungen das Verhalten von Ankerschienen in Randnähe unter Berücksichtigung verschiedener Bewehrungsanordnungen. Die Versuche zeigen, dass für Ankerschienen im Gegensatz zu nachträglichen Befestigungen ein kritischer Bewehrungsgrad existiert, ab dem keine weitere Laststeigerung durch eine Erhöhung der Rückhängebewehrung erreicht wird [46].

Dies kann dadurch erklärt werden, dass bei Ankerschienen ab einer gewissen Menge an Rückhängebewehrung ein Wechsel der Versagensart zum Verbundversagen hin stattfindet. Die Betonkante kann durch das Überschieben die Bewehrung nicht mehr ausreichend aktivieren. Dadurch kann auch eine weitere Traglastreserve, welche durch die Bewehrung vorhanden ist, nicht mehr aktiviert werden.

Schmid [46] unterteilt seine Untersuchungen in Versuche im unterbewehrten Beton, welche die kritischen Menge an Bewehrung noch nicht erreicht haben und Versuche im überbewehrten Beton (vgl. Abbildung 2.8).

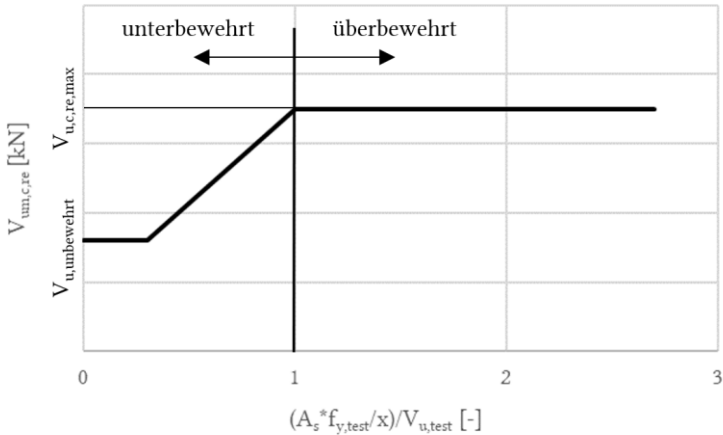


Abbildung 2.8: Grafische Darstellung der Bruchlast über den Bewehrungsgrad nach [46].

Als minimale Tragfähigkeit wird die Bruchlast im unbewehrten Beton angenommen, wie sie von Potthoff [42] nach Gleichung (2.8) berechnet wurde. Schmid [46] stellte bei seinen Versuchen jedoch fest, dass die von Potthoff [42] gewählten Profilmultiplikatoren α_p zu Ergebnissen auf der sicheren Seite führten. Daher führte Schmid [46] für seine Berechnungen modifizierte Profilmultiplikatoren ein wie sie in Tabelle 2.2 zusammengefasst sind.

Tabelle 2.2: Modifizierte Profilmultiplikatoren α_p nach [46], die Werte in Klammern entsprechen den von Potthoff vorgeschlagenen Profilmultiplikatoren.

α_p	Profilbreite
[-]	[mm]
5,0 (5,0)	= 28
5,4 (5,0)	$38 \leq b_{ch} \leq 49$
6,8 (6,0)	$50 \leq b_{ch} \leq 55$
8,0 (7,0)	> 55

Als Grenzbedingung für die kritische Menge an Bewehrung hat Schmid Gleichung (2.14) formuliert:

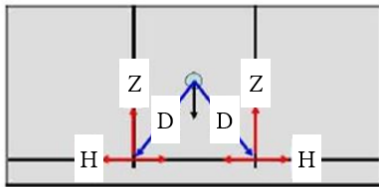
$$V_{u,c,re,max} = \alpha_{re} \cdot c^{-0,12} \cdot V_{u,c,ges} \quad (2.14)$$

Mit:

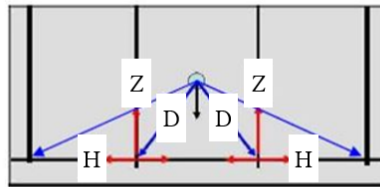
$V_{u,c,re,max}$:	maximal mögliche Verstärkung durch eine RHB	[kN]
α_{re} :	4,2 für Profile $\geq 28/15$ 2,1 für Profile $< 28/15$	[-] [-]
c:	Randabstand	[mm]
$V_{u,c,ges}$:	Bruchlast im unbewehrten Beton nach Gleichung (2.8) mit modifizierten α_p	[kN]

Die konservative Annahme des Faktors α_{re} für Profile kleiner 28/15 beruht darauf, dass nur wenige Versuche durchgeführt wurden und daher nur bedingt eine genauere Aussage getroffen werden kann.

Die mögliche Laststeigerung zwischen dem unterbewehrten Bereich, berechnet nach Gleichung (2.8) und der maximal möglichen Verstärkung nach Gleichung (2.14) berechnet Schmid nach einem modifizierten Schubdornmodell welches er aus [33] übernommen hat. Dieses Modell basiert grundlegend auf einem Fachwerkmodell, bei dem der Beton die Druckkräfte übernimmt und die Bewehrungselemente, die Zugkräfte aufnimmt, die aus den Gleichgewichtsbedingungen einer Kraftumlagerung entstehen (vgl. Abbildung 2.9).



Fachwerkmodell für zwei Bügel



Fachwerkmodell für vier Bügel

Z: Zugkräfte D: Druckkräfte H: Horizontale Zugkräfte

Abbildung 2.9: Veranschaulichung eines Fachwerkmodells nach [46].

Aus dem Fachwerkmodell ist zu erkennen, dass eine Längsbewehrung zur Aufnahme der horizontalen Zuglasten benötigt wird, um ein Kräftegleichgewicht am Knoten zu erreichen. Es wird angenommen, dass die Lasteinleitung und Lastübertragung auf die Bewehrung in derselben Ebene stattfinden.

Da sich der Lasteinleitungspunkt der Ankerschiene in der Regel jedoch um mindestens die Schienenhöhe h_{ch} über der Bewehrung befindet, ergibt sich ein Hebelarm f zwischen der eingeleiteten Kraft und der Ebene der Rückhängebewehrung (Abbildung 2.10).

Durch diesen Hebelarm ist die Zugkraft Z der Bewehrung größer als die angreifende Querkraft V . Demnach muss die angreifende Querkraft um einen Faktor x geringer sein als die in der Bewehrung abgetragene Lasten. Schmid [46] berücksichtigt diesen Reduktionsfaktor nach Gleichung (2.15).

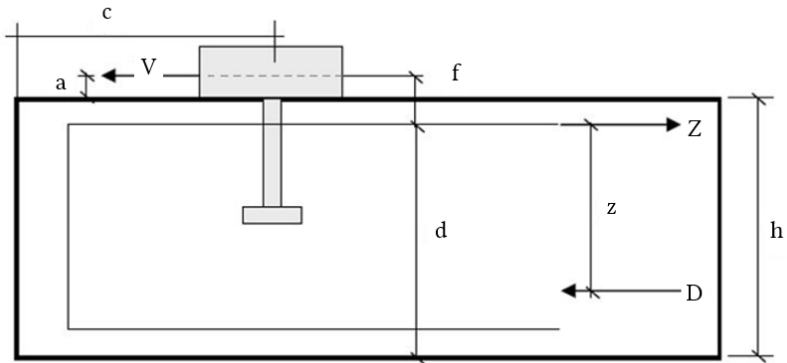


Abbildung 2.10: Modell zur Berechnung der Zugkraft in der Bewehrung nach [46].

$$x = \frac{f}{z} + 1 \quad (2.15)$$

Mit:

- f: Abstand zwischen der angreifenden Querkraft und der Mittelachse der Bewehrung
- z: $\approx 0,85 d$, Interner Hebelarm der Platte
- d: $\min(2h_{ef}, 2c)$
- c: Randabstand

Die mittlere Betonkantenbruchlast im bewehrten Fall berechnet sich nach Schmid aus der berechneten Last in der Bewehrung $V_{u,m,c,re}$ reduziert durch den hebelarmabhängigen Faktor x zu.

$$V_{um} = \frac{V_{u,m,c,re}}{x} \leq V_{u,m,c} \quad (2.16)$$

Die von der Rückhängebewehrung aufnehmbare Kraft $V_{um,c,re}$ ergibt sich aus der Summe der Hakentragfähigkeit $V_{um,Haken}$ und der Verbundtragfähigkeit $V_{um,Verbund}$ der Rückhängebewehrung:

$$\begin{aligned}
 V_{um,c,re} = V_{um,Haken} + V_{um,Verbund} & \leq \sum_n A_s \cdot f_{ym} \\
 & \leq V_{um,c,re,max} \\
 & \geq V_{um,c}
 \end{aligned}
 \tag{2.17}$$

Gleichung (2.17) wird durch drei Gleichungen begrenzt. Zusätzlich zum Verbundversagen wird die Tragfähigkeit auf die Stahltragfähigkeit der Bewehrungsstäbe begrenzt. Hierbei ist n die Anzahl der im Ausbruchkegel befindlichen Stäbe mit dem Querschnitt A_s und einer mittleren Streckgrenze f_{ym} .

Für die Hakentragfähigkeit ist die Streckgrenze der einzelnen Bügel maßgebend. Es werden nur Bügel als wirksam angesehen, welche eine Mindestverankerungslänge $l_{i,min}$ im Ausbruchkegel haben. Für Bewehrungsstäbe mit einem Stabdurchmesser $d_s \leq 16$ mm beträgt diese Mindestverankerungslänge das Vierfache des verwendeten Stabdurchmessers.

Für Bügel, welche das Kriterium der Mindestverankerungslänge erfüllen, lässt sich die Hakentragfähigkeit mittels folgender Gleichung bestimmen:

$$\begin{aligned}
 V_{um,c,Haken} = \sum_{n1} \left(\psi_1 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{30} \right)^{0,1} \right) + \\
 \sum_{n2} \left(\psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \left(\frac{f_{cc}}{30} \right)^{0,1} \right)
 \end{aligned}
 \tag{2.18}$$

Mit:

- ψ_1 : 0,95
Für die ersten diagonal geschnittenen Bügel;
Für Bügel direkt unter der Last;
Für orthogonal geschnittene Bügel zwischen zwei Lasten.
- ψ_2 : 0,16
Für Bügel die nicht unter ψ_1 fallen
- ψ_3 : $\left(\frac{d_{s,L}}{d_s}\right)^{2/3}$
- d_s : Bügeldurchmesser
- $d_{s,L}$: Durchmesser der Längsbewehrung
- ψ_4 : $\left(\frac{l_i}{c_1}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{10}{d_s}\right)^{0,25}$
- l_i : Verankerungslänge im Ausbruchkegel
- A_s : Querschnittsfläche eines Bügels
- f_{ym} : Mittlere Streckgrenze eines Bügels
- n : Anzahl der Bügel im angenommenen Ausbruchkegel
mit $l_i \geq l_{i,min}$

Für die Effektivität der Bügel ist der angenommene bzw. entstehende Rissverlauf maßgebend. In Abbildung 2.11 ist beispielhaft angegeben, welche Bügel mit einem Faktor ψ_1 und ψ_2 gewichtet werden. Es wird hierbei immer von einem Risswinkel von ca. 35° ausgegangen.

Die numerischen Berechnungen von Schmid zeigen, dass die ersten geschnittenen Bügel am stärksten belastet werden und sich die Last im geringeren Maß auf weiter entfernte Bügel verteilt. Daher werden die zuerst geschnittenen Bügel mit dem Beiwert ψ_1 relativ hoch gewichtet.

Wird die Verbundtragfähigkeit betrachtet so hängt diese maßgebend von der vorhandenen Verankerungslänge l_i im Ausbruchkegel ab. Sie kann nach Gleichung (2.19) ermittelt werden.

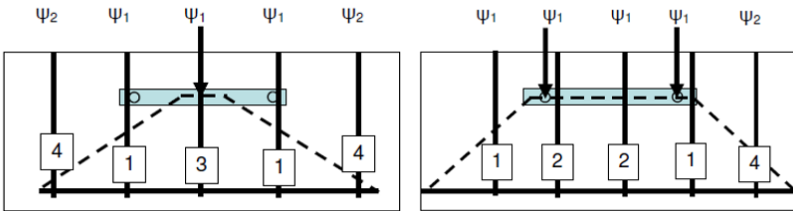


Abbildung 2.11: Beispiel zur Anwendung der Faktoren ψ_1 und ψ_2 für verschieden geschnittene Bügel nach [46].

$$V_{um,c,verbund} = \sum_n (\pi \cdot d_s \cdot l_i \cdot f_{bm}) \quad (2.19)$$

Mit:

- d_s : Bügeldurchmesser [mm]
- l_i : Verankerungslänge im Ausbruchkegel [mm]
- f_{bm} : mittlere Verbundspannung nach [5] [N/mm²]

Aus den von Schmid durchgeführten Versuchen können folgende Grenzen abgeleitet werden. Der vorgestellte Berechnungsansatz darf nur innerhalb dieser Grenzen verwendet werden. Diese Grenzen beruhen auf dem von Schmid untersuchten Parametergrenzen.

Randabstand: $50 \text{ mm} \leq c_1 \leq 300 \text{ mm}$

Bügeldurchmesser: $d_s \leq 20 \text{ mm}$

Fließgrenze: $f_{yk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$

Würfeldruckfestigkeit: $f_{cm,cube} \leq 60 \text{ N/mm}^2$

Bewehrungsdurchmesser: $0,5 \leq d_{s,l} / d_s \leq 1,25$

Das in DIN EN 1992-4 verwendete Modell basiert auf dem von Schmid vorgestellten Fachwerkmodell (Abbildung 2.12). In Schmid [46] werden allerdings auch Bewehrungsstäbe mit einem Abstand $> 0,75 \cdot h_{ef}$ berücksichtigt.

2.5 Veröffentlichungen

Im Folgenden werden aktuelle Ergebnisse der Forschung zusammengefasst, welche die Grenzen der vorgestellten Berechnungsmodelle genauer erörtern. Deren Ergebnisse sind noch nicht normativ umgesetzt. Die Ergebnisse werden in zeitlicher Reihenfolge dargestellt.

Bujnak et al. (2014)

Bujnak et al. untersuchten in ihrer Arbeit den Einfluss mehrerer Ränder auf verstärkte Kopfbolzen in bewehrten Prüfkörpern. Hierzu wurde eine effektive Einbindetiefe $h_{ef} = 140$ mm und $h_{ef} = 255$ mm unter Beibehaltung der Menge der Bewehrung miteinander verglichen [7].

Um die Effektivität einer Rückhängebewehrung in dünnen Prüfkörpern zu ermitteln, wurde eine zusätzliche Versuchsreihe mit einer Verankerungstiefe $h_{ef} = 140$ mm, erweitert um eine Rückhängebewehrung bestehend aus zwei Bügeln mit einem Stabdurchmesser d_s von 12 mm, ergänzt. Diese Rückhängebewehrung umschloss die vorhandene Längsbewehrung mit einem Stabdurchmesser $d_{s,L} = 10$ mm. Der schematische Aufbau der Versuche ist in Abbildung 2.13 dargestellt.

Bei den Versuchen mit den Prüfkörpern P2 und P3 konnte Stahlversagen erreicht werden. Im Unterschied zu den tiefer verankerten Kopfbolzen waren bei den Versuchen mit den Prüfkörpern P3 Risse auf der

Betonoberfläche zu erkennen. Bei den Versuchen mit den Prüfkörpern P1 wurde Betonausbruch maßgebend.

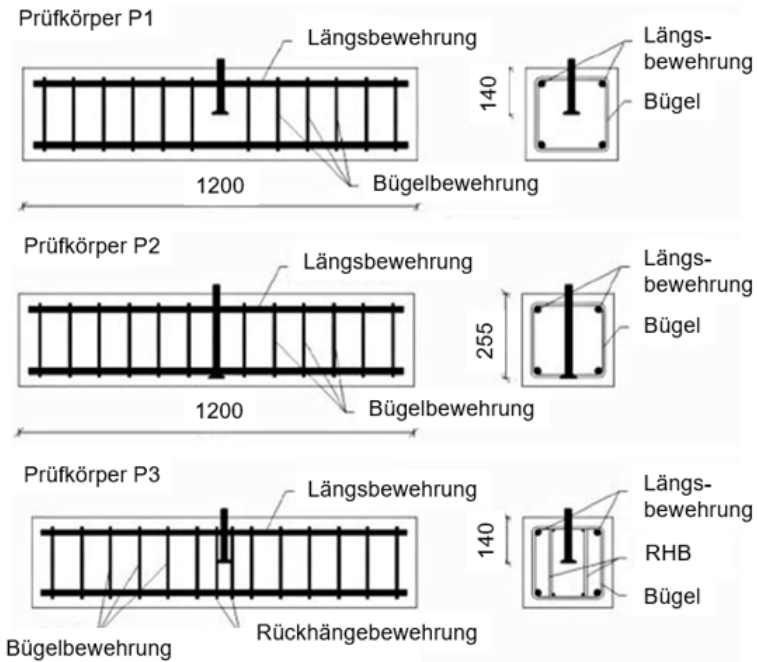


Abbildung 2.13: Schematischer Aufbau der Versuchskörper nach [7].

Es konnte nachgewiesen werden, dass die Rückhängebewehrung die Versagensart, ähnlich wie für die großen Verankerungstiefen zu Stahlbruch ändern konnte. Es ist allerdings mit einer deutlich ausgeprägteren Rissbildung und größeren Rissbreiten zu rechnen.

Für einen Vergleich mit den aktuellen Berechnungsmodellen wurde in einem ersten Schritt 15 kN auf den Versuchsaufbau aufgebracht und im Anschluss ein Zugversuch mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 80 kN/min durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass das Rechenmodell nach

[15] und [38] Ergebnisse auf der konservativen Seite liefern (vgl. Abbildung 2.14). Die Autoren gehen davon aus, dass der Unterschied zu [38] durch den Einfluss der dünnen Versuchskörper unter Verwendung einer großen Längsbewehrung erklärt werden kann.

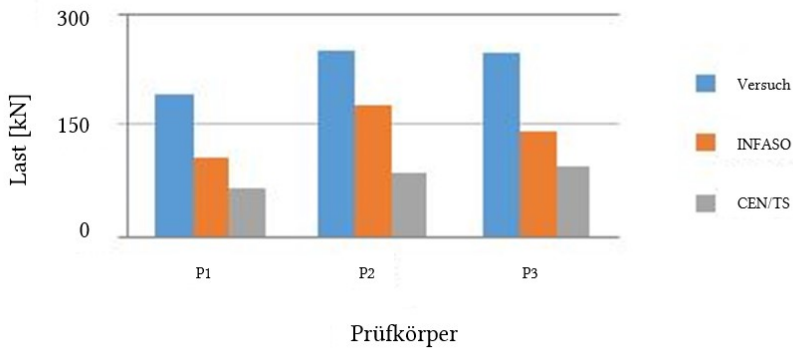


Abbildung 2.14: Versuchsergebnisse mit Vergleich zu den genannten Rechenmodellen nach [7].

Ruopp, Kuhlmann (2017)

Die Versuche in [43] untersuchten das Tragverhalten von Kopfbolzen in Bauteilen mit geringen Randabständen unter Zugbeanspruchung. Sie verglichen die Möglichkeit Schubkräfte über stehende oder liegende Kopfbolzen in den Beton einzutragen. Liegenden Kopfbolzen werden vor allem im Bereich sehr dünner Betonplatten verwendet, da in diesen nur eine begrenzte Verankerungstiefe möglich ist.

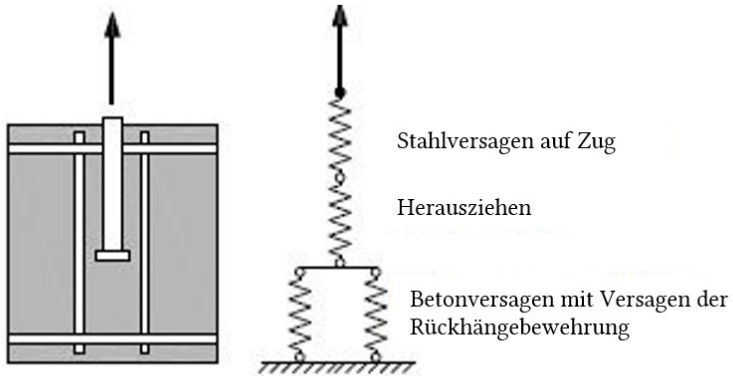


Abbildung 2.15: Ersatzmodell auf Grundlage eines Federmodells nach [43].

Versuche aus [38] weisen darauf hin, dass der Lastabtrag bei Zugkräften nicht allein durch den Beton oder die Rückhängebewehrung stattfindet. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass es einen Überschneidungsbereich gibt, innerhalb dessen sowohl der Beton als auch die Rückhängebewehrung die Lasten aufnehmen. Der Anteil der von der Bewehrung aufgenommenen Last steigt jedoch mit größer werdenden Rissbreiten.

Aus dieser Erkenntnis wurde ein Ersatzmodell auf Grundlage eines Federmodells gebildet, durch welches das Tragverhalten beschrieben werden kann (vgl. Abbildung 2.15).

Die Versuche zeigen, dass sich, wie bei den von Bujnak [7] durchgeführten Versuchen, der Versagensmodus von Betonausbruch zu Stahlversagen ändert. Zusätzlich zeigt sich, dass die Lastverteilung innerhalb der Rückhängebewehrung gleichmäßiger ist, wenn statt zwei Bewehrungsschenkeln vier verwendet werden.

Eligehausen et al (2017)

In den von Eligehausen et al. durchgeführten Versuchen [13, 24, 25] ist das Modell von Schmid in Hinblick auf die Lastverteilung zwischen Beton und Rückhängebewehrung untersucht worden. Das Modell wurde für Ankerplatten modifiziert, so dass auch für Kopfbolzenverankerungen eine realitätsnahe Tragfähigkeit ermittelt werden kann.

Hierzu wurden Verankerungen bestehend aus Ankerplatten mit jeweils vier Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe von 155 mm und einem Schaftdurchmesser von 22 mm verwendet. Es wurde für zentrische Zugbelastung und Querkzugbelastung jeweils eine eigene Anordnung der Rückhängebewehrung verwendet (Abbildung 2.16).

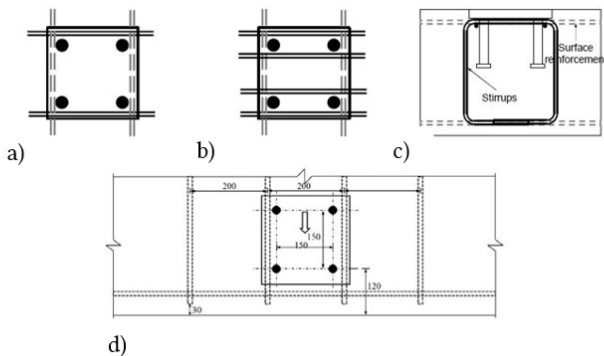


Abbildung 2.16: Schematische Darstellung der Bewehrungslage für Zug (a bis c) und Querkzug (d) nach [13, 24].

Die Ergebnisse der Zug- und Querkzugversuche zeigen, wie auch von Ruopp und Kuhlmann vermutet, dass der Anteil des Betons beim Lastabtrag, im Gegensatz zu den Annahmen nach [15, 26] auch bei Erreichen der Höchstlast nicht vernachlässigt werden kann.

Bei den Zugversuchen lag dieser Anteil bei ca. 50 % der Höchstlast, welche im unbewehrten Beton zu erreichen war. Das daraus entwickelte Modell für zentrischen Zug wurde wie folgt definiert:

$$\begin{aligned} N_{Rm,a} &= 0,5 \cdot N_{Rm,c} + N_{Rm,re} \geq N_{Rm,c} \\ &\leq N_{Rm,strut} \end{aligned} \quad (2.20)$$

Mit:

$N_{Rm,c}$:	Mittlere Betonbruchlast ohne RHB nach CC-Verfahren
$N_{Rm,re}$:	Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung
$N_{Rm,strut}$:	Bruchlast bei Versagen der Druckstrebe

Die Berechnung der Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung erfolgt nach Gleichung (2.17), wie von Schmid [46] vorgeschlagen. Hierbei ist zu beachten, dass die geringere Lastaufnahme weiter entfernter Bügel nur für Querbelastung senkrecht zum Rand nachgewiesen wurde. Diese Annahme wurde ohne weitere Validierung für eine zentrische Zugbelastungen übernommen.

Unter Querbelastung wurde das Mitwirken des Betons durch den Faktor k eingeführt. Dieser Faktor beträgt zwischen 0,5 und 1,0. Die so modifizierte mittlere Bruchlast für Querbeanspruchungen wird wie folgt berechnet:

$$V_{Rm,a} = k \cdot V_{Rm,c} + V_{Rm,re} \geq V_{Rm,c} \quad (2.21)$$

Gasucci et al (2019)

Die von Gasucci et al. durchgeführten Versuche [8] befassen sich mit der Problematik randnaher Ankerschienen und deren Lastübertragung auf gängige Rückhängebewehrungen wie sie nach [15, 26, 34] vorgeschlagen werden.

Als erstes wurden Ankerschienen, mit einem minimalen Randabstand $c_1 = 50$ mm in unbewehrten, gerissenen und ungerissenen, Beton geprüft. Als Rissweiten wurden 0,3, 0,5 und 0,8 mm untersucht. Diese Versuche zeigen, dass im Vergleich zu den Referenzversuchen ein Lastabfall auf ein Niveau von 0,86, 0,71 und 0,60 vorhanden war.

Tabelle 2.3: Übersicht des Versuchsprogramms nach [8].

Versuch	Bewehrungsvariante	Rissbreite	Anzahl
[-]	[-]	[mm]	[-]
Ref. uncracked	Keine Randbewehrung	0,0	3
Ref. cracked	Keine Randbewehrung	0,5	3
Rebar Pos. 1	Randbewehrung $\emptyset 12$, Pos. 1 ($u=25$)	0,5	3
Rebar Pos. 2	Randbewehrung $\emptyset 12$, Pos. 1 ($u=55$)	0,5	9
Stirrup $a=100$	Randbewehrung $\emptyset 12$, Bügelbewehrung $\emptyset 8$ mit $a = 100$ mm	0,5	3
Stirrup $a=200$	Randbewehrung $\emptyset 12$, Bügelbewehrung $\emptyset 8$ mit $a = 200$ mm	0,5	3

Dieser Abminderungsfaktoren von 0,7 für gerissene Beton beziehen sich auf eine Rissbreite von 0,3 mm. Nach den Erkenntnissen der durchgeführten Versuche liegt die Abminderung der sicheren Seite. Die Autoren vermuten, dass der Einfluss dieser Risse mit steigendem Randabstand geringer wird.

Im zweiten Teil der Arbeit wurde die Position möglicher Bewehrungen der randnah liegenden Ankerschienen überprüft. Randnah bedeutet in diesem Fall einen minimalen Randabstand c_1 von 100 mm, da in dieser Arbeit kleinere Randabstände als nicht ausreichend zur Aktivierung der Bewehrung definiert werden. Die Versuche sind nach dem in Tabelle 2.3 dargestellten Versuchsprogramm durchgeführt worden.

In den Versuchen konnte bestätigt werden, dass der Beton unter Verwendung von Bügelbewehrung durch ein Verbundversagen über die Bügel abgeschoben wird. Eine deutlich sichtbare Schädigung unterhalb dieses Bereichs konnte nicht beobachtet werden.

Es zeigt sich außerdem, dass die Lastniveaus im ungerissenen Beton, verglichen mit dem gerissenen Beton, um ca. 40 % höher liegen, was dem Faktor $\Psi_{re,V}$ für ungerissenen Beton entspricht. Zusätzlich zeigen die durchgeführten Versuche, dass die Einschränkung für $\Psi_{re,V} = 1,4$ auf einen Achsabstand a von 100 mm konservativ sind, da auch die Bügelbewehrung mit einem Achsabstand von 200 mm dieses Lastniveau erreicht. Allerdings empfehlen die Autoren in Ihrer Arbeit die Verwendung von $\Psi_{re,V} > 1,0$ nur für Randabstände c_1 größer 100 mm zu verwenden.

2.6 Definition der Gebrauchstauglichkeit

Da in den vorherigen Kapiteln erörtert wurde, dass die Lastübertragung auf eine Rückhängebewehrung erst nach einer Rissbildung im Beton stattfinden kann, wird auf die nach Norm DIN EN 1992 basierenden Grenzwerte der Rissbreiten w_{max} eingegangen.

Bei der Bemessung von Betonbauteilen ist die Begrenzung von Rissbreiten wichtig. Zum einen muss der Korrosionsschutz der innen liegenden Bewehrung, welche durch das Eindringen von Schadstoffen durch große Rissbreiten beeinträchtigt wird, sichergestellt sein. Zum anderen sind deutlich sichtbare Risse für den Nutzer optisch störend, auch wenn die Tragwirkung nicht beeinträchtigt wird [52].

Die Rissbreite ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Hauptsächlich wird sie dabei z.B. von der Betonzugfestigkeit, der Betondeckung sowie der Menge und Position der im Bauteil liegenden Bewehrung beeinflusst. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit definiert also ein Kriterium zur Beschränkung der zulässigen Verformungen durch Rissbildung. Hierbei soll nachgewiesen werden, dass während der Nutzungsdauer durch die maßgebenden Belastungen eine Grenzverschiebung nicht überschritten wird [6, 15].

In welchem Maß die Risse begrenzt werden müssen hängt von den Umgebungsbedingungen (Expositionsklassen) des Betons ab. Während Stahlbetonteile in trockenen Innenräumen bzw. unter seltener Feuchtebeanspruchung große Rissbreiten bis 0,4 mm aufweisen dürfen, wird dieses Kriterium vor allem in Bereichen des Spannbetons stärker eingeschränkt.

Die zulässigen Rissbreiten für die jeweiligen Expositionsklassen können Tabelle 2.4 entnommen werden.

Tabelle 2.4: Empfohlene Werte für die maximale Rissbreite w_{max} nach [20].

Expositionsklasse	Stahlbetonbauteile und Spannbetonbauteile ohne Verbund	Spannbetonbauteile
	Quasi ständige Einwirkung	Häufige Einwirkung
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Dekompression

2.7 Ankerschienen mit Verstärkung durch spezielle Elemente

Werden die Erkenntnisse der vorgestellten Versuche und Normen zusammengefasst, so lassen sich folgende Grenzen bzw. Problematiken der bisher vorgeschlagenen und verwendeten Rechenmodelle zusammenfassen.

Eine Lastumlagerung von der Ankerschiene zur Bewehrung kann erst stattfinden, wenn die Zugfestigkeit f_t des Betons überschritten wird und dieser in den gerissenen Zustand übergeht. Im Hinblick auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit steht dieses Verhalten in direkten Widerspruch mit der maximal zulässigen Rissbreite w_{max} . Dies führt zur ersten Anforderung an die neue Verstärkungsmethode:

1. Die Lastübertragung der neuen Verstärkungsmethode muss vor der ersten Rissbildung stattfinden, um einen Vorteil für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu ermöglichen.

Als weiterer Punkt muss angemerkt werden, dass aktuelle Verstärkungsmethoden immer einen Hebelarm zwischen Lasteinleitung und Lastabnahme im Bereich der Bewehrungsebene (Abbildung 2.10) haben. Dieser Hebelarm beträgt bei Ankerschienen mindestens $\max(h_{ch}; c_{nom})$. Hierdurch muss die zulässige Querkraft V um den Faktor x reduziert werden. Dies führt zur zweiten Anforderung an die neue Verstärkungsmethode:

2. Der Hebelarm f zwischen Lasteinleitung und Lastableitung der Verstärkungsmethode muss möglichst gering bleiben.

Als kritischen Punkt, vor allem in Anbetracht randnaher Anwendungen, ist die Begrenzung der Effektivität aktueller Verstärkungsmethoden. Wird der Extremfall betrachtet, dass die Bewehrungselemente die Forderung der minimalen Verbundlänge $l_{v,min}$ nicht erfüllen, darf keine Verstärkungswirkung durch die Bewehrung angesetzt werden. Zusätzlich muss die Verbundlänge von der Schiene entfernter Bügel separat bestimmt werden wodurch die Bewehrung in einem Bereich liegen kann, in dem sie nicht mehr angesetzt werden darf. Hieraus folgt die dritte und vierte Anforderung an die neue Verstärkungsmethode:

3. Die neue Verstärkungsmethode muss unabhängig von einer Verbundlänge im Ausbruchkörper funktionieren.
4. Eine rissabhängige Effektivität der neuen Verstärkungsmethode soll vermieden werden.

Als letzter Punkt kann angemerkt werden, dass bisherigen Verstärkungsmethoden, basierend auf Bewehrungselementen nur sehr schwer für eine nachträgliche Verstärkung zu realisieren sind. Daher kann noch eine optionale fünfte Anforderung abgeleitet werden.

5. Die neue Verstärkungsmethode soll die Möglichkeit einer nachträglichen Verstärkung bieten.

Im Folgenden werden auf dem Markt erhältliche Verstärkungsmethoden auf diese Anforderungen hin untersucht.

2.7.1 Top-of-Slab Variante von Hilti

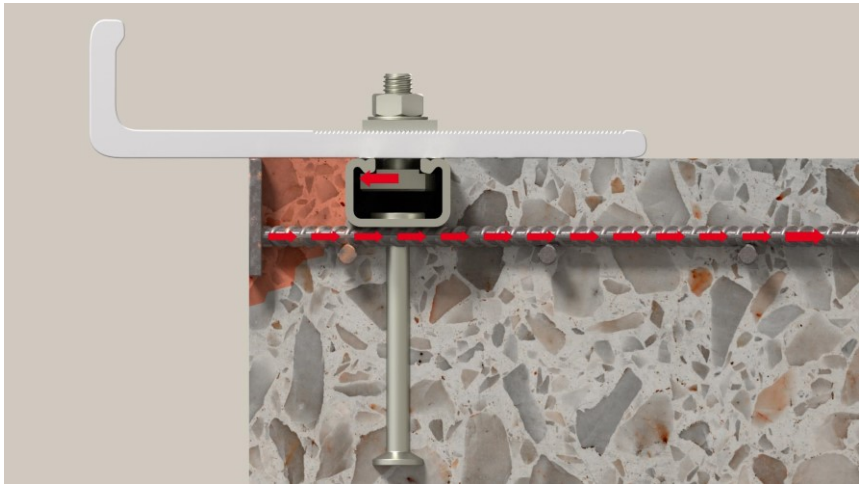


Abbildung 2.17: Schematische Darstellung des Hilti ToS Systems mit Kraftverlauf nach [19].

Auf dem Markt existiert bisher nur eine Verstärkungsmethode für die Verstärkung von Ankerschienen in Randnähe. Das von Hilti vertriebene System basiert auf dem Ansatz die Rückhängebewehrung mit einer Stahlplatte zu verbinden durch welche der Betonausbruchkörper umfasst wird. Das bedeutet, wenn der Beton reißt, wird der Ausbruchkörper gegen die Stahlplatte gedrückt und aktiviert so die Bewehrungsstäbe unterhalb der Schiene (vgl. Abbildung 2.17).

Wird diese Verstärkungsmethode anhand der fünf zuvor genannten Kriterien betrachtet, zeigt sich, dass diese Verstärkungsmethode erst aktiviert wird, wenn der Beton im gerissenen Zustand ist. Zusätzlich wie in Abbildung 2.17 dargestellt, besteht ein Hebelarm zwischen Lasteinleitungs- und Bewehrungsebene.

Im Hinblick auf die minimale Verbundlänge $l_{v,min}$ wirkt diese Verstärkungsmethode bei allen Randabständen, da der Beton durch die Stahlplatte umschlossen wird und somit die Bewehrung aktiviert. Allerdings muss der Abstand der Schiene zur Stahlplatte mindestens so groß sein, dass ein Verdichten des Betons noch möglich ist.

Im Hinblick auf die Effektivität der einzelnen Bewehrungselemente abhängig von der Lage zum Lastangriffspunkt kann ohne weitere Versuche keine Aussage getroffen werden. Die weiter entfernten Bewehrungsstäbe werden durch die Stahlplatte vermutlich aktiviert.

Abschließend kann gesagt werden, dass eine nachträgliche Installation dieses Systems nicht wirtschaftlich möglich ist, da hierzu Bohrungen für nachträglich eingemörtelte Bewehrungsstäbe an der Schiene und der im Beton liegenden Randbewehrung vorbeigeführt werden müssten.

2.7.2 In dieser Arbeit entwickelte Verstärkungsmethode

Basierend auf den in dieser Arbeit ermittelten Problemstellung, sowie der daraus abgeleiteten Anforderungen wurden folgende Verstärkungsmethode entwickelt, welche im Folgenden genauer beschrieben und erläutert werden. Dabei handelt es sich um eine Verstärkungsmethode, die die Lasten an der Oberseite der Ankerschiene nach hinten umlagert.

Für diese Verstärkungsmethoden existieren noch keine Erfahrungswerte oder Versuchsergebnisse, die zu einem Vergleich herangezogen werden können. Die so entwickelten Verstärkungsmodule können nachträgliche Verstärkungsmethode bei Fehlinstallationen oder einer Änderung der Belastungssituation zum Einsatz kommen (Post-Installed-Variante) oder planmäßig bei der Betonage als Einlegeteil mit der Schiene eingebracht (Cast-In-Variante) werden.

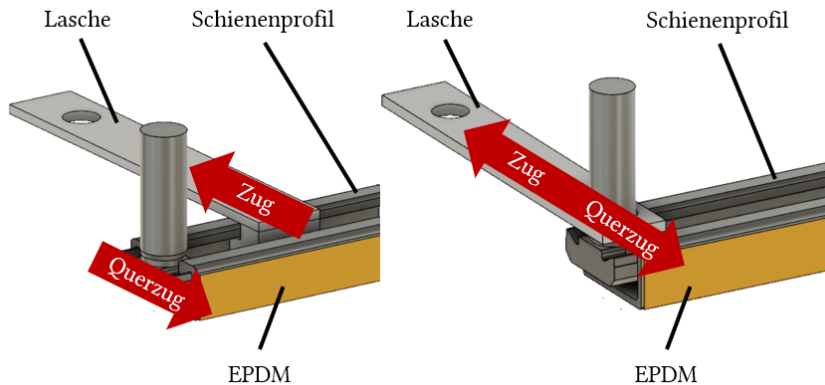


Abbildung 2.18: Schematische Darstellung des Funktionsprinzips der nachträglichen Verstärkung des Ankerschienensprofils (links) und der Hakenkopfschraube (rechts).

Der Aufbau des nachträglichen Verstärkungsmoduls besteht aus einer Metalllasche, welche entweder durch einen Haken oder eine Spezialschraube, wie sie auch zur Lasteinleitung verwendet wird von oben in die Schiene eingreift. Wenn das Anbauteil während der Sanierung gewechselt wird, kann die Lasche auch direkt über die belastete Hakenkopfschraube angeordnet werden. Der beschriebene Aufbau ist in Abbildung 2.18 schematisch dargestellt.

Die Lasche verstärkt nicht wie die zuvor vorgestellten Systeme den Beton, sondern soll die Verschiebung der Ankerschiene am Rand verzögern. Dadurch wirkt dieses System direkt beim Lastabtrag mit und ist nicht vom gerissenen Zustand des umgebenden Betons abhängig. Diese Unabhängigkeit der Verstärkungsmethode erfüllt damit die erste Anforderung.

In Abbildung 2.18 ist als gelbes Element eine Entkopplung des Schienenkörpers zum Rand dargestellt. Durch diese Entkopplung kann sich die Ankerschiene voll in das Verstärkungssystem einhängen, bevor der Beton belastet wird.

Da sich bei diesem System sowohl die Lasteinleitung als auch das Verstärkungsmodul auf derselben Ebene befinden, kann der in Gleichung (2.15) vorgestellte Hebelarm vernachlässigt werden. Auch eine Verbundlänge ist nicht erforderlich, da das Verstärkungssystem von Beginn an mit der Schiene in Kontakt ist.

Da der Fall einer nachträglichen Verstärkung nur einen Sonderfall darstellt wurde als zweite Variante eine Verstärkungsmethode entwickelt, welche als geplantes Einlegeteil mit der Ankerschiene einbetoniert wird. Die Herausforderung hierbei ist es, da die Position der späteren Befestigung nicht immer im Vorhinein bekannt ist, so wenig wie notwendig in die Ankerschiene eingzugreifen. Der schematische Aufbau der Verstärkungsmethode ist in Abbildung 2.19 dargestellt.

Dieses, als oben aufliegendes Element, geplante Verstärkungsmethode wirkt auf ähnliche Weise wie das zuvor vorgestellte Verstärkungsmethode zur nachträglichen Installation. Dieses System soll erst sehr spät und weit entfernt vom stark bewehrten Rand eingreifen, oder immer über der oberen

Bewehrungslage verlaufen. Somit soll, bei schon stark bewehrten Betonkanten nicht zusätzlich Platz in Anspruch genommen werden.

Da bei beiden neu entwickelten Verstärkungsmethoden keine Erfahrungswerte existieren, muss im Rahmen dieser Arbeit ein mögliches Zusammenspiel mit der im Beton befindlichen Bewehrung überprüft werden. Im optimalen Fall kann die Tragfähigkeit von Bewehrung und Verstärkungsmodul überlagert werden, im ungünstigsten Fall wird die Tragfähigkeit auf die kleinste Laststeigerung begrenzt. Diese zentrale Fragestellung wird in den folgenden Kapiteln weiter erörtert.

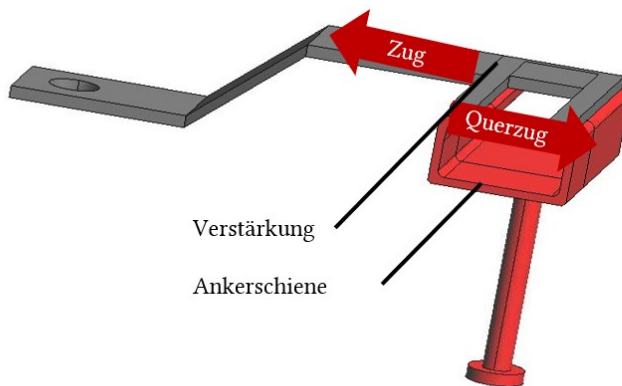


Abbildung 2.19: Schematische Darstellung des Verstärkungsmoduls als Einlegeteil.

2.7.3 Auswertung der vorgestellten Systeme mittels der postulierten Anforderungen

Werden die zuvor genannten Anforderungen mit dem bisher kommerziell erhältlichen System und dem in dieser Arbeit entwickelten

Verstärkungsmodule abgeglichen, so lässt sich die Erfüllung bzw. Nichterfüllung der Anforderungen anschaulich in Tabelle 2.5 darstellen.

Es zeigt sich, dass das in dieser Arbeit untersuchten Verstärkungssystem die Grenzen bzw. Schwächen der bisherigen Systeme verbessern. Vor allem sollte die Unabhängigkeit vom gerissenen Beton zu einer Verbesserung des Verhaltens im Grenzzustand der Tragfähigkeit führen.

Tabelle 2.5: Veranschaulichung des Erfüllungsgrades der betrachteten Systeme hinsichtlich der postulierten Anforderungen.

Anforderung	Betrachtetes System	
	Bewehrungssystem „Hilti“	Neues Verstärkungskonzept
Lastumleitung vor Rissbildung	✗	✓
Geringer Hebelarm	✗	✓
Unabhängig von Mindesteinbindetiefe	✓	✓
Unabhängig von Rissverlauf	○	✓
Nachträglich installierbar	✗	✓

3 Numerische Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die Annahmen und Ergebnisse der numerischen Untersuchungen mit dem Programm Atena dargestellt. Hierzu wird in einem ersten Schritt eine Übersicht über die numerischen Berechnungen auf Basis der Überlegungen der DoE gegeben. Anschließend wird das FE-Programm und die in dieser Arbeit verwendeten Ansätze sowie die getroffenen Modellannahmen vorgestellt. Darauf aufbauend werden die Ergebnisse der Kalibrierversuche sowie Ergebnisse der Parameterstudien zusammengefasst.

3.1 Zusammenstellung der numerischen Untersuchungen

Auf Grundlage der in Kapitel 2 zusammengefassten Ergebnisse, konnte ein guter Überblick über die maßgebenden Einflussgrößen auf die Querschlagtragfähigkeit von Ankerschienen im unbewehrten Beton erlangt werden. Diese Einflussgrößen sind zur anschaulichen Darstellung in ein Ishikawa Diagramm (Abbildung 3.1) überführt worden und dienen dem Aufspannen des DoE Raums.

Aufgrund der Randbedingungen wurde für die numerischen Untersuchungen ein 2^3 -vollfaktorieller Versuchsplan aufgestellt, um die nachträglichen Verstärkungsmethoden zu untersuchen. Um eine Aussage über ein mögliches lineares bzw. nichtlineares Verhalten des Versuchsplans treffen zu können wurden auch Mittelpunkte in die Betrachtung miteinbezogen.

Vorüberlegung der Einflussgrößen nach Bauteil

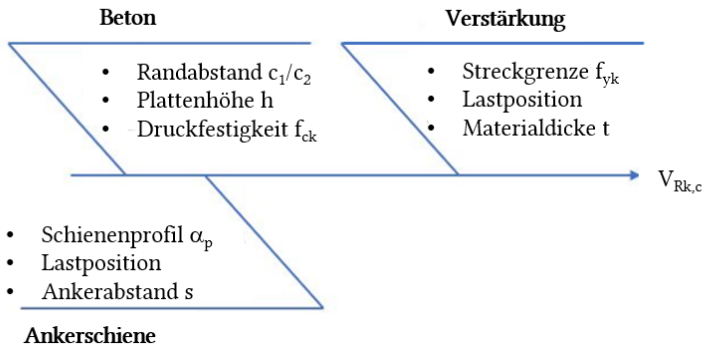


Abbildung 3.1: Veranschaulichte Darstellung der Einflussgrößen, aufgeteilt auf die einzelnen Bauteile.

Die Effektivität der nachträglich installierten Verstärkungsmodule wurde nur für niederfesten Beton mit einer Betondruckfestigkeitsklasse C20/25 und einer konstanten Bauteilhöhe von 200 mm untersucht. Die Zugfestigkeit der Lasche und die Zugfestigkeit f_{yk} sowie die Materialdicke t wurden für die Versuche konstant gehalten.

Damit wurden als Einflussgrößen der Randabstand der Schiene c_1 , die Position des Verstärkungselements zum Belastungspunkt und das Schienenprofil variiert, da Potthoff die Steifigkeit des Schienenprofils als wichtigen Einflussfaktor in [42] annimmt. Als Schienenprofil für das numerische Modell wurden das FES 40/22 und FES 50/30 Profil verwendet. Beide Profile sind laut ETA [21] für einen Einsatz mit einem minimalen Randabstand c_1 von 50 mm zugelassen [14].

Die Faktorstufen des mittels Statistiksoftware Minitab erstellten 2^3 -vollfaktoriellen Versuchsplans sind in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 zusammengestellt. Da die Versuchsmatrix numerisch ausgewertet wurde,

ist sie in nicht randomisierter Reihenfolge aufgestellt und ausgewertet. Dieses Vorgehen basiert auf der Erkenntnis, dass Störgrößen wie z.B. Temperaturschwankungen, Nutzereinfluss oder Unterschiede der Betonchargen bei numerischen Untersuchungen nicht vorkommen.

Tabelle 3.1: Statistische Versuchsmatrix für Ankerschienen mit einer Schienenlänge $l = 150$ mm.

Versuch	Position Verstärkung l_{str}	Randabstand c_1	Profilgröße
[-]	[mm]	[mm]	[-]
DoE-PI-150-1	35	50	40/22
DoE-PI-150-2	50	50	40/22
DoE-PI-150-3	35	75	40/22
DoE-PI-150-4	50	75	40/22
DoE-PI-150-5	35	50	50/30
DoE-PI-150-6	50	50	50/30
DoE-PI-150-7	35	75	50/30
DoE-PI-150-8	50	75	50/30
DoE-PI-150-9	42,5	62,5	40/22
DoE-PI-150-10	42,5	62,5	50/30

Um eine Aussage über einen kritischen Abstand $l_{str,crit}$ treffen zu können, ab dem der Verstärkungseffekt des Verstärkungsmoduls vernachlässigt werden kann, wurde eine zweite Versuchsmatrix mit 300 mm langen Schienen erstellt. Da das Maximum von l_{str} von der Länge der betrachteten Schiene abhängt, konnte die erste Versuchsmatrix nicht erweitert werden. Für eine Schienenlänge von 300 mm konnte max l_{str} auf 120 mm festgelegt

werden. Die zugehörige Versuchsmatrix kann Tabelle 3.2 entnommen werden.

Tabelle 3.2: Statistische Versuchsmatrix für Ankerschienen mit einer Schienenlänge $l = 300$ mm.

Versuch	Position Verstärkung I_{str}	Randabstand c_1	Profilgröße
[-]	[mm]	[mm]	[-]
DoE-PI-300-1	35	50	40/22
DoE-PI-300-2	120	50	40/22
DoE-PI-300-3	35	75	40/22
DoE-PI-300-4	120	75	40/22
DoE-PI-300-5	35	50	50/30
DoE-PI-300-6	120	50	50/30
DoE-PI-300-7	35	75	50/30
DoE-PI-300-8	120	75	50/30
DoE-PI-300-9	77,5	62,5	40/22
DoE-PI-300-10	77,5	62,5	50/30

Nach der Auswertung der Versuchsmatrizen des nachträglich installierten Verstärkungsmoduls wird, das kalibrierte numerische Modell modifiziert, um weitere Versuchspläne für den geplanten Einsatz der Verstärkungsmodule als Einlegeteil berechnen zu können.

Da das Verstärkungsmodul als Einlegeteil den Standardfall darstellt, wurde die Versuchsmatrix auf einen 2^4 -vollfaktoriellen Plan, um den Einflussfaktor der Betondruckfestigkeit f_c erweitert. Das Verstärkungsmodul in Form des Einlegeteils verfügt nicht über einen Eingriff in die Schiene in Form einer

Hakenkopfschraube, daher bestimmt sich der Abstand l_{str} zu der Verbindungsstelle zwischen Verstärkungsmodul und Lasteinleitungspunkt wie in Abbildung 3.2 angegeben.

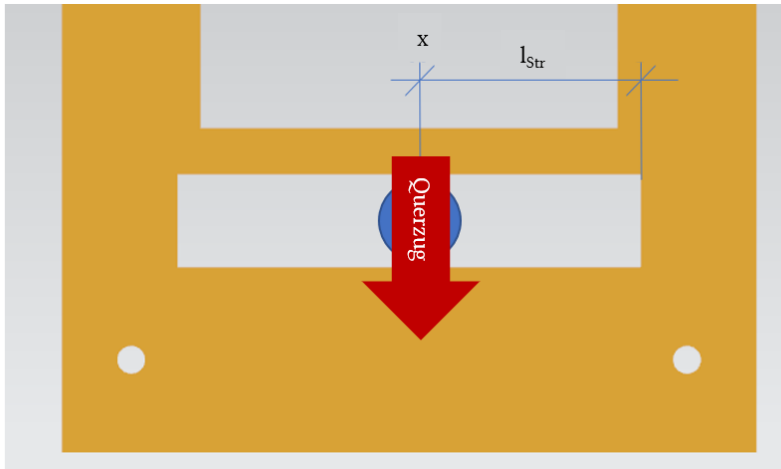


Abbildung 3.2: Schematische Darstellung des Abstands l_{str} zum Lasteinleitungspunkt.

Wie bei den nachträglich installierten Verstärkungsmodulen, werden zwei Versuchsmatrizen, mit einer Schienenlänge $l = 150$ mm und mit einer Schienenlänge von $l = 300$ mm, mit einem zugehörigen Ankerabstand $s = 100$ bzw. $s = 250$ mm erstellt. Die jeweiligen Versuchsmatrizen können dem Anhang entnommen werden und sind in Tabelle A 1 und Tabelle A 2 dargestellt.

3.2 Beschreibung des Programms Atena

Das für die numerische Untersuchung verwendete Programm Atena von Cervenka Consulting ist eine kommerzielle Finite-Elemente-Berechnungssoftware für Beton und Stahlbetontragwerke. Die Materialparameter des Betonmodells werden über die Eingabe von

Würfeldruckfestigkeiten auf Basis von [50] berechnet. Alternativ können die Materialparameter als Normfestigkeiten nach EC2 [15] berechnet werden. Hierbei wird die vorhandene Betondruckfestigkeitsklasse verwendet, auf deren Grundlage die restlichen Materialparameter ermittelt werden.

Das Haupteinsatzgebiet ist die Untersuchung großteiliger Betonbauteile wie z.B. Wände, Brückenelemente oder Tragwerke von Gebäuden. Atena wird in verschiedenen Programmversionen angeboten. Während Atena Engineering 2D nur zweidimensionale Probleme darstellen kann, ist Atena Engineering 3D in der Lage auch dreidimensionale Probleme mit dem integrierten Post- und Preprocessorprogramm zu erstellen und auszuwerten. Allerdings können in Atena 3D Engineering nur vereinfachte Geometrien untersucht werden z.B. Annäherung runder Bolzen durch ein Hexagon. Zudem können keine Probleme gelöst werden, bei denen sich Öffnungen in der Symmetrieebene befinden [9, 10].

Aus diesem Grund erfolgt die numerische Modellierung und Auswertung der Berechnung in dieser Arbeit mit Atena Science. Die Modelle wurden im separaten Post-Processor GiD erstellt, welcher von Atena Science unterstützt wird. Für die numerische Berechnung der lokalen Lasteinleitung einer Ankerschiene musste die Modellqualität hinsichtlich Versagenslast und Rissverlauf anhand experimenteller Untersuchungen validiert bzw. kalibriert werden. Die dazu notwendigen Grundlagen und Arbeiten werden in den folgenden Kapiteln erklärt.

3.2.1 Theoretische Grundlagen des Betonmodells in Atena Science

Das für die numerische Untersuchung verwendete Materialmodell CC3DCementitious kombiniert konstitutive Modelle für Zugspannungen

und plastisches Verhalten unter Druckspannungen nach [9, 11]. Im eindimensionalen Fall wird bei diesem Materialmodell von einem spröden Verhalten unter Zugspannung und einer Mischung aus linearem und nichtlinearem Druckspannungsverlauf, bis zum Versagen beim Erreichen der Druckfestigkeit, ausgegangen.

Im zweidimensionalen Fall wird ein möglicher Spannungszustand nach Ansatz von Kupfer verwendet, welcher das Zusammenwirken zweier Spannungen gegenüberstellt. Schlussendlich kann der dreidimensionale Fall mittels Monerrey-William-Ansatz abgedeckt werden. Die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Gesetze sind in Abbildung 3.3 dargestellt.

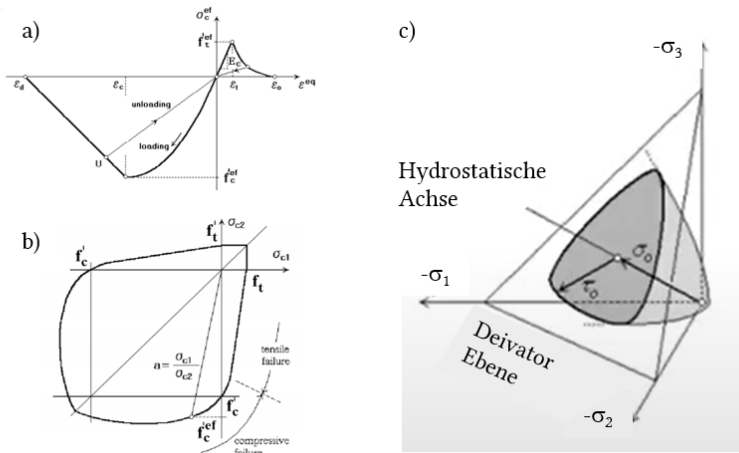


Abbildung 3.3: Annahme des Materialmodells für eindimensionale (a), zweidimensionale (b) und dreidimensionale (c) Spannungszustände nach [9, 11].

Bei all diesen Ansätzen wird das Kriterium der Rissbandmethode bzw. der verschmierten Risse verwendet. Hierdurch wird eine realitätsnahe Energiedissipation unabhängig von der Rissbreite ermöglicht. Es wird davon ausgegangen, dass sich in einem Element ein Riss befindet, welcher

über das Volumen des Elements verschmiert ist. Dieser verschmierte Riss wird über die Rissbandlänge L_t dargestellt. Hieraus lässt sich die Rissbreite w über die Rissbandlänge L_t wie folgt darstellen.

$$w = \epsilon \cdot L_t \tag{3.1}$$

mit:

w :	Rissbreite	[mm]
ϵ :	Bruchdehnung	[mm/m]
L_t :	Rissbandlänge	[mm]

Mit der so bestimmten Rissbreite kann im Anschluss die übertragbare Spannung eines Elements aus der Bruchenergie (Abbildung 3.4) ermittelt werden.

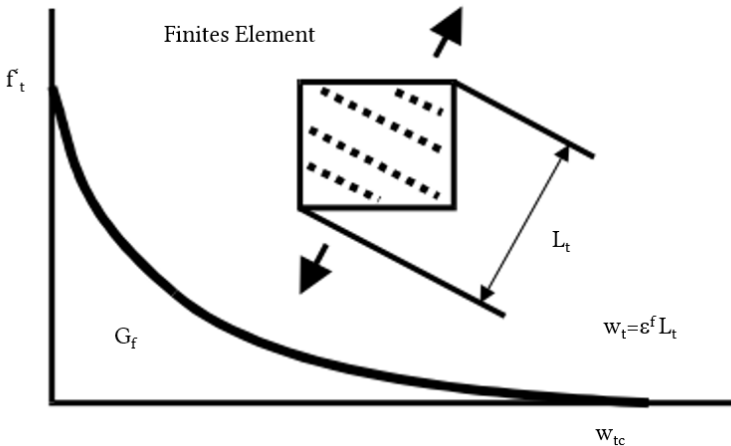


Abbildung 3.4: Abnahme der übertragbaren Spannung über die Rissbreite eines Elements nach [9, 11, 12].

3.3 Modellannahmen der FEM Untersuchung

In diesem Teil der Arbeit wird die Modellbildung mittels GiD vorgestellt. Die Modelle werden nach den untersuchten Varianten, „nachträglich installiert“ und „Einlegeteil“ ab jetzt bezeichnet als Verstärkungsmodul nachträglich (VM- N) und Verstärkungsmodul Einlegeteil (VM-E) unterschieden. Für beide Varianten wurde als Materialmodell CC3DCementitious für den umgebenden Beton verwendet. Die Betonparameter wurden so modifiziert, dass sie dem Last-Verschiebungsverlauf der Versuche entsprechen. Die Parameter des Betonmodells für die Simulation wurden aus Betonklassen berechnet, die zwei Klassen unter der realen Klasse lag, um eine gute Übereinstimmung von numerischer Berechnung und experimenteller Untersuchung zu erhalten.

Die für die numerische Untersuchung gewählten Parameter können Tabelle 3.3 entnommen werden.

Tabelle 3.3: Verwendete Materialparameter des CC3DCementitious Materialmodells.

f_{cc}	f_t	G_F	E-Modul
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/m]	[N/mm ²]
10,2	0,733	18,3	29000

Für die numerische Untersuchung wurden zwei verschiedene Profilgrößen eines Ankerschienen C-Profiles modelliert. Zum einen war dies, dass im Tastversuch verwendete FES 40/22 Profil, zum anderen, das nächstgrößere FES 50/30 Profil. Hierdurch sollte untersucht werden, inwiefern die Profilgröße die Verstärkungswirkung beeinflusst.

Eine Modellierung noch größerer Ankerschienenprofile als FES 50/30 wurde nicht durchgeführt, da die Effektivität der Module für kleine Randabstände $c_1 \leq 75 \text{ mm}$ untersucht werden sollten. Größere Ankerschienenprofile als das FES 50/30 Profil, sind nicht für Mindestrandabstände $c_{min} \leq 75 \text{ mm}$ zugelassen. Eine Verstärkung ist hier nur in seltenen Fällen notwendig.

Die Modelle der Ankerschienen und der zugehörigen Hakenkopfschrauben wurden auf Basis einer CAD-Konstruktionsdatei erstellt und im Kontaktbereich des Betons angepasst, um ein fehlerloses Vernetzen zu ermöglichen. Eine dieser Anpassung betrifft den Anker der Schiene, welcher vereinfacht ohne Radien und Fasen modelliert wurde, um eine gute Vernetzung mit dem Beton zu ermöglichen.

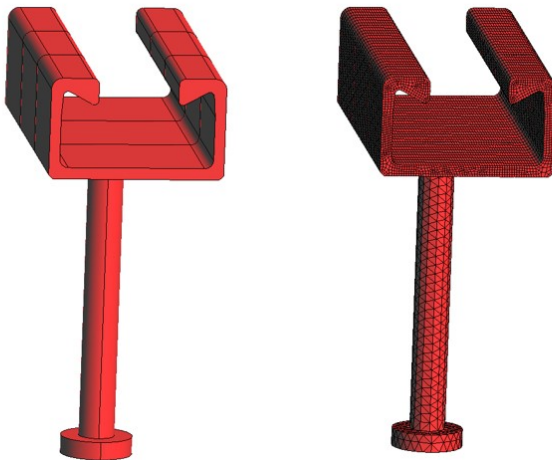


Abbildung 3.5: Darstellung des modellierten Ankerschienenprofils FES 40/22 (links) mit dem zugehörigen Netz (rechts).

Abbildung 3.5 stellt das modellierte fischer FES 40/22 Profil dar. Das Schienenprofil wurde mittels Semi-strukturierten Netzen modelliert, um

68

trotz feiner Darstellung des Körpers, die Anzahl der benötigten Elemente gering zu halten. Semi-strukturiert bedeutet hierbei, dass die Elemente in Schienenlängsrichtung extrudiert werden, also strukturiert dargestellt, während der Querschnitt der Schiene durch ein feineres unstrukturiertes Tetraeder Netz dargestellt werden kann.

Um das semi-strukturierte Netz des Schienenkörpers mit dem unstrukturierten Netz des umgebenden Betons zu verbinden, ohne hierbei Probleme durch Netzinkompatibilitäten hervorzurufen, wurden die Kontaktoberflächen der Schiene auf die Kontaktebenen des Betons kopiert und mittels der Option des perfekten Verbundes miteinander gekoppelt. Dieser perfekte Verbund kann als „aufeinander geklebt“ verstanden werden, die einzelnen Knoten der Oberflächen sind dadurch miteinander gekoppelt. Die originale Oberfläche der Ankerschiene wird somit über ein Interface-Element mit ihrer Kopie verbunden. Hierdurch können Netzunverträglichkeiten kompensiert werden.

Das Interface-Element ist ein Volumenelement, welches die Kontaktbedingungen zwischen den Oberflächen definiert. Für die numerische Untersuchung wurde es als Element definiert, welches nur im geringen Maß Zugkräfte übertragen kann, während Druckkräfte und Reibung übertragen werden. Somit ist es dem Modell möglich sich z.B. mit dem Schienenrücken vom Beton zu entfernen da hier Zugkräfte aufgenommen werden müssten.



Abbildung 3.6: Darstellung der vernetzten Ankerschiene (links) und den umgebenden Interfaceflächen (rechts).

Abbildung 3.6 stellt die Position und das verwendete Netz des Interface-Elements dar. Das Element wurde zu beiden Seiten des Schienenkörpers und am Schienenende als Kontaktelement zum Beton modelliert. Auch der komplette Anker der Schiene wurde durch Interface-Elemente mit dem umgebenden Beton verbunden.

Nachdem das Modell der Schiene und die Kontaktflächen zum umgebenden Beton modelliert waren, wurden die Modelle der Versuchsmatrizen mit den zugehörigen Randbedingungen versehen. Hierzu wird die geplante Freistellung der Schiene zum Beton durch einen Spalt von 2 mm numerisch modelliert. Diese Lücke wurde im Anschluss über Interface-Elemente, mit dem Beton verbunden. Damit diese Interface-Elemente in Kontakt mit dem Beton treten, muss die Ankerschiene eine Verschiebung von 2 mm aufweisen. Das modifizierte Modell ist in Abbildung 3.7 im direkten Vergleich mit dem Referenzmodell ohne Spalt dargestellt.

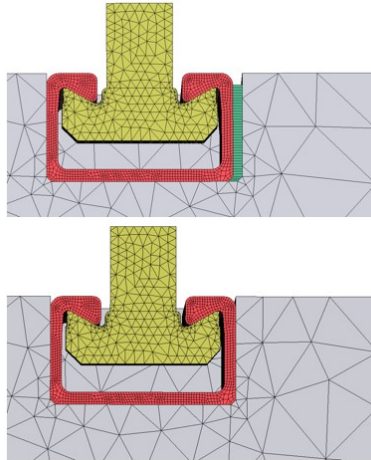


Abbildung 3.7: Darstellung des modellierten FES40/22 Ankerschienenprofils mit 2 mm Lücke (grün, oben) und des Referenzmodells ohne Lücke (unten).

3.3.1 Verstärkungsmethode VM-N

Zur Modellierung der Verstärkungslaschen wurde das Modell direkt aus den CAD-Konstruktionsdateien erstellt. Diese Elemente wurden in das zuvor beschriebene Referenzmodell integriert und mit dem Schienenkörper verbunden. Zur Anbindung der Laschen wurde das vorhandene Teilmodell der Hakenkopfschraube kopiert und neu verknüpft.

Da in den Tastversuchen keine Schädigung des Systems vom FAZ II, durch welche die Lasche im Beton befestigt wurde, zu erkennen war, wurden diese nicht im Modell berücksichtigt. Ein Verschieben der Lasche wurde über das Durchgangsloch mittels Randbedingungen unterbunden. Der Kontakt zwischen Lasche und Beton bzw. Lasche und Ankerschiene wurde ebenfalls über Interface-Elemente realisiert, so dass ein Abheben der Lasche durch z.B. Biegung möglich war (vgl. Abbildung 3.8).

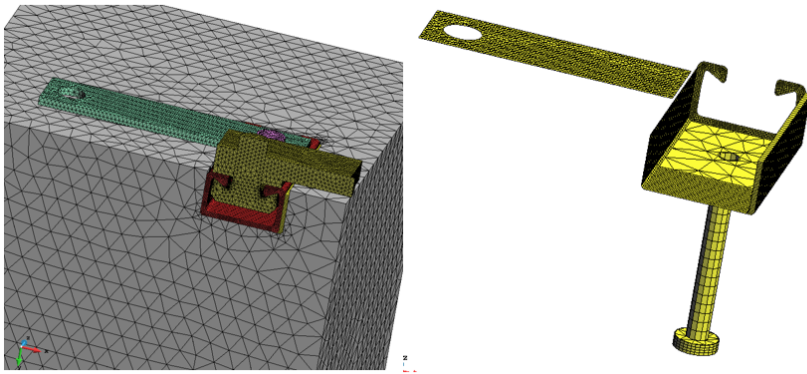


Abbildung 3.8: Darstellung des FE-Modells der nachträglich installierten Verstärkungsmodule (links) mit zugehörigem Kontaktnetz (rechts).

Der Beton wurde für alle Versuche auf der Unterseite in alle Richtung gelagert. Im Bereich der Symmetrieebene wurde eine mögliche Verschiebung in Symmetrienormalenrichtung für alle geschnittenen Flächenknoten unterbunden. Die Abstützung in Belastungsrichtung wurde über eine Linienlagerung der hinteren Betonkante realisiert. Im Anschluss wurde das Anbauteil verschiebungsgesteuert belastet.

Durch die Ausnutzung der Symmetrie wurde auch nur eine symmetrische Anordnung der Verstärkung zum Lasteinleitungspunkt untersucht.

3.3.2 Verstärkungsmethode VM-E

Das Teilmodell der Verstärkungsmethode VM-E wurde aus der CAD-Konstruktionsdatei erstellt und in das Referenzmodell eingebunden. Das Einlege-teile wurde einmal vom Betonvolumen abgezogen, um die benötigten Öffnungen und Kontaktflächen im Beton zu erzeugen. Das

Betonmodell wurde im Anschluss um die Dicke des Einlegeteils ($t = 4 \text{ mm}$) ergänzt und über Interface-Elemente mit dem VM-E verbunden.

Abbildung 3.9 stellt den Aufbau des numerischen Modells detailliert dar. Links ist das komplette numerische Modell mit VM-E (in grün) dem Anbauteil zur Lasteinleitung (in rot) und den umgebenden Kontaktflächen (gelb) zum Beton (grau) dargestellt. Zusätzlich wurden die Betonelemente ausgeblendet, um das Teilmodell der Ankerschiene besser erkennen zu können. Abschließend ist das umgebende Kontaktnetz zu sehen, welches im Bereich der Lasteinleitung zur Verringerung der Modellelemente nur noch im Bereich der zu erwartenden Abstützflächen modelliert wurde.

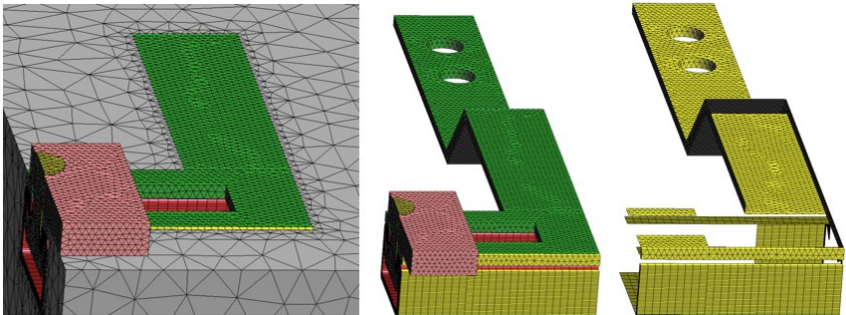


Abbildung 3.9: Darstellung des FE-Modells des Verstärkungsmoduls al Einlegeteil (Cast-In) im eingebetteten Beton (links) mit ausgeblendetem Betonmaterial (Mitte) und dem zugehörigen Kontaktnetz (Rechts).

Zu sehen ist, dass die Verbindung zwischen Beton und Verstärkungselement zum einen über die Durchgangslöcher des Verstärkungsmoduls, formschlüssig realisiert ist und zum anderen die Last über Reibung in den Beton eingetragen werden kann. Zur Verkürzung der benötigten Rechenzeit wurde nur das halbe Modell erstellt, und die Symmetrie ausgenutzt. Da eine Lasteinleitung allerdings zum Großteil über Anbauteile mit mindestens

zwei Befestigungspunkte stattfindet, ist eine asymmetrische Lasteinleitungen in Realität selten der Fall. Daher wurden auf asymmetrische Untersuchungen verzichtet.

3.4 Experimentelle Validierung des numerischen Modells

Die Ergebnisse des Referenzmodells ohne Spalt vor dem Ankerschienenkörper und mit einem definierten Spalt von 2 mm zum Beton wurden mit Versuchsergebnissen verglichen. Hierzu sind die geometrischen Einflussgrößen der Versuche, die Lasteinleitungsposition und Position des Verstärkungsmoduls, der Randabstand sowie die Plattenabmessungen wie im Versuch getestet, modelliert worden.

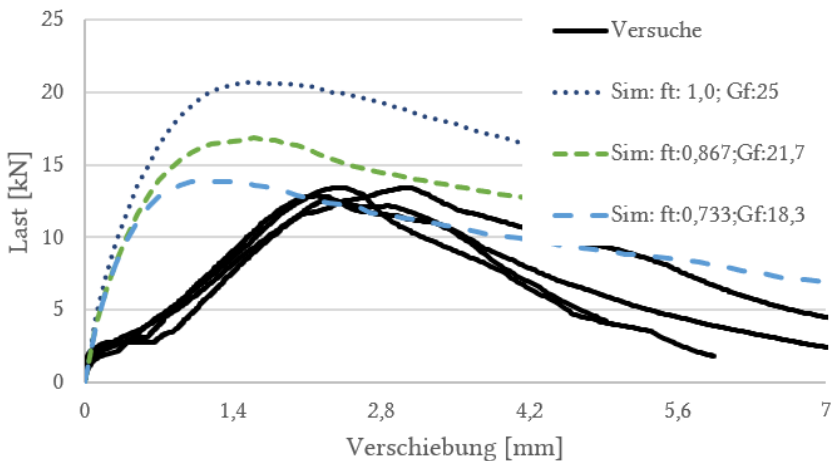


Abbildung 3.10: Ergebnisse der Kalibrierung des numerischen Referenzmodells im Vergleich zu den normierten Ergebnissen der Realversuche (schwarz).

Die Versuche wurden im niederfesten, unbewehrten Beton mit Ankerschienenkurzstücken des Profiltyps FES 40/22 durchgeführt. Um die Ergebnisse der numerischen Simulation mit den Versuchen vergleichen zu können, wurde die Würfeldruckfestigkeit f_{cc} der Versuchskörper ermittelt.

Diese betrug $26,85 \text{ N/mm}^2$ und wurde zur Berechnung der Parameter des Betonmodells herangezogen. Für diese Annahme überschätzte die numerische Berechnung die Versuchsergebnisse jedoch um ca. 58 %. Daher wurde wie in [10] vorgeschlagen, die Zugfestigkeit f_t und die Bruchenergie G_F schrittweise verringert.

In Abbildung 3.10 sind die Versuchsergebnisse und die Ergebnisse der numerischen Berechnung dargestellt. Es zeigt sich, dass mit der in [10] vorgeschlagenen Vorgehensweise eine Annäherung an das reale Last-Verschiebungsverhalten erreicht werden kann. Mit einem modifizierten Betonmodell mit einer Zugfestigkeit $f_t = 0,733 \text{ MPa}$ und einer Bruchenergie $G_F = 18,3 \text{ N/m}$ kann das Lastniveau der Versuche brauchbar abgebildet werden (Abweichung von ca. 6 %).

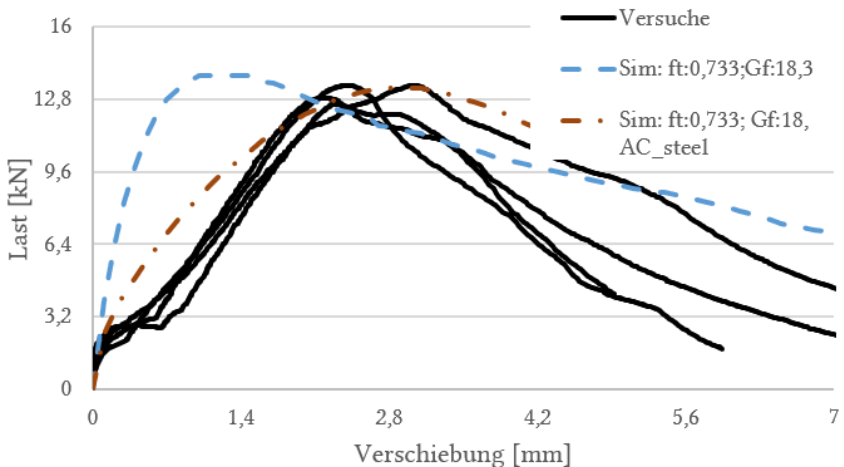


Abbildung 3.11: Ergebnis der Kalibrierung des numerischen Referenzmodells mit modifiziertem Schienenmaterial.

Es ist jedoch zu erkennen, dass die Last-Verschiebungskurven des numerischen Modells ein steiferes Verhalten aufweisen als die Versuche.

Dies lässt sich zum einen darauf zurückführen, dass die numerische Untersuchung mögliche Dehnungen der im Versuch vorhandenen Belastungseinrichtung sowie den Reibungsschlupf nicht abbildet. Weiterhin wurde das Material der Ankerschiene als linear elastisch definiert. Zur Verbesserung wurde das Material der Schiene bilinear modelliert und damit an ein S235 Stahl mit einer Fließgrenze $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ angepasst.

Wie in Abbildung 3.11 zu sehen ist, konnte, unter Beibehalten der zuvor ermittelten Materialparameter des Betons, durch die Modifikation des Ankerschienenmaterials eine gute Übereinstimmung des Last-Verschiebungs-Verhaltens (braun) realisiert werden. Daher wurden diese Materialdefinitionen für die Parameterstudie verwendet.

3.4.1 Verstärkungsmethode VM-N

Um das Verhalten der Verstärkungsmethode VM-N korrekt darstellen zu können, wurden zur Kalibrierung Zugversuche an Prototypen durchgeführt. Die mit einer servohydraulischen Anlage von Instron durchgeführten Versuche, dienen der Bestimmung der realen Last-Verschiebungskurve und damit der Kalibrierung des Materialmodells der Laschen (vgl. Abbildung 3.12).

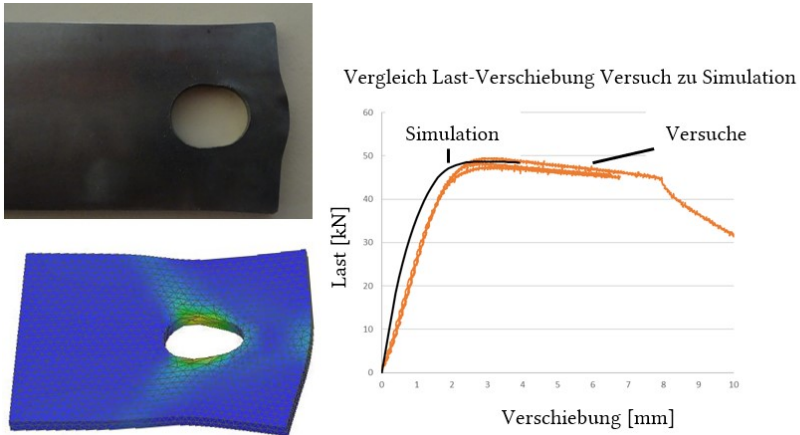


Abbildung 3.12: Darstellung der Kalibrierung des numerischen Materialmodells der Verstärkungsmethode VM-N vom Versuch (links oben) zum numerischen Modell (links unten) und des zugehörigen Last-Verschiebungs-Diagramms.

Das numerische Modell wurde mit den ermittelten Parametern neu berechnet und mit den zugehörigen Versuchen der Variante VM-N verglichen. Mit diesem Vorgehen konnte das Modell an den realen Zugversuch angepasst werden. Dieses Vorgehen führt mit der numerisch ermittelten Versagenslast $V_{u,num} = 40,77$ kN zu einer Übereinstimmung von 8,5 % zur Versagenslast der Versuche $V_{u,m,test} = 37,85$ kN (vgl. Abbildung 3.13). Die Last-Verschiebungs-Kurve der numerischen Berechnung weist im Vergleich zu den Last-Verschiebungs-Kurven der Versuche ein steiferes Verhalten und eine damit verbundene geringere Verschiebung auf. Dies kann auf die Lagerbedingungen der Laschen zurückgeführt werden, bei denen mögliche Verschiebungen des Befestigungsmittels nicht modelliert wurden.

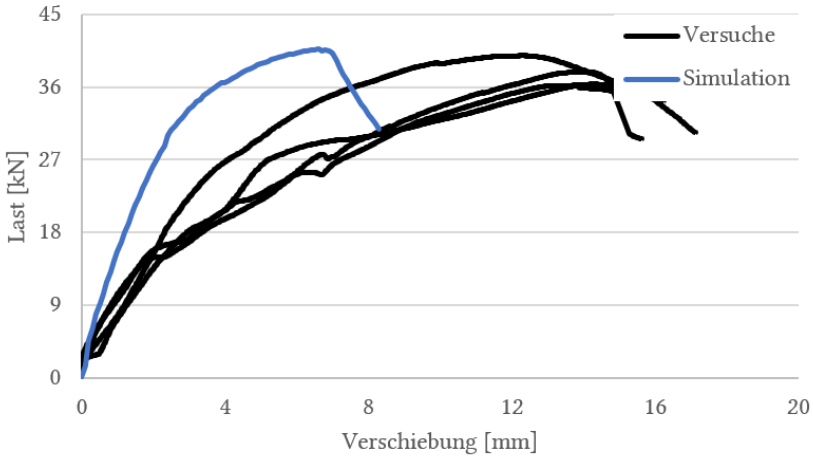


Abbildung 3.13: Gegenüberstellung des Last-Verschiebungs-Verhaltens der Tastversuche (schwarz) mit der numerischen Berechnung (blau).

Dennoch bildet das kalibrierte Modell den Verlauf des Versuchs ausreichend gut dar. Die vollfaktoriellen Versuchsmatrizen wurden mit diesen Parametern modelliert und ausgewertet.

3.4.2 Verstärkungsmethode VM-E

Die Kalibrierung der Verstärkungsmethode VM-E, ist auf Grundlage des Materialmodells der Verstärkungsmethode VM-N erfolgt.

Es zeigt sich, dass das Last-Verschiebungsverhalten numerischen Berechnung im Vergleich zu den Versuchen ein steiferes Verhalten aufweist. Die Höchstlast der numerischen Berechnung mit einem Lastniveau von 38,95 kN überschätzt den Mittelwert der Tastversuche $V_{u,m,test}$ von 36,92 kN um 5,5 %. Damit liegt der Unterschied innerhalb der Materialstreuung des Betons von ca. 15 %, weshalb in diesem Bereich von einer ausreichend guten Übereinstimmung gesprochen werden kann (vgl. Abbildung 3.14).

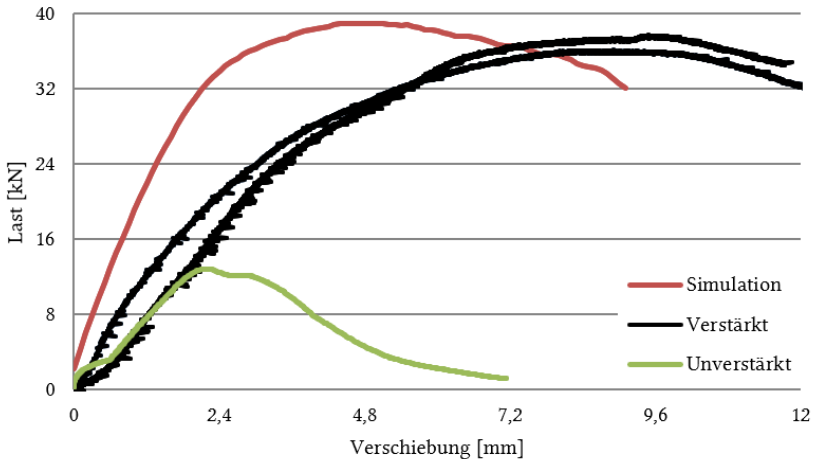


Abbildung 3.14: Gegenüberstellung des Last-Verschiebungs-Verhaltens der Versuche

(schwarz) im Vergleich zur numerischen Berechnung (rot).

3.5 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Nachdem in den vorherigen Kapiteln die Herangehensweise und der Aufbau der numerischen Modelle erläutert wurde, werden im Folgenden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen der Verstärkungsmethoden VM-N und VM- E vorgestellt.

3.5.1 Numerische Betrachtung von VM-N

In diesem Kapitel sollen die Ergebnisse des durchgeführten 2^3 -vollfaktoriellen Versuchsplans der Ankerschienenkurzstücke mit einer Länge von 150 und 300 mm dargestellt werden.

Tabelle 3.4 zeigt für die Profilgröße 40/22 eine maximale Versagenslast $V_{u,num,max}$ von 48,05 kN und eine minimale Versagenslast $V_{u,num,min}$ von 34,10 kN. Für die Profilgröße FES 50/30 liegen diese Werte bei $V_{u,num,max}$ von

57,30 kN und $V_{u,num,min}$ von 43,46 kN. Die minimale Versagenslast des nächstgrößeren Schienenprofils 50/30, bei gleichen Randbedingungen, liegt demnach um ca. 27,5 % höher als die vergleichbaren 40/22 Profile.

Tabelle 3.4: Ergebnisse der numerischen Untersuchungen für Ankerschienen mit einer

Länge $l = 150$ mm.

Versuch	l_{str}	c_1	Profil	$V_{u,num}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]
DoE-PI-150-1	35	50	40/22	44,21
DoE-PI-150-2	50	50	40/22	34,10
DoE-PI-150-3	35	75	40/22	48,05
DoE-PI-150-4	50	75	40/22	39,25
DoE-PI-150-5	35	50	50/30	48,93
DoE-PI-150-6	50	50	50/30	43,46
DoE-PI-150-7	35	75	50/30	57,30
DoE-PI-150-8	50	75	50/30	47,3
DoE-PI-150-9	42,5	62,5	40/22	46,01
DoE-PI-150-10	42,5	62,5	50/30	51,50

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen der Schienenprofile mit einer Schienenlänge $l = 300$ mm (vgl. Tabelle 3.5) deuten darauf hin, dass ein kritischer Abstand für VM-N zum Lasteinleitungspunkt, $l_{str,crit}$, existiert. Ab diesem Abstand kann kein signifikanter Einfluss der Verstärkungsmethoden ermittelt werden.

Numerische Untersuchungen

Tabelle 3.5: Ergebnisse der numerischen Untersuchung für Ankerschienenkurzstücke mit einer Länge von 300 mm.

Versuch	l_{str}	c_1	Profil	$V_{u,num}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]
DoE-PI-300-1	35	50	40/22	50,50
DoE-PI-300-2	120	50	40/22	21,78
DoE-PI-300-3	35	75	40/22	53,50
DoE-PI-300-4	120	75	40/22	23,94
DoE-PI-300-5	35	50	50/30	54,90
DoE-PI-300-6	120	50	50/30	27,30
DoE-PI-300-7	35	75	50/30	62,20
DoE-PI-300-8	120	75	50/30	34,36
DoE-PI-300-9	77,5	62,5	40/22	34,60
DoE-PI-300-10	77,5	62,5	50/30	42,80

Die maximalen Versagenslasten der 40/22 Ankerschienen liegen mit 53,50 kN um 11 % höher als bei den kürzeren Schienenstücken, wohingegen die minimale Versagenslast, bedingt durch den größeren Abstand der Verstärkungsmodule l_{str} zum Lasteinleitungspunkt, mit 21,78 kN um 37 % geringer ausfällt.

Dieser Trend ist auch bei den 50/30 Profilen zu erkennen, hier beträgt der Unterschied der maximalen Versagenslasten mit 62,20 kN ca. 8 %, während die minimale Last mit 27,30 kN ebenfalls um 37 % geringer ist.

Um den Effekt der Verstärkungsmethode von den vorhandenen Randbedingungen der Ankerschiene entkoppelt betrachten zu können,

wurde für die durchgeführten Versuche die Versagenslast $V_{u, \text{Potthoff}}$ nach Potthoff [42] unter Verwendung der Profilkfaktoren nach Schmid [46] berechnet und von den maximalen Versuchslasten abgezogen. Hierdurch lässt sich, vor allem bezogen auf den kritischen Verstärkungsabstand $l_{\text{str,crit}}$, eine Aussage auf die Höhe des vorhandenen Verstärkungseffekts V_{str} abschätzen.

Werden diese berechneten Lasten V_{str} ausgewertet, so zeigt sich, dass der Beitrag der Verstärkungsmethode für alle Versuche, mit einem Abstand $l_{\text{str}} \geq 120$ mm; unter 10 kN beträgt (vgl. Tabelle 3.6). Bei einem Versuch wurde sogar der zu erwartende errechnete Wert um 2,1 kN unterschritten. Werden die Werte bei diesem kritischen Abstand $l_{\text{str,crit}}$ mit den rechnerisch ermittelten Lasten nach Potthoff [42] unter Verwendung der Profilkfaktoren α_p nach Schmid [46] verglichen, so beträgt die Laststeigerung an dieser Stelle noch zwischen 0 und 29 %.

Die statistische Auswertung der Versuchsmatrix mit der zuvor vorgestellten DoE Methode zeigt, dass die Wechselwirkungen der Faktoren insignifikant sind und somit nicht für das Modell berücksichtigt werden müssen. Hierdurch ergibt sich für den Versuchsplan der Schienen mit einer Länge von 150 mm ein Bestimmtheitsmaß R^2 von 97,14 % bei einem Signifikanzintervall p von 5 %. Zusätzlich zeigt sich durch die Lage des Zentralpunktes, in diesem Fall die Lasten bei jeweils der Hälfte der angenommenen Grenzwertbetrachtung, ein linearer Zusammenhang der Faktoren. Damit kann ein erweitern der Versuchsmatrix, zur Betrachtung nichtlinearer Zusammenhänge, vernachlässigt werden.

Tabelle 3.6: Bereinigte Ergebnisse der Versuchsmatrix.

Versuch	l_{str}	c_1	Profil	$V_{u,num}$	$V_{u,m,Pott}$	$V_{str,num} =$ $V_{u,num} - V_{u,m,Pott}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
DoE-PI-150-1	35	50	40/22	44,21	11,63	32,58
DoE-PI-150-2	50	50	40/22	34,10	11,63	22,47
DoE-PI-150-3	35	75	40/22	48,05	20,47	27,58
DoE-PI-150-4	50	75	40/22	39,25	20,47	18,78
DoE-PI-150-5	35	50	50/30	48,93	14,48	34,45
DoE-PI-150-6	50	50	50/30	43,46	14,48	28,98
DoE-PI-150-7	35	75	50/30	57,30	25,02	32,28
DoE-PI-150-8	50	75	50/30	47,3	25,02	22,28
DoE-PI-150-9	42,5	62,5	40/22	46,01	15,84	30,17
DoE-PI-150-10	42,5	62,5	50/30	51,50	19,79	31,71
DoE-PI-300-1	35	50	40/22	50,50	17,97	32,53
DoE-PI-300-2	120	50	40/22	21,78	17,97	3,81
DoE-PI-300-3	35	75	40/22	53,50	26,03	27,47
DoE-PI-300-4	120	75	40/22	23,94	26,03	-2,09
DoE-PI-300-5	35	50	50/30	54,90	21,11	33,79
DoE-PI-300-6	120	50	50/30	27,30	21,11	6,19
DoE-PI-300-7	35	75	50/30	62,20	31,15	31,05
DoE-PI-300-8	120	75	50/30	34,36	31,15	3,12
DoE-PI-300-9	77,5	62,5	40/22	34,60	21,66	12,94
DoE-PI-300-10	77,5	62,5	50/30	42,80	26,19	16,61

Dies führt zu einer Reduktion des Bestimmtheitsmaßes R^2 . Da dieses jedoch mit 92,04 % immer noch einen großen Teil der Systemantwort Y aus den gegebenen Randbedingungen erklären kann, wird diese Reduktion als akzeptabel angesehen.

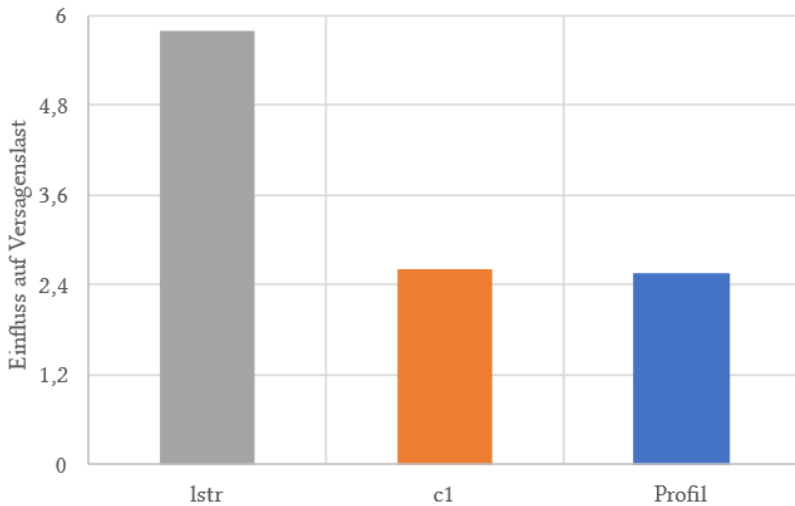


Abbildung 3.15: Pareto-Diagramm der standardisierten Effekte der bereinigten Ergebnisse der Schienenkurzstücke mit 150 mm.

Werden die übrigen Einflussfaktoren in einem Pareto-Diagramm (Abbildung 3.15) dargestellt, so zeigt sich, dass der Abstand des Verstärkungselements l_{str} einen maßgebenden Einfluss auf die Systemantwort (Versagenslast) hat, während der Randabstand c_1 und das verwendete Profil nur einen geringen, wenn auch nicht vernachlässigbaren, Einfluss besitzen.

Die Anpassung des Systems der Schienenkurzstücke mit einer Länge $l = 300$ mm zeigt dasselbe Verhalten. Die Wechselwirkungen der betrachteten Faktoren sind nicht signifikant und bleiben unberücksichtigt.

So bleiben die Hauptfaktoren übrig, bei denen sich der Abstand der Verstärkungsmodule zum Lasteinleitungspunkt l_{str} als wichtigster Einflussfaktor herausstellt (vgl. Abbildung 3.16).

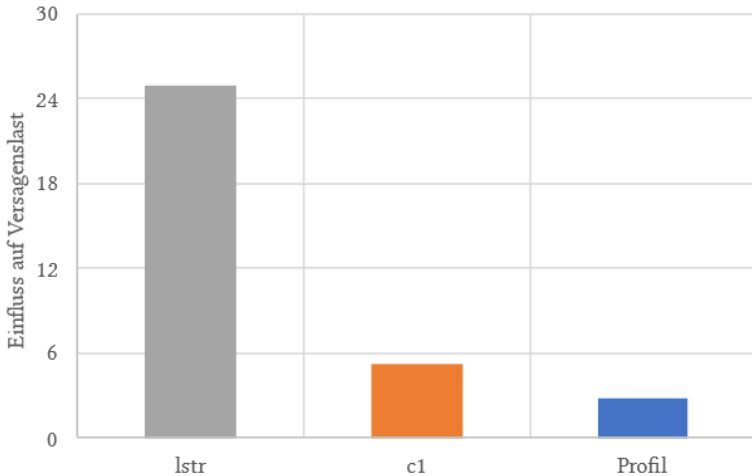


Abbildung 3.16: Pareto-Diagramm der standardisierten Effekte der bereinigten Ergebnisse der Schienenkurzstücke mit 300 mm Länge.

Es zeigt sich, dass mit länger werdenden Schienenstücken und einer damit verbundenen Erhöhung des möglichen Abstandes l_{str} der Verstärkungsmethode VM-N, dessen Einfluss ca. 80 % beträgt. Dieser hohe Einfluss der betrachteten Größe spiegelt sich auch beim Bestimmtheitsmaß R^2 von 95 % wider.

Für die untersuchten Ankerschienenkurzstücke mit einer Länge von 150 und 300 mm, sinkt die Effektivität der Verstärkungsmethode mit zunehmendem Abstand des Verstärkungselements zum Lasteinleitungspunkt l_{str} . Auch ein größerer Randabstand bewirkt in den numerischen Untersuchungen eine geringere Effektivität der Verstärkungsmethode. Die statistische Auswertung hingegen zeigt, dass die

Effektivität der Verstärkungsmethode mit der Profilgröße zunimmt. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass der Einfluss des Faktors l_{str} in beiden untersuchten Varianten als dominante Einflussgröße identifiziert werden kann.

Wird der Einfluss des Randabstandes c_1 auf die numerisch ermittelte Verstärkungskraft $V_{str,num}$ dargestellt, so zeigt sich ein geringerer Verstärkungseffekt mit zunehmendem Randabstand (vgl. Abbildung 3.17 und Abbildung 3.18). Der mittlere Verstärkungseffekt $V_{str,m,num}$ liegt bei einem Randabstand von 75 mm für die Schienenkurzstück mit einer Länge von 150 mm mit 25,23 kN um ca. 14,8 % niedriger als bei 50 mm mit 29,62 kN.

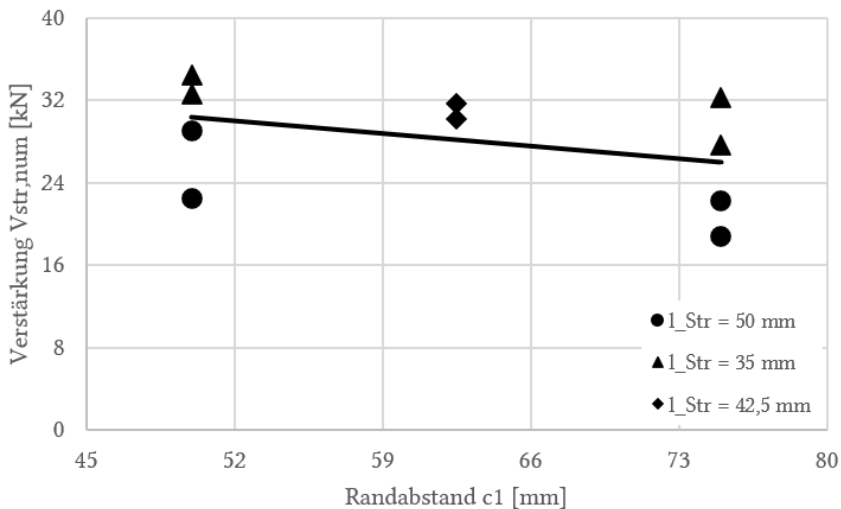


Abbildung 3.17: Darstellung des Verstärkungseffekts $V_{str,num}$ über den Randabstand c_1 der Verstärkungsmethode VM-N für Kurzstücke mit $l = 150$ mm.

Wird der mittlere Verstärkungseffekt $V_{str,m,num}$ für die Schienenkurzstücke mit einer Länge von 300 mm betrachtet, so zeigt sich ein ähnliches

Verhalten für einen Randabstand von 75 mm mit 15,41 kN zu 19,08 kN bei 50 mm, was einer Differenz von ca. 19,2 % entspricht.

Der Einfluss des Abstandes der Verstärkungselemente zum Lasteinleitungspunkt ist in Abbildung 3.19 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass ab einem kritischen Abstand $l_{str,crit} \geq 120$ mm der Mittelwert des Verstärkungseffekts mit 1,2 kN vernachlässigbar wird und ein größerer Abstand zu keiner signifikanten Laststeigerung mehr führt.

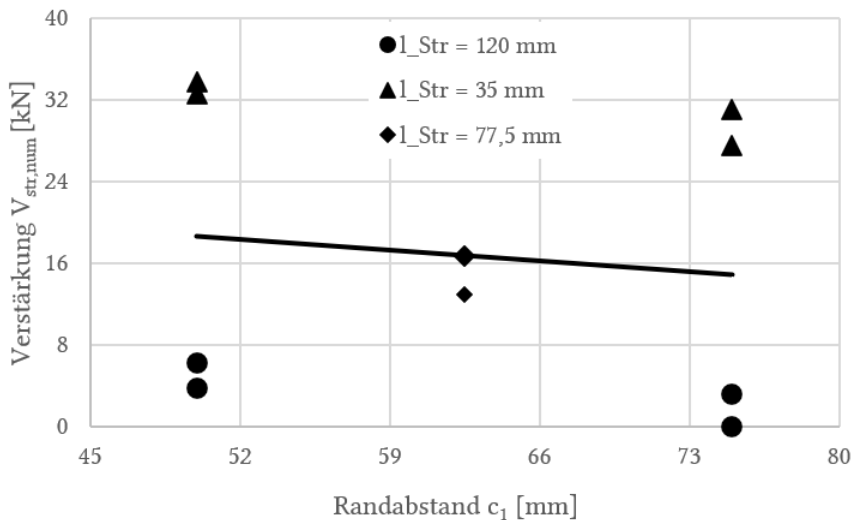


Abbildung 3.18: Darstellung des Verstärkungseffekts $V_{str,num}$ über den Randabstand c_1 der Verstärkungsmethode VM-N für Kurzstücke mit $l = 300$ mm.

Da das für die numerische Betrachtung der Verstärkungsmethode gewählte Materialmodell der Stahlelemente jedoch kein Versagen simulieren kann, bzw. durch die bilineare Definition nur ein Grenzwert erreicht werden kann, ab dem dann eine theoretisch unendliche Dehnung möglich ist, muss als maximal mögliche Laststeigerung der

Verstärkungsmethode die rechnerische Stahltragfähigkeit als Obergrenze eingeführt werden.

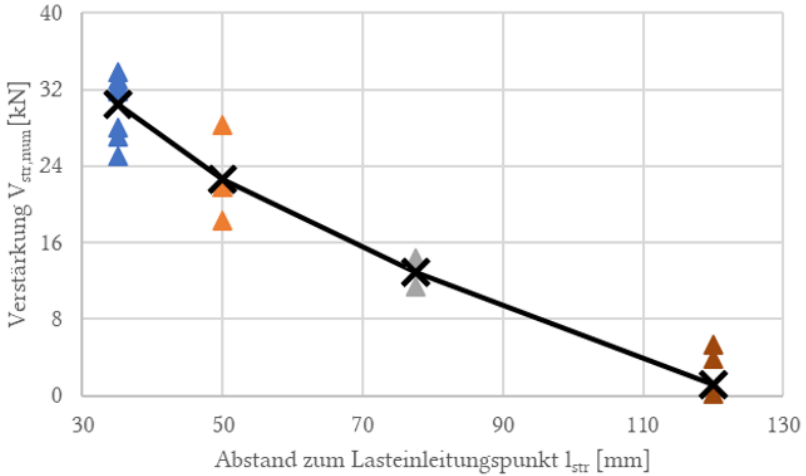


Abbildung 3.19: Darstellung des Einflusses des Abstands l_{str} der Verstärkungsmethode VM-N zum Lasteinleitungspunkt.

3.5.2 Verstärkungsmodul als Einlegeteil (VM-E)

Nachdem die numerische Untersuchung der VM-N eine hohe Effektivität gezeigt hat, wurden Cast-In Verstärkungsmodule in gleicher Weise untersucht. Die Ergebnisse der entsprechenden Lasten $V_{str,num} = V_{u,num} - V_{u,m,Pott}$ sind in Tabelle 3.7 und

Tabelle 3.8 dargestellt.

Die Auswertung der numerischen Tragfähigkeiten zeigt, dass ein Großteil der untersuchten Einflussfaktoren (wie z.B. auch der Randabstand c_l) vernachlässigt werden können.

Tabelle 3.7: Um die nach Potthoff berechnete Versagenslast bereinigten Ergebnisse des vollfaktorilellen 2^3 Versuchsplans der eingelegten Verstärkungsmodule der Schienen mit einer Länge von 150 mm.

Versuch	l_{str}	c_1	Profilgröße	$f_{ck,150}$	$V_{u,num}$	$V_{u,m,Pott}$	$V_{str,num}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
DoE-CI-150-1	75	50	40/22	25	38,69	11,63	27,06
DoE-CI-150-2	75	75	40/22	25	49,06	20,47	28,59
DoE-CI-150-3	75	50	40/22	60	63,48	16,56	46,92
DoE-CI-150-4	75	75	40/22	60	64,50	29,13	35,37
DoE-CI-150-5	75	50	50/30	25	37,50	14,48	23,02
DoE-CI-150-6	75	50	50/30	25	48,90	25,02	23,88
DoE-CI-150-7	75	75	50/30	60	64,33	20,61	43,72
DoE-CI-150-8	75	75	50/30	60	69,31	35,61	33,7
DoE-CI-150-9	0	50	40/22	25	48,21	11,63	36,58
DoE-CI-150-10	0	75	40/22	25	55,64	20,47	35,17
DoE-CI-150-11	0	50	40/22	60	79,10	16,56	62,54
DoE-CI-150-12	0	75	40/22	60	95,40	29,13	66,27
DoE-CI-150-13	0	50	50/30	25	52,10	14,48	37,62

Numerische Untersuchungen

Fortsetzung Tabelle 3.7

DoE-CI-150-14	0	75	50/30	25	59,09	25,02	34,07
DoE-CI-150-15	0	50	50/30	60	83,10	20,61	62,49
DoE-CI-150-16	0	75	50/30	60	102,00	35,61	66,39
DoE-CI-150-17	75	62,5	40/22	42,5	61,93	17,39	44,54
DoE-CI-150-18	75	62,5	50/30	42,5	57,68	23,71	33,97
DoE-CI-150-19	0	62,0	40/22	42,5	77,30	17,39	59,91
DoE-CI-150-20	0	62,5	50/30	42,5	86,90	23,71	63,19

Tabelle 3.8: Um die nach Potthoff berechnete Versagenslast bereinigten Ergebnisse des vollfaktorilellen 2^3 Versuchsplans der eingelegten Verstärkungsmodule der Schienen mit einer Länge von 300 mm.

Versuch	l_s	c_1	Profilgröße	f_{ck}	$V_{u,num}$	$V_{u,Potthoff}$	$V_{str,num}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
DoE-CI-300-1	125	50	40/22	25	24,30	17,97	6,33
DoE-CI-30-2-	125	75	40/22	25	33,52	26,03	7,49
DoE-CI-300-3	125	50	40/22	60	35,10	27,85	7,25
DoE-CI-300-4	125	75	40/22	60	47,45	44,13	3,32
DoE-CI-300-5	125	50	50/30	25	28,93	21,94	6,99
DoE-CI-300-6	125	75	50/30	25	39,39	34,17	5,22
DoE-CI-300-7	125	50	50/30	60	41,94	33,99	7,95
DoE-CI-300-8	125	75	50/30	60	49,50	52,93	-3,43
DoE-CI-300-9	0	50	40/22	25	56,03	17,98	38,05
DoE-CI-300-10	0	75	40/22	25	65,97	28,49	37,48
DoE-CI-300-11	0	50	40/22	60	96,60	27,85	68,75
DoE-CI-300-12	0	75	40/22	60	114,10	44,13	69,97
DoE-CI-300-13	0	50	50/30	25	62,70	21,94	40,76

Numerische Untersuchungen

Fortsetzung Tabelle 3.8

DoE-CI-300-14	0	75	50/30	25	68,67	34,17	34,50
DoE-CI-300-15	0	50	50/30	60	125,30	33,99	91,31
DoE-CI-300-16	0	75	50/30	60	135,80	52,93	82,87
DoE-CI-300-17	125	62,5	40/22	42,5	39,02	30,29	8,73
DoE-CI-300-18	125	62,5	50/30	42,5	42,70	37,04	5,66
DoE-CI-300-19	0	62,5	40/22	42,5	91,40	30,29	61,11
DoE-CI-300-20	0	62,5	50/30	42,5	100,00	37,04	62,96

Beide untersuchten Schienenlängen zeigen ein vergleichbares Verhalten. Wie für die nachträglich installierte Verstärkungsmethode sind der Abstand des Lasteinleitungspunkts zur Verbindung des Verstärkungsmoduls mit der Schiene (l_{str}) und das verwendete Schienenprofil die maßgebenden Einflussfaktoren. Als zusätzlich signifikant ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cc} anzunehmen. Unter Berücksichtigung dieser Einflussfaktoren konnte ein Bestimmtheitsmaß R^2 von 90,1 % für die Schienenkurzstücke ($l = 150$ mm) und ein Bestimmtheitsmaß R^2 von 96,9 % für die Schienenkurzstücke ($l = 300$ mm) ermittelt werden.

Werden die numerisch berechneten Verstärkungslasten miteinander verglichen, erreichen die 40/22 Schienenprofile der Schienenkurzstücke mit der Länge l von 150 mm eine Verstärkung von 27,06 bis 66,27 kN. Für die 50/30 Schienenprofile liegen die erreichten Verstärkungen zwischen 23,02 kN und 66,39 kN. Der Unterschied bei gleichbleibenden Randbedingungen liegt damit zwischen 0,15 % und 15 %. Aus diesem Grund wird der Einfluss als nicht signifikant betrachtet, da der Einfluss der Betoneigenschaften in der gleichen Größenordnung liegt.

Bei Betrachtung des möglichen Verstärkungseffekts bei den Schienenprofilen mit einer Länge von 300 mm zeigt sich, dass der Effekt mit zunehmendem Abstand zum Verstärkungselement geringer wird. Dies liegt zum einen daran, dass durch den größeren Abstand der Anker, der gegenseitige Einfluss geringer wird. Dadurch hat die unverstärkte Schiene eine höhere Traglast und das Verstärkungselement wird in seiner Effektivität eingeschränkt. Zum anderen ist der Hebelarm des Belastungspunkts bezogen auf das Verstärkungselement größer, wodurch es zu einem schnelleren Biegeversagen kommt.

Eine Belastung der Ankerschiene nahe am Verstärkungselement führt zu einer Verstärkung des 40/22 Schienenprofils um 69,97 kN während das 50/30 Schienenprofil um 91,31 kN verstärkt wird. Eine Einzellast mit einem Abstand von 125 mm zum Lasteinleitungspunkt (l_{str}) führt zu einem geringen Verstärkungseffekt von 3,32 kN für das 40/22 Schienenprofil.

Werden die Ergebnisse, in Abhängigkeit des Abstandes zum Lasteinleitungspunkt dargestellt, so ist zu erkennen, dass mit steigendem Abstand der Verstärkungseffekt geringer wird (vgl. Abbildung 3.20 und Abbildung 3.21). Verglichen mit dem kritischen Abstand $l_{str,crit}$ der VM-N zeigt sich, dass ab einem Abstand von 120 mm auch bei VM-E kein signifikanter Verstärkungseffekt vorhanden ist.

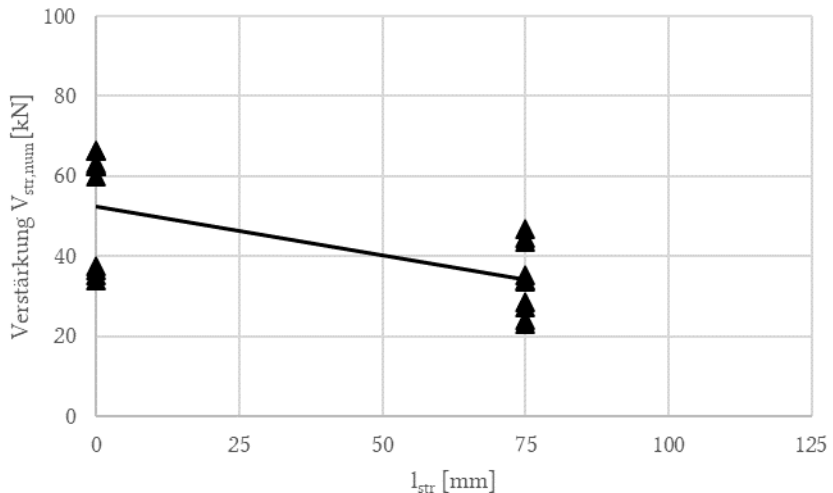


Abbildung 3.20: Darstellung des Einflusses des Abstandes l_{str} der Verstärkungsmethode VM-E zum Lasteinleitungspunkt bei einer Schienenlänge $l = 150$ mm.

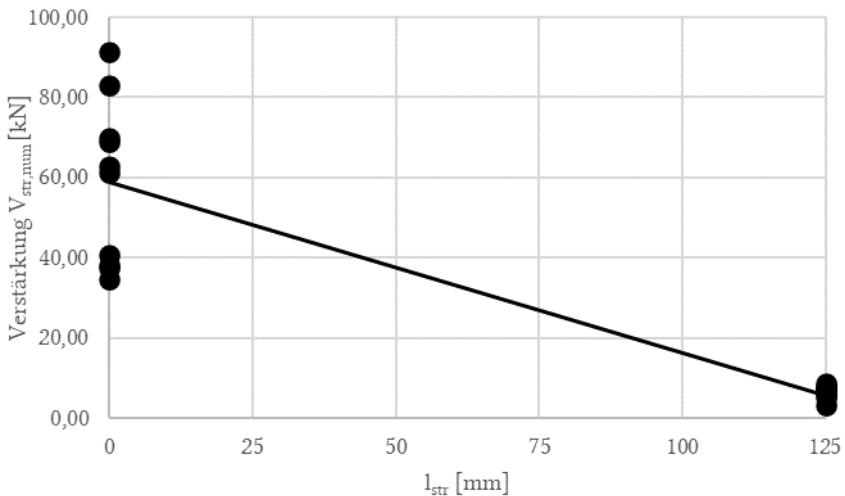


Abbildung 3.21: Darstellung des Einflusses des Abstands l_{str} der Verstärkungsmethode VM-E zum Lasteinleitungspunkt bei einer Schienenlänge $l = 300$ mm.

Wird der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das System betrachtet, so ist zu erkennen, dass eine höhere Betondruckfestigkeit zu einer Steigerung des Verstärkungseffekts führt. Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit f_{cc} von 25 N/mm^2 auf 60 N/mm^2 führt zu einer Erhöhung des Verstärkungseffekts ($V_{str,num}$) von $31,09 \text{ kN}$ zu $39,70 \text{ kN}$ bei $l = 150 \text{ mm}$ mit $l_{str} = 75 \text{ mm}$ und von $44,42 \text{ kN}$ zu $63,47 \text{ kN}$ bei $l_{str} = 0 \text{ mm}$. Dies entspricht einer mittleren Erhöhung von $25,84 \%$.

Bei Ankerschienen mit $l = 300 \text{ mm}$ führt die Erhöhung der Druckfestigkeit zu einer Steigerung des Verstärkungseffekts von $45,81 \text{ kN}$ zu $72,83 \text{ kN}$ bei $l_{str} = 0 \text{ mm}$. Dies entspricht einer Steigerung von $37,10 \%$ (vgl. Abbildung 3.22 und Abbildung 3.23). Dieser Einfluss muss jedoch im Versuch genauer betrachtet werden, da das Materialmodell hierzu nach oben skaliert und nicht kalibriert worden ist.

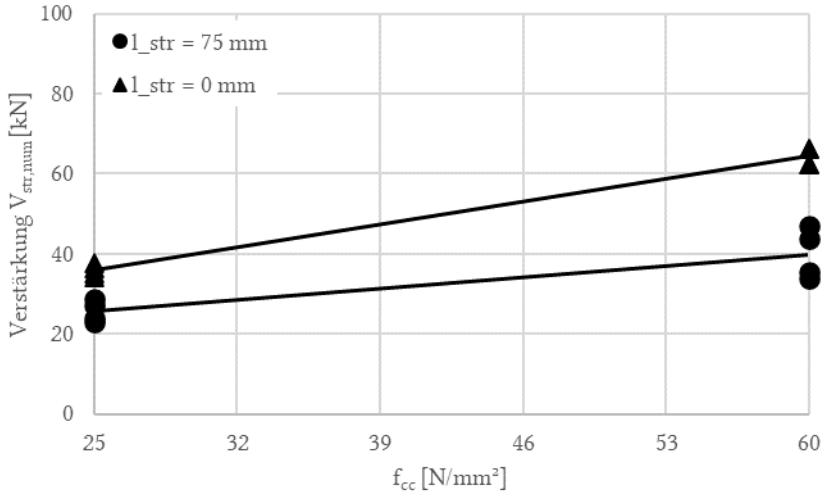


Abbildung 3.22: Darstellung des Einflusses der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Verstärkungsmethode VM-E mit $l = 150$ mm.

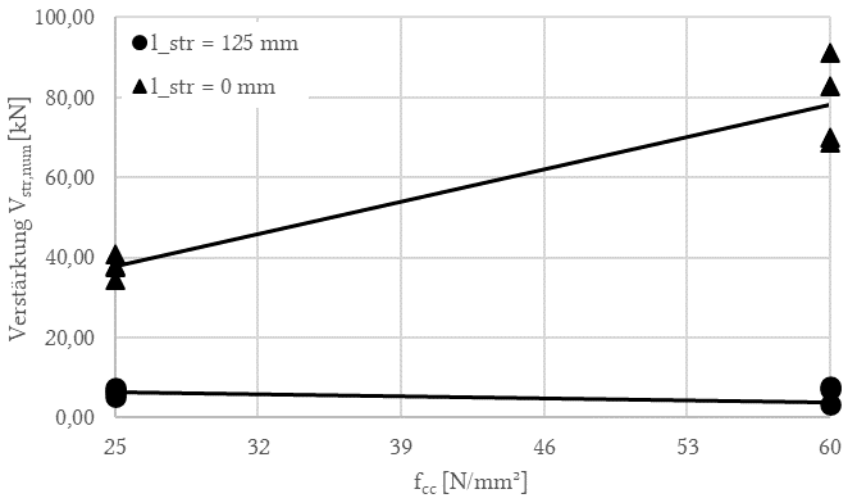


Abbildung 3.23: Darstellung des Einflusses der Betondruckfestigkeit f_{cc} auf die Verstärkungsmethode VM-E mit $l = 300$ mm.

4 Experimentelle Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die durchgeführten Versuche vorgestellt. Zunächst werden die ersten Tastversuchen mit VM-N beschrieben. Anschließend werden Versuche dargestellt, die mit einbetonierten Verstärkungsmodulen durchgeführt wurden (VM-E). Anhand der durchgeführten Versuche sollen die Aussagen der numerischen Untersuchungen bestätigt, bzw. Abweichungen festgestellt werden. Dies gilt insbesondere für die in der numerischen Berechnung als signifikant festgestellten Einflussparameter. Zusätzlich, soll eine grundlegende Aussage zum Einfluss verschiedener Bewehrungsgrade, sowohl im unter- als auch überbewehrten Beton [46], getroffen werden können.

4.1 Zusammenstellung der experimentellen Untersuchungen

4.1.1 Versuche mit nachträglich installierten Verstärkungselementen

Im Bereich der Verstärkung von Ankerschienen mit dem vorgeschlagenen Verstärkungsmethoden gibt es bisher keine Versuchsergebnisse. Daher kann bisher keine Aussage über die Effektivität solcher Verstärkungsmodule gemacht werden. In einem ersten Schritt wurde das Verstärkungsmodul durch nachträgliche angebrachte „Metallaschen“ an die einbetonierten Schienen realisiert. Diese greifen an der Oberfläche mittels Hammerkopfschrauben in die Ankerschiene ein und werden mittels fischer FAZ II Dübel randfern verankert. Diese Tastversuche ermöglichen eine Abschätzung der Effektivität, zum einen im Hinblick auf die Laststeigerung, zum anderen über die mögliche Verzögerung der Rissöffnung. Hierzu muss die Rissausbreitung, sowie die Verschiebung mithilfe von Weg- bzw. Rissaufnehmern im Versuch gemessen werden.

Tabelle 4.1: Durchgeführte Tastversuche mit nachträglich verstärkten Ankerschienen.

Versuch	Profil	Verstärkt	Abstützweite	Randabstand	N
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
$V_{C,Ref}$	C	Nein	550	50	4
$V_{V,Ref}$	V	Nein	550	50	4
$V_{C,Verst.}$	C	Ja	550	50	4
$V_{V,verst}$	V	Ja	550	50	4
$V_{V,Bew}$	V	Ja	550	50	4

Für die Versuche mit einem 40/22 Ankerschienenprofile wurde ein Randabstand c_1 von 50 mm realisiert. Dieser entspricht dem minimalen Randabstand nach der derzeit gültigen ETA [14]. Um eine Aussage über die Effektivität des Verstärkungsmoduls für vergleichbare Ankerschienen mit unterschiedlichen Profiltypen treffen zu können, wurden sowohl C- als auch V-Profile untersucht. Um eine Referenz der auf dem Markt vorhandenen Verstärkungsmodule zu erhalten, wurden die Ankerschienen mit V-Profil zusätzlich mit dem Hilti Top-of-Slab Modul einbetoniert ($V_{V,Bew}$). Dieses besteht aus vier Bewehrungsstäben mit einem Stabdurchmesser d_s von 8 mm mit einem Achsabstand a von 45 mm, welche an eine Metallplatte geschweißt sind. Hierdurch ist ein direkter Vergleich der Höchstlasten und des Rissverhaltens beider Systeme möglich. Das zugehörige Versuchsprogramm kann Tabelle 4.1 entnommen werden.

Alle Betonprüfkörper der Druckfestigkeitsklasse C20/25 wurden aus der gleichen Betoncharge hergestellt.

4.1.2 Versuche mit Verstärkungsmodulen als Einlegeteil

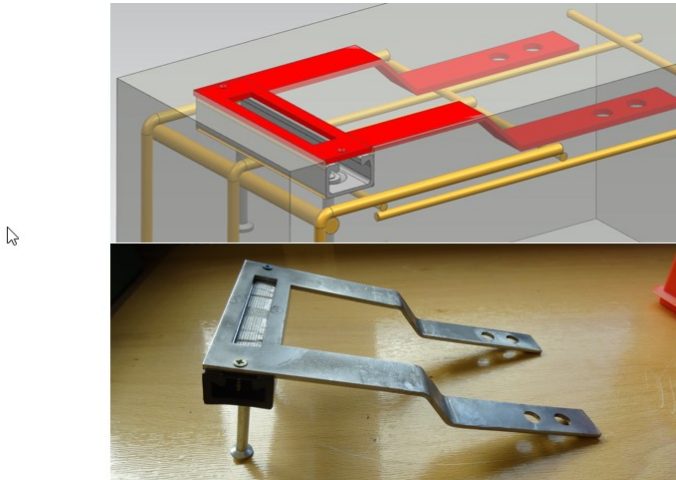


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung (oben) und zusammengebauter Prototyp (unten) des Verstärkungsmoduls als Einlegeteil.

Nachdem die Ergebnisse der VM-N vielversprechend waren, wurde das Verstärkungsmodul modifiziert, sodass es bei der Montage als Einlegeteil verwendet werden kann. Die mit diesen Verstärkungsmodul durchgeführten Versuche sollen zeigen, ob vergleichbare Ergebnisse mit den nachträglichen Verstärkungsmodulen erreicht werden können.

Das Einlegeteil ist als auf der Ankerschiene aufliegendes Element konzipiert, welches die Lasten über zwei Laschen tiefer in den Beton verankert. Das Verstärkungsmodul mit einer Ankerschiene der Profilgröße 40/22 ist in Abbildung 4.1 dargestellt. Die Verbindung zwischen Ankerschiene und Verstärkungsmodul wird durch eine angeschweißte „Hammerkopfschraube“ realisiert, welcher formschlüssig in die Öffnung der Ankerschiene gepresst wird.

Dieser Formschluss zwischen Schiene und Verstärkungsmodul dient gleichzeitig als Lagesicherung des Moduls und der Schiene zueinander während der Betonage. Sobald das Verstärkungsmodul einbetoniert ist verhakt sich, bei Belastung der Ankerschiene zum Rand hin, das Verstärkungselement im Schienenkörper, wodurch das Verstärkungsmodul aktiviert und die Ankerschiene zurückgehalten wird (vgl. Abbildung 4.2).

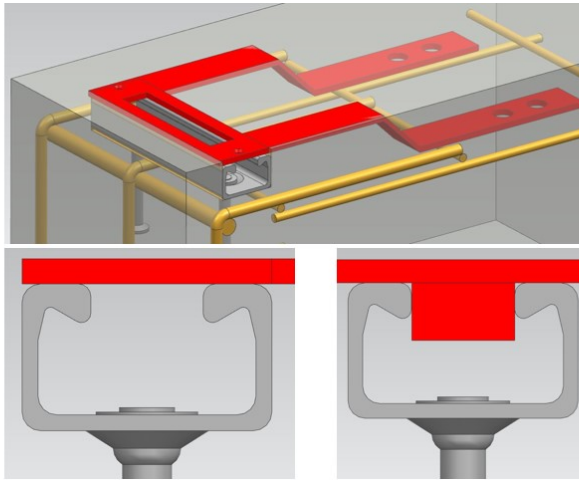


Abbildung 4.2: Veranschaulichung der Anbindung des Verstärkungsmoduls an die Schiene mittels einfachem aufliegen (links) und Eingriff in die Schiene mittels „Hammerkopfschraube“ (rechts).

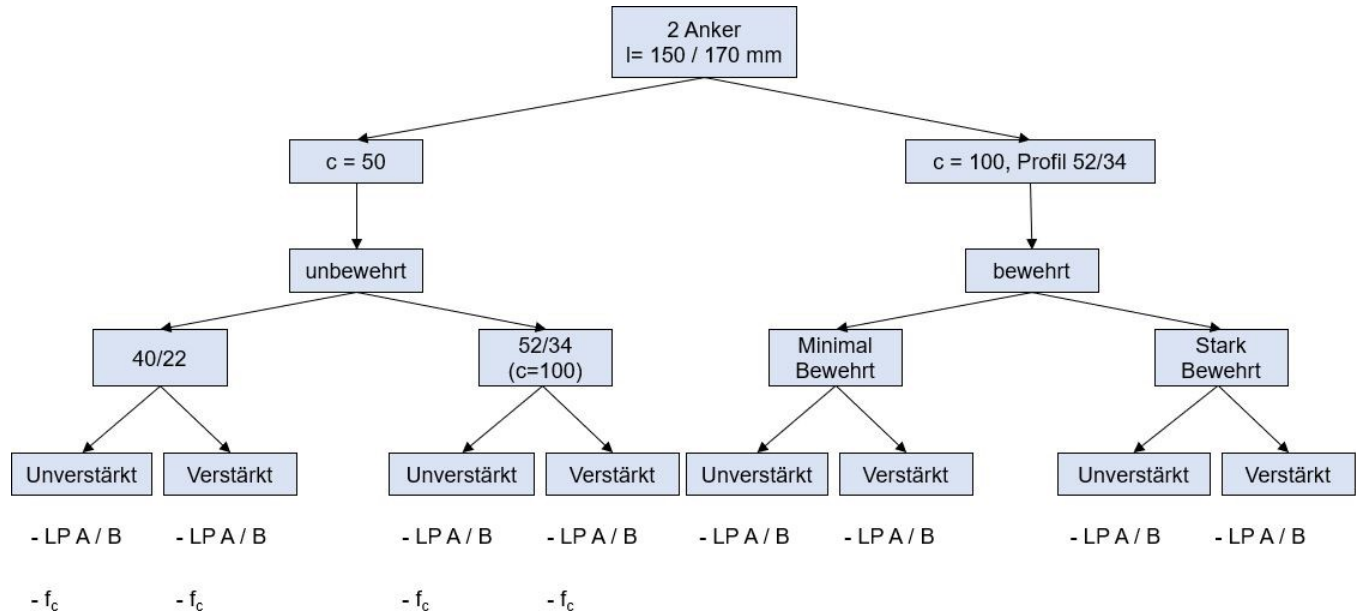
Da die vorhergegangenen Tastversuche zeigen, dass sich eine Verstärkung von C- und V-förmigen Profile nicht signifikant voneinander unterscheiden, wurden die Versuche nur mit C-Profilen durchgeführt. Der zu untersuchende Versuchsraum zur Verifikation bzw. Herleitung des Berechnungsansatzes ist durch die im Fassadenbau zur Verwendung kommenden Profilgrößen und deren Anwendungsbedingungen begrenzt. Untersucht wurden die Profilgrößen 40/22 und 52/34. Der zu untersuchende Randabstand c_1 liegt zwischen 50 mm und 100 mm. Da die

bisherigen Untersuchungen nur unbewehrten Beton umfassen, wurden Versuche mit verschiedenen Bewehrungsgraden untersucht. Dadurch soll der Einfluss einer vorhandenen Bewehrung auf die Effektivität der Verstärkungsmethoden untersucht werden. Die untersuchten Parameter sind in Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4 dargestellt.

Für Ankerschienen mit 40/22 Profilen wurden keine Versuche mit Bewehrung geplant, da bei diesen Profilen der Randabstand c_1 von 50 mm sehr gering ist. Vermutlich reicht die minimale Verbundlänge $l_{i,min}$ nicht aus um die Bewehrung ausreichend zu aktivieren. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cc} wurde nur bei den unbewehrten Versuchen untersucht, da im bewehrten Beton kein signifikanter Unterschied erwartet wird.

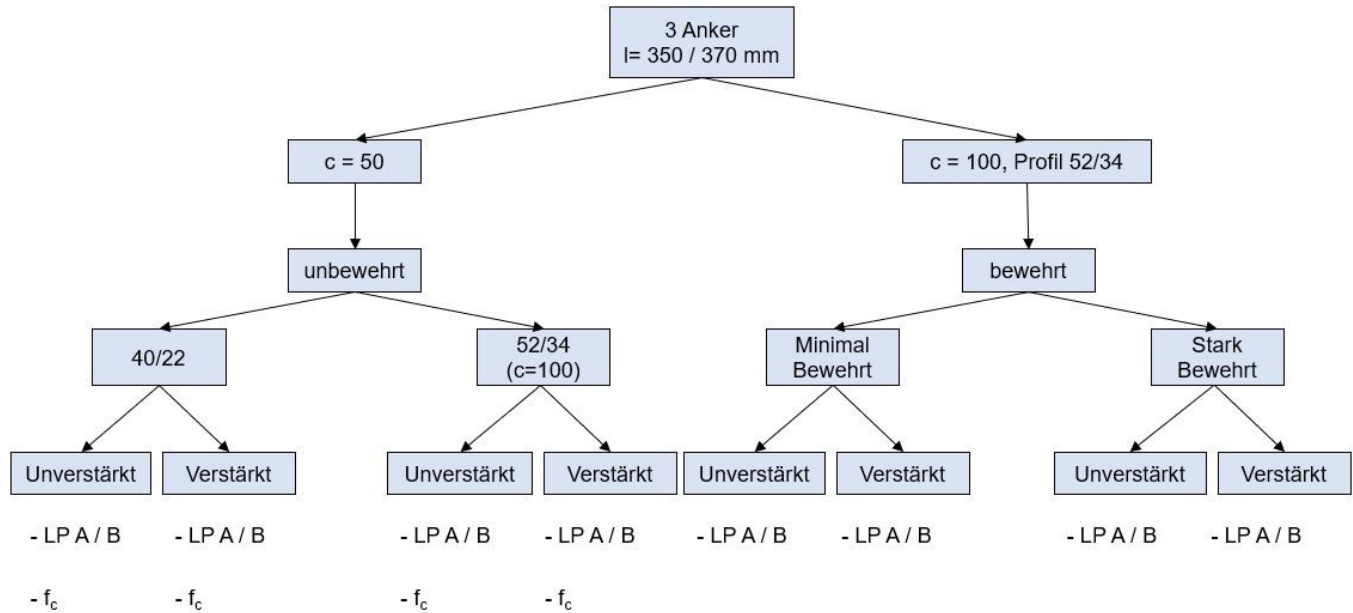
Zusätzlich wird der Einfluss eines zusätzlichen Ankers in Schienenmitte auf die Effektivität der Verstärkungsmodule untersucht, da bei den bisherigen experimentellen und numerischen Untersuchungen nur Ankerschienen ohne Mittelanker betrachtet wurden.

Da zu vermuten ist, dass die Verstärkungsmodule besser aktiviert werden, bzw. der Einfluss der Ankerschienenbiegung geringer wird, wenn die Last näher am Verstärkungsmodul eingeleitet wird, wird in den Versuchen der Lasteinleitungspunkt variiert. Unter der Lastposition A ist eine Lasteinleitung in Schienenmitte zu verstehen. Unter der Lastposition B ist eine Zweifachbelastung mit einem Achsabstand von 100 bis 200 mm zu verstehen. Die Lasteinleitung findet dabei symmetrisch zur Schienenmitte statt.



LP: Lastposition

Abbildung 4.3: Schematische Darstellung des Versuchsplans für Ankerschienen mit zwei Ankern für die Profilgrößen 40/22 und 52/34.



LP: Lastposition

Abbildung 4.4: Schematische Darstellung des Versuchsplans für Ankerschienen mit drei Ankern für die Profilgrößen 40/22 und 52/34.

4.2 Beschreibung des Versuchsaufbaus

Um Referenzlasten ohne Verstärkung zu erhalten, wurden in einem ersten Schritt Versuche mit unverstärkten Ankerschienen in unbewehrten, niederfesten Beton durchgeführt. Um den Hebelarm im Vergleich zu den Versuchen mit nachträglichen Verstärkungsmethoden konstant zu halten, wurden für die Referenzversuche Abstandshalter von 4 mm (vergleichbar der Dicke der Verstärkungslaschen) verwendet (vgl. Abbildung 4.5). Hierdurch können die Ergebnisse der Referenz- und Tastversuche direkt miteinander verglichen werden.

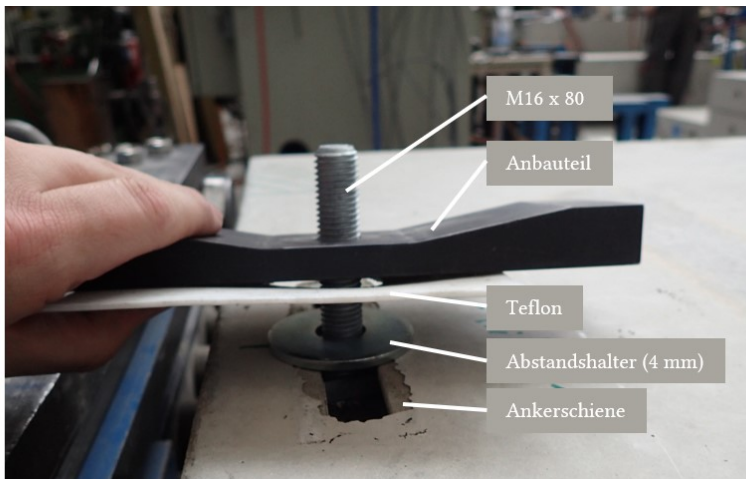


Abbildung 4.5: Versuchsaufbau der Referenzversuche mit Ausgleichsscheibe zur Sicherstellung eines vergleichbaren Hebelarms.

Im Folgenden wird der Versuchsaufbau der PI- und CI- Variante der Verstärkungsmethoden beschrieben. Die Darstellung der Versuchsergebnisse erfolgt in chronologisch Reihenfolge.

4.2.1 Nachträglich installierte Verstärkungsmethode (Post-Installed)

Für die Versuche der PI-Verstärkungsmethode wurden Laschen aus Baustahl (S235) hergestellt. Der geplante Eingriff in das Schienenprofil erfolgt über ein Durchgangsloch in der Lasche mit einer Spezialschraube, wie sie auch zur normalen Lasteinleitung genutzt wurde. Die Abmessungen der Lasche sowie ein Bild eines Prototyps können Abbildung 4.6 entnommen werden.

Die Ausführung der Durchgangslöcher, sowohl für den verwendeten Bolzenanker der (FAZ II 12x10) als auch für die Spezialschraube (M16x80), wurden mit einem kleinen Lochspiel ausgeführt, um den anfänglichen Schlupf während der Belastung so gering wie möglich zu halten.

Die Verstärkung der Ankerschiene wurde mit den PI-Verstärkungsmethoden auf zwei Arten realisiert. Zum einen wurden die Verstärkungsmodule symmetrisch um den Lasteinleitungspunkt so positioniert, dass die Querkraftübertragung zu den Verstärkungsmodulen über das Schienenprofil stattfindet, zum anderen wurde die Lasche direkt mit der belasteten Schraube verbunden.

Die direkte Verbindung der Lasche ist dabei die effektivste Methode, da die Ankerschiene erst belastet werden kann, die Streckgrenze des Laschenmaterials erreicht ist. Schematisch sind beschriebenen Varianten in Abbildung 4.7 dargestellt.

Die Tastversuche wurden mit Ankerschienenkurzstücken des Typs FES40/22 und HAC40 und einer Schienenlänge l von 150 mm sowie einem Ankerabstand s von 100 mm durchgeführt.

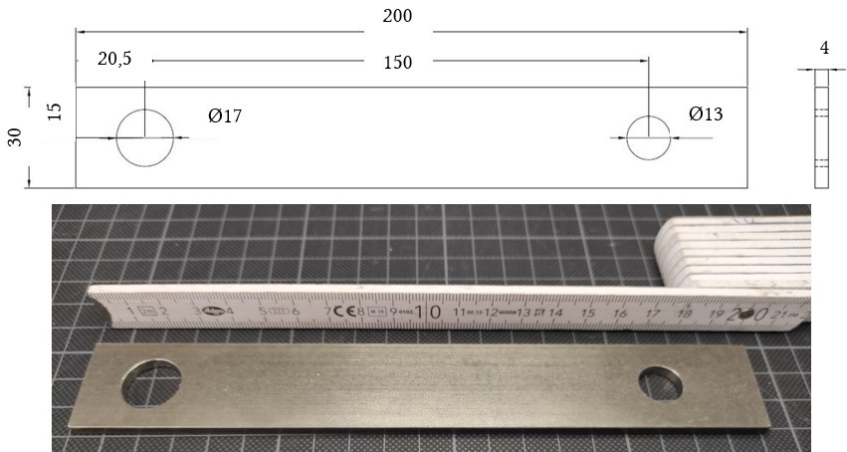


Abbildung 4.6: Dimensionen der Verstärkungslasche in mm (oben) und hergestellter Prototyp aus Baustahl der Güte S235 (unten).

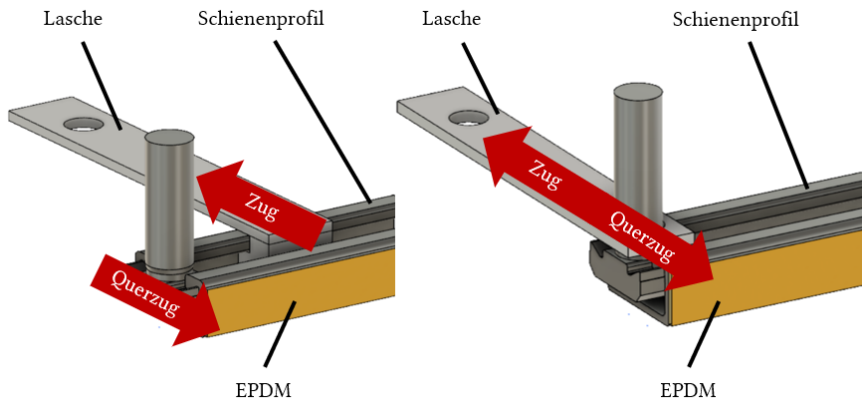


Abbildung 4.7: Schematische Darstellung des Funktionsprinzips der nachträglichen Verstärkung des Schienenprofils (links) und der belasteten Hammerkopfschraube (rechts).

Um das Verstärkungsmodul zu aktivieren, bevor die Vorderkante der Ankerschiene den Beton vor der Schiene belastet, wurde ein selbstklebendes EPDM-Band mit einer Dicke von 2 mm an der Schienen Vorderseite angebracht. Dadurch kann das Schienenprofil Lasten in die Verstärkungsmodule übertragen, bevor der Schienenkörper zu Rissen an der Betonkante führt. Dadurch wird die Rissbildung verzögert.

Um das Rissverhalten zu auf dem Markt erhältlichen Verstärkungsmodulen zu vergleichen, wird das Hilti Top-of-Slab Modul ebenfalls geprüft. Diese besteht aus vier Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 8 mm mit einem Achsabstand von 45 mm. Die Bewehrungsstäbe sind an eine Stahlplatte angeschweißt (vgl. Abbildung 2.17). Die Vergleichsversuche wurden nur mit der Versuchsreihe der V-Profile durchgeführt.

Die Prüfkörper der Tastversuche wurden wie in Potthoff [42] beschrieben hergestellt. Die Abmessung der verwendeten Prüfkörper für die Referenz- und Tastversuche sind in Abbildung B 1 dargestellt.

Nach der Betonage wurden die Verstärkungsmodule der PI- Verstärkungsmethode auf die Betonplatte und über die zu verstärkende Schiene gelegt. Diese wurde über die Spezialschraube mit der Ankerschiene verbunden und mittels der Bolzenanker FAZ II 12/10 bzw. FAZ II 16/25 in den Beton verankert.

Die Wegaufnehmer zur Messung der Risse (vgl. Abbildung 4.8) wurden mit einem Winkel von ca. 45° zur Ankerschiene angebracht. Somit konnte die Rissbreite senkrecht über dem Riss gemessen werden. Die Wegaufnehmer zur Messung der Verschiebung wurden direkt hinter der Verankerung und der Anbauteillasche angebracht.

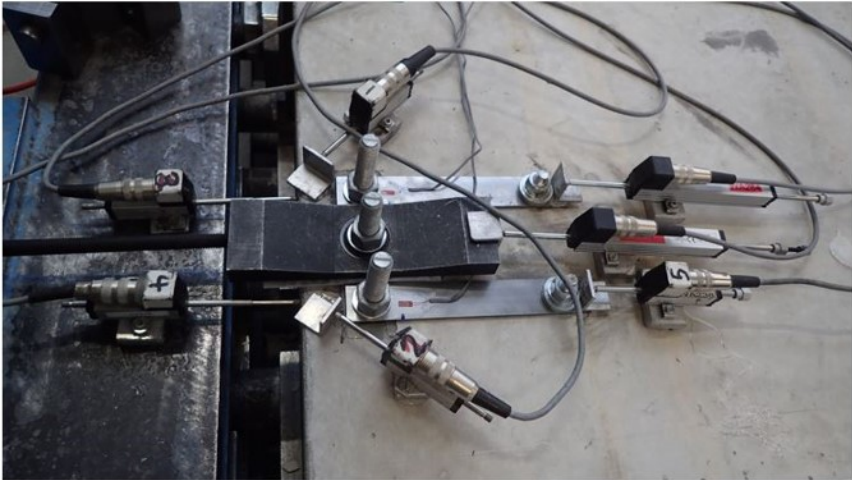


Abbildung 4.8: Versuchsaufbau des nachträglich installierten Verstärkungsmoduls mit zugehöriger Messtechnik.

Da bei dieser Methode nicht sichergestellt werden konnte, dass das Lochspiel im Bereich der Verankerung gering ist und somit ein Schlupf möglich war, wurde in einem zusätzlichen Versuch der Ringspalt der Verankerung mittels fischer Verfüllscheibe FFD und FIS V aufgefüllt (vgl. Abbildung 4.9). Somit konnte ein direkter Vergleich des Einflusses eines unterdrückten Schlupfes auf die mittlere Versagenslast $V_{u,m,test}$ sowie auf das Rissverhalten geführt werden.



Abbildung 4.9: Verwendetes Material zum Verfüllen des Ringspalts für die Tastversuche der V-Profile.

Die Vergleichsversuche mit dem Hilti Top-of-Slab-Modul wurden ebenfalls mit dem in Abbildung 4.5 dargestellten Abstandshalter durchgeführt, um einen gleichbleibenden Hebelarm zu gewährleisten.

4.2.2 Verstärkungselemente als Einbauteil (Cast-In)

Der Versuchsaufbau der CI-Verstärkungsmethode basiert auf den Erkenntnissen der zuvor durchgeführten Versuche mit der PI-Methode. In den Vorversuchen hatte es sich gezeigt, dass der Widerstand der Schiene, zumindest bei Belastung in Schienenmitte, geringer ist als der Widerstand der Lasche gegen Fließen sowie der Widerstand des Befestigungsmittels. Daher wurden die Abmessungen und Materialien der Laschen nicht verändert, da diese offensichtlich eine ausreichende Tragfähigkeit besitzen.

Die CI-Verstärkungsmethode ist als auf der Ankerschiene aufliegendes Modul geplant, welches so wenig wie nötig in die Schiene eingreift, um eine

möglichst flexible Positionierung des Anbauteils zu ermöglichen (vgl. Abbildung 4.1).

Um eine möglichst effektive Verstärkung zu realisieren, wurden mehrere Methoden untersucht. Es zeigte sich, dass durch ein einfaches Aufliegen und Verspannen des Verstärkungsmoduls mit der Ankerschiene nicht ausreicht, selbst wenn das volle Nenndrehmoment auf die Spezialschraube aufgebracht wurde. Die Schiene konnte sich unabhängig vom Verstärkungsmodul verschieben, wodurch dieses nicht ausreichend aktiviert wurde.

Im Anschluss wurden verschiedene Verbindungsmöglichkeiten untersucht, welche eine starre Verbindung zur Schiene ermöglichen.

Untersucht wurden:

- Verbindung mittels jeweils 3 Punktschweißungen auf der vorderen und hinteren Schienenlippe.
- Verbindung mittels angeschweißter Nutensteine welche in die Schiene mittels Formschluss eingreifen.
- Verbindung mittels nachträglich eingeschlagener Metallklammern an der hinteren Schienenlippe.

Da alle untersuchten Varianten ein vergleichbares Last-Verschiebungsverhalten zeigen, wurde für alle weiteren Versuche die formschlüssige Verbindung mit den angeschweißten Nutensteinen realisiert.

4.3 Beschreibung der Versuchsdurchführung

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurden im Prüffeld des IWB, Universität Stuttgart und der Fischerwerke GmbH & Co. KG geplant. Die Versuchsdurchführung, welche sich je nach Standort leicht unterscheidet, wird im Folgenden näher beschrieben.

4.3.1 Versuche im Prüffeld des IWB

Die Versuche mit den Verstärkungsmodulen wurden im Prüffeld des IWB durchgeführt. Die Versuchskörper wurden so konzipiert, dass die Schienen zentrisch vor der Quersuganlage des Spannbodens positioniert wurden. Um ein Abheben des Versuchskörpers zu verhindern, wurde dieser mit Niederhaltern auf dem Spannboden abgespannt.

Die Abstützweite betrug zu beiden Seiten der Ankerschiene mindestens $2 c_1$. Der schematische Aufbau des Versuchs ist in Abbildung 4.10 dargestellt. Das Anbauteil der PI-Verstärkungsmethode wurde direkt mit der Gewindestange verbunden und über einen 250 kN Hydraulikzylinder belastet. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde über einen konstanten Ölzufluss des Zylinders geregelt.

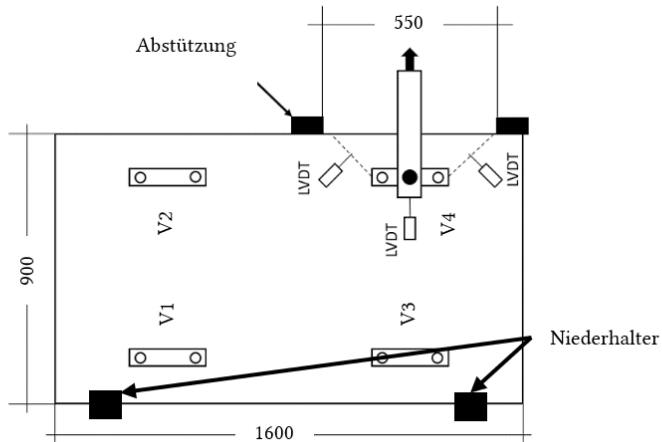


Abbildung 4.10: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Referenzversuche mit zugehöriger Abstützweite und verwendeter Messtechnik.

Um eine asymmetrische Lasteinleitung während der Versuche, vor allem bei den Mehrfachbefestigungen, zu verhindern wurde eine beidseitig gelenkig gelagerte Lastverteilungsplatte verwendet. Durch diese kann sichergestellt werden, dass keine unplanmäßigen Schrägzuglasten in die Schiene eingeleitet werden (vgl. Abbildung 4.11).

Die Belastung in den Tastversuchen erfolgte für alle untersuchten Schienenlängen mittels Hakenkopfschraube mittig in der Schiene Lastposition A (LP A). Für die weiteren Versuche der Lasteinleitung über zwei Hakenkopfschrauben (LP B) wurde die Lastposition wie folgt gewählt (vgl. Abbildung 4.12):

- Ankerschiene mit einer Länge von 100 mm, Achsabstand der Lasteinleitung 100 mm
- Ankerschiene mit einer Länge von 350 mm, Achsabstand der Lasteinleitung 200 mm

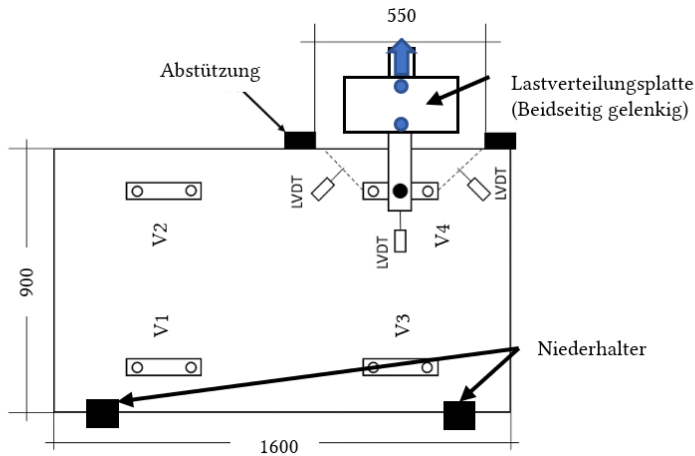


Abbildung 4.11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus der Referenzversuche mit Lastverteilungsplatte mit zugehöriger Abstützweite und verwendeter Messtechnik.

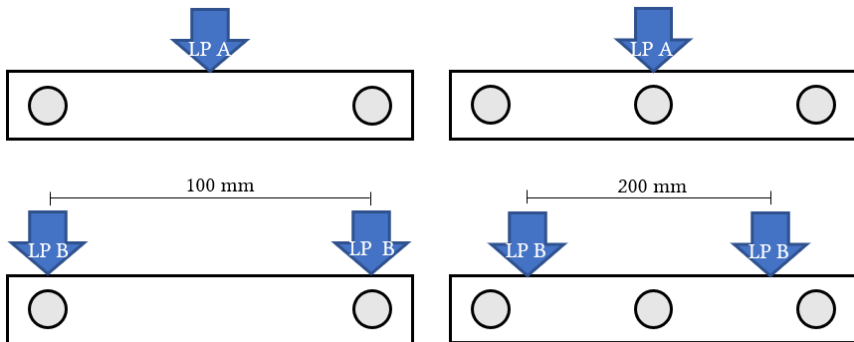


Abbildung 4.12: Untersuchte Lastpositionen bei einer Schienenlänge von 150 mm (links) und 350 mm (rechts).

4.3.2 Versuche im Prüffeld der fischerwerke GmbH & Co. Kg.

Für die Versuche bei den fischerwerken wurden die Versuchskörper verkleinert, sodass die vorhandene Schrägzuganlage bzw.

Servohydraulikanlage verwendet werden konnte. Die Abmessungen der Versuchskörper können Abbildung B 2 und Abbildung B 3 entnommen werden.

Die Belastungsgeschwindigkeit in den Versuchen wurde ebenfalls über einen konstanten Ölzufluss geregelt. Dieser wurde so eingestellt, dass die Versagenslast zwischen 90 Sekunden und drei Minuten erreicht wurde.

Die Versuche bei Verwendung der Servohydraulikanlage wurden verschiebungsgesteuert durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug hierbei ca. 5 mm/min, wodurch die Versagenslast im vergleichbaren Zeitintervall erreicht wurde.

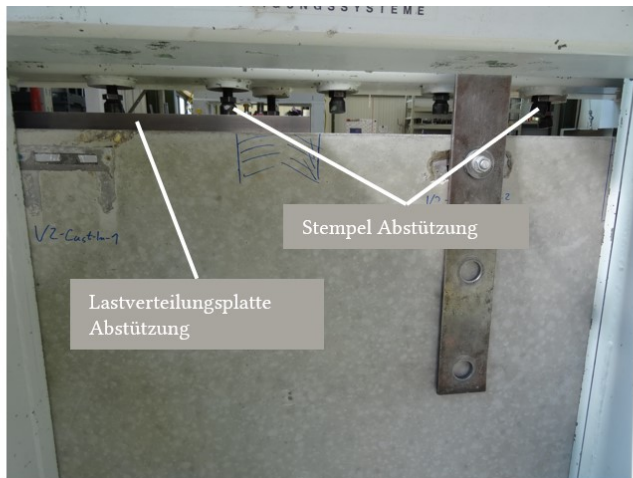


Abbildung 4.13: Versuchsaufbau der Schrägzuganlage, Detail der Abstützung in Zugrichtung.

Die Versuchskörper wurden hochkant in die Versuchsanlagen eingespannt und mit einem Abstand von mindestens $2c_1$ abgestützt, um den möglichen Ausbruchkörper nicht zu beeinflussen. Die Abstützung wurde durch

Stahlstempel realisiert, welche die Gegenkraft über eine Lastverteilungsplatte in den Versuchskörper einleiten (vgl. Abbildung 4.13).

Der Aufbau der Messtechnik, war vergleichbar zum Messaufbau in Stuttgart. Die Verschiebung wurde wie in Abbildung 4.14 zu erkennen ist über eine Zuglasche eingeleitet an dessen oberen Ende die Verschiebung aufgezeichnet wurde. Die Rissöffnung wurde auf beiden Seiten der Ankerschiene über Rissaufnehmer gemessen. Um die Reibung zwischen Anbauteil und Betonoberfläche gering zu halten, wurde eine PTFE-Folie verwendet. Diese wurde zwischen Anbauteil und Betonkörper angeordnet.

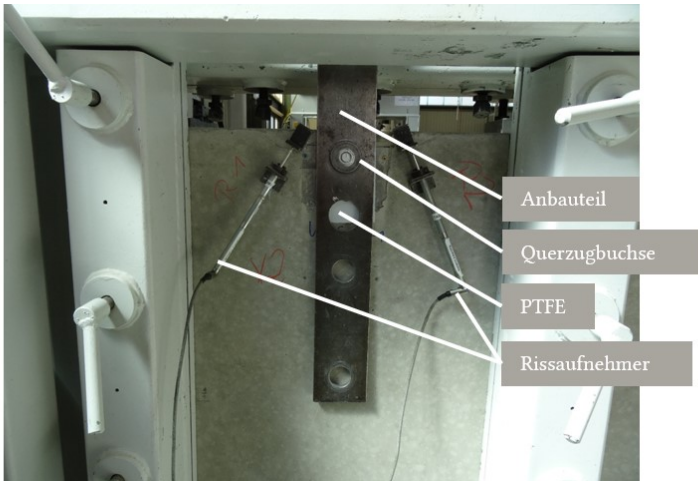


Abbildung 4.14: Versuchsaufbau der Schrägzuganlage, Detail der Belastungseinrichtung und der Messtechnik.

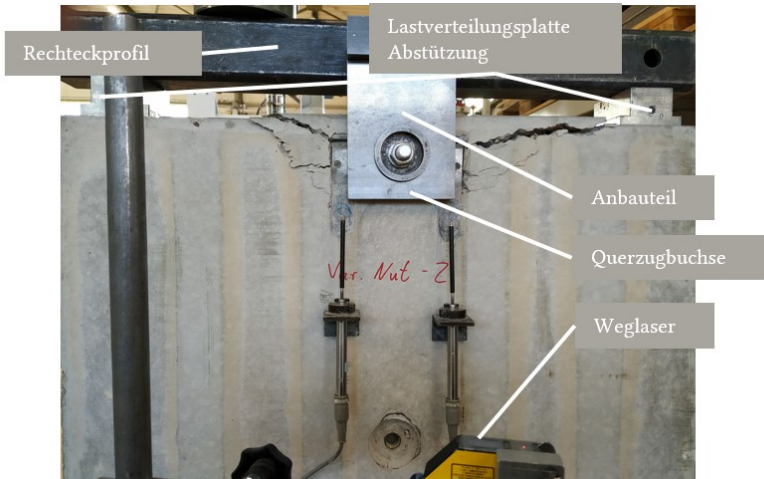


Abbildung 4.15: Versuchsaufbau der Servohydraulik, Detail der Belastungseinrichtung und Messtechnik.

Der Versuchsaufbau bei Verwendung der Servohydraulikanlage entspricht ebenfalls dem zuvor beschriebenen Versuchsaufbau (vgl. Abbildung 4.15). Bei diesen Versuchen wurden jedoch keine Rissbreiten gemessen.

4.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Ergebnisse der Versuche werden im Folgenden getrennt nach den unterschiedlichen Verstärkungsmethoden dargestellt.

4.4.1 Ergebnisse der PI-Verstärkungsmethode

Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander wurden die, auf eine Betonfestigkeit von 25 N/mm^2 , normierten mittleren Versagenslasten $V_{u,m,test,25}$ ermittelt.

Werden die Versagenslasten für die unterschiedlichen Schienenprofile (C- und V-Profil) miteinander verglichen, zeigt sich, dass die normierte mittlere Versagenslast der C-förmigen Profile um 1,5 % höher ist als die der V-förmigen Profile (vgl. Tabelle 4.2). Der Einfluss des Schienenprofils kann

daher als vernachlässigbar angenommen werden. Weiterhin haben die Ergebnisse einen geringen Variationskoeffizienten (CV) von weniger als 5 %.

Tabelle 4.2: Versagenslasten der Referenzversuche.

Versuch	V_{u,test}	V_{u,m,test}	f_{c,test}	V_{u,m,test,25}	CV
[-]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[%]
Referenz C-Profil	12,84	13,06	28,62	12,21	3,48
	12,58				
	13,50				
	13,41				
Referenz V-Profil	12,71	12,87	28,62	12,03	4,05
	12,72				
	13,62				
	12,42				

Für beide Systeme konnte für die Rissbildung des Ausbruchkörpers jedoch Unterschiede festgestellt werden. Während die Rissausbreitung bei den C-förmigen Profilen tendenziell vom mittleren bis hinteren Bereich des Schienenkörpers ausging, war für die V-förmigen Profile die Rissausbreitung vor dem Schienenkörper dominant. Bei beiden Profilvarianten konnte im unbewehrten Beton keine signifikante Biegung des Schienenkörpers festgestellt werden. Der Schienenkörper verformte sich bis zum Versagensfall kaum.

Der Vergleich des Versagensbilds unverstärkter Versuche mit den verstärkten zeigt, dass die Verstärkungsmethode den Versagensmechanismus des Betonkantenbruchs nicht verändert, die Versagenslast im verstärkten Fall jedoch signifikant höher liegt. Der

Unterschied der normierten Versagenslasten $V_{u,m,test,25}$ der verstärkten C-Profile mit den verstärkten V-Profilen weist eine ähnlich geringe Differenz von 3,4 % auf (vgl. Tabelle 4.3), so dass der Einfluss der Profilform auch bei Verwendung der Verstärkungsmethoden als vernachlässigbar angenommen werden kann. Im Vergleich zu den Versagenslasten ohne Verstärkung liegt die Versagenslast der verstärkten Profile um den Faktor 2,88 für die C-Profile und um den Faktor 3,02 für die V-Profile höher.

Tabelle 4.3: Versagenslasten der verstärkten Versuche.

Versuch	$V_{u,test}$	$V_{u,m,test}$	$f_{c,test}$	$V_{u,m,test,25}$	CV
[-]	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[%]
Verstärktes C-Profil	39,87	37,58	28,62	35,12	4,52
	36,23				
	36,35				
	37,88				
Verstärktes V-Profil	37,26	38,89	28,62	36,35	14,29
	31,74				
	43,7				
	42,85				
Verstärktes V-Profil (Bewehrung)	50,51	55,27	28,62	51,66	7,48
	54,01				
	56,15				
	60,4				

Der Verstärkungsfaktor von ca. 2,95 liegt auf einem vergleichbaren Niveau wie der maximal möglichen Verstärkungsfaktor unter Verwendung einer Rückhängebewehrung nach Schmid (vgl. Gleichung (2.14)). Für einen Randabstand c_1 von 50 mm und dem zur Profilgröße passenden Faktor α_{re}

von 4,2, liegt der maximal durch Bewehrung mögliche Verstärkungsfaktor bei 2,63 bezogen auf $V_{Rk,c}$ nach Gleichung (2.8).

Im direkten Vergleich der Verstärkungsmethoden liegt die Laststeigerung der Versagenslast unter Verwendung der an eine Platte angeschweißten Bewehrungsseisen bei ca. +33% zu den nachträglichen Verstärkungsmethoden. Hierbei muss allerdings darauf hingewiesen werden, dass bei dieser Betrachtung die mittlere Rissbreite w_m nicht berücksichtigt wird. Da die Rissbreite jedoch maßgebend für den GZG ist, muss eine weitere Auswertung der Lastniveaus in Abhängigkeit der Rissbreite erfolgen.

Für die Auswertung der rissbreitenabhängigen Lasten $V_{crack,m}$ wurden diese bei den folgenden mittleren Rissbreiten w_m von 0,2, 0,3 und 0,4 mm betrachten. Dies sind die nach Norm [17] maximal erlaubten Rissbreiten w_{max} für Spannbeton (0,2 mm), Beton in normalen Umgebungen (0,3 mm) und Beton in trockenen Umgebungen (0,4 mm).

Die Versuche zeigen, dass das Verfüllen des Ringspalts, einen signifikanten Einfluss auf den Beginn der Rissbildung hat. Für die Tragfähigkeit selbst ist das Verfüllen des Ringspalts hingegen von untergeordneter Bedeutung. In Abbildung 4.16 wird der Verstärkungseffekt der untersuchten Verstärkungsmethoden zu den Referenzversuchen der unverstärkten Ankerschienen dargestellt. Hierbei zeigt sich für die C-Profile eine Laststeigerung von 39 % (0,2 mm) bis 60 % (0,4 mm) über die steigende Rissbreite. Dieser Anstieg liegt darin begründet, dass bei den Referenzversuchen mit nicht verstärkten Ankerschienen das Risswachstum kurz vor Erreichen der Höchstlast signifikant zunimmt. Bei den verstärkten

Varianten beginnen die ersten Risse zu einem deutlich späteren Zeitpunkt, so dass zuvor eine deutliche Zunahme der Lasten stattgefunden hat und das Risswachstum langsamer stattfindet.

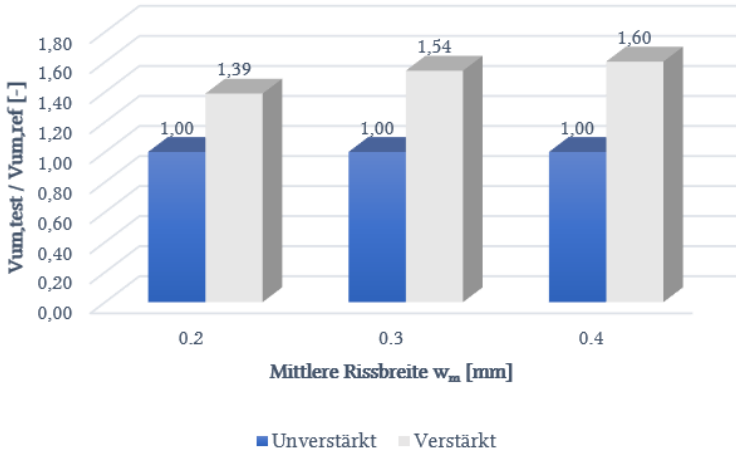


Abbildung 4.16: Vergleich der Lastniveaus der C-Profile über die mittlere Rissbreite.

In Abbildung 4.17 ist die Tragfähigkeit der verstärkten Profile (grau) im Verhältnis zu den nicht verstärkten Referenzversuchen (blau) der V-Profile dargestellt. Zusätzlich werden die Tragfähigkeiten für die Verstärkungsvariante mit an der Kante liegendem Blech und Bewehrungsstäben nach Abbildung 2.17 (orange) mit dargestellt. Es zeigt sich, dass verglichen zur Referenztragfähigkeit eine Laststeigerung von 81 % bis 104 % erreicht wird.

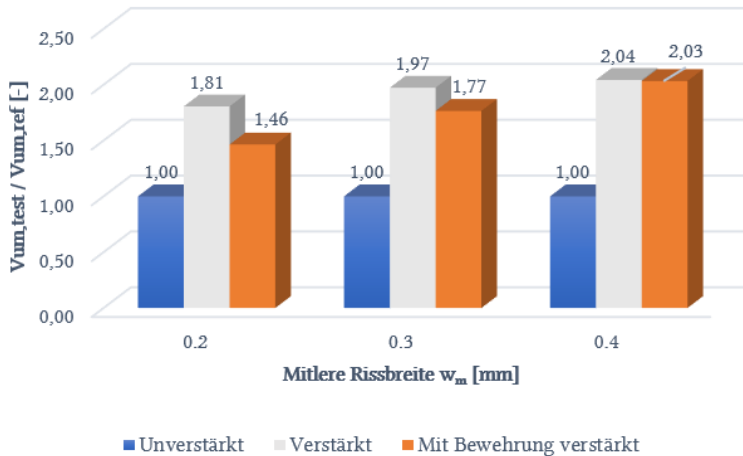


Abbildung 4.17: Vergleich der Lastniveaus der V-Profile über die mittlere Rissbreite.

Diese, im Vergleich zu den C-Profilen, um ca. 42% höheren Tragfähigkeiten beruhen dabei auf dem Unterschied, dass der Ringspalt bei den V-Profilen verfüllt war, wodurch ein unkontrollierter Schlupf der Stahllaschen unterdrückt wurde. Dadurch wurden die Lasten erst zu einem späteren Zeitpunkt auf den Beton übertragen was zu einem geringeren Risswachstum bzw. zu einem vergleichbaren Risswachstum bei höheren Lasten führt. Wird diese Laststeigerung mit der Variante mit Bewehrungsstäben verglichen, zeigt sich, dass die Tragfähigkeit der nachträglichen Verstärkungsmethoden bei Rissbreiten von 0,2 bis 0,3 mm um ca. 20 % bis 35 % erhöht ist. Ab einer mittleren Rissbreite von 0,4 mm liegen beide Verstärkungsmethoden auf einem vergleichbaren Niveau, was die Tragfähigkeit angeht.

Werden die Versagensbilder der verstärkten Varianten mit den nicht verstärkten verglichen, so zeigt sich eine deutliche Verformung des

Schienenprofils während des Betonkantenbruchs (vgl. Abbildung 4.18). Die Schiene wird durch Verwendung der Verstärkungsmethoden demnach deutlich stärker auf Biegung beansprucht.



Abbildung 4.18: Versagensbild der nachträglich verstärkten V-Profile (links) und C-Profile (rechts).

4.4.2 Ergebnisse der Tastversuche der CI-Verstärkungsmodulen

In einem ersten Schritt wurde die nötige Art der Verbindung zwischen der Ankerschiene und den Verstärkungselementen untersucht. Hierbei ist vom reinen Aufliegen und von einem mit dem aufgebrachtene Drehmoment verspannten System ausgegangen worden, welches dann um form- bzw. stoffschlüssige Verfahren in Form von Klammern, über Nutensteine bis hin zu Schweißpunkten untersucht wurde (vgl. Abbildung 4.19).

Die Ergebnisse der Tastversuche sind in Tabelle 4.4 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass ein reines Aufliegen des Verstärkungselements zu einer geringen Laststeigerung führt. Bei genauer Analyse des versagten Systems konnte festgestellt werden, dass sich die Ankerschiene unabhängig vom Verstärkungselement verformen konnte, wodurch eine Aktivierung der Verstärkung nicht sichergestellt werden konnte (vgl. Abbildung 4.20).



Abbildung 4.19: Untersuchte Anbindungsvarianten v.l.n.r. Klammern, Punktschweißen und Nutzenstein.



Abbildung 4.20: Versagensbild der durch ein aufliegendes Verstärkungsmodul verstärkten Ankerschiene mit separater Verschiebung der Ankerschiene (roter Kreis).

Für alle untersuchten Varianten zeigt sich ein vergleichbarer Verstärkungseffekt. Bei allen Varianten ergibt sich für die Ergebnisse ein vergleichbarer, niedriger Variationskoeffizient von ca. 6 %.

Experimentelle Untersuchungen

Tabelle 4.4: Ergebnisse der Tastversuche des Verstärkungselements als Einlegeteil.

Versuch	V_{u,test}	V_{u,m,test}	f_{c,test}	V_{u,m,test,25}	CV
[-]	[kN]	[kN]	[N/mm²]	[kN]	[%]
Referenz C-Profil	14,10	14,20	29,35	13,11	19,83
	18,70				
Verstärkung Aufliegend	18,70	20,35	29,35	18,78	11,47
	22,00				
Verstärkung Klammer	29,52	30,69	23,38	32,46	6,30
	32,05				
	32,60				
	28,57				
Verstärkung Nutenstein	33,15	33,79	23,38	34,94	4,40
	31,97				
	34,88				
	35,15				
Verstärkung Punktschweißen	34,88	34,71	23,38	35,90	6,00
	33,27				
	33,12				
	37,58				

Wenn das Last-Verschiebungsverhalten der einzelnen Varianten verglichen wird, so zeigt sich, dass die punktgeschweißten Variante und die Variante mit Nutenstein eine ähnliche Anfangssteifigkeit aufweisen. Die durch Klammern verbundene Variante ist tendenziell weniger steif (vgl. Abbildung 4.21). Bei Erreichen der Versagenslast zeigt sich vor allem bei der punktgeschweißten Variante (blaue Linie) ein stufenförmiges Versagen. Im

Versuch ist dies durch das Versagen der einzelnen Schweißpunkte zu erklären.

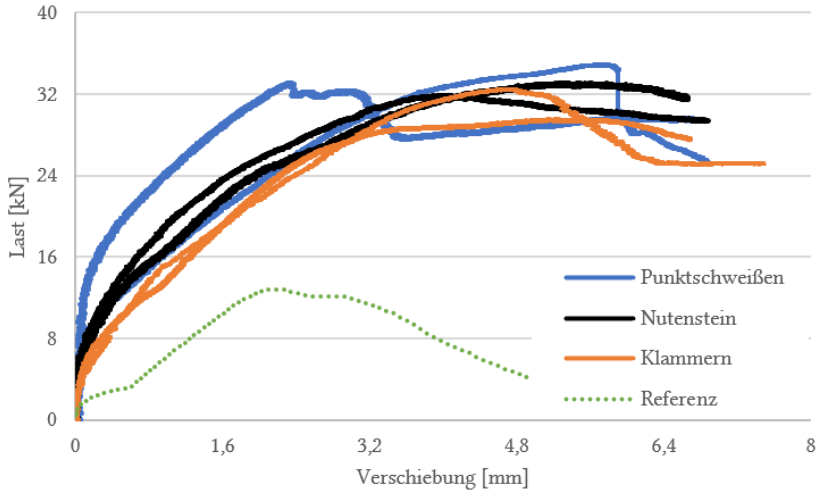


Abbildung 4.21: Vergleich der Last-Verschiebungsdiagramme der einzelnen Varianten in Relation zur unverstärkten Referenz (grüne Linie).

Basierend auf den Tastversuchen wurde die Variante der Nutensteine in allen weiteren Versuchen realisiert. Diese formschlüssige Anbindung lässt eine unabhängige rechnerische Betrachtung von Ankerschiene und zusätzlichen Verstärkungsmodul zu. Bei z.B. einer stoffschlüssigen Anbindung der Verstärkungsmethode an die Ankerschiene, könnte diese getrennte Betrachtung der Komponenten nicht geführt werden.

4.4.3 Ergebnisse der Modellbildungsversuche

Die Ergebnisse der Versuche mit den CI-Verstärkungsmodulen zeigen den Einfluss der untersuchten Variation der Randbedingungen auf. Die bisher vorgestellten Untersuchungen wurden mit konstanten Randparametern durchgeführt, um einen ersten Eindruck über die Effektivität der von der

Schienenoberseite eingreifenden Verstärkungsmethoden zu erhalten. Da die Effektivität dieser Verstärkungsmethoden nachgewiesen werden konnte, wurde der Versuchsplan um die in Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4 vorgestellten Randbedingungen erweitert. Die einzelnen Versuchsergebnisse können Tabelle C 1 bis Tabelle C 12 im Anhang entnommen werden.

In einem ersten Schritt werden die Ergebnisse der Schienenprofile 40/22 und 52/34 im unbewehrten hoch- und niederfesten Beton betrachtet. Bei dem Schienenprofil 40/22 lässt sich in Abbildung 4.22 der Effekt der Verstärkungsmodule auf die normierte Versagenslast erkennen. Ungeachtet der Lastposition und Schienenlänge kann eine mittlere Laststeigerung um den Faktor 3,44 beobachtet werden. Aufgeschlüsselt nach Schienenlänge zeigt sich allerdings, dass die längeren Ankerschienen bei vergleichbarer Belastungsposition eine geringere Laststeigerung aufweisen. Kurzen Schienen mit ca. 150 mm Länge zeigen eine Laststeigerung um den Faktor 3,93 (LP A) bzw. 4,27 (LP B). Dieser Faktor sinkt für die längeren Schienen mit 350 mm auf 2,49 (LP A) bzw. 3,41 (LP B) ab. Für beide untersuchten Schienenlängen ist zu erkennen, dass eine Belastung im Bereich der Laschen des Verstärkungsmoduls (LP B), zu einer höheren Tragfähigkeit führt, während eine Belastung in Schienenmitte (LP A) zu einer geringeren Laststeigerung führt als für die 150 mm langen Schienenstücke bei gleicher Lastposition.

Dieser Effekt konnte auch im Beton C50/60 nachgewiesen werden (vgl. Abbildung 4.23). Allerdings zeigt sich hier, dass im Vergleich zum niederfesten Beton C20/25, ein geringerer Verstärkungseffekt von im Mittel 3,04 für die Schienen der Länge 150 mm und 2,31 bei 350 mm erreicht werden. Es zeigt sich für Belastung in Schienenmitte (LP A) wieder, dass die

Laststeigerung der 350 mm langen Ankerschienen bedingt durch den größeren Abstand zu den Laschen (l_{str}) geringer ist als bei den 150 mm langen.

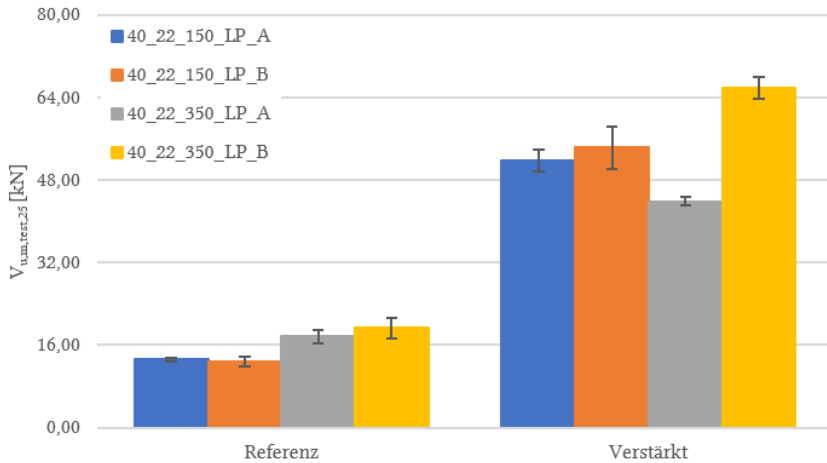


Abbildung 4.22: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 40/22 Profile im niederfesten Beton C20/25.

Wird die Laststeigerung in Abhängigkeit der Schienenlänge betrachtet, zeigt sich ein vergleichbares Verhalten wie im niederfesten Beton. Hier konnte bei den 150 mm langen Schienen eine Laststeigerung von 2,75 (LP A) bzw. 3,27 (LP B) erreicht werden, während für die 350 mm langen Schienen eine Laststeigerung von 2,21 (LP A) bzw. 2,35 (LP B) erreicht wurde (vgl. Abbildung 4.23). Wie zuvor ist die erreichte Tragfähigkeit unter Verwendung der Verstärkungsmethoden bei LP B höher als bei LP A.

Werden die Ergebnisse mit den Schienenprofilen der Größe 52/34 ausgewertet, so zeigt sich ein vergleichbares Verhalten zu den Schienengrößen 40/22. Wie in den numerischen Untersuchungen ermittelt, liegt die Effektivität der Verstärkungsmodule für Ankerschienen der Größe

52/34 und einem Randabstand c_1 von 100 mm auf einem geringeren Niveau als für die Schienengröße 40/22 mit einem Randabstand c_1 von 50 mm.

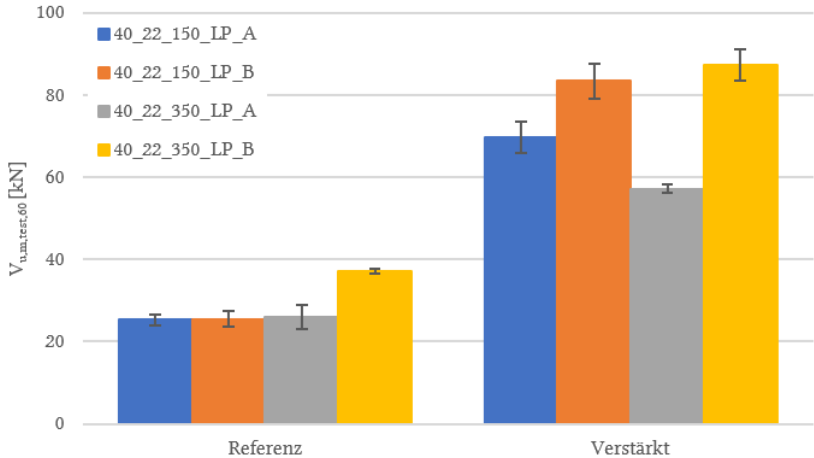


Abbildung 4.23: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 40/22 Profile im hochfesten Beton C50/60.

In Abbildung 4.24 ist zu erkennen, dass die Verstärkungsmodule die Tragfähigkeit der 170 mm langen Schienenstücke um 2,09 (LP A) bzw. 2,24 (LP B) erhöhen. Vergleichbar mit den Ergebnissen der Ankerschienen der Profilgröße 40/22 zeigt sich für die 350 mm langen Schienenstücke der Profilgröße 52/34, eine geringere Laststeigerung bei Belastung in Schienenmitte. Die Erhöhung der Tragfähigkeit liegt bei 1,79 (LP A) bzw. 2,05 (LP B).

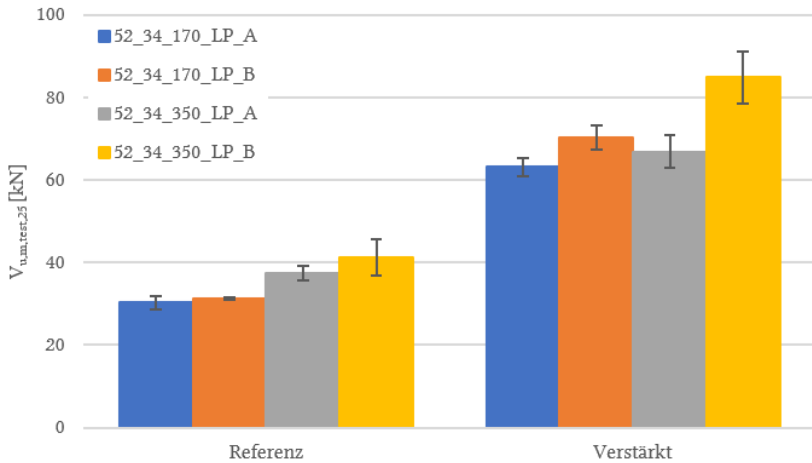


Abbildung 4.24: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 52/34 Profile im niederfesten Beton C20/25.

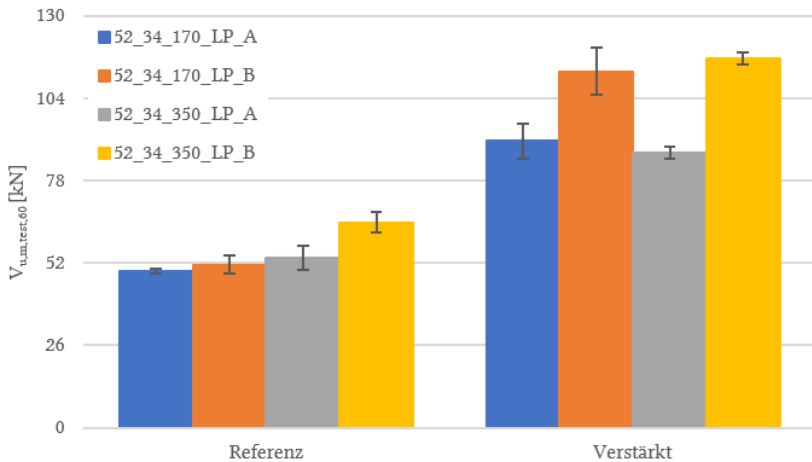


Abbildung 4.25: Vergleich der normierten Versuchsergebnisse der 52/34 Profile im hochfesten Beton C50/60.

Die Laststeigerung der Ankerschienen mit der Profilgröße 50/30 im hochfesten Beton C50/60, welche durch das Verstärkungssystem erreicht werden kann, sinkt hierbei noch einmal auf 1,83 (LP A) bzw. 2,18 (LP B). Für 130

die längeren Schienenstücke mit 350 mm Länge kann noch eine Laststeigerung von 1,62 (LP A) bzw. 1,80 (LP B) erreicht werden. Verglichen mit den Ergebnissen der Profilgröße 40/22 zeigt sich über alle Versuche hinweg, eine geringere Steigerung der Tragfähigkeit unter Verwendung der Verstärkungsmethoden.

Zusätzlich zeigt sich bei den Versuchen der Profilgröße 52/34 im nieder- und hochfesten Beton, dass LP A zu einer vergleichbar hohen Tragfähigkeit der Verstärkten Profile mit 170 bzw. 350 mm führt.

Die Ergebnisse der CI-Verstärkungsmethoden im unbewehrten C20/25 und C50/60 Beton zeigen, dass in allen untersuchten Fällen eine signifikante Laststeigerung erreicht werden konnte.

Nachdem die Versuche im unbewehrten Beton vielversprechende Ergebnisse geliefert haben, wurde das Versuchsprogramm um zwei Bewehrungsgrade mit und ohne Verstärkungsmethode wie folgt erweitert:

- Minimal bewehrt (MB): Bewehrung mit Bügeln \varnothing 6 mm und einem Achsabstand der Bewehrung von $s = 150$ mm. Längsbewehrung \varnothing 6 mm
- Starker bewehrt (SB): Bewehrung mit \varnothing 12 mm und einem Achsabstand $s = 50$ mm. Längsbewehrung \varnothing 12
- Minimal bewehrt mit Verstärkungsmodul (MB + Verst.).
- Stark bewehrt mit Verstärkungsmodul (SB + Verst.).

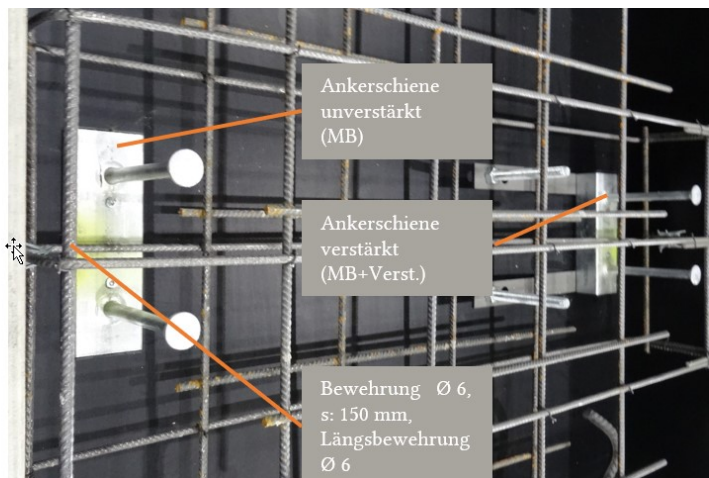


Abbildung 4.26: Lage der Ankerschienen im minimal bewehrten Versuchskörper.

Ein Überblick der Versuchskörper sowie der Lage der Ankerschienen mit und ohne Verstärkungsmethode kann in Abbildung 4.26 und Abbildung 4.27 gesehen werden.

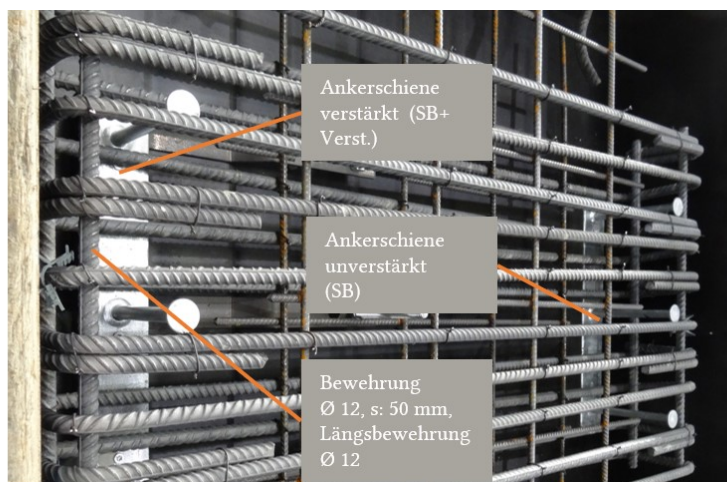


Abbildung 4.27: Lage der Ankerschiene im stark bewehrten Versuchskörper.

Diese Versuche wurden zur besseren Vergleichbarkeit in derselben Betoncharge wie auch die zuvor genannten Referenzversuche im unbewehrten Beton durchgeführt. Wird nun die Steigerung der Tragfähigkeit unter Betrachtung der verschiedenen Bewehrungsgrade, im unterbewehrten (MB) und im überbewehrten Beton (SB), mit den unverstärkten Referenzversuchen (*Ref*), den nur verstärkten (*Verst.*) und den bewehrten und verstärkten Versuchen (*MB+Verst.*, *SB+Verst.*) verglichen, so zeigt sich in allen Fällen, dass durch den Einsatz der Verstärkungselemente die Tragfähigkeit $V_{u,test,25}$ weiter gesteigert werden konnte. Für einen direkten Vergleich der verschiedenen Varianten wurde Abbildung 4.24 um die zuvor genannten Versuche erweitert (vgl. Abbildung 4.28).

Eine wichtige Erkenntnis ist, dass durch die Nutzung der Verstärkungsmethode im unbewehrten Beton eine Steigerung der Tragfähigkeit um den Faktor 2,09 erreicht werden kann, während die Tragfähigkeit im minimal bewehrten Beton nur um den Faktor 1,54 gesteigert werden konnte. Somit zeigt sich die Verstärkungsmethode gegenüber dem minimal bewehrten Beton als effektiver. Eine Kombination des minimal bewehrten Betons mit der Verstärkungsmethode führte zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um den Faktor 2,75. Diese Kombination der minimalen Bewehrung mit der Verstärkungsmethode erweist sich im Vergleich zur Ankerschiene im stark bewehrten Beton, welcher zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um den Faktor 2,39 führt, als effektiver.

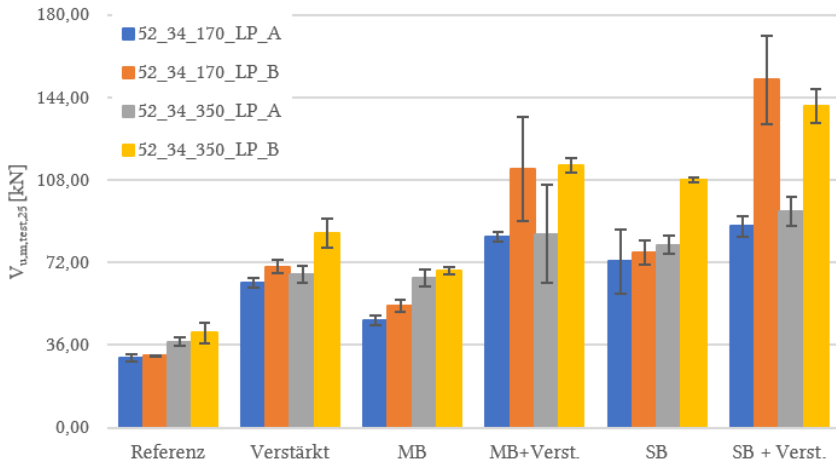


Abbildung 4.28: Vergleich der Versuchsergebnisse der 52/34 Profile in unbewehrtem Beton und Beton mit verschiedenen Bewehrungsgraden.

Zusätzlich konnte die Traglast der stark bewehrten Variante, welche sich nach Schmid schon im überbewehrten Zustand befindet, durch Kombination mit dem Verstärkungsmodul vom Faktor 2,39 auf 2,90 steigern lassen. Nach Schmid könnte dieser Effekt durch eine Erhöhung des Bewehrungsgrades im überbewehrten Beton nicht erreicht werden, da sich durch das Überschieben des Betons über die Bewehrung eine Erhöhung des Bewehrungsgrades nicht auf die Tragfähigkeit auswirkt.

Zusätzlich zeigt sich, dass sich für LP A, die mittlere Tragfähigkeit der kombinierten sowie stark bewehrten Varianten (MB+Verst, SB, SB+Verst.) nur gering unterscheiden bzw. hier keine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit erreicht werden kann. Bei diesen Versuchen zeigt sich, dass für diese Lastposition ein Wechsel der Versagensart maßgebend wird. Während bei den restlichen Versuchen der Betonkantenbruch maßgebend ist, wurde bei diesen Versuchen die Tragfähigkeit der Schienenlippe

erreicht, wodurch es zu einem lokalen Versagen dieser Lippe kommt (vgl. roter Kreis in Abbildung 4.29).

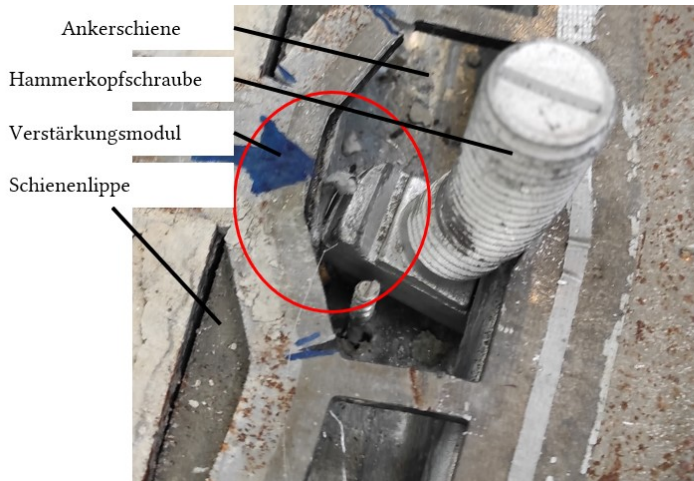


Abbildung 4.29: Versagensbild der verstärkten Versuche im stark bewehrten Beton LPA mit lokalem Versagen der Schienenlippe.

Wird die Tragfähigkeit bei LP B der einzelnen Varianten betrachtet, so zeigt sich, dass der Einfluss der Schienenlänge, und damit eines Mittelankers, nicht maßgebend wird bzw. zu nur geringen Unterschieden führt. Bei den Versuchen MB+Verst. liegt der Unterschied der mittleren Tragfähigkeit von 150 mm zu 350 mm bei 1,2%, während er bei SB+Verst. bei knapp 8% liegt. Tendenziell zeigt sich jedoch bei Verwendung der längeren Schienen eine geringere Streuung der Versuchsergebnisse.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bisher wurde im Grenzzustand der Tragfähigkeit die mittlere Versagenslast $V_{u,m,test,25}$ bzw. $V_{u,m,test,60}$ betrachtet. Der Einfluss der Verstärkungsmodule auf die Rissbildung und damit auf die Gebrauchstauglichkeit sind ein wichtiger Indikator, ob die bisher untersuchten Varianten auch den Grenzzustand der

Gebrauchstauglichkeit verbessern. Aus diesem Grund wurden alle Versuche hinsichtlich des Grundzustands der Gebrauchstauglichkeit ausgewertet. Dazu wurden die Lasten bei Rissbreiten w_m von 0,2, 0,3 und 0,4 mm ausgewertet.

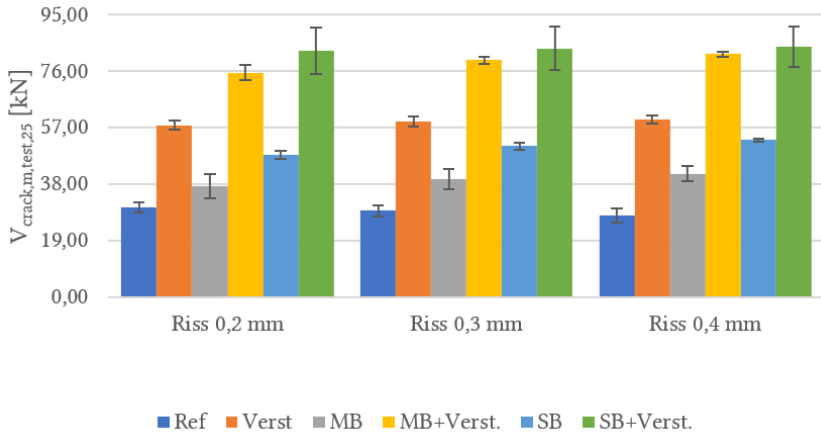


Abbildung 4.30: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 170 mm bei LP A.

Wie in Abbildung 4.30 zu erkennen ist in allen untersuchten Konfigurationen eine höhere Tragfähigkeit über alle untersuchten Rissbreiten der verstärkten Ankerschienen verglichen mit beiden Bewehrungsgraden zu erkennen. Bei 0,4 mm Rissbreite liegt die Tragfähigkeit SB Variante zur verstärkten Variante mit 10 % Unterschied auf einem vergleichbaren, wenn auch niedrigeren, Niveau. Die Kombination der Verstärkungsmethode mit beiden bewehrten Varianten führt dabei noch einmal zu einer Laststeigerung bei gleicher Rissbreite von mindestens 127% (MB+Verst.) bzw. 113% (SB+Verst.) der Referenzlast.

Wird als nächstes LP B der 170 mm langen Schienen betrachtet, so zeigt sich hier ein vergleichbares Verhalten zu den Ergebnissen unter LP A. Die alleinige Verstärkung bietet in allen betrachteten Fällen eine höhere Tragfähigkeit über alle Rissbreiten verglichen mit den nur bewehrten Ankerschienen. Wie zuvor liegt der Unterschied bei 0,4 mm Rissbreite zwischen der verstärkten und stark bewehrten Variante bei ca. 10% (vgl. Abbildung 4.31).

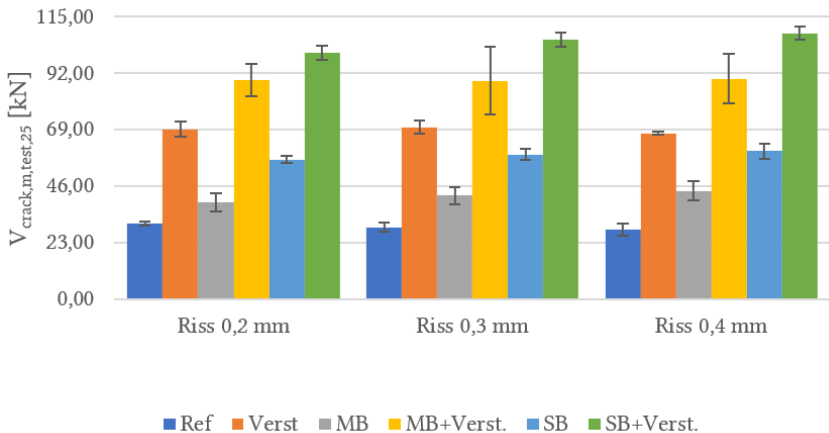


Abbildung 4.31: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreiten w_m für die 52/34 Profile mit Länge 170 mm bei LP B.

Es konnte auch bei diesen Versuchen nachgewiesen werden, dass die Kombination aus SB+Verst. im Vergleich zur SB Variante zu einer Steigerung der Last von 170% der Referenzlast führt. Zusätzlich ist zu erkennen, dass das Streuband der Variante MB+Verst. im Vergleich zu den restlichen Versuchen stark ausgeprägt ist. Dieser Effekt konnte bei den Versuchen unter LP A nicht beobachtet werden.

Wird die bisherige Betrachtung auf die längeren Schienenprofile mit 350 mm ausgeweitet, so zeigt sich in Abbildung 4.32 verglichen mit den Versuchen bei gleicher Belastungsposition in Abbildung 4.30 ein signifikanter Unterschied.

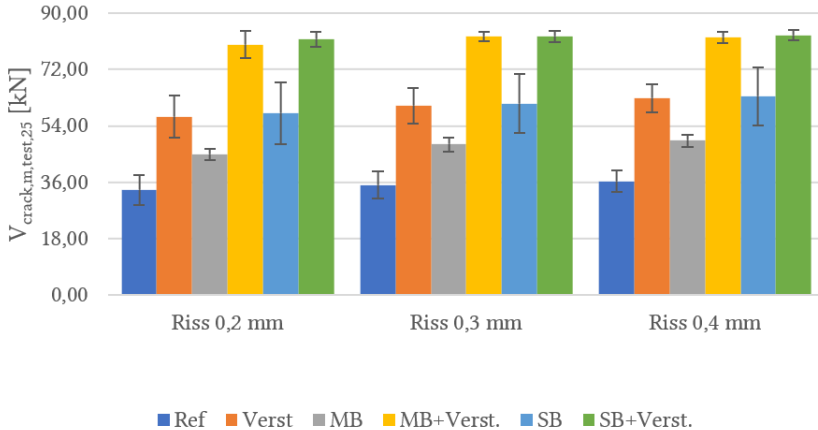


Abbildung 4.32: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 350 mm bei LP A.

Während bei den Schienen mit 170 mm Länge die Tragfähigkeit der nur verstärkten Variante über alle betrachteten Rissbreiten höher war, zeigt sich bei der SB Variante bei den 350 mm langen Schienen ein vergleichbares Lastniveau. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass mit steigender Länge der Schiene eine höhere Anzahl an Bewehrungsstäben aktiviert wird, wodurch ein vergleichbares Lastniveau erreicht wird.

Vergleichbar zu den kürzeren Schienenstücken führt eine Kombination aus Bewehrung und Verstärkungsmodul zu einem Anstieg der Tragfähigkeit. Hierbei liegt die mögliche Laststeigerung jedoch nur noch bei 50 % der

Experimentelle Untersuchungen

Referenzlast. Dies ist jedoch auch auf die höheren Referenzlastniveaus bei diesen Schienenlängen zurückzuführen.

Es zeigt sich zudem, dass die Kombination MB+Verst. zu einer vergleichbaren Laststeigerung führt, wie die Kombination SB+Verst. Auch das Streuband beider Varianten liegt auf einem vergleichbaren Niveau. Dieses Verhalten ist im Hinblick auf eine bessere Einbindemöglichkeit der Schiene und ein einfacheres Verdichten des Betons durch die größeren Achsabstände der Bügelbewehrung als vorteilhaft anzusehen.

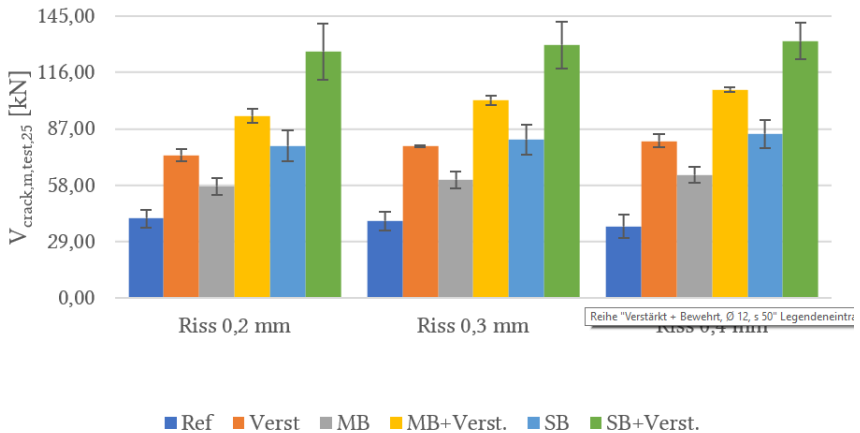


Abbildung 4.33: Vergleich der Varianten über die mittleren Rissbreite w_m für die 52/34 Profile mit Länge 350 mm bei LP B.

Wird abschließend LP B der 350 mm langen Schienenstück über die mittleren Rissbreiten ausgewertet, so zeigt sich, dass im Fall der weiter außen liegenden Lasteinleitungspunkte die weiter entfernten Bewehrungsstäbe stärker aktiviert werden, wodurch die Lasten der Variante SB nun ca. 6 % über denen der nur verstärkten Variante liegt.

Zusätzlich verringert sich der Abstand zwischen MB+Verst. zur SB Variante, sodass hier nur noch 20% höhere Lasten vorliegen. Im Vergleich zu den bei LPA geringen Potential der Kombination SB+Verst. zeigt sich bei Lasteinleitung so nahe am Verstärkungsmodul jedoch eine Laststeigerung von 133 % der Referenzlast verglichen zur SB Variante (vgl. Abbildung 4.33).

Auswertung der Lastverteilung der Laschen während der Belastung des Gesamtsystems

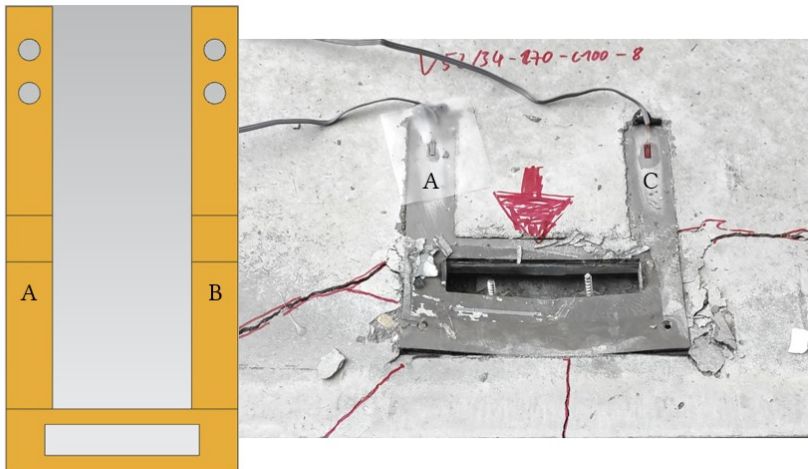


Abbildung 4.34: Darstellung der Messpositionen der DMS Streifen bei den Ankerschienen mit Länge 150 und 170 mm links schematisch rechts im Versuch.

Um die Lasteinleitung bzw. auch deren Verteilung auf die Laschen der Verstärkungsmodule zu überprüfen, wurden für alle untersuchten Varianten bei jeweils zwei der drei durchgeführten Versuche jeder Versuchsreihe die Dehnungen der Laschen mittels Dehnmessstreifen (DMS)

überwacht. Die Position der einzelnen DMS kann Abbildung 4.34 und Abbildung 4.35 entnommen werden.

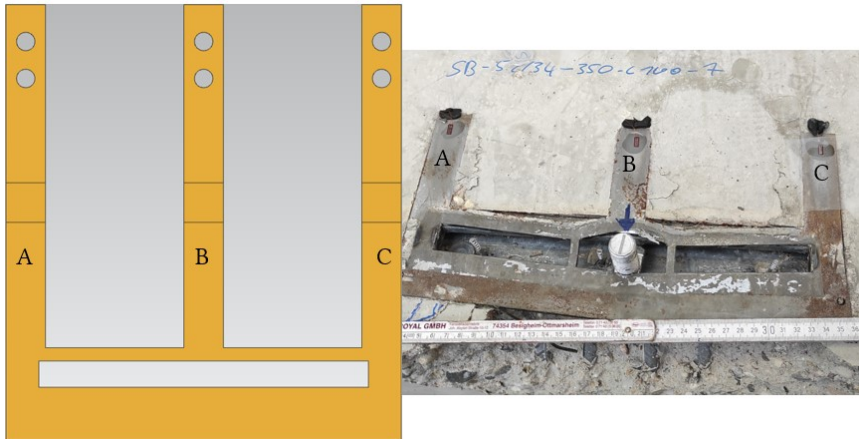


Abbildung 4.35: Darstellung der Messpositionen der DMS Streifen bei den Ankerschienen mit Länge 350 mm links schematisch rechts im Versuch.

Wird die Lastabtragung auf die Laschen des Verstärkungsmoduls der 50/30- Ankerschienen mit einer Länge von 170 mm im minimal bewehrten Beton betrachtet, so zeigt sich das sowohl bei LP A als auch bei LP B die Lasten direkt von Versuchsbeginn an auf die Laschen umgelagert werden (vgl. Abbildung 4.36 (LP A) und Abbildung 4.37 (LP B)).

Im direkten Vergleich der Lastpositionen ist zu sehen, dass bei Belastung in Schienenmitte die Lasteinleitung in die Laschen zwischen ca. 20 kN und 40 kN abflacht, während bei Belastung nahe der Laschen eine konstante Steigung zu erkennen ist. Dies lässt sich dadurch erklären, dass bei Belastung in Schienenmitte eine Umlagerung der Lasten durch ein beginnendes Biegen der Schiene stattfinden kann. Bei LP B hingegen hat die Ankerschiene keine

Möglichkeit der Verformung, da die Lasten direkt in die „Auflager“ bzw. Rückhängelaschen eingeleitet werden.

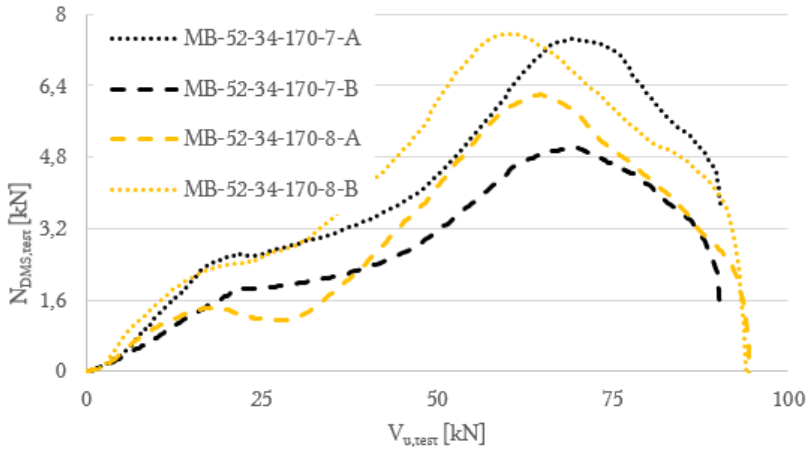


Abbildung 4.36: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 170 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP A).

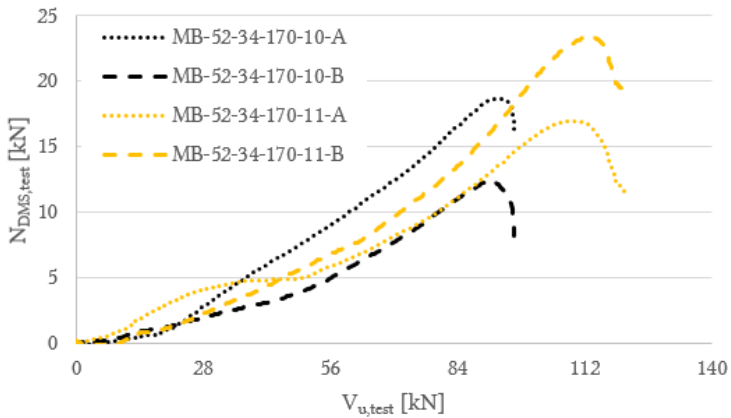


Abbildung 4.37: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 170 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP B).

Zudem ist zu erkennen, dass bei beiden Lastpositionen beide Laschen einen vergleichbaren Verlauf haben, bzw. parallel zueinander belastet werden. Dadurch kann von einer gleichmäßigen Lastumlagerung auf die Laschen auch von LP A ausgegangen werden.

Wird anschließend das Verhalten der 350 mm langen Ankerschienen im minimal bewehrten Beton betrachtet, so zeigt sich, dass ebenfalls bei beiden Lastpositionen eine Lastumlagerung auf die Verstärklungenlachen stattfindet (vgl. Abbildung 4.38 (LP A) und Abbildung 4.39 (LP B)). Hierdurch kann der Einfluss eines Mittelankers auf die Lastumlagerung vernachlässigt werden.

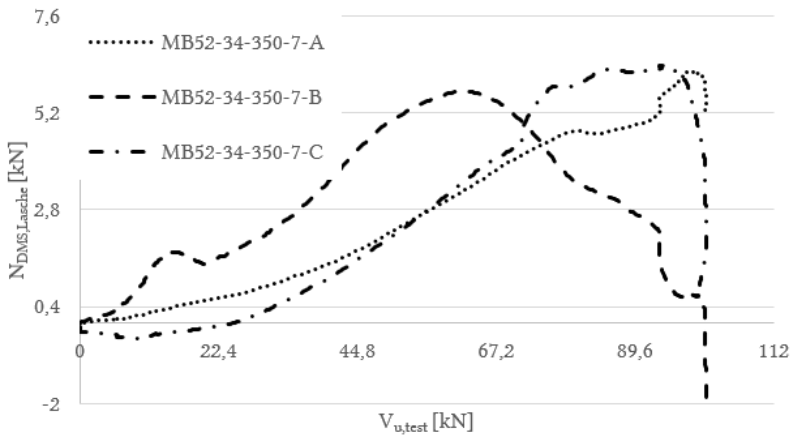


Abbildung 4.38: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 350 mm im minimal bewehrten Beton C20/25 (LP A).

Wird Abbildung 4.38 im Vergleich zu den Versuchen mit nur zwei Laschen betrachtet, so zeigt sich, dass bei LP A der Lastanstieg in der mittleren Lasche zu Beginn am stärksten ist, während die Randlaschen erst zu einem späteren Zeitpunkt bzw. in geringerem Maße belastet werden. Allerdings

sinkt die auf die mittlere Lasche B aufgebrauchte Kraft bei ca. 62 kN ab, während die Randlaschen A und C weiter Lasten aufnehmen können.

In Abbildung 4.39 ist ein vergleichbares Verhalten für die stärkere Belastung der mittleren Laschen B auf für LP B zu erkennen. Hierbei ist jedoch ein früheres Versagen der mittleren Lasche B vor den Randlaschen A und C nicht zu sehen. Dies legt nahe, dass LP B zu einer gleichmäßigeren Lastverteilung über die Ankerschiene führt, bzw. die Ankerschiene sich unter zwei Lastpunkten steifer verhält.

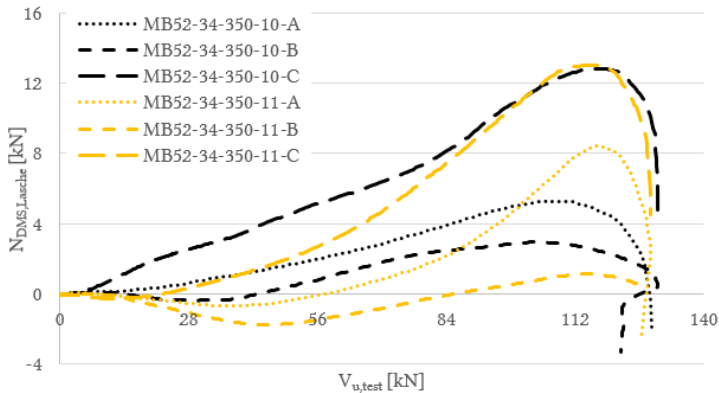


Abbildung 4.39: Darstellung des Lastverlaufs der DMS über den Kraftverlauf der 52/34 Profile mit einer Länge von 350 mm im minimal bewehrten C20/25 (LP B).

In allen betrachteten Varianten, bei Ankerschienen mit 170 mm Länge und 2 Ankern sowie bei Ankerschienen mit 350 mm Länge und 3 Ankern konnte ermittelt werden, dass die Verstärkungsmodule vom Beginn der Lastaufbringung an aktiviert wurden. Es zeigte sich, dass eine Belastung nahe der Laschen (LP B) zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Lasten

Experimentelle Untersuchungen

über die einzelnen Laschen führt. Zusätzlich werden die Laschen bei LP A in einem geringeren Maße aktiviert.

5 Berechnungsmodell für verstärkte Ankerschienen

Im folgenden Kapitel soll, basierend auf den numerischen und experimentellen Ergebnissen ein Berechnungsmodell entwickelt werden. Ziel ist es, den Verstärkungsanteil als additiven Ansatz zu berücksichtigen, um an den von Potthoff und Schmid entwickelten Ansätze anzuknüpfen.

In einem ersten Schritt wird ein mechanischer Ansatz erläutert. Hierzu wird das von Kraus in seiner Arbeit vorgeschlagene statische Modell eines Balkens auf zwei Stützen herangezogen.

5.1 Mechanischer Modellansatz eines Profils auf zwei Stützen

Die Versuchsergebnisse sowie Bruchbilder legen nahe, dass die Biegung der Ankerschiene einen signifikanten Anteil an der Lastabtragung hat. Dies gilt auch für die mit Verstärkungsmodulen verstärkten Ankerschienen.

Wird das plastische Biegemoment $M_{u,s}$ nach [37, 51] berechnet, kann die Tragfähigkeit einer Ankerschiene unter zentrischem Zug mit Hilfe dieses Moments ermittelt werden.

$$N_{u,s} = k_2 \cdot \frac{M_{u,s}}{s} \quad (5.1)$$

Mit:

$$M_{u,s} = W_{pl} \cdot f_{yk}$$

Plastisches Biegemoment

$$W_{pl}$$

Plastisches Widerstandsmoment

$$s$$

Achsabstand der Anker der Schiene

$$k_2$$

= 8 für Profile $\leq 38/17$

= 6 für Profile $\geq 40/22$

Dabei beschreibt das plastische Moment den Bereich, ab dem die Schiene mit ihren geometrischen und materialbedingten Randbedingungen zu fließen beginnt und in den Bereich der plastischen Verformungen kommt. Basierend auf diesem Ansatz lässt sich die die Zuglast wie folgt bestimmen.

Der Faktor k_2 wird verwendet, um den Grad der Einspannung der Ankerschiene zu berücksichtigen. Für Profile, welche kleiner als das 38/17 Profil sind, kann von einer Volleinspannung ausgegangen werden. Bei größeren Profilen zeigt sich, dass durch Effekte wie das Aufbiegen der Schienenlippen die Einspannwirkung verringert wird.

Das Widerstandsmoment der Schiene wurde nach [37, 51] ersatzweise aus I-Trägern durch Variieren der Gurticken ermittelt. Als Streckgrenze wurde ein ST 37 mit $f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Anhand dieses einfachen mechanischen Modells kann die Tragfähigkeit unter zentrischer Zugbelastung näherungsweise ermittelt werden. Wenn das Modell auf querbelastete Ankerschienen angewandt werden soll, müssen in einem ersten Schritt die Widerstandsmomente W_y und W_z der jeweiligen Schienenprofilen ermittelt werden. Das Widerstandsmoment wird in der Festigkeitslehre als Maß dafür bezeichnet, inwiefern ein Querschnitt bei Belastung den inneren Spannungen widerstehen kann [35]. Das Widerstandsmoment kann wie folgt ermittelt werden.

$$W_{y/z} = \frac{I_{y/z}}{a_{max}} \quad (5.2)$$

Mit:

$W_{y/z}$: Widerstandsmoment um die y- bzw. z-Achse

$I_{y/z}$: Flächenträgheitsmoment der y- bzw. z-Achse

a_{\max} : Maximaler senkrechter Abstand zur Randfaser

Der maximale Abstand zur Randfaser ist als der Abstand definiert, den die Randfaser der Schiene zum Schwerpunkt des Profils besitzt. Für Ankerschiene ist das Widerstandsmoment in Zugrichtung (z-Richtung) nicht gleich dem Widerstandsmoment in Querrichtung (y-Richtung). Dies liegt an den meist nicht doppelsymmetrischen Profilen. Für Ankerschienen wird in der Regel ein offenes C-Profil, als ein in nur einer Richtung symmetrisches Profil maßgebend (vgl. Abbildung 5.1).

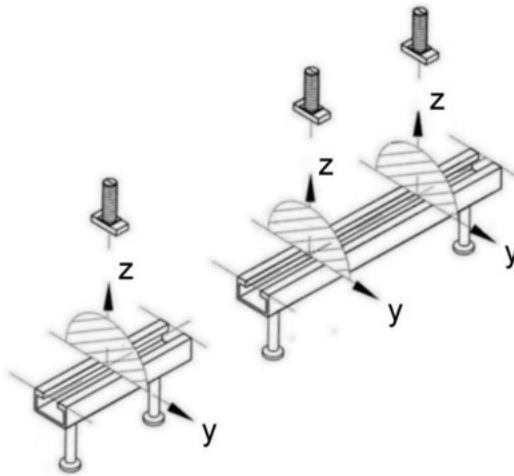


Abbildung 5.1: Definition der Belastungsrichtung nach [27].

Die Ermittlung der Abstände des Profilschwerpunkts zur Randfaser a_{\max} sowie der zugehörigen Flächenträgheitsmomente I_y und I_z wurde im Rahmen dieser Arbeit aus den CAD Fertigungsdateien mittels Siemens NX ausgelesen. Die Werte für die Schienengröße 40/22, 50/30 und 52/34 sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Aus diesen ermittelten Flächenträgheits- und Widerstandsmomenten kann das plastische Biegemoment der Ankerschienen unter Berücksichtigung der Fließgrenze des verwendeten Werkstoffs wie folgt ermittelt werden.

$$M_{pl,y/z} = W_{y/z} \cdot f_{yk} \quad (5.3)$$

Tabelle 5.1: Ermittelte Flächenträgheits- und Widerstandsmomente der untersuchten Schienengrößen.

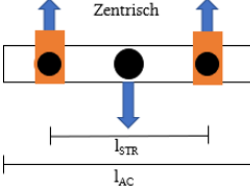
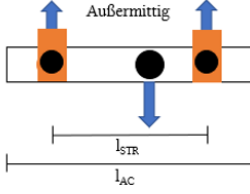
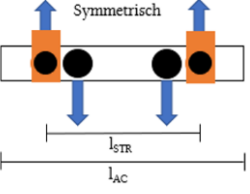
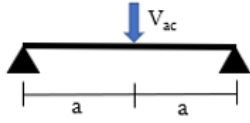
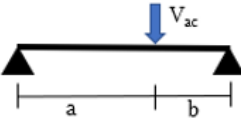
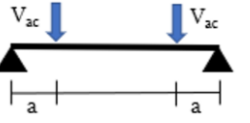
Profil	I_y	a_y	I_z	a_{z,max}	W_{y,min}	W_z
[-]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ³]	[mm ³]
40/22	21.787	20	64.962	11,12	1959	3248
50/30	54.853	25	143.201	16,10	3407	5728
52/34	97.166	26,5	243.283	17,32	5601	9180

Aus den so ermittelten plastischen Momenten M_{pl} lässt sich je nach vorliegendem Lastfall die mögliche Quertragfähigkeit V_{ac} bis zum Erreichen dieser Grenze berechnen.

Die in dieser Tabelle dargestellten Formeln stellen den Anteil dar, welcher durch die Ankerschiene (ac) selbst erreicht werden kann, sobald diese mittels einer der in dieser Arbeit untersuchten Verstärkungsmethoden kombiniert wurde. Für den Verstärkungseffekt des Verstärkungsmoduls muss unterschieden werden, ob ein zusätzlicher Querschnitt über die Schienenlänge positioniert wird, wodurch es zu einer Superposition der

möglichen Querlasten der Ankerschiene und das Verstärkungsmoduls kommt.

Tabelle 5.2: Untersuchte Grundlastfälle mit statischem Ersatzsystem und Berechnungsansatz für den durch die Ankerschiene bedingten Verstärkungsanteil V_{ac} nach [35, 48].

Lastfall 1: Zentrische Belastung	Lastfall 2: Exzentrische Belastung	Lastfall 3: Zweifach-Belastung
		
		
$A = \frac{F}{2}$	$A = \frac{b}{l_{Str}} \cdot F$	$A = F$
$B = \frac{F}{2}$	$B = \frac{a}{l_{Str}} \cdot F$	$B = F$
$M_{pl} = \frac{V \cdot l_{Str}}{4}$	$M_{pl} = \frac{a \cdot b \cdot V}{l_{Str}}$	$M_{pl} = F \cdot a$
$V_{ac} = \frac{4 \cdot M_{pl}}{l_{Str}}$	$V_{ac} = \frac{M_{pl} \cdot l_{Str}}{a \cdot b}$	$V_{ac} = \frac{M_{pl}}{a}$

Die in Tabelle 5.2 gezeigten Lastfälle, sind die möglichen Belastungsarten bei einer Einzelbelastung zwischen den Verstärkungsmodulen. Als

statisches Ersatzmodell kann hier ein beidseitig gelenkig gelagerter Balken auf zwei Stützen angenommen werden. Die gelenkige Lagerung kann hierbei angenommen werden, da die Anbindung der untersuchten Verstärkungsmodule an die Ankerschiene durch reinen Formschluss realisiert wurden. Bei einer stoffschlüssigen Anbindung könnte diese Annahme nicht getroffen werden.

Dieser Balken auf zwei Stützen kann entweder durch eine Einzellast oder durch mehrere Lasten beansprucht sein. Lastfall 1 stellt eine Einzelbelastung in Feldmitte dar, wodurch die Last mit symmetrischem Abstand a auf die Schiene einwirkt. Bewegt sich diese Einzellast aus Feldmitte heraus, so wird der Abstand zu einem der Auflager geringer.

Einzelbefestigungen sind im Fassadenbau jedoch eher untypisch, da die Anbauteile hier üblicherweise mit über den Ankern positionierten Hammerkopfschrauben geplant und angebracht werden. Daher sind im Fassadenbau Belastungen nach Lastfall 3 zu erwarten, welche mit einem definierten Abstand der Schrauben zueinander in die Schiene eingebracht werden.

Wurde bisher nur die Belastungsseite betrachtet, so kann bei der nachträglichen Verstärkungsmethode auch die Position der Verstärkungsmodule zum Belastungspunkt variiert werden. Hierdurch kann direkt Einfluss auf I_{Str} genommen werden. Je näher Belastungsmodule am Belastungspunkt angebracht werden, umso höher wäre demnach die mögliche Abzutragenden Querlast V_{ac} .

Zusammengefasst kann die Querkraftverstärkung der Ankerschiene demnach wie folgt beeinflusst werden:

1. Verstärkung aufgrund einer geringeren Balkenlänge l_{str} .
2. Verstärkung aufgrund eines größeren plastischen Moments M_{pl} .
3. Verstärkung aufgrund eines höheren Einspanngrades.

Bis zu diesem Punkt kann der Anteil der aus der auf Biegung beanspruchten Ankerschiene dargestellt werden. Bei den Versuchen mit den Cast-In Verstärkungselementen konnte nachgewiesen werden, dass der Verstärkungseffekt durch den zusätzlichen Querschnitt des Verstärkungsmoduls in Biegerichtung gesteigert werden kann.

Dies lässt sich durch Superposition des Verstärkungsanteils der Ankerschiene V_{ac} und des Verstärkungselements V_{sm} erklären. Durch Superposition dieser beiden Lastfälle lässt sich die Gesamtverstärkung des Systems wie folgt berechnen.

$$V_{str} = V_{ac} + V_{sm} \quad (5.4)$$

Mit:

V_{ac} : Verstärkungsteil der eingespannten Ankerschiene nach Lastfall gemäß Tabelle 5.2.

V_{sm} : Verstärkungsanteil des Verstärkungsmoduls nach Lastfall gemäß Tabelle 5.3.

Der Anteil an der Querlaststeigerung V_{sm} lässt sich vergleichbar zum Anteil der Ankerschienen über die in Tabelle 5.3 dargestellten Lastfälle ermitteln. Im Gegensatz zu V_{ac} muss durch die Einspannung des Balkens für V_{sm} jedoch von einem Mindestabstand a ausgegangen werden, ab welchem ein Biegen

des theoretischen Balkens überhaupt möglich ist. Da Lasten die unterhalb dieses Mindestabstandes angreifen sonst direkt in die „Auflager“, in diesem Fall die Laschen des Bewehrungsmoduls abgeleitet werden.

Wie von Schmid [46] gezeigt, kann von einer Rissausbreitung an Ankerschienen in einem Abstand der Schienenbreite b_{ch} zum Krafteinleitungspunkt ausgegangen werden.

Für das Berechnungsmodell wird dementsprechend vorgeschlagen, dass das Verstärkungsmodul bei Lasteinleitung nahe der Laschen zu keiner zusätzlichen Laststeigerung führen kann, da in diesem Fall die Kräfte direkt in die Verankerungslaschen eingeleitet werden. Hierdurch kommt es zu keiner Biegung des Querschnitts des Verstärkungsmoduls wodurch gilt:

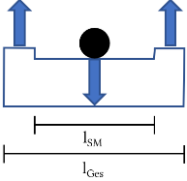
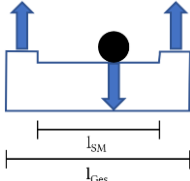
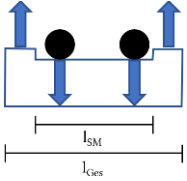
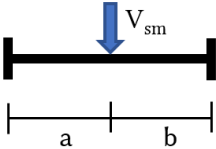
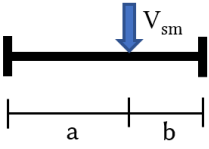
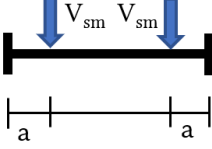
$$V_{sm} = 0 \text{ für } a < b_{ch} \quad (5.5)$$

Das plastische Moment des Verstärkungsmoduls lässt sich, für den Fall rechteckiger Querschnitte nach [35, 48] aus den geometrischen Größen mit den Gleichung (5.6) und (5.7) bestimmen [13].

$$W_y = \frac{bh^2}{6} \quad (5.6)$$

$$W_z = \frac{b^2h}{6} \quad (5.7)$$

Tabelle 5.3: Untersuchte Grundlastfälle mit statischem Ersatzsystem und Berechnungsansatz für den durch die Ankerschiene bedingten Verstärkungsanteil V_{sm} nach [35, 48].

Lastfall 1: Zentrische Belastung	Lastfall 2: Exzentrische Belastung	Lastfall 3: Zweifach-Belastung
		
		
$A = \frac{F}{2}$	$A = \frac{F \cdot b^2}{l_{Str}^3} \cdot (l_{Str} + 2a)$	$A = F$
$B = \frac{F}{2}$	$B = \frac{F \cdot a^2}{l_{Str}^3} \cdot (l_{Str} + 2b)$	$B = F$
$M_{pl} = \frac{V \cdot l_{Str}}{8}$	$M_{pl} = 2 \cdot V_{sm} \frac{a^2 \cdot b^2}{l_{Str}^3}$	$M_{pl} = \frac{V_{sm} \cdot a^2}{l_{Str}}$
$V_{sm} = \frac{8 \cdot M_{pl}}{l_{Str}}$	$V_{sm} = \frac{M_{pl} \cdot l_{Str}^3}{2 \cdot (a^2 \cdot b^2)}$	$V_{sm} = \frac{M_{pl} \cdot l_{Str}}{a^2}$

Da die Gesamtlast V_{str} in den Beton eingeleitet werden muss, sind die nach hinten führenden Laschen entsprechend auszubilden. Die Tragfähigkeit der nach hinten führenden Laschen berechnet sich aus dem Querschnitt sowie der Fließgrenze des Materials der Laschen. Diese Tragfähigkeit stellt die

maximal aufnehmbare Kraft der Verstärkungslaschen dar, bevor diese zu fließen beginnen und ist daher als oberer Grenzwert zu betrachten. Gleichung (5.4) muss daher wie folgt begrenzt werden.

$$V_{str} = V_{ac} + V_{sm} \leq V_{s,Lasche} \quad (5.8)$$

Mit:

$$V_{s,Lasche} = \sum_n a \cdot b \cdot f_{ym} = \sum_n A_{Lasche} \cdot f_{ym} \quad (5.9)$$

Mit:

a:	Höhe der Lasche	[mm]
b:	Breite der Lasche	[mm]
n:	Anzahl der Laschen des Verstärkungsmoduls	[-]
f_{ym} :	Mittlere Fließgrenze des Stahls	[N/mm ²]

Mit dieser Annahme kann der Verstärkungseffekt oberflächlich angebrachter Verstärkungsmittel bestimmt werden. Um nun auf die Versagenslast des Gesamtsystems zu kommen, muss zusätzlich zur Querkraftverstärkung V_{str} noch die Grundtraglast der Schiene ermittelt werden.

5.1.1 Berechnung verstärkter Ankerschienen

Die Berechnung der Schienentragfähigkeit für unbewehrten Beton erfolgt nach Potthoff mit Gleichung (2.8) unter Verwendung modifizierter Profilmomente nach Schmid (Tabelle 2.2). Für den in dieser Arbeit

entwickelten Berechnungsansatz, wird die mittlere Versagenslast im unbewehrten Beton im Folgenden mit V_{um1} bezeichnet.

$$V_{um1} = V_{um,c}^0 \cdot \alpha_{s,V} \cdot \alpha_{h,V} \cdot \alpha_{c,V} \quad (5.10)$$

Mit:

$$V_{um,c}^0 = \alpha_p \cdot c_1^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \quad [\text{kN}]$$

$$\alpha_{s,V} = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^n \left[\left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,V}} \right)^{1,5} \frac{V_i}{V_1} \right]} \leq 1,0 \quad [-]$$

$$\alpha_{h,V} = \left(\frac{h}{h_{cr,V}} \right)^{2/3} \leq 1,0 \quad [-]$$

$$\alpha_{c,V} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,V}} \right)^{0,5} \quad [-]$$

α_p : Profilmfaktor nach Tabelle 2.2 [-]

c_1 : Randabstand [mm]

f_c : Würfeldruckfestigkeit $f_{c,150}$ [N/mm²]

Die Ermittlung der Tragfähigkeit im bewehrten Beton erfolgt nach Schmid (Gleichung (2.17)). Um das Mitwirken des Betons während dem Anwachsen der Risse nicht zu vernachlässigen, wurde für Gleichung (2.21) nach [24, 25] der Faktor k mit 1,0 verwendet. Für das weitere Vorgehen wird die mittlere Versagenslast im bewehrten Beton als V_{um2} bezeichnet.

$$V_{um2} = \frac{V_{um,c,re}}{x} + 1,0 \cdot V_{um1} \quad (5.11)$$

Berechnungsmodell für verstärkte Ankerschienen

Mit:

$$V_{um,c,re} = V_{um,Haken} + V_{um,Verbund} \leq \sum_n A_s \cdot f_{ym} \leq V_{um,c,re,max} \geq V_{um,c}$$

$$V_{um,c,Haken} = \sum_{n1} \left(\psi_1 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_c}{30} \right)^{0,1} \right) + \sum_{n2} \left(\psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{ym} \left(\frac{f_c}{30} \right)^{0,1} \right)$$

ψ_1 :	0,95	[-]
	Für die ersten diagonal geschnittenen Bügel; Für Bügel direkt unter der Last; Für orthogonal geschnittene Bügel zwischen zwei Lasten	
ψ_2 :	0,16	[-]
	Für Bügel die nicht unter ψ_1 fallen	
ψ_3 :	$\left(\frac{d_{s,L}}{d_s} \right)^{2/3}$	
d_s :	Bügeldurchmesser	[mm]
$d_{s,L}$:	Durchmesser der Längsbewehrung	[mm]
ψ_4 :	$\left(\frac{l_i}{c_1} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{10}{d_s} \right)^{0,25}$	[-]
l_i :	Verankerungslänge im Ausbruchkegel	[mm]
A_s :	Querschnittsfläche eines Bügels	[mm ²]
f_{ym} :	Mittlere Fließgrenze eines Bügels	[N/mm ²]
n :	Anzahl der Bügel im angenommenen Ausbruchkegel mit $l_i \geq l_{i,min}$	
$V_{um,c,Verbund}$	$= \sum_n (\pi \cdot d_s \cdot l_i \cdot f_{bm})$	[N]
f_{bm} :	mittlere Verbundspannung nach [5]	

Die durch die in dieser Arbeit untersuchten Verstärkungsmethoden mögliche Laststeigerung bzw. maximale Verstärkung V_{str} lässt sich nach Gleichung (5.12) berechnen. (5.12)

$$V_{str} = V_{ac} + V_{sm} \leq V_{s,Lasche}$$

Mit:

V_{ac} : Querkraftverstärkung der Ankerschiene nach Lastfall gemäß Tabelle 5.2

$$V_{sm} = \frac{M_{pl}}{2 \cdot l_{str} \cdot \alpha^2 \cdot \beta^2} \quad [\text{kN}]$$

$$M_{pl,y/z} = W_{y/z} \cdot f_{ym} \quad [\text{N/mm}]$$

$$\alpha = \frac{a}{l_{str}} \quad [-]$$

$$\beta = \frac{b}{l_{str}} \quad [-]$$

$$V_{s,Lasche} = \sum_n a_{Lasche} \cdot b_{Lasche} \cdot f_{ym} = \sum_n A_{Lasche} \cdot f_{ym} \quad [\text{N}]$$

l_{str} : Ersatzlänge der durch die Verstärkungsmodule begrenzten Auflager im vereinfachten Modellansatz [mm]

a, b : Entfernung des Lasteinleitungspunkts von den Auflagern des vereinfachten Modells [mm]

n : Anzahl der Verstärkungslaschen [-]

$a_{Lasche}/$

b_{Lasche} : Dimensionen der Laschen des Verstärkungsmoduls [mm]

Die Gesamttragfähigkeit einer verstärkten Ankerschiene im bewehrten und unbewehrten Beton lässt sich nach Gleichung (5.13) ermitteln. Hierzu wird die Tragfähigkeit der unverstärkten Ankerschiene im unbewehrten bzw. bewehrten Beton V_{um1} bzw. V_{um2} mit der durch die Verstärkungsmethode möglichen Laststeigerung V_{str} addiert.

$$V_{um,ges} = V_{um1/2} + V_{str} \leq V_{Bolt} \quad (5.13)$$

Mit:

Validierung des Berechnungsmodells

$V_{um,ges}$: Gesamttragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene [kN]

$V_{um1/2}$: Tragfähigkeit der Ankerschiene in unbewehrten und
bewehrten Beton [kN]

V_{str} : Verstärkungsanteil der verstärkten Ankerschiene [kN]

V_{Bolt} : Mögliche Querkraft der verwendeten Schraube [kN]

Es ist anzumerken, dass die Tragfähigkeit der Befestigungsmittel der Laschen auf den Beton oder der Verankerung der Laschen im Beton als ausreichend angenommen wird. In den durchgeführten Versuchen wurde kein Versagen bzw. keine übermäßige Rissbildung beobachtet. Sollten andere Befestiger als die verwendeten fischer FAZII 12x10 zum Einsatz kommen, so ist die Tragfähigkeit dieser Befestigungsmittel nach dem CC-Verfahren nachzuweisen, so dass $V_{Bef} \geq V_{str}$ gilt.

6 Validierung des Berechnungsmodells

Die Validierung des vorgeschlagenen Berechnungsmodells erfolgt anhand der durchgeführten numerischen und experimentellen Untersuchungen. Hierzu werden die plastischen Momente aus den in Tabelle 5.1 ermittelten Widerstandsmomenten um die y und z-Achse (vgl. Abbildung 5.1) berechnet. Damit lassen sich die plastischen Biegemomente der untersuchten Schienenprofile wie folgt berechnen.

Tabelle 6.1: Übersicht der aus den Widerstandsmomenten um die z-Achse resultierenden plastischen Biegemomenten der untersuchten Schienenprofile.

Profil	W_z	f_{ym}	M_{pl}
[-]	[mm ³]	[N/mm ²]	[kNmm]
40/22	3248	392	1.273
50/30	5728		2.297
52/34	9180		3.681

Bei den plastischen Biegemomenten M_{pl} muss angemerkt werden, dass diese noch einmal überprüft werden müssen, da die von Potthoff und Kraus eingeführte dreieckige Lastverteilung auf die Anker zu korrekten Ergebnissen führt, obwohl für dieser Ermittlung die Flächenträgheitsmomente I_y der y-Achse, wie sie für eine zentrische Zugbelastung der Schiene korrekt sind, verwendet wurden (vgl. Gleichung (2.1)).

Aus diesem Grund wurde Tabelle 6.1 auch um die plastischen Widerstandsmomente um die y-Achse erweitert, um eine gleichzeitige Auswertung mit den im Mittel um den Faktor 1,66 geringeren plastischen Biegemomenten um diese Achse (vgl. Tabelle 6.2) durchführen zu können.

Für die Ermittlung der Querkraftverstärkung V_{str} der CI-Verstärkungsmodule, welche ein zusätzliches Stahlelement über die unter Biegung stehenden Lippen der Schiene einbringen, wurden die plastischen Biegemomente für die beiden verwendeten Geometrien der Tast- und Modellbildungsversuche in Tabelle 6.3 ermittelt.

Validierung des Berechnungsmodells

Tabelle 6.2: Erweiterte Übersicht der aus den Widerstandsmomenten um die z- und y-Achse resultierenden plastischen Biegemomenten der untersuchten Schienenprofile.

Profil	W_z	$W_{y,min}$	f_{ym}	$M_{pl,z}$	$M_{pl,y}$	$\frac{M_{pl,z}}{M_{pl,y}}$
[-]	[mm ³]	[mm ³]	[N/mm ²]	[kNmm]	[kNmm]	[-]
40/22	3248	1959	392	1.273	768	1,66
50/30	5728	3407		2.297	1.336	1,68
52/34	9180	5601		3.681	2.196	1,64

Mit den auf dieser Weise ermittelten plastischen Biegemomenten $M_{pl,y}$ und $M_{pl,z}$ wurden dann mit dem in Kapitel 5.1 ermittelten Berechnungsansatz die Grundtragfähigkeit Tragfähigkeit der verstärkten Ankerschienen berechnet. Im Anschluss wird eine Auswertung des Einflusses des verwendeten Biegemoments geführt und eine Entscheidung getroffen, welches plastische Moment verwendet wird.

Tabelle 6.3: Ermittelte Widerstandsmomente der Verstärkungsmodule für die untersuchten Verstärkungsmodule.

Verstärkungsmodul	W_z	f_{ym}	M_{pl}
[-]	[mm ³]	[N/mm ²]	[kNmm]
Querschnitt über Lippe	67	252	17
Querschnitt bis Rand	1067		269

6.1 Validierung des Berechnungsmodells anhand der numerischen Ergebnisse

Zur Berechnung von V_{ac} , wurde der passende Lastfall nach Tabelle 5.2 verwendet. Die Ergebnisse der untersuchten Ankerschienen mit einer Länge von 150 und 300 mm sind in Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 dargestellt. Die in diesen Tabellen eingefärbten Bereich sind die auf den oberen Grenzwert der Stahlversagensarten der Hammerkopfschraube bzw. der Laschen der Verstärkungsmodule zurückzuführenden maximalen Laststeigerungen.

In Abbildung 6.1 und Abbildung 6.2 zeigt sich für die berechneten Werte V_{calc} unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse eine gute Übereinstimmung der numerisch ermittelten Ergebnisse mit einem Mittelwert 0,93 und einer Streuung von 15,6 %. Die Betrachtung unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse führte zu einem Mittelwert von 0,77 welcher sich weiter auf der unsicheren Seite befindet. Zwar sinkt die Streuung im Vergleich zu den Versuchen mit den plastischen Momenten um die y-Achse um 2,04 % auf 13,56 % ab, was in der Praxis jedoch kaum zu signifikant messbaren Unterschieden führen wird. Es zeigt sich jedoch aus den Versuchen, dass sowohl der Einfluss der unterschiedlichen Abstützweiten und damit unterschiedlichen l_{str} sowie die unterschiedlichen plastischen Momente für die beiden untersuchten Schienenprofile 40/22 und 50/30 gut in der Berechnung dargestellt werden konnten.

Validierung des Berechnungsmodells

Tabelle 6.4: Validierungsergebnisse der numerischen Versuche der 150 mm langen Schienenstücke unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.

Versuch	l_{str}	c_1	Profil	$V_{u,num}$	V_{um1}	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,y}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-PI-150-1	70	50	40/22	44,21	12,28	43,60	26,29	55,88	38,57	0,79	1,15
DoE-PI-150-2	100	50	40/22	34,10	12,28	30,52	18,40	42,80	30,68	0,80	1,11
DoE-PI-150-3	70	75	40/22	48,05	20,94	43,60	26,29	62,80	47,23	0,77	1,02
DoE-PI-150-4	100	75	40/22	39,25	20,94	30,52	18,40	51,46	39,34	0,76	1,00
DoE-PI-150-5	70	50	50/30	48,93	15,17	56,40	45,71	62,80	60,88	0,78	0,80
DoE-PI-150-6	100	50	50/30	43,46	15,17	53,84	32,00	62,80	47,17	0,69	0,92
DoE-PI-150-7	70	75	50/30	57,30	25,47	56,40	45,71	62,80	62,80	0,91	0,91
DoE-PI-150-8	100	75	50/30	47,3	25,47	53,84	32,00	62,80	57,47	0,75	0,82
DoE-PI-150-9	85	62,5	40/22	46,01	16,44	35,91	21,65	52,35	38,09	0,88	1,21
DoE-PI-150-10	85	62,5	50/30	51,50	20,42	56,40	37,65	62,80	58,07	0,82	0,89

Tabelle 6.5: Validierungsergebnisse der numerischen Versuche der 300 mm langen Schienenstücke unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.

Versuch	l_{str}	c_1	Profil	$V_{u,num}$	V_{um1}	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,y}$
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-PI-300-1	70	50	40/22	50,5	17,98	43,60	26,29	61,58	44,27	0,82	1,14
DoE-PI-300-2	240	50	40/22	21,78	17,98	12,72	7,67	30,70	25,65	0,71	0,85
DoE-PI-300-3	70	75	40/22	53,5	28,49	43,60	26,29	62,80	54,78	0,85	0,98
DoE-PI-300-4	240	75	40/22	23,94	28,49	12,72	7,67	41,21	36,16	0,58	0,66
DoE-PI-300-5	70	50	50/30	54,9	21,94	56,40	45,71	62,80	62,80	0,87	0,87
DoE-PI-300-6	240	50	50/30	27,3	21,94	22,43	13,33	44,37	35,27	0,62	0,77
DoE-PI-300-7	70	75	50/30	62,2	34,17	56,40	45,71	62,80	62,80	0,99	0,99
DoE-PI-300-8	240	75	50/30	34,36	34,17	22,43	13,33	56,60	47,50	0,61	0,72
DoE-PI-300-9	155	62,5	40/22	34,6	23,23	19,69	11,87	42,92	35,10	0,81	0,99
DoE-PI-300-10	155	62,5	50/30	42,8	28,21	34,74	20,65	62,80	48,86	0,68	0,88

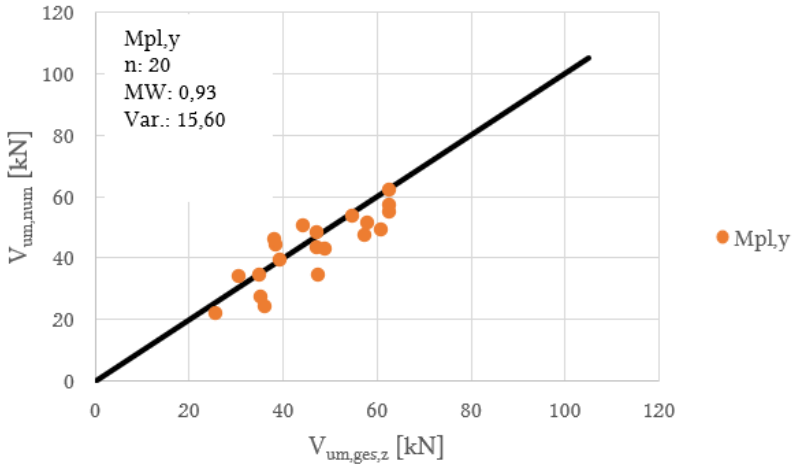


Abbildung 6.1: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen der nachträglich installierten Verstärkungsmodule unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.

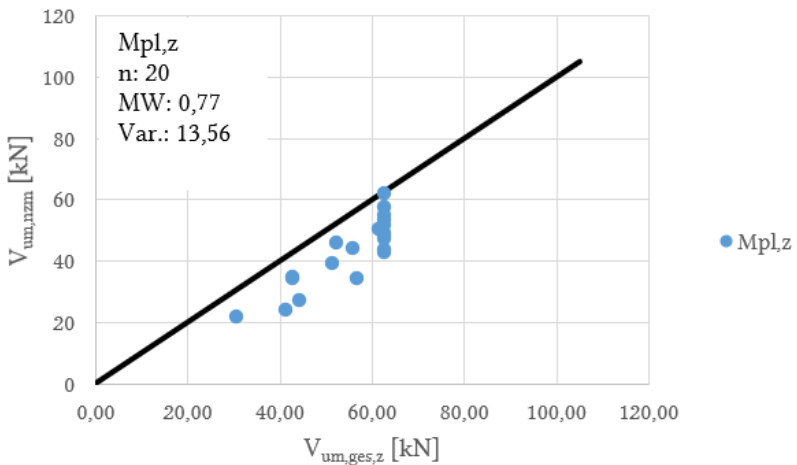


Abbildung 6.2: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.

Wird als nächstes die Übereinstimmung des Berechnungsansatz mit den numerischen Ergebnissen der Cast-In Verstärkungsmethode betrachtet, so zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse unter Verwendung des plastischen Moments um die y-Achse $M_{pl,y}$. Hierbei konnte ein Mittelwert von 0,99 mit einer Streuung von 20,47 % erreicht werden (vgl. Abbildung 6.3). Die Ergebnisse sind in Tabelle A 3 bis Tabelle A 6 dargestellt.

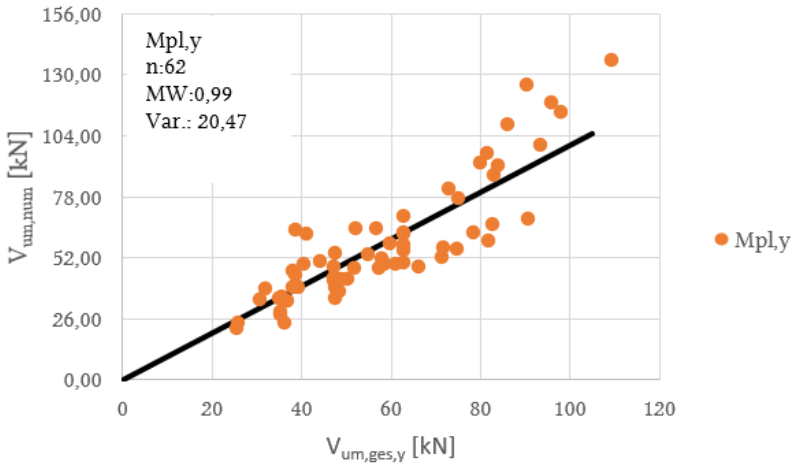


Abbildung 6.3: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.

Unter Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse $M_{pl,z}$ zeigt sich, ein weiter auf der unsicheren Seite liegendes Verhältnis mit einem Mittelwert von 0,88 mit einer Streuung von 21,28 % (vgl. Abbildung 6.4).

Für alle Betrachtungen zeigt sich allerdings, dass die berechneten Werte unter Verwendung beider plastischen Momente zu Ergebnissen führen, welche sich um die Gerade positionieren und deren Verlauf nachbilden. Es zeigt sich auch, dass durch das Anwenden der Grenzbedingungen größere

Validierung des Berechnungsmodells

Unterschiede durch die Verwendung des um den Faktor 1,66 größere $M_{pl,z}$ abgemindert werden können.

Dieses Verhalten muss demnach auch bei der Validierung der durchgeführten Versuche betrachtet werden, um eine grundlegende Aussage für das spätere Bemessungsmodell treffen zu können.

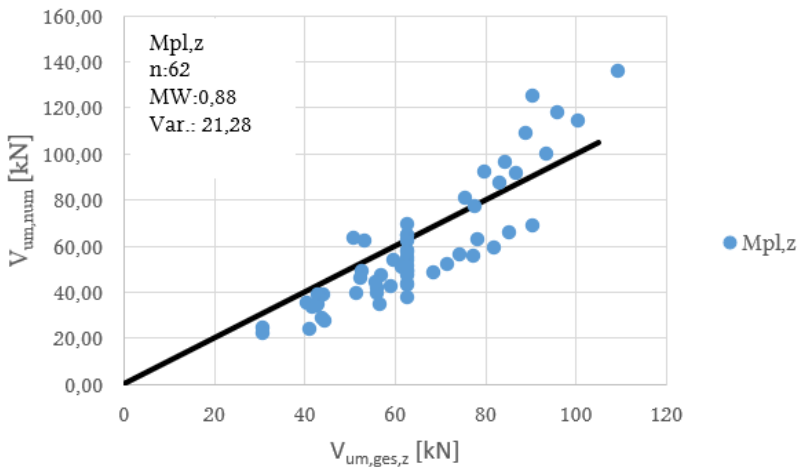


Abbildung 6.4: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den numerischen Ergebnissen unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.

6.2 Validierung des Berechnungsmodells anhand der durchgeführten Versuche

Basierend auf den Erkenntnissen der numerischen Untersuchung, wurde die Validierung der 144 durchgeführten Versuche durch das vorgeschlagene Berechnungsmodell durchgeführt.

Für die Ankerschienen mit zwei und drei Ankern unter Querlast mit einem Befestigungsmittel wurde I_{str} über die Spannweite der Nutensteine des

Verstärkungsmoduls zu 100 bzw. 300 mm gewählt und im Anschluss ist die Querkraftverstärkung mittels Gleichung (5.13) bestimmt worden. Für das plastische Moment der Ankerschiene wurde die Betrachtung nach y- und z-Achse aus Tabelle 6.2 verwendet. Das plastische Biegemoment des Verstärkungsmoduls wurde aus Tabelle 6.3 verwendet.

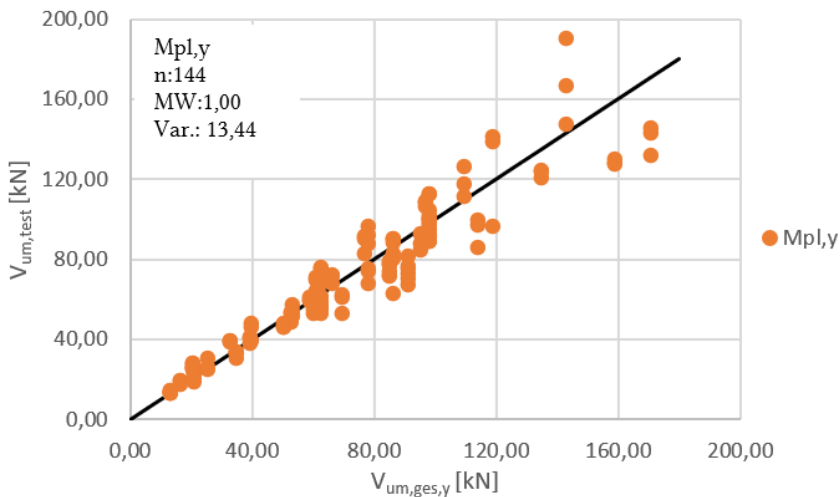


Abbildung 6.5: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.

Abbildung 6.5 zeigt die Ergebnisse der Validierung der berechneten Betonkantenbruchlasten zu den Versuchsergebnissen. Unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse kommt der Vergleich auf einen Mittelwert von 1,00 mit einer Streuung von 13,44 %. Hierdurch zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der berechneten mittleren Versagenslasten zu den Versagenslasten der durchgeführten Versuche unter Verwendung von $M_{pl,y}$.

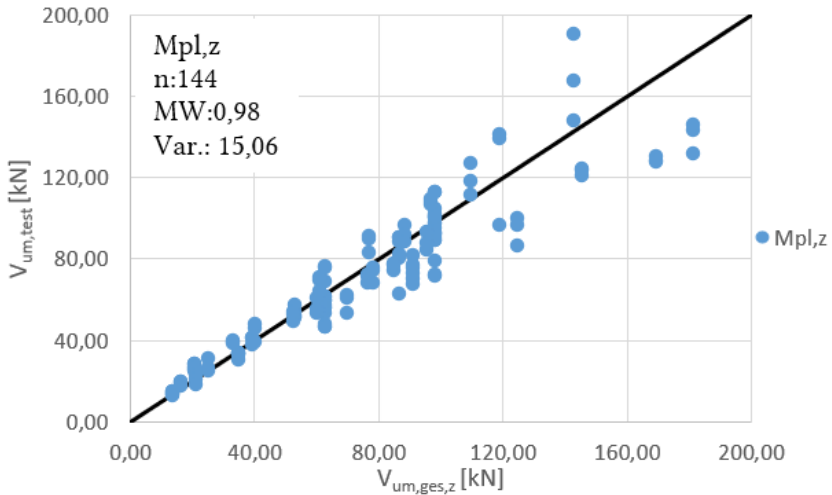


Abbildung 6.6: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.

Wird hierzu die Verteilung nach Abbildung 6.6 verglichen, so zeigt sich ein vergleichbares Verhalten zu den numerischen Untersuchungen, wodurch der Mittelwert unter Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse $M_{pl,z}$ die möglichen Versagenslasten überschätzt. Durch die Begrenzung der möglichen Versagenslasten im Berechnungsansatz zeigt wird das Überschätzen der Versagenslasten jedoch geringgehalten, wodurch es zu guter Übereinstimmung der durchgeführten Versuche mit einem Mittelwert von 0,98 und einer Streuung von 15,06 % kommt.

Werden die durchgeführten Versuche nach dem hoch- und niederfesten Beton aufgeschlüsselt, so zeigt sich in Abbildung 6.7 und Abbildung 6.8, dass diese Versuche bei beiden Berechnungsvarianten für die hochfesten Beton zu einem Anstieg des Mittelwerts von ca. 0,08 führen. was zu Ergebnissen

konservativen Ergebnissen führt. Die vorhandenen Streuungen sinken dabei auf ein Niveau von 11,17 % und 13,75 % ab

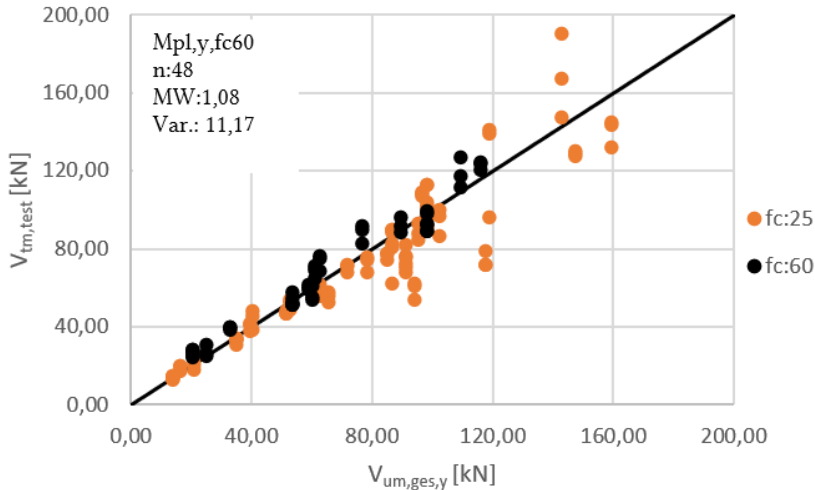


Abbildung 6.7: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Betondruckfestigkeit unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.

Auf der anderen Seite sinken die Mittelwerte für den niederfesten Beton auf 0,96 bzw. 0,95 ab. Die Streuung sinkt dabei allerdings auch auf 12,64 % und 14,30 % ab.

Die auf der sicheren Seite liegenden Werte der hochfesten Betone könnten demnach mit einem Vorfaktor belegt werden, um einen realistischeren Lastverlauf darstellen zu können, jedoch ist es für den Bereich der hochfesten Betone durch die hier vermehrt vorkommenden Schwindrisse vorteilhaft einen gewissen Puffer vorzuhalten und damit die auf der sicheren Seite liegenden Rechenwerte zu verwenden.

Validierung des Berechnungsmodells

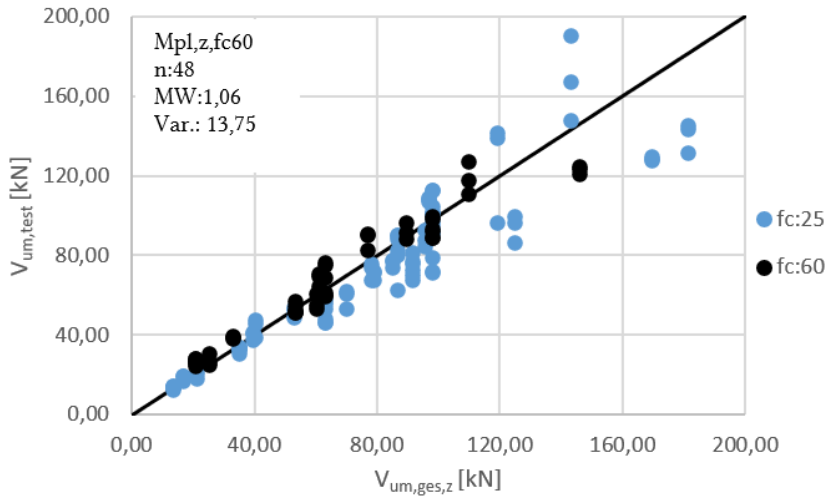


Abbildung 6.8: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Betondruckfestigkeit unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.

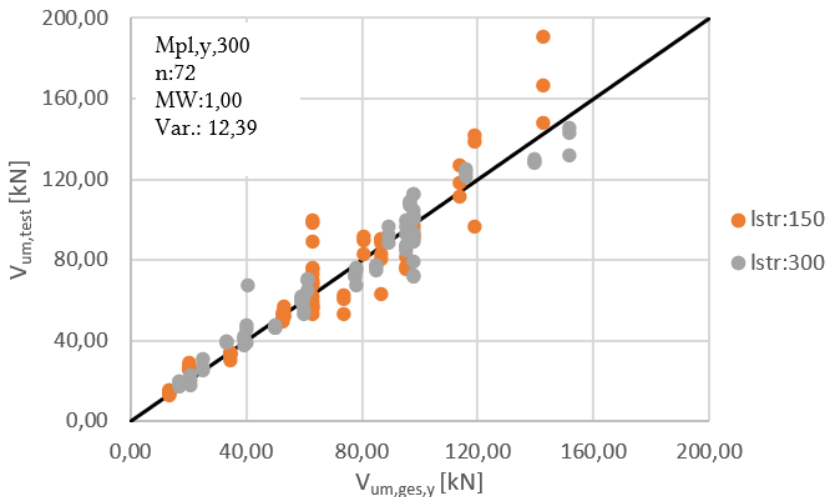


Abbildung 6.9: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Verstärkungslänge unter Verwendung der plastischen Momente um die y-Achse.

Wird als nächstes der Einfluss der Ankerschienenlänge betrachtet, so zeigt sich in Abbildung 6.9 und Abbildung 6.10, dass für die Schienen mit einer Länge von 300 mm eine sehr gute Übereinstimmung unter Verwendung des plastischen Momentes um die y-Achse mit einem Mittelwert von 1,0 und einer Streuung von 12,39 % besteht. Verglichen hierzu wird die Versagenslast unter Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse mit einem Mittelwert von 0,96 überschätzt, zusätzlich liegt hier mit 15,23 % auch eine höhere Streuung vor.

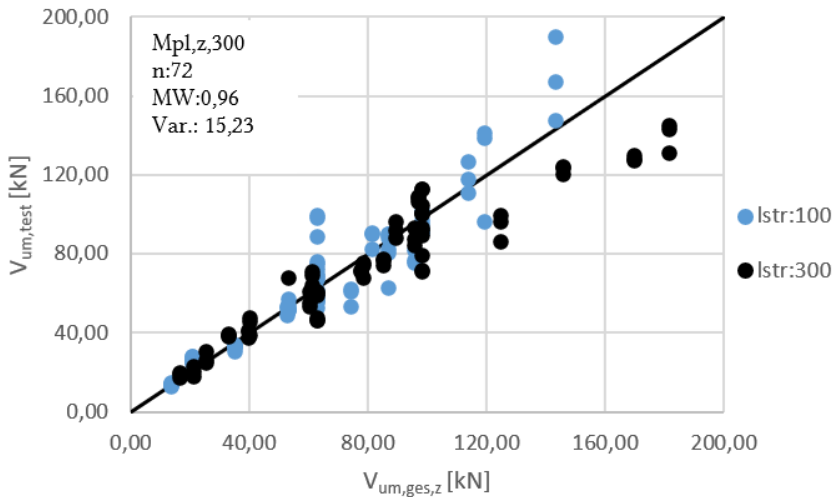


Abbildung 6.10: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Verstärkungslänge unter Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse.

Validierung des Berechnungsmodells

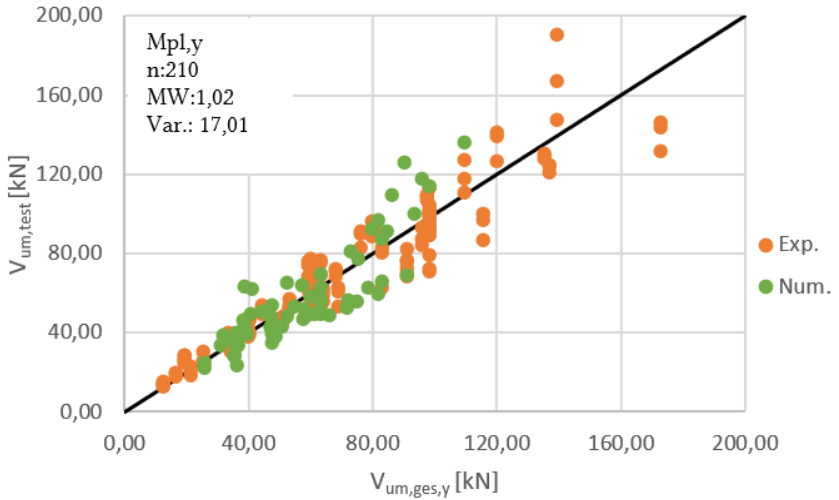


Abbildung 6.11: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der Verstärkungslänge unter Verwendung der numerischen und experimentellen Versuche um die y-Achse.

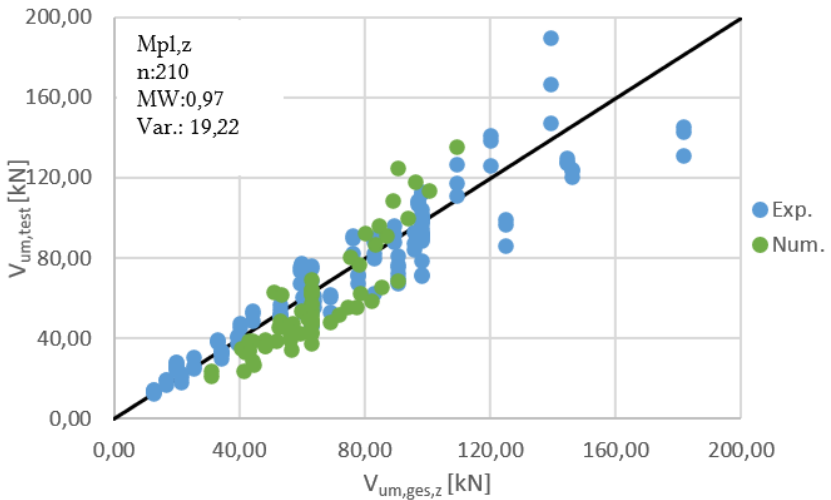


Abbildung 6.12: Grafische Auswertung des Vergleichs der berechneten Werte zu den Ergebnissen der Modellbildungsversuche aufgeschlüsselt nach der

Verstärkungslänge unter Verwendung der numerischen und experimentellen Versuche um die z-Achse.

Wenn abschließend auch die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen und der Tastversuche mit in das Diagramm aufgenommen werden, so zeigt sich, dass mit einer Summe von 210 Versuchen unter Verwendung des plastischen Moments um die y-Achse ein Mittelwert von 1,02 mit einer Streuung von 17,01 % erreicht werden kann, während die Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse zu einem Mittelwert von 0,97 mit einer Streuung von 19,22 % dargestellt werden kann (vgl. Abbildung 6.11 und Abbildung 6.12).

6.3 Schlussfolgerung

Aus der Versuchsauswertung hat sich ergeben, dass die Verwendung der unterschiedlichen plastischen Momente M_{pl} durch Verwendung der Grenzbedingungen zu nur geringen Unterschieden führen, wobei die Verwendung der plastischen Momente um die z-Achse zu Ergebnissen führen, welche die realen Lasten eher überschätzen, als dies durch die Verwendung der Momente um die y-Achse der Fall ist. Dadurch, dass die Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse in allen Fällen auch zu höheren Streuungen geführt hat, wird vom Autor empfohlen, entweder das plastische Moment, um die z-Achse zu verwenden und dieses wie folgt zu Reduzieren.

$$M_{pl} = \frac{M_{pl,z}}{1,66} \quad (6.1)$$

Aus Ingenieurssicht kann allerdings auch das plastische Moment um die y-Achse verwendet werden, welches in allen Fällen zu guten Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der Versuche geführt hat. Zusätzlich wird in den bestehenden Zulassungen das

174

Flächenträgheitsmoment um die y-Achse schon verwendet bzw. ist dort angegeben.

Zusätzlich muss erwähnt werden, dass die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche die Berechnungsansätze für die Verwendung C-Förmiger Schienen bestätigen konnte. Der Autor vermutet, dass diese Ansätze, unter Ermittlung der jeweiligen Flächenträgheitsmomente auch auf andersförmige Schienenprofile angewendet werden können. Hierfür sollten allerdings die Grenzwerte noch einmal durch numerische oder experimentelle Untersuchungen verifiziert werden.

7 Bemessungsmodell für Ankerschienen mit und ohne Verstärkung

Anhand der zuvor validierten Ergebnisse der Versuche, soll in diesem Kapitel das Bemessungsmodell für randnahe Ankerschienen im bewehrten und unbewehrten Beton beschrieben werden. Hierzu ist es nötig in einem ersten Teil das Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte, wie es in den gängigen Normen angewendet wird vorzustellen.

In den aktuellen Bemessungskonzepten wird ein System von Teilsicherheitsbeiwerten verwendet, bei dessen Nachweis, die Tragfähigkeit des Systems den Bemessungswert der einwirkenden Last nicht unterschreiten darf (vgl. Gleichung (7.1)).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (7.1)$$

mit:

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_M}$$

γ_M : Teilsicherheitsbeiwert der zugehörigen Versagensart nach [18]

Daraus folgt, dass für die ermittelten Versagenslasten V_u der charakteristische Wert bestimmt, werden muss. In diesem Fall wird zur Berechnung die 5% Quantile herangezogen. Hierzu wird von einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90 % ausgegangen [32].

Da in dieser Arbeit keine separaten Versuche zur Ermittlung des Verhaltens der verstärkten Ankerschienen im gerissenen Beton geführt wurden, die Grundtragfähigkeit der jeweiligen Ansätze jedoch auf den bekannten Rechenmodellen der in den Normen verwendeten Ankerschienen beruht, wird vom Autor vorgeschlagen, dass die Lastreduktion im gerissenen Beton mit demselben Vorfaktor $\psi_{u,cr}$ von 0,75, wie sie auch in [46] bestätigt ist,

verwendet wird. In [8] wurde bestätigt dass dieser Reduktionsfaktor in etwa bei einer Rissbreite w von 0,5 mm erreicht wird, was zu einer Betrachtung auf der sicheren Seite führt.

Zur Berechnung des charakteristischen plastischen Widerstandsmoments wird die charakteristische Zugtragfähigkeit f_{yk} verwendet, hierdurch ergeben sich die plastischen Momente wie in Tabelle 7.1 dargestellt.

Tabelle 7.1: Charakteristische plastische Momente von C-Profileschienen.

Schienenprofil	f_{yk}	M_{pl}
[-]	[N/mm ²]	[kNm ²]
40/22	355	695
50/30		1209
52/34		1988

Daher kann die charakteristische Versagenslast $V_{Rk,ges}$ der in dieser Arbeit untersuchten Verstärkungsmethoden wie folgt ermittelt werden.

1. Ermittlung der Tragfähigkeit der Ankerschiene $V_{Rk,1/2}$ im bewehrten und unbewehrten Beton.
2. Ermittlung der Tragfähigkeit des Verstärkungsmoduls $V_{Rk,str}$ nach Lastfall aus Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3
3. Addition der zuvor genannten Terme zur Ermittlung der Gesamtragfähigkeit der verstärkten Ankerschienen $V_{Rk,ges}$.

7.1 Tragfähigkeit der Ankerschiene im bewehrten und unbewehrten Beton

Die Tragfähigkeit der Ankerschiene $V_{Rk,1/2}$ des verwendeten Schienenprofils unter Einbeziehung der Einflüsse der Randbedingungen kann im unbewehrten Beton nach [15] wie folgt ermittelt werden.

$$V_{Rk,1} = V_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{ch,s,V} \cdot \psi_{ch,c,V} \cdot \psi_{ch,h,V} \cdot \psi_{re,V} \quad (7.2)$$

Mit:

$$V_{Rk,c}^0 = k_{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{4/3} \quad [\text{kN}]$$

$$\psi_{ch,s,V} = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^{n_{ch,V}} \left[\left(1 - \frac{s_i}{s_{cr,V}} \right)^{1,5} \cdot \frac{v_i}{v_1} \right]} \leq 1,0 \quad [-]$$

$$\psi_{ch,c,V} = \left(\frac{c_2}{c_{cr,V}} \right)^{0,5} \leq 1,0 \quad [-]$$

$$\psi_{ch,h,V} = \left(\frac{h}{h_{cr,V}} \right)^{0,5} \leq 1,0 \quad [-]$$

$\psi_{re,V} = 1,0$ Für ungerissenen Beton oder gerissenen Beton ohne Bewehrung

$\psi_{re,V} = 1,2$ Für gerissenen Beton mit Randbewehrung $d_s \geq 12 \text{ mm}$

$\psi_{re,V} = 1,4$ Für gerissenen Beton mit Randbewehrung oder engmaschiger Bügelbewehrung mit $a \leq 100 \text{ mm}$ und $a \leq 2 c_1$

k_{12} : $k_{cr,V}$ für gerissenen Beton;
 $k_{ucr,V}$ für ungerissenen Beton; [-]

c_1 : Randabstand [mm]

f_{ck} : Char. Zylinderdruckfestigkeit [N/mm²]

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Ankerschiene im bewehrten Beton wird der in [26] vorgeschlagene Ansatz mit den charakteristischen Rechenwerten wie folgt verwendet.

$$V_{Rk,2} = \frac{V_{Rk,c,re}}{\chi} + k \cdot V_{Rk,1} \leq V_{Rk,c,re,max} \quad (7.3)$$

$$V_{Rk,c,re} = V_{Rk,c,Haken} + V_{Rk,c,Verbund} \leq \sum_n A_s \cdot f_{yk} \quad (7.4)$$

Mit:

k: Mitwirkungsfaktor des Betons beim Betonkantenbruch

Hier: k=1,0

$V_{Rk,1}$: Bruchlast im unbewehrten Beton nach Gleichung (7.2)

$$V_{Rk,c,Haken} = \sum_{n1} \left(\psi_1 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{30} \right)^{0,1} \right) + \sum_{n2} \left(\psi_2 \cdot \psi_3 \cdot \psi_4 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{30} \right)^{0,1} \right)$$

ψ_1 : 0,67 [-]

Für die ersten diagonal geschnittenen Bügel;

Für Bügel direkt unter der Last;

Für orthogonal geschnittene Bügel zwischen zwei Lasten.

ψ_2 : 0,11 [-]

Für Bügel die nicht unter ψ_1 fallen

ψ_3 : $\left(\frac{d_{s,L}}{d_s} \right)^{2/3}$ [-]

d_s : Bügeldurchmesser [mm]

$d_{s,L}$: Durchmesser der Längsbewehrung [mm]

ψ_4 : $\left(\frac{l_i}{c_1} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{10}{d_s} \right)^{0,25}$ [-]

l_i : Verankerungslänge im Ausbruchkegel [mm]

A_s : Querschnittsfläche eines Bügels [mm²]

f_{yk} : Charakteristische Fließgrenze eines Bügels [N/mm²]

n: Anzahl der Bügel im angenommenen

Ausbruchkegel mit $l_i \geq l_{i,min}$

$V_{Rk,c,Verbund} = \sum_n (\pi \cdot d_s \cdot l_i \cdot f_{bk})$ [-]
[kN]

f_{bk} :	Charakteristische Verbundspannung nach [5]	[N/mm ²]
	$V_{Rk,c,re,max} = \alpha_{re} \cdot c^{-0,12} \cdot V_{Rk,1}$	[kN]
α_{re} :	4,2 für Profile $\geq 28/15$	[-]
	2,1 für Profile $\leq 28/15$	
c:	Randabstand	[mm]

7.2 Tragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene

Die Tragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene lässt sich nach den Lastfällen aus Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 unter Verwendung der charakteristischen plastischen Momente aus Tabelle 7.1 wie folgt ermitteln.

$$V_{Rk,str} = V_{Rk,ac} + V_{Rk,sm} \leq V_{Rk,s,Lasche} \quad (7.5)$$

Mit:

$V_{Rk,ac}$: Querkraftverstärkung der Ankerschiene nach Lastfall gemäß Tabelle 5.2 unter Verwendung der plastischen Momente aus Tabelle 7.1. [kN]

$V_{Rk,sm}$: Querkraftverstärkung des Verstärkungsmoduls gemäß Tabelle 5.3 unter Verwendung der plastischen Momente aus Tabelle 7.1 [kN]

$$M_{Rk,pl} = W_y \cdot f_{yk} \quad [N/mm]$$

$$V_{Rk,s,Lasche} = \sum_n a_{Lasche} \cdot b_{Lasche} \cdot f_{yk} = \sum_n A_{Lasche} \cdot f_{yk} \quad [N]$$

l_{str} : Ersatzlänge der durch die Verstärkungsmodule begrenzten Auflager im vereinfachten Modellansatz [mm]

a, b: Entfernung des Lasteinleitungspunkts von den Auflagern des vereinfachten Modells [mm]

n: Anzahl der Verstärkungslaschen [-]

$a_{Lasche} /$

b_{Lasche} : Dimensionen der Laschen des Verstärkungsmoduls [mm]

7.3 Gesamttragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene

Die Gesamttragfähigkeit der verstärkten Ankerschiene $V_{Rk,ges}$ lässt sich durch Addition der zuvor genannten Gleichungen wie folgt ermitteln.

$$V_{Rk,ges} = V_{Rk,1/2} + V_{Rk,str} \leq V_{Rk,s} \quad (7.6)$$

Mit:

$V_{Rk,1/2}$: Nach Gleichung (7.2) für Verankerungen im unbewehrten Beton oder (7.3) für Verankerungen im bewehrten Beton [kN]

$V_{Rk,str}$: Nach Gleichung (7.5). [kN]

$$V_{Rk,s} = n \cdot \alpha_s \cdot N_{rk,s} \quad [kN]$$

n : Anzahl der zur Belastung verwendeten Spezialschrauben

α_s : 0,6 für Kohlenstoffstahl mit einer Stahlgüte ≤ 8.8 nach [27]

0,5 für Kohlenstoffstahl mit einer Stahlgüte = 8.8 nach [27]

$$N_{rk,s} = A_s \cdot f_{uk}$$

A_s : Querschnitt der Spezialschraube

f_{uk} : Charakteristische Zugfestigkeit der Spezialschraube

7.4 Gebrauchstauglichkeit

Zusätzlich zur Bemessung der Tragfähigkeit der Ankerschienen wie sie nach Kapitel 7.1 bis 7.3 ermittelt wird, ist die Gebrauchstauglichkeit ein weiteres entscheidendes Kriterium.

Bei diesem Kriterium wird ein Grenzwert, in unserem Fall die Last bei einer maximalen Rissweite von 0,3 mm eingeführt. In Abbildung 7.1 sind die in

den Versuchen ermittelten Risslasten über die zulässigen Lasten dargestellt. Zu erkennen ist, dass die Risslasten der Versuche alle deutlich über den zulässigen Lasten liegen.

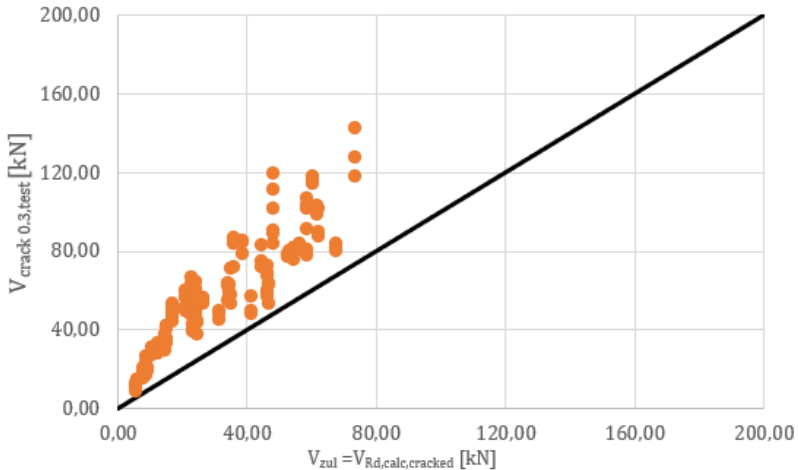


Abbildung 7.1: Risslast $V_{crack,0,3,test}$ im Vergleich zur zulässigen Last V_{zul} .

7.5 Grenzen des Berechnungsmodells

Die in den vorigen Kapiteln vorgestellten Berechnungsansätze sind nur für die folgenden Fälle validiert worden. Abweichungen von den hier untersuchten Erkenntnissen müssen durch zusätzliche Versuche oder numerische Berechnungen betrachtet werden:

- Die Gültigkeit der Verwendung der plastischen Momente der z-Achse konnte für die untersuchten C-Förmigen Profile validiert werden
- Die untersuchten Druckfestigkeiten lagen im Bereich von 25 bis 60 N/mm²

- Der minimale untersuchte Randabstand liegt bei $c_1 = 50$ mm, wobei denkbar ist, auch geringere Randabstände mit den untersuchten Verstärkungsmodulen abdecken zu können. Hierbei kann es dann allerdings nötig sein, Nachweise für einen möglichen Pry-Out, bzw. Spalten unter Zugbelastung zu führen.
- Die Versuche mit den nachträglich installierten Verstärkungsmodulen fand nur in zentrischer Lage zwischen den Modulen statt, eine Verstärkung mit z.B. nur einem Modul muss weiter untersucht werden.

7.6 Fazit

Abschließend wird folgendes Vorgehen zur Berechnung der Betonkantenbruchlast von verstärkten Ankerschienen in Randnähe vorgeschlagen:

- Die Tragfähigkeit der Ankerschiene im bewehrten und unbewehrten Beton kann Gleichung (7.2) und (7.3) berechnet werden. Hierbei wird die Annahme nach [24] für das Mittragen des Betons beim Versagen mit einem Vorfaktor k von 1,0 verwendet.
- Die Tragfähigkeit der verstärkten Ankerschienen $V_{Rk, str}$ kann, abhängig von der Lasteinleitungsposition und der Anzahl der Lasteinleitungspunkte nach Gleichungen (7.5) berechnet werden. Die zugehörigen Lastfälle können Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 entnommen werden. Bei Belastung über zwei Lasteinleitungspunkte wird $V_{Rk, sm}$ erst ab einem Abstand zu den Auflagern von $a \geq b_{ch}$ separat ermittelt. Davor wird davon ausgegangen, dass die Lasten durch die steife Ankerschiene direkt

in die Auflager eingeleitet werden und V_{sm} zu 0 gewählt werden kann.

- Abschließend kann die Gesamttragfähigkeit der Verstärkten Ankerschiene nach Gleichung (7.6) ermittelt werden. Hierbei muss die Querkzugstahltragfähigkeit der verwendeten Hammerkopfschrauben als limitierende Grenze gesehen werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Befestigungen mit Ankerschienen mit kleinen Randabständen versagen in der Regel durch Betonkantenbruch und liegen von ihren Lastniveaus weit unter den stahlseitig möglichen Versagenslasten. Mit den, durch diese kleinen Randabstände, geringen Einbindetiefen von speziellen Rückhängebewehrungen in den Betonausbruchkörper dürfen nach gängigen Normen keine verstärkenden Effekte dieser Rückhängebewehrungen angenommen werden, da diese als nicht effektiv angesehen werden. Somit existiert für Ankerschienen, welche in kleinen Randabständen betoniert werden, kein funktionierendes Bewehrungskonzept, welches normkonform angewendet werden kann.

In dieser Arbeit werden daher spezielle Verstärkungsmethoden für Ankerschienen untersucht, welche nicht von einer Einbindetiefe in den Ausbruchkörper abhängig sind. Da diese Verstärkungsmethoden von der Oberseite in die Ankerschienen eingreifen, findet die Rückleitung der angreifenden Lasten in den Beton direkt mit Beginn der Belastung statt. Daher muss nicht mehr notwendigerweise der Beton reißen, um diese Lasten auf z.B. Bewehrungselemente umzulagern. Diese Verstärkungselemente wurden im Rahmen dieser Arbeit entwickelt und ein Berechnungsansatz entwickelt, welcher die Versagenslasten der Versuche mit ausreichender Genauigkeit abbildet. Diese Arbeit gliedert sich in 8 Kapitel mit drei Anhängen.

In Kapitel 1 wird die Problemstellung sowie die verwendeten Untersuchungsmethoden erläutert. In Kapitel 2 wird auf den Stand der

Technik von Ankerschienenbefestigungen im bewehrten und unbewehrten Beton eingegangen. Dieser Stand der Technik wird im gleichen Kapitel um aktuelle Ergebnisse der Forschung erweitert, welche als Grundlage der Modifikation der aktuellen Modelle auf die in dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodelle verwendet wurden.

In Kapitel 3 wird das für die numerischen Untersuchungen verwendete Finite Elemente Programm Atena Science mit einer kurzen Vorstellung der hinterlegten Modellansätze vorgestellt. Im Anschluss werden die nach einem 2^3 -vollfaktoriellen Versuchspläne vorgestellt nach welchen insgesamt 62 numerische Modelle untersucht wurden. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen konnte die Effektivität der nachträglichen und geplant beigelegten Verstärkungselemente nachgewiesen werden. Es zeigte sich, dass die Effektivität der Verstärkungselemente mit zunehmendem Abstand zum Lasteinleitungspunkt, sowie mit einem zunehmenden Randabstand abnimmt. Für die nachträglich installierten Verstärkungsmodule konnte ein kritischer Abstand des Verstärkungsmoduls zur Lasteinleitung von 125 mm ermittelt werden, ab dem keine signifikanten Laststeigerungen verglichen zu den Referenzversuchen mehr erreicht werden konnten.

Basierend auf den Erkenntnissen der numerischen Untersuchungen werden in Kapitel 4 die experimentellen Versuche anhand von Tastversuchen und auf Modellbildungsversuchen vorgestellt. Zur Modellbildung wurden insgesamt 144 Versuche durchgeführt, welche zum einen über ihre jeweiligen Versagenslasten und zum anderen über ihre Lastniveaus zu speziellen mittleren Rissbreiten ausgewertet wurden. Die Versuche zeigten, dass für die nachträglich installierten Verstärkungsmodule im Mittel eine Steigerung der Versagenslast um den Faktor 2,95 verglichen zur Referenz

186

erreicht werden konnte. Bei den geplant beigelegten Verstärkungsmodulen konnte dieser Faktor ebenfalls erreicht werden, es zeigt sich allerdings, dass die Effektivität der Verstärkungsmodule mit steigenden Profilgrößen aufgrund der höheren Referenzlasten bis auf einen Faktor von ca. 2,0 absinkt. Die Modellbildungsversuche im bewehrten Beton zeigten, dass auch im nach Schmid definierten überbewehrten Bereich, in dem keine weitere Laststeigerung durch eine Steigerung des Bewehrungsgrades mehr erreicht werden kann, durch die Verwendung der Verstärkungsmodule die Versagenslast noch um mindestens 50 % erhöht werden konnte. Bei allen Versuchen zeigte sich, bezogen auf die Lastverteilung betrachtet über die Rissbreiten 0,2, 0,3 und 0,4 mm, eine deutliche Erhöhung der Lasten im Vergleich zu den unbewehrten und bewehrten Versuchen.

In Kapitel 5 wird ein auf den Erkenntnissen der numerischen und experimentellen Versuche basierender Berechnungsansatz entwickelt, welcher auf einer Grundtragfähigkeit der Ankerschienen aufbaut, welche auf den nach Potthoff und Schmid für den unbewehrten und bewehrten Beton basiert. Diese Grundtragfähigkeit wird im Anschluss um einen additiven Term der Verstärkungstragfähigkeit der jeweils verwendeten Verstärkungsmodule ergänzt, welche auf dem mechanischen Modell eines Balkens auf zwei Stützen unter Verwendung des jeweiligen plastischen Biegemoments der verwendeten Ankerschienenprofile basiert. Dieser Ansatz wird in Kapitel 6 mit den experimentellen und numerischen Versuchsergebnissen validiert. Aus diesen 210 Versuchsergebnissen konnte unter Verwendung des plastischen Biegemoments um die y-Achse ein mittlere Verhältniswert $V_{u,Versuch} / V_{u,Rechnung}$ von 1,02 mit einem Variationskoeffizienten $V = 17,01 \%$ erreicht werden, während für die Verwendung des in Belastungsrichtung liegenden plastischen Moments um

die z-Achse ein Mittelwert von 0,97 mit einem Variationskoeffizienten von 19,22 % erreicht werden konnte. Die Verwendung des plastischen Moments um die z-Achse wird für die mechanisch korrekte Betrachtung des Modells vorgeschlagen. Hierzu muss das plastische Moment allerdings um einen Faktor von 1,66 reduziert werden, um zufriedenstellende Ergebnisse zu liefern. Auf der sicheren Seite liegend und aus der Erkenntnis der in den jeweiligen ETAs vorhandenen Flächenträgheitsmomenten I_y kann daher auch das plastische Moment um die y-Achse verwendet werden.

In Kapitel 7 wird aus dem in Kapitel 6 validierten Berechnungsmodell das Bemessungsmodell für verstärkte Ankerschienen entwickelt. Hierzu wird aus dem validierten Modell die 5%-Quantile bestimmt und es wird ein Bemessungsmodell vorgeschlagen, welches auf den folgenden Schritten beruht.

1. Ermittlung der Tragfähigkeit der Ankerschiene $V_{Rk,1/2}$ im bewehrten und unbewehrten Beton.
2. Ermittlung der Tragfähigkeit des Verstärkungsmoduls $V_{Rk,str}$ nach Lastfall aus Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3
3. Addition der zuvor genannten Terme zur Ermittlung der Gesamttragfähigkeit der verstärkten Ankerschienen $V_{Rk,ges}$.

Ein Vergleich, der nach den zuvor genannten Gleichungen durchgeführten Berechnungen mit den während der Versuche aufgezeichneten Rissbreiten zeigt, dass unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes γ_M von 1,5 alle berechneten Werte unter der Last der Ankerschiene bei einer Rissbreite w von 0,3 mm liegen. Daher wird kein separater Nachweis für den GZG benötigt.

8.2 Ausblick

Bei den in dieser Arbeit untersuchten Belastungsfällen wurde immer von einer symmetrischen Verstärkung der Ankerschienen ausgegangen. Im Fall der nachträglichen Verstärkungsmodule wäre es jedoch auch denkbar, diese nur einseitig anzubringen. Bei Verwendung solcher Verstärkungsfälle müssen weitere Versuche eingeplant werden damit das Bemessungsmodell angepasst werden kann.

In dieser Arbeit wurden nur Ein- und Zweifachbefestigung parallel zum Rand untersucht, welche durch eine Querlast senkrecht zum Rand belastet wurden. Die Effektivität der Verstärkungsmodule, welche senkrecht zum Rand installiert wurden muss untersucht werden

Der in dieser Arbeit vorgeschlagene Bemessungsansatz geht von einer ausreichenden Tragfähigkeit der Befestigungsmittel zur Verankerung der nachträglichen Verstärkungsmodule, bzw. für die geplanten Verstärkungsmodule minimalen Betonüberdeckung von 30 mm aus. Bei allen Versuchen konnte ein Versagen dieser Befestigungsmittel bzw. Risse erst nach dem Versagen der Betonkante beobachtet werden. Werden in diesem Bereich jedoch Änderungen am Befestigungsmittel oder geringere Betonüberdeckungen angedacht, so kann eine zusätzliche Betrachtung der Verankerungstragfähigkeit nötig werden.

9 Literatur

- [1] A Promising Future of Aluminum Curtain Wall Technology, <https://www.glassonweb.com/news/promising-future-aluminum-curtain-wall-technology> [Zugriff am: 18.02.2021].
- [2] *Akcaoglu, E.M.*: Numerische Untersuchung des Einflusses einer Verstärkung von randnahen Ankerschienen mit angeschweißten Bewehrungsstäben. Stuttgart, Universität Stuttgart, Bachelorarbeit, 2020 / 2020.
- [3] *Barad, M.*: Design of Experiments (DOE)—A Valuable Multi-Purpose Methodology. *In: Applied Mathematics 05* (2014), Heft 14, S. 2120-2129. <https://doi.org/10.4236/am.2014.514206>.
- [4] *BauNetz*: Ankerschienen | Beton | Elementbau | Baunetz_Wissen. *BauNetz*, 2020, <https://www.baunetzwissen.de/beton/fachwissen/elementbau/ankerschienen-2295821> [Zugriff am: 09.10.2020].
- [5] *Beer, K.*: Bewehren nach DIN EN 1992-1-1 (EC2) – Tabellen und Beispiele für Bauzeichner und Konstrukteure. Springer Vieweg, Wiesbaden, 2014.
- [6] *Beuth Verlag; DAfStb*: Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. *Beuth Verlag; DAfStb*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 630, Beuth, Berlin, 2018.
- [7] *Bujnak, J.; Bahleda, F.; Farbak, M.*: Headed Fastenings Acting in Cooperation with Supplementary Steel Reinforcement. *In: Procedia Engineering 91* (2014), S. 250-255. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.12.055>.

- [8] *Casucci, D.; Grosser, P.; Schwenn, M. et al.*: Influence of edge reinforcement on the concrete breakout strength of anchor channels close to the edge of a concrete member. In: *ce/papers 3* (2019), Heft 2, S. 219-225. <https://doi.org/10.1002/cepa.992>.
- [9] *Červenka, J.; Procházková, Z.; Sajdlová Tereza*: Atena Program Documentation Part 4-2 – Tutorial for Program ATENA 3D, 2017, https://www.cervenka.cz/assets/files/aten-pdf/ATENA-Engineering-3D_Tutorial.pdf [Zugriff am: 26.02.2021].
- [10] *Červenka, J.; Pryl, D.*: ATENA Program Documentation Part 11 – Troubleshooting Manual, 2020, <https://www.cervenka.cz/assets/files/aten-pdf/ATENA-Troubleshooting.pdf> [Zugriff am: 26.02.2021].
- [11] *Červenka, J.*: Atena On-line Training, Online, 2020.
- [12] *Červenka, V.; Jendele, L.; Červenka, J.*: ATENA Program Documentation - Part 1 - Theory, 2020, https://www.cervenka.cz/assets/files/aten-pdf/ATENA_Theory.pdf [Zugriff am: 19.02.2021].
- [13] *DAfStb (Hrsg.)*: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen mit Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung unter Zug- und Querbelastung senkrecht zum Rand, Neues aus der Befestigungstechnik,, 2017.
- [14] *Deutsches Institut für Bautechnik*: European Technical Assessment ETA-18/0862 – fischer anchor Channel FES with fischer Channel Bolts FBC, 2019, https://www.dibt.de/pdf_storage/2019/ETA-18%210862%288.06.01-717%2118%29e.pdf [Zugriff am: 26.02.2021].
- [15] *Deutsches Institut für Normung*: DIN EN 1992-4, Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 4, Bemessung der Verankerung von

Befestigungen in Beton – = Eurocode 2 - design of concrete structures. Part 4, Design of fastenings for use in concrete. Deutsches Institut für Normung, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2019.

- [16] *Deutsches Institut für Normung*: DIN EN 1992-4/NA, Nationaler Anhang - national festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 4, Bemessung von Befestigungen in Beton – = National annex - nationally determined parameters - Eurocode 2: design of concrete structures. Part 4, Design of fastenings for use in concrete. Deutsches Institut für Normung, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2019.
- [17] *Deutsches Institut für Normung*: DIN EN 1992-1-2/A1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-2, Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall – = Eurocode 2: design of concrete structures. Part 1-2, General rules - Structural fire design. Deutsches Institut für Normung, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2019.
- [18] *Deutsches Institut für Normung*: DIN EN 1990, Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung – = Eurocode - basis of structural and geotechnical design. Deutsches Institut für Normung, Deutsche Norm, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2020.
- [19] *Deutschland, H.*: HAC Bewehrungsschiene für die Plattenoberseite - Ankerschienen – TCRS - Hilti Deutschland, 2021, https://www.hilti.de/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_CASTIN_ANCHOR_CHANNELS_7135/CLS_ANC_CHANNEL_TCRS/r9192007 [Zugriff am: 04.05.2021].

- [20] DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode_2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil_1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN_1992-1-1:2004_+ AC:2010.
- [21] *Eligehausen, R.; Mallée, R.*: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau, Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [22] *Eligehausen, R.*: Design of anchorages in concrete – Guide to good practice. International Federation for Structural Concrete, Bulletin / International Federation for Structural Concrete Guide to good practice no. 58, Internat. Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2011.
- [23] *Eligehausen, R.; Mallie, R.; Silva, J.F.*: Anchorage in Concrete Construction. Ernst Sohn, s.l., 2013.
- [24] *Eligehausen, R.; Sharma, A.; Asmus, J.*: Befestigungen mit Kopfbolzen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlast senkrecht zum Rand. Verbessertes analytisches Modell für die Berechnung des Widerstandes bei Versagen der Bauteilkante. *In: Der Prüflingenieur* (2016), Nr. 49, S.46-60.
- [25] *Eligehausen, R.; Asmus, J.; Sharma, A.*: Kopfbolzen-Befestigungen mit Rückhängebewehrung unter Zug- oder Querlasten senkrecht zum Rand. Neue Versuche erlauben ein wesentlich verbessertes Modell für die Berechnung des Tragverhaltens und die Bemessung. *In: Der Prüflingenieur* (2018), Nr. 52, S.54-67.
- [26] *EOTA*: eota-tr-047-design-of-anchor-channels-2018-03.
- [27] *European Organisation for technical assessment*: EAD 330008-02-0601: Anchor Channels, 2016, <https://www.eota.eu/download?file=/2015/15-33->

0720/ead%20for%20ojeu/ead%20330008-02-0601_ojeu2016_.pdf
[Zugriff am: 25.08.2021].

- [28] *Frank, A.*: Inhouse-Training: DoE - Design of Experiments. Schulungsunterlagen. fischerwerke GmbH & Co. Kg, Waldachtal.
- [29] *Grosser, P.; Eligehausen, R.; Ožbolt, J.*: 3 D FE Analysis of anchor channels and headed anchors under shear load close to the edge. *In*: UR - <https://www.semanticscholar.org/paper/3-D-FE-Analysis-of-anchor-channels-and-headed-under-Grosser-Eligehausen/03ef4c352c87b7b62d040734f8a0fa45fc65cc60> (2010).
- [30] *Güreş, S.*: Zum Tragverhalten von Ankerschienenbefestigungen unter nichtruhenden Beanspruchungen, Bochum, Univ., Diss., 2005.
- [31] *Hilti AG*: Technisches Handbuch der Befestigungstechnik für Hoch- und Ingenieurbau.
- [32] *Hofmann, J.*: Sicherheit im Bauwesen – von der Brücke bis zum Befestigungssystem. *In*: Bauingenieur 95 (2020), Heft 12, A 17-A 22. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-12-17>.
- [33] *Hofmann, J.E.*: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastung in ungerissenem Beton Ausgabe 2005.
- [34] ICC-ES AC232 – Acceptance criteria for anchor channels in concrete elements. Approved October 2019.
- [35] *Kindmann, R.; Fricke, J.*: Elastische und plastische Querschnittstragfähigkeit – Grundlagen, Methoden, Berechnungsverfahren, Beispiele. Ernst, Berlin, 2002.
- [36] *Kleppmann, W.*: Versuchsplanung – Produkte und Prozesse optimieren, Praxisreihe Qualitätswissen, Hanser, München, 2016.
- [37] *Kraus, J.*: Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter zentrischer Zugbelastung Ausgabe 2003.

- [38] *Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F. et al.*: Handbuch. I, Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton Ausgabe 2014.
- [39] *Lettow, S.*: Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße Ausgabe 2006.
- [40] *Mainz, J.*: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl – Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau ; 93,3.
- [41] *Montgomery, D.C.*: Design and analysis of experiments, 2017.
- [42] *Potthoff, M.*: Tragverhalten und Bemessung von Ankerschienen unter Querbelastung Ausgabe 2008.
- [43] *Ruopp, J.; Kuhlmann, U.*: Kopfbolzen in berandeten Bauteilen unter Zugbeanspruchung, Doktorandensymposium 2017,, Kaiserslautern, 2017.
- [44] *Saber, H.H.; Lacasse, M.A.*: High performance roofing and walls technologies: task 5, parametric study of curtain wall systems for selection of components and optimization of thermal performance Ausgabe 2016.
- [45] *Schenkel, M.*: Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung Ausgabe 1998.
- [46] *Schmid, K.*: Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen am Bauteilrand mit Rückhängebewehrung unter Querlasten rechtwinklig zum Rand, 2010.
- [47] *Schmidt, T.*: Tragverhalten von Ankerschienen unter Querlast in Schienenlängsrichtung Ausgabe 2017.
- [48] *Schneider, K.-J.; Goris, A.; Albert, A. (Hrsg.)*: Bautabellen für Ingenieure – Mit Berechnungshinweisen und Beispielen [; @ ; Download unter www.schneider-bautabellen.de ; EDV-Tools für den Konstr.

Ingenieurbau ; Stabwerksprogramm IQ 100 ; Fachinformationen.
Werner, Köln, 2012.

- [49] *Siebertz, K.; van Bebber, D.; Hochkirchen, T.:* Statistische
Versuchsplanung – Design of Experiments (DoE), VDI-Buch Ser,
Vieweg, Berlin, Heidelberg, 2017.
- [50] *Sohn, E.:* fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst Sohn, s.l.,
2013.
- [51] *Wohlfahrt, R.:* Tragverhalten von Ankerschienen ohne
Rückhängebewehrung. Zugl.: Stuttgart, Univ., Diss., 1996,
Mitteilungen / Institut für Werkstoffe im Bauwesen. Universität
Stuttgart Heft 1996,4, Inst. für Werkstoffe im Bauwesen der Univ,
Stuttgart, 1996.
- [52] *Zilch, K.; Zehetmaier, G.:* Bemessung im konstruktiven Betonbau –
Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2).
Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2010.

Anhang A: Versuchsmatrizen und Ergebnisse der Validierung der numerischen Versuche

A. Anhang A: Versuchsmatrizen und Ergebnisse der Validierung der numerischen Versuche

Tabelle A 1: Statistische Versuchsmatrix der Cast-In Variante mit einer Schienenlänge

$l = 150 \text{ mm}$.

Versuch	l_s	c_1	Profilgröße	f_{ck}
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]
DoE-CI-150-1	75	50	40/22	25
DoE-CI-150-2	75	75	40/22	25
DoE-CI-150-3	75	50	40/22	60
DoE-CI-150-4	75	75	40/22	60
DoE-CI-150-5	75	50	50/30	25
DoE-CI-150-6	75	50	50/30	25
DoE-CI-150-7	75	75	50/30	60
DoE-CI-150-8	75	75	50/30	60
DoE-CI-150-9	0	50	40/22	25
DoE-CI-150-10	0	75	40/22	25
DoE-CI-150-11	0	50	40/22	60
DoE-CI-150-12	0	75	40/22	60
DoE-CI-150-13	0	50	50/30	25
DoE-CI-150-14	0	75	50/30	25
DoE-CI-150-15	0	50	50/30	60
DoE-CI-150-16	0	75	50/30	60
DoE-CI-150-17	75	62,5	40/22	42,5
DoE-CI-150-18	75	62,5	50/30	42,5
DoE-CI-150-19	0	62,5	40/22	42,5
DoE-CI-150-20	0	62,5	50/30	42,5

Tabelle A 2: Statistische Versuchsmatrix der Cast-In Variante mit einer Schienenlänge
 $l = 300 \text{ mm}$.

Versuch	l_s	c_1	Profilgröße	f_{ck}
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm ²]
DoE-CI-300-1	125	50	40/22	25
DoE-CI-300-2	125	75	40/22	25
DoE-CI-300-3	125	50	40/22	60
DoE-CI-300-4	125	75	40/22	60
DoE-CI-300-5	125	50	50/30	25
DoE-CI-300-6	125	75	50/30	25
DoE-CI-300-7	125	50	50/30	60
DoE-CI-300-8	125	75	50/30	60
DoE-CI-300-9	0	50	40/22	25
DoE-CI-300-10	0	75	40/22	25
DoE-CI-300-11	0	50	40/22	60
DoE-CI-300-12	0	75	40/22	60
DoE-CI-300-13	0	50	50/30	25
DoE-CI-300-14	0	75	50/30	25
DoE-CI-300-15	0	50	50/30	60
DoE-CI-300-16	0	75	50/30	60
DoE-CI-300-17	125	62,5	40/22	42,5
DoE-CI-300-18	125	62,5	50/30	42,5
DoE-CI-300-19	0	62,5	40/22	42,5
DoE-CI-300-20	0	62,5	50/30	42,5

Anhang A: Versuchsmatrizen und Ergebnisse der Validierung der numerischen Versuche

Tabelle A 3: Validierungsergebnisse der numerischen Berechnungen der Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ mm mit geplant beigelegten Verstärkungsmodulen unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.

Versuch	l_{str}	LP	c_1	Profil	f_{ck}	$V_{u,num}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{rk,c,str,z}$	$V_{rk,c,str,y}$	$V_{u,num} / V_{rk,c,str,z}$	$V_{u,num} / V_{rk,c,str,y}$
[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	$[N/mm^2]$	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-CI-150-1	100	A	50	40/22	25	38,69	12,28	31,78	19,66	44,06	31,94	0,88	1,21
DoE-CI-150-2	100		75	40/22	25	49,06	20,94	31,78	19,66	52,72	40,60	0,93	1,21
DoE-CI-150-3	100		50	40/22	60	63,48	19,02	31,78	19,66	50,8	38,68	1,25	1,64
DoE-CI-150-4	100		75	40/22	60	64,50	32,44	31,78	19,66	62,80	52,10	1,03	1,24
DoE-CI-150-5	100		50	50/30	25	37,50	15,17	55,10	33,26	62,80	48,43	0,60	0,77
DoE-CI-150-6	100		50	50/30	25	48,90	25,47	55,10	33,26	62,80	58,73	0,78	0,83
DoE-CI-150-7	100		75	50/30	60	64,33	23,51	55,10	33,26	62,80	56,77	1,02	1,13
DoE-CI-150-8	100		75	50/30	60	69,31	39,46	55,10	33,26	62,80	62,80	1,10	1,10
DoE-CI-150-9	100	B	50	40/22	25	48,21	12,28	56,40	53,80	68,68	66,08	0,70	0,73
DoE-CI-150-10	100		75	40/22	25	55,64	20,94	56,40	53,80	77,34	74,74	0,72	0,74

Tabelle A 4: Fortsetzung von Tabelle A3.

Versuch	l_{str}	LP	c_1	Profil	f_{ck}	$V_{u,num}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{kum,ges,y}$	$\frac{V_{u,num}}{V_{um,ges,z}}$	$\frac{V_{u,num}}{V_{um,ges,y}}$
[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	$\frac{[N]}{[mm^2]}$	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-CI-150-11	100	B	50	40/22	60	81,00	19,02	56,40	53,80	75,42	72,82	1,07	1,11
DoE-CI-150-12	100		75	40/22	60	108,90	32,44	56,40	53,80	88,84	86,24	1,23	1,26
DoE-CI-150-13	100		50	50/30	25	52,10	15,17	56,40	56,40	71,57	71,57	0,73	0,73
DoE-CI-150-14	100		75	50/30	25	59,09	25,47	56,40	56,40	81,87	81,87	0,72	0,72
DoE-CI-150-15	100		50	50/30	60	92,40	23,51	56,40	56,40	79,91	79,91	1,16	1,16
DoE-CI-150-16	100		75	50/30	60	118,00	39,46	56,40	56,40	95,86	95,86	1,23	1,23
DoE-CI-150-17	100	A	62,5	40/22	42,5	61,93	21,44	31,78	19,66	53,22	41,10	1,16	1,51
DoE-CI-150-18	100		62,5	50/30	42,5	57,68	26,63	55,10	33,26	62,80	59,89	0,92	0,96
DoE-CI-150-19	100	B	62,5	40/22	42,5	77,30	21,44	56,40	53,80	77,84	75,24	0,99	1,03
DoE-CI-150-20	100		62,5	50/30	42,5	87,16	26,63	56,40	56,40	83,03	83,03	1,05	1,05

Anhang A: Versuchsmatrizen und Ergebnisse der Validierung der numerischen Versuche

Tabelle A 5: Validierungsergebnisse der numerischen Berechnungen der Ankerschienen mit einer Länge $l = 300$ mm mit geplant beigelegten Verstärkungsmodulen unter Verwendung der plastischen Momente um die z- und y-Achse.

Versuch	l_{str}	LP	c_1	Profil	f_{ck}	$V_{u,num}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,num} / V_{um,ges,y}$
[-]	[m]	[-]	[mm]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-CI-300-1	300	A	50	40/22	25	24,30	17,98	12,71	7,86	30,69	25,84	0,79	0,94
DoE-CI-300-2	300		75	40/22	25	33,52	28,94	12,71	7,86	41,65	36,80	0,80	0,91
DoE-CI-300-3	300		50	40/22	60	35,10	27,85	12,71	7,86	40,56	35,71	0,87	0,98
DoE-CI-300-4	300		75	40/22	60	47,45	44,13	12,71	7,86	56,84	51,99	0,83	0,91
DoE-CI-300-5	300		50	50/30	25	28,93	21,94	22,04	13,30	43,98	35,24	0,66	0,82
DoE-CI-300-6	300		50	50/30	25	39,39	34,17	22,04	13,30	56,21	47,47	0,70	0,83
DoE-CI-300-7	300		75	50/30	60	41,94	33,99	22,04	13,30	56,03	47,29	0,75	0,89
DoE-CI-300-8	300		75	50/30	60	49,50	52,93	22,04	13,30	62,80	62,80	0,79	0,79
DoE-CI-300-9	300	B	50	40/22	25	56,03	17,98	56,40	53,80	74,38	71,78	0,75	0,78
DoE-CI-300-10	300		75	40/22	25	65,97	28,94	56,40	53,80	85,34	82,74	0,77	0,80

Tabelle A 6: Fortsetzung von Tabelle A5.

Versuch	l_{str}	LP	c_1	Profil	f_{ck}	$V_{u,num}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$\frac{V_{u,num}}{V_{um,ges,z}}$	$\frac{V_{u,num}}{V_{um,ges,y}}$
[-]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	$\frac{[N]}{[mm^2]}$	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
DoE-CI-300-11	300	B	50	40/22	60	96,60	27,85	56,40	53,80	84,25	81,65	1,15	1,18
DoE-CI-300-12	300		75	40/22	60	114,10	44,13	56,40	53,80	100,53	97,93	1,13	1,17
DoE-CI-300-13	300		50	50/30	25	62,70	21,94	56,40	56,40	78,34	78,34	0,80	0,80
DoE-CI-300-14	300		75	50/30	25	68,67	34,17	56,40	56,40	90,57	90,57	0,76	0,76
DoE-CI-300-15	300		50	50/30	60	125,30	33,99	56,40	56,40	90,39	90,39	1,39	1,39
DoE-CI-300-16	300		75	50/30	60	135,80	52,93	56,40	56,40	109,33	109,33	1,24	1,24
DoE-CI-300-17	300	A	62,5	40/22	42,5	39,02	30,29	12,71	7,86	43,00	38,15	0,91	1,02
DoE-CI-300-18	300		62,5	50/30	42,5	42,70	37,04	22,04	13,30	59,08	50,34	0,72	0,85
DoE-CI-300-19	300	B	62,5	40/22	42,5	91,40	30,29	56,40	53,80	86,69	84,09	1,05	1,09
DoE-CI-300-20	300		62,5	50/30	42,5	100,00	37,04	56,40	56,40	93,44	93,44	1,07	1,07

B. Anhang B: Versuchskörper

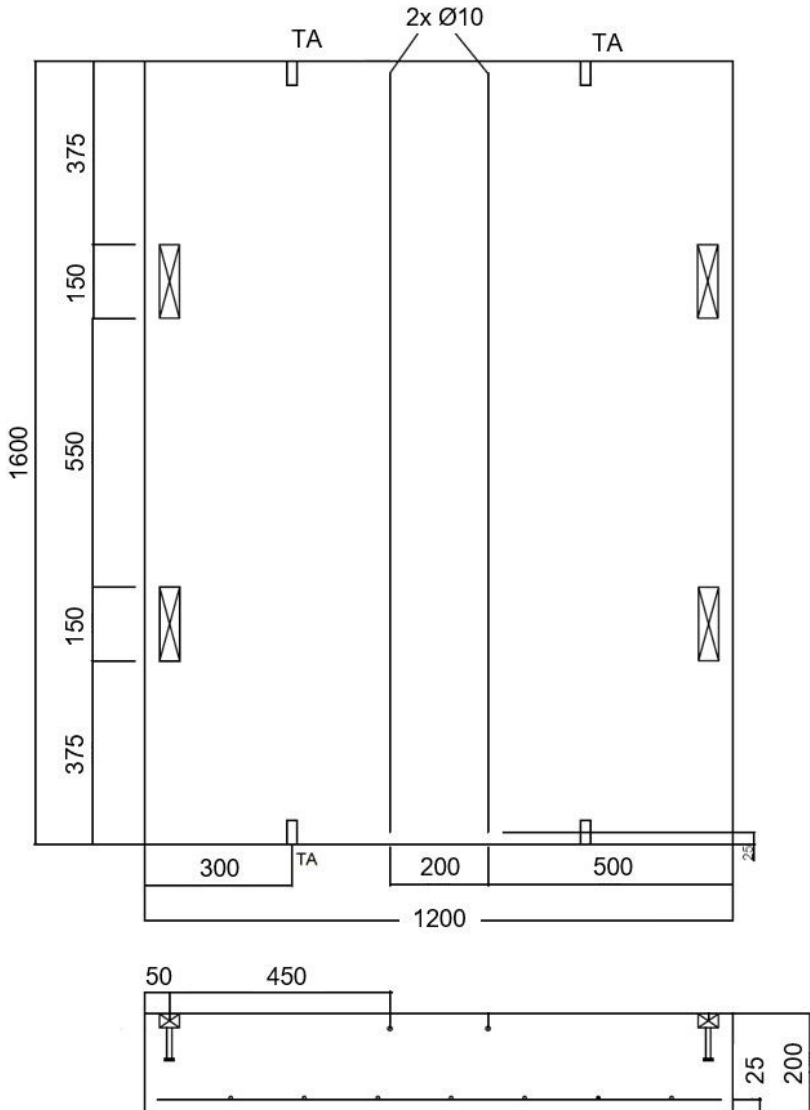


Abbildung B 1: Schematische Darstellung der Prüfkörper der Referenzversuche im Prüffeld des IWB Stuttgart bzw. auf der Schrägzuganlage im Prüffeld der fischerwerke GmbH & Co. KG.

Betonierrichtung

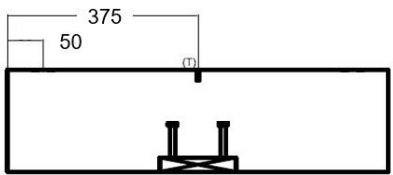
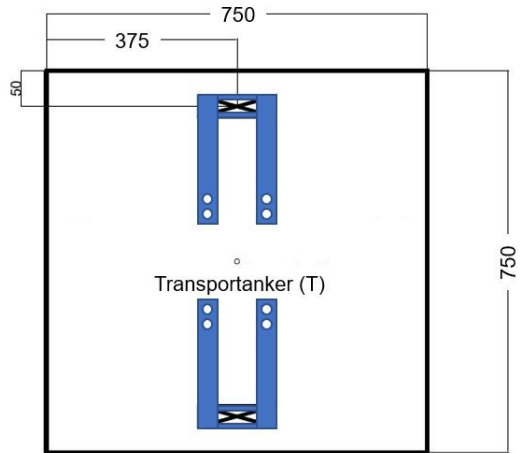
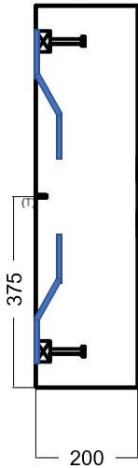


Abbildung B 2: Versuchskörper für die Seismic-Anlage im Prüffeld Tumlingen mit einseitiger Belegung von Ankerschienen

Anhang B: Versuchskörper

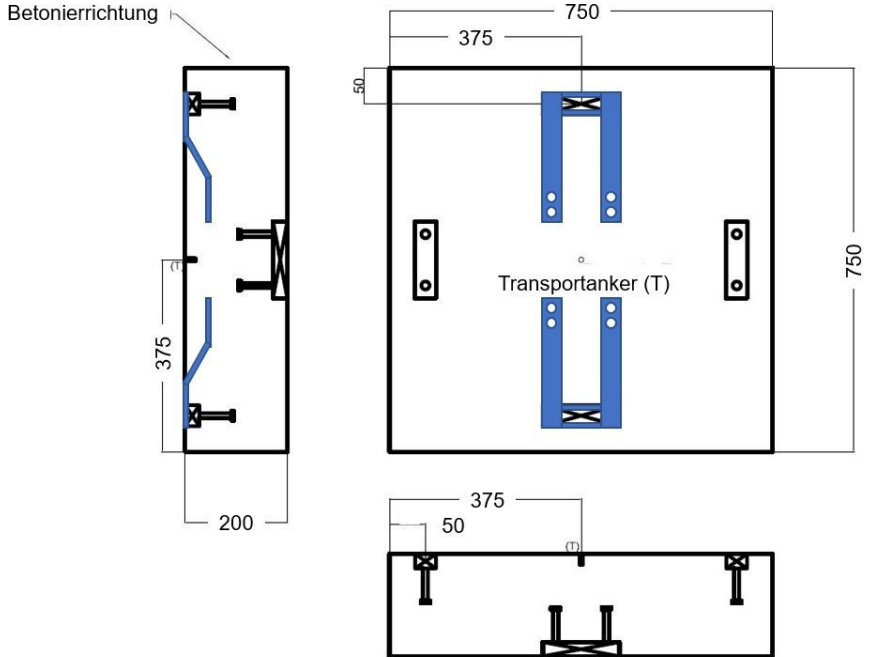


Abbildung B 3: Versuchskörper für die Seismic-Anlage im Prüffeld Tumlingen mit zweiseitiger Belegung der Ankerschiene.

C. Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche.

Tabelle C 1: Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ bzw. $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l_{str}	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$		
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		
R_40_22_150_c50_1	Nein	25	100	A	14,61	13,49	0,00	0,00	13,49		1,08	1,08		
R_40_22_150_c50_2					14,00						1,04	1,04		
R_40_22_150_c50_3					13,77						1,02	1,02		
R_40_22_150_c50_4				B	12,91	13,49					13,49		0,96	0,96
R_40_22_150_c50_5					14,75								1,09	1,09
R_40_22_150_c50_6					13,68								1,01	1,01
R_40_22_150_c50_7		60		A	28,24	20,59			20,59				1,37	1,37
R_40_22_150_c50_8					25,56								1,24	1,24
R_40_22_150_c50_9					26,42								1,28	1,28
R_40_22_150_c50_10				B	24,69	20,59					20,59		1,20	1,20
R_40_22_150_c50_11					28,46								1,38	1,38
R_40_22_150_c50_12					26,82								1,30	1,30
V_40_22_150_c50_1	Ja	25	A	53,04	12,60	60,48	50,77	62,80	62,80	0,84			0,84	

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 2: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ bzw. $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
V_40_22_150_c50_2	Ja	25	150	A	57,54	13,49	60,48	50,77	62,80	62,80	0,92	0,92
V_40_22_150_c50_3					56,04						0,89	0,92
V_40_22_150_c50_4				B	53,44	13,49	60,48	60,48	73,97	73,97	0,72	0,72
V_40_22_150_c50_5					62,2						0,84	0,84
V_40_22_150_c50_6				60,99	0,82	0,82						
V_40_22_150_c50_7				60	150	A	68,73	20,59	60,48	50,77	62,80	62,80
V_40_22_150_c50_8		75,28	1,20				1,20					
V_40_22_150_c50_9		76,28	1,21			1,21						
V_40_22_150_c50_10		B	90,06			20,59	60,48	60,48	81,07	81,07	1,11	1,11
V_40_22_150_c50_11			91,15								1,2	1,12
V_40_22_150_c50_12		82,79	1,02			1,02						
R_52_34_170_c100_1		Nein	25	170	A	30,57	34,87	0,00	0,00	34,87	34,87	0,88
R_52_34_170_c100_2	33,94					0,97						0,97
R_52_34_170_c100_3	32,81				0,98	0,98						
R_52_34_170_c100_4	B				33,64	34,87	34,87	0,95	0,95			

Tabelle C 3: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ bzw. $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$\frac{V_{u,test}}{V_{um,ges,z}}$	$\frac{V_{u,test}}{V_{um,ges,y}}$		
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		
R_52_34_170_c100_5	Nein	25	170	B	33,06	34,87	0,00	0,00	34,87		0,95	0,95		
R_52_34_170_c100_6					33,81						0,97	0,97		
R_52_34_170_c100_7				60	A	52,30	53,23	0,00	0,00	53,23		0,98	0,98	
R_52_34_170_c100_8						51,46						0,97	0,97	
R_52_34_170_c100_9		52,14			53,23	0,00	0,00	53,23		0,98	0,98			
R_52_34_170_c100_10		57,21								1,07	1,07			
R_52_34_170_c100_11		B		54,32	53,23			53,23		1,02	1,02			
R_52_34_170_c100_12				51,41						0,97	0,97			
V_52_34_170_c50_1		Ja		25	170	A	67,71	34,78	60,48	60,48	95,35	95,35	0,71	0,71
V_52_34_170_c50_2							70,11						0,74	0,74
V_52_34_170_c50_3							72,66						0,76	0,76
V_52_34_170_c50_4						B	81,74	34,78	60,48	60,48	95,35	95,35		0,86
V_52_34_170_c50_5	75,65		0,79				0,79							
V_52_34_170_c50_6	76,83		0,81				0,81							
V_52_34_170_c50_7	88,86		53,23	60,48			60,48							98,00

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 4: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 150$ bzw. $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
V_52_34_170_c50_8	Ja	60	170	A	99,8	53,23	60,48	60,48	98,00	98,00	1,02	1,02
V_52_34_170_c50_9					98,15						1,00	1,00
V_52_34_170_c50_10				B	111,13	53,23	60,48	60,48	119,09	119,09	0,98	0,98
V_52_34_170_c50_11					126,93						1,12	1,12
V_52_34_170_c50_12					117,8						1,04	1,04

Tabelle C 5: Versuchsergebnisse in leicht bewehrten Beton ($\emptyset 6$, s 150) mit verstärkten und unverstärkten 52/34 Ankerschienenprofilen mit einer Länge $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,2}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$		
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		
MB_52_34_170_c100_1	Nein	25	170	A	52,71	52,80	0,00	0,00	44,01		1,00	1,00		
MB_52_34_170_c100_2					48,95						0,93	0,93		
MB_52_34_170_c100_3					53,82						1,02	1,02		
MB_52_34_170_c100_4				B	61,74	62,69			62,69	0,98	0,98			
MB_52_34_170_c100_5					55,83					0,89	0,89			
MB_52_34_170_c100_6					59,08					0,94	0,94			
MB_52_34_170_c100_7	Ja	25	170	A	90,74	44,01	60,48	60,48	98,00	98,00	0,93	0,93		
MB_52_34_170_c100_8					95,11						0,97	0,97		
MB_52_34_170_c100_9					91,5						0,93	0,93		
MB_52_34_170_c100_10				B	126,30	63,75			60,48	60,48	123,17	123,17	0,78	0,78
MB_52_34_170_c100_11					141,34								1,15	1,15
MB_52_34_170_c100_12					138,96								1,13	1,13

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 6: Versuchsergebnisse in stark bewehrten Beton ($\emptyset 12$, s 50 mm,) mit verstärkten und unverstärkten 52/34 Ankerschienenprofilen mit einer Länge $l = 170$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,2}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$				
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]				
SB_52_34_170_c50_1	Nein	25	170	A	62,71	86,54	0,00	0,00	86,54		0,72	0,72				
SB_52_34_170_c50_2					90,28						1,04	1,04				
SB_52_34_170_c50_3					88,36						1,02	1,02				
SB_52_34_170_c50_4				B	82,62	86,54			86,54	0,95	0,95					
SB_52_34_170_c50_5					90,21					1,04	1,04					
SB_52_34_170_c50_6					80,46					0,93	0,93					
SB_52_34_170_c50_7	Ja			25	170	A	97,40	86,54	60,48	60,48	98,00	98,00	0,99	0,99		
SB_52_34_170_c50_8							92,53						0,94	0,94		
SB_52_34_170_c50_9							102,17						1,04	1,04		
SB_52_34_170_c50_10						B	147,63	86,54			60,48	60,48	142,94	142,94	1,00	1,00
SB_52_34_170_c50_11							190,34								1,29	1,29
SB_52_34_170_c50_12							167,20								1,14	1,14

Tabelle C 7: Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$	
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	
R_40_22_350_c50_1	Nein	25	350	A	19,84	16,46	0,00		16,46		1,21	1,21	
R_40_22_350_c50_2					19,57						1,19	1,19	
R_40_22_350_c50_3					17,23						1,05	1,05	
R_40_22_350_c50_4				B	22,85	21,11					21,11	1,08	1,08
R_40_22_350_c50_5					20,67							0,98	0,98
R_40_22_350_c50_6					18,38							0,87	0,87
R_40_22_350_c50_7		60			A	24,98			25,16	25,16	0,99	0,99	
R_40_22_350_c50_8						30,78					1,22	1,22	
R_40_22_350_c50_9						26,22					1,04	1,04	
R_40_22_350_c50_10					B	39,72			32,97		32,97	1,20	1,20
R_40_22_350_c50_11						39,25						1,19	1,19
R_40_22_350_c50_12						38,45						1,17	1,17
V_40_22_350_c50_1	Ja	25		A	46,48	16,46	47,32	33,85	62,80	50,31	0,74	0,92	
V_40_22_350_c50_2					48,04						0,76	0,95	
V_40_22_350_c50_3					46,40						0,74	0,92	

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 8: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$		
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		
V_40_22_350_c50_4	Ja	25	350	B	67,87	21,11	55,54	45,44	76,65	66,55	0,89	1,02		
V_40_22_350_c50_5					72,19						0,94	1,08		
V_40_22_350_c50_6					71,26						0,93	1,07		
V_40_22_350_c50_7		60		A	59,39	25,16	47,32	33,85	62,80	59,01	0,95	1,01		
V_40_22_350_c50_8					60,20						0,79	1,02		
V_40_22_350_c50_9					61,38						0,81	1,04		
V_40_22_350_c50_10		B		96,34	32,97	55,54	45,44	88,51	78,41	1,09	1,23			
V_40_22_350_c50_11				91,82						1,04	1,17			
V_40_22_350_c50_12				88,24						1,00	1,13			
R_52_34_350_c100_1		Nein		25		A	37,83	39,46	0,00		39,46	39,46	0,96	0,96
R_52_34_350_c100_2							40,85						1,04	1,04
R_52_34_350_c100_3							41,46						1,05	1,05
R_52_34_350_c100_4	B		38,90			40,06	40,06	40,06		0,97	0,97			
R_52_34_350_c100_5			45,85							1,14	1,14			
R_52_34_350_c100_6			47,99							1,20	1,20			

Tabelle C 9: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
R_52_34_350_c100_7	Nein	60	350	A	53,49	60,22	0,00		60,22		0,89	0,89
R_52_34_350_c100_8					55,21						0,92	0,92
R_52_34_350_c100_9					60,9						1,01	1,01
R_52_34_350_c100_10				B	69,63	61,14			61,14	1,14	1,14	
R_52_34_350_c100_11					64,34					1,05	1,05	
R_52_34_350_c100_12					70,96					1,16	1,16	
V_52_34_350_c100_1	Ja	25		A	71,48	39,46	90,72	45,44	98,00	84,90	0,73	0,84
V_52_34_350_c100_2					71,97						0,73	0,85
V_52_34_350_c100_3					79,21						0,81	0,93
V_52_34_350_c100_4				B	96,82	40,06	90,72	74,00	130,78	114,06	0,74	0,85
V_52_34_350_c100_5					99,84						0,76	0,88
V_52_34_350_c100_6					86,47						0,66	0,76
V_52_34_350_c100_7		60	A	92,2	60,22	90,72	77,07	98,00	98,00	0,94	0,94	
V_52_34_350_c100_8				93,29						0,95	0,95	
V_52_34_350_c100_9				89,34						0,91	0,91	

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 10: Fortsetzung der Versuchsergebnisse der Ankerschienen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,1}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
V_52_34_350_c100_10	Ja	60	350	B	124,52	61,14	90,72	74,00	151,86	135,14	0,82	0,92
V_52_34_350_c100_11					120,77						0,80	0,89
V_52_34_350_c100_12					123,73						0,81	0,92

Tabelle C 11: Versuchsergebnisse in leicht bewehrten Beton ($\emptyset 6$, s 150) mit verstärkten und unverstärkten 52/34 Ankerschienenprofilen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,2}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
MB_52_34_350_c100_1	Nein	25	350	A	67,86	78,20	0,00		78,20		0,87	0,87
MB_52_34_350_c100_2					74,24						0,95	0,95
MB_52_34_350_c100_3					75,68						0,97	0,97
MB_52_34_350_c100_4				B	77	84,94			84,94	0,91	0,91	
MB_52_34_350_c100_5					74,22					0,87	0,87	
MB_52_34_350_c100_6					77,53					0,91	0,91	
MB_52_34_350_c100_7	Ja	25	350	A	101,13	78,20	90,72	77,07	98,00	98,00	1,03	1,03
MB_52_34_350_c100_8					104,49						1,07	1,07
MB_52_34_350_c100_9					113,03						1,15	1,15
MB_52_34_350_c100_10				B	129,99	84,94	90,72	74,00	175,66	158,94	0,74	0,82
MB_52_34_350_c100_11					128,42						0,73	0,81
MB_52_34_350_c100_12					127,61						0,73	0,80

Anhang C: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Tabelle C 12: Versuchsergebnisse in stark bewehrten Beton ($\emptyset 12$, s 50 mm,) mit verstärkten und unverstärkten 52/34 Ankerschienenprofilen mit einer Länge $l = 350$ mm.

Versuchsname	Verstärkung	f_c	l	LP	$V_{u,test}$	$V_{um,2}$	$V_{str,z}$	$V_{str,y}$	$V_{um,ges,z}$	$V_{um,ges,y}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,z}$	$V_{u,test} / V_{um,ges,y}$		
[-]	[-]	[N/mm ²]	[mm]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]		
SB_52_34_350_c50_1	Nein	25	350	A	93,10	95,37	0,00		95,37		0,98	0,98		
SB_52_34_350_c50_2					84,56						0,89	0,89		
SB_52_34_350_c50_3					87,72						0,92	0,92		
SB_52_34_350_c50_4				108,33	96,81				96,81		1,12	1,12		
SB_52_34_350_c50_5				106,96							1,10	1,10		
SB_52_34_350_c50_6				109,18							1,13	1,13		
SB_52_34_350_c50_7	Ja			25	350	A	100,75	95,37	90,72	77,07	98,00	98,00	1,03	1,03
SB_52_34_350_c50_8							100,24		1,02	1,02				
SB_52_34_350_c50_9							112,89		1,15	1,15				
SB_52_34_350_c50_10						143,32	96,81		187,53		170,81		0,76	0,84
SB_52_34_350_c50_11						131,50							0,70	0,77
SB_52_34_350_c50_12						145,51							0,78	0,85