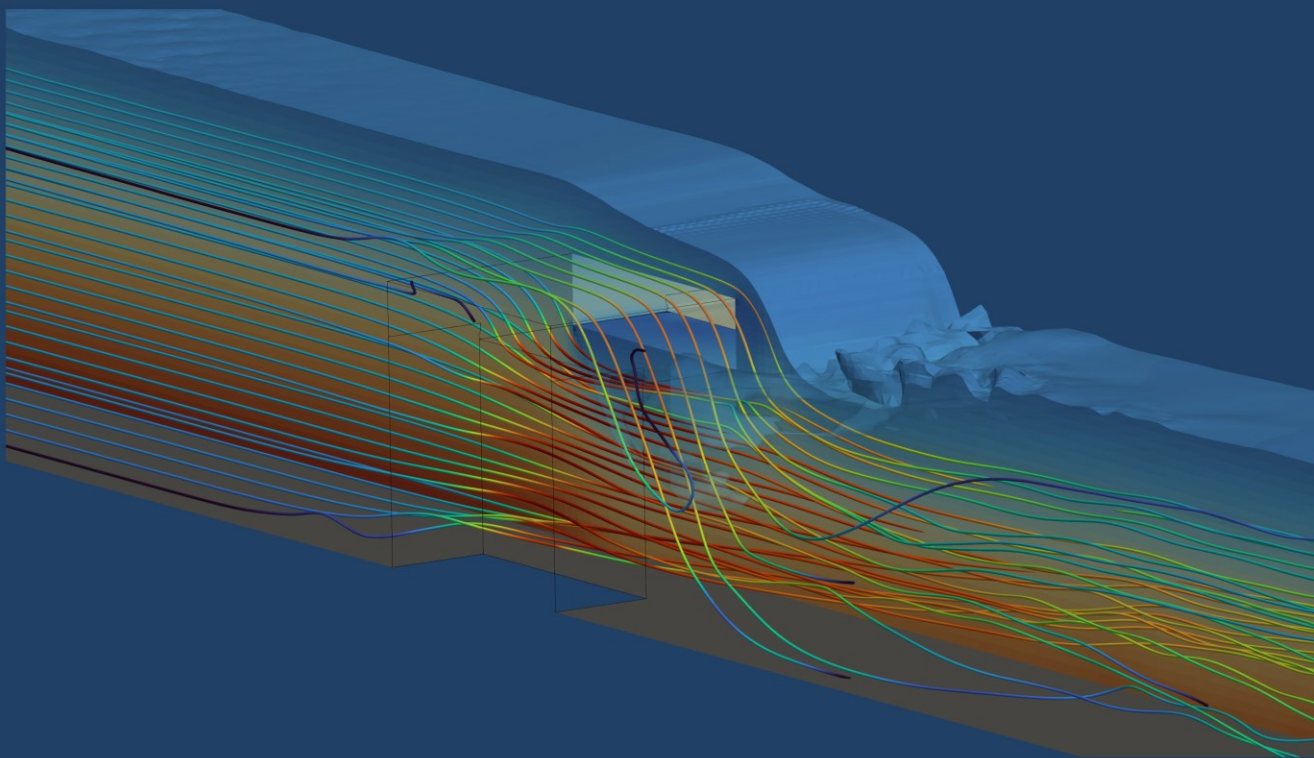


Nico Schrage

Hydraulische Leistungsfähigkeit von eingestauten und überströmten Brücken über Fließgewässer mit mildem Gefälle und kompaktem Querschnitt



WASSERBAU
River and Coastal Engineering

DOI: 10.15480/882.14129

TUHH
Hamburg
University of
Technology

Hydraulische Leistungsfähigkeit von eingestauten und überströmten Brücken über Fließgewässer mit mildem Gefälle und kompaktem Querschnitt

Nico Schrage

Hamburger Wasserbauschriften, Band 28

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle

Impressum

Institut für Wasserbau

Denickestraße 22

21073 Hamburg

Tel.: +49 (0)40 42878-3761

Fax.: +49 (0)40 4273-10199

E-Mail: wasserbau.office@tuhh.de

Lizenz:



Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Das Werk steht unter der Creative-Commons-Lizenz Namensnennung 4.0 International (CC BY 4.0, <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/legalcode.de>). Ausgenommen von der oben genannten Lizenz sind Teile, Abbildungen und sonstiges Drittmaterial, wenn anders gekennzeichnet.

Januar 2025

<https://doi.org/10.15480/882.14129>

<https://orcid.org/0000-0002-7121-6429>

**Hydraulische Leistungsfähigkeit
von eingestauten und überströmten Brücken über Fließgewässer
mit mildem Gefälle und kompaktem Querschnitt**

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation (Monografie)

von
Nico Schrage

aus
Hamburg

2025

Gutachter

Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle

Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Tag der mündlichen Prüfung: 24.10.2024

Vorwort

Das Versagen von Brücken über Fließgewässern resultiert vielfach durch den in der Bemessung von Brücken nicht vorgesehen Lastfall des Einstaus der Brücke bis zum Brückenüberbau und darüber hinaus. Aus diesem Lastfall resultieren Belastungen, die bei der konstruktiven Bemessung von Brücken im Allgemeinen nicht berücksichtigt werden. Zudem resultieren aus dem Einstau von Brücken durch den begrenzten Querschnitt sowie durch den erhöhten Fließwiderstand im Oberwasser höhere Wasserstände. Die Hydraulik im Nahfeld von Brücken ist insbesondere in den vorgenannten Fällen sehr komplex und nach dem derzeitigen Stand von Forschung und Technik nur durch eine große Anzahl von Fallunterscheidungen und auch nur näherungsweise zu lösen. Viele der unbekannten physikalischen Zusammenhänge werden der Einfachheit halber durch empirisch zu ermittelnde Koeffizienten nur mehr oder weniger korrekt berücksichtigt.

Hier setzt die Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Nico Schrage an, der es sich zum Ziel gesetzt hat, einen physikalisch in sich geschlossenen Ansatz zur Ermittlung der hydraulischen Verhältnisse an Brückenbauwerken auf der Grundlage der Impulsgleichung abzuleiten und diesen geschlossenen Ansatz dann auf der Grundlage eines hybriden Modellansatzes zu verifizieren. Dadurch gelingt es ihm, die Zahl der unbekannten Größen deutlich zu reduzieren. Bei praktischen Problemen sind gewöhnlich die Anschlussbedingungen der freien Strömung im Unterwasser der Brücken, die Abmessungen der Brücke und der Abfluss bekannt. Abhängig von diesen Größen liefert das von Herr Dr. Schrage entwickelte Verfahren anhand weniger punktueller Stützgrößen die Druck- und Geschwindigkeitsverteilungen auf den Brückenkörper, so dass die hydraulischen Energieverluste berechnet werden können und zudem die Belastungen auf die Brücke recht genau abgeschätzt werden können.

Herr Dr. Schrage hat eine äußerst detaillierte Dissertation zu den Grundlagen und zur Verifikation des von ihm entwickelten in sich geschlossenen Ansatz erarbeitet. Die Dissertation umfasst zudem eine umfassende Dokumentation der Modellergebnisse des hybriden Modellansatzes, der die Grundlage für die Verifikation seines Ansatzes bildet. Dadurch liefert die Arbeit die Grundlage für eine Vielzahl von weiteren Arbeiten zum Thema.

Ich freue mich, dass Herr Schrage seine Dissertationsschrift mit dem Titel „Hydraulische Leistungsfähigkeit von eingestauten und überströmten Brücken über Fließgewässer mit mildem Gefälle und kompaktem Querschnitt“ im 28. Band der Hamburger Wasserbauschriften veröffentlicht. Ich bin sicher, dass die Veröffentlichung auf großes Interesse trifft und wünsche den Leserinnen und Lesern viel Freude bei der Lektüre des Textes.

Hamburg, 04. Januar 2025

Peter Fröhle

Leiter des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg

Kurzfassung

Hochwasserereignisse wie die Flutkatastrophe im Juli 2021 verdeutlichen die singuläre Stauwirkung von Brücken, die bisweilen zu erheblichen Wasserspiegelanstiegen und lokalen Hochwasserverschärfungen führen kann. Insbesondere für Abflüsse, denen eine geringere Überschreitungswahrscheinlichkeit als das typische Dimensionierungsniveau HQ_{100} zugeordnet ist, führen zum Ein- und Überstau der Überbauten, für welche die hydraulische Wirkung nicht zuverlässig mit Hilfe eines einheitlichen Verfahrens und physikalisch basiert quantifiziert werden kann. Bisherige Arbeiten fokussieren einzeln laterale Einschnürungen oder die Strömung um Überbauten, ohne eine möglichst beiwertlose Formulierung der kombinierten hydraulischen Fragestellung von freiem Abfluss bis zum Überströmen einschließlich lateraler Einschnürung abzuleiten.

In dieser Arbeit wird eine einheitlich auf der Impulsgleichung basierende Formulierung aufgezeigt, für welche nur messbare Größen von Druck, Wasserstand und Fließgeschwindigkeit an den Rändern von Kontrollvolumen, nicht aber Größen interner Strömungsprozesse quantifiziert werden müssen. Die Untersuchung von neun Brückenmodellen variierenden Querschnitts und unter veränderlichen hydraulischen Bedingungen erfolgt hybrid im Labor und im CFD-Modell. Mit 2-dimensionalen Polynomfunktionen lassen sich mit dem hybriden Modell ermittelte Verteilungen der Randgrößen unter Zuhilfenahme einzelner Stützstellen approximieren und zu Rechengrößen mathematisch einfach integrieren. Das Verfahren eignet sich als Alternative zu Beiwert-basierten Verfahren für praktische hydraulische Berechnungen der Abflusskapazität oder eingebettete Submodelle in flächigen numerischen Strömungsmodellen, weil die Notwendigkeit einer bauwerksindividuellen und situationsabhängigen Parametrisierung reduziert ist.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	ix
Kurzfassung	xi
Inhaltsverzeichnis	xiii
Abbildungen	xvi
Tabellen	xix
Abkürzungen	xx
Formelzeichen	xxi
Indizes	xxiii
1 Einleitung	1
1.1 Planungsgrundsätze	2
1.2 Brücken im Hochwasserkontext	3
1.3 Hydraulische Fragestellung	3
1.4 Lösungsansatz und Gliederung der Untersuchung	5
2 Brücken über kleine Gewässer mit kompaktem Profil	9
2.1 Komponenten von Einfeldbrücken	9
2.1.1 Widerlager und Flügelwände	10
2.1.2 Überbau	11
2.1.3 Installationen	11
2.2 Definition geometrischer Größen einer Einfeldbrücke	12
2.3 Die hydraulische Wirkung einer Brücke auf die Wasserspiegellage	13
2.3.1 Spiegellinie der Umgebungsbedingungen	13
2.3.2 Entwicklung der Wasserspiegellage unter Brückeneinfluss	14
2.3.3 Einschnürung und Abflusskontrolle	16
2.3.4 Begriffsdefinition zur Stauwirkung und Schnittführungen	18
2.4 Strömungsmuster und Ursachen der hydraulischen Verluste	19
2.5 Dimensionslose Kennwerte	23
3 Bestimmung der Wasserspiegellage unter verschiedenen Abflussbedingungen	29
3.1 Hydraulische Widerstandskraft und Verlusthöhe	29
3.2 Klassifizierung von Berechnungsmethoden für die Brückenhydraulik	30
3.3 Abflusssituationen im Nahfeld von Brücken	31
3.4 Frühe Untersuchungen zur Brückenhydraulik	33
3.5 Berechnungsmethoden für seitliche Einschnürungen	35
3.5.1 Die "Contracted Opening Method" des USGS	35
3.5.2 Energie-Gleichgewichtsmethode (FHWA I)	38
3.5.3 Die WSPRO-Methode (FHWA II)	40
3.5.4 Impulsbilanz (HEC-RAS-Methode) und Anpassungen	41
3.5.5 Kontraktions-, Abfluss- und Widerstandsbeiwert	41
3.6 Durchfluss unter eingestauten Brücken	43
3.6.1 Anpassungen der USGS-Methode für den Brückeneinstau	43
3.6.2 FHWA-Methode für den Brückeneinstau	44
3.6.3 Freier und überstauter Schützabfluss	45
3.7 Analogie zum breitkronigen Wehrüberfall bei Überstau	47
3.8 Eingetauchte Brücke	48

4	Brückenhydraulik auf Basis der Impulsbilanz.....	51
4.1	Hydraulische Grundgleichung der Impulserhaltung	52
4.2	Das betrachtete Kontrollvolumen.....	53
4.2.1	Längsausdehnung.....	54
4.2.2	Querausdehnung und betrachtete Querschnitte	54
4.3	Die verwendete Impulsbilanz in der Hydraulik.....	55
4.3.1	Vektorielle Betrachtung der Impulsgleichung.....	56
4.3.2	Stützkraftsatz und Kräfte auf das Kontrollvolumen	57
4.3.3	Nicht-hydrostatische Druck- und ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilungen	57
4.3.4	Die Abhängigkeit der Stützkraft von der Froude-Zahl.....	58
4.3.5	Kräfte auf die strömungsgeschlossenen Ränder	59
4.4	Druckverläufe und Stromlinienkrümmung	59
4.4.1	Die vertikale Approximation nicht-linearer Druckverläufe	60
4.4.2	Horizontal nicht-linearer Druckverlauf.....	63
4.4.3	2-dimensional nicht-linearer Druckverlauf und resultierende Druckkraft	64
4.5	Extremalprinzip und Grenzstützkraft	67
4.6	Abflusssituationen	68
4.6.1	Fall 1a – Freier Abfluss.....	68
4.6.2	Fall 2a – Einstau der Brückenplatte mit freiem Abfluss	70
4.6.3	Fall 3a – Überfall über die Brückenplatte mit freiem Abfluss.....	72
4.6.4	Fälle 2b und 3b - Einstau der Brücke durch das Unterwasser	75
4.6.5	Fall 3c – Überfall mit Überstau der Brückenplatte im Unterwasser	77
4.7	Ziele und Anforderungen an das Untersuchungsprogramm	78
5	Hybrides Untersuchungsmodell	81
5.1	Konzeptbeschreibung.....	82
5.1.1	Durchfluss	82
5.1.2	Wasserstände	82
5.1.3	Fließgeschwindigkeiten.....	83
5.1.4	Erfassung der Drücke	83
5.2	Versuchsrinne und Messeinrichtungen.....	83
5.2.1	Steuerung der hydraulischen Bedingungen	84
5.2.2	Messungen des Wasserstands	85
5.2.3	Fließgeschwindigkeitsmessungen	86
5.2.4	Druckmessungen	87
5.2.5	Traverse und Steuerung	88
5.3	Konzeptionierung der Versuchsserie	89
5.3.1	Einflussgrößen.....	90
5.3.2	Zielgrößen.....	92
5.3.3	Dimensionsanalyse	93
5.4	Laborversuche	94
5.4.1	Modellkonfiguration.....	95
5.4.2	Steuerung der Rinne.....	96
5.4.3	Messfehler und Repräsentativität der Messwerte	96
5.4.4	Messwertnahme	97
5.5	3-dimensionales numerisches Strömungsmodell.....	100
5.5.1	Zeitliche Mittelung der Strömungsgleichungen	100
5.5.2	Turbulenzmodellierung.....	102
5.5.3	Strömung mit freier Oberfläche	104
5.5.4	Finite Volumen und Lösungsverfahren	105
5.5.5	Gitterauflösung und Lösungskonvergenz	105
5.5.6	Randwerte	106
5.6	Versuchsdurchführung, Messwertanalyse und Kopplung mit der Numerik	107

5.7	Validität des hybriden Untersuchungsmodells	109
5.7.1	Sohldrücke	110
5.7.2	Wasserstände	113
5.7.3	Fließgeschwindigkeiten.....	117
5.8	Bewertung des hybriden Modellkonzeptes	119
6	Kräfte auf die Kontrollvolumen	123
6.1	Verfügbare Datengrundlage	123
6.2	Deskriptive Auswertung der Druckbilder	124
6.2.1	Druckverläufe im Oberwasser ohne Überfall.....	124
6.2.2	Druckverläufe im Oberwasser mit Überfall	127
6.2.3	Druckverläufe im Unterwasser	129
6.3	Geschwindigkeitsverteilungen	131
6.4	Prüfung der Auswertung der Impulsbilanzen im CFD-Modell.....	132
6.5	Rekonstruktion der Druckverteilungen	134
6.5.1	Relevante Druckkenngrößen.....	134
6.5.2	Auswahl der Approximationsgrade.....	135
6.5.3	Qualitative Bewertung der Druckverläufe gegenüber Beobachtungen	137
6.6	Druckkräfte auf das Brückenbauwerk im Oberwasser	138
6.7	Stützkkräfte in den offenen Fließquerschnitten	140
6.7.1	Druckverteilung in der Brückenöffnung	140
6.7.2	Überfallstrahl und Grenzstützkraft	141
6.7.3	Dynamischer Anteil: Impulsstrom	142
6.8	Zusammenfassung zum Berechnungsverfahren und Druckkennwerte.....	142
7	Zusammenfassung, Fazit und Ausblick	145
7.1	Zusammenfassung.....	145
7.2	Fazit	146
7.3	Ausblick.....	147
	Schrifttum.....	151
Anhang 1	Druckverteilung bei Einstau (Modell und Approximation)	161
Anhang 2	Druckverteilung bei Überfall (Modell / Approximation).....	245
Anhang 3	Längsschnitte der Sohldrücke aus Messung und Simulation im Vergleich	387
Anhang 4	Längsschnitte der Wasserstände aus Messung und Simulation im Vergleich ..	407
Anhang 5	Gemessene und simulierte Fließgeschwindigkeitsverläufe über die Tiefe bei $x = 3230$ mm im Vergleich	427
Anhang 6	Die Spiegelliniengleichung und kritische Anmerkung.....	483

Abbildungen

Abb. 2-1	Bestandteile einer Einfeldbrücke mit Markierung der hydraulisch wirksamen Struktur (angepasst nach Empelmann und Girmscheid (2016) und ergänzt).....	10
Abb. 2-2	Geometrische Größen und Koordinatensystem an einer schematisierten Brücke	12
Abb. 2-3	Qualitative Spiegellinien bei mildem Gefälle nach Chow (1988)	13
Abb. 2-4	Entwicklung der Wasserspiegellage unter Brückeneinfluss (abstrakt) im Vergleich zu verschiedenen Referenzsituationen: (a) Normalwassertiefe M_0 , (b) Stauwasserspiegellinie M_1 und (c) beschleunigte Wasserspiegellinie M_2	15
Abb. 2-5	Längsschnitt zur Definition von Begriffen in der Brückenhydraulik und der Schnittführung für diese Arbeit.....	19
Abb. 2.6	Wirbelzonen bei einer unter Freispiegelbedingungen durchflossenen Brücke in der Draufsicht nach Kindsvater und Carter (1955) und Hamill (1999)	20
Abb. 2-7	Qualitative Darstellung der Wirbelzonen und Ablösungen (Strommäntel) bei Unterströmung für (a) verschiedene Anström- und Rückstausituationen bei einer Plattenbalkenbrücke (angepasst nach Lin et al., 2012) und (b) eine Anströmsituation einer Plattenbrücke (angepasst nach Arslan et al.).....	21
Abb. 2-8	Rückströmungszonen bzw. Wirbel und Ablösungen (Strommäntel) bei (a) breitkronigem Wehrüberfall (in Anlehnung an Zachoval & Roušar, 2015) und (b) gleichzeitiger Über- und Unterströmung eines Brückenüberbaus (in Anlehnung an Malavasi & Blois, 2007)	22
Abb. 2-9	Wirbelzonen bei gleichzeitiger Unter- und Überströmung in Anlehnung an Kara et al. (2015)	23
Abb. 3-1	Zusammenstellung verschiedener Abflusszustände aus dem Schrifttum unter strömenden Referenzbedingungen (angepasst nach BWK, 2009 (2009), Hamill (1999) und Benn et al. (2004))	33
Abb. 3-2	Abflussbeiwert C_D für Durchlassgleichung als Funktion des Öffnungsgrades für zwei Widerlagertypen, Datenpunkte nach Liu et al. (1957)	45
Abb. 3-3	Abflussbeiwert C_D für allgemeine Schützgleichung als Funktion des Öffnungsgrades nach Bradley (1978), Datenpkt. nach Liu et al. (1957).....	45
Abb. 4-1	Betrachtete Kontrollvolumen für die Verwendung der Impulsbilanz im Bereich einer abstrahierten Brücke	54
Abb. 4-2	Betrachtete Teile von Gerinnequerschnitten (a) eingedeichtes / eingedämmtes Gerinne, (b) Hauptgerinne eines gegliederten Gerinnes	55
Abb. 4-3	Definitionsskizze einer gekrümmten Stromlinie zur Ableitung der Druckverhältnisse mit der radialen Druckgleichung (angepasst nach Press & Schröder, 1966).....	60
Abb. 4-4	Beispieldruckverläufe mit (a) Fall I Druckzuwachs bei nach unten mit der Gravitation gestauchter Strömung und (b) Druckabnahme mit nach oben beschleunigter Strömung.....	61
Abb. 4-5	Approximierter Druckverlauf mit $n=2$, $n=4$, $n=8$ und $n=16$ für (a) Beispiel-Fall I ($f_t=0$ und $f_s=1,2$) und (b) Fall II ($f_t=0$ und $f_s=0,8$).....	63
Abb. 4-6	Kontrollvolumen und Kräfte Fall 1a – Freispiegelströmung.....	69
Abb. 4-7	Kontrollvolumen und Kräfte Fall 2a – Einstau mit freiem Abfluss.....	71
Abb. 4-8	Kontrollvolumen und Kräfte Fall 3a – Breitkroniger Überfall mit freiem Abfluss	73
Abb. 4-9	Fall 2b – Kontrollvolumen und Kräfte für Einstau im OW und UW durch Rückstau....	75

Abb. 4-10	Fall 3b – Kontrollvolumen und Kräfte für breitkronigen Wehrüberfall im OW und Einstau im UW durch Rückstau.....	76
Abb. 4-11	Fall 3c – Kontrollvolumen und Kräfte bei Überströmen durch Rückstau aus dem UW	77
Abb. 5-1	Abstrahierter Rechteckquerschnitt aus dem Hauptgerinne eines kompakten Gewässerquerschnitts	81
Abb. 5-2	Laborrinne mit Einrichtungen im kleinen Wasserbaulabor des Instituts für Wasserbau am Campus der TU Hamburg	84
Abb. 5-3	Indirekte Messungen der Wasserspiegellage mit dem nach unten gerichteten Ultraschallsensor	85
Abb. 5-4	Messprinzip des Nortek Vectrino Profiler mit einem Messvolumenhöhe von 30 mm bei bis zu 30 Zellen (angepasst aus Nortek AS, 2013).....	87
Abb. 5-5	Traverse mit asymmetrischer Montage an der Decke und beweglichen Elementen	89
Abb. 5-6	Neun Brückenmodelle (B1 bis B11) mit Variation der Öffnungshöhe und Öffnungsbreite; Brücken konstruiert aus Kunststoffmodulen mit einer Dicke von 25 mm	95
Abb. 5-7	Messpositionen im Grundriss (a) für die Messungen der Wasserspiegellage (rot: alle Messpositionen; schwarz: reduzierte Messpositionen) und (b) des Sohldrucks	99
Abb. 5-8	Berechnungsgitter mit Verfeinerungsstufen (a) Gitter mit diskretisierter Brücke (hier B01); (b) mit entwickeltem Wasserkörper für Versuche B01_N08_Q058	107
Abb. 5-9	Ablauf der Bearbeitung und Auswertung des hybriden Modells mit manuellen und automatisierten Auswertungsschritten (B: Brückenmodell, N: Nadelanzahl, Q: Durchfluss).....	108
Abb. 5-10	Hybride Modelluntersuchung (hier: B01_N14_Q058), links: Labormodell (Achtung: lichtbrechungsbedingte Verzerrungen unter der Wasserspiegeloberfläche), rechts: CFD-Modell in perspektivischer Ansicht und Einfärbung nach Fließgeschwindigkeiten	110
Abb. 5-11	Vergleich der Sohldrücke aus Messung (obs) und Simulation (sim) für die Serie B05_N12; Brückenachse bei x = 3380 mm	111
Abb. 5-12	Vergleich des Sohldrucks aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den sechs Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (n=437, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6)	112
Abb. 5-12	(Fortsetzung) Vergleich des Sohldrucks aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den sechs Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (n=437, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6).....	113
Abb. 5-13	Vergleich der Wasserspiegellagen aus Messung (obs) und Simulation (sim) für die Serie B06_N16; Brückenachse bei x = 3380 mm	114
Abb. 5-15	(Fortsetzung) Vergleich der Wasserspiegellagen aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (N ca. 450 bzw. direkt an der Brücke nur Versuche mit Überströmung N ca. 450, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6).....	116
Abb. 5-16	Vergleich der Fließgeschwindigkeiten aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für den Versuch B01_N08_Q120 an vier Messpositionen bei x = 3230 mm (Festlegung x in der Grafik ist relativ zur Brücken-Vorderseite bei x = 3280 mm zu verstehen).....	118
Abb. 5-17	Vergleich der Fließgeschwindigkeiten aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für den Versuch B01_N18_Q100 an vier Messpositionen bei x = 3230 mm	

	(Festlegung x in der Grafik ist relativ zur Brücken-Vorderseite bei $x = 3280$ mm zu verstehen)	118
Abb. 6-1	Beobachtete Druckverteilungen geringer vertikaler und lateraler Kontraktion und höherem Rückstau (Brücke B11, N18, $Q = 97 \text{ m}^3/\text{h}$)	125
Abb. 6-2	Beobachtete Druckverteilungen geringer vertikaler und lateraler Kontraktion und geringerem Rückstau (Brücke B11, N12, $Q = 127 \text{ m}^3/\text{h}$)	125
Abb. 6-3	Beobachtete Druckverteilungen hoher vertikaler und lateraler Kontraktion und relativ geringem Rückstau (Brücke B05, N08, $Q = 45 \text{ m}^3/\text{h}$)	126
Abb. 6-4	Beobachtete Druckverteilungen mittlerer vertikaler und hoher lateraler Kontraktion und geringem Rückstau (Brücke B01, N06, $Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}$)	128
Abb. 6-5	Beobachtete Druckverteilungen mittlerer vertikaler und hoher lateraler Kontraktion und höherem Rückstau (Brücke B01, N20, $Q = 70 \text{ m}^3/\text{h}$)	129
Abb. 6-6	Druckverläufe im UW bei Überstau für die Fälle (a) B01_N20_Q080, (b) B01_N12_Q080, (c) B01_N06_Q090, (d) B01_N06_Q080	130
Abb. 6-7	Verteilung der Impulsstrombeiwerte β für die Schnitte 2a,U bei getrennt nach Einstau und Überfallsituationen sowie informativ für Schnitt 2a,O für Überfallsituationen	132
Abb. 6-8	Vergleich der beobachteten Stützkkräfte im Oberwasser (2a) und Unterwasser (2c) der (links) Brückenöffnung und (rechts) Überfallstrahl	133
Abb. 6-9	Validierung der Impulsbilanzen für die Kontrollvolumen KV_1 im OW und KV_2 im UW anhand des Vergleichs der in Hauptströmungsrichtung wirkenden Stützkkräfte	134
Abb. 6-10	Druckverteilungen Versuch B01 N06 und $Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}$ mit (a) $n=m=2$, (b) $n=m=4$, (c) $n=m=8$ und (d) $n=m=16$	136
Abb. 6-11	Approximation des gemessenen Drucks in den Schnitten 2a (Oberwasser) und 2c (Unterwasser) gegenüber den Beobachtungen, Brücke B01, $Q = 69 \text{ l/h}$, 6 Nadeln... ..	138
Abb. 6-12	Vergleich der beobachteten Druckkräfte auf die Widerlager mit den approximierten Druckkräften berechnet unter Verwendung (links) eines Approximationspolynoms $p_{2a,WL}(f_b, f_t, r, h_1)$ und (rechts) des hydrostatischen Druckansatzes	139
Abb. 6-13	Vergleich der beobachteten Druckkräfte auf den Brückenüberbau und den approximierten Kräften auf Basis der hydrostatischen Druckverteilung	140
Abb. 6-14	Vergleich der beobachteten Druckkräfte in der Öffnung, berechnet unter (links) Verwendung eines Approximationspolynoms $p_{2a,U}(f_b, f_t, r, h_1)$ und (rechts) Verwendung des hydrostatischen Druckansatzes	141
Abb. 6-15	Vergleich der beobachteten Stützkkräfte über dem Brückenüberbau aus allen Modellversuchen mit Überströmung und der Grenzstützkraft	142

Tabellen

Tab. 4-1	Mögliche Abflusssituation an einer Brücke infolge der Kombinationen von Ober- und Unterwasserständen.....	68
Tab. 5-1	Geometrische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken.....	90
Tab. 5-2	Hydraulische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken.....	91
Tab. 5-3	Physikalische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken	92
Tab. 5-4	Versuchsprogramm, Identifikation: Brücke, Nadel-Anzahl am Wehr, Abfluss, Messungsstatus (obs) zu h (Wasserstand), p (Sohldrücke), v (Geschwindigkeiten)	98
Tab. 5-4	(Fortsetzung) Versuchsprogram: Identifikation: Brücke, Nadel-Anzahl am Wehr, Abfluss, Messungsstatus (obs) zu h (Wasserstand), p (Sohldrücke), v (Geschwindigkeiten)	99
Tab. 6-1	Zusammenstellung der resultierenden horizontalen Druckkräfte in Hauptströmungsrichtung für Versuch B01_N06_Q120: Beobachtung und Approximation für vier Approximationsdimensionen	137

Abkürzungen

2-d HN	2-dimensionales, hydrodynamisch-numerisches (Strömungsmodell)
AEP	Jährliche Überschreibungswahrscheinlichkeit (Annual Exceedance Probability)
CFD	Comuptational Fluid Dynamics
FHWA	Federal Highway Administration des U. S. Department of Transportation
Fr	Froude-Zahl
HQ _x	Hochwasser mit indizierter Jährlichkeit
KOK	Konstruktionsoberkante einer Brücke ohne Berücksichtigung der Geländer
KUK	Konstruktionsunterkante einer Brücke
KV	Kontrollvolumen
LWG	Landeswassergesetz
MQ	Mittelwasser
obs	Beobachtungen/ aus Beobachtungen kommend
OW	Oberwasser
PIV	Particle Image Velocimetry
Re	Reynolds-Zahl
sim	Simulation/ aus Simulationen kommend
USGS	United States Geological Survey
UW	Unterwasser
VC	Vena Contracta
VoF	Volume of Fluid Methode
VTk	Visualization Toolkit
WHG	Wasserhaushaltsgesetz

Formelzeichen

Aufgeführt sind die für das Gesamtverständnis wichtigen Formelzeichen. Einzelne Größen können in Unterkapiteln mit gleichen Symbolen versehen sein. Sofern sie nicht für den übergeordneten Kontext von Interesse sind, sind sie hier nicht notwendigerweise aufgeführt, sondern jeweils in der entsprechenden Textpassage erklärt.

α	Energiestrombeiwert in der Bernoulli-Gleichung zur Berücksichtigung ungleichmäßiger Querverteilungen der Fließgeschwindigkeit in einem betrachteten Gewässerschnitt
A	Querschnittsfläche, Fläche
a	Öffnungshöhe eines Schützes; entspricht s bei einer Brücke
B	Kanalbreite
b	Öffnungsbreite / lichte Durchflussbreite einer Brücke; Breite i. a. bei Verwendung eines Index, z. B. Widerlagerbreite:
b_W	Widerlagerbreite
β	Impulsstrombeiwert zur Berücksichtigung der ungleichmäßig über den Querschnitt verteilten Geschwindigkeit
β_D	Schlankheit des Überbaus (D für Deck): Quotient aus Öffnungsbreite zu hydraulisch wirksamen Überbauhöhe
β_R, β_Y	Faktor in der Rehbock-Gleichung bzw. der Yarnell-Gleichung
C	Abflussbeiwert, Index spezifiziert den Typ
C_C	Abflussbeiwert bei der Abflussbeiwert-Methode und gleichzeitig Kontraktionskoeffizient der Strahleinschnürung
c_W	Widerstandsbeiwert eines Körpers in der Strömung
Δh	Wasserspiegeldifferenz
Δh_E	Energiehöhenverlust
e	Exzentrizität
λ_F	Fließwiderstandsbeiwert in Darcy-Weisbach-Gleichung
Φ	Rotation der Flügelwände
F	Kraft
F_W	Hydrodynamische Kraft auf einen Körper in der Strömung
Fr	Froude-Zahl
g	Erdbeschleunigung
h, h_i	Wasserstand i. A. bzw. am Ort i über mittlerer Gerinnesohle (Rechenwert für die Tiefe)
h^*	Abweichung von der Referenzwasserspiegellage. bei Schnitt 1 ist der Aufstau gemeint

H_E	Energiehöhe
h_E	Spezifische Energiehöhe
I	Gefälle; das Gefälle weist positiv immer in Richtung geringerer Beträge
I_E	Energieliniengefälle
I_S	Sohlgefälle
ΔK_i	Additive Korrekturgrößen für die Verlustbeiwerte in der FHWA I Methode
K	Verlustbeiwert bei Verwendung einer Rauheitsfaktor-Methode i. A.
K^*	Verlustbeiwert in der FHWA I Methode
k_i	Korrekturfaktoren in verschiedenen Zusammenhängen
k_p	Korrekturterm für nicht hydrostatischen Druck
λ	Relative Länge der Brücke bezogen auf Öffnungsbreite
l	Brückenlänge, d. h. Fließlänge des durch die Brücke eingeschnürten Gewässerabschnitts
L	Eine Länge
μ	Überfallbeiwert nach Poleni, auch DuBuat
M	Öffnungsgrad; d. h. Quotient der Breiten des eingeschnürten Abflussstrahls und des Gesamtquerschnitts (auch über die zuströmenden Durchflussanteile quantifizierbar)
M_L	Limitierende laterale Einschnürung vor dem Übergang in einen schießenden Abflusszustand zwischen den Brückenwiderlagern
N	Normalabfluss
ω_R	Beschreibung des Strömungszustandes auf der Basis der Froude-Zahl nach Rehbock
P	Relative vertikale Brückenöffnungshöhe
Q	Durchfluss
δ_R	Maß für die Pfeilerform und Strömungssituation für die Rehbock-Formel
ρ	Dichte des Wassers (Index wird nicht mitgeführt; weil keine anderen Medien von Belang sind)
r	Seitlicher Reduktionsfaktor des Drucks zwischen Widerlager und Brückenöffnung
r_{hy}	Hydraulischer Radius
r_E, r_C	Aufweitungswinkel (E für Expansion), Verjüngungswinkel (C für Contraction) der Strömung hinter und vor der Einschnürung durch Brückenwiderlager
σ	Verbaugrad; Quotient der Breiten des verbauten Anteils und des Gesamtquerschnitts (auch über die zuströmenden Durchflussanteile quantifizierbar)

s	Öffnungshöhe der Brücke von Sohle bis KUK
t	Hydraulisch wirksame Dicke des Brückenüberbaus von KUK bis KOK
T	Überstaugrad
t_i	Tatsächliche Wassertiefe an einem Ort i
v	Fließgeschwindigkeit
ζ	Verlustbeiwert als Faktor der Geschwindigkeitsenergiehöhe in der Bernoulli-Gleichung
ζ_R	Zulaufverlust-Beiwert der Überfallgleichung in Anlehnung an Knapp (1960)
z_S	Höhe des Flächenschwerpunktes einer Fläche (kontextabhängig)
z_S, z_T	Höhenordinate an der Sohle (S für Sohle) und die Oberseite einer Druckverteilung (T für Top)

Indizes

$\perp$	bezogen auf eine Senkrechte (in Bezug auf die Hauptströmungsrichtung)
$1 - 2$	bezogen auf den Übergang von Punkt 1 zu Punkt 2
$1, 2a, 2b, 2c, 3, 4$	bezogen auf die nummerierten Schnitte in Bezug auf die betrachteten Kontrollvolumen bzw. der Schnittdefinitionen aus Abb. 2-5
A	bezogen auf einen Schnitt A im allgemeinen Sinne; Großbuchstaben i. A.
g	bezogen Gestört; an einer Stelle die Bezeichnung für eine durch Einbauten gestörte Situation
ov	Bezogen auf den Überfallanteil (engl - overflow)
r	durch Reibung induziert
S	bezogen auf die Sohle
$tI; tII$	befindlich in turbulenter Verlustzone I (vor dem Widerlager), II (hinter dem Widerlager)
u	bezogen auf eine ungestörte Situation, typischerweise in Bezug auf die fiktive Vergleichsgröße in der vergleichbaren unverbauten Situation
U, O	Unten und Oben; bezieht sich auf den Durchströmanteil durch die Brückenöffnung und den Überfallanteil oben auf dem Brückenüberbau
$W, k; W, g$	bezogen auf das kleinere bzw. größere Widerlager
$W, l; W, r$	bezogen auf das Widerlager links bzw. rechts

1

EINLEITUNG

Mobilität und Gewässerbewirtschaftung sind zwei grundlegende zivilisatorische Prinzipien, deren Ursprung zeitlich und kulturell weit in der Vergangenheit liegt. Fließgewässer sind ohne infrastrukturelle Kreuzungs- und Regelungsbauwerke nicht denkbar.

Ein Fließgewässer und dessen überspannende Querbauwerke stehen in wechselseitiger Beziehung. Ein Querbauwerk verringert fast immer den Abflussquerschnitt und damit die hydraulische Leistungsfähigkeit¹ (Abflusskapazität) eines Gewässers. Für Regelungsbauwerke wird dieses Blockieren gezielt genutzt, um eine wasserwirtschaftliche Aufgabe zu erfüllen. Die Auswirkungen sind gewollt. Ein Beispiel ist die Stauregelung zur Sicherstellung der Schifffahrt.

Die Aufgabe einer Brücke über ein Gewässer ist die Sicherung von Mobilität oder der Versorgung. Die Wichtigkeit dieser Aufgabe verdeutlichen erste Brückenkonstruktionen in China bereits vor Jahrtausenden (vgl. Mehlhorn et al., 2014). Wie bei Regelungsbauwerken auch, liegt der Planungsfokus auf der Aufgabe der Brücke. Demzufolge rückt die wasserwirtschaftliche Betrachtung in den Hintergrund. Pohl (2015) folgert aus den Brückenschäden, die vorwiegend im Hochwasserkontext entstehen, den mangelhaften wasserwirtschaftlichen Blickwinkel.

Die aufgabenzentrierte Denkweise führt zu einer Vernachlässigung möglicher Konsequenzen im Hochwasserfall. Wirtschaftliche aber auch konstruktive Gesichtspunkte führen z. B. zum Bau von Stützpfählen inmitten oder nahe dem Hauptstrom eines überbrückten Gewässers. Dieses Vorgehen reduziert die Brückenspannweiten und damit die Kosten. Lichte Weiten sind häufig deutlich geringer als die maximale Wasserspiegelbreite bei Hochwasser. Mit einem entsprechenden Aufstau ist demnach zu rechnen. (vgl. z. B. Stephenson, 1981; Hamill, 1999; Pohl, 2015).

¹ Die Begriffe hydraulische Leistungsfähigkeit und Abflusskapazität werden synonym verwendet. Es ist klar, dass der Begriff Leistungsfähigkeit im physikalischen Sinne nicht korrekt ist. Der so verwendete Begriff erfüllt den fachterminologischen Usus.

Die aufgabenorientierte Denkweise äußert sich in einem Erkenntnisdefizit bei der Brückenhydraulik. Forschungsbeiträge zu den Strömungsprozessen und Berechnungsverfahren für extreme Abflussbedingungen mit Übertreffen der Dimensionierungsgrößen sind selten.

1.1 Planungsgrundsätze

Die Bemessung einer Brücke erfolgt nach Deutsches Institut für Normung e.V [DIN] (1998) bzgl. der Abflusskapazität zugunsten der Oberlieger und bzgl. der Standsicherheit zugunsten der Unterlieger. In der Regel wird dazu die Konstruktionsunterkante einer Brücke (KUK) anhand des Bemessungswasserstands zzgl. eines Freibords bestimmt. Abhängig vom räumlichen Kontext ist für das zu berücksichtigende Hochwasser eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit² (AEP) von 20 % bis 1 % (AEP₂₀ bis AEP₁) in der Norm aufgeführt. Alternativ kann die AEP vom Schutzziel der Umgebung nach DIN (2013) oder lokalspezifischen Regelungen, wie in Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2005), definiert werden.

Das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) und dessen untergeordnete Landeswassergesetze (LWG) fordern u. a. zur Umsetzung der EU-Hochwasserrichtlinie³, dass Bauvorhaben im Überschwemmungsgebiet hochwasserneutral auszuführen sind. Dem Grunde nach legt das WHG, 2009/18.07.2017 damit die zu berücksichtigende AEP fest, weil Überschwemmungsgebiete mindestens über ein Hochwasser HQ100 (AEP₁) zu definieren sind.

Die Gesetze und Regelwerke lassen die Frage offen, was bei Hochwasserereignissen sehr geringer AEP geschieht. Die Auslegung eines geplanten Brückenbauwerks ohne Berücksichtigung deutlich höherer Wasserstände ist daher in aller Regel planungsrechtlich vollkommen ausreichend. Die Berücksichtigung der Interaktion des Brückenüberbaus mit dem Hochwasserkörper besteht dann allenfalls mit den Widerlagern.

Auch im internationalen Normenwesen lassen sich keine erheblich anderen Herangehensweisen erkennen. Typische Dimensionierungsgrößenordnungen bewegen sich zwischen AEP_{0,5} und AEP₂. (z.B. Zevenbergen et al., 2012; Transportation Association of Canada [TAC], 2004; Department of Transport and Main Roads [TMR], 2013). Eine der wenigen Ausnahmen ist der australische Bundesstaat Queensland. Dort wird der Nachweis der Standsicherheit bei einer AEP von 0,05 % gefordert (TMR, 2013). Ohne Auslegung der KUK auf diese AEP erfordert dies die Betrachtung der hydrodynamischen Interaktion des Brückenüberbaus mit dem Hochwasserkörper.

Angesicht der vorliegenden Planungsgrundsätze verwundert das Erkenntnisdefizit zur Brückenhydraulik eingestauter und überströmter Brücken nicht. Formal besteht ein nur geringes Interesse an der hydraulischen Interaktion eines Brückenüberbaus mit dem

² Im Rahmen dieser Arbeit wird grundsätzlich die Begrifflichkeit der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Kennwertes durch ein Hochwasser verwendet. Umgangssprachlich wird der reziproke Wert der benannten Wahrscheinlichkeit als Hochwasserjährlichkeit attribuiert. Eine AEP von 20 % (AEP₂₀) entspricht also einem HQ₅.

³ Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken

Hochwasserkörper. Brücken werden selten für eine solche Überlastung ausgelegt (Benn et al., 2004).

1.2 Brücken im Hochwasserkontext

Die rezenten Katastrophen infolge Flusshochwasser oder Starkregenereignissen weltweit und im konkreten Fall z. B. im Ahrtal im Juli 2021 verdeutlichen die zerstörerische Kraft des Hochwassers. Im Ahrtal sind ca. 60 Brücken teilweise oder vollständig zerstört worden.⁴ Mit Blick auf die Ausdehnung eines Hochwassers stellen standsichere Brücken ein Problem dar, weil sie als Flaschenhälse vielerorts für einen hohen Aufstau sorgen.

Das Hochwasserereignis an der Ahr hatte nach Einschätzungen von Vorogushyn et al. (2022) eine Wiederkehrintervall von 8.600 a. Thieken et al. (2021) erläutern dazu ergänzend, dass das Ahr-Hochwasser von 2016 in der Größenordnung des amtlichen HQ100 mindestens fünfmal in den letzten ca. 200 Jahren übertroffen wurde. Generell würden häufig selbst mit über 70 Jahre ununterbrochen aufgezeichneten Messzeitreihen zu geringe HQ100-Kennwerte abgeleitet. Abgesehen von möglichen Fehlinterpretationen aufgrund statistischer Daten ist durch die fortschreitende Erwärmung der Atmosphäre mit intensiven Niederschlagsereignissen bis hin zu Starkregenereignissen regional deutlich häufiger zu rechnen. Nach der Clausius-Clapeyron Gleichung führt die Zunahme der Atmosphärentemperatur von 1°C zu einem 7 prozentigen Anstieg des atmosphärischen Feuchtegehalt und dadurch zu einem Anstieg mittlerer Niederschlagsmengen. Wegen dynamischer Änderungen bei den Wetterextremen sind regional variierend auch höhere Skalierungen möglich (vgl. Sippel, 2017, Lehmann et al., 2015).

Demgegenüber steht weltweit ein immenser historischer Brückenbestand mit einer, gemessen an den genannten hydrologischen Belastungen, zu geringen Auslegung. Insbesondere bei älteren Brücken kann das Überströmen häufiger beobachtet werden (Bradley, 1978). Hinzu kommt, dass in Tälern kleinerer Gewässer tendenziell eher das Problem einer zu geringen Brückendimensionierung nach heutigen Maßstäben besteht. Shen et al. (2017) ermitteln mit einem Schätzverfahren, dass von 315 gewässerüberspannenden Brücken im Hampton Road District (Virginia Department of Transportation) 94 Brücken bei einer AEP von 1 % überströmungsgefährdet sind. Nur 13 dieser Brücken sind an einem Gewässer 5. oder 4. Verzweigungsordnung lokalisiert, die restlichen 81 befinden sich an kleineren Gewässern 3. oder geringerer Ordnung.⁵

1.3 Hydraulische Fragestellung

Aus der zunehmenden Ein- und Überstaugefährdung von Brücken ist kein grundsätzliches Umdenken bei den Planungsprinzipien der Gegenwart zu erkennen. Umso wichtiger ist es, die hydrodynamische Wirkung bestehender Brücken zuverlässig berechnen zu

⁴ <https://hochwasser-ahr.rlp.de/de/presse/pressemeldungen/detail/news/News/detail/weitere-thw-bruecken-im-ahr-tal-planung/>, letzter Zugriff: 30. Januar 2022

⁵ Die Autoren verwenden die Definition des National Hydrological Dataset des USGS: Steigende Ordnungszahlen nehmen in der Gewässershierarchie zu, d. h. Hauptgewässer haben die höchste Ordnungszahl eines Gewässersystems.

können. Ein relevantes Anwendungsbeispiel ist die modellgestützte Ermittlung von Überschwemmungsgebieten und Hochwassergefahrenzonen.

Zur Ermittlung der Auswirkungen ist die Hydraulik im Nahfeld von Brücken sehr häufig im Kontext von Simulationen mit 2-dimensionalen, hydrodynamisch-numerischen (2-d HN) Strömungsmodellen zu sehen. Ist die Abflusssituation frei, d. h. es besteht kein Kontakt zwischen Hochwasser und Brückenüberbau, dann ist die Modellierung trivial: Die lateral blockierenden Bauteile (Widerlager, Flügelwände) können direkt geometrisch abgebildet und das Fließfeld berechnet werden.

Sobald ein Kontakt des Wasserkörpers mit dem Brückenüberbau eintritt, muss eine spezielle Lösung eingeführt werden. Die Grundannahmen von 2-d HN-Modellen werden verletzt. Ratia et al. (2014) schlagen die Berücksichtigung (a) als interne Randbedingungen oder (b) durch Anwendung von Energieverlusten vor. Der Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (2009) empfiehlt z. B. eine Schütz-Wehr-Analogie: Insgesamt verhalte sich bei einer gleichzeitig unter- und überströmten Brücke der Unterströmungsanteil bei Teilfüllung wie ein Schütz und bei Vollfüllung wie ein Durchlass bzw. eine Druckrohrleitung. Peter (2005) gibt bereits für den breitkronigen Wehrüberfall eine Schwankungsbreite des Überfallbeiwertes von 40 % an.

Mangels wissenschaftlicher Überprüfung ist nicht nachgewiesen, ob die Beiwerte der Einzelphänomene direkt anwendbar sind. Die Anströmung im Oberwasser (OW) als auch die Nachlaufzone stehen unter gegenseitigem Einfluss. In der Anströmungszone teilt sich der Zufluss in zwei Teilströme auf, so dass die Strömungsmuster und Druckverhältnisse von denen der separiert betrachteten Prozesse abweichen. In der Nachlaufzone direkt hinter dem Bauwerk mischen sich die Abflussanteile wieder. Gerade bei horizontal einschnürenden Bauwerken ergeben sich große Ablösungswirbel hinter den Hindernissen, die einen großen Teil der Energiezehrung bewirken. In der Überlagerung mit einem auftretenden Überfallstrahl bzw. der vertikalen Einschnürung durch den Einstau sind noch komplexere Strömungsmuster im Unterwasser (UW) zu erwarten.

Die hydraulische Frage der Umströmung ist dabei weder neuartig noch auf den Wasserbau beschränkt. Verwandte Anwendungsgebiete sind die Luft- und Raumfahrt, der Windkraftanlagenbau, der Fahrzeugbau und viele andere Disziplinen mit Strömungsbezug. Typisch für genannte Disziplinen sind detaillierte, labortechnische oder numerische Untersuchungen bei der Entwicklung von Prototypen, um aus Ihnen Serientypen abzuleiten.

Es gibt eine Reihe von Gründen, die gegen diese Art von detaillierter Untersuchung im Brückenbau mit Fokus auf den Ein- oder Überstau sprechen. Zunächst liegen fast ausschließlich individuelle Einzelobjekte vor. Aufzuwendende Untersuchungskosten verteilen sich nicht auf eine Serienfertigung. Auch die genannten Planungsgrundsätze sprechen gegen detaillierte Untersuchungen bei extremen Wasserständen. Dabei wäre es aus Sicht der Gewässerhydrologie von Vorteil, für jede Brücke individuelle hydraulische Kennwerte zur Bestimmung der Abflusskapazität vorzuhalten.

Hinsichtlich der Beiwerthydraulik (auch Koeffizientenhydraulik) ist die diskutierte Kontroverse das akzeptable Maß. Naudascher (1992) unterscheidet zwischen „gebräuchlichen Koeffizienten“ und solchen, die zur Verbesserung empirischer Formeln genutzt werden. Er erläutert am Beispiel des Abflussbeiwertes dessen Legitimität durch die klare funktio-

nale Abhängigkeit von den maßgeblichen hydraulischen Kenngrößen wie der Froude-Zahl Fr oder der Reynolds-Zahl Re sowie den Randbedingungen, Anströmbedingungen und den Randgeometrien. Nicht eindeutig beantwortet bleibt die Frage, wie die Berechnung anhand dieser funktionalen Abhängigkeit generell vonstattengehen soll. Schon deutlich früher bemängelt Knapp (1960), dass fast ausschließlich auf gegenständliche Modellversuche verwiesen wird. Er fordert das Streben der Wissenschaft ein, die Theorien zu verbessern, um die nötigen Beiwerte auf mathematischem Wege allgemeingültig beschreiben zu können. Malcherek (2016) kann so interpretiert werden, dass er den vollständigen Verzicht auf Beiwerte anstrebt. Eine Unterscheidung wie bei Naudascher ist nicht zu erkennen.

Die Fragestellung ist demnach, ob die Hydraulik von ein- und überstauten Brücken durch eine geschlossene Theorie möglichst unter Ausschluss von nicht theoretisch herleitbaren Beiwerten formuliert werden kann. Ergänzend ist es wünschenswert, diese Theorie in Einklang mit der Brückenhdraulik für den freien Abfluss zu bringen.

1.4 Lösungsansatz und Gliederung der Untersuchung

Malcherek (2017) und (2018a) zeigt die Anwendung der Impulsgleichung auf Schütze und Wehre als Alternative für die Bernoulli-Gleichung. Der Vorteil der Impulsgleichung ist die Formulierung eines hydraulischen Problems allein über die Geometrien und messbare Schnittgrößen an den Rändern eines betrachteten Kontrollvolumens (KV). Beiwerte zur Bestimmung der Abflusskapazität, die zumeist energetischen Verlustanteilen unterschiedlichen Ursprungs attribuiert werden, sind nicht erforderlich.

Die Verwendung der Impulsgleichung ist nicht neu. Warum sich die Impulsgleichung als dominierende Theorie gegenüber der Bernoulli-Gleichung in der Fließgewässerhydraulik nicht durchsetzen konnte, ist fraglich. Im Bereich der hydronumerischen Modelle wird sie als Grundlage verwendet. Die Anwendung in der Hydraulik wäre konsequent. Die Herausforderung ist die zutreffende Quantifizierung der Stützkkräfte auf die Ränder der betrachteten Kontrollvolumina. Dafür ist der typische Ansatz der rein hydrostatischen Druckverteilungen durch einen Ansatz, welcher die Nichtlinearität der Druck- und ggf. Geschwindigkeitsverteilungen berücksichtigt, zu ersetzen.

Im Kapitel 2 erfolgt zunächst die Eingrenzung des betrachteten Brückentyps. Typische, für die Hydraulik relevante Kennwerte werden definiert und eine einheitliche Nomenklatur entwickelt. Das anschließende Kapitel 3 liefert eine Zusammenfassung über relevante Arbeiten zur Bestimmung der hydraulischen Wirkung von Brücken in Fließgewässern. Beim Großteil der Herangehensweisen fokussieren die Autoren die Freispiegelströmung bis zum Bemessungsfall. Die wenigen Erweiterungen auf extreme Abflusssituationen mit Kontakt zum Brückenüberbau werden dargestellt. Im Kapitel 4 folgt die Entwicklung einer einheitlichen Theorie zur Bestimmung der Wasserspiegellage von Fließgewässern im Bereich von Brücken. Die Theorie entfaltet dann ihren Vorteil, wenn nichtlineare Ansätze für die Verläufe der Druck- und ggf. Geschwindigkeitsverteilung auf den begrenzenden Rändern der betrachteten Kontrollvolumina vorliegen. Eine einfache Parametrisierung auf der Basis von mathematisch einfach zu handhabenden Polynomfunktionen wird gezeigt. Zur Validierung werden entsprechende Verteilungen an einer Serie von

Brückenmodellen unter Laborbedingungen getestet. Die methodische Vorgehensweise des dafür genutzten hybriden Verfahrens aus Labormessungen und numerischen 3-dimensionalen hydrodynamisch-numerischen Strömungssimulationen (auch Computational Fluid Dynamics oder CFD) wird in Kapitel 5 erläutert. Das Ziel dieser Vorgehensweise ist, auf aufwendige Messtechnik zur flächenhaften Beobachtung von Druck und Geschwindigkeiten an den Rändern der betrachteten Kontrollvolumina im Labormodell zu verzichten und durch Extrakte aus den CFD-Modellen zu substituieren. Die Darstellung der Validität der hybriden Modellbildung wird als integraler Bestandteil der Methodik verstanden und rundet das Kapitel 5 ab. Im Kapitel 6 wird die Nutzung des hybriden Modells zur Ableitung der approximierten Kräfte zur praktischen Anwendung der in Kapitel 4 entwickelten Theorie beschrieben. Es wird gezeigt, dass eine auf Polynomen basierende Approximation der nicht-linearen Druckverteilungen auf die umrandenden Flächen der betrachteten Kontrollvolumen mit nur wenigen Druckkennwerten gelingt. Der praktische Nutzen für die Verbesserung der Impulsbilanz gegenüber der typischen Anwendung der hydrostatischen Theorie wird gezeigt. Abschließend erfolgt ein Ausblick auf die Ermittlung der nötigen Randwerte für die Formulierung der nötigen Druckverteilungen. Die Arbeit schließt mit einem Fazit und Ausblick im Kapitel 7 ab.

2 BRÜCKEN ÜBER KLEINE GEWÄSSER MIT KOMPAKTEM PROFIL

Überführungen über Flüsse sind in ästhetischer und konstruktiver Hinsicht vielfältig. Zur Eingrenzung wird eine normative Definition gewählt: Eine Überführung ist dann eine Brücke, wenn deren lichte Weite mehr als 2 m beträgt, wenn eine eigene Tragkonstruktion vorliegt und der Gewässerquerschnitt auf nicht weniger als 60 % eingeschränkt wird (nach DIN, 1999 bzw. DIN, 1998).

Betrachtet werden Brücken über kleine Gewässer mit kompakten Querschnitt. Tiefe und Breite des Gewässers weichen nicht signifikant voneinander und die Fließgeschwindigkeit $v(y, z)$ über den Querschnitt nur unwesentlich von der mittleren Fließgeschwindigkeit $\bar{v}$ ab (z. B. BWK, 2009)

$$\frac{v(y, z)}{\bar{v}} \approx 1,0 \quad (\text{Gl. 2-1})$$

Eine allgemeingültige Definition eines kleinen Gewässers gibt es nicht. Im Kontext dieser Arbeit sind Gewässer adressiert, welche von Einfeldbrücken als Platte oder Plattenbalken überspannt werden können. Massive Platten und grundsätzlich einfache Konstruktionen eignen sich aus wirtschaftlicher Sicht besser als filigrane Konstruktionen mit aufwendiger Herstellung (F. Aigner, 2014). In Stahlbetonbauweise sind Spannweiten von etwa $b = 15 \text{ m}$ bis $b = 20 \text{ m}$, in Spannbetonbauweise von bis zu $b = 30 \text{ m}$ wirtschaftlich möglich (Empelmann & Girmscheid, 2016, RE-ING, 2021/01/2021).

2.1 Komponenten von Einfeldbrücken

Empelmann und Girmscheid (2016) liefern für einfache Brücken mit Stützpfeiler eine anschauliche Zusammenfassung der konstruktiven Bestandteile. Auf der Abb. 2-1 ist dieses reduziert auf eine Einfeldbrücke wiedergegeben. Ergänzend sind die aus hydraulischer Sicht relevanten Geometrien schraffiert gekennzeichnet.

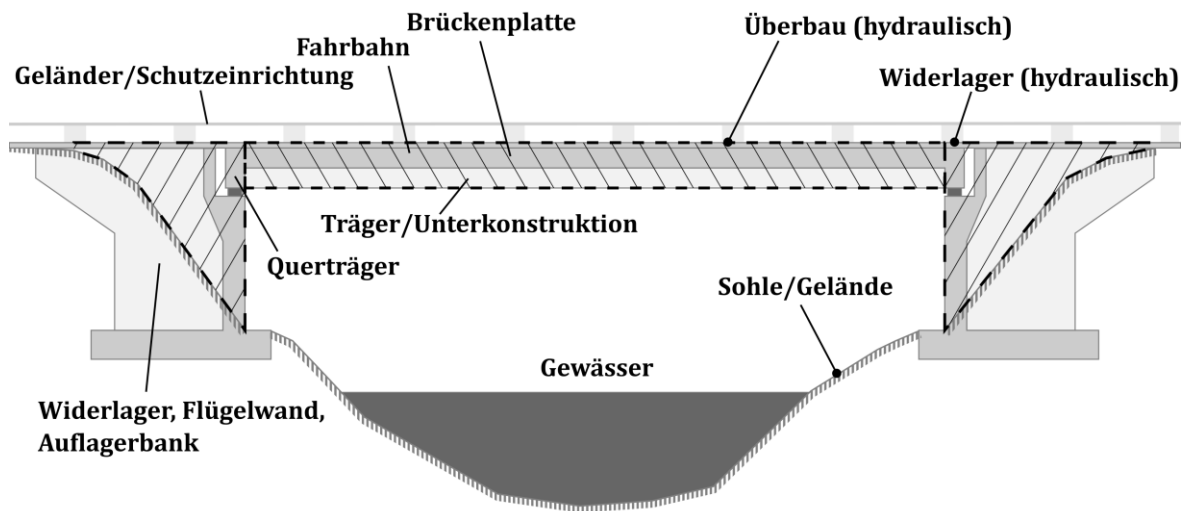


Abb. 2-1 Bestandteile einer Einfeldbrücke mit Markierung der hydraulisch wirksamen Struktur (angepasst nach Empelmann und Girmscheid (2016) und ergänzt)

2.1.1 Widerlager und Flügelwände

Die Widerlager leiten die Eigen- und Verkehrslasten der Brückenkonstruktion über die Gründung in den Untergrund. Die Hauptaufgabe der Flügelwände ist die Abtragung der Erdlasten aus der Hinterfüllung der Widerlager.

Für die Hydraulik von Einfeldbrücken sind die Widerlager sowie die Flügelwände bei niedrigen Wasserständen die wesentlichen Komponenten. Nach DIN (1998) sollen die Widerlager außerhalb des Abflussquerschnitts angeordnet werden. Nach der Norm sind bereits außerhalb des Abflussquerschnitts bei Mittelwasser (MQ) positionierte Widerlager als „gut“ eingestuft. Diese Sichtweise vernachlässigt vollständig die Problematik eines potenziellen Hochwassers, bei welchem die Wirkung von Widerlagern vermeintlich stärker ausgeprägt ist als bei moderaten Situationen wie Mittelwasser.

Dabei stellt eine nach der Norm als „hochliegend“ über dem Hochwasserquerschnitt bezeichnete Anordnung nach Kordina und Westphal (1984) sogar eine wirtschaftliche Möglichkeit dar. Die Konstruktion des Widerlagers ist dann ggf. auf einen Auflagerbalken reduziert und daher technisch deutlich weniger anspruchsvoll. Sie geben aber gleichzeitig zu bedenken, dass bei Überbaubreiten⁶ von mehr als $l = 15m$ der Wirtschaftlichkeitsvorteil hochliegender Widerlager durch die dann höheren Kosten für den Überbau verlorengeht.

Vereinfachend werden die Flügelwände im Rahmen dieser Arbeit als Bestandteil der Widerlagerkonstruktion aufgefasst. Mit dem Begriff Widerlager ist nachfolgend immer auch eine potenziell vorhandene Flügelwand eingeschlossen.

⁶ bezogen auf die Überquerungsrichtung als Längsachse, siehe Erläuterung in Kapitel 2.2

2.1.2 Überbau

Im Falle eines Wasserspiegelanstiegs bis zum Einstau wird der Brückenüberbau relevant. Je nach Querschnittstyp unterscheidet sich die hydraulisch wirksame Form. In Stahlbetonbauweise kommen vorwiegend Vollplatten und Plattenbalken zum Einsatz. Bei Vollplatten wird aus Gewichtsgründen teilweise mit Konsolen gearbeitet, welche die Brückenplatte zum Rand hin schlanker werden lassen. Weitere Formen treten in der Verbund- oder Stahlbauweise auf. In vielen Fällen werden dabei Trägerbrücken verwendet, die bezüglich der Form ähnlich wie Plattenbalkenbrücken einzusortieren sind. Der wesentliche Unterschied besteht in der komplexeren Form der verwendeten Träger.

Sowohl zur Gewichtsreduzierung als auch aus ästhetischen Gründen versuchen Brückendesigner, die Schlankheit von Überbauten zu maximieren. Der Quotient aus Spannweite b und Konstruktionshöhe t wird als Schlankheit β_D bezeichnet.

$$\beta_D = \frac{b}{t} \quad (\text{Gl. 2-2})$$

Bei Plattenbrücken ist die Konstruktionshöhe der vertikale Abstand von der KUK bis zur Konstruktionsoberkante der Brücke ohne Berücksichtigung der Geländer (KOK). Bei Plattenbalken oder Trägerbrücken ist es der senkrechte Abstand von der KOK bis zur Balkenunterkante bzw. Unterkante des unteren Trägersgurt. Gevoutete Tragwerke werden hier nicht betrachtet.

Grenzwerte für die Schlankheit bei Vollplatten und Plattenbalken werden je nach Ausführung in Stahlbeton oder Spannbetonbauweise Werte zwischen $\beta_{D,max} = 8$ und $\beta_{D,min} = 25$ angegeben (vgl. F. Aigner, 2014, RE-ING, 2021/01/2021, Empelmann & Girmscheid, 2016).

2.1.3 Installationen

Aus hydraulischer Sicht ist die projizierte Fläche quer zur Hauptströmungsrichtung von Relevanz. Diese wird nicht allein durch den konstruktiven Überbau, sondern auch durch die Installationen bestimmt.

Im Falle eines Wasserspiegelanstiegs über den Überbau kommen demnach Installationen unterhalb des Überbaus wie oberhalb des Überbaus zum Tragen. Unterhalb des Überbaus werden, verborgen vor Verkehrsteilnehmern, Versorgungsleitungen aller Art, wie für Wasser, Abwasser, Telekommunikation o. ä. überführt. Oberhalb des Überbaus ist nahezu jede für den öffentlichen Verkehr freigegebene Brücke mit einer Brüstung oder einem Geländer versehen. Die Durchlässigkeit der Geländer für Wasser ist aufgrund der Formgebung höchst variabel.

Infolge der Geometrien von Geländern und Leitungen unterhalb des Überbaus können komplexe Strömungssituationen entstehen. Für die vorliegende Grundsatzuntersuchung zu den Verteilungen von Geschwindigkeiten und Drücken auf die Stirnflächen von Brücken wird vereinfachend davon ausgegangen, dass der Einfluss beider Komponenten entweder als integraler Teil des Brückenkörpers verstanden oder vernachlässigt werden

kann. Im Hinblick auf Geländer ist die zweite Annahme besonders bei stark durchlässigen Geländerformen sinnvoll.

Es bleibt zu bemerken, dass Geländer die Tendenz von Treibgutansammlungen mit stark blockierender Wirkung wahrscheinlicher machen. Der Effekt von Verkläuerungen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht im Speziellen betrachtet.

2.2 Definition geometrischer Größen einer Einfeldbrücke

Für die Hydraulik sind die senkrecht auf die Strömungsrichtung projizierten Geometrien relevant. Auf der nachfolgenden Abb. 2-2 sind alle relevanten Geometrien eingezeichnet. Nicht alle der gegebenen Geometrien werden in der Folge auch verwendet.

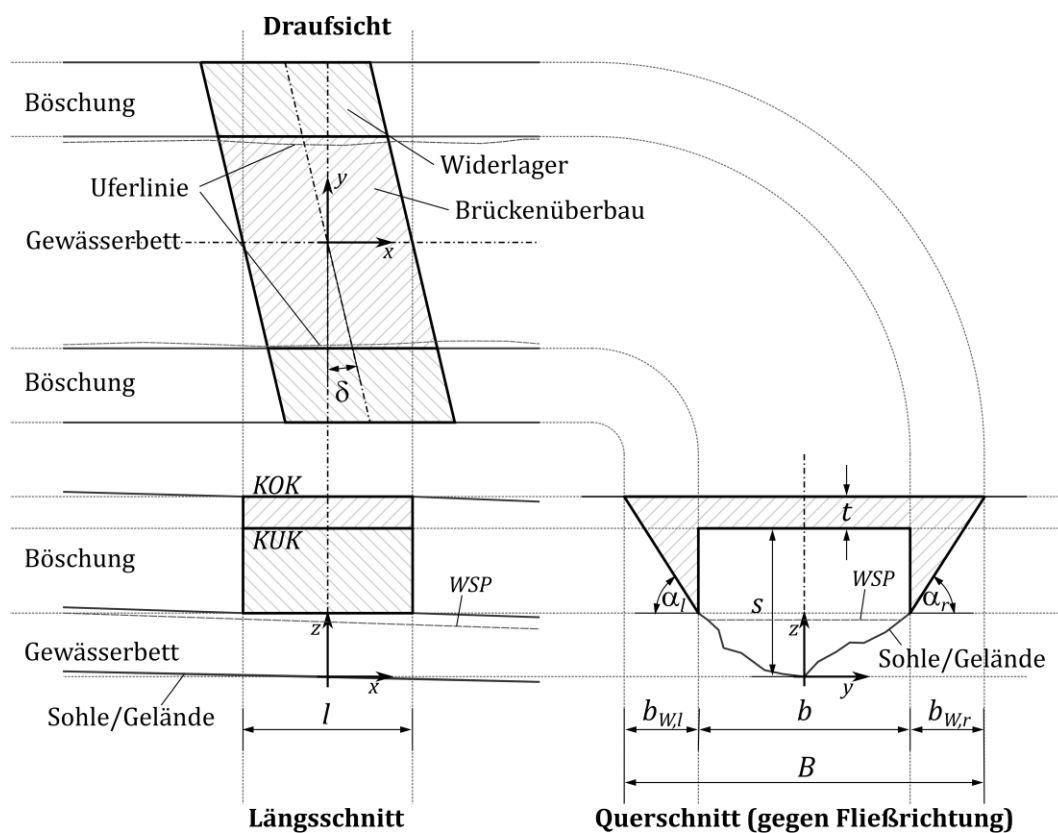


Abb. 2-2 Geometrische Größen und Koordinatensystem an einer schematisierten Brücke

Der Koordinatenbezug wird wie dargestellt durchweg in der Arbeit verwendet. Die globale x -Achse weist in Fließrichtung und ist in der Mitte auf Höhe der Gewässersohle angeordnet. Die positive Richtung der z -Achse zeigt vertikal nach oben und ist der Gravitation entgegengerichtet. Die globale y -Achse ergibt sich aus dem Rechtssystem der Koordinaten und weist nach links. Die Bedeutung der Geometrien ist:

- B Breite des Gerinnes [m]
- b Breite der Brückenöffnung [m]
- l Fließlänge des Gewässers innerhalb der Brückenöffnung [m]

$b_{W,l}, b_{W,r}$	Widerlagerbreiten links und rechts [m]
b_W	Widerlagerbreite bei symmetrischer Widerlageranordnung [m]
s	Höhe der Öffnung [m]
t	Höhe des Brückenüberbaus inkl. blockierender Unterbauten [m]
z_B	Sohlenhöhe [m] über Referenzhöhe
δ	Verdrehung der Brückenachse gegenüber der y -Achse [°]
α_l, α_r	Neigungswinkel der Gewässerböschungen links und rechts [°]

Bei der wasserwirtschaftlichen Betrachtung werden mit der Länge l und der Breite b die Gewässergeometrien unterhalb der Brückenöffnung beschrieben. Demgegenüber stehen die Bezeichnungen im konstruktiven Ingenieurbau. Darin ist l die Länge des Brückenüberbaus zwischen den Widerlagern und b die Breite der Brücke mit Bezug zur Überquerungsrichtung. Auf diese genau gegenläufige Bezeichnung sei aufgrund der Verwechslungsgefahr an dieser Stelle hingewiesen. In dieser Arbeit wird ausschließlich die wasserwirtschaftliche Bezeichnung verwendet.

2.3 Die hydraulische Wirkung einer Brücke auf die Wasserspiegellage

Brücken schnüren den Gewässerquerschnitt und stellen somit ganz allgemein ein Hindernis dar. Gegenüber einem Referenzzustand ohne Hindernis aber ansonsten identischen Bedingungen entsteht ein erhöhter Energieverlust für das hydraulische System. Die Folge ist ein Aufstau im OW des Hindernis. Grundsätzlich werden strömende Umgebungsbedingungen betrachtet. Die Umgebungssituation kann dabei aber variieren.

2.3.1 Spiegellinie der Umgebungsbedingungen

Die Theorie zur Spiegelliniengleichung ist in zahlreichen Lehrbüchern dargelegt (z. B. Henderson, 1966, Naudascher, 1992). Sie ist im Anhang 6 knapp wiedergegeben.

Unter strömenden Abflussbedingungen sind in einem Gerinne nach Chow (1988) drei Wasserspiegellagenformen (M) möglich, der Normalwasserstand M_0 , eine Staukurve M_1 oder eine Senkungslinie M_2 (vgl. Abb. 2-3). M_0 verläuft infolge des Gleichgewichts von Reibung und Hangabtriebskraft sohlparallel. Bei M_1 überwiegen Reibungskräfte und sonstige Fließwiderstände die Hangabtriebskraft. M_1 nähert sich von oben an M_0 an.

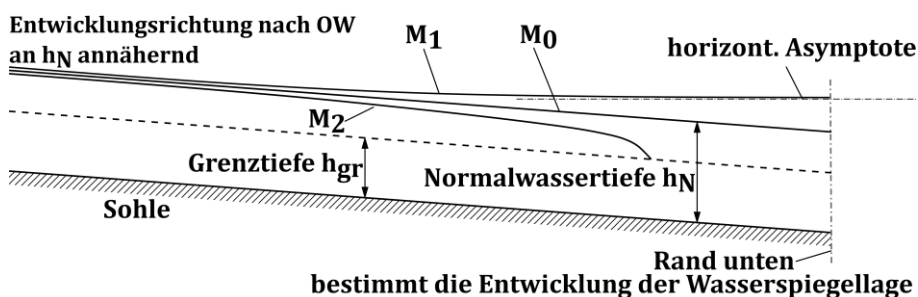


Abb. 2-3 Qualitative Spiegellinien bei mildem Gefälle nach Chow (1988)

Die Verwendung der theoretischen Spiegellinienverläufe als Voranalyse beschreibt Nau-dascher (1992). In Abhängigkeit der Art der Kontrolle wird die Spiegellinie zwischen Stützpunkten konstruiert. Die Stützpunkte befinden sich an Singularitäten im Gerinne wie Gefälleknicks, Einbauten, Wechselsprüngen o. ä.. Bei strömendem Abfluss wird im UW kontrolliert und die Wasserspiegellage nach OW entwickelt.

Malcherek (2019) argumentiert, dass sich die ausgelenkte Spiegellinie unter ungestörten Bedingungen immer dem Gleichgewichts-, also Normalzustand annähert, was aber aus der Spiegelliniengleichung nicht abgeleitet werden kann. Er zeigt auf, dass die Spiegelliniengleichung zu einem Divergieren von der Normalwassertiefe in Richtung UW führt, wenn die Bedingungen nicht der Normalwassertiefe entsprechen. Malcherek schlägt die allgemeingültige Verwendung der St. Venant Gleichungen vor (siehe Anhang 6).

Grundsätzlich wird die Spiegellinienentwicklung der Umgebung nachfolgend nach der Spiegelliniengleichung betrachtet. Der allgemeinere Fall nach Malcherek ist vor allem im Kontext der Strömung an den Übergängen (Singularitäten) von Belang. Die Strömung, die aus einer Brücke austritt, ob mit oder ohne Überströmen des Brückenüberbaus, ist grundsätzlich von der Normalwassertiefe verschieden, kann sich aber an alle Umgebungsbedingungen M_0 bis M_2 anpassen. Dies wäre ohne die theoretische Darlegung von Malcherek nicht möglich.

2.3.2 Entwicklung der Wasserspiegellage unter Brückeneinfluss

Auf den Abb. 2-4a bis c sind vergleichend die Wasserspiegellagenentwicklungen von Referenzzuständen und Zuständen unter Einfluss einer Brücke abstrahiert. Der genaue Abflusszustand an der Brücke ist nicht definiert.

Ein Brücke hat eine stauende Wirkung. Zwischen Schnitt 0 und 1 entwickelt sich unabhängig vom Referenzzustand eine M_1 Staukurve. Sowohl Wasserspiegellage als auch Energiehöhe sind höher als im Referenzzustand. Im Schnitt 0 befindet sich die Stauwurzel. Im OW ist der Einfluss des Bauwerks auf die Spiegellinie abgeklungen. Die Auslenkung im Schnitt 1 stellt den Umkehrpunkt der Staukurve zur nachfolgenden Beschleunigung dar.

Innerhalb der Staukurve bedingt der Wasserspiegelanstieg gegenüber dem Referenzzustand geringere Fließgeschwindigkeiten und damit geringere Energieverluste. Somit steigt auch die Energielinie gegenüber dem Referenzzustand bis auf eine maximale Energiehöhendifferenz $\Delta h_{E,1}$ im Schnitt 1 an.

Im UW der Brücke ist ab Schnitt 4 kein Bauwerkseinfluss festzustellen. Der Spiegellinienverlauf entspricht ab Schnitt 4 der Referenzsituation.

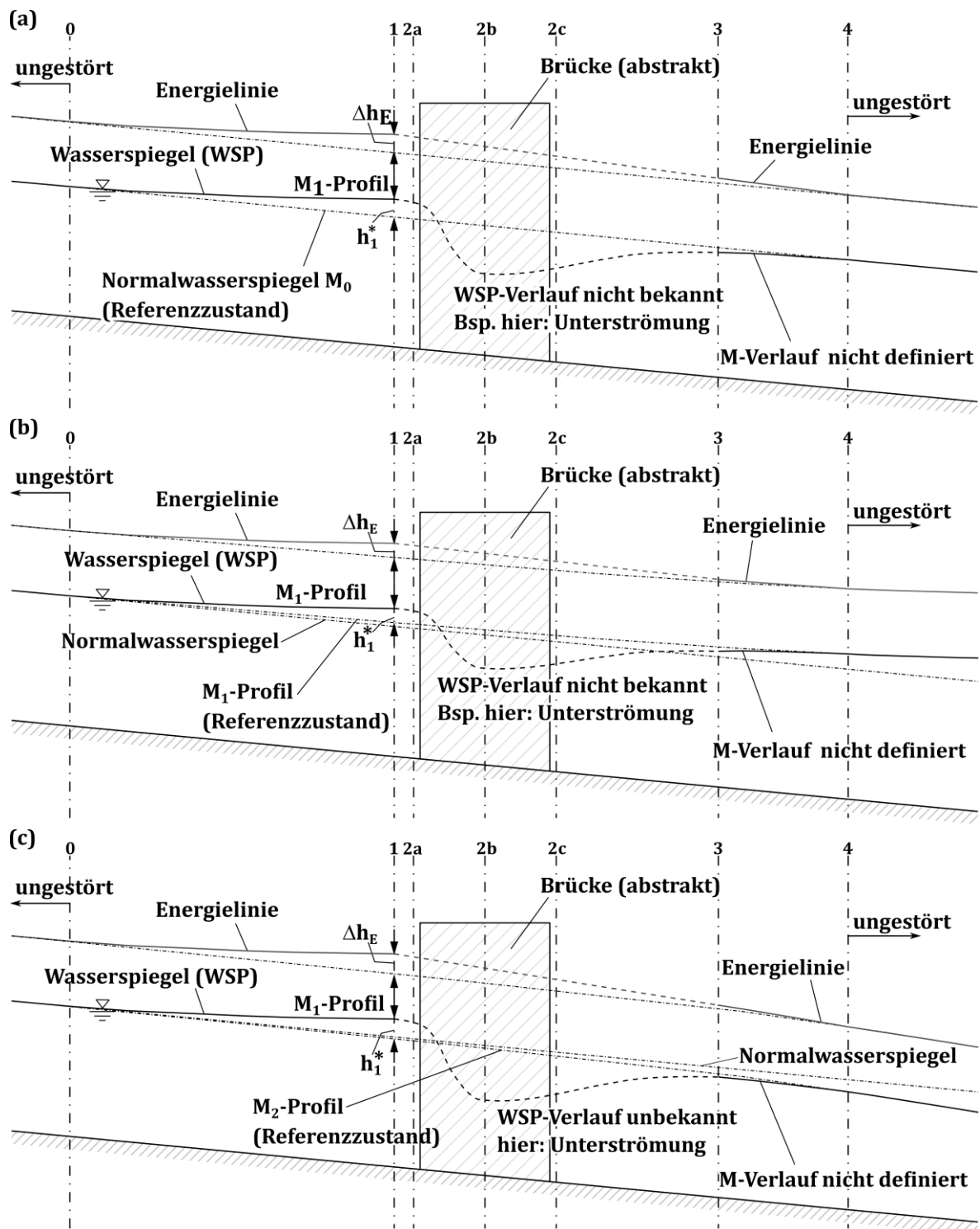


Abb. 2-4 Entwicklung der Wasserspiegellage unter Brückeneinfluss (abstrakt) im Vergleich zu verschiedenen Referenzsituationen: (a) Normalwassertiefe M_0 , (b) Stauwasserspiegellinie M_1 und (c) beschleunigte Wasserspiegellinie M_2

Zwischen den Schnitt 1 und 4 lässt sich die Situation zunächst nur qualitativ beschreiben. Der Aufstau führt zu einer Beschleunigung der Strömung durch die Brücke hindurch. Die höheren Fließgeschwindigkeiten resultieren bei etwa gleichbleibenden Rauheiten zu er-

höhten Reibungsverlusten. Hinzu kommen teilweise signifikante, lokale Verluste durch Ablösungen infolge der Singularitäten. Der gegenüber dem Referenzzustand erhöhte Energiebetrag in Schnitt 1 wird mit einer höheren Rate als unter Referenzbedingungen abgebaut. Auf die einzelnen lokalen Verlustursachen wird in Abschnitt 2.4 eingegangen.

Die Schnitte 2a bis 2c markieren den Abfluss durch die Brückenöffnung. Zwischen Schnitt 2c und 3 finden alle, teilweise diskontinuierlichen Umwandlungsprozesse wie ein Wechselsprung oder der Eintritt des Überfallanteils in den unterströmenden Abflussanteil statt. Schnitt 3 wird dort festgelegt, wo sich der Abfluss über die gesamte Gewässerbreite unidirektional einstellt. Rückströmungszonen befinden sich zwischen den Schnitten 2c und 3.

Grundsätzlich gilt wegen der strömenden Bedingungen, dass die gesamte Situation von Schnitt 4 her kontrolliert wird. Die Lage bzw. Entfernung vom Hindernis steht nicht fest und hängt maßgeblich vom Grad der Beeinflussung (Einschnürungsgrad) infolge der Brücke ab. Aufgrund der Kontrolle durch das UW im Schnitt 4 kann der Wasserspiegellängsverlauf in die Profile M_0 , M_1 oder M_2 gleichermaßen eingehängt werden.

2.3.3 Einschnürung und Abflusskontrolle

Abflusskontrolle wird bei der Gewässerregulierung in grundsätzlich strömenden Gewässern eingesetzt, um die Kontrolle über den Abfluss im UW des Regelungsbauwerks zu erlangen. Der Wasserstand im OW des Regelungsbauwerks wird gesteuert. Eine Brücke ist starr, die gezielte Kontrolle nicht gewünscht.

Bei Brückenbauwerken ist damit gemeint, dass bei zu starker Einschnürung durch Widerlager, Pfeiler, Brückenüberbau eine analoge Situation wie bei Regelungsbauwerken eintritt. Im Fall von Kontrollbauwerken wird normalerweise im UW für einen erneuten Übergang zum Strömen durch Energiedissipatoren („Tosbecken“) erzwungen. Schießen der Abfluss im regulären Gewässerbett ist aus Gründen der Sohlstabilität zu vermeiden. Brücken sind normalerweise nicht mit Tosbecken ausgestattet.

Hamill (1999) wie auch Liu et al. (1957) unterscheiden die beiden unterschiedlichen Situationen Gerinnekontrolle und Bauwerkskontrolle. Bei der Gerinnekontrolle wird der Aufstau maßgeblich durch Reibung und den Einschnürungsgrad M bestimmt. Trägt man den Wasserstand in Abhängigkeit des Abflusses (Wasserstands-Abfluss-Beziehung) grafisch auf, ist die Kurve typischerweise nach unten gekrümmt. Unter der Annahme $r_{hy} \approx h$ und $A = B \cdot h$ ist nach der Darcy-Weisbach Gleichung $Q \sim \sqrt{h^3}$, woraus die entsprechende Krümmungsform resultiert.

$$Q = A \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda} \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E}, \text{ d.h. } Q \sim \sqrt{h^3} \quad (\text{Gl. 2-3})$$

Hamill (1999) setzt in seiner Argumentation voraus, dass eine entsprechende Strömung trotz signifikanten Einflusses des Einschnürungsgrades näherungsweise mit einer Fließformel beschrieben werden kann.

Die Kontrolle durch das Bauwerk tritt ein, wenn die Öffnung zu klein wird. Der Einschnürungsgrad hat dann keinen Einfluss mehr. Anders ausgedrückt kontrolliert die absolute Größe der Brückenöffnung den Wasserstand. Die Gerinnedimensionen im OW sind folglich irrelevant. Betrachtet man gemäß Hamill (1999) die Bauwerkskontrolle mit der Schütz-Gleichung, ergibt sich die für diesen Fall typisch nach oben gekrümmte Wasserstands-Abfluss-Beziehung. Gemäß BWK (2009) wäre die Schütz-Gleichung

$$Q = \zeta_R \cdot \mu_F \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot (h_{E,1} - \mu \cdot a)} \quad (\text{Gl. 2-4})$$

nach Knapp (1960) anzuwenden. Hierin sind ζ_R , μ_F bzw. μ Zulaufverlustbeiwert, Gesamtkontraktions- bzw. vertikaler Kontraktionskoeffizient des Abflussesstrahls. Die Größe a ist die Öffnungshöhe des Schützes und entspricht im übertragenen Fall der Öffnungshöhe s der Brücke. Unter der Vereinfachung, dass die spezifische Energiehöhe $h_{E,1}$ etwa der Aufstauwassertiefe h_1 entspricht, ergibt sich die nach oben gekrümmte Wasserstands-Abflussbeziehung, $Q \sim \sqrt{h}$.

Die hydraulische Entkopplung findet statt, wenn im Inneren der Brücke der Abfluss zum Schießen übergeht, also Froude-Zahl $Fr_{2b} > 1$. Die Umgebungsbedingungen sind als strömend vorauszusetzen. Für den Übergang kann mit dem Extremalprinzip argumentiert werden, vgl. Benn et al. (2004). Wird die spezifische Mindestenergiehöhe zum Abführen eines gegebenen spezifischen Abflusses q_{2b} im Schnitt der Brückenöffnung unterschritten, muss der Wasserstand soweit ansteigen, bis die Mindestenergiehöhe erreicht wird. Bei einer ausschließlich seitlichen Einschnürung ist für einen gegebenen Abfluss Q der nötige spezifische Abfluss in der Anströmrinne $q_1 = Q/B$ und zwischen den Widerlagern näherungsweise $q_{2b} = Q/b$. Da $b \leq B$, gilt $q_{2b} \geq q_1$. Wenn q_{2b} so groß wird, dass die verfügbare Energiehöhe $h_{E,1}$ nicht ausreicht, um den Abfluss in Schnitt 2b abzuführen, erfolgt ein Aufstau in Schnitt 1. Die minimale Energiehöhe, die im Schnitt 1 erreicht werden muss, ergibt sich dann aus Schnitt 2b:

$$h_{E,1} = h_{E,2b,min} = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{q_{2b}^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{Q^2}{B^2 M^2 g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Gl. 2-5})$$

Bei dieser Abschätzung werden die hydraulischen Energieverluste zwischen den Schnitten 1 und 2b sowie der Querverteilung der Geschwindigkeit im Schnitt 2b vernachlässigt. M ist der Öffnungsgrad, siehe Kapitel 2.5.

Für die Grenzbedingung verwendet Yarnell (1934) zur Ableitung der Gl. 2-6 eine Energiehöhenbilanz zwischen den Schnitten OW und in der Brückenöffnung $H_{E,1} = H_{E,2c}$. Chow (1988) kommt mit Gl. 2-7 zu einem analogen Ergebnis mit der Energiebilanz $H_{E,2c} = H_{E,3}$ also in Bezug auf das UW. Die Korrektur ε dient Chow zur Erfassung der Energiehöhenverluste. Henderson (1966) argumentiert, dass die Impulsbilanz $M_{2c} = M_3$ besser geeignet sei, weil keine Annahmen über Energieerhaltung nötig sind. Er kommt zum Ergebnis Gl. 2-8. Die Aussage von Henderson vernachlässigt, dass für eine saubere Impulsbilanz

die ungleichmäßige Verteilung der Fließgeschwindigkeiten aber vor allem die nichtlinearen Druckverteilungen im Querschnitt berücksichtigt werden müssen.

$$\text{Yarnell, 1934} \quad M_L^2 = \frac{27 \cdot Fr_1^2}{(2 + Fr_1^2)^3} \quad (\text{Gl. 2-6})$$

$$\text{Chow, 1988} \quad M_L^2 = \frac{27 \cdot \varepsilon^3 \cdot Fr_3^2}{(2 + Fr_3^2)^3} \quad (\text{Gl. 2-7})$$

$$\text{Henderson, 1966} \quad M_L = \frac{\left(2 + \frac{1}{M}\right)^3 \cdot Fr_3^2}{(1 + 2 \cdot Fr_3^2)^3} \quad (\text{Gl. 2-8})$$

Die Gl. 2-8 liefert laut Hamill (1999) anhand einer Überprüfung mit Versuchsdaten die besten Ergebnisse. Dabei interpretiert Hamill die Bedeutung der Bilanzschnitte nicht, obwohl dies angezeigt wäre:

Die Bilanzierung am UW-KV führt auf den Grenzzustand des Öffnungsgrades M_L durch den zunächst kontrollierenden Strömungszustand in Schnitt 3. Ab der Unterschreitung von M_L könnte ein ausreichend großer Impuls in der Öffnung erzeugt werden, so dass die Strömung im UW-Bilanzschnitt zum Schießen umschlagen würde. Dies hätte z. B. Folgen für die Sohlstabilität. Um den hohen Impuls zu erzeugen, käme es im OW gemäß Extremalprinzip zu einem Aufstau.

Im Rückstauschnitt 1 einer Brücke, also im OW, kann die Froude-Zahl Fr_1 und grundsätzlich strömenden Bedingungen nicht vom OW her gesteuert werden. Die untere Grenzbedingung für den Öffnungsgrad auf Basis einer Bilanz zwischen den Schnitten 1 und 2c ist daher aus der Begrenzung des zulässigen Aufstaus im OW abzuleiten. Der Grenzzustand im Schnitt 2c führt gemäß Extremalprinzip im OW zu einem notwendigen Aufstau, was bei gegebenem Abfluss Q und gegebener Geometrie dimensionslos mittels Fr_1 quantifizierbar ist.

Es ist also das Minimum beider berechneten Werte M_L auf Basis der beiden KV im OW und UW zu betrachten. Aus den grundlegenden Umgebungsbedingungen und Einschränkungen ist das Minimalmaß von M_L festzulegen. Noch einmal zusammengefasst resultieren die beiden Bedingungen aus folgenden Betrachtungen:

- Kein Schießen im Schnitt 3, bei geg. UW-Bedingungen, ausgedrückt durch Fr_3
- Maximal zulässiger Aufstau in Schnitt 1, ausgedrückt durch Fr_1

2.3.4 Begriffsdefinition zur Stauwirkung und Schnittführungen

In seiner Zusammenfassung zur Brückenhydraulik definiert Hamill (1999) feste Begrifflichkeiten, die hier sinngemäß ins Deutsche übersetzt wiedergegeben sind. Die zugehörigen Größen sind in der Abb. 2-5 in einem Beispiellängsschnitt mit einem M_2 -Profil in der Referenzsituation markiert. Sie können sinngemäß auch auf M_0 und M_1 Profile

übertragen werden. Der Abb. 2-5 ist außerdem die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Definition der Schnittführungen (0: Stauwurzel, 1: maximaler Aufstau, 2a: Brückeneinlauf, 2b: Position der Vena Contracta (VC), 2c: Brückenauslauf, 3: Aufweitungspunkt und 4: Anschlusspunkt nach Strömungsberuhigung (d. h. Auswirkungen abgeklungen) zu entnehmen.

Der maximale Aufstau h_1^* (engl. maximum afflux, backwater) befindet sich im Schnitt 1. Er hebt das nötige Energieniveau in Schnitt 1 an, um einen gegebenen Abfluss abführen zu können und stellt damit die Auswirkungen der Brücke gegenüber dem Referenzwasserstand dar. Die Verwendung dieses Begriffs ergibt nur Sinn als Vergleichsgröße gegenüber einem Referenzzustand. In einer bestehenden Brückensituation ist die Größe nicht messbar. Zur Bestimmung der Abflusskapazität einer Brücke ist die Größe ohne Bedeutung. Die Entfernung des Schnitts 1 zur Brücke variiert nach Hamill (1999) mit dem Grad der Einschnürung. Bei einer seitlichen Einschnürung ohne Kontakt zum Brückenüberbau bildet sich der Aufstauscheitel im Grundriss bogenförmig um die die Öffnung herum aus. Der Abstand wird dann auf der Gewässerachse gemessen (vgl. Benn et al., 2004).

Der piezometrische Verlusthöhe Δh_{1-3} (engl. piezometric head loss) infolge des Bauwerks wird vom im UW befindlichen Schnitt 3 mit ähnlichen Bedingungen im Brücken- und Referenzzustand bis zum Schnitt 1 des maximalen Aufstaus definiert. Er ist theoretisch messbar, da der Wasserstand in den Schnitten 1 und 3 gemessen werden kann. Praktisch ist jedoch die Lage von Schnitt 4 unbekannt. Die komplementäre Differenz der Energiehöhen wird als Energieverlusthöhen $\Delta h_{E,1-3}$ bezeichnet.

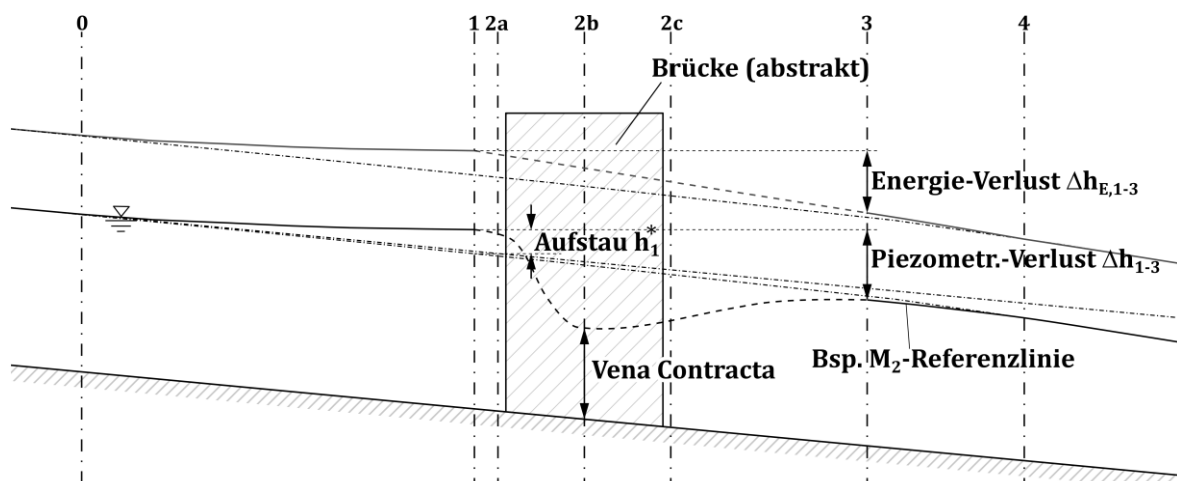


Abb. 2-5 Längsschnitt zur Definition von Begriffen in der Brückenhydraulik und der Schnittführung für diese Arbeit

2.4 Strömungsmuster und Ursachen der hydraulischen Verluste

Neben der übergeordneten Auswirkung auf die Wasserspiegellage ist zu klären, was die hydraulischen Ursachen dafür sind. Die Form des Fließquerschnitts eines Gewässers wird durch eine Brücke erheblich, meistens diskontinuierlich, in Längsrichtung verändert. Die Strömung wird auf kurzen Strecken umgelenkt. Es bilden sich Ablösungszonen

mit Wirbelbildung. Potenzielle Energie wird irreversibel in turbulente Energie und damit in Wärmeenergie umgewandelt.

Kindsvater und Carter (1955) beschreiben zwei größere Wirbelzonen beim Freispiegelabfluss mit Widerlagerkontakt durch eine Brücke. Die deutlich kleinere Zone befindet sich oberhalb der Widerlager und kommt durch die Abbremsung der Strömung an der Seite des Kanals zustande. Die größere Ablösungszone befindet sich zwischen und hinter den Widerlagern. Zwischen den Rändern der VC und den Flanken der Widerlager befinden sich kleine Rückströmungen, die ggf. mit der größeren Ablösungszone hinter den Widerlagern verbunden sind. Bei sehr langen Widerlagern legt sich die Strömung ggf. vor der plötzlichen Aufweitung bereits an die Widerlagerwände an.

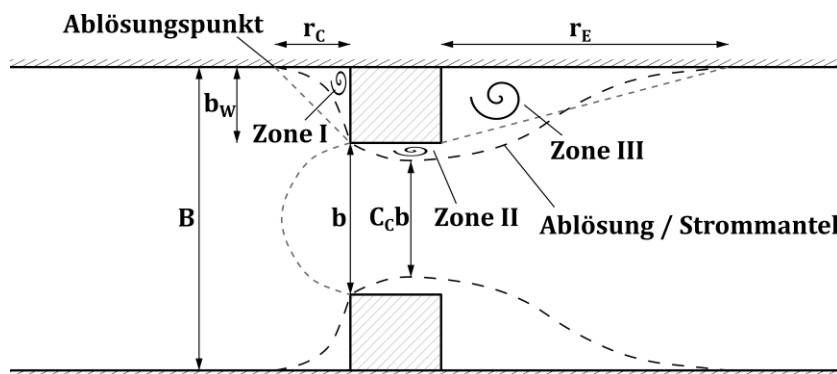


Abb. 2.6 Wirbelzonen bei einer unter Freispiegelbedingungen durchflossenen Brücke in der Draufsicht nach Kindsvater und Carter (1955) und Hamill (1999)

Liu et al. (1957) bestätigen diese Wirbelzonen grundsätzlich. Aus den jeweiligen Untersuchungen von Kindsvater und Carter und Liu et al. ist zu interpretieren, dass Uneinigkeit über Signifikanz der Verlustanteile besteht. Liu et al. attribuieren im Gegensatz zu Kindsvater und Carter eher der Nachlaufzone einen größeren Verlusteffekt. Dies wird im Prinzip von Çidarar (1977) bestätigt. Dieser überträgt für seine Arbeit an durchströmten Brücken qualitativ die Untersuchungen von Chaturvedi (1963) an einer radial verblendeten Rohrleitung mit kreisrundem Querschnitt. Chaturvedi stellt in seiner Arbeit die Arbeits-Energie-Bilanz hinter einer diskontinuierlichen Rohraufweitung dar und zeigt die Mechanismen der inneren Energieverluste auf. Die großen Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen dem Rand des aus der Öffnung tretenden Abflusses und dem abgeschatteten Bereich hinter der Aufweitung bewirken eine erhebliche Turbulenzproduktion, welche maßgeblich für die Energiedissipation ist.

Hunt et al. (1999) haben Kontraktions- und Expansionsraten unter variierenden Freispiegelbedingungen mit Hilfe tiefengemittelter Strömungsmodelle ermittelt. Demnach resultieren bei einer Einheitslänge $b_w = 1,0$ die Größen $r_c = 1,1$ (Median mit Wertebereich zwischen 0,7 bis 2,3) und $r_E = 1,5$ (Median mit Wertebereich zwischen 0,8 bis 3,6). Diese Werte können als Grundlage für die idealisierte Positionierung von Schnitten für hydraulische oder hydrodynamische Berechnungsmodelle verwendet werden. Hunt et al. bemerken, dass die klassische Wahl von $r_c = 4,0$ eine Überschätzung ist. Dieser Wert

stammt aus älteren Windkanaluntersuchungen, bei denen Sohlrauheit, Wandrauheit sowie Freispiegeleffekte keine Rolle gespielt haben (Hunt und Brunner, 1995).

Auf der Basis von Untersuchungen mittels Particle Image Velocimetry (PIV) an eingestauten Balkenbrücken identifizieren Lin et al. (2012) vier verschiedene Zustände (vgl. Abb. 2-7 links). Sie unterscheiden sich in der Interaktion mit der KUK. Im moderaten Zustand I fluktuiert die Ablösung an der KUK. Im Zustand II ist eine Ablösung von der KUK auf gesamter Länge mit entsprechend langgezogener turbulenter Zone vorhanden. Im Zustand III löst sich die Scherschicht von der KUK ab, kommt aber regelmäßig mit den Unterzügen in Kontakt. Im Zustand IV ist die Ablösezone vollständig von der KUK einschließlich der Balken abgelöst. Die Geschwindigkeitsmessungen zeigen eine Rückströmung im Staubereich im OW oberhalb der KUK sowie im vertikalen Expansionsbereich für die Typen I und II an. Auch Arslan et al. (2013) identifizieren auf Basis von PIV-Messungen an einem halbseitig umströmten Rechteckzylinder im Labor entsprechende Rückströmungsbereiche (vgl. Abb. 2-7 rechts). Demzufolge gibt es drei Zonen vor, hinter und unter dem Zylinder. In Abhängigkeit der Anströmbedingungen können sich die Zonen unter und hinter dem Zylinder in zwei Einzelwirbel aufteilen. Die Wirbel hinter dem Zylinder sind deutlich ausgeprägter und langgezogener. Bei größerem Einstau ist zudem die Wirbelzone unterhalb des Zylinders quer zur Hauptströmungsrichtung größer. Grundsätzlich sind die Laborversuche von Arslan et al. unter Typ I nach Lin et al. einzuordnen. Ein Zusammenspiel mit seitlichen Einschnürungen wurde von beiden Gruppen nicht untersucht.

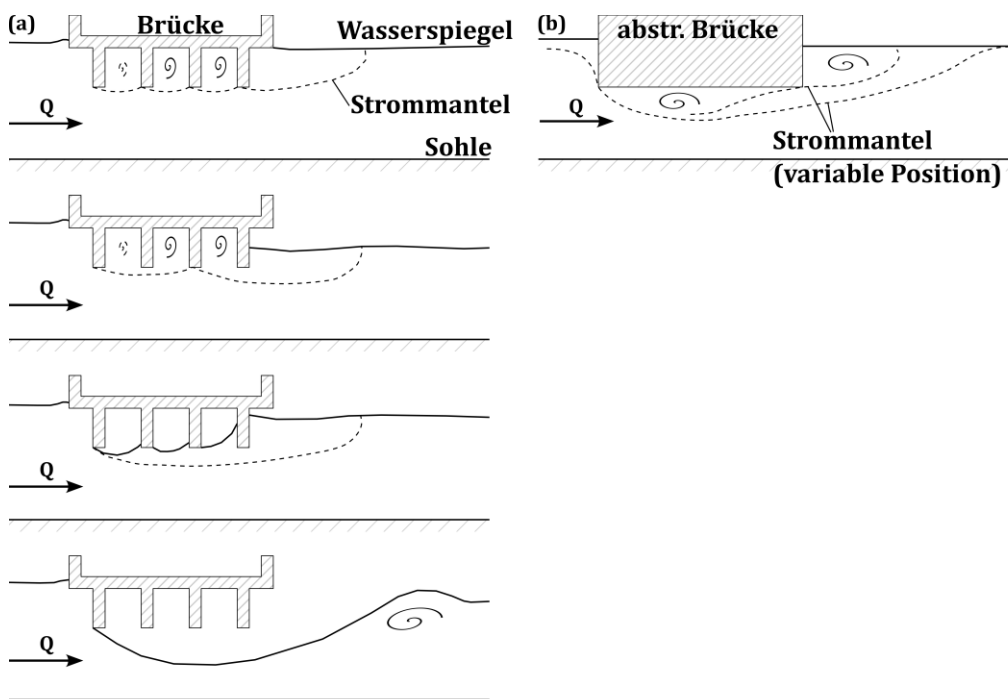


Abb. 2-7 Qualitative Darstellung der Wirbelzonen und Ablösungen (Strommäntel) bei Unterströmung für (a) verschiedene Anström- und Rückstausituationen bei einer Plattenbalkenbrücke (angepasst nach Lin et al., 2012) und (b) eine Anströmsituation einer Plattenbrücke (angepasst nach Arslan et al.)

Die gleichzeitige Unter- und Überströmung wurde von mehreren Wissenschaftlergruppen sowie in verschiedenen Disziplinen untersucht. Zu unterscheiden sind die Arbeiten hinsichtlich des umströmenden Mediums sowie hinsichtlich des Einflusses der Gravitation. Aufgrund geringerer Relevanz wurden Arbeiten mit dem Medium Luft sowie umströmte Zylinder in extrem überströmten Situationen, die eher dem Formwiderstand in einer Druckströmung entsprechen nicht tiefergehend betrachtet.

Bei der gleichzeitigen Über- und Unterströmung entstehen ähnliche Separationszonen wie bei der reinen Unterströmung. Malavasi et al. (2004) zeigen, dass über dem Deck die Separationszone („Separation-bubble“) kaum bis gar nicht ausgeprägt ist. Unterhalb und hinter dem Deck sind die Zonen weiterhin sichtbar. Bei größeren Überstaugraden (siehe Kapitel 2.5) kann sich eine Ablösezone direkt hinter der Ablösekante oberhalb auf dem Deck bilden (Malavasi und Blois, 2007). Dies ist konsistent mit losgelösten Untersuchungen an breitkronigen Wehren von Zachoval und Roušar (2015) und der Erläuterung in Hager (1986). Aus den verschiedenen Untersuchungen lassen sich die Hauptwirbelzonen wie auf Abb. 2-8 dargestellt identifizieren. Wegen des Übergangs zur Grenztiefe auf dem Wehrrücken sind die Situationen im OW und UW entkoppelt. Die dritte Zone im UW ist dann ohne Belang für die Abflusskapazität des breitkronigen Wehres.

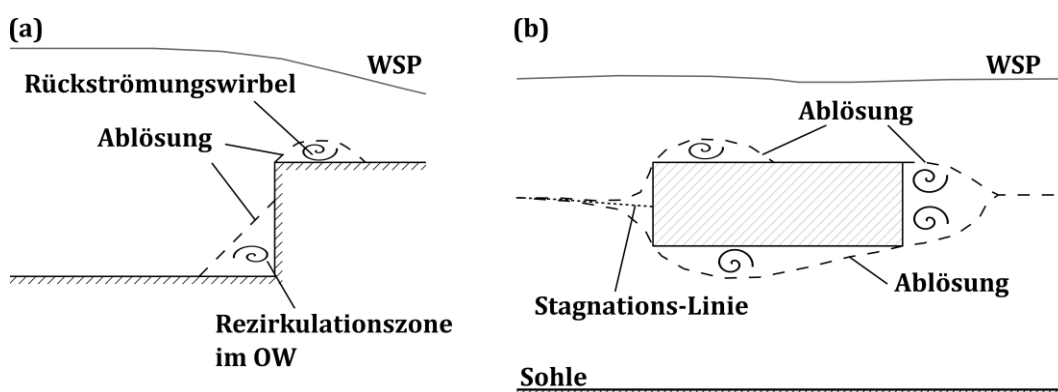


Abb. 2-8 Rückströmungszonen bzw. Wirbel und Ablösungen (Strommäntel) bei (a) breitkronigem Wehrüberfall (in Anlehnung an Zachoval & Roušar, 2015) und (b) gleichzeitiger Über- und Unterströmung eines Brückenüberbaus (in Anlehnung an Malavasi & Blois, 2007)

Ein wichtiger Aspekt bei der gleichzeitigen Über- und Unterströmung ist die Aufteilung des Gesamtabflusses. Je nach Überstauhöhe verändern sich die Verhältnisse und die Neigung. Die Arbeiten zu gleichzeitig über- und unterströmten Schütztafeln (z.B. Voigt, 1971 oder Peissner, 1989) sind aufgrund anderer Bedingungen (deutlich dominanter vertikale Dimensionen der Schütztafel, kein Rück- oder Überstau des Schützabflussanteils von UW) nicht gut übertragbar. Deutlich wird allerdings, dass sich die Höhe und Neigung der Stagnationslinie, also der Trennlinie zwischen den beiden Abflussanteilen, mit dem quantitativen Anteil verschiebt. Der BWK (2009) gibt für die durch den Überfallanteil angeströmte Höhe des Überbaus t_o an:

$$t_o = t \cdot \frac{Q_o}{Q_{ges}} \quad (\text{Gl. 2-9})$$

Komplexe Strömungsfelduntersuchungen zeigen Kara et al. (2015). Die Gruppe untersucht eine Halbbrücke, geschnitten in der Längssymmetrieachse im Labor und numerischen CFD-Modell. Sie identifizieren bodennah eine große Wirbelzone, die sich wie bei der Freispiegelströmung aus dem Bereich hinter dem Widerlager sowie der Ablösezone zwischen der VC und den inneren Flanken des Widerlagers zusammen setzt. Auch vor dem Widerlager entsteht ein ausgeprägter bodennaher Wirbel. Aus diesem formt sich ein helixförmiger Wirbel („Tornadowirbel“), der sich gebogen am Widerlager bzw. an der Flügelwand hoch über den Brückenüberbau neigt. Der Anteil der Überströmung mündet in eine vertikale Walze auf gesamter Rinnenbreite und vermischt sich mit dem horizontalen, bodennahen Wirbel sowie dem Tornado-Wirbel. Es ist zu erwähnen, dass die Ergebnisse an nur einem Fall mit relativ hohem UW-Stand dargestellt werden.

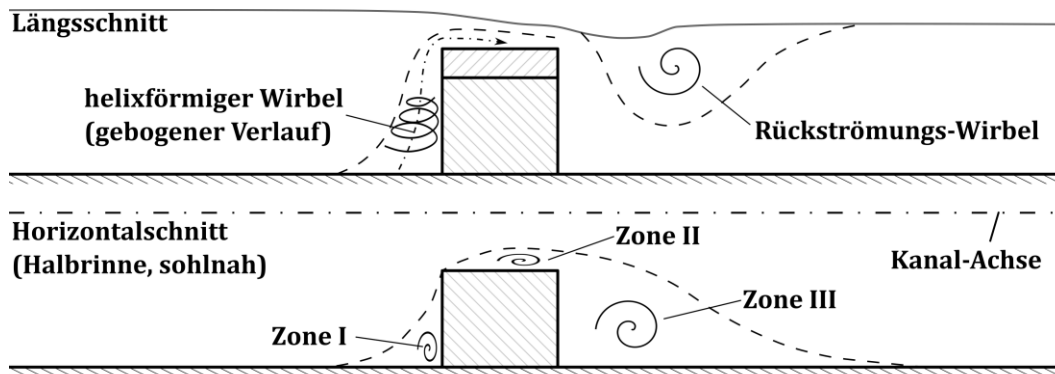


Abb. 2-9 Wirbelzonen bei gleichzeitiger Unter- und Überströmung in Anlehnung an Kara et al. (2015)

In der Gesamtschau zeigt sich, dass insbesondere die Wirbelbildung bzw. die Ablösungszonen hinter und im Brückenbauwerk komplex sind. Bei gleichzeitiger vertikaler und horizontaler Einschnürung und Überströmung überlagern sich viele Prozesse, die hinsichtlich der hydraulischen Verluste einen Einfluss erhalten. Aus ingenieurpraktischer Sicht ist jedoch zwischen den Stabilitäts- und Wasserstandsuntersuchungen zu trennen. Bei Stabilitätsuntersuchungen bspw. an der Sohle ist die Detailkenntnis zu Wirbelbildung und Turbulenzgrad wegen der Materialmobilisierung von elementarer Bedeutung. Bei der Ableitung eines sinnvollen Modells für die Wasserstände ist der aggregierte hydraulische Verlust interessant.

2.5 Dimensionslose Kennwerte

Bei den dargestellten Untersuchungen fällt auf, dass zahlreiche unterschiedliche Abflusszustände und Geometrieconfigurationen möglich sind. Nachfolgend sind für die weitere Bearbeitung einige gängige dimensionslose Kennzahlen zusammen gestellt.

Aus den geometrischen Größen sowie den hydraulischen Parametern können einige grundlegende dimensionslose Kennwerte abgeleitet werden, die in Teilen bereits in der Literatur umfassend Verwendung finden.

M **Öffnungsgrad**

Der Öffnungsgrad M ist der Quotient aus der Breite der Brückenöffnung b und der Gerinnebreite B .

$$M = \frac{b}{B}$$

Sofern komplexere Geometrien vorliegen und die Auswertung der Gleichung nicht eindeutig ist, wird das Verhältnis der Durchflüsse weit genug oberhalb der Brücke verwendet. M ergibt sich dann aus dem Quotient des Durchflusses im Bereich des Querschnitts zwischen den verlängerten Widerlagerinnenkanten und dem Gesamtdurchfluss.

Zuweilen wird auch das Verbauverhältnis σ verwendet, welches den Anteil des blockierten Querschnitts beschreibt. Auf Basis der Geometrien gilt:

$$\sigma = \frac{2 \cdot b_w}{B}$$

Grundsätzlich gilt der Zusammenhang:

$$\sigma = 1 - M$$

In der Literatur finden beide Definitionen Anwendung. Beispiele für die Verwendung des Öffnungsgrads finden sich bei Liu et al. (1957), Henderson (1966), Hamill (1999), Hager und Dupraz (1985) und für den Einschnürungsgrad bei Kindsvater et al. (1953), Chow (1988), Çidarar (1977). Der wesentliche Hinweis ist hier, bei der Auswertung verschiedener Ansätze auf die Definition zu achten.

Pr **Vertikale relative Brückenöffnung (engl. Proximity Ratio)**

Die vertikale relative Brückenöffnung stellt das Verhältnis der Überbauhöhe t zur Höhe der Brückenöffnung s dar.

$$P = \frac{t}{s}$$

Jempson (2000) verwendet diese Kenngröße bei der Versuchsauswertung von hydrodynamischen Kräften auf vollständig überstaute Brückenüberbauten. Auch Lin et al. (2012, S. 191) benutzen die Größe bei der Analyse von Strömungsstrukturen unterhalb von eingestauten aber nicht überstaute Brückenüberbauten. Im zweiten Fall ist die Verwendung fragwürdig. Zwei mit gleichem Wasserstand eingestaute Brücken, identischer Öffnungshöhe s aber unterschiedlichen Überbauhöhen t erzeugen hydraulisch identische

Situationen, weil die KOK keinen Einfluss ausübt. Bei Bezug dimensionsloser Darstellung basierend auf Pr fallen die Ergebnisse verschieden aus.

Die Verwendung der vertikale relative Öffnungshöhe als beschreibenden Parameter ergibt nur Sinn bei überstauten Überbauten.

e **Exzentrizität**

Die Exzentrizität beschreibt das Verhältnis der beiden Widerlagerbreiten. Umgekehrt wird damit ausgedrückt wie asymmetrisch eine durch Widerlager beeinflusste Strömung ist.

$$e = \frac{b_{W,k}}{b_{W,g}}$$

Darin sind die Widerlagerbreiten mit den Indizes k für klein und g für groß versehen, so dass für das Maß der Exzentrizität stets $0 \leq e \leq 1$ gilt. Die Exzentrizität kann wie der Öffnungsgrad M auch anhand der Abflüsse in der Anströmung definiert werden.

$$e = \frac{Q_{W,k}}{Q_{W,g}}$$

Hamill (1999) zufolge ist die Exzentrizität ohne größere Bedeutung. Die Auswirkungen auf den Abfluss lägen bei maximal ca. 5 %.

Asymmetrische Widerlageranordnungen werden im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet.

T **Überstaugrad**

Der Überstaugrad wird bei Kindsvater et al. (1953) relativ unzugänglich als Verhältnis der Überstauhöhe im OW oberhalb der KUK zur Summe aus zum UW sowie der dortigen Tiefe bezeichnet. Damit wird in etwa ein Überstauanteil über der KUK beschrieben. Die Definition von Jempson (2000) ist etwas eingängiger, indem er die Überstauwassertiefe h_s auf die Höhe des Brückenüberbaus bezieht:

$$T = \frac{h_s}{t} = \frac{h_1 - s}{t}$$

Ein Vorteil dieser Darstellung ist die unmittelbare Aussage über den Einstauzustand der Brücke. Es gilt:

$T < 0$	Freier Abfluss
$0 \leq T \leq 1$	Einstau
$T > 1$	Überstau

Der generelle Bezug auf die GröÖste T ist dennoch nicht möglich, da keine Aussage über die Höhe der Brückenöffnung in der KenngröÖe integriert ist.

λ **Relative Länge der Brückenöffnung**

Die relative Länge des Überbaus beschreibt die Fließlänge l des eingeschnürten Gewässers im Verhältnis zur Spannweite b der Brücke.

$$\lambda = \frac{l}{b}$$

Den Untersuchungen von Kindsvater und Carter (1955) und Hager und Dupraz (1985) zufolge hat die relative Brückenöffnungslänge einen relativ hohen Einfluss auf die Abflusskapazität. Hamill (1999) erklärt dies mit der Gleichrichtung des Strahls bei längeren Brücken. Dadurch wird die Einschnürung von der turbulenten Nachlaufzone ferngehalten und die Energieverluste werden verringert. Im Zusammenhang mit kleinen Gewässern ist eher mit geringen Brückenspannweiten b zu arbeiten. Sehr kleine Werte für λ sind daher nicht zu erwarten.

 β_D **Schlankheit des Überbaus (engl. deck)**

Die Schlankheit des Überbaus ist definiert als Quotient aus Höhe des Überbaus t und der Spannweite b

$$\beta_D = \frac{b}{t}$$

3 BESTIMMUNG DER WASSERSPIEGELLAGE UNTER VERSCHIEDENEN ABFLUSSBEDINGUNGEN

Der Fokus dieser Arbeit liegt auf der Quantifizierung von Ein- und Überstau an Brücken über Fließgewässer. Bestehende Arbeiten zur Brückenhdraulik setzen auf Abflusssituationen unter Freispiegelbedingungen auf. Eine Gesamtschau erscheint sinnvoll.

Der Abflusszustand im Brückennahfeld hängt von zahlreichen Parametern ab. Die im Zusammenhang stehenden Fragestellungen unterscheiden sich voneinander und erklären den teilweise unterschiedlichen Fokus bestehender Forschungsarbeiten. Historisch bestand sowohl aus hydrologischer als auch aus Straßenbau-Sicht ein erhöhtes Interesse am Verständnis der Wechselwirkung von Gewässern und den überspannenden Brücken. Izzard stellt dies in Diskussionsbeiträgen (Hodges et al., 1955, Laursen et al., 1955) heraus: Hydrologen sind an der Durchflussermittlung in Abhängigkeit des Aufstaus und Straßenbauingenieure an Aufstauwasserständen in Abhängigkeit des Durchflusses interessiert. Heute ist praktisch nur noch die Ermittlung der Wasserstände als Funktion des Durchflusses, z. B. im Kontext der Hochwassergefahrermittlung, relevant.

Es treten jedoch andere Spannungsfelder deutlich präsenter zutage, die eine detaillierte Kenntnis über die Hydraulik im Nahfeld von Brücken erforderlich machen. Neben dem hydrologisch-wasserwirtschaftlichen Themenkomplex ist die Bauwerkstabilität eine wichtige Frage. Hierbei geht es um Druckkräfte und Auftriebskräfte auf Brückenbauteile unter verschiedenen Abflussbedingungen sowie Auskolkungen an Brückenpfeilern oder Widerlagern. Diese können die Stabilität im Hochwasserfall massiv verringern und damit zum teilweisen oder völligen Versagen von Brücken beitragen.

3.1 Hydraulische Widerstandskraft und Verlusthöhe

Es ist die hydraulische Frage zu beantworten, welche Energieverluste ein Bauwerk bewirkt. Naudascher (1992) zeigt, dass die Kräfte auf ein Bauwerk im direkten

Zusammenhang mit den induzierten Energiehöhenverlusten stehen. Die hydraulischen Energieverlusthöhe infolge des Brückenkörpers in der Strömung zwischen den zwei Schnitten 1 und 2 lassen sich als Produkt aus einem Verlustbeiwert ζ und der kinetischen Energiehöhe mit der mittleren Fließgeschwindigkeit v_1 im Schnitt 1 bestimmen.

$$\Delta h_{E,1-2} = \zeta \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-1})$$

Die hydrodynamische Widerstandskraft F_W auf den Körper der senkrecht zur Strömung projizierten Querschnittsfläche $A_{v,\perp}$ resultiert aus dessen Widerstandsbeiwert c_W und der Fließgeschwindigkeit.

$$F_W = c_W A_{v,\perp} \frac{\rho v_1^2}{2} \quad (\text{Gl. 3-2})$$

Die hydraulische Leistung $F_W \cdot v_1$, also hydraulische Arbeit $F \cdot L$ je Zeiteinheit, welche die Strömung gegen den Widerstand leistet, steht nach Naudascher (1992) dem Energieverlust je Zeiteinheit gegenüber:

$$\rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta h_{E,1-2} = F_{W,v_1} \quad (\text{Gl. 3-3})$$

Einsetzen liefert den Zusammenhang zwischen dem Verlustbeiwert und dem Verbauverhältnis:

$$\zeta = \frac{A_{v,\perp}}{A} c_W \quad (\text{Gl. 3-4})$$

Der Verlustbeiwert ζ ist demnach direkt proportional zum senkrecht zur Hauptströmungsrichtung betrachteten Verbauverhältnis $A_{v,\perp}/A$ und dem Widerstandsbeiwert c_W . Dieser Zusammenhang erlaubt die Verknüpfung von wissenschaftlichen Erkenntnissen zu hydrodynamischen Kräften auf Körper auf der einen Seite und zu Energiehöhenverlusten auf der anderen Seite.

Übrig bleibt die zentrale Frage wie der Widerstandsbeiwert zu bestimmen ist. Der Widerstandsbeiwert c_W ergibt sich aus der Körperform. Strömungsangepasste Körper haben einen besonders geringen Widerstandsbeiwert. Prinzipiell kann er aus der Druckverteilung auf die Oberfläche des umströmten Körpers ermittelt werden. Typischerweise erfolgt seine Bestimmung mittels Laborversuchen.

3.2 Klassifizierung von Berechnungsmethoden für die Brückenhydraulik

Der geschilderte Zusammenhang ließe sich gut ausnutzen. Häufiger wird mit den Forschungsarbeiten angestrebt, anstelle der Bestimmung von F_W und c_W , die geometrische Form der Strahlkontraktion und die internen turbulenten Prozesse zu quantifizieren.

Die meisten Berechnungsverfahren für die Bestimmung der Wasserspiegellage infolge der Brückenwirkung basieren deshalb auf der Bernoulli-Gleichung oder lassen sich mit dieser nachvollziehen. Spezifisch ist jeweils die Herangehensweise bei der Modellvorstellung zur Abschätzung der Energieverlusthöhe oder Kräfte auf den Brückenkörper. Grundsätzlich teilen Benn et al. (2004) die Ansätze in zwei Methodengruppen auf:

Bei der Rauheitsfaktor-Methode resultiert der Aufstau Δh aus einem Verlustbeiwert und der Geschwindigkeit zwischen den Widerlagern:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v_{2b}^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-5})$$

Bei der Abflussbeiwert-Methode ergibt sich der Durchfluss aus dem Abflussbeiwert, der Fließfläche und einer Funktion f in Abhängigkeit des Aufstaus :

$$Q = C_c \cdot A \cdot f(\Delta h) \quad (\text{Gl. 3-6})$$

Der Nachweis der Äquivalenz beider Methoden lässt sich mit einer Fließformel (z. B. Darcy-Weisbach) führen (vgl. Benn et al., 2004), auf dessen Darstellung an dieser Stelle verzichtet wird. Die typische funktionale Abhängigkeit ist $f(\Delta h) = \sqrt{c \cdot \Delta h}$, wobei c eine Konstante darstellt und im Abflussbeiwert C_c berücksichtigt werden kann. Beide methodischen Herangehensweisen können aus der Bernoulli-Gleichung hergeleitet werden. Konkrete Realisierungen für Berechnungsverfahren werden im Kapitel 3.5 erläutert.

3.3 Abflusssituationen im Nahfeld von Brücken

Ohne Kontakt zum Überbau stellt sich eine Freispiegelströmung mit kontrahiertem Abflussstrahl zwischen den Widerlagern ein. Darüber hinaus unterscheiden Picek et al. (2007) drei verschiedene Situationen: Kontakt des Wasserspiegels im OW mit dem Brückenüberbau bei entweder (1.) freiem Abfluss unterhalb des Überbaus oder (2.) rückgestautem Druckabfluss. Ergänzend (3.) differenzieren sie die Kombination aus Über- und Unterströmen, sofern der Aufstau den Brückenüberbau im OW überragt. Die Behandlungsweise erfolge in gängigen Software-Realisierungen wie HEC-RAS als Kombination aus Druckabfluss und Wehrüberfall. Die Parametrisierung kann nach King (1939)⁷ erfolgen. Der BWK (2009) fügt dieser Systematik das Überströmen hinzu. Der Überstauwasserstand über der Brückenplatte unterschreitet dann an keiner Stelle die Grenztiefe. Im Gegensatz zu Picek et al. (2007) wird der Druckabfluss als rückgestauter Schützabfluss bezeichnet. Es wird angegeben, dass der Berechnungsgang analog zur Schütztheorie zu erfolgen hat. In beiden Fällen werden keine evidenten Unterscheidungskriterien angeführt. Der BWK (2009) liefert dafür den Hinweis auf den rückgestauten Schützabfluss, der sich im Wesentlichen auf die Darstellungen von Knapp (1960) bezieht. Die

⁷ Das Werk liegt mittlerweile in der 8. Auflage, Erscheinungsjahr 2017 vor. Die grundlegende Aussage zum breitkronigen Wehrüberfall hat sich bis zur 7. Auflage, mit Erscheinungsjahr 1996 nicht grundlegend geändert. Die Beschaffung der 8. Auflage zur Überprüfung wurde unter der Annahme, dass sich erneut darin nichts geändert hat, nicht durchgeführt.

Schlussfolgerung an dieser Stelle ist, dass zwei unterschiedliche Methoden für die Berechnung des Durchflusses bzw. des Aufstaus erforderlich werden. In sehr ruhigen Abflusssituationen mit geringen Froude-Zahlen ist eine Kontraktionszahl μ denkbar, die so groß ist, dass kein schießender Abflussstrahl entsteht. Daraus lässt sich folgern, dass beide Behandlungsweisen, Druckabfluss auf der einen Seite und rückgestauter Schützabfluss auf der anderen Seite, ihre Berechtigung bei unterschiedlichen Bedingungen haben, die aber von den Autoren nicht weiter spezifiziert werden.

Bradley (1978) unterscheidet im aufbereiteten Handbuch zu der von ihm mitverfassten wissenschaftlichen Studie in Liu et al. (1957) drei strömende Freispiegelsituation. Im Fall 1 verbleibt der geringere Wasserstand infolge der Kontraktion zwischen den Widerlagern an jeder Stelle oberhalb der Grenztiefe. Im Fall 2 unterschreitet der Sunk die Grenztiefe. Aufgrund der Geringfügigkeit der Unterschreitung kann sich allerdings kein nachhaltig schießender Abfluss zwischen Widerlagern ausprägen, da der Wasserstand im unmittelbaren UW der Brücke also nach der Aufweitung wieder oberhalb der Grenztiefe befindet. Im Fall 2 sinkt die Wassertiefe so weit unter die Grenztiefe, dass der Abflussstrahl auch im UW der Aufweitung schießend verbleibt. Der neuerliche Übergang in den strömenden Zustand erfolgt außerhalb des Brückenbauwerks mit einem Wechselsprung. Die Unterteilung dieser Abflusssituationen ist ausschließlich dann relevant, wenn das Brückenbauwerk eine signifikante seitliche Einschnürung bewirkt. Für Brücken mit sehr großen Spannweiten, sehr schlanken Pfeilern oder im Gelände verschwindenden Widerlagern, ist diese Unterscheidung nicht von Relevanz. Sowohl Chow (1988) als auch Gerdes (1987) (entnommen aus BWK, 2000) unterscheiden dem gegenüber nur zwei Situationen unter strömenden Außenbedingungen, korrespondierend zu den oben aufgeführten Fällen 2 und 3.

Liu et al. (1957) waren die ersten, welche die Betrachtungsweise der Schütz- bzw. Druckabflussanalogie bei eingestauten Brücken benannt haben. Sie führen diese beiden Situationen bei der Beobachtungen der Brückenunterzüge an. Sofern nur der erste im OW liegende Unterzug im Kontakt mit dem Wasserkörper steht, handelt es sich um einen Schützabfluss. Dieser stellt sich nach dem Übergang vom Freispiegelabfluss stabil ein, wenn der Wasserstand mindestens 10 % oberhalb der Brückenöffnung steht, h. $h_{2a} > 1,1s$. Die Behandlungsweise verändert sich, sobald alle Unterzüge eingetaucht sind. In diesem Fall 2 ergibt sich eine Druckabfluss-Situation. Wie oben wird auch hier nicht differenziert auf den Zustand des eigentlichen Abflussstrahls eingegangen.

Aus verschiedenen Untersuchungen fasst Hamill (1999) sechs Abflusssituationen unter strömenden Umgebungsbedingungen ohne Berücksichtigung des Überströmens der Brückenplatte zusammen (vgl. Abb. 3-1). Die Unterscheidung erfolgt anhand der Wasserstände im OW und UW. Hamill ergänzt in seinem Fall 2 einen vollgelaufenen Öffnungsquerschnitt, der von UW nicht bis über die Brückenunterkante überstaut ist. In den Ausführungen liefert er keinerlei hydraulische Erklärung zu diesem Fall, außer dass es sich um einen Übergangsfall zwischen dem Schütz- und dem Druckabfluss handelt und die Reibungsverluste relativ hoch sind. Er führt ebenfalls das von Bradley (1978) gelieferte Kriterium des nötigen 10 prozentigen Überstaus der OW-Öffnung an, das eine stabile Schützsituation bzw. Druckabflusssituation sichern soll.

Sofern die Abflussleistungsfähigkeit überlastet ist, ergänzt Hamill eine Situation, bei welcher ein Wehrabfluss über die Anrampungen seitlich der Brücke stattfindet. Er setzt hierfür voraus, dass die Zugangs- bzw. Zufahrtsrampen niedriger liegen als der eigentliche Brückenüberbau.

Im Rahmen ihrer Erhebung zur Brückenhydraulik stellen Benn et al. (2004) sieben Abflusssituationen unter strömenden Umgebungsbedingungen zusammen, die nicht vollständig mit der bestehenden Logik aus z. B. Hamill (1999) übereinstimmen. Hier existieren nur zwei Freispiegelsituationen, bei denen ein Übergang zum schießenden Abfluss über den Brückenbereich hinaus nicht vorkommt. Beim Einstau unterteilen auch Benn et al. in Schütz- und Druckabfluss, ohne jedoch den Druckabfluss zu differenzieren. Ab einem Überstau werden die Situation „Wehrüberfall und Durchlass-Abfluss“, „Überströmen“ und „Überflutet“ unterschieden. Bei den letzten beiden Zuständen wird allerdings nicht deutlich, inwiefern die beiden Situationen in der hydraulischen Behandlungsweise charakterisiert sind.

Die verschiedenen Ansätze wurden vereinheitlicht skizziert auf der Abb. 3-1 dargestellt.

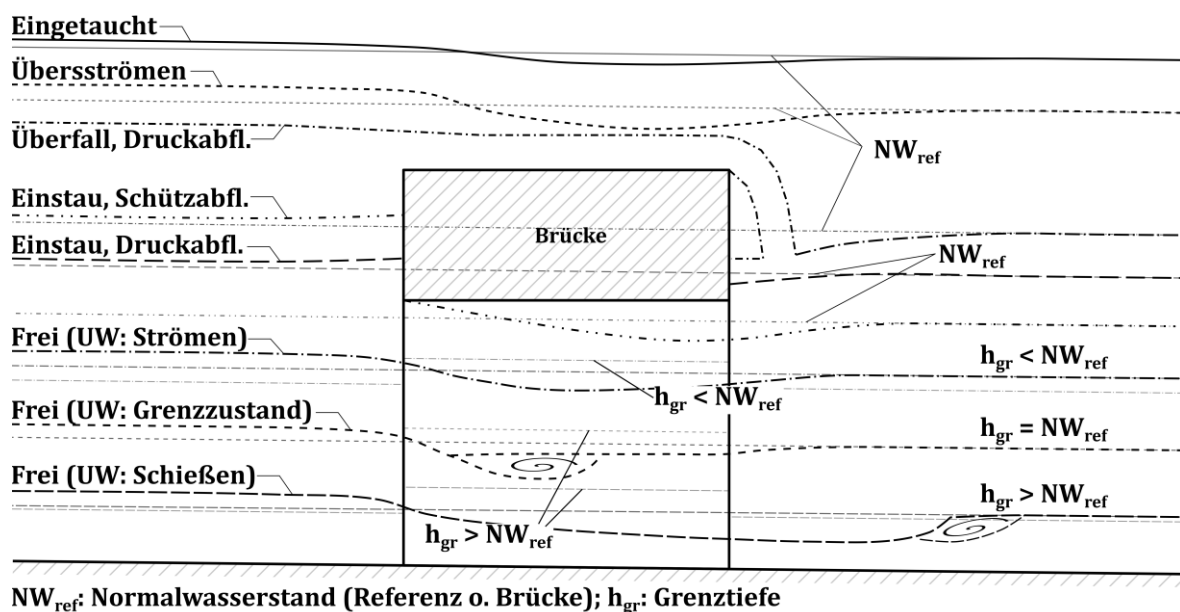


Abb. 3-1 Zusammenstellung verschiedener Abflusszustände aus dem Schrifttum unter strömenden Referenzbedingungen (angepasst nach BWK, 2009 (2009), Hamill (1999) und Benn et al. (2004))

Ergänzende Hinweise können der Literatur zur Durchlasshydraulik entnommen werden. Durchlässe unterscheiden sich grundsätzlich darin, dass sie deutlich länger im Vergleich zum Fließquerschnitt und deshalb hydraulisch etwas anders zu handhaben sind. Hinweise zu den Zuständen finden sich z.B. in DIN (1998) oder Bodhaine (1967).

3.4 Frühe Untersuchungen zur Brückenhydraulik

Eine saubere Zusammenfassung der Arbeiten zur Hydraulik an lateralen Engstellen arbeitet Çidarer (1977) auf. Er verweist auf frühe Arbeiten von DuBuat et al. (1796), Navier,

D'Aubussion (1852) oder Weisbach (1885). In diesen werden Rückstaugleichungen für Einengungen auf Basis der Wasserspiegeldifferenz zwischen OW und UW hergeleitet. Lokale Wasserspiegelabsenkung in der Engstelle bleiben dort ohne Berücksichtigung bzw. es erfolgt die Annahme einer identischen Wasserspiegellage zum UW. Im Gegensatz dazu konzentrieren sich Nagler (1918) oder Krey (1923) auf die Wasserspiegelabsenkung innerhalb der Einschnürung.

Die meisten Gleichungen lassen sich im Nachhinein mit dem Satz von Bernoulli und der Kontinuität bestätigen. Korrekturkoeffizienten werden berücksichtigt, um Abweichungen von den Beobachtungen auszugleichen. Nach Çidarar (1977) besteht die gemeinsame Schwäche der Arbeiten im Fehlen der physikalischen Bedeutung der Koeffizienten.

Lane (1921) leitet eine verallgemeinerte Formel aus denen von D'Aubussion (1852) und Weisbach (1885) für scharfkantige und rundkantige Einschnürungen u. a. in einem rechteckigen Versuchskanal ab. Seinen Untersuchungen zufolge sind beide Formeln für unterschiedliche Bedingungen gut anwendbar. Er leitete eine allgemeine Formel ab, die je nach Parametrisierung zu einer der Grundgleichungen verdichtet werden kann.

$$Q = C \cdot B \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \Delta h_{E,1-2}^{2/3} + h_2 \cdot \Delta h_{E,1-2}^{1/2}} \quad (\text{Gl. 3-7})$$

C ist der für die konkrete Einengung zu bestimmende Parameter und $\{\Delta h_{E,1-2} = H_{E,1} - H_2\}$ ist die Differenz der Energiehöhe $H_{E,1}$ im OW zur Wasserspiegellage H_2 in der Öffnung bzw. im UW. Lane (1921) berücksichtigt nur strömende Abflussbedingungen und beansprucht ausdrücklich die Anwendbarkeit nur für den von ihm angegebenen Bereich der untersuchten Parameter. Die Limitierungen der Formel sind, dass der Wasserstand der maximalen Kontraktion bekannt sein muss, der aber meistens nicht messbar ist und, dass sie nur für Strömungen gilt, die sich unmittelbar hinter der maximalen Kontraktion ausdehnen.

Rehbock (1921) untersucht früh den kausalen Zusammenhang zwischen verschiedenen Einflussfaktoren und dem Rückstau. Seine Gleichung setzt auf der Bernoulli-Gleichung auf. In einem Gerinne mit konstanter Querschnittsbreite B und Pfeilerbreite b ist die ungestörte Geschwindigkeit ohne das Hindernis v_u . Die Differenz zwischen dem ungestörten und dem gestauten Wasserstand ist Δh und kann wie folgt berechnet werden

$$\Delta h = \beta_v \cdot \frac{A_u - A_g}{A_u} \cdot \frac{v_u^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-8})$$

A_u ist die ungestörte und A_g die gestörte Nettoquerschnittsfläche ist. Die Differenz der Wasserstände ist proportional zur ungestörten Geschwindigkeitshöhe und zum Verbaugungsgrad. Die Beziehung wird durch einen Rückstaukoeffizienten modifiziert, der aus systematischen Untersuchungen ermittelt wird. Rehbock (1921) und Yarnell (1934) (zusammengefasst bei Benn et al., 2004) finden heraus, dass $\beta_v = f(\delta_R, M, \omega_R)$. Darin ist δ ein Maß für die Form des Pfeilers. Faktor ω beschreibt den Strömungszustand und wird

auf der Grundlage der Froude-Zahl Fr und α_F bestimmt. Die Größe β_V (Indices R für Rehbock und Y für Yarnell) kann wie folgt berechnet werden:

$$\text{Rehbock (1921)} \quad \beta_{V,R} = \delta_R \cdot (0,4 + \alpha_F + 9 \cdot \alpha_F^3) \cdot (1 + 2 \cdot \omega) \quad (\text{Gl. 3-9})$$

$$\text{Yarnell (1934)} \quad \beta_{V,Y} = 2 \cdot \delta_Y \cdot (\delta_Y + 10 \cdot \omega - 0,6) \cdot (1 + 15 \cdot \alpha_F^3) \quad (\text{Gl. 3-10})$$

3.5 Berechnungsmethoden für seitliche Einschnürungen

3.5.1 Die “Contracted Opening Method” des USGS

Ziel der Untersuchungen des United States Geological Survey (USGS) ist eine Methode zur Bestimmung des Hochwasserabflusses auf Basis der Wasserspiegelbeobachtungen (vgl. Kindsvater et al., 1953; Kindsvater und Carter, 1955). Ergänzend entsteht aus den Versuchsergebnisse eine umgekehrt angelegte Methode zur Ermittlung des Wasserspiegelanstiegs im OW in Abhängigkeit des Durchflusses (vgl. Tracy und Carter, 1955).

Kindsvater und Carter, 1955 analysieren das Strömungsfeld und die Verlustquellen in Form turbulenter Trennungszonen mit einem konstruierten Strömungsnetz. Die erste große Ablösungszone bildet sich im OW in der Ecke zwischen den Kanalwänden und dem Widerlager. Eine zweite große Ablösungszone befindet im UW der Verengung und trennt den beschleunigten Abflussstrahl von der Kanalwand. Dieser dehnt sich im UW bis zum Schnitt 38 aus. Von dort gleicht sich die noch beeinflusste Strömung wieder an die ungestörte Referenzsituation im Schnitt 4 an.

Benutzt wird der Venturi-Effekt, um den tatsächlichen Durchfluss aus den Wasserständen von OW und UW abzuleiten. Zwischen den Schnitten 1 und 2b lautet die Bernoulli-Gleichung auf ebener Sohle:

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + h_1 = \alpha_{2b} \frac{v_{2b}^2}{2g} + h_{2b} + \Delta h_{E,r} + \Delta h_{E,t1} \quad (\text{Gl. 3-11})$$

Die Koeffizienten α_1 und α_{2b} korrigieren die ungleichförmigen Geschwindigkeitsverteilungen in den betrachteten Schnitten. Die Energieverlusthöhe infolge Reibung zwischen den Schnitten wird als $\Delta h_{E,r}$ bezeichnet und $\Delta h_{E,t1}$ stellt die Energieverlusthöhe infolge der turbulenten Ablösungszone I (Abb. 2.6) dar. Laut Kindsvater und Carter (1955) hängen α_{2b} und $\Delta h_{E,t1}$ vorwiegend von der Brückenöffnungsgeometrie ab. Der Druckverlust $\Delta h_{E,t1}$ kann als Funktion der kinetischen Energiehöhe in Schnitt 2b ausgedrückt werden:

$$\Delta h_{t1} = \zeta_{t1} \cdot \frac{v_{2b}^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-12})$$

⁸ Die Bezeichnung der Schnitte bezieht sich auf die Definition auf der Abb. 2-5 in Kapitel 2.3.4

Die Kontinuitätsgleichung zwischen diesen Schnitten kann geschrieben werden als:

$$Q = v_1 h_1 B = v_{2b} h_{2b} C_c b \quad (\text{Gl. 3-13})$$

B und b sind die Breite des Kanals bzw. der Öffnung. C_c berücksichtigt die seitliche Einschnürung des Strahls, der sich von den einschnürenden Wänden ablöst. Kombiniert man diese Gleichungen, erhält man die Abflussgleichung:

$$Q = \frac{C_c}{\sqrt{\alpha_{2b} + \zeta_{tl}}} \cdot b \cdot y_2 \cdot \sqrt{2g \left(\Delta h_{1-2b} - h_r + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right)} \quad (\text{Gl. 3-14})$$

Der erste Term $C_c / \sqrt{\alpha_{2b} + \zeta_{tl}}$ wird als Abflussbeiwert C bezeichnet. Chow (1988) erweitert die Herleitung um eine Korrektur für die nicht-hydrostatische Druckverteilung im Schnitt $2b$ mit Hilfe des Korrekturterms α_{2b} . Für Schnitt $2b$ kann der Term durch die kinetische Energiehöhe ersetzt werden:

$$\alpha_{2b} \cdot h_{2b} = \zeta_p \frac{v_{2b}^2}{2g} + h_{2b} \quad (\text{Gl. 3-15})$$

ζ_p ist der Verlustkoeffizient, der die nicht-hydrostatische Abweichung vom hydrostatischen Druck h_3 beziffert. Durch Einsetzen und Umformen in Gleichung Gl. 3-11 folgt:

$$C = \frac{C_c}{\sqrt{\alpha_{2b} + \zeta_p + \zeta_{tl}}} \quad (\text{Gl. 3-16})$$

Der Abflussbeiwert C kann im Wesentlichen als Maß für die Kontraktion interpretiert werden. Der Energiestrombeiwert α_{2b} liegt in der Größenordnung von 1,0. Insbesondere kann davon ausgegangen werden, dass die Geschwindigkeitsverteilung des Strahls unterhalb der Brücke nur wenig von einer gleichförmigen Bewegung abweicht und damit eine größere Abweichung von einer hydrostatischen Verteilung nicht angezeigt ist. Liu et al. (1957) zeigen, dass die Energiehöhen in den Schnitten 1 und $2b$ für verschiedene Einschnürungskonfigurationen nahezu identisch sind. Die Korrekturen ζ_{tl} und ζ_p tendieren daher gegen 0.

Kindsvater et al. (1953) bestimmen durch Dimensionsanalyse und rationale Beschreibung eine Reihe von dimensionslosen Größen, um den Abflussbeiwert C zu bestimmen:

$$C = \left(Fr_{2b}, M, \frac{L}{b}, \frac{h_3}{b}, \frac{r}{b}, e, \phi, \frac{w}{b} \right) \quad (\text{Gl. 3-17})$$

Es sind Fr_2 die Froude-Zahl in der Verengung, M der Öffnungsgrad der Verengung und L die Länge der Einschnürung. Weiterhin beschreiben die letzten vier Parameter die Form und Ausrichtung der Öffnung. Der Parameter r ist der Eckenradius abgerundeter

Widerlagerblöcke, e ist die Exzentrizität der Widerlageranordnung in der Strömung, ϕ die Winkligkeit und w die Länge der Flügelwand bei entsprechend geformten Widerlagern. Mittels der Haupteinflussfaktoren M und L/b lässt sich grafisch ein Basiswert unter Standardbedingungen für den Abflussbeiwert C' in Abhängigkeit des Brückentyps ermitteln. Die Wirkung weiterer Einflüsse wie Fr_{2b} , r/b , w/b , e oder ϕ lässt sich ebenfalls grafisch zu multiplikativen Korrekturen k_i ermitteln. Der tatsächliche Abflussbeiwert C resultiert aus Gl. 3-18. Die Korrekturen rangieren grob in der Größenordnung von jeweils 5 % bis 20 % Modifikation des Basis-Abflussbeiwertes.

$$C = C' \cdot \prod k_i \quad (\text{Gl. 3-18})$$

Zusätzlich zur Abflussbestimmung haben Tracy und Carter (1955) eine Dokumentation eines invertierten Verfahrens zur Ermittlung der Wasserspiegeldifferenz Δh_{1-2b} veröffentlicht. Die Wasserspiegeldifferenz setzt sich zusammen aus dem Aufstau h_1^* und dem Absinken in der VC unter die Normalwassertiefe h_{2b}^* . Sie gehen davon aus, dass die Berechnung unabhängig vom Gerinnegefälle durchgeführt werden kann. Es wird eine ebene Rinne betrachtet.

$$\Delta h_{1-3} = h_1^* + h_{2b}^* \quad (\text{Gl. 3-19})$$

Die Gleichung lässt sich lösen, da auf Basis der im Labor ermittelten Daten eine Korrelation zwischen dem Öffnungsgrad M und dem Verhältnis $h_1^*/\Delta h$ hergestellt werden kann. Geringfügige Änderungen aufgrund der Reibung des Gerinnes können berücksichtigt werden. Sie fanden heraus, dass sich andere Gerinneformen mit denselben Verengungsformen fast gleich verhalten. Für andere Verengungsgeometrien bieten sie ein Korrekturverfahren auf der Grundlage der gegebenen C -Parameter-Berechnung nach Kindsvater et al. (1953) an. Aufgrund der grundsätzlichen Einschränkung der ansonsten normalen Strömung ist die Gesamtwassertiefe stromaufwärts gegeben durch:

$$h_1 = h_4 + h_1^* \quad (\text{Gl. 3-20})$$

Tracy und Carter (1955) geben an, dass das Öffnungsverhältnis M und das Verhältnis von Länge zu Breite L/b den größten Einfluss auf den Rückstauereffekt haben. Von geringerer Bedeutung sind die Reibung sowie die Form und Ausrichtung der Einschnürung. Fast keine Bedeutung für den Rückstau haben die Froude-Zahl in der Verengung Fr_{2c} und die Tiefe in der Verengung h_{2c} . Die Untersuchungen beschränken sich auf strömende Abflussverhältnisse innerhalb der Verengung.

Um den Einfluss der Brücke zu berücksichtigen, bilanzieren Kindsvater et al. den energetischen Verlust zwischen den Schnitten 1 und 3. Die Strahlaufweitung stromabwärts von Schnitt 3 zur Anpassung des Wasserspiegels an die ungestörte Strömung in Schnitt 4 wird in den Untersuchungen nicht betrachtet. Die Aufweitung ist mit den üblichen Mitteln der Gerinnehydraulik zu erfassen.

3.5.2 Energie-Gleichgewichtsmethode (FHWA⁹ I)

Liu et al. (1957) untersuchen Verengungen an Wasserstraßen mit dem Ziel der Quantifizierung des Rückstaus für die Brückendimensionierung. Sie weisen darauf hin, dass für die Untersuchung der Brückenwirkungen Normalabflussbedingungen in der Laborrinne eingestellt sein müssen. Daher beziehen sich ihre Untersuchungen und abschließenden Bewertungen im Allgemeinen auf Normalabflussbedingungen. Es werden nur wenige Untersuchungen zu abweichenden nicht-normalen Abflussbedingungen durchgeführt.

Liu et al. (1957) beschreiben das Strömungsbild auf die gleiche Weise wie Kindsvater und Carter (1955). Sie unterscheiden jedoch zwei Arten von Rückstau (a) infolge der Kontraktion und (b) infolge des Fließwiderstands.

Kontraktionsrückstau (engl. choking, vgl. Hamill, 1999 bzw. Akan & Iyer, 2021) tritt auf, wenn die spezifische Energiehöhe im OW zu gering ist. Nach dem Extremalprinzip muss eine Mindestenergiehöhe zum Abführen eines Abflusses vorliegen. In einer Einschnürung ändert sich schlagartig der spezifische Abfluss und infolgedessen die minimale spezifische Energiehöhe gegenüber dem OW. Sofern die Energiehöhe im OW nicht ausreicht, entsteht ein Aufstau infolge der Kontraktion. In der Engstelle wird der Grenzzustand erreicht.

Der Rückstau infolge des Fließwiderstands folgt aus den hydraulischen Verlusten infolge der turbulenten Zonen. Izzard stellt in der Diskussion (vgl. Laursen et al., 1955) über Kindsvater und Carter (1955) einleitend fest, dass ein großer hydraulischer Verlust in der stromabwärts gelegenen Zone III (vgl. Abb. 2.6) stattfindet. Die Zone I hat keinen signifikanten Einfluss auf den Gesamtenergieverlust zwischen den Schnitten 1 und 3. Der Gesamtenergieabfall zwischen den Schnitten 1 (maximaler Aufstau) und 2a am Eingang der Verengung ist fast gleich der Sohlhöhendifferenz. Demnach sind Sohlgefälle und Energiegefälle nahezu gleich. Im Inneren der Verengung zwischen den Schnitten 2a und 2c sind die Verluste wegen erhöhter Reibung und der Zone II größer.

Liu et al. bestimmen Einflussfaktoren mittels Dimensionsanalyse. Sie setzen den Aufstau ins Verhältnis zu ungestörten Normalbedingungen (Referenzzustand), so dass sich die Abhängigkeiten aus Gl. 3-21 ergeben.

$$\frac{h_1^*}{h_n} = f\left(\frac{v_n}{\sqrt{gh_n}}, \frac{v_n h_n}{v}, \frac{B}{h_n}, \frac{b}{B}, \text{Modelltyp}\right) \quad (\text{Gl. 3-21})$$

Die ersten beiden Terme sind die Froude-Zahl Fr_N und die Reynolds-Zahl Re_N für normale Vergleichsbedingungen (ohne Einschnürung). In „Modelltyp“ sind verschiedene geometrische Parameter unterschiedlicher Brückentypen wie Flügelwandformen, Exzentrizität, Schrägstellung der Pfeiler usw. zusammengefasst. Aus den Laboruntersuchungen geht hervor, dass der Aufstau h_1^* hauptsächlich von der normalen Froude-Zahl Fr_n und dem Öffnungsgrad M abhängt. Die Beziehung reduziert sich zu:

⁹ Federal Highway Administration des U. S. Department of Transportation

$$\frac{h_1^*}{h_n} = \left(\frac{v_n}{\sqrt{gh_n}}, \frac{b}{B}, \text{Modelltyp} \right) \quad (\text{Gl. 3-22})$$

Im Gegensatz zur USGS-Methode berücksichtigen Liu et al. (1957) die Aufweitung als Bestandteil der Verlustberechnung. Die Bernoulli-Gleichung zwischen den Schnitten 1 und 4 lautet:

$$h_1 + I_S \cdot L_{1-4} + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} = h_4 + \alpha_4 \cdot \frac{v_4^2}{2g} + \Delta h_{E,1-4} \quad (\text{Gl. 3-23})$$

wobei I_{So} das Sohlgefälle, L_{1-4} der Abstand zwischen den Abschnitten 1 und 4, α_1 und α_2 die Energiestrombeiwerte zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Verteilung der Geschwindigkeiten und $\Delta h_{E,1-4}$ die Energieverlusthöhe zwischen den Schnitten 1 und 4 sind. Unter Normalabflussbedingungen verläuft das Energiegefälle ohne Hindernis parallel zur Gerinnesohle. Isoliert man den größeren Verlust infolge der Brücke und setzt das Energiegefälle mit dem Sohlgefälle gleich, erhält man die Gleichung für den Aufstau:

$$h_1^* = h_1 - h_4 = \left(\alpha_4 \frac{v_4^2}{2g} - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right) + K^* \frac{v_{N,2}^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-24})$$

Der zweite Term beschreibt ausschließlich den übermäßigen Energieverlust aufgrund der Brückenverengung. Der Verlustkoeffizient hängt mit der normalen Fließgeschwindigkeit des ungestörten Vergleichszustands zusammen. Der Verlustbeiwert K^* wird auf der Grundlage der Laboruntersuchungen bestimmt. Die Parameter α_1 und α_4 sind näherungsweise gleich, da auch A_1 und A_4 etwa gleich sind. Mit der Kontinuität $A_1 \cdot v_1 = A_4 \cdot v_4 = A_n \cdot v_n$ lassen sich die Geschwindigkeitsenergiehöhen in der Klammer substituieren. Es folgt die Aufstaugleichung nach Liu et al. (1957):

$$h_1^* = \alpha \cdot \left[\left(\frac{A_{N,2}}{A_4} - \frac{A_{N,2}}{A_1} \right) + K^* \right] \cdot \frac{v_{N,2}^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-25})$$

Der erste Term in den Klammern kann als Ausgleich für die unterschiedlichen kinetischen Energiehöhen stromaufwärts und stromabwärts interpretiert werden. Diese Korrektur wird bei starken Verengungen, hohen Normalgeschwindigkeiten oder deutlichen Unterschieden zwischen den Abschnitten A_1 und A_4 erheblich.

Der Rückstaukoeffizient $K^* = K_b + \Delta K_p + \Delta K_e + \Delta K_s$ wird als Summe aus einem Basiskoeffizienten K_b , der aus dem Öffnungsverhältnis folgt, und Korrekturen ΔK aufgrund von Exzentrizität ΔK_e , Rotation gegen die Strömungsrichtung ΔK_s , und Pfeilereinflüssen ΔK_p berechnet. Liu et al. (1957) geben für verschiedene Modelltypen Basiskurven als Funktionen des Öffnungsverhältnisses an. Bradley (1978) fasst die Untersuchungen in einem oft zitierten Standardleitfaden für Brückenrückstauanalysen zusammen.

Für Situationen, die vom Normalabfluss abweichen, kann eine ähnliche Gleichung Anwendung finden. Hier ist die Normalsituation durch die tatsächliche Abflusssituation zu ersetzen. Der Rückstaukoeffizient wird auf die gleiche Weise bestimmt. Der Index A stellt den Bezug zu einer nicht-Normalabfluss-Bedingungen (engl. abnormal) her.

$$h_1^* = K_A^* \cdot \frac{v_{A,2}^2}{2g} \quad (\text{Gl. 3-26})$$

3.5.3 Die WSPRO-Methode (FHWA II)

Ende der 1960er Jahre führen der USGS in Zusammenarbeit mit der FHWA Feldmessungen durch, um die bis dahin entwickelten Ansätze zu bestätigen. Alle Standorte haben breite Überschwemmungsgebiete mit stark bewachsenen Auen (vgl. Schneider et al., 1976). Die Messungen werden nach der von Matthai (1967) beschriebenen Methodik durchgeführt.

Für die Berechnung des Aufstaus bzw. der Energiehöhenverluste nutzen Schneider et al., 1976 die verlängerten Fließwege. Diese lassen sich mit einem Ansatz aus der Potentialstromtheorie bestimmen. Entlang der verlängerten Fließwege werden zwischen den Schnitten 1 und 2c die Reibungsverluste anhand der Abflusskapazitätsfaktoren (engl. Conveyance) für die Berechnung der Verluste verwendet.

Die Energiehöhenverluste infolge der starken Aufweitung zwischen den Schnitten 2c und 3 wird eine Beziehung aus Kontinuität, Energieerhaltung und Impulserhaltung, angelehnt an Henderson (1966) abgeleitet:

$$\Delta h_{e,2c-3} = \frac{Q^2}{2g \cdot A_3^2} \left((2\beta_3 - \alpha_3) - \frac{2\beta_{2c}A_3}{A_{2c}} + \alpha_{2c} \left(\frac{A_3}{A_{2c}} \right)^2 \right) \quad (\text{Gl. 3-27})$$

Die Energie- und Impulsstrombeiwerte im Schnitt β_{2c} und α_{2c} können auf der Grundlage des von Matthai (1967) überarbeiteten USGS-Abflusskoeffizienten C bestimmt werden:

$$\alpha_{2c} = \frac{1}{C^2} \quad (\text{Gl. 3-28})$$

$$\beta_{2c} = \frac{1}{C} \quad (\text{Gl. 3-29})$$

Die Entwicklung der Methode ist dadurch motiviert, dass die FHWA I-Methode für starke Einengungen in breiten Überschwemmungsgebieten und starker Vegetation nicht geeignet scheint. Die Strömungsmuster weichen offensichtlich von den bisherigen Untersuchungen ab. Diese sowie andere Untersuchungen, wie von Laursen (1970) zu breiten Auen, seien hier kurz erwähnt, aber nicht weiter verfolgt.

3.5.4 Impulsbilanz (HEC-RAS-Methode) und Anpassungen

Eichert und Peters (1970) betrachten nur die Wirkung eines Pfeilers. Sinngemäß ist die Darstellung auf andere Hindernisse wie Widerlager übertragbar. Sie teilen die Brückenstrecke in drei Abschnitte in longitudinaler Richtung auf. Der stromaufwärts gelegene Querschnitt befindet sich kurz vor dem Brückenwiderlager (entspricht etwa Schnitt 1). Zwei Schnitte werden im Inneren der Brücke definiert (entsprechen Schnitten 2a und 2c). Der letzte Schnitt befindet sich unmittelbar stromabwärts der Brücke (entspricht Schnitt 3). Zwischen diesen Abschnitten werden 3 aufeinanderfolgende Impulsgleichungen formuliert.

In der Impulsbilanz im OW berücksichtigen Eichert und Peters die Kraft gemäß Koch et al. (1926) als Summe aus einer hydrostatischen und einer hydrodynamischen Komponente. Im UW wird nur der hydrostatische Anteil berücksichtigt. Vereinfachend wird die Tiefe am Pfeiler mit der Tiefe im Schnitt 3 gleichgesetzt. Im Inneren der Brücke liegt in jedem Vertikalschnitt die gleiche Stützkraft vor. Somit lassen sich die Impulsgleichungen aus dem Unter- und OW direkt verknüpfen.

Çidarer (1977) merkt kritisch an, dass (a.) die Annäherung der hydrostatischen Verhältnisse in den Abschnitten nur zu einem Schätzverfahren führen kann und (b.) die Methode nur anwendbar ist, wenn der Widerstandsbeiwert C_D bekannt ist. Çidarer (1977) verwendet ebenfalls die Impulsbilanz auf der Grundlage einer geschickten Abgrenzung des zugrunde liegenden KV. Er bilanziert die Stützkraften S zwischen den Schnitten 1 und 4. Intern berücksichtigt er die Hangabwärtskraft $G_{\parallel}$, die Reibungskraft F_{reib} und die Widerstandskräfte aufgrund des Hindernisses F_W . Die Impulsbilanz lautet:

$$S_1 + S_4 + G_{\parallel} + F_{reib} + F_W = 0 \quad (\text{Gl. 3-30})$$

Aufgrund der Annahmen, dass (a) Hangabtriebskraft und Reibungskraft übergeordnet im Gleichgewicht stehen und (b) sich lokal im Bereich der Brücke davon keine signifikanten Abweichungen entwickeln, eliminieren sich $G_{\parallel}$ und F_{reib} gegenseitig. Daraus resultierte die endgültige Beziehung auf der Grundlage der Impulsgleichung:

$$A_1 z_{S,1} - A_4 z_{S,4} + \beta \frac{Q^2}{g} \left(\frac{1}{A_1} - \frac{1}{A_4} - \frac{C_W \sigma}{2\beta A_4} \right) = 0 \quad (\text{Gl. 3-31})$$

Darin sind σ das Verbauungsverhältnis ($\sigma = 1 - M$) und β der Impulsstrombeiwert, der als gleich für die Schnitte 1 und 4 angesehen wird. Im Allgemeinen setzt diese Gleichung bekannte ungestörte Bedingungen voraus, so dass sie direkt zur Bestimmung des Aufstaus verwendet werden kann. Wie im Falle der Gleichung von Eichert und Peters (1970) muss Çidarer (1977) den Widerstandsbeiwert C_W bestimmen.

3.5.5 Kontraktions-, Abfluss- und Widerstandsbeiwert

Çidarer (1977) leitet den Kontraktionskoeffizienten C_C mit Hilfe der Potentialstromtheorie ab. Der Verbaugrad lässt sich anhand des Einschnürungskoeffizienten bestimmen zu:

$$\sigma = 1 - M = 1 - \frac{1}{C_c \cdot (\sqrt{c} + \sqrt{c-1})} \quad (\text{Gl. 3-32})$$

Der Parameter c ergibt sich aus der Schwarz-Christoffel-Transformation und kann zusammen mit dem Winkel des Geschwindigkeitsvektors gegenüber der Hauptströmungsrichtung θ auf zwei Wege bestimmt werden:

$$\frac{1}{C_c} = 1 + 2 \cdot \frac{\sqrt{c-1}}{\pi} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{1 + \sin \theta}{c - (1 + \sin \theta)} \right) \cdot \sqrt{c-1} \quad (\text{Gl. 3-33})$$

$$\frac{1}{C_c} = \sqrt{-\frac{2}{\pi} \cdot \tan \left(-\frac{\theta}{2} \right) - \frac{1}{\pi} \cdot \frac{\ln(\sqrt{c} + \cos \theta)}{\sqrt{c} - \cos \theta}} \quad (\text{Gl. 3-34})$$

Nach initialer Schätzung des Parameters c für ein Verbauverhältnis von $0,2 < \sigma < 0,6$ kann θ durch Gleichsetzen der beiden rechten Seiten aus Gl. 3-33 und Gl. 3-34 berechnet werden. Aus beiden ausgewerteten Seiten lässt sich dann der Kontraktionsbeiwert C_c ableiten. Daraus folgt das Verbauverhältnis mit Gl. 3-32. Anschließend kann der Widerstandskoeffizient C_w bestimmt werden zu:

$$C_w = \frac{1}{1 - M} \left(\frac{1}{C_c \cdot M - 1} \right)^2 \quad (\text{Gl. 3-35})$$

In Laboruntersuchungen bestätigt Çidarer diesen Ansatz für $0,1 < Fr < 0,5$ in verschiedenen trapezförmigen Gerinnekonfigurationen bei Abweichungen von höchstens 3 %.

Hager und Dupraz (1985) und Hager (1987) untersuchen die theoretische Herleitung des Kontraktionskoeffizienten für einen halbseitig blockierten, rechteckigen Querschnitt mit freier Strömung und Rückstau aus dem UW. Bei Hager (1987) findet in der Engstelle kein Übergang zum schießenden Abfluss und somit keine hydraulische Entkopplung von OW und UW statt: Nach Matthew (1975) und in Bestätigung von Liu et al. (1957) und Çidarer (1977) findet zwischen den Abschnitten 1 und 2b (innerhalb der VC) kein nennenswerter Verlust statt. Hydraulische Verluste müssen zwischen den Abschnitten 2b und 3 sowie zwischen 3 und 4 bei der Berechnung berücksichtigt werden. Für ein Gerinne mit der Breite B formuliert Hager (1987) den Druckhöhenverlustkoeffizienten ζ_{2b-3} als Summe der beiden separaten Verlustkoeffizienten ζ_{2b-2c} und ζ_{2c-3} , die beide auf die Geschwindigkeitsenergiehöhe im kontrahierten Schnitt $2b$ bezogen sind. Der erste Teil basiert auf der Formulierung von Matthew (1975) für Expansionsverluste, der zweite wird aus dem Borda-Carnot-Verlust abgeleitet. Die Gleichung lautet wie folgt:

$$\zeta_{2-4} = \left[\frac{(1-M)}{\frac{h_{2b}}{h_3}} \right]^2 + \frac{1-M}{\sqrt{\eta_{2b}'}} \cdot \left[\frac{2 \sin\left(\frac{\phi}{2}\right)}{1 + \sin\left(\frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{1 - \sqrt{1-M}}{M} \right]^2 \quad (\text{Gl. 3-36})$$

Darin ist ϕ der Schrägstellungswinkel der OW Fläche des Hindernisses gegen die Kanalwand und ψ das Öffnungsverhältnis b/B . Die Größe η_{2b}' , gibt die relative Tiefe h_0/h_{2b} an. Die Lage der Schnitte bezieht sich hier sinngemäß auf Abb. 2-5. Um den Rückstau zu berechnen, wird die Bernoulli-Gleichung verwendet:

$$h_0 + \frac{Q^2}{2gB^2h_0^2} = h_{2b} + \frac{B^2}{2gC_c^2b^2h_{2b}^2} = h_4 + \frac{Q^2}{2gB^2h_4^2} + \zeta_{2-4} \cdot \frac{Q^2}{2gC_c^2b^2h_{2b}^2} \quad (\text{Gl. 3-37})$$

Da die Wassertiefe in der VC h_{2b} nicht bekannt ist, wird ein Näherungswert für die relative Tiefe $\eta_3 = h_3/h_{2b} = 1 + \varepsilon$ eingeführt. Mit der Froude-Zahl $Fr_3 = Q^2/(gB^2h_3^2)$ im stromabwärts gelegenen Schnitt, dem relativen Rückstau $\eta_3' = h_0/h_3$ und nach Vernachlässigen aller Terme von ε^2 wird der relative Rückstau zu einer Funktion, die nur vom Öffnungsverhältnis M , der stromabwärts gelegenen Froude-Zahl Fr_3 und dem Ablenkungswinkel ϕ abhängig ist. Die notwendige Schließung des Problems erfolgt über eine Approximation des Kontraktionsbeiwertes C_c , die sich aus einer Grenzwertbetrachtung der Ausprägung der VC ergibt.

3.6 Durchfluss unter eingestauten Brücken

Bei steigenden Abflüssen erreicht der Wasserspiegel die Unterkante des Brückenüberbaus. In Abhängigkeit des Gefälles bzw. Abflusses und des Rückstaus aus dem UW entsteht eine eingestaute oder freie Abflusssituation unter dem Brückenüberbau. Der Übergang zwischen den Situationen ist fließend und hängt maßgeblich von der Froude-Zahl und der Reynolds-Zahl ab, wie in Kapitel 2.4 dargestellt.

Der Übergang von Freispiegelströmung zum Durchfluss unter einer eingestauten Brücke fluktuiert u. U.. Sobald die Wasseroberfläche die KUK berührt, wird der Abfluss beeinflusst. Dadurch reduziert sich kurzfristig die Förderleistung und ein Aufstau entsteht. Im Übergangsbereich erhöht der höhere Aufstau kurzfristig den Abfluss, was zum Absinken des Wasserstands führt. Für eine saubere Berechnung sieht Hamill (1999) vor, Situationen nur dann als eingestaut zu betrachten, wenn die Wassertiefe h_1 10 % größer als die Öffnungshöhe s ist.

3.6.1 Anpassungen der USGS-Methode für den Brückeneinstau

Der Fall der Überflutung wird mit Hilfe eines Korrekturfaktors k_t für den Basisabflussfaktor für alle behandelten Brückentypen behandelt. Als Maß wird die relative Überstautiefe des Decks t^* verwendet.

$$t^* = \frac{t}{h_3 + \Delta h_{1-3}} \quad (\text{Gl. 3-38})$$

Die Korrektur k_t lässt sich grafisch ermitteln. Der Verlauf ist zwischen $0,085 < t^* < 0,4$ definiert und linear.

Eine einfache Approximation ist:

$$k_t = \max(-t^* + 1,085; 1,0) \text{ mit } t^* < 0,4 \quad (\text{Gl. 3-39})$$

Der Korrekturfaktor kann direkt in der Gl. 3-18 verwendet werden.

Matthai (1967) gibt an, dass bei resultierenden Korrekturfaktoren $k_i < 1,0$, also jedem Einstaugarad $t^* > 0,085$ davon auszugehen ist, dass die gesamte Brückenöffnung benetzt ist. Für die anschließende Hydraulik im Auslauf der Brücke ist dann im Schnitt 2b bzw. 2c die Länge der KUK zum benetzten Umfang bei der Berechnung der Fließwiderstände hinzuzurechnen, um dem erhöhten Widerstand Rechnung zu tragen.

3.6.2 FHWA-Methode für den Brückeneinstau

Eine Erweiterung der FHWA-Methode für eingestaute Brücken schlagen Liu et al. (1957) nicht vor. Die Berechnung soll als Druckabfluss wie in einem Durchlass oder als Schützabfluss betrachtet werden. Ausgehend jeweils von Normalwassertiefen werden zur Validierung Laborversuche ausgewertet. Den Autoren zufolge kann demnach das Öffnungsverhältnis M für die Ermittlung des Abflussbeiwertes C_D unberücksichtigt bleiben. Dieser ist vorwiegend vom vertikalen Öffnungsverhältnis s/h_1 abhängig (vgl. Abb. 3-2). Liu et al. beziehen sich dabei auf die Gl. 3-40 für Durchlässe im Allgemeinen. In seiner Aufarbeitung verwendet Bradley (1978) die allgemeine Schützgleichung Gl. 3-41. Aus den Versuchsdaten gibt er die Ermittlung des dafür gültigen Beiwertes gemäß Abb. 3-3 (Widerlager Typ I – Flügelwände mit vertikaler Widerlager-Innenseite parallel zur Strömung, Typ II – geböscht)

$$Q = C_D \cdot b \cdot s \cdot \sqrt{2g\Delta h} \quad (\text{Gl. 3-40})$$

$$Q = C_{D \cdot b} \cdot s \cdot \sqrt{2g \cdot \left(h_1 - s/2 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} \right)} \quad (\text{Gl. 3-41})$$

Aus dem Muster der Datenpunkte ist kein eindeutiger Zusammenhang ableitbar. Einflüsse wie die Einstausituation von UW werden nicht differenziert.

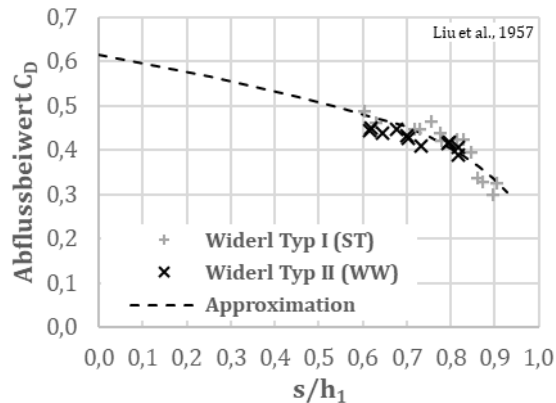


Abb. 3-2 Abflussbeiwert C_D für Durchlassgleichung als Funktion des Öffnungsgrades für zwei Widerlagentypen, Datenpunkte nach Liu et al. (1957)

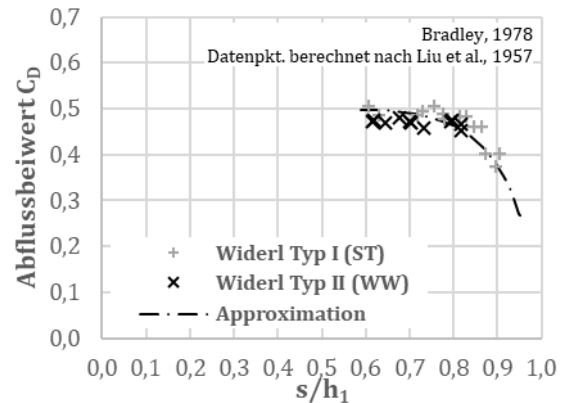


Abb. 3-3 Abflussbeiwert C_D für allgemeine Schützgleichung als Funktion des Öffnungsgrades nach Bradley (1978), Datenpkt. nach Liu et al. (1957)

Für den vollständigen Einstau der Unterseite des Brückenunterbaus gehen Liu et al. (1957) davon aus, dass die Strömungssituation der eines Kastendurchlasses größerer Dimensionen (vgl. Bradley, 1978) entspricht. Aus der Auswertung der Versuchsergebnisse folgern die Autoren der initialen Studie, dass der zugehörige Abflussbeiwert für bei konstant $C_D = 0,8$ liegt. Der Durchfluss bzw. der Aufstau resultiert aus Gl. 3-42.

$$Q = 0,8 \cdot b \cdot s \cdot \sqrt{2g\Delta h} \quad (\text{Gl. 3-42})$$

3.6.3 Freier und überstauter Schützabfluss

Der BWK (2000 und 2009) schlägt in den Merkblättern vor, den Abfluss unterhalb einer Brücke als freien oder überstauten Schützabfluss, nach der Herleitung von Knapp (1960), zu betrachten. Dieser berücksichtigt nicht nur vertikale, sondern auch horizontale Einschnürungen. Knapp unterscheidet zudem den freien Durchfluss und den von der Deckwalze des Wechselsprungs überlagerten Durchfluss unter dem Schütz. Er berücksichtigt drei Eigenschaften, welche die Theorie universell macht:

- Unterschiedliche Breiten der Zu- und Ablaufrinne
- Seitliche Einschnürung der Schützöffnung
- Sohlstufe unterhalb des Schützes

Knapp (1960) leitet für das Schütz die Durchflussgleichung Gl. 3-43 auf Basis der Bernoulli-Gleichung her:

$$Q = \varphi \cdot C \cdot s \cdot b \sqrt{2g \cdot \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \mu_v \cdot s \right)} \quad (\text{Gl. 3-43})$$

Der Abflussbeiwert C bei Knapp wird kombinatorisch aus der seitlichen und vertikalen Einschnürung abgeleitet:

$$C = C_c \cdot C_D \quad (\text{Gl. 3-44})$$

Für den Fall der vollständigen Abflusskontrolle ohne Rückstau aus dem UW ist neben dem Abflussbeiwert auch der Geschwindigkeitsbeiwert φ zu bestimmen, mit dem die Energiehöhenverluste zwischen dem OW im Schnitt 1 und der VC im Schnitt 2b quantifiziert werden. Knapp wertete hierzu Daten von Gentilini (1947)¹⁰ erneut aus und gibt für φ an:

$$\varphi = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ 0,960 + (0,0017 \cdot \alpha - 0,050) \cdot \frac{s}{h_{E,1}} \end{array} \right. \quad (\text{Gl. 3-45})$$

Die Begrenzung auf einen Wert von $\varphi = 1,0$ bewirkt, dass die Leistungsfähigkeit des Schützes rechnerisch nicht erhöht werden kann. Für den Neigungswinkel α des Schützes gegenüber der Horizontalen ist bei Bücken i. A. von $\alpha = 90^\circ$ auszugehen, so dass sich die Gleichung reduziert zu:

$$\varphi = 0,960 + 0,106 \cdot \frac{s}{h_{E,1}} \quad (\text{Gl. 3-46})$$

Erst ab Werten von $s/h_{E,1} < 0,388$ liefert die Gleichung einen Wert $\varphi < 1,0$. Für übliche Brückendimensionen ist dieser selten erreichbar, so dass für Brücken i. A. gilt $\varphi = 1,0$.

Den Abflussbeiwert leitet Knapp (1960) aus einer geometrisch basierten Betrachtung zu Kräfteverhältnissen im Zustrombereich nach Koch et al. (1926) ab. Reduziert auf Brücken mit einer vertikalen Brückenfront und nicht vernachlässigbarer Öffnungshöhe s gegenüber der Energiehöhe im OW $h_{E,1}$ kann angegeben werden:

$$\mu = 1,06 \cdot \left(N + \sqrt{N^2 - \frac{\left(N \cdot \frac{\pi}{2} - 1\right) \cdot (2N - 1)}{N \cdot \left(\frac{\pi}{2} + 1\right) - \left(\frac{\pi}{4} + 1\right)}} \right) \quad (\text{Gl. 3-47})$$

Darin ist $N = h_{E,1}/s$.

Der BWK (2009) erweitert die Gl. 3-43 um einen Verlustterm Δv für den Reibungsverlust im Inneren der Brücke sowie seitliche Einschnürungs- und Aufweitungsverluste nach Borda-Carnot. Die Gleichung zur Bestimmung des Wasserstands h_1 im OW ist dann

¹⁰ Gentilini, B.: Écoulement sous les vannes de fond inclinées ou à secteur. La Houille Blanche, Mars-Avril (1947) (Originalquelle nicht gesichtet)

(korrigiert gegenüber der Originalschrift um den ins Quadrat erhobenen Klammer-Ausdruck):

$$h_1 = \left(\frac{Q}{\varphi \cdot \mu \cdot b \cdot s} \right)^2 \cdot \frac{1 - \Phi^2}{2g} + \mu \cdot s + \Delta h_{E,v} \quad (\text{Gl. 3-48})$$

mit

$$\Phi = \varphi \cdot \mu \frac{b/B}{h_1/s} \quad (\text{Gl. 3-49})$$

Dass eine tatsächliche Abflusskontrolle durch die Brücke eintritt, ist der seltene Fall. Im vermeintlich häufiger auftretenden eingestauten Fall kann sich der Abflussstrahl wegen des hohen UW-Standes nicht frei entwickeln und wird unter der Brücke überstaut. Dann ist die Abflusskapazität durch Reduktion der wirksamen Druckhöhe zu modifizieren.

Unter Rückstaubedingungen wird bei bekanntem Durchfluss der Differenzwasserstand zwischen dem OW-Stand h_1 und dem überstauten Abflussstrahl $h_{2b} + \Delta h_s$ ermittelt. Der abflusswirksame Querschnitt bei 2c ist weiterhin mit den Einschnürungsbeiwert C zu berechnen. Es folgt:

$$\Delta h_{1-2c} = h_1 - (h_{2c} + \Delta h_s) = \left(\frac{Q}{\varphi \cdot C \cdot b \cdot s} \right)^2 \cdot \frac{1 - \Phi^2}{2g} + \Delta h_{E,v} \quad (\text{Gl. 3-50})$$

Diese Gleichung ist aufgrund der unbekannten Überstauhöhe nach einer iterativen Vorschrift zu bestimmen, die zusätzlich eine Impulsbilanz zwischen Schnitt 2c und Schnitt 3 berücksichtigt.

3.7 Analogie zum breitkronigen Wehrüberfall bei Überstau

Bei Überstau der Brücke teilt sich der Abfluss in zwei Teile auf. Der Überströmanteil wird üblicherweise als Überfall über ein breitkroniges Wehr betrachtet und allgemein nach Gl. 3-51 gemäß Poleni bzw. Du Buat berechnet (z. B. Bradley, 1978; Hamill, 1999; Akan & Iyer, 2021; BWK, 2009).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot \sqrt{2g \cdot (h_1 - (s + t))^3} \quad (\text{Gl. 3-51})$$

Im Schrifttum gibt es eine Vielzahl von Angaben zum Überfallkoeffizient μ von breitkronigen Wehren. Öfter referenziert werden frühe Arbeiten von Brater und King (1996) (auch in ursprünglichen Fassungen zurück reichend bis 1929). Durch Auswertung von Versuchen kann nach Knapp (1960) (angepasst nach BWK, 2009) der Beiwert für die Gl. 3-51 näherungsweise gemäß Gl. 3-52 berechnet werden. Insgesamt ist zu beachten, dass die

häufige Verwendung eines nahezu konstanten Beiwertes eine ungenaue Approximation ist. Nach Peter (2005) schwankt der Abflussbeiwert um bis zu 40 %.

$$\mu = 0,61 \cdot \left(\frac{h_{E,1}}{l} \right)^{0,0544} \quad (\text{Gl. 3-52})$$

Von einem breitkronigen Wehrüberfall spricht man, wenn sich die Krümmung des Längs-abflussprofils auf der Wehrkrone verändert. Der Abfluss auf der Oberfläche ist gewellt. Als breitkronig gilt ein Wehr nach Peter (2005), wenn gilt:

$$\frac{h_{ov}}{l} \leq 2,5 \quad (\text{Gl. 3-53})$$

Darin sind h_{ov} die Höhe der überströmenden Wassersäule über der Oberkante des Wehres, hier KOK und l die Länge in Fließrichtung.

Ein Unterscheidungsmerkmal vom Wehrüberfall zum Überfall über einen Brückenüberbau ist der aufgeteilte Abfluss. Auf der Abb. 2-8 ist der Unterschied zu sehen. Bei der gleichzeitigen Unter- und Überströmung ist die Kenntnis der jeweiligen Anteile des Zu-stromquerschnitts von Interesse, um die Abflussaufteilung bestimmen zu können.

Die zwei Arbeiten von Peissner (1989) und Voigt (1971) geben zu gleichzeitig unter- und überströmten Kontrollbauwerken nur bedingt Aufschluss für die Quantifizierung für Brücken. Die untersuchten Abflusssituationen weichen zu stark von Situationen an Brücken ab, u. a. wegen der Wehrform und der großen Wehrtafelhöhe gegenüber einer Brückenstirnseite. Die wesentliche Erkenntnis aus diesen Untersuchungen für den Brückenkontext beziehen sich vor allem auf die Stagnationslinie. Die Stagnationslinie ist als Trennlinie zwischen den beiden Stromröhren aufzufassen. Demnach ist nicht nur die Höhenlage abhängig von den Abflussanteilen variabel, sondern auch deren Neigung. Shan et al. (2012) gehen in ihrer Modellvorstellung für Kolkbildungsuntersuchungen zunächst von einer Verortung auf Höhe der KOK aus. Mit den Untersuchungsergebnissen bestätigen sie, dass die Lage mit steigendem Überströmungsanteil nach unten wandert. In BWK (2009) ist Gl. 3-54 angegeben. Darin ist t_o der Anteil der Überbauhöhe t , der vom Überfallanteil angeströmt wird.

$$t_o = \frac{Q_o}{Q_{ges}} \cdot t \quad (\text{Gl. 3-54})$$

3.8 Eingetauchte Brücke

Sofern ein extrem hoher Überstau besteht, findet kein breitkroniger Überfall sondern ein Überströmen statt. Die Abgrenzung zwischen dem Wehrüberfall und dem Überströmen auf Basis der Impulsgleichung ist in BWK (2009) aufgeführt.

4 BRÜCKENHYDRAULIK AUF BASIS DER IMPULSBILANZ

Ein einheitliches Verfahren zur Berechnung der Hydraulik an unterströmten, eingestauten und überströmten Brücken wird angestrebt. Die Anwendungsmöglichkeiten reichen von der Dimensionierung über die Nachrechnung von Bestandsbrücken bis hin zur Einbettung als Ersatzmodell in numerische z. B. 2-d HN-Modelle.

Bei den vorgestellten Vorgehensweisen aus Kapitel 3 besteht durchweg die Problemstellung, die notwendigen Beiwerte empirisch basiert quantifizieren zu müssen. Eine verallgemeinerte Übertragbarkeit ist nicht gegeben. Ursache sind zum Teil nicht physikalisch begründete, sondern mit dem Ziel der Korrektur motivierte Verlustbeiwerte. Hierbei ist das Ziel, die Anzahl der empirisch zu bestimmenden Größen zu verringern und durch physikalisch begründete Größen zu ersetzen.

Malcherek (2018) schlägt zu diesem Zweck einen Paradigmenwechsel hin zur Verwendung der Impulsbilanz anstelle der Bernoulli-Gleichung vor. Erstens leitet sich die Bernoulli-Gleichung als Spezialfall aus der Impulsbilanz ab, der nur auf einer Stromlinie Gültigkeit besitzt. Zweitens ist eine analoge Vorgehensweise in der Hydraulik im Vergleich zur Hydrodynamik logisch.

Mit der Methode der Impulsbilanz wird die Fragestellung auf die Quantifizierung von physikalischen Größen an den Rändern der betrachteten KV verlagert. Interne Dissipationsprozesse müssen für die Lösung nicht quantifiziert werden. Mit den Möglichkeiten im hydraulischen Versuchswesen, gepaart mit numerischen Modellen und der zur Verfügung stehenden Rechenleistung, ist die Erfassung der Randgrößen umfassend möglich.

Ganz allgemein kann eine hydraulische Fragestellung in zwei Schritten gelöst werden. Zuerst ist ein geeignetes KV zu wählen und ein Kräfteplan für die Impulsbilanz zu entwickeln. Die Kräfte ergeben sich aus den Drücken und Schubspannungen auf die Ränder sowie Fließgeschwindigkeitsverteilungen in den offenen Schnitten der KV. Im zweiten Schritt können diese unbekannten Größen mit Hilfe von Messungen in gegenständlichen

Modellen oder mittels Analyse von Schnittgrößen in 3-dimensionalen numerischen Strömungsmodellen ermittelt werden.

4.1 Hydraulische Grundgleichung der Impulserhaltung

Die folgende kurze Erläuterung der Impulsgleichung ist angelehnt an die Darstellungen in Ferziger et al. (2020), Malcherek (2019), Schlichting et al. (2006). Sie dient hier dem Einstieg in die spätere Formulierung für die Brückenhydraulik.

Nach der Newton'schen Bewegungsgleichung ändert sich der differentiell vektoriell betrachtete Impuls $\mathbf{i} = m\mathbf{v}$ (m : Masse, $\mathbf{v}$: vektorielle Geschwindigkeit) mit der Zeit t infolge der angreifenden Kräfte $\mathbf{f}$:

$$\frac{dm\mathbf{v}}{dt} = \sum \mathbf{f} \quad (\text{Gl. 4-1})$$

Die Transformation auf ein KV gelingt durch Integration über das betrachtete Volumen und die Anwendung des Reynolds-Transporttheorems. Die Impulsbilanz für ein KV und dessen Ränder ∂KV wird zu:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{KV} \rho \mathbf{v} dV + \int_{\partial KV} \rho \mathbf{v} \mathbf{v} \cdot \mathbf{n} dA = \sum \mathbf{F} \quad (\text{Gl. 4-2})$$

Der Vektor $\mathbf{n}$ ist die nach außen weisende Normale auf der Oberfläche ∂KV . Die vektorielle Größe $\mathbf{F}$ beschreibt die über die Teilflächen integrierten äußeren Kräfte auf das KV. Nach dieser Gleichung stehen die Summe aus der zeitlichen Änderung des Gesamtimpulses $\mathbf{I}$ im Inneren des KV und dem Impulsfluss über die Ränder des KV mit den angreifenden Kräften im Gleichgewicht. Das erste Integral beschreibt den im KV enthaltenen Gesamtimpuls $\mathbf{I}$.

Ferziger et al. (2020) bezeichnet die beiden Gruppen der angreifenden Kräfte, die in $\mathbf{F}$ zusammengefasst sind, als Oberflächenkräfte sowie als Körperkräfte. Die Körperkräfte sind inertielle Kräfte wie die Schwerkraft, Fliehkraft, Corioliskraft, die durch das Beschleunigungsfeld infolge Gravitation und Systembewegung entstehen, sowie innere Kräfte. Für die vorliegende Problemstellung ist von diesen hier nur die Gewichtskraft von Interesse. Die Oberflächenkräfte setzen sich zusammen aus Drücken, Scherspannungen, Normalspannungen und anderen Spannungen, die normal oder tangential auf die Oberfläche des betrachteten KV wirken.

Der Ursprung der Oberflächenkräfte lässt sich aus der Betrachtung des Spannungstensors an einem Fluidteilchen herleiten. Für die Bewegungsgleichungen ist die Darstellung in Abhängigkeit der inneren Scherkräfte und Drücke unpraktisch. Die Formulierung in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeiten ist zweckmäßiger. Schlichting et al. (2006) liefern hierfür eine Herleitung. Grundlage bildet die geometrisch begründete Deformationsanalyse eines Fluidteilchens, in der viskose Kräfte mit differentiellen Verformungen verknüpft werden. Malcherek (2001) zeigt auf mathematische Weise, ausgehend vom Ansatz

von Stokes zur Geschwindigkeitsänderung in einem Geschwindigkeitsfeld, das analoge Ergebnis. Er liefert gleichzeitig eine praktisch verständliche Interpretation der Anteil des viskosen Spannungstensors $\mathbf{P}$:

$$\mathbf{P} = 2\mu \left(\mathbf{S} - \frac{1}{3} \operatorname{div} \mathbf{v} \mathbf{E} \right) + \frac{1}{3} \operatorname{div} \mathbf{v} \mathbf{E} \quad (\text{Gl. 4-3})$$

$\mathbf{S}$ ist der symmetrische Deformationstensor, in dem jede Komponente $S_{i,j}$ geschrieben werden kann als:

$$S_{i,j} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{Gl. 4-4})$$

Die Größe $\operatorname{div} \mathbf{v}$ beschreibt eine formtreue Volumenänderung. Diese verschwindet in inkompressiblen Fluiden. Der rein inkompressible viskose Spannungstensor $\mathbf{P} = 2\mu \mathbf{S}$ bleibt stehen.

Durch die oben bereits erwähnte Integration über ein gesamtes KV und Umformung ergibt sich die folgende Form der Impulsgleichung:

$$\frac{\partial \mathbf{I}}{\partial t} = \underbrace{\int_{KV} \rho \mathbf{g} dV}_{\text{Gewichtskraft}} - \underbrace{\int_{\partial KV} \rho (\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) \mathbf{v} dA}_{\text{Impulsfluss}} + \underbrace{\int_{\partial KV} \mu (\mathbf{grad} \cdot \mathbf{v}) \mathbf{n} dA}_{\text{Reibung}} + \underbrace{\int_{\partial KV} p \mathbf{n} dA}_{\text{Druck}} \quad (\text{Gl. 4-5})$$

4.2 Das betrachtete Kontrollvolumen

Bevor die auszuwertenden Gleichungen abschließend hergeleitet werden, sind die KV festzulegen. Betrachtet wird ein Gewässerabschnitt mit einer Brücke gemäß Abb. 4-1. Das KV_1 reicht von Schnitt 1 oberhalb der Brücke bis einschließlich Schnitt 2a in die Brücke hinein. Berücksichtigt werden alle Bestandteile, die je nach Wasserstand in Kontakt mit dem Wasserkörper stehen, d. h. Brückenöffnung unten, Widerlagerstirnseiten, Stirnseite des Brückenüberbaus, Überfallquerschnitt. Das KV_2 reicht von Schnitt 2c bis Schnitt 3. Analog zum KV_1 werden auch hier alle Bestandteile des Brückenquerschnitts, die mit dem Wasserkörper in Kontakt stehen, erfasst. Zwischen den Schnitten 2a und 2c werden zwei Hilfs-KV, KV_u (Brückenöffnung) und KV_o (Überfallstahl) eingeführt, welche die Schnitte 2a und 2c oberhalb und unterhalb des Brückenüberbaus verknüpfen.

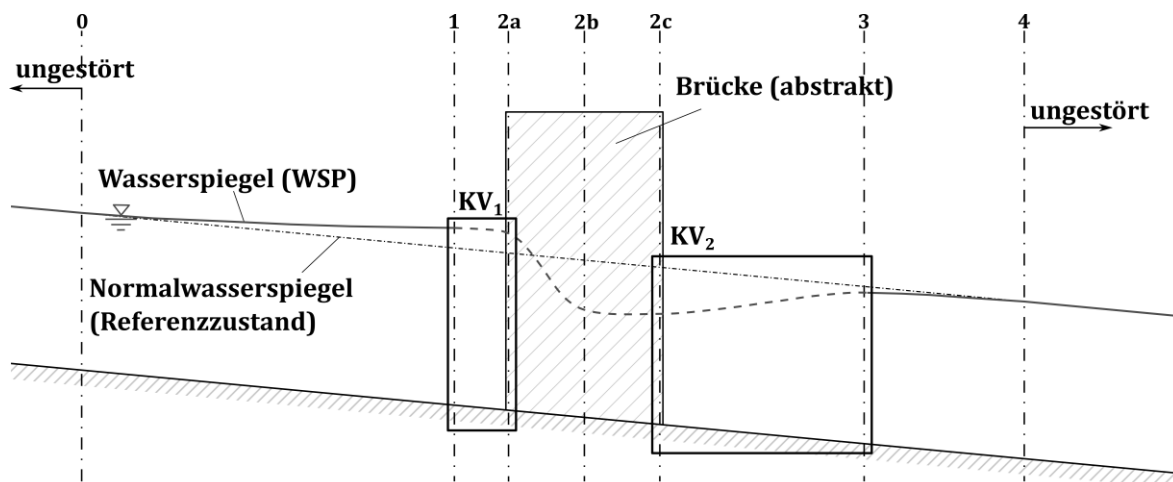


Abb. 4-1 Betrachtete Kontrollvolumen für die Verwendung der Impulsbilanz im Bereich einer abstrahierten Brücke

4.2.1 Längsausdehnung

Für die Staukurve zwischen den Schnitten 0 und 1 ist der Schnitt 1 unter grundsätzlich strömenden Bedingungen bestimmend. Die Ausprägung der Staukurve hängt oberhalb von Schnitt 1 allein von den Druckverhältnissen (Wasserstand), dem Durchfluss und der Geschwindigkeitsverteilung im Schnitt 1 sowie den hydraulischen Gerinnebedingungen (Rauheiten) im Abschnitt 0 – 1 ab. Der Abschnitt 0 – 1 lässt sich daher mit den üblichen Berechnungsmethoden der Gerinnehydraulik behandeln. Eine Beeinflussung durch das Brückenbauwerk ist nur noch mittelbar durch die bewirkten Bedingungen in Schnitt 1 gegeben. Die Hydraulik oberhalb von Schnitt 1 kann entkoppelt werden.

Für das UW sind die Überlegungen analog. Der Abfluss infolge der Einschnürung durch das Brückenbauwerk tritt beschleunigt und abhängig von der seitlichen Einschnürung stark ungleichförmig in die Expansionszone ein. In diesem wird die eingeschnürte Strömung auf die vollständige Gerinnebreite aufgeweitet, so dass auch an der Berandung die Strömung wieder in Hauptströmungsrichtung weist. Dieser Schnitt wird nach Abb. 2-5 bei Schnitt 3 definiert.

Die Länge dieses Expansionsbereichs entspricht nach Hunt und Brunner (1995) $r_E = 1,5$ mit dem Wertebereich $0,8 < r_E < 3,6$ (vgl. Abb. 2.6 in Kapitel 2.4). Letztlich ist die Expansion im Verhältnis 1:4 ein in vielen 1-d Spiegellinienprogrammen (HEC-RAS, WSPWIN, Kalypso-1d, WSPRO) enthaltenes Aufweitungsmaß, welches in den genannten Untersuchungen seinen Ursprung hat. Die Wasserspiegellage und Entwicklung der Geschwindigkeitsverteilung kann im Übergangsbereich von Schnitt 3 zu Schnitt 4, Abschnitt 3-4 analog zu Abschnitt 0-1, mit den üblichen Mitteln der Hydraulik berechnet werden. Er wird ebenso aus der Betrachtung hier herausgenommen.

4.2.2 Querausdehnung und betrachtete Querschnitte

In lateraler Richtung wird ausschließlich die Abflusskomponente innerhalb der Stromröhre des Hauptgerinnes betrachtet. Der Abfluss über potenzielle Gewässervorländer

bleibt unberücksichtigt. Entsprechende Gerinnequerschnitte sind auf der Abb. 4-2 zu sehen.

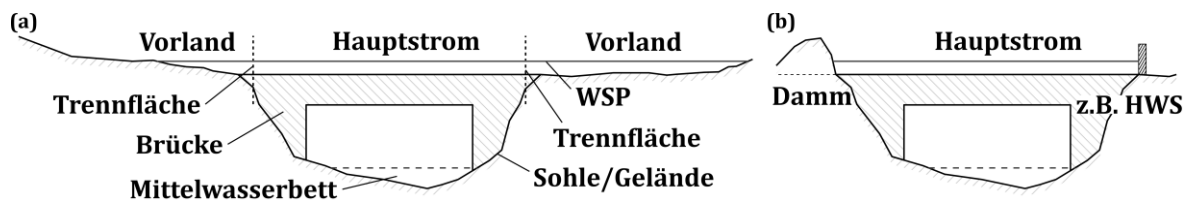


Abb. 4-2 Betrachtete Teile von Gerinnequerschnitten (a) eingedeichtes / eingedämmtes Gerinne, (b) Hauptgerinne eines gegliederten Gerinnes

In Situation (b) ist das Gewässer durch eine vertikale Barriere wie beispielsweise eine Hochwasserschutzwand seitlich begrenzt. Eine Überführung ist auf Höhe des Wandfußpunktes oder tiefer vorhanden. Derartige Situationen lassen sich besonders an kleinen Flussläufen, die unter beengten Verhältnissen z. B. in Ortschaften überführt werden, finden. Bei Szenario (a) kann auch ein ausuferndes Gewässer vorliegen, wobei eine Brücke auf Höhe der Böschungsoberkante angeordnet ist. Die Brücke wird absatzlos und eben in das Vorlandgelände überführt. Bei Ausuferungen dürfen im Nahfeld der Brücke keine starken lateralen Ungleichförmigkeiten im Gewässerquerschnitt vorliegen, so dass in guter Näherung eine Aufteilung in 3 Stromröhren möglich ist. Die Rauheitsinteraktion erfolgt unter Berücksichtigung einer gedachten Trennfläche infolge des turbulenten Impulsaustausches zwischen Vorland und Flussschlauch (vgl. z. B. Pasche, 1984). Die Situation des Flussschlauches ähnelt dann der Szenario (b).

Brücken mit höheren Anrampungen auf dem Vorlandgeländer oder sich davon stark abhebende Überführungen werden nicht erfasst, da hier nennenswerte, laterale Einschnürbewegungen vom Vorland in Richtung des Flussschlauches stattfinden können. Auch Bogenbrücken fallen nicht unter die betrachteten Einschränkungen.

4.3 Die verwendete Impulsbilanz in der Hydraulik

Nach Eingrenzung der betrachteten KV kann an die Gl. 4-2 angeknüpft werden. Der zeitlichen Gesamtimpulsänderung im ortsfesten KV stehen die Gewichtskraft, die Reibung (Impulsdiffusion), der Druck auf die Oberflächen des KV und den Impulsflüsse über die offenen Ränder gegenüber. Das betrachtete KV ist sehr kurz, so dass Reibungskräfte vernachlässigt werden, d. h.:

$$\int_{\partial KV} \mu(\mathbf{grad} \cdot \mathbf{v}) n dA \approx 0 \quad (\text{Gl. 4-6})$$

Der Übergang zu einer praktisch anwendbaren Hydraulik erfolgt durch Summation über diskrete Oberflächenabschnitte. Dies gelingt bei linearen Integranden ohne Problem.

Für den Impulsfluss über die Ränder mit quadratischem Integranden wird der Impulsstrombeiwert β je vektorieller Betrachtungsrichtung i eingeführt.

$$\beta_i = \frac{\int_A v_i^2 dA}{\bar{v}_i^2 \cdot A} \quad (\text{Gl. 4-7})$$

Hierdurch kann die mittlere Fließgeschwindigkeit durch einen offenen Rand als Rechenwert verwendet werden. Die physikalisch basierte Korrektur des Fehlers, der durch die Verwendung der mittleren Größen verursacht wird, erfolgt mit dem, theoretisch aus Messungen ableitbaren, Impulsstrombeiwert.

Auswertung der Integrale liefert die integrale Komponentenschreibweise:

$$\frac{\partial I_i}{\partial t} = \rho V_{KV} \cdot g_i + \sum_j \left[\int_{A_{j,i}} p_j - \rho \cdot v_{j,i}^2 dA \right] \quad (\text{Gl. 4-8})$$

Der Index j ist die laufende Nummerierung der einzelnen Flächen $A_{j,i}$, die in der Gesamtheit ∂KV das KV umschließen. Berücksichtigt wird jeweils die auf die Ebene normal zum Einheitsvektor der betrachteten Komponentenrichtung i projizierte Fläche.

Die betrachtete Problemstellung der Brückenhydraulik kann wegen der geringen Längsausdehnung und vergleichsweise langsam ablaufenden Änderungen bei einem Hochwasser als stationäres Problem angesehen werden. Die zeitliche Impulsänderung ist dann 0. Mit der Definition aus Gl. 4-7 folgt die in Hauptströmungsrichtung (x -Richtung) auszuwertende Impulsgleichung Gl. 4-9. Dabei wird der Index $i = x$ der Einfachheit halber weggelassen. Die x -Komponente der mittleren Geschwindigkeit wird mit v_x bezeichnet:

$$\frac{\partial I_x}{\partial t} = \sum_j \left(\int_{\partial A_{j,x}} p_j dA - \beta_j \rho \cdot v_x^2 \cdot A_j \right) = 0 \quad (\text{Gl. 4-9})$$

Impulsflüsse $\beta_j \cdot \rho \cdot \bar{v}_j^2 \cdot A_j$ sind positiv, wenn Sie in die gleiche Richtung wie die positive x -Achse weisen und umgekehrt. Diese Definition ist unabhängig davon, ob sie ins Innere des KV oder nach außen gerichtet ist. Dies wird aus Betrachtung in aufgelöster Vektornotation klar.

4.3.1 Vektorielle Betrachtung der Impulsgleichung

Ein zuweilen aufkommender Fehler bei der Anwendung der Impulsgleichung in der Hydraulik ist die Verwendung des falschen Vorzeichens im Zusammenhang mit Impulsflüssen. Die Reaktionskraft infolge des Impulsflusses ist immer ins Innere des KV gerichtet. Bezogen auf die globale x -Richtung weist der Kraftvektor für das KV also immer in die Richtung des invertierten Normalenvektors der Fläche, die durchströmt wird. Dies lässt

sich durch die Vektormultiplikation aus Gl. 4-2, hier für einen 2-dimensionalen Fall mit $\mathbf{v} = (v_x, v_y)^T$ und $\mathbf{n} = (n_x, n_y)^T$, klären.

$$(\mathbf{v} \cdot \mathbf{n}) \cdot \mathbf{v} = (v_x \cdot n_x + v_y \cdot n_y) \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} v_x^2 \cdot n_x \\ v_y^2 \cdot n_y \end{pmatrix} \quad (\text{Gl. 4-10})$$

Das Geschwindigkeitsquadrat eliminiert das Richtungsvorzeichen des Impulsflusses, so dass ausschließlich die Richtungsdefinition der Außenfläche des KV übrig bleibt. Fließt das Wasser aus negativer x -Richtung in das KV ($n_x < 0$), wird der gesamte Term $u^2 \cdot n_x < 0$. Gleiches gilt für Wasser, das in negative x -Richtung aus dem KV ausströmt. Umgekehrt verhält es sich mit Impulsflüssen auf der anderen Seite mit $n_x > 0$.

Druckkräfte $\int_{\partial A_j} p_j dA$ weisen immer ins Innere des Kontrollvolumens. Bzgl. der anzunehmenden Richtung gilt die analoge Erläuterung wie für die Geschwindigkeiten.

4.3.2 Stützkraftsatz und Kräfte auf das Kontrollvolumen

Die Impulsbilanz wird in der Hydromechanik auch Stützkraftsatz genannt. Die Bedeutung ist bei Autoren unterschiedlich nuanciert. Für einen Gewässerabschnitt, in welchem die ein- und ausströmenden Geschwindigkeiten parallel verlaufen und die Reibung vernachlässigt werden kann, wird aus der vektoriellen Impulsbilanz eine skalare Bilanz. Press und Schröder (1966) bezeichnen nur diese als Stützkraftsatz. Dabei bilden die beiden Druck- und Impulsanteile, die auf die offenen Stirnflächen eines KV wirken, addiert jeweils eine Stützkraft. Auch Naudascher (1992) bezeichnet die „Summe aus Druckkraft und Bewegungsgröße“ als Stützkraft. Allerdings wird nicht ersichtlich, warum nicht auch eine vektorielle, also nicht auf eine Richtung reduzierte Betrachtung entsprechend behandelt werden kann. Malcherek (2019) nennt die resultierende Kraft F_S , die aus allen Drücken und Impulsflüssen über die strömungsoffenen Randflächen des betrachteten KV folgt, als Stützkraft.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Begriff analog zu Naudaschers Festlegung verwendet. In Hauptströmungsrichtung und bei hydrostatischer Druckverteilung in einem Rechteckquerschnitt ist die Stützkraft S_i die Summe aus einem dynamischen Impulsanteil I_i und Druckanteil P_i und wird zu:

$$S_i = I_i + P_i = \beta_i \rho Q v_i + \frac{1}{2} \rho g h_i^2 b_i \quad (\text{Gl. 4-11})$$

4.3.3 Nicht-hydrostatische Druck- und ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilungen

Verallgemeinert für den Fall mit gekrümmten Stromlinien und einer ungleichmäßigen Verteilung der Stromlinien ist die Stützkraft zu korrigieren:

$$S = \beta \rho Q v + c \cdot \frac{1}{2} \rho g h^2 b \quad (\text{Gl. 4-12})$$

Der Impulsstrombeiwert β ist oben bereits eingeführt worden. Die Korrekturgröße c geht auf die Arbeiten von Boussinesq zurück (siehe Press & Schröder, 1966). Der Korrekturbeiwert ergibt sich aus dem Ansatz für den nicht-hydrostatischen Verlauf des Drucks über die Tiefe:

$$p = \rho g z + p_K, \quad (\text{Gl. 4-13})$$

wobei p_K den nicht hydrostatischen Anteil (Zuwachs oder Verringerung) beschreibt. Wenn also der Verlauf des Drucks bekannt ist, ergibt sich die Korrektur c durch Integration der vorhandenen Drücke über den Querschnitt gegenüber der hydrostatischen Verteilung.

$$c = \frac{P_{\text{non-stat}}}{P_{\text{stat}}} = \frac{\iint p dy dz}{\iint \rho g z dy dz} = \frac{\iint \rho g z + p_K dy dz}{\iint \rho g z dy dz} = 1 + \frac{\iint p_K dy dz}{\iint \rho g z dy dz} \quad (\text{Gl. 4-14})$$

Für einen Rechteckquerschnitt erfolgt die Integration über die Wassertiefe h und die Gerinnebreite b . Es folgt:

$$c = \frac{2}{\rho g h^2 b} \iint_{0, -\frac{b}{2}}^{\frac{h}{2}, \frac{b}{2}} p dy dz = 1 + \frac{2}{\rho g h^2 b} \iint_{0, -\frac{b}{2}}^{\frac{h}{2}, \frac{b}{2}} p_K dy dz \quad (\text{Gl. 4-15})$$

4.3.4 Die Abhängigkeit der Stützkraft von der Froude-Zahl

Eine weitere Darstellung in einem Rechteckquerschnitt ergibt sich mit folgenden Umformungen. Zunächst wird in der Stützkraft die Fließgeschwindigkeit v_i durch den Quotient aus Durchfluss Q und der Fließfläche $A = b_i \cdot h_i$ ersetzt. Zudem wird die quadrierte Froude-Zahl

$$Fr_i^2 = \frac{Q^2}{g b_i^2 h_i^3} \quad (\text{Gl. 4-16})$$

nach Q^2 umgestellt und in den dynamischen Anteil der Stützkraft eingesetzt. Anschließend kann der Anteil der hydrostatischen Druckkraft ausgeklammert werden. Es folgt

$$S_i = \beta_i \frac{\rho Fr_i^2 g b_i^2 h_i^3}{b_i h_i} + c_i \cdot \frac{1}{2} \rho g h_i^2 b_i = \frac{1}{2} \rho g h_i^2 b_i \cdot (2 \beta_i Fr_i^2 + c_i). \quad (\text{Gl. 4-17})$$

Erheben des hydrostatischen Anteils in die dritte Potenz und erneutes Einsetzen des nach h_i^3 umgestellten Ausdrucks für das Quadrat der Froude-Zahl liefert:

$$\left(\frac{1}{2}\rho g h_i^2 b_i\right)^3 = \frac{(\rho g)^3}{8} b_i^3 (h_i^3)^2 = \frac{(\rho g b_i)^3 \beta_i}{8} \left(\frac{Q^2}{g b_i^2 Fr_i^2}\right)^2 = \frac{\rho^3}{8} \frac{g \beta_i}{b_i Fr_i^4} \cdot \left(\frac{Q}{Fr_i}\right)^4 \quad (\text{Gl. 4-18})$$

Setzt man diesen Ausdruck in die Stützkraft ein, so kann die Abhängigkeit von der Wassertiefe auf die Froude-Zahl verschoben werden. Dies hat zur Folge, dass die Gleichung auf die dimensionslose Froude-Zahl Fr_i , den Druckanpassungen c_i , den bekannten Durchfluss Q sowie die bekannte Querschnittsdimension b_i heruntergebrochen wird.

$$S_i = \frac{\rho}{2} \cdot \left(\frac{g}{b_i}\right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{Q}{Fr_i}\right)^{\frac{4}{3}} (2\beta_i Fr_i^2 + c_i) \quad (\text{Gl. 4-19})$$

4.3.5 Kräfte auf die strömungsgeschlossenen Ränder

Kräfte auf nicht durchströmbare Außenflächen des KV (seitliche Wände, Sohle, Brückenwiderlager etc.) können entweder Druck- oder Reibungskräfte sein. Reibungskräfte werden vernachlässigt (s. o.).

Übrig bleiben Druckkräfte, die im einfachsten Falle eine hydrostatische Verteilung des Drucks aufweisen. Grundsätzlich werden Druckkräfte auf die Außenfläche i mit P_i abgekürzt:

$$P_i = c_i \cdot \frac{1}{2} \rho g h_i^2 b_i \quad (\text{Gl. 4-20})$$

Im gegebenen Fall handelt es sich um eine Druckkraft bei einer Wassertiefe h_i und Breite b_i , die ggf. eine nicht-hydrostatische Verteilung aufweist.

4.4 Druckverläufe und Stromlinienkrümmung

Malcherek (2019) schlägt vor, Druckverläufe durch Polynomfunktionen zu approximieren. Diese Art der Approximation hat keine physikalische Bedeutung, sondern lässt sich mathematisch besonders einfach handhaben und gut an erwartete Druckverläufe anpassen. Zur Beschreibung sind nur wenige Parameter erforderlich.

Maßgeblich für die approximierte Druckfunktion sind der Stromlinienverlauf und die sich daraus ergebenden Randwerte des Drucks. Sowohl Press und Schröder (1966) als auch Knapp (1960) zeigen, dass die Änderung des Drucks senkrecht zu den Stromlinien umgekehrt proportional zu deren Krümmung ist. Die Druckänderung Press und Schröder (1966) beträgt (vgl. Abb. 4-3):

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \frac{v^2}{r_K} - \rho g \frac{\partial z}{\partial n} \quad (\text{Gl. 4-21})$$

Die Normalenrichtung hat ihren Ursprung im Mittelpunkt des gedachten Kreises, auf dem sich der betrachtete Punkt der Stromlinie mit der ermittelten Krümmung befindet. Die z -Richtung ist von der Sohle aus nach oben gerichtet. Wenn Normalenrichtung und z -Richtung zusammen fallen, kann die Druckveränderung in der vertikalen gegenüber dem hydrostatischen Druck ermittelt werden. Dazu muss der Verlauf der Stromlinien bekannt sein.

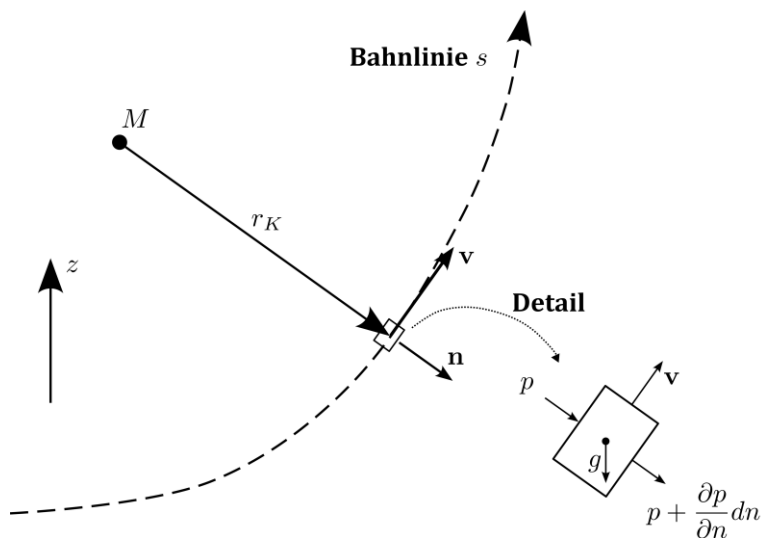


Abb. 4-3 Definitionsskizze einer gekrümmten Stromlinie zur Ableitung der Druckverhältnisse mit der radialen Druckgleichung (angepasst nach Press & Schröder, 1966)

Rein qualitativ kann festgehalten werden, dass die tatsächliche Druckänderung geringer als die hydrostatische Druckänderung ist, wenn sich Sohle und Ursprung der Krümmungsnormalen auf der gleichen Seite der Stromlinie befinden. Eine größere als die hydrostatische Druckänderung tritt ein, wenn sich Krümmungsursprung und Sohle auf unterschiedlichen Seiten der Stromlinie befinden.

4.4.1 Die vertikale Approximation nicht-linearer Druckverläufe

Ganz allgemein sind zur Erfassung der Stützkräfte nicht lineare Druckverläufe abzubilden. Die Herangehensweise von Press und Schröder (1966) besteht darin, den Druck in der Tiefe z durch die Gleichung:

$$p(z) = \rho g z + p_K \quad (\text{Gl. 4-22})$$

auszudrücken. Der Druckanteil p_K entspricht dem von der hydrostatischen Verteilung abweichenden Anteil des Drucks. Er ist über die radiale Druckänderungsgleichung zu bestimmen.

Als Beispiel für die Anwendung dienen zwei Vertikalschnitte in möglichen gekrümmten Strömungssituationen (Abb. 4-4). Die Stromlinien verlaufen am unteren (Fall I) bzw. oberen (Fall II) Rand der Druckfläche nahezu parallel zueinander. Der Krümmungsradius strebt dort gegen $r_K \rightarrow \infty$. Infolgedessen tendiert der Grenzwert des ersten Terms der Druckänderungsgleichung (Gl. 4-21) gegen 0. Bei einem lokalen Koordinatensystem mit dem Ursprung an der Sohle und gegen die Gravitation gerichteter z-Achse ist die Druckänderung mit der Tiefe $dp/dz(0) = -\rho g$ (Fall I) bzw. $dp/dz(h) = -\rho g$ (Fall II). In beiden Konstellationen wären bei Einbettung in beliebiger Wassertiefe andere Druckrandwerte am oberen oder unteren Ende möglich.

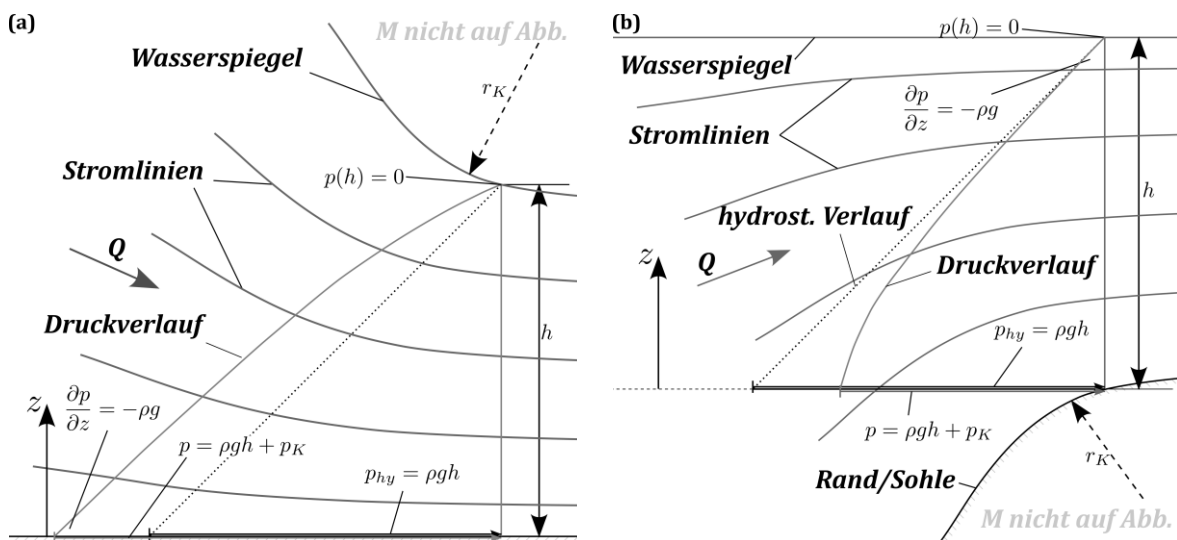


Abb. 4-4 Beispieldruckverläufe mit (a) Fall I Druckzuwachs bei nach unten mit der Gravitation gestauchter Strömung und (b) Druckabnahme mit nach oben beschleunigter Strömung

Der vollständige Druckverlauf kann nicht rekonstruiert werden. Dafür müssten die genauen Verläufe der Stromlinien bekannt sein, um mit der Druckänderungsgleichung Gl. 4-21 zu einem analytischen Ergebnis zu kommen. Zudem fehlt die Kenntnis über die Größe des Drucks an der Sohle.

Alternativ wird angenommen, dass ein Druckverlauf durch eine Polynomfunktion approximiert werden kann. Da der Druck p_K immer auch als Bruchteil des hydrostatischen Drucks in der Tiefe h formuliert werden kann, wird Gl. 4-22 überführt in:

$$p(z) = \rho g h \cdot f(z) \quad (\text{Gl. 4-23})$$

Die Größe $f(z)$ skaliert dabei den tatsächlichen Druck gegenüber dem hydrostatischen Druck in der Tiefe $z = h$.

Als Polynom zur Approximation des Druckverlaufes wird analog zu Malcherek (2019) ein beliebiges Polynom n -ten Grades gewählt, wobei nur das Glied des Exponenten n , der lineare Teil sowie der konstante Verschiebungsanteil berücksichtigt werden. Das allgemeine Polynom lautet:

$$p(z) = az^n + bz + c \quad (\text{Gl. 4-24})$$

Für den Fall I mit beliebigen Druckrandwert unten $p(z_s) = p_s$ und Druck oben $p(z_t) = p_t$, mit den Höhenordinaten unten z_s (Sohle) und oben z_t (Top) sowie der gegebenen Randbedingung für die vertikale Druckänderung können die Parameter a , b und c bestimmt werden. Zuvor werden die beiden Druckrandwerte p_s und p_t in Abhängigkeit der Anpassungswerte gemäß Gl. 4-23 angegeben:

$$p_s = f_s \cdot \rho g h \quad (\text{Gl. 4-25})$$

bzw.

$$p_t = f_t \cdot \rho g h \quad (\text{Gl. 4-26})$$

Für die beiden o. g. Beispiele ergeben sich zusammen mit den beiden Druckanpassungen Gl. 4-25 und Gl. 4-26 zwei Druckfunktionen. Gl. 4-27 gilt für den Fall I mit parallelen Stromlinien unten sowie dem Betrachtungsbereich $[0 \dots h]$. Gl. 4-28 gilt für den Fall II mit oben parallelen Stromlinien und dem gleichen Betrachtungsbereich:

$$p_I(z) = \rho g \left(\frac{1 + f_t - f_s}{z_t^{n-1}} \cdot z^n - z + f_s z_t \right) \quad (\text{Gl. 4-27})$$

bzw.

$$p_{II}(z) = \rho g \left(\frac{1 - f_s}{(1 - n) \cdot z_t^{n-1}} \cdot z^n + \left(\frac{n \cdot (1 - f_s)}{n - 1} - 1 \right) \cdot z + f_s z_t \right) \quad (\text{Gl. 4-28})$$

Zur Probe müssen beide Gleichungen für $f_s = 1$ und $f_t = 0$ und unabhängig vom gewählten Polynomgrad n dem hydrostatischen Druckverlauf folgen. Eingesetzt liefert Gl. 4-27 (Fall I):

$$P_I(h) = \rho g \int_0^h 0 \cdot z^n - z + z_t dz = \rho g \left[0 - \frac{1}{2} z^2 + h z \right]_0^h = \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (\text{Gl. 4-29})$$

Bei Verwendung des Falls II ergibt sich ebenso:

$$P_{II}(h) = \rho g \int_0^h 0 \cdot z^n - 1 \cdot z + h dz = \rho g \left[0 - \frac{1}{2} z^2 + hz \right]_0^h = \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (\text{Gl. 4-30})$$

Die Faktoren f_s und f_t können beliebige Werte annehmen. Ein Wert größer als 1 ist gleichbedeutend mit einem höheren Druck als Vergleichssohl Druck. Ein Wert kleiner als die 1 bedeutet Umgekehrtes. Der nicht-lineare Druckverlauf über eine Wassersäule ist somit in der Vertikalen definiert. Die resultierende Druckkraft kann durch Integration gefunden werden. Beispielhaft sind für $n \in \{2,4,8,16\}$ die möglichen Approximationsverläufe in den oben dargestellten Fällen I und II, beispielhaft auf der Abb. 4-5 mit normierten Achsen dargestellt. Ein höherer Approximationsgrad erlaubt stärkere Krümmungen innerhalb eines Verlaufes abzubilden.

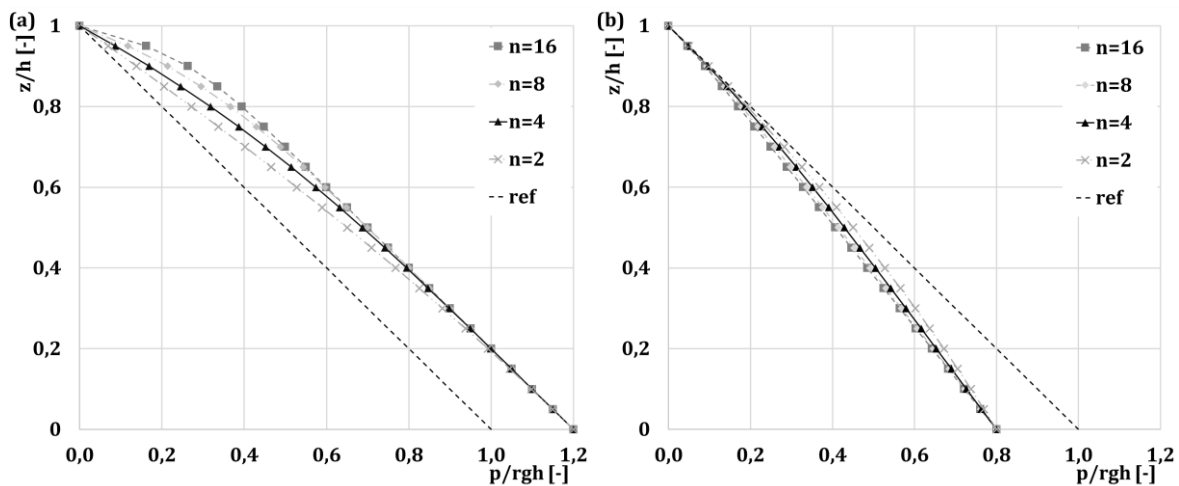


Abb. 4-5 Approximierter Druckverlauf mit $n=2, 4, 8$ und $n=16$ für (a) Beispiel-Fall I ($f_t=0$ und $f_s=1,2$) und (b) Fall II ($f_t=0$ und $f_s=0,8$)

Die Verwendung dieser beiden Funktionen ist in jeder Tiefe möglich. Es ist auf die richtigen Faktoren f_t und f_s sowie die korrekten Integrationsgrenzen zu achten.

4.4.2 Horizontal nicht-linearer Druckverlauf

Häufig wird die vereinfachende Annahme eines horizontal konstanten Druckverlaufs getroffen. Dies ist z. B. an den Rändern der Widerlager im Übergang zur Durchströmung der Brücke nicht zutreffend. Der nicht-lineare Verlauf wird auf gleiche Weise mit einer polynomialen Verteilungsanpassung angenähert. Die vorgenommene Approximation dient der Skalierung der vertikalen Druckverteilung in horizontaler Richtung. Ein konstanter Wert 1 steht für einen in horizontaler Richtung konstanten Verlauf.

Der horizontale Verlauf der Druckskalierung wird analog zum vertikalen Verlauf abgebildet mit:

$$f_p(y) = dy^m + ey + f \quad (\text{Gl. 4-31})$$

Bei der konkreten Problemstellung der Brückenhydraulik ist ein nicht-konstanter bzw. nicht-linearer Verlauf vor den Widerlagern oder in der Brückenöffnung zu erwarten. Vor den Widerlagern am Rand einer Rinne ist mit einem konstanten, gegenüber dem Referenzdruck unveränderten Druckverlauf zu rechnen. Legt man beispielhaft die y -Ordinate an die Kanalwand sind die beiden damit einhergehenden Randwerte $f_p(y = 0) = 1$ und $(df_p)/dy(0) = 0$. Am Widerlagerrand zur Brückenöffnung ist der Druck um das Maß r gegenüber dem Ausgangsdruckverlauf in der Vertikalen reduziert, d. h. $f_p(b_W) = r$. Dadurch ergibt sich der horizontale Verlauf zu:

$$f_p(y) = 1 - \frac{1-r}{b_W^m} y^m \quad (\text{Gl. 4-32})$$

Die Gleichung kann allgemeingültig auch für die Brückenöffnung eingesetzt werden. Dafür ist der Ursprung des lokalen horizontalen y -Koordinatensystem in die Mitte der symmetrischen Rinne zu legen. Für jeweils den links- bzw. rechtsseitigen Verlauf der Modifikation des vertikalen Druckverlaufes gilt dann ebenso Gl. 4-32, wobei b_W durch $0,5 \cdot b$ zu ersetzen ist.

4.4.3 2-dimensional nicht-linearer Druckverlauf und resultierende Druckkraft

Die Überlagerung der beiden Verläufe gelingt durch Multiplikation der beiden Funktionen. Bspw. wird der Druckverlauf auf der Basis des Falls I zu:

$$p_I(y, z) = \rho g \cdot \left(\frac{(1 + f_t - f_s)}{z_t^{n-1}} \cdot z^n - z + f_s z_t \right) \cdot \left(1 - \frac{1-r}{b_W^m} y^m \right) \quad (\text{Gl. 4-33})$$

Analog lässt sich die Funktion für Fall II aufstellen.

Durch Integration über die Breite (Bsp. $[0 \dots b_W]$) und Höhe (Bsp. $[0 \dots h]$) der Druckfläche erhält man die resultierende Druckkraft, hier wieder am Bsp. des Falls I:

$$P_I = \rho g \int_0^{b_W} \int_0^h \left(\frac{(1 + f_t - f_s)}{z_t^n} \cdot z_t \cdot z^n - z + f_s z_t \right) \cdot \left(1 - \frac{1-r}{b_W^m} y^m \right) dy dz \quad (\text{Gl. 4-34})$$

Die Integration kann allgemeingültig formuliert werden:

$$\begin{aligned}
P(y, z) &= \rho g \int_0^{b_W} \int_0^h p'(z) \cdot f_p(y) dz dy \\
&= \int_0^{b_W} f_p(y) \cdot \underbrace{\rho g \int_0^h p'(z) dz}_{=P_z} dy \\
&= P_z \cdot \underbrace{\int_0^{b_W} f_p(y) dy}_{=B_y} = P_z \cdot B_y
\end{aligned}
\tag{Gl. 4-35}$$

Die Integration der Funktionen p_I oder p_{II} liefern in beiden Fällen schematisch gleiche Ergebnisse. Durch die Integration von p_I über die gesamte Wassertiefe

$$\begin{aligned}
P_z &= \rho g \cdot \int_0^{z_t=h} \frac{(1 + f_t - f_s) \cdot z_t}{z_t^n} \cdot z^n - z + f_s z_t dz \\
&= \rho g \left[\frac{1 + f_t - f_s}{h^{n-1} \cdot (1 + n)} z^{n+1} - \frac{1}{2} z^2 + f_s h z \right]_0^h
\end{aligned}
\tag{Gl. 4-36}$$

folgt nach der Auswertung

$$P_z = \rho g \left(\frac{1 + f_t - f_s}{1 + n} \cdot \underbrace{\frac{h^{n+1}}{h^2}}_{h^2} - \frac{1}{2} h^2 + f_s h^2 \right) = \frac{1}{2} \rho g h^2 \cdot \left(\frac{1 + f_t - f_s}{1 + n} - \frac{1}{2} + f_s \right)
\tag{Gl. 4-37}$$

eine Darstellung auf der Basis des hydrostatischen Vergleichsdruckes:

$$P_z = c' \cdot \frac{1}{2} \rho g h^2
\tag{Gl. 4-38}$$

mit

$$c' = c_I' = \frac{1 + f_t - f_s}{1 + n} - \frac{1}{2} + f_s
\tag{Gl. 4-39}$$

für den Fall I. Entsprechend kann für Fall II hergeleitet werden:

$$c_{II}' = \frac{2(1 + f_t - f_s)}{1 - n^2} + \left(n \cdot \frac{1 + f_t - f_s}{n - 1} - 1 \right) + 2f_s
\tag{Gl. 4-40}$$

Testweise kann bei der Wahl einer beliebigen Approximationsdimension n für die hydrostatische Druckverteilung, für die $f_s = 1$ und $f_t = 0$ gilt, auf der Basis beider Funktionen

berechnet werden $c_I' = c_{II}' = 1$. Allgemein ist festzuhalten, dass sich die Druckkraft pro Breiteneinheit P_z als Vielfaches der rein hydrostatischen Vergleichskraft pro Breiteneinheit über den Faktor c' darstellen lässt.

Die Auswertung der Variation über die Breite der Druckfläche kann auf analoge Weise durchgeführt werden. Hierbei wird, nicht wie bei der obigen Herleitung, die Breite des Widerlagers b_W , sondern die Breite der Druckfläche b verwendet. Die Auswertung des Integrals B_y über die gegebenen Grenzen $[0 \dots b]$:

$$B_y = \int_0^b \left(1 - \frac{1-r}{b^m} y^m \right) dy = \left[y - \frac{1-r}{(m+1)b^m} y^{m+1} \right]_0^{b^m} \quad (\text{Gl. 4-41})$$

ergibt

$$B_y = b - \frac{(1-r)}{(m+1)b^m} b^{m+1} = b \cdot \left(1 + \frac{r-1}{m+1} \right). \quad (\text{Gl. 4-42})$$

Auch die Breitenkorrektur lässt sich abhängig von der Wahl des Approximationsgrades m sowie des Randreduktionsfaktors des Drucks r in der Form

$$B_y = f_b \cdot b_W \quad (\text{Gl. 4-43})$$

mit

$$f_b = 1 + \frac{r-1}{m+1} \quad (\text{Gl. 4-44})$$

darstellen. Sofern es sich um eine Druckminderung handelt ($r < 1$), wird der Korrekturparameter $f_b < 1$. Umgekehrt gilt $f_b > 1$ bei einer Drucksteigerung zum Rand.

Führt man beide nicht-linearen Verläufe zusammen erhält man die allgemeine Gleichung für die gesamte Druckkraft als Integration über eine Druckfläche:

$$P_z = c \cdot \frac{1}{2} \rho g h^2 b \quad (\text{Gl. 4-45})$$

mit

$$c = c' \cdot f_B \quad (\text{Gl. 4-46})$$

In dieser Gleichung stellt die Größe c die korrigierende Größe gegenüber der hydrostatischen Druckkraft dar, die sich aus der Integration der gewählten Approximationsfunktion

ergibt. Der Korrekturwert kann allein aus physikalisch begründeten Größen und der Wahl der Exponenten der Approximationsfunktion abgeleitet werden.

4.5 Extremalprinzip und Grenzstützkraft

Das Extremalprinzip in der Freispiegelströmung besagt, dass eine spezifische¹¹ Mindestenergiehöhe $h_{E,min}$ vorhanden sein muss, um einen Abfluss abzuführen. Der zugehörige Wasserstand ist die Grenztiefe (auch: kritische Tiefe). In einem Rechteckgerinne entspricht die Grenztiefe $2/3$ der minimalen Energiehöhe. Die Herleitung erfolgt durch Extremalwertbetrachtung der kubischen Energiehöhengleichung:

$$h_E = \frac{v^2}{2g} + h = \frac{Q^2}{2gb^2h^2} + h = \min! \quad (\text{Gl. 4-47})$$

Das gleiche Prinzip ist auch für eine Stützkraft anwendbar. Die Stützkraft im Schnitt eines rechteckigen Gewässerquerschnitts der Breite b und Wassertiefe h muss minimiert werden:

$$S = \frac{\rho Q^2}{hb} + \frac{1}{2}\rho gh^2b = \min! \quad (\text{Gl. 4-48})$$

Im Schnitt zur Ableitungen der Minimalbedingungen muss gleichförmige Strömung vorherrschen. Insofern ist von hydrostatischen Bedingungen sowie gleichförmiger Strömungsverteilung ($\beta = 1$) auszugehen. Ableitung und Setzen zu 0 liefert:

$$\frac{dS}{dh} = -\frac{\rho Q^2}{h^2b} + \rho ghb = 0 \Rightarrow h = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{\frac{1}{3}} = h_{gr} \quad (\text{Gl. 4-49})$$

Dieses Ergebnis entspricht der Herleitung aus der Bernoulli-Gleichung. Umgeformt nach dem Durchfluss Q und eingesetzt in die Gleichung für die Stützkraft resultiert:

$$S_{gr} = \rho \cdot \frac{gh_{gr}^3b^2}{h_{gr}b} + \frac{1}{2}\rho gh_{gr}^2b \quad (\text{Gl. 4-50})$$

Der hydrostatische Anteil beträgt damit $1/3$ und der Anteil des Impulsstroms $2/3$ der gesamten Grenzstützkraft. Dies entspricht im Ergebnis auch der Bernoulli-Gleichung:

$$S_{gr} = \frac{3}{2}\rho gh_{gr}^2b \quad (\text{Gl. 4-51})$$

¹¹ spezifisch: auf die Sohlhöhe bezogen

Die Grenzstützkraft wird nachfolgend in einigen Grenzfällen von Bedeutung werden.

4.6 Abflusssituationen

Für die Formulierung der Impulsbilanz werden die Abflusssituationen auf Abb. 3-1 nach den Wasserständen im UW und OW in Tab. 4-1 systematisiert. Die Unterscheidung nach strömenden und schießenden Bedingungen wird nicht eingeführt. Einige Kombinationen sind dabei nicht möglich. Solange bspw. kein Einstau im OW stattfindet, kann auch im UW bei strömenden Umgebungsbedingungen und ebener Brückenplattenunterseite kein Einstau vorliegen.

Tab. 4-1 Mögliche Abflusssituation an einer Brücke infolge der Kombinationen von Ober- und Unterwasserständen

		Unterwasser		
		(a) Frei	(b) Einstau	(c) Überstau
Oberwasser	(1) Frei	1a	-	-
	(2) Einstau	2a	2b	-
	(3) Überstau	3a	3b	3c

4.6.1 Fall 1a – Freier Abfluss

Freier Abfluss liegt dann vor, wenn die Wassertiefe h_{2a} unmittelbar vor der Brücke geringer als die Höhe der Brückenöffnung s ist:

$$h_{2a} < s \quad (\text{Gl. 4-52})$$

Einzig die Brückenwiderlager stehen als blockierende Körper in der Strömung. Die betrachteten KV und die Druckflächen sind auf der Abb. 4-6 dargestellt.

Es handelt sich um eine rein horizontale Einschnürung (vgl. Kapitel 2.4 und Kapitel 3.5). Die Stirnflächen der Widerlager $A_{W,2a}$ und $A_{W,2c}$ berühren den Wasserkörper.

Die Ausgangsimpulsgleichung Gl. 4-9 wird für das KV_1 zu:

$$S_1 = P_{W,2a} + S_{2a,u} \quad (\text{Gl. 4.53})$$

Für KV_2 gilt:

$$P_{W,2c} + S_{2c,u} = S_3 \quad (\text{Gl. 4.54})$$

Im Brückenzulauf sowie im betrachteten Ablauf kann von einer hydrostatischen Druckverteilung ausgegangen werden. Dort ist anzunehmen, dass keine relevanten Krümmun-

gen der Stromfäden vorhanden sind. Die Stützkräfte an den äußeren Rändern des KV werden dann:

$$S_1 = \beta_1 \rho Q v_1 + \int_{A_1} p_1(y, z) dA = \beta_1 \rho Q v_1 + \frac{1}{2} \rho g B h_1^2 \quad (\text{Gl. 4-55})$$

$$S_3 = \beta_3 \rho Q v_3 + \int_{A_3} p_3(y, z) dA = \beta_3 \rho Q v_3 + \frac{1}{2} \rho g B h_3^2 \quad (\text{Gl. 4-56})$$

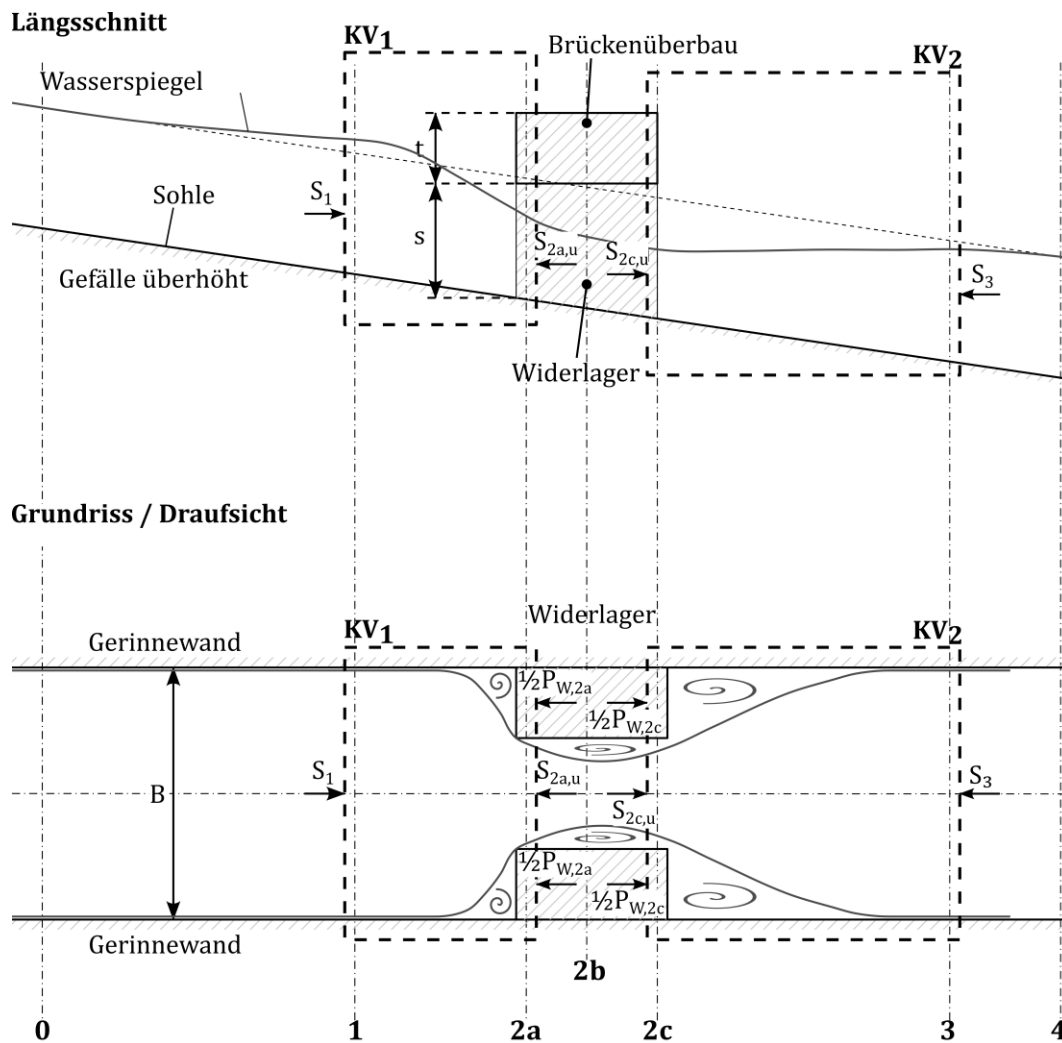


Abb. 4-6 Kontrollvolumen und Kräfte Fall 1a – Freispiegelströmung

Die Integrale der Drücke auf die Widerlagerstirnseiten lassen sich mit Hilfe der Darstellungen aus Kapitel 4.4 durch eine Korrektur der hydrostatischen Kraft bei gegebener Wassertiefe bestimmen. Die Kräfte auf die Widerlager $P_{W,2a}$ und $P_{W,2c}$ sind: $\frac{1}{2}$

$$P_{W,2a} = \int_{A_{W,2a}} p_{W,2a} dA = 2c_{W,2a} \cdot \frac{1}{2} \rho g h_{2a}^2 b_W \quad (\text{Gl. 4-57})$$

und

$$P_{W,2c} = \int_{A_{W,2c}} p_{W,2c} dA = 2c_{W,2c} \cdot \frac{1}{2} \rho g h_{2c}^2 b_W \quad (\text{Gl. 4-58})$$

Die Kraft in der Brückenöffnung im Schnitt 2a ist:

$$S_{2a,u} = \beta_{2a,u} \rho Q v_{2a,u} + \int_{A_{2a,u}} p_{2a,u} dA = \beta_{2a,u} \rho Q v_{2a,u} + c_{2a,u} \cdot \frac{1}{2} \rho g h_{2a}^2 b \quad (\text{Gl. 4-59})$$

Die Verknüpfung der beiden Kontrollvolumina KV_1 und KV_2 geschieht über die Gleichheit der Kräfte in der Öffnung der Brücke (KV_u).

$$S_{2a,u} = S_{2c,u} \quad (\text{Gl. 4-60})$$

Typischerweise sind die Geometrie (b, B), der Durchfluss Q und der Einstauwasserstand im UW h_3 bekannt. Wenn die Geschwindigkeitsverteilungen, die Wasserstände und die Druckverteilung in den Schnitten 2a und 2c bekannt sind, kann die Wassertiefe h_1 im OW bestimmt werden.

Die Randbedingungen für die Druckverläufe sind der verschwindende Druck an der Wasserspiegeloberfläche aller Schnittflächen $f_{t,i} = 0$ sowie die Annäherung an eine hydrostatische Druckänderung an der Sohle:

$$\left. \frac{dp}{dz} \right|_{z_u} = -\rho g. \quad (\text{Gl. 4-61})$$

Die Anpassungen des Sohldrucks $f_{s,i}$ und die Anpassung des horizontalen Druckverlaufes r_i sind unbekannt.

4.6.2 Fall 2a – Einstau der Brückenplatte mit freiem Abfluss

Sobald die OW-Öffnung der Brücke vollständig benetzt ist, verändert sich die Impulsbilanz. Rechnerisch ist dies erreicht, wenn gilt

$$h_{2a} > s. \quad (\text{Gl. 4-62})$$

Die benetzten Druckflächen für die Impulsbilanz, jeweils an der Brückenflanke im OW und UW, sind auf der Abb. 4-7 dargestellt.

Die am Brückenüberbau entstehende Druckfläche wird in den Anteil über dem Widerlager und den Anteil über der Öffnung aufgeteilt. Alle Anteile auf der Breite der Widerlager werden zusammengefasst, so dass Gl. 4-57 gültig für das KV_1 unverändert bestehen bleibt. Der Stützkraftanteil in der Öffnung ergibt sich aus der Öffnungshöhe. Der darüber befindliche Teil wird ergänzt.

Es folgt die Bilanzgleichung für das OW- KV_1 :

$$S_1 = P_{W,2a} + S_{2a,u} + P_{D,2a} \quad (\text{Gl. 4-63})$$

Darin ist ergänzend die Druckkraft $P_{D,2a}$ auf den Brückenüberbau zu quantifizieren.

$$S_{D,2a} = c_{D,2a} \frac{1}{2} \rho g (h_{2a} - s)^2 b \quad (\text{Gl. 4-64})$$

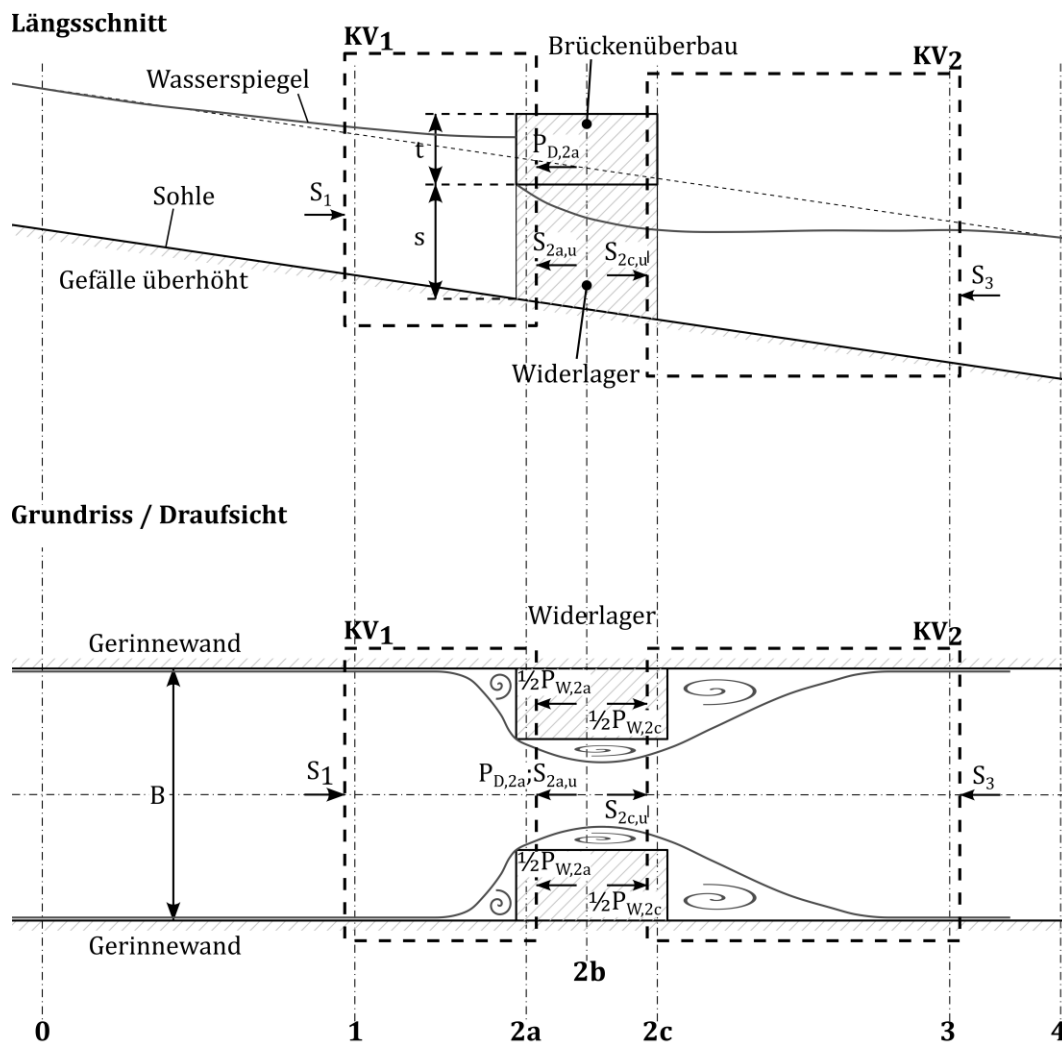


Abb. 4-7 Kontrollvolumen und Kräfte Fall 2a – Einstau mit freiem Abfluss

Wichtig ist, dass bei Bestimmung des Druckanteils $P_{2a,U}$ der Stützkraft $S_{2a,U}$ die Integrationsgrenzen nicht von der Sohle bis zur Wasserspiegeloberfläche reichen, sondern nur bis zur Kote der Unterkante s . Für den Anpassungsfaktor an der Druckflächenoberseite muss gelten $f_{t,2a,U} > 0$.

Für das UW entstehen keine Veränderungen, so dass die dimensionslose Impulsbilanz für das KV_2 des Falls 2a (Gl. 4.54) bestehen bleibt. Die Randbedingungen für die Druckflächen verändern sich im UW gegenüber dem Fall 1a nicht. Gleiches gilt für die vertikale Druckverteilung im OW der Widerlager. Bei der Druckverteilung in der Brückenöffnung im OW ist an der KUK von einem auf 0 reduzierten Druck auszugehen. Der Korrekturwert am unteren Rand für den Druckverlauf auf die auf den Brückenüberbau sowie der für den oberen Rand des Verlaufs in der Öffnung ist $f_{s,D,2a} = f_{t,2a} = 0$. Die Druckänderung an der Wasserspiegeloberfläche zentral über der Brückenöffnung ist wie über den Widerlagern hydrostatisch.

4.6.3 Fall 3a – Überfall über die Brückenplatte mit freiem Abfluss

Ergibt sich rechnerisch ein höherer Wasserstand als die Oberkante der Brückenplatte, überströmt das Wasser die Brückenplatte als breitkroniger Überfall (Abb. 4-8). Es gilt:

$$h_{2a} > h_B \quad (\text{Gl. 4-65})$$

Da der Wasserstand im UW keinen Rückstau verursachen kann, handelt es sich um einen vollkommenen Überfall. Es wird konsequenterweise weiter in der Notation der Impulsleichung verblieben und nicht mit dem Hilfsmittel einer Wehrformel gearbeitet

Das Gleichungssystem verändert sich durch den Überfallanteil. Die Abflussaufteilung muss berücksichtigt werden. Mit den Abflussanteil durch Öffnung Q_u und dem Überfallanteil Q_o gilt:

$$Q = Q_u + Q_o \quad (\text{Gl. 4-66})$$

Mit dem Überströmanteil müssen die beiden Bilanzgleichungen für das UW und OW angepasst werden. Für das KV_1 gilt

$$S_1 = P_{W,2a} + S_{2a,u} + P_{D,2a} + S_{2a,o} \quad (\text{Gl. 4-67})$$

Auch mit den durchgeführten Umformungen bleiben die einzelnen Terme ohne Einschränkungen individuell für die Querschnitte gültig. Zu beachten sind die jeweils unterschiedlichen Randbedingungen bei der Formulierung der nicht-hydrostatischen Druckanpassungen.

Für die Druckfunktionen an den Widerlagern im OW ändert sich die zu berücksichtigende Höhe zu h_B bzw. für den Brückenüberbau zu t . Demnach wird die Bilanzgleichung für das KV_1 :

$$S_1 = 2c_{W,2a} \cdot \frac{1}{2} \rho g h_{W,2a}^2 b_W + S_{2a} + c_{D,2a} \frac{1}{2} \rho g t^2 b + S_{2a,o} \quad (\text{Gl. 4-68})$$

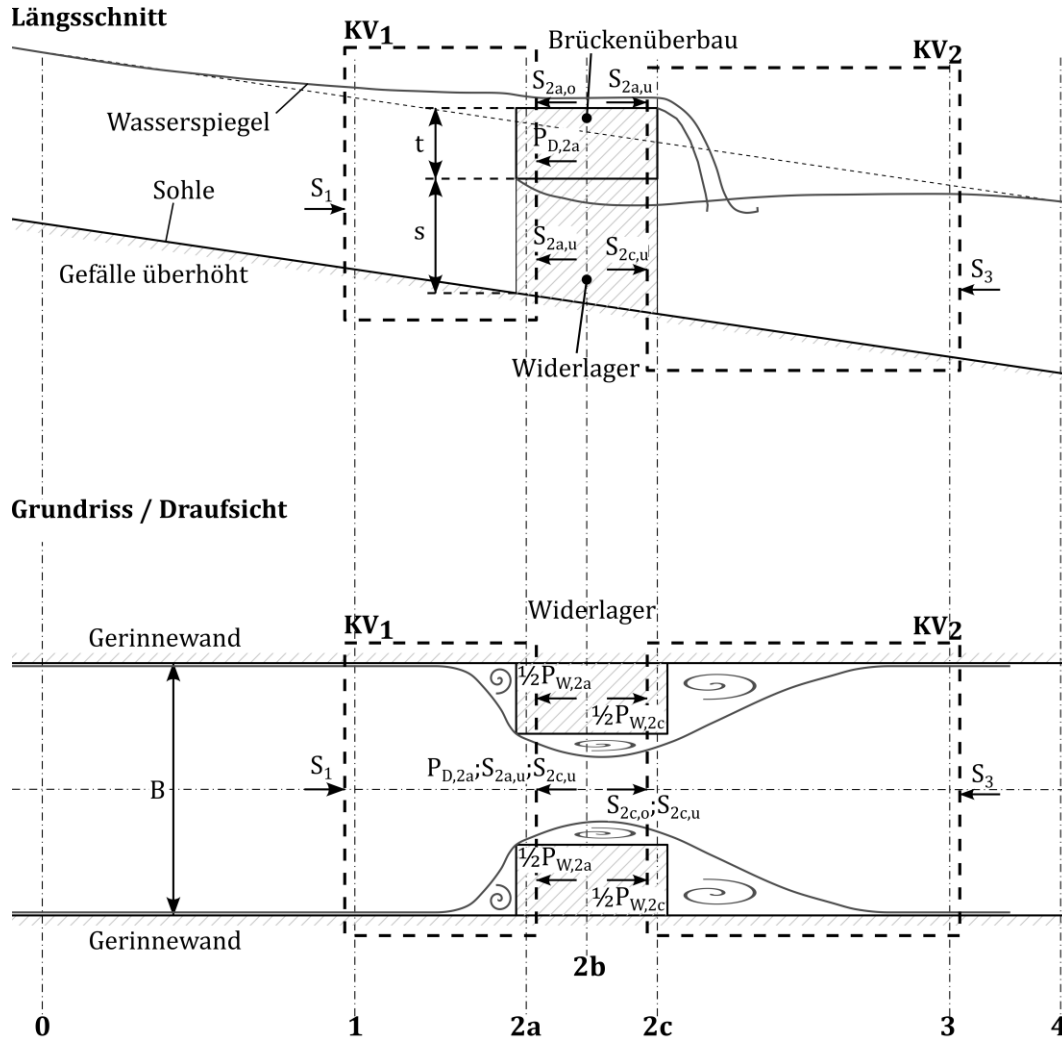


Abb. 4-8 Kontrollvolumen und Kräfte Fall 3a – Breitkroniger Überfall mit freiem Abfluss

Aufgrund des vollkommenen Überfalls muss sich über der Brückenplatte der Grenzzustand einstellen. Es gilt:

$$S_{2a,o} = S_{gr,o} = \frac{3}{2} \rho g h_{gr,o}^2 B \quad (\text{Gl. 4-69})$$

Die Grenztiefe $h_{gr,o}$ berechnet sich auf Basis des über der Brückenplatte überfallenden Abflussanteils Q_o zu:

$$h_{gr,o} = \left(\frac{Q_o}{gB^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Gl. 4-70})$$

Für das UW-KV₂ muss die Bilanz um den zusätzlichen Abflussanteil über der Brückenplatte gegenüber den vorigen beiden Fällen ergänzt werden. Die Impulsbilanz wird zu:

$$P_{2c,W} + S_{2c,u} + S_{2c,o} = S_3 \quad (\text{Gl. 4-71})$$

Auch hier gilt, dass Umformungen der Impulsanteile im Überfallstrahl stattfinden, aber grundsätzlich von einer unveränderten Gesamtkraft im KV_o ausgegangen wird. Demzufolge gilt:

$$S_{2c,o} = S_{2a,o} \quad (\text{Gl. 4-72})$$

Die beiden Kontrollvolumina KV₁ und KV₂ sind somit über die Gleichheit der beiden Kräftepaare über und unter dem Brückenüberbau unmittelbar verknüpft. Durch den Überfall über den Brückenüberbau könnte vermutet werden, dass auch die UW-Seite des Brückenüberbaus eine Druckkraft erfährt. Aufgrund des fehlenden Einstaus ist davon auszugehen, dass der Druck dort dem Luftdruck entspricht und sich der Strahl i. Ü. nicht an die Rückseite des Überbaus anlegt.

Die getrennte Betrachtung der beiden Kontrollvolumina ergibt dahingehend Sinn, dass die anteiligen Wasserstände und Drücke ermittelt werden können, da diese im direkten Zusammenhang mit den Wasserständen stehen.

Für den freien Überfall ist die Stützkraft über der Brückenplatte separat und unabhängig vom Druckverlauf als Grenzstützkraft zu bestimmen. Die oberen Randbedingungen für die Druckverläufe auf die Brückenplatte sowie die Widerlager können nicht unmittelbar abgeleitet werden, da die Tiefe sowie die Stromfadenkrümmung im Schnitt 2a nicht ermittelt werden.

Es kann außerdem angenommen werden, dass die Druckordinate an der Brückenoberseite dem hydrostatischen Druck im Schnitt 1 in gleicher Höhe entspricht. Bezieht man die Größen in Schnitt 2a auf den Wasserstand in Schnitt 1, dann ist die obere Druckkorrektur für Widerlager und Brückenplatte $f_{t,2a} = f_{t,2a,W} = 1$. Referenzhöhe ist hier die Überstautiefe über KOK. An der Unterseite der Brückenplatte gilt die gleiche Bedingung wie für Fall 2a. Für das UW ändert sich hinsichtlich der Druckrandbedingungen nichts gegenüber den vorigen Fällen. Bzgl. der Auswertung der Druckflächen ist zu ergänzen, dass die zu verwendenden Höhen feststehen. Für die Drücke auf die Widerlager ist die Größe $h_{W,2a} = h_B$. Der Druck auf die Brückenplatte wirkt über deren vollständige Höhe, so dass $h_{2a} = t$ gilt.

4.6.4 Fälle 2b und 3b - Einstau der Brücke durch das Unterwasser

Bei den vorherigen Fällen gilt die Annahme, dass der Rückstau vom UW nicht zum Einstau (Abb. 4-9) oder Überstau (Abb. 4-10) der Brückenplatte führt.

Praktisch ist der Fall des Einstaus von UW häufig zu erwarten und wird als mögliche weitere Konstellation berücksichtigt. Sobald die Brückenunterkante vom UW her eingestaut wird, muss auch die Brückenöffnung im OW vollständig mit Wasser benetzt sein. In Abhängigkeit des Gesamtimpulsverlustes an der Brücke kann dies beim Einstau der Brücke im OW bleiben (Fall 2b) oder zum Überfall führen (Fall 3b). Die Bedingung für den Einstau ist, dass der nötige Wasserstand bzw. der korrespondierende Druck im Schnitt 2c die Höhe der Brückenunterkante übersteigen muss.

$$s < h_{2c} < h_B$$

(Gl. 4-73)

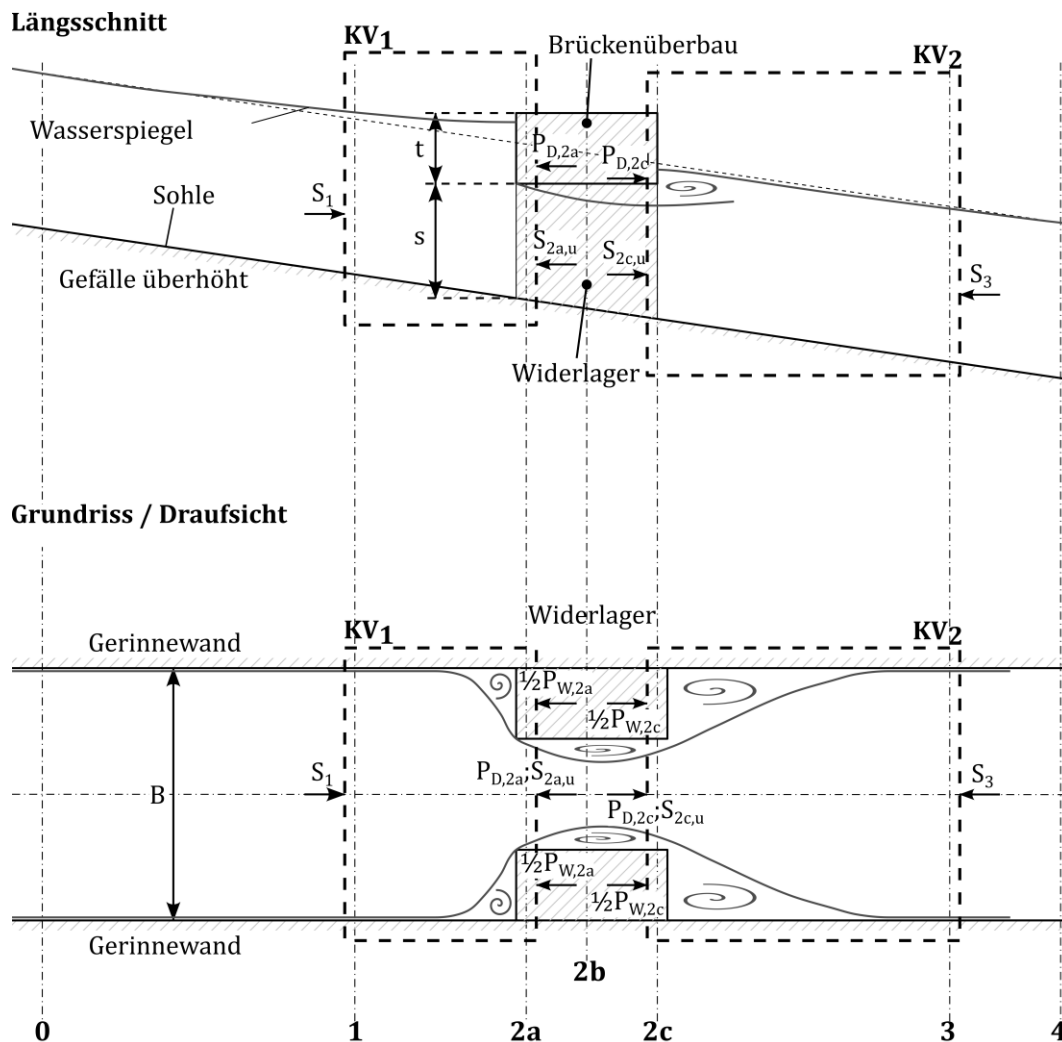


Abb. 4-9 Fall 2b – Kontrollvolumen und Kräfte für Einstau im OW und UW durch Rückstau

Die Impulsgleichung im OW am KV_1 ändert sich für die beiden Fälle 2b und 3b gegenüber den Ausgangsfällen 2a und 3a nicht. Im UW wird die Impulsbilanz durch einen Anteil ergänzt, der auf die Brückenplatte wirkt. Die Impulsgleichung für das KV_2 wird zu:

$$P_{W,2c} + P_{D,2c} + S_{2c,u} + S_{2c,o} = S_3 \quad (\text{Gl. 4-74})$$

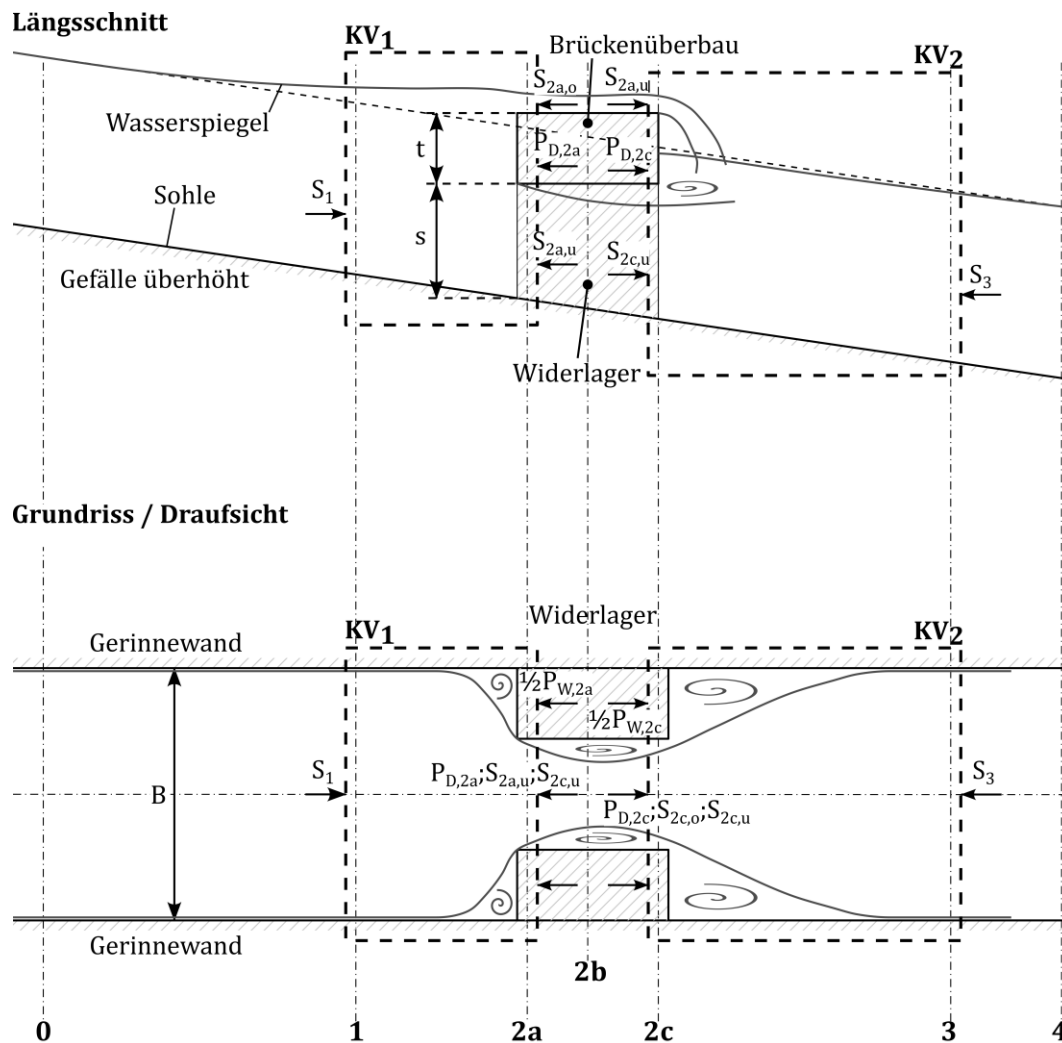


Abb. 4-10 Fall 3b – Kontrollvolumen und Kräfte für breitkronigen Wehrüberfall im OW und Einstau im UW durch Rückstau

Die Kraft $S_{2c,o}$ ist nur im Fall 3c größer 0. Für den vertikalen Druckverlauf auf das Widerlager sowie auf die Brückenplatte kann von einer hydrostatischen Druckänderung an der Oberseite ausgegangen werden. An der Wasserspiegeloberfläche ist der korrespondierende Druck $p_{D,2c} = p_{W,2c} = 0$, d. h. die entsprechenden Korrekturgrößen sind $f_{t,D,2c} = f_{t,W,2c} = 0$.

4.6.5 Fall 3c – Überfall mit Überstau der Brückenplatte im Unterwasser

Der Fall 3c tritt ein, wenn der Wasserstand im UW über die KOK hinaus ragt, d. h. $h_{2c} > h_B$ (Abb. 4-11). Die Impulsbilanzen bleiben wie im Fall 3b bestehen. Der Unterschied besteht in der Formulierung der Kräfte $S_{W,2c}$ und $S_{D,2c}$, da diese als vollständig benetzt anzusehen sind.

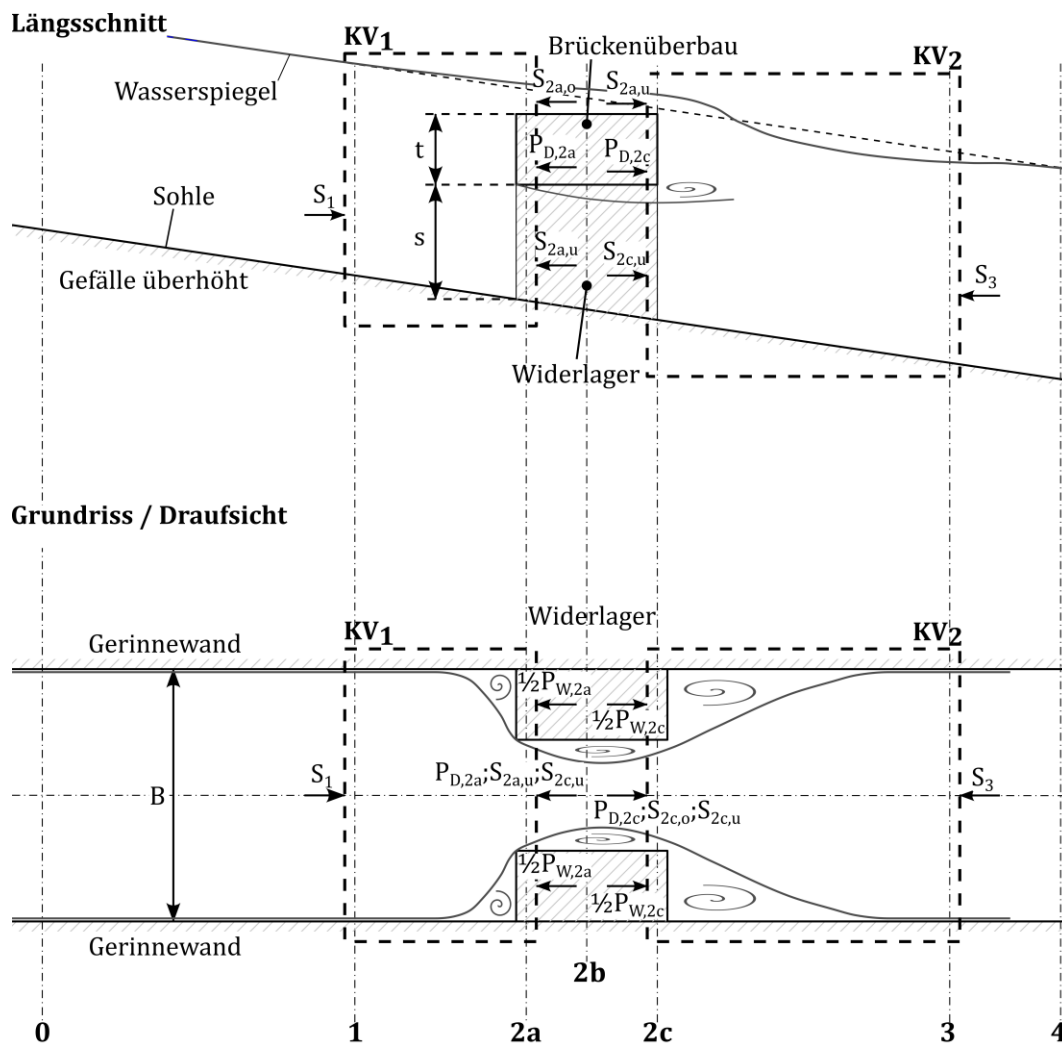


Abb. 4-11 Fall 3c – Kontrollvolumen und Kräfte bei Überströmen durch Rückstau aus dem UW

Zu beachten ist außerdem, dass die Kraft über dem Brückenüberbau unter Umständen nicht als Grenzstützkraft formuliert werden kann. Dies tritt ein, wenn die Rückstautiefe aus dem UW so groß ist, dass das Extremalprinzip nicht verletzt wird. In Anlehnung an Knapp (1960) wird die angepasste Grenzbedingung Gl. 4-75 (siehe auch Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau [BWK], 2009) verwendet:

$$\frac{h_3 - h_B}{h_{gr}} \leq \sqrt{\left(1 + \frac{t_0}{h_{2c,0,gr}}\right)^2 + 2 + \frac{1}{g} \left(\frac{v_3^2}{h_{2c,0,gr}}\right)^2} - \frac{v_3^2}{gh_{2c,0,gr}} - \frac{t_0}{h_{2c,0,gr}} \quad (\text{Gl. 4-75})$$

Die Definition der Größe t_0 im Zusammenhang mit der Brücke ist dem Merkblatt nicht eindeutig zu entnehmen. Gemäß der Definition nach Knapp beschreibt sie die korrespondierende Wehrrückenhöhe UW des betrachteten Wehrs. Die Definition ist Gl. 3-54 zu finden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Fall des Überströmens nicht detailliert behandelt. Prinzipiell ist die Verfahrensweise analog zur Situation des Überfalls zu verstehen. Der Unterschied ist die fehlende Bedingung für die Stützkraft über der Brückenplatte.

4.7 Ziele und Anforderungen an das Untersuchungsprogramm

Mit der vorliegenden Aufschlüsselung der verschiedenen möglichen Fälle bei der Brückenhydraulik wird verdeutlicht, dass diese auf die gleiche hydraulische Betrachtungsweise, mit Hilfe der Impulsgleichung, erfasst werden können. Für die praktische Anwendung ist zu validieren, dass

- die Anpassungen der Druckverläufe in allen Fällen zutreffend möglich ist und
- die Annahme der Grenzstützkraft über dem Brückenüberbau als Alternative zur herkömmlichen Wehrbetrachtung funktioniert.

Für die Prüfung sind mit dem Untersuchungsprogramm systematisch verschiedene Brückenkonstellationen zu untersuchen. Die Auswertung hat in Bezug auf die Druck- und Geschwindigkeitsverteilungen zu erfolgen. Aus den Modellen muss hervorgehen können:

- 1.) Ableitung der Druckrandwerte $f_{s,i}$ und $f_{t,i}$ an der Ober- und Unterseite der relevanten Druckflächen, ergänzend zu den bereits gemachten Annahmen.
- 2.) Ableitung der Druckreduktionsfaktoren r_i am seitlichen Übergang zwischen den Druckflächen. Der größte Einfluss wird an den Übergängen zwischen den Widerlagern und der Brückenöffnung im OW vermutet.
- 3.) Ausblick auf die Auswirkung der Geschwindigkeitsverteilung vor allem in der Brückenöffnung. Es ist bekannt, dass diese eine untergeordnete Bedeutung spielt.

5 HYBRIDES UNTERSUCHUNGSMODELL

Die Untersuchung der gegebenen Ziele erfordert ein Konzept zur Ermittlung der Verteilung von Drücken und Fließgeschwindigkeiten an den Rändern der betrachteten KV. Zur Anwendbarkeit des theoretischen Ansatzes wird in einem Rechteckkanal eine Serie von skalierten und vereinfachten Brückengeometrien untersucht. Der Untersuchungsquerschnitt, im Vergleich zu einem kompakten Gerinnequerschnitt in der Natur, folgt aus der Abstraktion auf Abb. 5-1 (Basis Szenario (a) von Abb. 4-2).

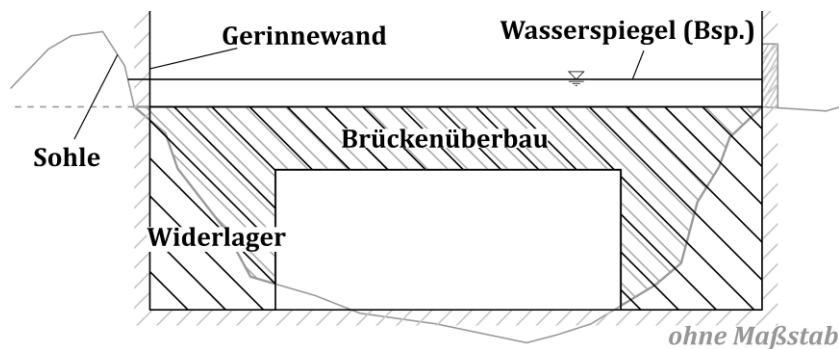


Abb. 5-1 Abstrahierter Rechteckquerschnitt aus dem Hauptgerinne eines kompakten Gewässerquerschnitts

Die Ermittlung der flächigen Schnittgrößen bis an den Rand erfordert eine aufwendige und teure Messtechnik. Mit Drucksensoren, welche als dünne Matten auf die Oberflächen der festen Wände des betrachteten KV einer Modellkonfiguration aufgebracht werden, ließe sich flächig der Druck erfassen. Fließgeschwindigkeiten an den Rändern des KV sowie in den Schnitten der Brückenöffnung bzw. dem Überfall müssten über bildgebende Verfahren wie PIV ermittelt werden. Der Luftblaseneintrag, besonders im UW einer überströmten Brücke, ist u. U. erheblich. Es besteht daher eine hohe Wahrscheinlichkeit, dass

bildgebende Verfahren nicht den gewünschten Messerfolg bringen. Ein allein auf aufwendiger Messtechnik basiertes Vorgehen wird daher nicht verfolgt.

Ein alternatives hybrides Untersuchungskonzept vereint die Vorteile von gegenständlichen und numerischen Modellen und soll aufwendige flächige und volumetrische Messmethoden substituieren.

5.1 Konzeptbeschreibung

Kern des Konzeptes ist die Untersuchung des gesamten Versuchsprogramms im Labor sowie im CFD-Modell. Ein entsprechendes Konzept schlägt Malcherek im Besonderen für das Vorgehen im Zusammenhang mit der Impulsleichung vor (vgl. Malcherek, 2019).

Anstelle aufwendiger Messtechnik ist das Ziel die Ableitung der messtechnisch schwer zu erfassenden Größen aus den CFD-Modellen. Es handelt es sich bei der numerischen Nachbildung des Labormodells um eine komplexe Inter- und Extrapolation der gemessenen physikalischen Größen. Die Gültigkeit der jeweiligen numerischen Modelle folgt aus dem Abgleich von Beobachtungswerten (obs) aus den Laborversuchen mit den simulierten Größen an korrespondierender Stelle (sim). Es muss sichergestellt sein, dass die beiden Modelle möglichst in vielen Aspekten kongruente Ergebnisse liefern.

5.1.1 Durchfluss

Mit den Modellen werden ausschließlich stationäre Zustände untersucht. Der Gesamtabfluss ist als Eingangsgröße bzw. Steuerungsgröße für die Modellversuche zu verstehen und muss für einen Versuch eindeutig festgelegt sein.

Tatsächlich sind nur quasi-stationäre Zustände in den Modellversuchen durchführbar, weil die turbulente Schwankungsbewegung eine echte Unveränderlichkeit der Größen über die Zeit nicht zulässt. Insofern sind alle Größen im zeitlichen Mittel konstant zu halten.

Bei Situationen mit gleichzeitiger Unterströmung und Überfall ist die Aufteilung des Abflusses über und unter der Brücke eine Zielgröße. Eine messtechnische Erfassung des Durchflusses ist mit den gegebenen Mitteln nicht möglich. Die Auswertung erfolgt im numerischen Modell. Zur Validierung muss mindestens die Kontinuitätsprobe erfolgreich sein.

5.1.2 Wasserstände

Wasserstände sind Eingangsgröße und Zielgröße zugleich.

Der Rückstau unter prototypischen Bedingungen ist durch den Wasserstand im UW bestimmt. Das Ziel ist, Serien mit möglichst gleichbleibenden Modellkonfigurationen, bestehend aus Geometrie und Durchfluss, und unterschiedlichen Rückstauwasserständen zu untersuchen.

Gleichzeitig ist die Ermittlung der Wasserspiegellagen das offensichtlichste Ziel der Untersuchungen. Die berechneten Wasserstände eines numerischen Modells sollten jene

aus den gegenständlichen Modellen weitestgehend repräsentieren. Eine großräumige Kongruenz ist anzustreben.

Zu berücksichtigen ist, dass sich stehende Wellen ausbilden können. Auch starke Oberflächenkrümmungen der Wasseroberfläche sind im Zuflussbereich sowie im Bereich des Überfalls über eine eingestaute Brücke wahrscheinlich. In Abhängigkeit der 2-dimensionalen Einschnürung ist mit einer sichtbaren Variabilität des Wasserstandes quer zum Kanal zu rechnen.

Messungen für die Validierung müssen daher entlang der Gewässerachse den generellen Verlauf der Wasserspiegellage abbilden. Darüber hinaus sind stichprobenartige Messungen der Querneigung ebenfalls sinnvoll. Die Auflösung, d. h. die Abstände zwischen punktuell genommenen Messwerten, ist im Nahfeld einer Modellbrücke höher zu wählen als weiter davon entfernt. Für die Auswertung können dann, flächig an beliebigen Stellen, die Wasserstände aus dem numerischen Modell abgegriffen werden.

5.1.3 Fließgeschwindigkeiten

Durch Festlegung des Durchflusses und Messungen der Wasseroberfläche sind bei bekannter Rinnengeometrie auch die Fließgeschwindigkeiten als gemittelte Querschnittsgrößen bekannt. Unbekannt verbleibt die Verteilung. Aufgrund der Kontinuität sowie der Massenerhaltung reicht die Ermittlung einzelner Stützstellen zur Überprüfung aus.

Da die Messung von Fließgeschwindigkeiten aufwendig ist, fokussiert die Untersuchung lokal wichtige Bereiche. Die Fließgeschwindigkeiten sind im gegenständlichen Modell in repräsentativen Schnitten im dominierend 3-dimensional ausgeprägten Strömungsfeld im Zulauf der Brücke, stichprobenartig für einen Abgleich zu erfassen.

5.1.4 Erfassung der Drücke

Wichtig sind die Druckentwicklungen im Nahfeld der Brücken. Wünschenswert ist die Erfassung an der Sohle in der Mitte sowie verteilt über die Breite. Der Theorie nach lassen sich die Druckverteilungen insgesamt anhand des zentral abfallenden Drucks in der Längsachse ableiten. Sofern der Längsverlauf des mittigen Drucks bekannt ist und im numerischen Modell sauber nachgebildet wird, ist davon auszugehen, dass auch die restlichen Verteilungen als repräsentativ angesehen werden können.

Aus dem numerischen Modell sollen alle relevanten Druckverteilungen für die weitere Auswertung abgeleitet werden. Eine Überprüfung der Drücke auf vertikale Wände ist wünschenswert, aber aus messtechnischer Sicht mit gegebenen Mitteln nicht umsetzbar.

5.2 Versuchsrinne und Messeinrichtungen

Die gegenständlichen Modellversuche werden einer Laborrinne (Abb. 5-2) durchgeführt. Die Rinne hat, gemessen ohne Ein- und Auslauf, eine Länge von $L = 5 \text{ m}$ und Breite $B = 0,309 \text{ m}$. Die mögliche Wassertiefe beträgt ca. $t_{\max} = 0,6 \text{ m}$. Der Maximalabfluss ist abhängig vom sich im Umlauf befindlichen Volumen. Im vorliegenden Fall können bis zu $Q_{\max} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$ umgesetzt werden.

In der Umlaufrinne wird das Wasser von der Pumpe über zwei Krümmer durch eine insgesamt ca. 6 m lange Rohrleitung in ein Einlaufreservoir am oberen Ende der Rinne gepumpt. Durch einen aus ca. 40 cm langen Röhren bestehenden Strömungsgleichrichter läuft das Wasser in den 5 m langen Kanal. Am Auslaufrand wird das Wasser über ein steileres Gefälle in einen Auslaufreservoir abgelassen. Aus diesem fließt das Wasser über eine flexible Rohrleitung in einen 4000 l fassenden Wassertank und von dort über zwei Rohrleitungen in einen weiteren 4000 l fassenden Wassertank, in welchem sich der Ansaugstutzen der Umlaufpumpe befindet.

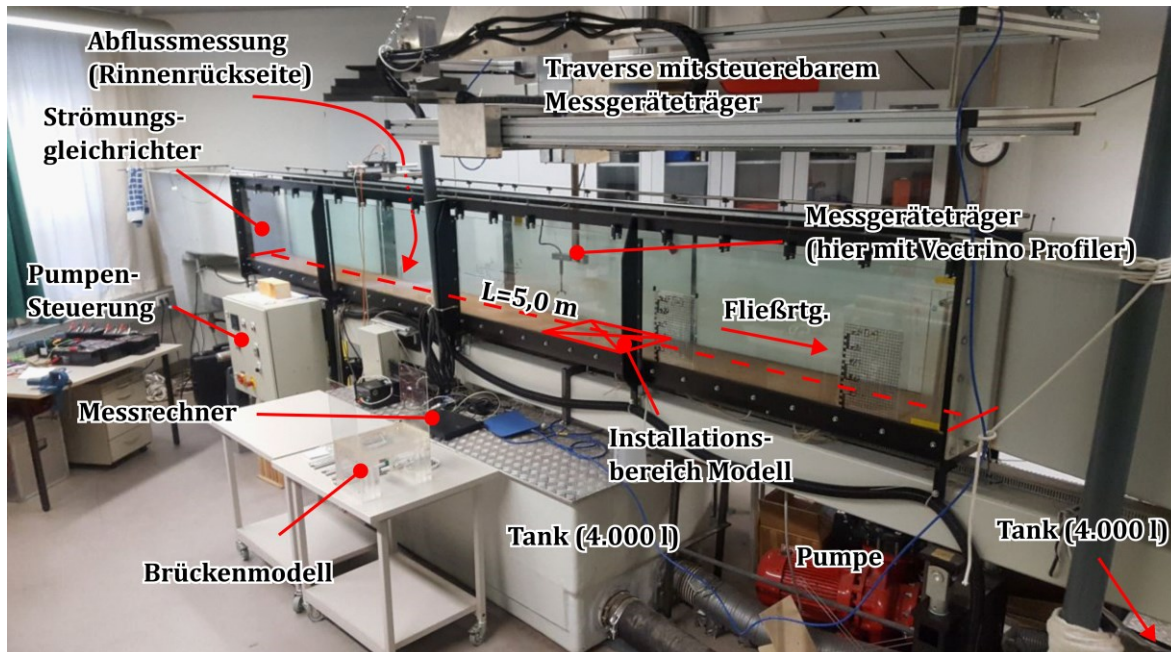


Abb. 5-2 Laborrinne mit Einrichtungen im kleinen Wasserbaulabor des Instituts für Wasserbau am Campus der TU Hamburg

5.2.1 Steuerung der hydraulischen Bedingungen

Die hydraulischen Bedingungen, Durchfluss und Rückstauwasserstand, werden mit Hilfe einer steuerbaren Pumpe und einem Nadelwehr kontrolliert. Die Neigung der Rinnensohle ist verstellbar. Die Rinne hat eine glatte Edelstahlsohle und wird seitlich von Glaswänden eingefasst. Die Rauheit der Sohle ist ausreichend glatt, um für die Untersuchung der Bauwerkshydraulik von untergeordneter Bedeutung zu sein.

Die Steuerung der Pumpe erfolgt mittels fester Pumpenleistung prozentual zur Nennleistung oder mittels Festlegung des Solldurchflusses. Beide Betriebsmethoden haben Vor- und Nachteile. Für die hier dokumentierten Untersuchungen wird mit dem Solldurchfluss gearbeitet. Die Pumpenleistung wird regelungstechnisch fortwährend so angepasst bis der Solldurchfluss erreicht wird. Die Durchflussmessung erfolgt induktiv direkt vor dem Einlauf aus der Rohrleitung in die Rinne.

Aufgrund einer kurzen Latenz der Steuerung, als Reaktion auf die erzielten Messwerte, stellt sich erst nach einer kurzen Anlaufzeit ein nahezu konstanter Durchfluss ein. Eine

leichte Schwankung des Abflusses aufgrund Über- und Unterregelung der Pumpenleistungen als Reaktion auf die Messwerte bleibt insgesamt nicht aus. Durch ausreichend lange Wartezeiten vor der Durchführung eines Experiments kann die Schwankungsbewegung auf eine Abweichungen in der Größenordnung von weniger als 1 % beschränkt werden.

Die Rückstau für den Wasserstand in der Rinne ist über das Nadelwehr im UW der Rinne reguliert. Bis zu 28 Edelstahl-Rundstäbe können in die Strömung gestellt werden. Sie werden über dem Wasserstand an eine Querstange mit einem Nut-Feder-System befestigt und sind in Rinnenquerrichtung beliebig verschieblich positionierbar. Die Querstange wird in Aussparungen eines aus Plexiglas gefertigten Gestells mit 2 cm breiten Seitenwänden jeweils links und rechts an der Rinnenwand eingesetzt. Auf der Sohle hat das Gestell eine Aufbauhöhe von 2 cm durch die flächige Sohlplatte und zusätzlichen 2 cm infolge der darauf montierten Sohlschwelle, welche die Rundstäbe an der Sohle halten. Das Befestigungsgestell wird auf der Rinnensohle fixiert. Die Anzahl der eingebauten Nadeln bestimmt den Wasserstand in der Rinne. Eine gezielte Festlegung des Wasserstands ist nicht möglich.

5.2.2 Messungen des Wasserstands

Die Messungen des Wasserstands erfolgen mit einem Ultraschallsensor (Pepperl & Fuchs UC500-30GM-IUR2-V15) der vertikal nach unten gerichtet über dem Wasser angeordnet wird. Gemessen wird der Abstand zwischen dem Sensor und der Wasserspiegeloberfläche η_w . Der vorab ermittelte Abstand zwischen Sensor und Sohle η_s dient der Berechnung der Wassertiefen. Diese resultiert an jeder Position i aus der Differenzen der bei Größen. Das Prinzip der Messung ist auf der Abb. 5-3 gezeigt.

$$t_i = \eta_{s,i} - \eta_{w,i} \quad (\text{Gl. 5-1})$$

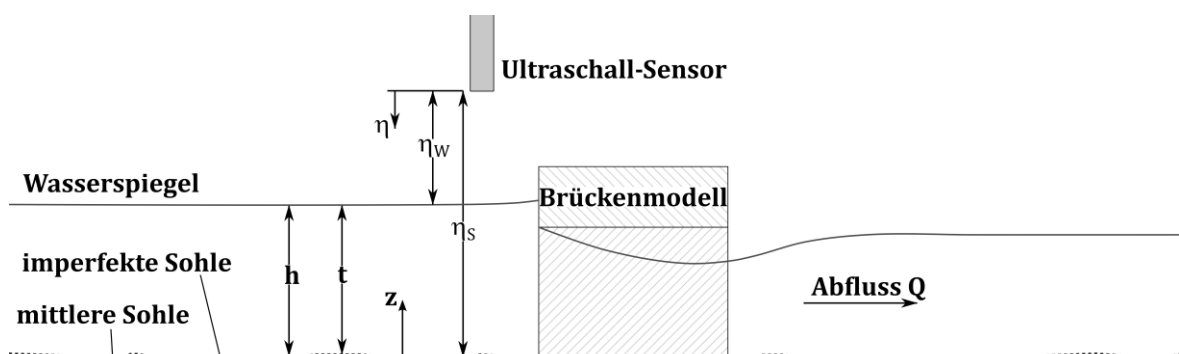


Abb. 5-3 Indirekte Messungen der Wasserspiegellage mit dem nach unten gerichteten Ultraschallsensor

Alle Koordinaten für Wasserstand und Sohlhöhe werden in vertikaler Richtung nach oben weisend positiv notiert. Der Koordinatenursprung $z = 0$ befindet sich auf mittlerer Sohlhöhe. Da die Sohle der Rinne messbare Imperfektionen aufweist, wird die Nulllage in der Ebene des mittleren Abstands zum Sensor ermittelt. Daraus lässt sich die Sohlhöhe jeder

einzelnen Position i aus dem Mittelwert der Distanz zwischen Sensor und Sohle bestimmen zu:

$$z_{S,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \eta_{S,i} - \eta_{S,i} \quad (\text{Gl. 5-2})$$

In den untersuchten Strömungen sind die zu beobachtenden Sohlimperfectionen nicht zu erkennen. Die Wasserspiegellage ist auf die mittlere Sohlhöhe zu beziehen. Die Wassertiefe, bezogen auf die mittlere Sohlnulllage $z_S = 0$, ergibt sich für jede Position zu:

$$h_i = t_i + z_{S,i} \quad (\text{Gl. 5-3})$$

Technisch erfolgt die Ermittlung jedes einzelnen Messwertes mit einer möglichst schmalen Schallkeule, so dass die Ausdehnung des vermessenen Footprints auf der Sohle bzw. der Wasserspiegeloberfläche so klein wie möglich ausfällt. Die Aufzeichnung der Daten erfolgt mit 10 Hz.

Das Messprinzip mit dem Ultraschallsensor basiert darauf, die Laufzeit des Ultraschalls vom Sensor bis zur zu vermessenden Oberfläche und zurück zu messen. Die Schallgeschwindigkeit ist von den Umgebungsbedingungen der Luft (Temperatur, Luftfeuchtigkeit) abhängig. Trotz der Messung der Umgebungstemperatur durch den Sensor ist das Gerät regelmäßig zu re-kalibrieren. In regelmäßigen Abständen ist die Abstandsmessung zu einem bekannten Objektabstand zu überprüfen.

Zur Überprüfung wird der nach unten gerichtete Ultraschallsensor anhand der Oberseite des eingebauten Brückenüberbau, an einem in der Rinnenmitte positionierten Kalibrierblock sowie der Rinnensohle an fester Position re-kalibriert. Für alle drei Positionen sind die drei verschiedenen Distanzen zum Sensor als Sollmessgrößen bekannt.

Über einen Messtag hinweg treten im Labor Schwankungen der Umgebungsbedingungen auf, welche die Messwerte beeinflussen. Diese werden kontinuierlich verfolgt. Die Überprüfung und Re-Kalibrierung erfolgt nach Bedarf. Die Messwertnahme erfolgt mit einer Aufzeichnungsgenauigkeit von 1 mm.

5.2.3 Fließgeschwindigkeitsmessungen

Die Fließgeschwindigkeiten des Wassers werden mit einem Nortek Vectrino Profiler gemessen. Dessen Messprinzip basiert auf dem Doppler-Effekt. Schallwellen werden von der Sonde ausgesandt, an Schwebstoffen in der Strömung reflektiert und von seitlich ausgestellten Sensoren wieder empfangen. Aus der Frequenzmodulierung der reflektierten Schallwellen ergibt sich die Fließgeschwindigkeit in allen drei Raumrichtungen. Der Vectrino Profiler ermittelt im Messvolumen mit den beiden Sensorpaaren jeweils eine Geschwindigkeitskomponente in Sensorachsenrichtung und eine senkrecht dazu. Bei senkrechter Ausrichtung des Sensors kann damit eine 3-dimensionale Strömungsmessung im 30 mm hohen Messvolumen unterhalb des Schallemitters durchgeführt werden. Das Messvolumen kann bis auf 30 Zellen mit jeweils 1 mm Höhe aufgeschlüsselt werden.

Das Messvolumen befindet sich im Bereich 70 mm bis 40 mm zentral unterhalb des Schallemiters.

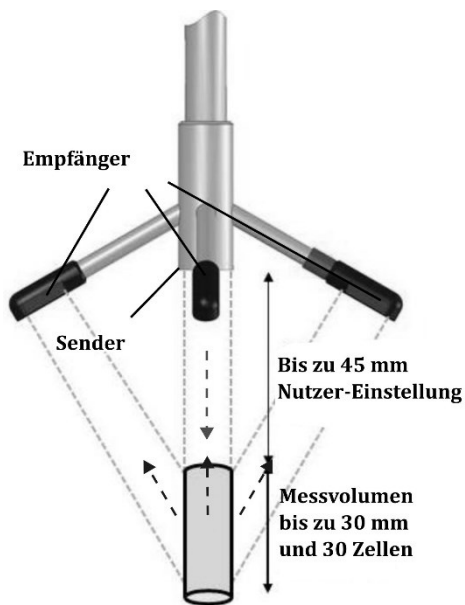


Abb. 5-4 Messprinzip des Nortek Vectrino Profiler mit einem Messvolumenhöhe von 30 mm bei bis zu 30 Zellen (angepasst aus Nortek AS, 2013)

Bei der Messung mit dem Vectrino Profiler können messtechnische Artefakte wie der „Weak Spot“ auftreten, die durch gezielte Parametrisierung abminderbar sind (vgl. Sorokay-Varga, Béla & Höger, 2014). Bei der geplanten Serieneinsetzung sind dieser Parametrisierung aus Gründen des Aufwandes Grenzen gesetzt. Ungeachtet dessen müssen die auftretenden Artefakte bekannt sein, um entsprechende Probleme in den Messwerten detektieren bzw. interpretieren zu können. Die Daten werden in 1 KHz gemessen und roh als Matlab-Dateien für die weitere Auswertung abgelegt.

5.2.4 Druckmessungen

Der Druck an der Rinnensohle wird von einer Druckharfe durch Ablesung gemessen. In der Rinnenachse sind in Abständen von 25 cm Öffnungen mit Anschlussstutzen für Schläuche eingelassen. Die Öffnungen sind über flexible Schläuche mit 10 vertikalen Standrohren aus Glas verbunden. Der Wasserstand in den Standrohren kann auf einer millimetergenauen Skala abgelesen werden. Die Paralaxe sowie der Effekt des leichten Anstiegs der Standrohrspiegelhöhe infolge der Oberflächenspannung wird berücksichtigt.

Die Umrechnung des Standrohrspiegelhöhe in einen korrespondierenden Sohldruck erfolgt über die Kalibrierung von bekannten Referenzdruckhöhen. In der verschlossenen Rinne wird der ausgespiegelte Wasserstand mittels des Ultraschallsensors vermessen. Für diesen bekannten Wasserstand werden für alle Ablesewerte der zehn Standrohrspiegelhöhen notiert. Mit der bekannten Sohlhöhe $z_{S,i}$ lässt sich die zugehörige Wassertiefe h_i

über der mittleren Sohlhöhe, und damit die Sohldrücke $p_{s,i} = \rho g h_i$ bei Punkt i , zu den abgelesenen Messwerten zuordnen. Anderen Sohldruckwerte lassen sich damit anhand des kalibrierten Ablesewertes bestimmen. Die Kalibrierung der Referenzhöhen muss mit jeder Neupositionierung der Druckharfe wiederholt werden.

Für die praktische Messung muss berücksichtigt werden, dass die Strömung turbulent sein kann. Der Sohldruck unterliegt dann erheblichen Schwankungen. Die Ablesung eines Einzelwertes ist dadurch praktisch nur eingeschränkt möglich. Stattdessen ist es praktikabel die Standrohrspiegelhöhe über einen Zeitraum einiger Sekunden zu beobachten. Abschließend werden der Minimal- und Maximalwert sowie der subjektive Mittelwert notiert, um welchen der Druck schwankt. Zur Absicherung der Ergebnisse gibt es je zwei unabhängige Messungen.

In Zonen geringer Turbulenz ist die Messung der Standrohrspiegelhöhe mit einer Genauigkeit von 1 mm einzuordnen. Die Schwankungen sowie die Schwankungsgeschwindigkeit sind gering. In Zonen größerer Turbulenz sollte davon ausgegangen werden, dass der eingeschätzte Druckmittelwert auf 2 mm bis 3 mm genau eingeschätzt werden kann.

5.2.5 Traverse und Steuerung

Für die Bewegung der Messgeräte ist über der Rinne eine Traversenkonstruktion mit einem fahrbaren und programmierbaren Geräteträger montiert. Mit dem Geräteträger ist es möglich, montierte Messgeräte (Vectrino Profiler, Ultraschall-Sensor) in die Raumrichtungen zu bewegen sowie um die z -Achse zu rotieren. Die Bewegung des Schlittens auf der Traverse erfolgt über die Ansteuerung der einzelnen Motoren.

Ein im Rahmen der Arbeit entwickeltes LabVIEW¹²-Programm steuert die Motorenbewegung. Ausgehend von einem in der Rinne fest definierten Koordinatenursprung kann mit dem Messkopf eine Liste von Messpositionen angesteuert und dort jeweils für die definierte Dauer einer Messung gehalten werden. Die Positionen und Messzeiten werden über den Labor-PC anhand dessen Systemzeit aufgezeichnet. Die über den gleichen Labor-PC gesteuerten Messgeräte zeichnen mit der gleichen Systemzeit die Messwerte auf, so dass eine nachträgliche Zuordnung von Messwert und Position möglich ist.

Technisch wird bei der Programmierung ausgenutzt, dass es sich bei den Bewegungsaktuatoren der Traversenkonstruktion um Schrittmotoren handelt. Ein ausgeführter Motorschritt führt kinematisch immer auf dieselbe Bewegungsweite. Der aktuelle Schrittzähler, der je nach Drehsinn gesteigert oder reduziert wird, ist als Status des Motors zu jedem Zeitpunkt abrufbar. Dadurch kann die Bewegungsweite in alle drei Raumrichtungen und die Rotation um die z -Achse exakt berechnet werden.

Zur Vermeidung eines Fehlers im Lagebezug wird nach mehreren Bewegungszyklen die Nullposition anhand eines fest montierten Messlots gegenüber einer Markierung überprüft. Es hat sich gezeigt, dass über den Verlauf eines Messtages keine signifikanten Fehlpotionierungen akkumulieren. Die Genauigkeit der Lage und Höhe verbleibt damit in der Größenordnung von 1 mm .

¹² National Instruments

Ein relevanter Punkt bei der Programmierung der Steuerung ist der Ausgleich der optisch kaum sichtbaren, rotierenden Montage der Traverse über der Rinne. Eine geordnete Bewegung allein in x-Richtung, also entlang der Rinnenhauptachse führt dazu, dass die Position des Messkopfes eine in y- und z-Richtung leichte Verschiebung erfährt. Demzufolge sind Rinne und Traverse nicht gleich ausgerichtet. Um eine Bewegung in x-Richtung der Rinnenkoordinaten durchzuführen, ist eine in Traversenkoordinaten gemessene Bewegung in alle drei Raumrichtungen auszuführen. Die Umrechnung erfolgt über eine 3-dimensionale Transformationsmatrix.

Die Verformung der Traverse ist ein weiteres Problem. Der Messgeräteträger hat eine Masse von ca. 40 kg. Das Traversengestell ist punktuell an einem quer verlaufenden Unterzug über der Rinne montiert (vgl. Abb. 5-5). Trotz der vergleichsweise hohen Eigensteifigkeit der Traversenkonstruktion, rotiert die Gesamtkonstruktion in geringem Maße um den gedachten Schwerpunkt der Aufhängung. Mit zunehmend exzentrischer Position des Messgeräteträgers wird der Hebel gesteigert, was zu einer Absenkung des Messkopfes in Richtung des zu vermessenden Wasserkörpers führt. Montagebedingt ist eine umfassende nachträgliche Aussteifung nicht möglich.

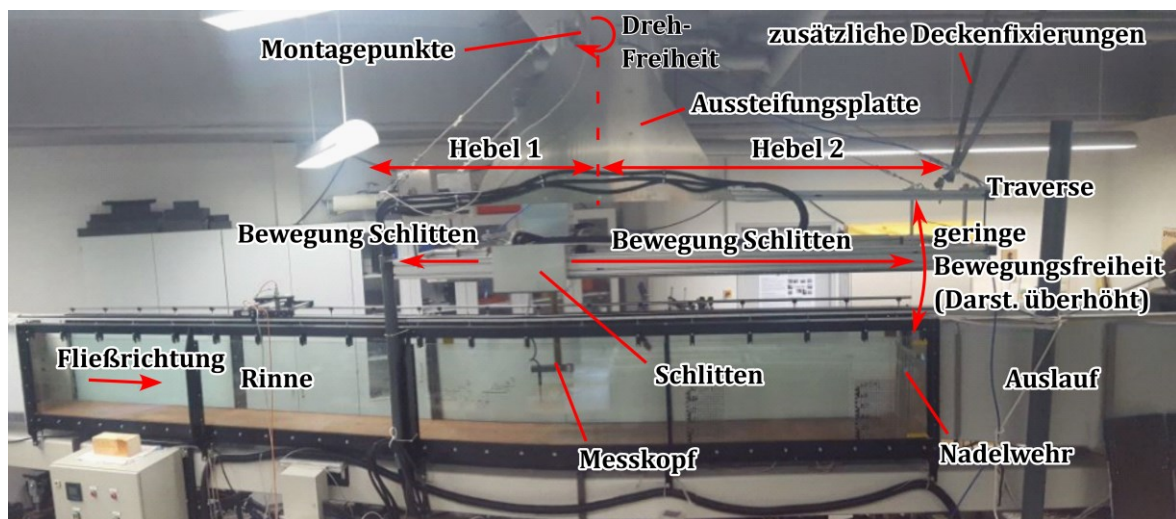


Abb. 5-5 Traverse mit asymmetrischer Montage an der Decke und beweglichen Elementen

Die Rotationsbewegung wird mit Hilfe von wiederholten Vermessungen des ruhenden Wasserspiegels kompensiert. Die ausgespiegelte Wasseroberfläche wird mit dem Ultraschallsensor im Verlauf mehrerer längsseits orientierter Achsen in einem dichten Punktraster vermessen. Der Verlauf der Korrekturfläche, welche die gemessene Abweichung von der Horizontalen beschreibt, wird mittels einer 2-dimensionalen Polynomfunktion approximiert. Für jede beliebige Position kann so ein Korrekturwert der Höhenpositionierung berechnet werden.

5.3 Konzeptionierung der Versuchsserie

Die Versuchsserie ist hinsichtlich der zu variierenden Größen zu konzeptionieren, um den Umfang der Versuche so gering wie möglich halten. Zunächst sind

dimensionsanalytisch die zu variierenden dimensionslosen Größen festzulegen. Weiterhin ist eine Größendimensionierung der Modelle in Bezug auf reale Fragestellungen zu diskutieren und der Gedanke der Übertragbarkeit zu eruieren.

5.3.1 Einflussgrößen

Die Ergebnisse von Forschungsarbeiten zur Brückenhydraulik (siehe Kapitel 2.5) liefern einen Überblick zu relevanten Einflussgrößen unter freien Abflussbedingungen. Eine Aussage zu den Einflussparametern bei Einstau und Überströmen ist nicht bekannt. Neben den direkten geometrischen und physikalischen Größen sind einige typische dimensionslose Kenngrößen im Kapitel 2.5 zusammengestellt.

Bei der vorliegenden Untersuchung handelt es sich um eine Studie zum Nachweis eines Berechnungskonzeptes, so dass spezielle Geometrien von z. B. Unterzügen (wie bspw. bei Naudascher & Medlarz, 1983), Böschungsneigungen, Widerlager- und Flügelwandform oder spezielle Ausformungen der Unterkante nicht einbezogen werden. Vielmehr geht es um Grundkonfigurationen der Brückengeometrien wie sie bei Plattenbalkenbrücken zu finden sind. Der Effekt von Geländern wird ebenfalls nicht berücksichtigt.

In der Konsequenz sind die einflussgebende Parameter aus Tab. 5-1, Tab. 5-2 und Tab. 5-3 für die Ausbildung der Strömung bekannt und denkbar.

Tab. 5-1 Geometrische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken

Größe	Bedeutung und Unabhängigkeit
Gerinnebreite B	Die Gerinnebreite ist eine unabhängige Größe. Im Labor wird ein Rechteckgerinne betrachtet. In realen Fällen ist eine angenäherte Größe sinngemäß zu übertragen.
Widerlagerbreiten links $b_{W,l}$ und rechts $b_{W,r}$	Die Widerlagerbreiten schränken den freien Gewässerquerschnitt lateral ein. Bei einer Differenzierung der linken und rechten Seite kann die Asymmetrie einer Brücke berücksichtigt werden. Das Schrifttum hat gezeigt, dass die Wirkung der Exzentrizität von untergeordneter Bedeutung ist. Aus den Widerlagerbreiten und der Gerinnebreite lässt sich die lichte Öffnungsbreite b ableiten $b = B - b_{W,l} - b_{W,r}$. Unter Annahme der Symmetrie reicht eine Reduktion auf die Öffnungsbreite aus, so dass $b_{W,l}$ und $b_{W,r}$ nicht berücksichtigt werden müssen.
Öffnungsbreite b	Die lichte Öffnungsbreite einer Brücke ist der unverbaute Restquerschnitt einer durchströmten, ein- oder überstauten Brücke. Bei einer symmetrischen Brücke reicht er zur Beschreibung aus.
Brückenlänge in Fließrichtung l	Sie beschreibt die Länge des Gewässerabschnitts, der überbrückt wird. Sie ist ein wichtiger Parameter für die Abflusskapazität. Die Größe ist unabhängig von anderen Parametern.
Öffnungshöhe s	Für eingestaute und überstaute Brücken ist davon auszugehen, dass die Öffnungshöhe eine zentrale Bedeutung hat. Die Größe ist unabhängig von anderen Parametern.

Größe	Bedeutung und Unabhängigkeit
Überbauhöhe t	Für eingestaute Brücken hat die Überbauhöhe nur insofern eine Bedeutung, weil sie die Grenze für den Einstauzustand festlegt. Aus hydraulischer Sicht ist sie für Einstausituationen bedeutungslos. Im Falle des Überstaus ist ein wesentlicher Einfluss, wie bei simultan über- und unterströmten Wehrkörpern, zu erwarten. Die Größe ist rein planerisch bedingt und somit unabhängig.
Einstauhöhe t'	Mit der Einstauhöhe t' ist die Wasserstandsmarke oberhalb der Unterkante des Brückenüberbaus bei einer eingestauten Brücke gemeint. Dieser Wert ist unabhängig kaum bestimmbar und eher als Zielgröße zu verstehen. Alternativ kann die Größe als Differenz aus dem Wasserstand im OW und der Brückenöffnungshöhe s approximiert werden. Die Größe ist nicht unabhängig und kann durch andere Größen substituiert werden.
Achsverdrehung α	Die Achsverdrehung ist eine rein planerische Größe. Sie beeinflusst die Strömung auf verschiedene Wege (vgl. Hamill, 1999), soll aber im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet werden.

Tab. 5-2 Hydraulische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken

Größe	Bedeutung und Unabhängigkeit
Durchfluss Q	Der Abfluss ist ein zentraler beschreibender Parameter und allein durch das Hochwasserereignis bestimmt. In der vorliegenden Untersuchung wird von stationären Bedingungen ausgegangen. Die Annahme ist jeweils eine festgeschriebene Abflussgröße trotz turbulenter Schwankung.
Wasserstand im UW h_3	Der Wasserstand im UW wird durch die Umgebungsbedingung bestimmt, sofern diese ohne die Brücke grundsätzlich strömend wäre. Demzufolge hat die Brücke keinen Einfluss auf den Wasserstand im UW. Die Größe ist im Sinne der Untersuchung physikalisch unabhängig.
Fließgeschwindigkeit im UW v_3	Die Fließgeschwindigkeit im UW hat einen Einfluss. Im Sinne der Impulsbilanz bestimmt sie die Stützkraft im Schnitt 3 des UW-KV. Bei bekannter Wassertiefe h_3, bekannter Querschnittsgeometrie und gegebenem Abfluss Q lässt sie sich als abhängige Variable herleiten.

Größe	Bedeutung und Unabhängigkeit
Geschwindigkeitsverteilung im UW β_3	Bei gegebenem Abfluss und gegebener Wassertiefe ist die mittlere Geschwindigkeit bekannt. Die Verteilung kann anhand des Querschnittstyps aus der Literatur hergeleitet werden. Sie ist insofern relevant, weil sie bei starker Ungleichförmigkeit durchaus einen möglicherweise merklichen Einfluss auf den dynamischen Teil $S_{dyn} = \beta \cdot \rho Q v$ einer Stützkraft in der avisierten Impulsbilanz hat. Es ist nicht ganz ausgeschlossen, dass die Brücke bei relativer Nähe auch einen Einfluss auf die Verteilung ausübt. In der vorliegenden Untersuchung wird davon ausgegangen, dass eine Standardverteilung β_3 aus dem Schrifttum für Rechteckgerinne vorausgesetzt werden kann. Eine Variation entfällt damit.
Sohlrauheit, z.B. K_s nach Nikuradse	Solange die Strömungssituation beliebig ist, ist die Sohlrauheit eine unabhängige Größe. Unter der Einschränkung, dass ein Normalabflusszustand oder ein anderer besonderer Zustand zu betrachten wäre, würde sie in unmittelbarer Abhängigkeit bzw. im Zusammenhang mit dem Gefälle (Sohlgefälle, Wasserspiegellage, Energieliniengefälle je nach Zustand) stehen. Die Grundvoraussetzung der vorliegenden Betrachtungen soll sein, dass die Ausgangssituation ohne Belang ist. Zudem soll die Reibung eine deutlich untergeordnete Bedeutung erhalten. Demzufolge ist davon auszugehen, dass auf der kurzen betrachteten Strecke des KV l_{KV} die Schubkraft T auf das betrachtete KV infolge der Sohlreibung $T = \tau_{so} \cdot l_{KV} \cdot l_U$ mit $\tau_{so} = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E$ der Hangabtriebskraft infolge des Gefälles unter Prototyp-Bedingungen entspricht. Die Reibung wird demzufolge im Rahmen der Untersuchungen nicht als Einflussparameter variiert.
Gefälle I_{so} , I_{WSP} bzw. I_E	Das Gefälle, sei es das Sohlgefälle I_{so} , das Wasserspiegelgefälle I_{WSP} oder das Energieliniengefälle I_E (auch Reibungsgefälle I_R), soll sich mit der Reibung auf der kurzen Strecke des betrachteten KV l_{KV} aufheben. Es wird daher nicht variiert.

Tab. 5-3 Physikalische Einflussgrößen auf die Hydraulik ein- und überstauter Brücken

Größe	Bedeutung und Unabhängigkeit
Dichte des Wassers ρ	Die Dichte des Wassers ist im Sinne der Untersuchung eine unabhängige physikalische Größe.
Erdbeschleunigung g	Die Erdbeschleunigung ist im Sinne der Untersuchung eine unabhängige physikalische Größe.

5.3.2 Zielgrößen

Zielgrößen der Untersuchung im Hinblick auf die Modelltheorie aus Kapitel 4 sind der Aufstauwasserstand im OW h_1 , der Sohldruck in der Öffnung $p_{2a,u}$, die Geschwindigkeits-

verteilung in Form des Impulsstrombeiwertes $\beta_{2a,u}$ sowie die Stützkkräfte in der Öffnung $S_{2a,u}$ und $S_{2a,o}$ (bei Überströmung).

Es wird davon ausgegangen, dass die Größen nicht voneinander unabhängig sind. Nach Ermittlung einer Größe sind die anderen theoretisch ableitbar. Bei konstanten Grundbedingungen (Geometrie der Rinne und der Brücke, Abfluss, Rückstau, hydraulische und sonstige physikalische Umgebungsbedingungen) ist der resultierende Wasserstand im OW als Beobachtungsergebnis zu erwarten. In gleicher Art und Weise ist der Sohldruck in der Öffnung zu erwarten. Verändert sich bspw. der Rückstauwasserstand h_1 , dann ist immer auch eine proportionale Veränderung des Sohldrucks $p_{2a,u}$ damit verbunden. Eine unabhängige Veränderung der beiden Parameter ist ausgeschlossen, da sie nicht von außen individuell beeinflusst werden können.

Zu differenzieren sind die Situationen des Einstaus und des Überstaus. Außerdem kann davon ausgegangen werden, dass bei einer hydraulischen Entkopplung (Schießen in der Brückenöffnung) die Größen im UW ihren Einfluss verlieren. Diese Unabhängigkeit würde sich bei der Auswertung in den Daten zeigen. Sie muss nicht separat bei der Ableitung der zu variierenden, dimensionslosen Werte berücksichtigt zu werden.

5.3.3 Dimensionsanalyse

Im Falle einer Einstausituation mit $h_1 \leq s + t$ ist der Wasserstand im OW nach den vorherigen Betrachtungen die Zielgröße und damit eine allgemeine Funktion der Form:

$$h_1 = f(Q, h_3, B, b, s, \rho, g, l) \quad (\text{Gl. 5-4})$$

Es liegen $n = 9$ unabhängige Größen vor. Die $m = 3$ darin vorkommenden Basisdimensionen sind Strecke S , Zeit T und Masse M . Die Masse wird ausschließlich zur Beschreibung der Dichte benötigt und kann somit eliminiert werden. Die Anzahl der unabhängigen Größen reduziert sich auf $n = 8$. Da $m = 2$ Basisdimensionen übrig bleiben, werden zwei wiederkehrende Größen, die Erdbeschleunigung g sowie die Öffnungshöhe s , für die Dimensionsanalyse ausgewählt.

Die Ermittlung der $n_{\Pi} = n - m = 8 - 2 = 6$ Π_i -Terme ergibt sich jeweils aus der Lösung der Bestimmungsgleichungen mittels der Verwendung der übrigen Größen. Am Beispiel des Abflusses Q ist die nachfolgende Gl. 5-5 zu lösen, so dass die Einheiten der Größe Π_Q verschwinden:

$$\Pi_Q = g^a \cdot s^b \cdot Q^c \quad (\text{Gl. 5-5})$$

Da die Zahlenwerte irrelevant sind, wird die Gleichung in ein Gleichungssystem umgeformt, das auf den Exponenten der Einheiten bezogen ist. Für das gegebene Beispiel gilt:

$$1 = \left(\frac{m}{s^2}\right)^a \cdot m^b \cdot \left(\frac{m^3}{s}\right)^c = m^{(a+b+3c)} \cdot s^{(-2a-c)} \quad (\text{Gl. 5-6})$$

Zu lösen ist das unterbestimmte Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 3 \\ -2 & 0 & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Gl. 5-7})$$

Setzt man den Parameter $c = 1$ fest, dann ergibt sich $a = -1/2$ und $b = -5/2$, so dass der dimensionslose Parameter Π_Q bestimmt ist zu:

$$\Pi_Q = \frac{Q}{s^2 \cdot \sqrt{g \cdot s}}$$

Formal entspricht die Größe Π_Q der Froude-Zahl und ist somit einheitenlos. Auf gleiche Art und Weise lassen sich die anderen Π_i -Größen ermitteln. Diese sind

$$\Pi_{h_3} = \frac{h_3}{s} \quad \Pi_B = \frac{B}{s} \quad \Pi_b = \frac{b}{s} \quad \Pi_l = \frac{l}{s} \quad \Pi_{h_1} = \frac{h_1}{s} \quad (\text{Gl. 5-8})$$

Unter Überstaubedingungen kommt ergänzend der Einfluss des Brückendecks hinzu. Die Wassertiefe h_1 nimmt die allgemeine Form:

$$h_1 = f(Q, h_3, B, b, s, \rho, g, l, t) \quad (\text{Gl. 5-9})$$

an. Ergänzend kommt die weitere dimensionslose Kenngröße Π_t hinzu:

$$\Pi_t = \frac{t}{s} \quad (\text{Gl. 5-10})$$

Die angegebenen dimensionslosen Größen stellen im Sinne der Auswertung nicht notwendigerweise eine optimale Konstellation dar. Eine Umrechnung ist möglich, wenn die Einheitenneutralität gewahrt bleibt und alle Einflussgrößen berücksichtigt bleiben. Die Π -Terme geben vor allem Aufschluss über die zu variierenden Größenrealisierungen der Versuchskonstellationen. Mindestens Π_{i_B} wird durch die Kombination substituiert durch $\Pi_M = \Pi_b/\Pi_B = b/B$. Dies entspricht dem Öffnungsgrad M . Zudem ist zur Kenntnis zu nehmen, dass Π_t der vertikalen relativen Brückenöffnung P (Proximity rat.) entspricht und Π_{h_1} mit dem relativen Einstaugrad T in Verbindung zu bringen ist, siehe Kapitel 2.5.

5.4 Laborversuche

Das Versuchsprogramm besteht aus 460 messtechnisch erfassten und dokumentierten Laborversuchen. Viele darüber hinaus gehende Versuche dienen der Vorbereitung und sind im Rahmen dieser Arbeit nicht vertiefend ausgewertet. Variiert werden neun verschiedene Brückengeometrien mit variablen Wasserstands- und Abflusssteuerungen.

5.4.1 Modellkonfiguration

Das Labormodell wird aus einzelnen Plexiglasmodulen von 25 mm Stärke und entsprechender Höhe zusammen gesetzt. Variiert werden die Öffnungshöhe sowie die Öffnungsweite. Die Identifikationsnummern, die absoluten geometrischen Dimensionen sowie der abgeleiteten dimensionslosen Kennwerte sind der nachfolgenden Abb. 5-6 zu entnehmen.

Der Aufbau erfolgt durch Verschrauben der Plexiglasmodule mit einer 3 mm starken Montageplatte. Die Montageplatte wird seitlich an der Rinnenwand festgeklemmt. Auf den verschraubten Widerlagerelementen liegen passende Brückendeckplatten mit einer Stärke von insgesamt 50 mm auf. Bei der Montage verschließt Dichtmaterial die Fugen zwischen den Brückenbauteilen und der Rinne.

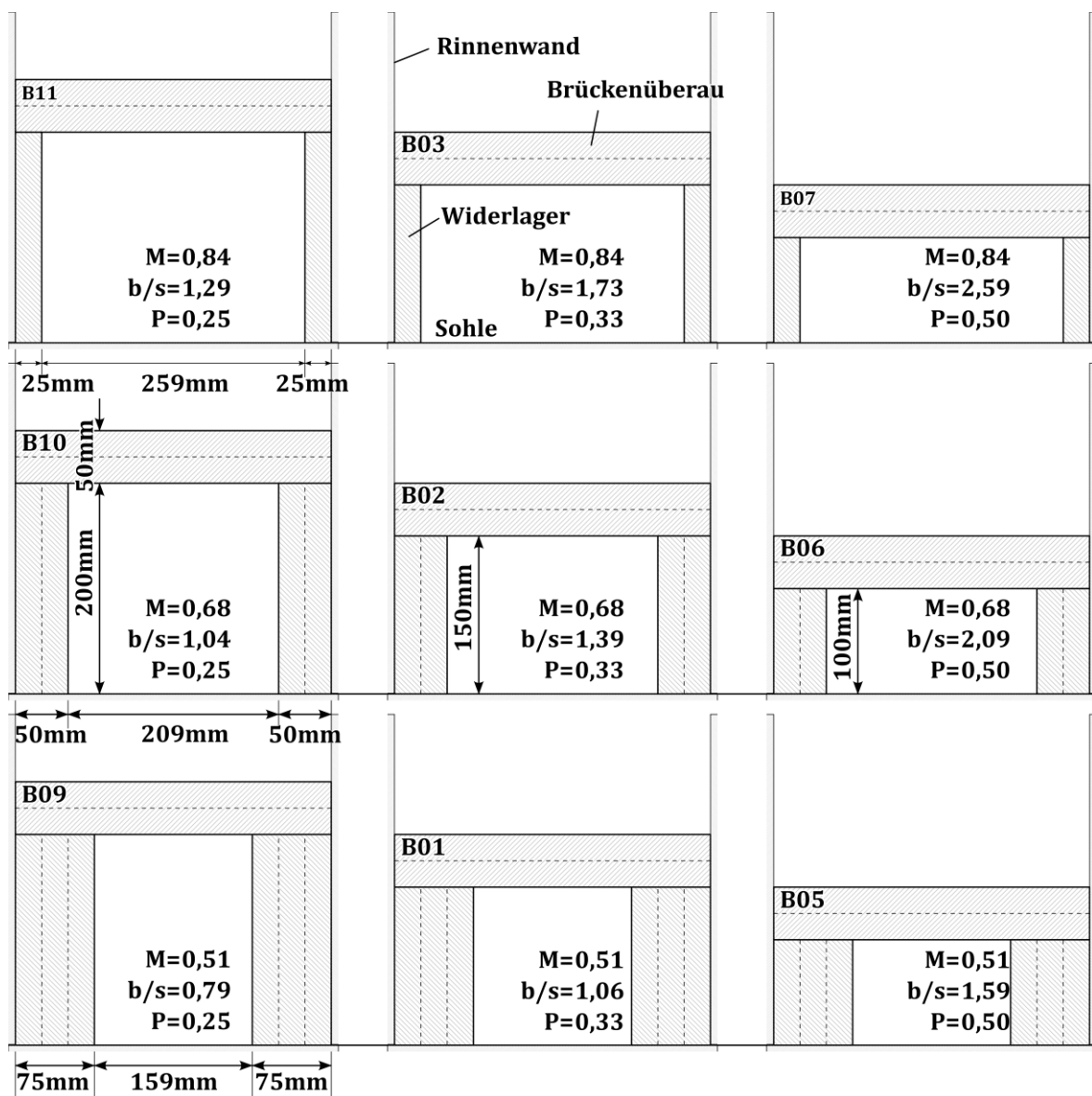


Abb. 5-6 Neun Brückenmodelle (B1 bis B11) mit Variation der Öffnungshöhe und Öffnungsweite; Brücken konstruiert aus Kunststoffmodulen mit einer Dicke von 25 mm

Die Positionierung der jeweiligen Brückenmodelle in Längsrichtung der Rinne muss mehrere Kriterien erfüllen: Es muss (1.) eine ausreichend lange Überlagerung der Traverse im OW der Modellbrücke gegeben sein, um die Zulaufströmung vermessen zu können. Es muss (2.) ein möglichst langer Zulauf vom Austritt aus dem Strömungsgleichrichter vorhanden sein, damit sich die Strömung gleichförmig ausbilden kann. Es muss (3.) ein möglichst großer Abstand zwischen dem Nadelwehr und dem UW-Rand der Brücke vorhanden sein, damit eine Beeinflussung einer möglichen inhomogenen Abflussverteilung infolge des Nadelwehrs möglichst keine Auswirkungen hat.

Die Messungen finden so nahe wie möglich an der Brücke statt. Gleichwohl ein Einfluss von OW und UW nicht auszuschließen ist, ist die Dominanz der Auswirkungen der Brücke nahe bei der Brücke zu erwarten.

5.4.2 Steuerung der Rinne

Ziel der Rinnensteuerung ist die systematische, möglichst breit gefächerte Erfassung von auftretenden Wasserständen und Abflüssen, die mit den Kenndaten der Rinne realisierbar sind.

Der Rückstau wird von 6 Nadeln bis hin zu 20 Nadeln, mit einem Zuwachs von jeweils zwei Nadeln, symmetrisch eingebaut, variiert. Die Nadelkonfiguration ist jeweils so gewählt, dass eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Strömung beim Auslauf gegeben ist. Die Montage der Nadeln wird für jede Brücke und jeden Abfluss identisch vorgenommen.

Die Abflüsse sind so eingestellt, dass zunächst möglichst drei Einstauzustände entstehen, bei denen der Wasserstand gerade so die Unterkante der eingebauten Brücke überschreitet, sich etwa auf halber Höhe des Brückendecks befindet oder kurz vor dem Überströmen steht. Die weiteren Abflüsse werden ab dem höchsten Einstauabfluss in der Regel in $10 \text{ m}^3/\text{h}$ -Schritten gesteigert. $5 \text{ m}^3/\text{h}$ -Schritte verhindern in Einzelfällen zu große Sprünge. Die durchgeführten Versuche sind in der Tab. 5-4 zusammengestellt.

Nachfolgend wird wiederholt auf einzelne Brückenmodelle, Versuche oder Serien Bezug genommen. Der Name eines Versuchs setzt sich aus der Angabe des Brückenmodells, der Anzahl der verwendeten Nadeln sowie dem Durchfluss in m^3/h zusammen. Beispiel: Der Versuch mit B01, 6 Nadeln und einem Durchfluss von $110 \text{ m}^3/\text{h}$ erhält die Bezeichnung B01_N06_Q110. Serien sind alle Versuche mit einer festen Brücken-Nadel-Konfiguration. Der zuvor genannte Versuch stammt aus der Serie B01_N06.

5.4.3 Messfehler und Repräsentativität der Messwerte

Die zwei Typen von Messfehlern, systematische und zufällige Messfehler, können die Messungen beeinflussen.

Systematische Fehler entstehen durch Fehlkonfiguration der Messeinrichtungen. Sie führen typischerweise zu einem mittleren konstanten Offset oder einer Skalierung der Messwerte. Andersartige gleichbleibende Effekte auf die Messwerte sind nicht ausgeschlossen. Folgende drei Maßnahmen verhindern systematische Fehler:

- 1.) Regelmäßiges Überprüfen der Messwerte der einzelnen Versuche der gesamten Serie gegeneinander:
Insgesamt müssen alle Messwerte, insbesondere einer Serie, ein in sich konsistentes Bild ergeben. Darüber hinaus müssen logisch benachbarte Serien ebenfalls gegeneinander einzuordnen sein.
- 2.) Messtägliches Neuaufsetzen und Kalibrieren des Versuchssetups:
Die Messeinrichtungen werden regelmäßig bewusst gestört und neukalibriert. Damit ein Einrichtungsfehler persistent bleibt, müsste dieser bei einer Neukalibrierung zufällig wiederholt werden. Dies ist unwahrscheinlich. Sofern ein Fehler aufgetreten wäre, würde er durch die Prüfungen unter 1.) auffallen.
- 3.) Wiederholung einzelner Versuche: Durch Wiederholung einzelner Versuche an verschiedenen Messtagen kann geprüft werden, ob sich die Messwerte reproduzieren lassen. Da diese Methode aufwendig ist, wird sie nur vereinzelt eingesetzt. Es werden keine systematischen Fehler festgestellt.

Zufällige Messfehler entstehen durch Ungenauigkeiten bei eigentlich korrekt eingerichteten und durchgeführten Messungen. Die Fehler lassen sich nicht reproduzieren oder eliminieren, sondern drücken sich in einer Schwankungsbewegung und den realen physikalischen Wert aus. Typischerweise folgt der Messfehler einer statistischen Verteilung.

Für die Ableitung von repräsentativen Messwerten für die Fließgeschwindigkeiten, die in Messvolumen der Höhe 1 mm mit dem Vectrino Profiler erfasst werden, sind zeitliche Mittelwerte zu bilden. Dadurch wird die turbulente Schwankungsbewegung eliminiert. In den Messzeitreihen befinden sich einzelne Spitzenausschläge, die als Messfehler zu identifizieren sind und bereinigt werden müssen. Die Verwendung der Software WinADV kann nicht wie für den NORTEK Vectrino auch für den Vectrino Profiler angewandt werden, da diese das Datenmodell der Vermessung eines Arrays von 30 Zellen gleichzeitig nicht verarbeiten kann. Die in WinADV verwendete Methode nach Goring und Nikora (2002) musste in Python nachprogrammiert werden, um iterativ für jeden einzelnen Datenpunkt die Bereinigung iterativ auszuführen.

5.4.4 Messwertnahme

Die Lage-Positionen der Wasserstands-, Sohldruckmessungen sind der Abb. 5-7 dokumentiert. Die Messung erfolgt jeweils für 5 s an jeder Position für die Wasserspiegellage und drei Ablesungen für jede Standrohrspiegelhöhe von jeweils einigen Sekunden bis ein sicherer Mittelwert gefunden wird. Die Messpositionen werden aufgrund des Zeitaufwandes im Laufe der Bearbeitung auf je 5 Messungen im OW und UW reduziert. Die Datenpunkte sind auf der Abb. 5-7 unterschiedlich eingefärbt dargestellt.

Geschwindigkeitsmessungen liegen 50 mm oberhalb der Brückenvorderseite vor. In Rinnebreite sind die Positionen auf die Achsmitte ($x = 0$) sowie die Positionen 30 mm , 60 mm und 90 mm . Im weiteren Verlauf der Untersuchungen werden die Positionen auf die Achse bei $y = 0$ sowie $y = 45\text{ mm}$ aufgrund des großen zeitlichen Aufwands reduziert. Die Messungen der Geschwindigkeit erfolgt in Messvolumen von 30 mm Höhe. In Abhängigkeit der Wassertiefe sind Messwert stufenweise in 30 mm Schritten verfügbar, so dass je Lageposition eine Geschwindigkeitssäule entsteht. Die Säule reicht bis ca.

50 mm unter die Wasserspiegeloberfläche, weil der Sensor vollständig eingetaucht sein und zusätzlich der Blindbereich von 45 mm eingehalten werden muss.

Tab. 5-4 Versuchsprogramm, Identifikation: Brücke, Nadel-Anzahl am Wehr, Abfluss, Messungsstatus (obs) zu h (Wasserstand), p (Sohldrücke), v (Geschwindigkeiten)

NADELN	Brücke: [mm]	B03	B02				B01				B07				B06				B05				B11				B10				B09						
		b _w =25/s=150				50/150				75/150				25/100				50/100				75/100				25/200				50/200				75/200			
		obs (Q: Durchfluss, H: Wasserstand; P: Sohldruck; U: Fließgeschwindigkeiten - j: gemessen; x: nicht gemessen)																																			
		Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v				
6	Q _{UK}	74	j	j	x	70	j	j	x	54	j	j	j	32	j	j	x	32	j	j	x	30	j	j	x	128	j	j	j	111	j	j	x	83	j	j	x
	Q _M	86	j	j	x	80	j	j	x	61	j	j	j	44	j	j	x	42	j	j	j	38	j	j	j	137	j	j	j	121	j	j	x	94	j	j	j
	Q _{OK}	97	j	j	x	90	j	j	x	69	j	j	j	56	j	j	j	52	j	j	j	46	j	j	j	145	j	j	j	131	j	j	j	101	j	j	j
	Q ₁	110	j	j	x	105	j	j	x	80	j	j	j	70	j	j	j	60	j	j	j	50	j	j	j				145	j	j	j	110	j	j	j	
	Q ₂	120	j	j	x	120	j	j	x	90	j	j	j	80	j	j	x	70	j	j	j	60	j	j	j								120	j	j	x	
	Q ₃									100	j	j	j	90	j	j	j	80	j	j	j	70	j	j	j								130	j	j	j	
	Q ₄									110	j	j	j					90	j	j	j	80	j	j	j												
	Q ₅									120	j	j	j					90	j	j	j																
8	Q _{UK}	71	j	j	x	68	j	j	x	54	j	j	j	31	j	j	x	30	j	j	x	28	j	j	x	121	j	j	j	108	j	j	j	83	j	j	x
	Q _M	83	j	j	x	78	j	j	x	61	j	j	j	43	j	j	j	40	j	j	x	37	j	j	j	131	j	j	j	118	j	j	j	92	j	j	j
	Q _{OK}	94	j	j	x	88	j	j	x	68	j	j	j	54	j	j	j	50	j	j	j	45	j	j	j	141	j	j	j	129	j	j	x	100	j	j	j
	Q ₁	100	j	j	x	100	j	j	x	80	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j				140	j	j	x	110	j	j	j	
	Q ₂	110	j	j	x	110	j	j	x	90	j	j	j	70	j	j	x	70	j	j	j	70	j	j	x								120	j	j	x	
	Q ₃	120	j	j	x	120	j	j	x	100	j	j	j	80	j	j	j	80	j	j	j	80	j	j	j								130	j	j	x	
										110	j	j	j	90	j	j	j	90	j	j	j	90	j	j	j												
	Q ₄									120	j	j	j																								
10	Q _{UK}	67	j	j	x	64	j	j	x	53	j	j	x	28	j	j	x	28	j	j	x	27	j	j	x	113	j	j	j	104	j	j	j	81	j	j	x
	Q _M	78	j	j	x	75	j	j	j	60	j	j	j	40	j	j	x	38	j	j	x	35	j	j	j	124	j	j	j	114	j	j	j	90	j	j	j
	Q _{OK}	89	j	j	j	85	j	j	j	68	j	j	j	51	j	j	j	48	j	j	j	42	j	j	j	134	j	j	j	124	j	j	j	99	j	j	j
	Q ₁	100	j	j	j	100	j	j	j	80	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j	50	j	j	j				135	j	j	x	110	j	j	j	
	Q ₂	110	j	j	j	110	j	j	j	90	j	j	j	70	j	j	x	70	j	j	j	60	j	j	j								120	j	j	j	
	Q ₃	120	j	j	j	120	j	j	j	100	j	j	j	80	j	j	j	80	j	j	j	70	j	j	j								130	j	j	j	
	Q ₄									110	j	j	j	90	j	j	j	90	j	j	j	80	j	j	x												
	Q ₅									120	j	j	j																								
12	Q _{UK}	62	j	j	x	61	j	j	x	52	j	j	j	26	j	j	x	26	j	j	x	26	j	j	x	106	j	j	j	99	j	j	x	80	j	j	x
	Q _M	74	j	j	j	71	j	j	j	60	j	j	j	38	j	j	x	36	j	j	j	33	j	j	x	117	j	j	j	109	j	j	j	89	j	j	j
	Q _{OK}	85	j	j	j	81	j	j	j	67	j	j	j	49	j	j	j	46	j	j	j	40	j	j	x	127	j	j	j	118	j	j	x	98	j	j	j
	Q ₁	100	j	j	j	90	j	j	x	80	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j	50	j	j	j	140	j	j	j	135	j	j	j	110	j	j	j
	Q ₂	110	j	j	j	100	j	j	j	90	j	j	j	70	j	j	j	70	j	j	j	60	j	j	j								120	j	j	j	
	Q ₃	120	j	j	j	110	j	j	j	100	j	j	j	80	j	j	j	80	j	j	j	70	j	j	j								130	j	j	j	
	Q ₄					120	j	j	j	110	j	j	j	90	j	j	x	90	j	j	j	80	j	j	j												
	Q ₅									120	j	j	j								90	j	j	x													
14	Q _{UK}	57	j	j	x	57	j	j	j	50	j	j	x	24	j	j	x	24	j	j	x	25	j	j	x	97	j	j	j	94	j	j	j	78	j	j	j
	Q _M	68	j	j	x	65	j	j	x	58	j	j	j	36	j	j	x	33	j	j	x	30	j	j	x	108	j	j	j	103	j	j	j	85	j	j	j
	Q _{OK}	79	j	j	x	74	j	j	j	66	j	j	j	45	j	j	j	42	j	j	j	39	j	j	j	119	j	j	j	112	j	j	x	96	j	j	x
	Q ₁	90	j	j	x	90	j	j	x	80	j	j	j	50	j	j	j	50	j	j	j	45	j	x	x	130	j	j	j	125	j	j	j	100	j	j	j
	Q ₂	100	j	j	x	100	j	j	j	90	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j	50	j	j	j	135	j	j	j	135	j	j	j	105	j	x	j
	Q ₃	110	j	j	x	110	j	j	x	100	j	j	j	70	j	j	j	70	j	j	x	60	j	j	j												
	Q ₄	120	j	j	x	120	j	j	x	110	j	j	j	80	j	j	j	80	j	j	j	70	j	j	j												
	Q ₅									120	j	j	x	90	j	j	j	90	j	j	j	80	j	j	j												
16	Q _{UK}	51	j	j	x	51	j	j	x	47	j	j	j	21	j	j	x	21	j	j	x	21	j	j	x	87	j	j	j	84	j	j	x	75	j	j	j
	Q _M	61	j	j	x	60	j	j	x	52	j	j	j	31	j	j	x	30	j	j	x	26	j	j	x	98	j	j	j	94	j	j	x	83	j	j	j
	Q _{OK}	71	j	j	x	69	j	j	x	61	j	j	j	41	j	j	j	39	j	j	j	36	j	j	j	109	j	j	j	103	j	j	x	93	j	j	j
	Q ₁	80	j	j	x	80	j	j	x	65	j	x	x	50	j	j	j	50	j	j	x	40	j	x	x	120	j	j	j	110	j	j	x	100	j	j	j
	Q ₂	90	j	j	x	90	j	j	x	70	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	x	45	j	j	j	130	j	j	j	120	j	j	j	105	j	j	j
	Q ₃	100	j	j	x	100	j	j	x	80	j	j	j	70	j	j	j	70	j	j	j	50	j	j	j				130	j	j	j	120	j	j	j	
	Q ₄	110	j	j	x	110	j	j	x	90	j	j	x	80	j	j	j	80	j	j	j	60	j	j	j												
	Q ₅									100	j	j	j	90	j	j	j	90	j	j	j	70	j	j	j												
Q ₆									110	j	j	j								80	j	j	j														

Tab. 5-4 (Fortsetzung) Versuchsprogramm: Identifikation: Brücke, Nadel-Anzahl am Wehr, Abfluss, Messungsstatus
(obs zu h (Wasserstand), p (Sohldrücke), v (Geschwindigkeiten))

NADELN	Brücke: [mm]	B03	B02				B01				B07				B06				B05				B11				B10				B09						
		b _w =25/s=150				50/150				75/150				25/100				50/100				75/100				25/200				50/200				75/200			
		obs (Q: Durchfluss, H: Wasserstand; P: Sohldruck; U: Fließgeschwindigkeiten - j: gemessen; x: nicht gemessen)																																			
		Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v	Q	h	p	v
18	Q _{UK}	43	j	j	x	44	j	j	j	42	j	j	j	18	j	j	x	19	j	j	x	19	j	j	x	76	j	j	j	74	j	j	j	69	j	j	j
	Q _M	54	j	j	x	53	j	j	x	49	j	j	j	28	j	j	x	27	j	j	x	25	j	j	x	86	j	j	j	83	j	j	x	75	j	j	j
	Q _{OK}	64	j	j	x	62	j	j	j	57	j	j	j	37	j	j	j	36	j	j	j	32	j	j	x	97	j	j	j	91	j	j	j	86	j	j	j
	Q ₁	70	j	j	x	70	j	j	j	70	j	j	j	50	j	j	j	45	j	j	j	40	j	j	j	110	j	j	j	100	j	j	x	95	j	j	j
	Q ₂	80	j	j	x	80	j	j	x	80	j	j	j	60	j	j	j	50	j	j	j	50	j	j	j	120	j	j	j	110	j	j	x	100	j	j	j
	Q ₃	90	j	j	x	90	j	j	j	90	j	j	j	70	j	j	j	60	j	j	j	60	j	j	j				120	j	j	j					
	Q ₄	100	j	j	x	100	j	j	x	100	j	j	j	80	j	j	j	70	j	j	j	70	j	j	j								120	j	j	j	
	Q ₅	110	j	j	x	110	j	j	j	110	j	j	j					80	j	j	j	80	j	j	j												
	Q ₆																				90	j	j	j													
20	Q _{UK}	37	j	j	x	37	j	j	x	37	j	j	j					16	j			64	j	j	j	62	j	j	x	59	j	j	j				
	Q _M	46	j	j	x	46	j	j	x	41	j	j	j					22	j			75	j	j	j	71	j	j	x	67	j	j	x				
	Q _{OK}	55	j	j	x	55	j	j	x	49	j	j	j					28	j			85	j	j	j	79	j	j	x	75	j	j	x				
	Q ₁	60	j	j	x	60	j	j	x	55	j	x	x					35	j			100	j	j	j	90	j	j	x	80	j	j	j				
	Q ₂	70	j	j	x	70	j	j	x	60	j	j	j					40	j			110	j	j	j	100	j	j	j	90	j	j	j				
	Q ₃	80	j	j	x	80	j	j	x	70	j	j	j					50	j			120	j	j	j	110	j	j	j								
	Q ₄	90	j	j	x	90	j	j	x	80	j	j	j					60	j																		
	Q ₅	100	j	j	x	100	j	j	x	90	j	j	j					70	j																		
	Q ₆									100	j	j	j																								
22	Q _{UK}									27	j	x	x																								
	Q _M									32	j	x	x																								
	Q _{OK}									39	j	x	x																								
	Q ₁									45	j	x	x																								
	Q ₂									50	j	x	x																								
	Q ₃									60	j	x	x																								
	Q ₄									70	j	x	x																								
	Q ₅									80	j	x	x																								
	Q ₆									90	j	x	x																								

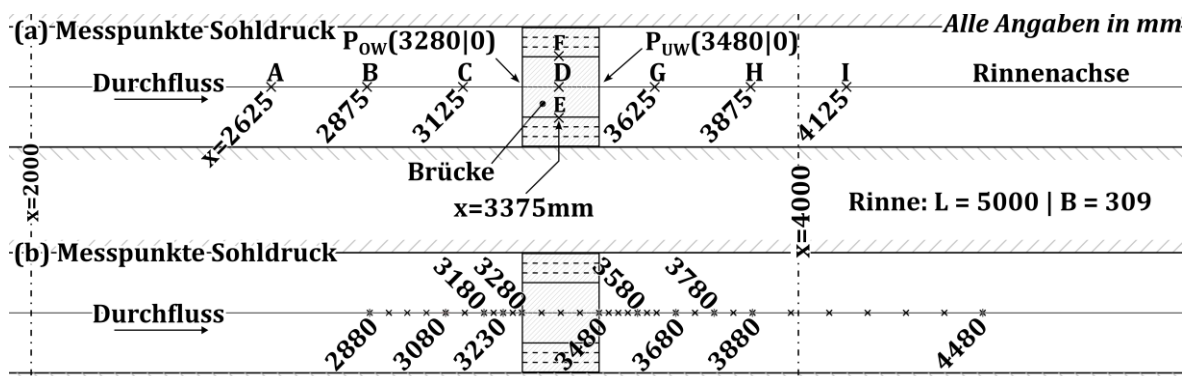


Abb. 5-7 Messpositionen im Grundriss (a) für die Messungen der Wasserspiegellage (rot: alle Messpositionen; schwarz: reduzierte Messpositionen) und (b) des Sohldrucks

Ergänzend wird am untersten Ende der Rinne der Wasserstand gemessen. Der Messgeräteträger kann den UW-Rand nicht erreichen. Dort liefert die Ablesung von einer festen

Pegellatte die Messwerte. Der Pegel ist fest mit der Rinne verbunden und stellt damit eine von der Traverse physisch unabhängige Messeinrichtung dar.

5.5 3-dimensionales numerisches Strömungsmodell

Die Beschreibung des Strömungsfeldes im Nahbereich von Brücken kann hydraulisch mittels numerischer Lösung der Massen- und Impulserhaltungsgleichungen beschrieben und gelöst werden. Das konkrete Gleichungssystem wird nachfolgend kurz erläutert. Für einen detaillierten Überblick über die zugrunde liegende Hydronumerik wird auf die Fachliteratur wie Ferziger et al. (2020) verwiesen. Die Herleitung der Strömungsgleichungen für den stationären Fall kann anhand der Betrachtung einer differentiellen Fluidmasse erfolgen.

Unter Abwesenheit von Quellen oder Senken ergibt sich die Änderung der Masse über den Zu- oder Abfluss von Masse über die Ränder. Da die Dichte ρ als konstant anzusehen ist, geht das betrachtete Masseteilchen in ein ortsfestes KV über. Die Kontinuitätsgleichung für dieses KV kann daher geschrieben werden als:

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{Gl. 5-11})$$

wobei u , v und w die Geschwindigkeitskomponenten in den drei Raumrichtungen (x , y und z) des Geschwindigkeitsvektors $\mathbf{u}$ sind.

In ähnlicher Weise lassen sich die Impulsgleichungen unter den Annahmen konstanter Dichte und Abwesenheit von Quellen und Senken herleiten. Die zeitliche Impulsänderung in Raumrichtung x für das betrachtete KV lautet:

$$\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial (-p + \tau_{xx})}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + f_x \quad (\text{Gl. 5-12})$$

Darin ist p der Druck und τ_{ij} die entsprechende Komponente i, j des viskosen Spannungstensors $\mathbf{T}$. Die Größe f_x ist die von außen in Betrachtungsrichtung einwirkende Kraftgröße auf das betrachtete Fluidvolumen.

Das Gleichungssystem ist um je eine Impulserhaltungsgleichung für die anderen zwei Raumrichtungen zu ergänzen. Zusammen beschreiben die Gleichungen das hydrodynamische, räumlich-zeitliche Kontinuumsfeld des Wasserkörpers, sind aber analytisch ohne Vereinfachungen nicht lösbar.

5.5.1 Zeitliche Mittelung der Strömungsgleichungen

Für die Berechnung des interessierenden mittleren Geschwindigkeitsfeldes werden die Feldgrößen in eine mittlere ($\bar{u}$, $\bar{v}$, $\bar{w}$, $\bar{p}$) und eine zeitlich schwankende Komponente (u' , v' , w' , p') aufgeteilt.

$$u = \bar{u} + u' \quad v = \bar{v} + v' \quad w = \bar{w} + w' \quad p = \bar{p} + p' \quad (\text{Gl. 5-13})$$

Einsetzen und Mittelung über einen ausreichend langen Zeitraum T (Integration über dessen Grenzen t_1 bis t_2 mit anschließender Division durch T) liefert die Erhaltungsgleichungen unter Berücksichtigung für mittleren Größen, nachfolgend in Tensornotation, als Reynolds-gemittelte Navier-Stokes Gleichungen (RANS).

Für die Kontinuität gilt:

$$\rho \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (\text{Gl. 5-14})$$

Für die Impulsgleichungen gilt:

$$\frac{\partial(\rho \bar{u}_i)}{\partial t} + \rho \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho \bar{u}_i \bar{u}_j) = - \frac{\partial}{\partial x_j} (\rho \overline{u'_i u'_j}) - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial \bar{\tau}_{ij}}{\partial x_j} + f_x \quad (\text{Gl. 5-15})$$

Der darin enthaltene Reynolds'sche Spannungstensor $\mathbf{T}_R$ mit

$$\mathbf{T}_R = -\rho \overline{u'_i u'_j} \quad (\text{Gl. 5-16})$$

stellt ein Problem dar, weil die Schwankungsgrößen ebenso wenig bekannt sind wie die mittleren Größen. Die Anzahl der Bestimmungsgleichungen ist geringer als die der unabhängigen Variablen. Die Herstellung der mathematischen Bestimmtheit des Gleichungssystems ist die Aufgabe der Turbulenzmodellierung.

Wirbelviskositätsmodelle sind ein gängiger Ansatz, um die Reynolds-Spannungen in Abhängigkeit der mittleren Feldgrößen zu formulieren. Dazu werden die Reynolds-Spannungen analog zur molekularen Viskosität mittels einer Wirbelviskosität formuliert:

$$-\overline{u'_i u'_j} = \nu_t \cdot \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (\text{Gl. 5-17})$$

Der zweite Anteil korrigiert den ursprünglichen Ansatz von Boussinesq für die Wirbelviskosität, der die Verformungen mit den turbulenten Schubspannung ins Verhältnis setzt. Der Hintergrund ist, dass die Summe der Terme mit $i = j$ die turbulente kinetische Energie ergeben und nicht wegen der Kontinuität verschwinden sollte (vgl. Malcherek, 2001). Üblich ist die Verwendung ohne diesen zweiten Anteil, so dass nur noch eine Unbekannte, die Wirbelviskosität ν_t als variable Größe über das Strömungsfeld ermittelt werden muss.

5.5.2 Turbulenzmodellierung

Klassische Turbulenzmodelle nutzen den Ansatz des Mischungswegs l_m als kennzeichnende Größe für den Grad der in der Strömung vorhandenen turbulenten Energie. Je größer die Reichweite der Mischung, desto größer ist der Grad der Turbulenz bzw. enthaltene turbulente Energie. Der Prandtl'sche Mischungswegansatz stellt hierzu einen Zusammenhang zwischen der Mischungsweglänge und dem möglichen Abstand her.

Im Unterschied zur rein geometrischen Ursachenbeschreibung für die Wirbelviskosität, sind Transportgleichungen für turbulente kinetische Energieproduktion und Dissipation eine Erweiterung. Das k - ε -Modell von Jones und Launder (1972) dient der Modellierung der ausgeprägten Grenzschichtströmung. Für die Ermittlung der Wirbelviskosität werden der Transport der beiden Skalare, turbulente kinetische Energie k und skalare Dissipationsrate ε , berechnet. Die Wirbelviskosität resultiert aus den beiden Größen zu:

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (\text{Gl. 5-18})$$

Die Formulierung der beiden Differentialgleichungen erfolgt auf Basis des mittleren Strömungsfeldes sowie der mittleren Deformationsrate eines gedachten Fluidteilchens. Sie kann auf Basis der Gradienten der Strömung bestimmt werden. Die Schwäche des k - ε -Modells entsteht in der Nähe von Wandungen ohne voll ausgeprägte Strömung bzw. Ablösungszonen.

In Wandnähe hat das k - ω -Modell von Wilcox (1988) Vorteile. Die spezifische Turbulenz-Dissipationsrate ω ist im Gegensatz zu ε auf die aktuell vorliegende turbulente Energie k bezogen. Die Umrechnung zwischen den beiden Größen erfolgt durch:

$$\varepsilon = C_\mu k \quad (\text{Gl. 5-19})$$

Vergleicht man die bestimmenden Gleichungen der beiden Modelle, dann erhält man einen Differenzterm in der Transportgleichung für die Dissipation. Abgesehen von der unterschiedlichen empirischen Parametrisierung stellt der Differenzterm den Unterschied zwischen den beiden Turbulenzmodellen zur Quantifikation der Wirbelviskosität dar.

Der Ausgleich zwischen beiden Modellen gelingt im Baseline-Modell oder k - ω -BSL-Modell von Menter (1993) mit einer $\tanh$ -Übergangsfunktion F_1 , so dass in Wandnähe der Differenzterm eliminiert wird und in der ausgeprägten Außenströmung voll umfänglich wirksam ist. Die Transportgleichung für die turbulente kinetische Energie ist in beiden Modellen identisch:

$$\frac{D\rho k}{Dt} = \tau_{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(\mu + \sigma_k \mu_t) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \underbrace{\beta^* \rho \omega k}_{\text{Senke}} \quad (\text{Gl. 5-20})$$

Die Transportgleichung für die spezifische Dissipationsrate unterscheidet sich nur im Differenzterm, sofern das k - ε -Modell unter Verwendung der Substitution aus Gleichung Gl. 5-19 in k - ω -Form geschrieben wird.

$$\frac{D\rho\omega}{Dt} = \frac{\gamma}{\nu_t} \tau_{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \beta \rho \omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[(\mu + \sigma_\omega \mu_t) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right] + \underbrace{\frac{(1 - F_1)}{\text{Blending}} \cdot 2\rho\sigma_{\omega 2} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}}_{\text{Differenzterm}} \quad (\text{Gl. 5-21})$$

Neben dem Differenzterm wird jede Konstante ϕ ($\sigma_k, k, \sigma, \dots$) aus den beiden zugrunde liegenden Basis-Modellen (Index 1: k - ε , Index 2: k - ω) mit Hilfe der Funktion F_1 überblendet. Die Gleichung entspricht dem k - ω -Modell genau dann, wenn $F_1 = 1$, und dem k - ε -Modell bei $F_1 = 0$.

$$\phi = F_1 \phi_1 + (1 - F_1) \phi_2 \quad (\text{Gl. 5-22})$$

Die Wichtungsfunktion F_1 wird definiert zu:

$$F_1 = \tanh(\arg_1^4) \quad (\text{Gl. 5-23})$$

$$\arg_1 = \min \left(\max \left(\frac{\sqrt{k}}{\beta^* \cdot \omega y}, \frac{500\nu}{y^2 \omega} \right), \frac{4\rho\sigma_{\omega 2} k}{CD_{k\omega} y^2} \right) \quad (\text{Gl. 5-24})$$

mit

$$CD_{k\omega} = \max \left(2\rho\sigma_{\omega 2} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}, 10^{-10} \right) \quad (\text{Gl. 5-25})$$

Neben diesem Überblenden der beiden Modelle wird im k - ω -SST-Modell die Wirbelviskosität in Abhängigkeit vom Wandabstand limitiert, weil das BSL-Modell die Wandschubspannungen überschätzt. Die nötige Limitierung der Wirbelviskosität gelingt durch Maximierung des Nenners in der folgenden Gleichung (Menter et al., 2003):

$$\nu_t = \frac{a_1 k}{\max(a_1 \omega, S F_2)} \quad (\text{Gl. 5-26})$$

Darin ist S die Formänderungsrate und F_2 eine weitere $\tanh$ -Übergangsfunktion:

$$F_2 = \tanh(\arg_2^2) \quad (\text{Gl. 5-27})$$

mit

$$arg_2 = \max\left(\frac{2\sqrt{k}}{\beta^* \cdot \omega y}; \frac{500\nu}{y^2\omega}\right) \quad (\text{Gl. 5-28})$$

Das Turbulenzmodell nach Menter et al. (2003) bildet die Grundlage für die Implementierung des k - ω -SST-Modell in OpenFOAM. Die Original-Formulierung (Gl. 5-29, Gl. 5-30) weicht leicht von der Implementierung in OpenFOAM ab.

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i k)}{\partial x_i} = \bar{P}_k - \beta^* \rho k + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(\mu + \sigma_k \mu_t) \frac{\partial k}{\partial x_i} \right] \quad (\text{Gl. 5-29})$$

$$\frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i \omega)}{\partial x_i} = \alpha \rho S^2 - \beta \rho \omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_i} \left[(\mu + \sigma_\omega) \frac{\partial \omega}{\partial x_i} \right] + 2(1 - F_1) \rho \sigma_{\omega 2} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_i} \frac{\partial \omega}{\partial x_i} \quad (\text{Gl. 5-30})$$

Die Modelkonstanten (σ_k , σ_ω , γ , β , α) werden in den zugrunde liegenden Modellen unterschiedlich quantifiziert und auf gleiche Weise überblendet. Die in OpenFOAM verwendeten Parameter sind $\sigma_{k1} = 0,85$; $\sigma_{\omega 1} = 0,5$; $\beta_1 = 0,075$; $\gamma_1 = 0,556$; $\sigma_{k2} = 1,0$; $\sigma_{\omega 2} = 0,856$; $a_1 = 0,31$; $\beta_2 = 0,0828$; $\alpha_2 = 0,44$. Weiterhin gilt $\beta^* = 0,09$, $\kappa = 0,41$; $a_1 = 0,31$; $b_1 = 1,0$; $c_1 = 10,0$.

5.5.3 Strömung mit freier Oberfläche

Die Lösung von Fragestellungen mit Freispiegelströmung ist im Bereich der CFD-Simulation speziell. Im Gegensatz zur Lösung der Flachwassergleichungen, bei der die Wassertiefe eine zu lösende Unbekannte ist, ist diese in der voll 3-dimensionalen RANS-Gleichungen kein Lösungsbestandteil.

Eine Möglichkeit ist die Verwendung der Volume of Fluid (VoF) Methode nach Hirt und Nichols (1981). Die Umsetzung in OpenFOAM geht darauf zurück. Mittels Zweiphasenströmung von Wasser und Luft wird die Wasserspiegeloberfläche als Übergang der beiden Medien berechnet. Der Phasenindikator α beschreibt, ob eine Berechnungszelle mit Wasser ($\alpha_w = 1$) oder Luft ($\alpha_w = 0$) gefüllt ist. Details zum entsprechenden InterFOAM-Solver können Dokumentations-Seiten von OpenFOAM¹³ entnommen werden.

Um die Phasen im Gleichungssystem zu berücksichtigen, fließt α in die Berechnung der Dichte ein. Die Dichte im Raum wird ermittelt zu:

$$\rho = \alpha \rho_{Wasser} + (1 - \alpha) \rho_{Luft} \quad (\text{Gl. 5-31})$$

Darüber hinaus wird als zusätzliche Komponente die Oberflächenspannung $f_{\sigma,i}$ in der Impulsgleichung berücksichtigt.

¹³ https://openfoamwiki.net/index.php/Main_Page (zuletzt besucht 11/2023)

Um das System der Multiphasenströmung Wasser-Luft zu lösen, ist die Differentialgleichung für die Interphase, also den Übergang zwischen den beiden Medien, zu ergänzen:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla(\alpha) = 0 \quad (\text{Gl. 5-32})$$

Numerisch findet sich die Interphase in den Berechnungszellen, die teilweise mit beiden Medien gefüllt sind. Praktisch ist die Interphase die Trennfläche zwischen den beiden Medien. Bei der Interpretation der Ergebnisse wird diese dort verortet, wo das Ergebnis $\alpha = 0,5$ wird.

5.5.4 Finite Volumen und Lösungsverfahren

OpenFOAM löst die Strömungsgleichungen mit Hilfe des Finite-Volumen-Verfahrens. Die theoretische Grundlagen können dem Schrifttum, z. B. Ferziger et al. (2020) entnommen werden. Einen kurzen Überblick über die Verwendung der Finite-Volumen-Methode in OpenFOAM liefert das Benutzerhandbuch¹⁴ sowie Greenshields und Weller (2022).

Die eingesetzte numerische Konfiguration zielt vor allem auf möglichst robuste also stabil Simulationen ab. Dies stellt ein Verfahren 1. Ordnung in Raum und Zeit sicher. Bei der Menge an Simulationen wird eine relativ hohe numerische Diffusion des Verfahrens in Kauf genommen. Die Lösung mit dem Euler-Verfahren für die Zeitdiskretisierung erfordert die Einhaltung des Courant-Friedrichs-Levy Kriteriums. Die Modelle werden mit einem variablen Zeitschritt gerechnet, um das Lösungsverfahren stabil zu halten. Die numerischen Einstellung für OpenFOAM sind angelehnt an die Empfehlungen von Wolf Dynamics (2020)

5.5.5 Gitterauflösung und Lösungskonvergenz

Streng genommen ist eine Konvergenzanalyse für das Gitter des CFD-Modells durchzuführen. Dadurch soll die Netzunabhängigkeit der Lösung dokumentiert werden. Praktisch wird ausgehend von einer Netzauflösung diese z. B. durch Teilung der Gitterzellen schrittweise verfeinert. Die Modellergebnisse von Modellen zweier sukzessiver Gitterverfeinerungen werden verglichen. Sofern der Vergleich der Ergebnisse deutliche Unterschiede aufweist, ist eine weitere Verfeinerung nötig, da die Auflösung des Gitters einen Einfluss auf die Lösung hat. Die Deutlichkeit der Unterschiede ist auf der Basis zuvor festgelegter objektiver Kriterien zu bewerten.

Aus praktischen Gesichtspunkten sprechen einige Argumente gegen diese mathematisch korrekte Vorgehensweise und für eine eher pragmatisch orientierte Vorgehensweise. De facto müsste für jede Experiment-Realisierung eine Konvergenzstudie bzgl. der Gitterauflösung durchgeführt werden. Aufgrund der Vielzahl der Modelle erhöht sich dadurch die nötige Rechenpower um ein Vielfaches. Zum einen würde eine Konvergenzanalyse die Anzahl der Rechenläufe erhöhen. Zum anderen wird mit jeder Gitterverfeinerung die

¹⁴ Z. B. <https://www.openfoam.com/documentation/user-guide> (zuletzt besucht 11/2023); mehrere web-Adressen für die Grundlagen verfügbar

Rechenzeit um ein Vielfaches länger. Eine Stufe der Gitterverfeinerung muss in alle drei Raumrichtungen durchgeführt werden, was zu einer 8-fachen Gitterzellenzahl mit entsprechend höherem Rechenaufwand führt. Andere Stufen der Gitterverfeinerung mit einer geringen Faktorisierung der Gitterzellenzahl sind zwar denkbar, bergen aber andere Probleme, die hier nicht erläutert werden.

Es wird daher ein Mittelweg bei der Konvergenzstudie gegangen. Nur für einen Fall der B01_N06_Q100 werden vier Stufen der Verfeinerung untersucht und die Ergebnisse gegeneinander aufgewogen. Darüber hinaus wird die nötige Rechenzeit auf einem Knoten auf dem eingesetzten Rechenclusters mit in das Kalkül einbezogen. Die Rechenzeiten sollen nach Möglichkeit 48 Stunden für einen Lauf von 20 Minuten simulierter Zeit nicht übersteigen.

Im Ergebnis wird eine Modellkonfiguration mit vier Auflösungszonen für die weitere Verwendung festgelegt (siehe Abb. 5-8). Das Grundgitter ist grob und wird für den äußeren Bereich der Luftströmung unverändert belassen. Die höchste Auflösung mit 4 mm bis 8 mm Kantenlänge der Zellen (Verfeinerungsstufe 3) befindet sich im Inneren und auf der Überfallzone der Brücke. Die Außenströmung (Verfeinerungsstufe 1) wird auf einem Gitter mit Kantenlängen von rund 3 cm abgebildet. Dazwischen befindet sich die Verfeinerungsstufe 2, in welcher der Übergang zwischen der Außen- und der Innenströmung hergestellt wird. Die Berechnungsgitter haben ca. 700.000 Gitterzellen bei 650.000 Berechnungsknoten. Die Parametrisierung der Gittergenerierung gilt für alle neun Brücken in gleicher Weise.

5.5.6 Randwerte

Rund um das Modell sind Randwerte für die Erhaltungsgrößen zu definieren. Bei der Multiphasenströmung sind die Randwerte teilweise nach Phase zu differenzieren. Grundsätzlich wird das numerische Modell eines Experimentsetups an den für die Wasserströmung geschlossenen Rändern als Wand mit Reibungseinfluss festgelegt. Die Reibung wird nach Sohlrauheit Stahl sowie Glasrauheit für die Wände und Brückenmodellkomponenten differenziert. Die verwendeten absoluten Rauheiten sind $k_{Stahl} = 3,0 \cdot 10^{-5} m$ (Rinnensohle), $k_{Glas} = k_{plexi} = 1,0 \cdot 10^{-5} m$ (Rinnenwand und Brückenmodelle).

An den aktiven Rändern werden für die Wasserphase klassische Randwertetypen definiert. Am OW-Rand wird der Durchfluss, am UW-Rand implizit der Wasserstand durch Vorgabe der korrespondierenden Referenzhöhe festgelegt.

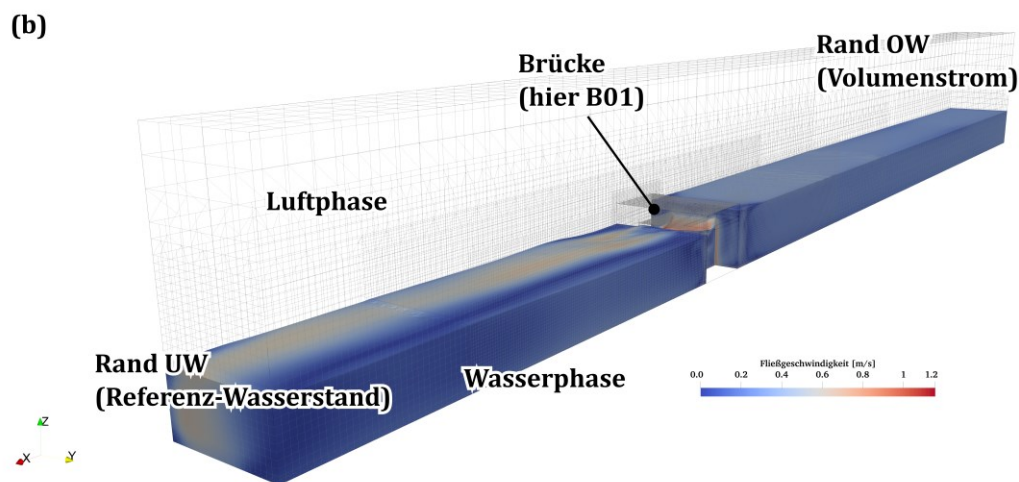
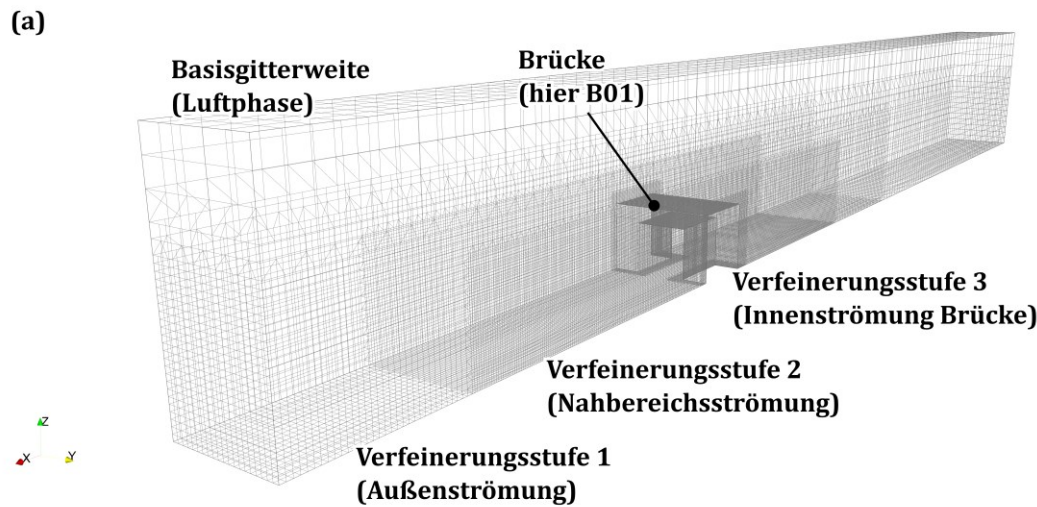


Abb. 5-8 Berechnungsgitter mit Verfeinerungsstufen (a) Gitter mit diskretisierter Brücke (hier B01); (b) mit entwickeltem Wasserkörper für Versuche B01_N08_Q058

5.6 Versuchsdurchführung, Messwertanalyse und Kopplung mit der Numerik

Die Durchführung der Modellläufe mit dem hybriden Modell erfolgt über einen längeren Zeitraum von ca. 1,5 Jahren (2019 bis 2020)¹⁵. Die ist mit der Vielzahl und Dauer der Messungen sowie der Simulationsdauer verbunden. Im Rahmen der ersten Simulationsserie werden zahlreiche numerische Modelle nicht konvergent gerechnet. Ein leicht verändertes numerisches Setup eliminiert in einem zweiten Durchlauf in 2020 bis 2021 die Instabilitäten.

Das hybride Verfahren erfordert eine partiell automatisierte Kopplung der verschiedenen notwendigen Schritte, um die notwendigen Größen aus dem Gesamtdatensatz für die

¹⁵ COVID19-Pandemie-bedingt zeitweise kein Zugang zum Labor

Auswertung abzuleiten. Die Umsetzung erfolgt mit Hilfe einer Python-Implementierung. Das Ablaufschema der Datenermittlung ist auf der Abb. 5-9 visualisiert.

Im 1. Schritt werden alle Messdaten nach einem festgelegten Schema klarer Namenskonvention abgelegt, so dass der Zugriff auf die Daten standardisiert erfolgen kann. Die Messdaten werden mit den Positionsdaten verknüpft und extrahiert. Es resultieren positionsbezogene Rohmesswerte. Neben den Rohmesswerten werden auch positionsbezogen bereinigte und gemittelte Größen gespeichert, die bei der Validierung unmittelbar Anwendung finden.

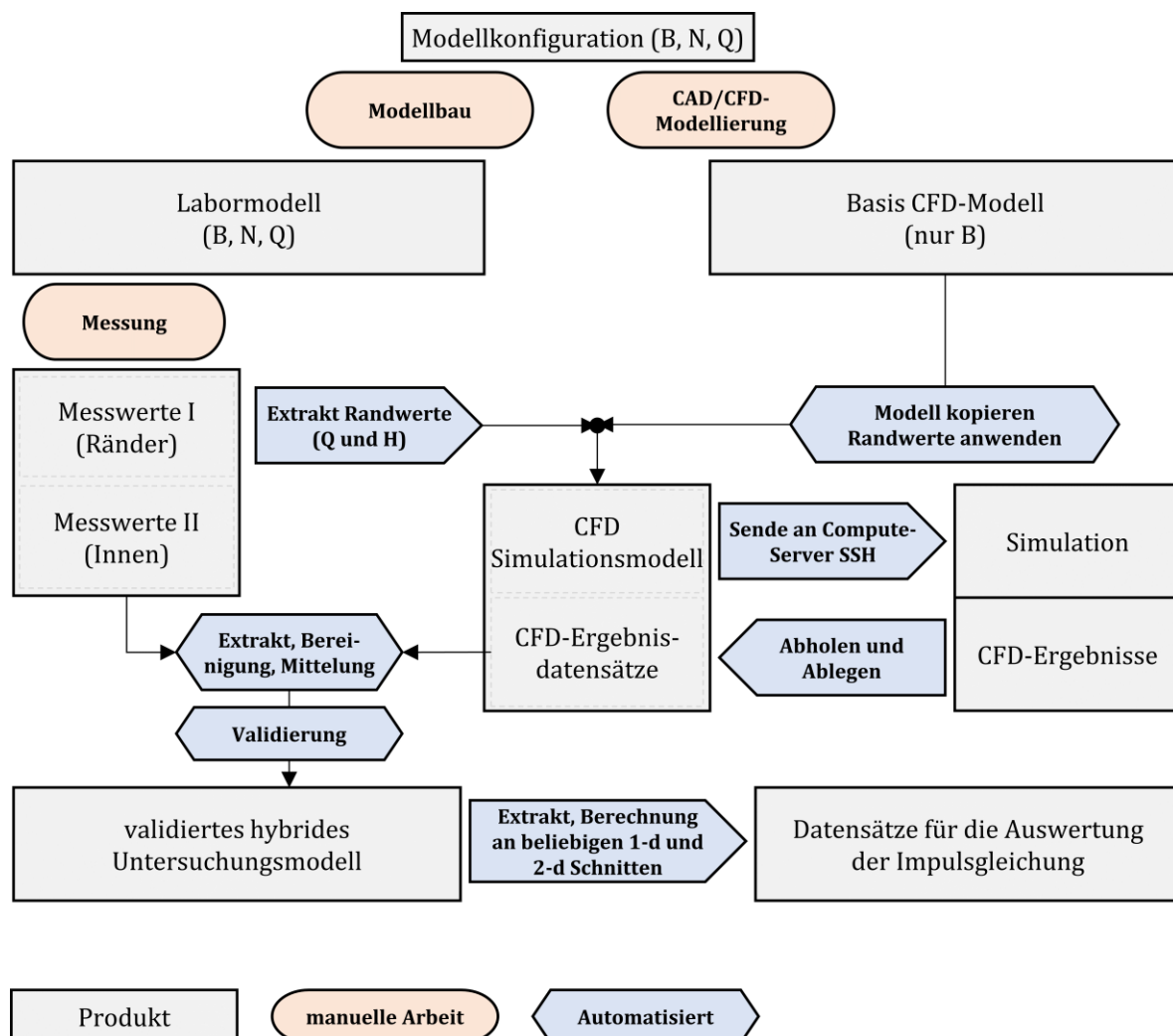


Abb. 5-9 Ablauf der Bearbeitung und Auswertung des hybriden Modells mit manuellen und automatisierten Auswertungsschritten (B: Brückenmodell, N: Nadelanzahl, Q: Durchfluss)

Im 2. Schritt erfolgt die Vorbereitung und Simulation der CFD-Modelle durch Verwendung eines von neun CFD-Basismodellen. Der Python-Code nutzt das OpenFOAM-Interface pyFOAM, um das jeweilige CFD-Basismodell mit dem zugehörigen Durchfluss und dem Messwert für den Wasserstand am UW-Rand zu versehen. Der Code startet das vorbereitete OpenFOAM-Modell per SSH-Zugriff auf dem Berechnungscluster der TUHH im

Ressourcenmanagementsystem slurm. Nach abgeschlossener Simulation schiebt der Python-Code die Ergebnisdaten an die vorgesehene Ablageposition zurück.

Praktisch verlaufen nicht alle Simulationen stabil. Die Handhabung abgebrochener Modelle wird nicht über die teilautomatisierte Implementierung abgefangen. Aufgrund der großen Datenmengen kommt es zudem dazu, dass gelegentliche Übertragungsfehler auftreten. Die Rückübertragung der bis zum Ende simulierten CFD-Modelle erfolgt daher teilweise manuell.

Im 3. Schritt werden die CFD-Modellergebnisse für die Validierung mit den Messwerten aus den Laborversuchen extrahiert. Sowohl Messwerte (obs) als auch extrahierte CFD-Ergebnisse werden bereinigt und zeitlich gemittelt. Dazu werden die Wasserstände, Sohl-drücke und Fließgeschwindigkeiten aus dem CFD-Modell an den obs-Positionen gefiltert. Die Auswertung erfolgt zu aufgezeichneten Zeitpunkten alle 5 s für einen Gesamtzeitraum von 1200 s, d. h., es werden 60 Werte gemittelt. Für das Extrahieren werden die Piping-Funktionalitäten des Visualization Toolkit (VTK) verwendet (vgl. Schroeder et al., 2018). Das Piping kann mittels der grafischen Benutzeroberfläche ParaView (Ahrens et al., 2005) vordefiniert werden. Eine grafische Initiierung der Auswertung aller Versuche ist aber nicht praktikabel. Alternativ erfolgt die programmatische Umsetzung mittels des Python-Wrappings der in C++ programmierten VTK-Werkzeuge.

Nach der Validierung der Ergebnisse werden im 4. Schritt die Zielgrößen der Versuche auf der gleichen programmatischen VTK-Basis extrahiert und versuchsbezogen sowie tabellarisch für alle Versuche aggregiert abgelegt. Diese Datenbasis dient der eigentlichen Auswertung des hybriden Modells.

5.7 Validität des hybriden Untersuchungsmodells

Die Validität des hybriden Ansatzes folgt aus der Ähnlichkeit der Ergebnisse des numerischen CFD-Modells mit dem Labormodell. Beispielhaft ist ein rein visueller Vergleich dargestellt. Auf der Abb. 5-10 ist der unmittelbare Vergleich aus nahezu gleicher perspektivischer Position beim Versuch B01_N14_Q058 dargestellt. Es ist direkt zu erkennen, dass sich vergleichbare Wasserspiegellagen im UW (Bedingung) und OW (Folge) einstellen. Die Einfärbung im CFD-Modell indiziert größere Fließgeschwindigkeiten an der Oberfläche. Diese befinden sich dort, wo die unruhigere Wasserspiegeloberfläche auf dem Foto zu erkennen ist.

Die Übereinstimmung aber auch Abweichungen zwischen beiden Teilmodellen ist zu aufzuzeigen und für die weitere Verwendung des Ansatzes einzuordnen. Nachfolgend ist der Grad der Validität hinsichtlich der Wasserstände, Sohl-drücke und Fließgeschwindigkeiten dargestellt. Direkt auffällig ist, dass nicht in allen CFD-Läufen die Grenzfällen des Einstaus wie im Labor getroffen werden. In manchen Fällen wird die KUK gerade nicht erreicht oder die KOK minimal überströmt.

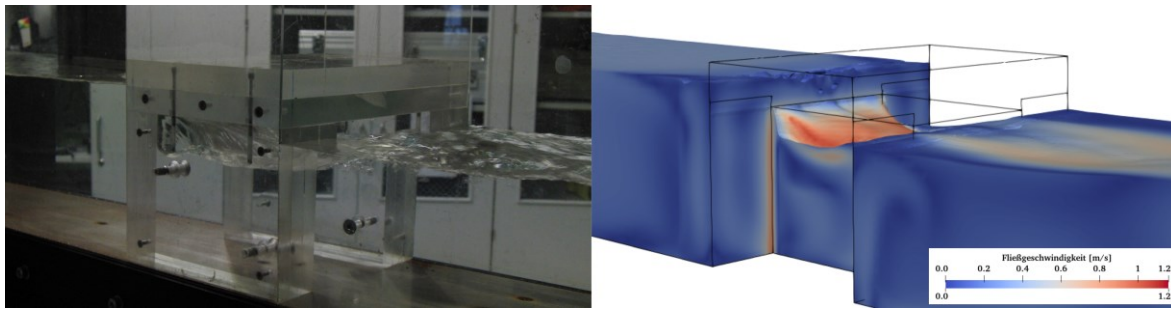


Abb. 5-10 Hybride Modelluntersuchung (hier: B01_N14_Q058), links: Labormodell (Achtung: lichtbrechungsbedingte Verzerrungen unter der Wasserspiegeloberfläche), rechts: CFD-Modell in perspektivischer Ansicht und Einfärbung nach Fließgeschwindigkeiten

5.7.1 Sohldrücke

Die Auswertung der Sohldrücke erfolgt an den auf der Achse liegenden Punkten gemäß Abb. 5-7. Im Vergleich dazu werden kontinuierliche Längsschnitte des Sohldrucks aus den CFD-Modellen extrahiert und gemeinsam mit den Messwerten dargestellt. Für die Serie B07_N12 mit der gedrungenen Brücke B05 ($b_w = 75 \text{ mm}$, $s = 100 \text{ mm}$, $M = 0,51$, $b/s = 1,59$) liegen acht ausgewertete Versuche vor. Die vergleichende Längsschnittdarstellung ist beispielhaft auf der Abb. 5-11 dargestellt. Mit der Abb. 5-11 kann beispielhaft verdeutlicht werden, dass die Messwerte des Sohldrucks für fast alle Versuche durch die Simulationen qualitativ wie quantitativ sehr gut wiedergegeben werden können. In Einzelfällen treten leichte Abweichungen auf, z. B. in Form einer geringen Überschätzung durch die Simulationen wie im OW für B05_N12_Q030 und B05_N12_Q039 oder innerhalb der Brücke wie bei B05_N14_Q090. Alle Längsschnitte der Sohldrücke können dem Anhang 3 entnommen werden. Die verschiedenen Abweichungen sind grundsätzlich nicht systematisch.

Allein für die Serien B01_N16, B01_N18, B01_N20 liegen systematische Abweichungen vor. Die Versuche finden am Stück am 10.07.2020 und 13.07.2020 statt. Sie sind gekapselt zu betrachten und es ist davon auszugehen, dass ein systematischer Messfehler dort vorliegt. Bereits im Bereich der unbeeinflussten Strömung in der Nähe der UW-Randbedingung weichen die Drücke deutlich ab. Wie in Kapitel 5.4.4 erläutert sind die Messungen des UW-Wasserstands physisch nicht mit der Traverse verbunden, so dass ein dadurch bedingter systematischer Fehler hier nicht zum Tragen kommen kann. Ähnliche Abweichung zeigen sich für diese Serien auch bei den Wasserständen (siehe Kapitel 5.7.2). Es wird davon ausgegangen, dass eine temporärer Verformungs-Defekt an den Messeinrichtung vorliegt. Die Ursache dafür kann nicht mehr nachvollzogen werden. Für die nachfolgenden Messungen am 15.07.2020 mit dem Brückenmodell B05 werden die Einrichtungen neu kalibriert, so dass entsprechende Abweichungen nicht wieder auftreten. Die Anwendbarkeit der Daten aus dem CFD-Modell sind als verwendbar einzustufen.

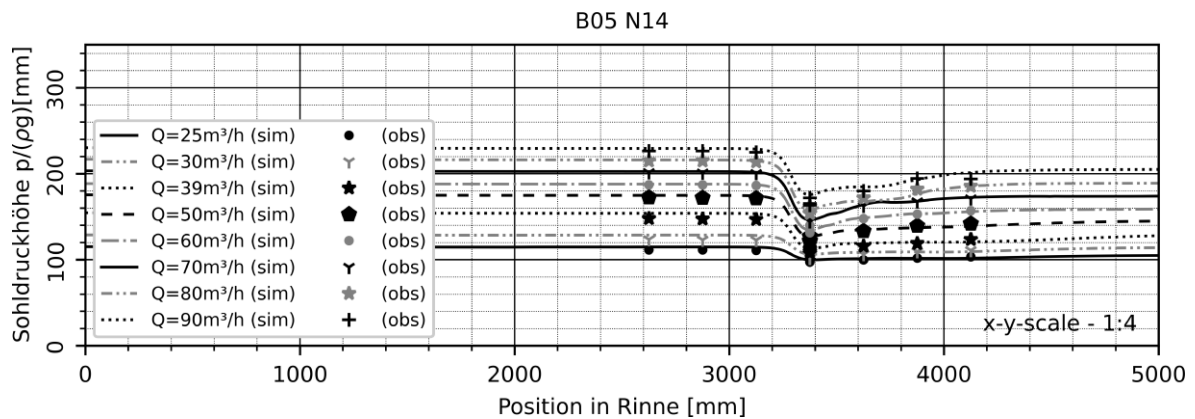


Abb. 5-11 Vergleich der Sohlrücke aus Messung (obs) und Simulation (sim) für die Serie B05_N12; Brückenachse bei $x = 3380$ mm

Die Abb. 5-12 liefert das Gesamtbild für die drei Messpositionen entlang der Achse im OW (a, b, c), drei Messpositionen entlang der Achse im UW (g, h, i) und im Inneren der Brücke mittig und links / rechts (d, e, f). Die Anpassungsgeraden der Vergleichsdarstellungen weisen für die Bereiche im OW und UW eine Regression von $R^2 = 0,985$ bis $R^2 = 0,993$ auf. Im Inneren werden die Drücke durch die Simulation in der Gesamtschau tendenziell leicht überschätzt. Die Regression ist auch dort hoch mit $R^2 = 0,986$ auf der Achse und $R^2 = 0,980$ an den Widerlagerflanken. Die Anpassungsparameter der Ausgleichsgeraden haben eine nur geringe Schwankungsbreite.

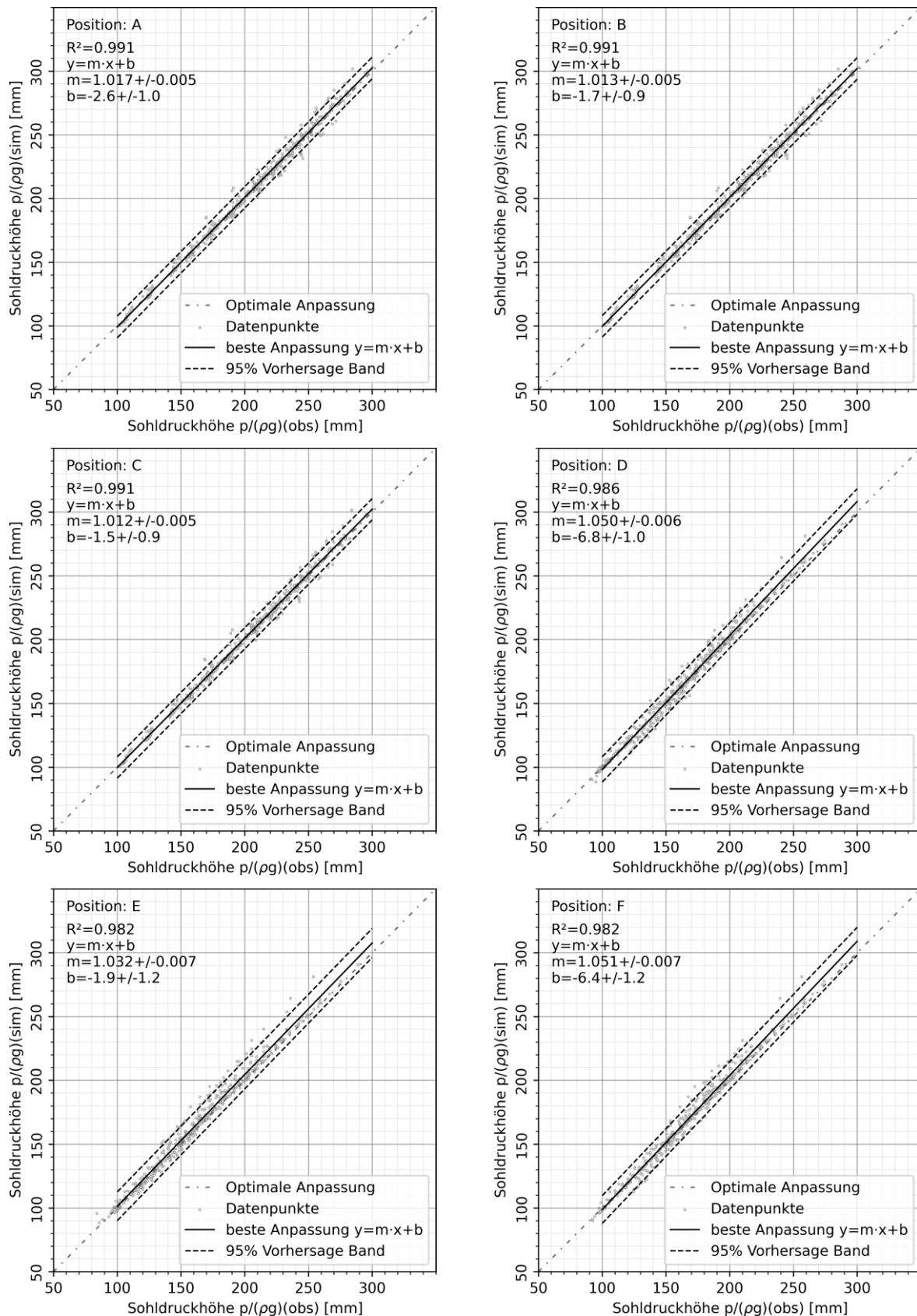


Abb. 5-12 Vergleich des Sohldrucks aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den sechs Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (n=437, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6)

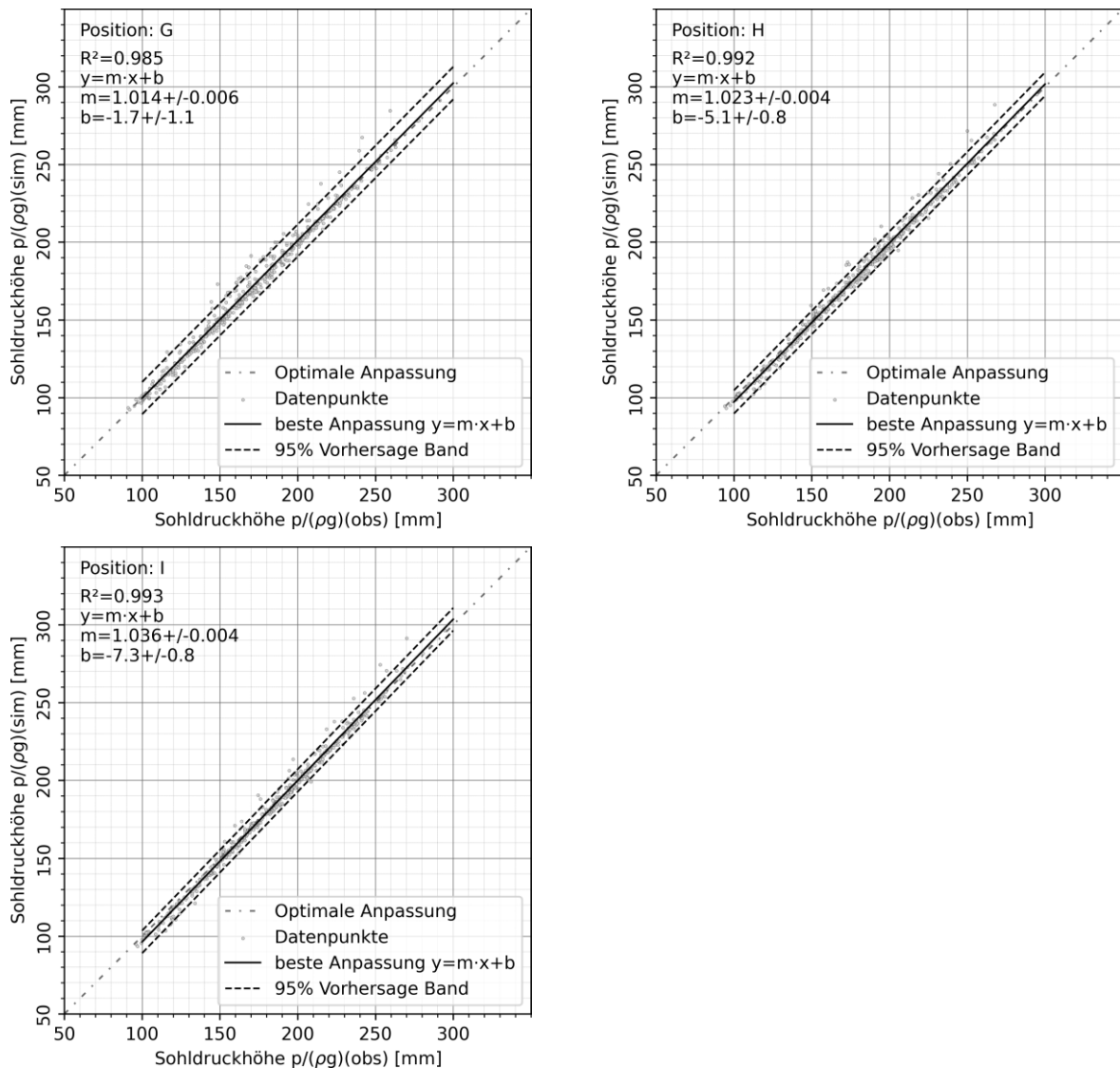


Abb. 5-12 (Fortsetzung) Vergleich des Sohldrucks aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den sechs Messpositionen gemäß Abb. 5-7 ($n=437$, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6)

5.7.2 Wasserstände

Der Vergleich von Wasserständen aus sim und obs erfolgt nur für die obere Wasserspiegellage. In Fällen, bei denen sich der Abflussstrahl von der Unterkante des Brückendecks löst und dort auch eine Freispiegeloberfläche bildet, wird nicht betrachtet.

Dieser Aspekt findet nur deswegen Erwähnung, weil die VoF-Methode keine Unterscheidung zwischen der Art der Wasserspiegeloberfläche macht. Beim Extrakt der relevanten Wasserspiegellage werden alle Wasserspiegelpunkte in der x-z-Ebene des Modells identifiziert, die sich auf der betrachteten Längsachse ($y = 0$) befinden. Zur Identifikation wird im Prozess nach Kapitel 5.5.6 für alle Punkte an der Wasserspiegeloberfläche die Oberflächennormale gebildet. Dabei können sich Punkte im OW, im UW, über und unter dem Brückenüberbau, an der Unterseite des Überfallstrahls sowie auf der Oberfläche von abgelösten Wassertropfen befinden. Die Identifikation erfolgt über eine in positive Richtung weisende z-Komponente sowie die Nachbarschaftsbeziehung zu anderen Punkten. Die

Punkte erhalten jeweils einen Typmarker, um auf sie gezielt zugreifen zu können. Auf den nachfolgenden Darstellungen ist der Abflussstrahl unter dem Überbau und die Unterseiten von Überstrahlen angedeutet. Tropfen sind nicht dargestellt. Auf eine besondere visuelle Bereinigung wurde kein Wert gelegt, da kein Mehrwert damit verbunden ist.

Auf der nachfolgenden Abb. 5-13 ist beispielhaft die vergleichende Darstellung der Wasserspiegel aus den Laborversuche (obs) und den Simulationen (sim) dargestellt. Aufgrund der Dichte der Daten sind diese Simulationen auf regelmäßige Punkte mit einem Abstand von 20 mm entlang der Achse interpoliert. Die Werte sind an jeder Position über alle 60 ausgewerteten Zeitschritte gemittelt. Zum Vergleich werden die jeweils verfügbaren Messpunkte dargestellt.

Neben der guten Übereinstimmung zwischen den simulierten und den gemessenen Wasserspiegellagen können anhand der Abb. 5-13 zwei Besonderheiten erläutert werden. Im direkten UW der Brücken treten in den Simulationen zum Teil deutliche Wasserspiegelschwankungen in Form von Wellenbildung auf. Diese können in gleicher Weise auch bei den Versuchsdurchführungen beobachtet werden. Die dargestellten Messwerte repräsentieren die mittleren Verläufe an der Stelle. Der Größenordnung der Schwankungsbewegung wurde nicht im Einzelnen nachgegangen. Darüber ist bei der Datenreihe für $Q = 50 \text{ m}^3/\text{h}$ (B06_N16_Q050) zu erkennen, dass diese stark ungleichförmige Simulationsergebnisse liefert. Solche Simulationen sind nicht wiederholt worden, sondern soweit identifiziert aus dem Kollektiv für die weiteren Untersuchungen entfernt worden.

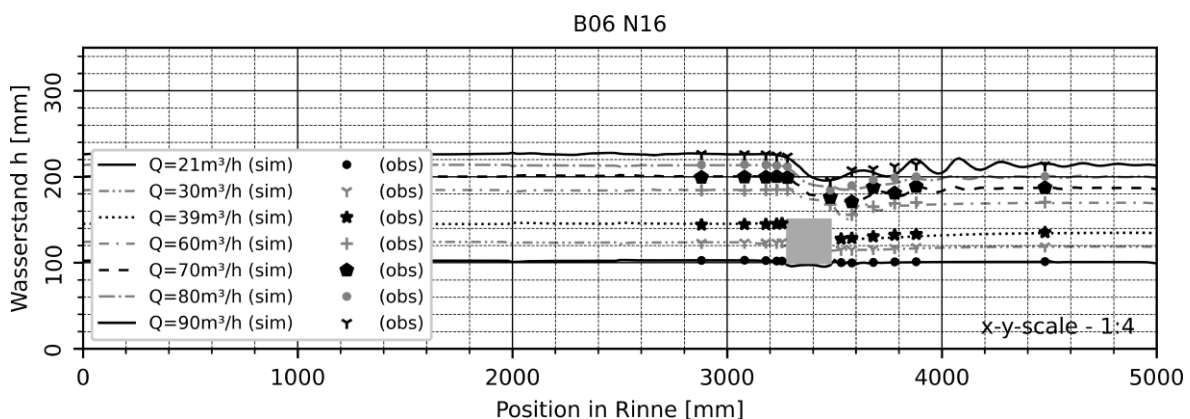


Abb. 5-13 Vergleich der Wasserspiegellagen aus Messung (obs) und Simulation (sim) für die Serie B06_N16;
Brückenachse bei $x = 3380 \text{ mm}$

Alle Vergleiche der Wasserspiegellagen sind im Anhang 4 aufgeführt. Wie auch bei den Vergleichen der Sohldrücken sind dort für die Versuchsserien B01_N16, B01_N18 und B01_N20 die gleichen Auffälligkeiten wie beiden Sohldrücken zu erkennen (siehe Kapitel 5.7.1)

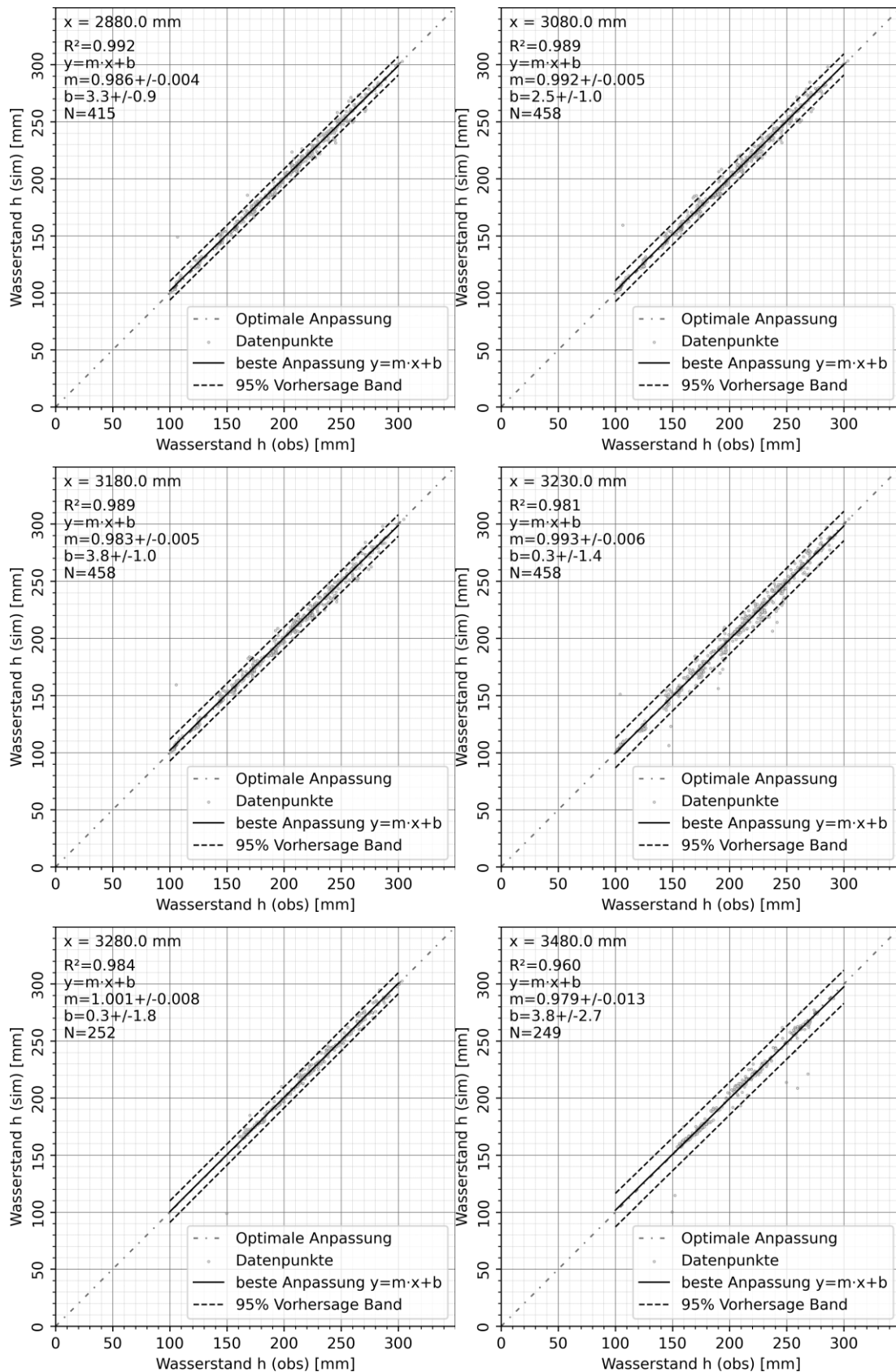


Abb. 5-14 Vergleich der Wasserspiegellagen aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (N ca. 450 bzw. direkt an der Brücke nur Versuche mit Überströmung N ca. 450, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6)

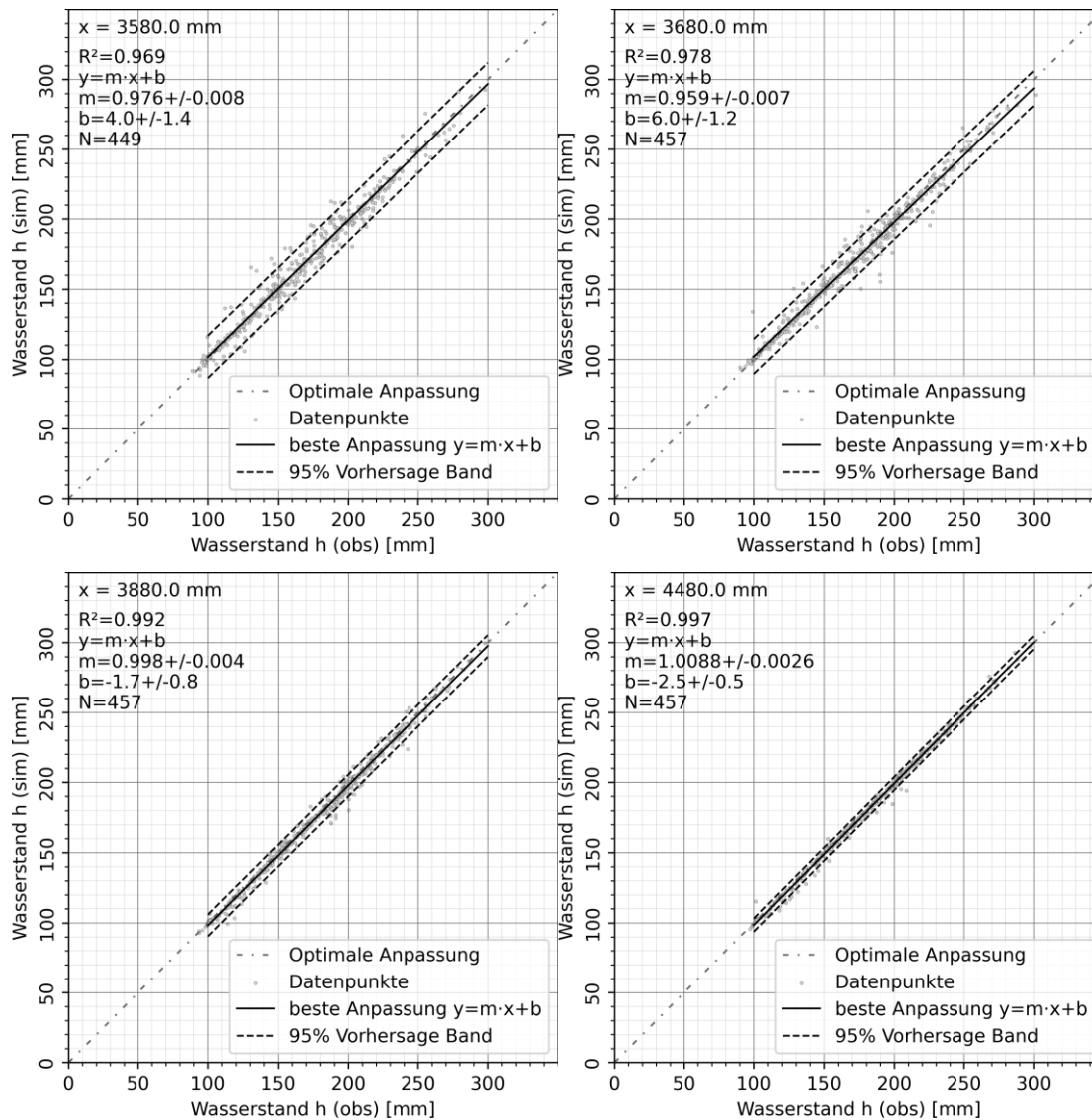


Abb. 5-15 (Fortsetzung) Vergleich der Wasserspiegellagen aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für alle Versuche an den Messpositionen gemäß Abb. 5-7 (N ca. 450 bzw. direkt an der Brücke nur Versuche mit Überströmung N ca. 450, Reduktion: siehe Hinweise Kapitel 5.5.6)

Für die Drücke liefert die Abb. 5-14 eine Gesamtschau zu der Tendenz der Wasserspiegelapproximationen. Im OW ($R^2 = 0,981$ bis $R^2 = 0,992$) und im UW ($R^2 = 0,992$ bis $R^2 = 0,997$) sind in ausreichender Entfernung sind sehr gute Übereinstimmungen zu finden. Über alle Versuche hinweg variiert die Anzahl der verglichenen Werte leicht. Dies ist darin begründet, dass in Einzelfällen Messwerte an der entsprechenden Position nicht verfügbar sind. Die grundsätzliche Größenordnung liegt bei ca. 450 verwertbarer Datenpunkte. Im Bereich der Brücke sind die Messungen nur für die Versuche mit Überströmung ($x = 3280 \text{ mm}$ und $x = 3480 \text{ mm}$) dargestellt.

Im Bereich des Überfallstrahls ($x = 3580 \text{ mm}$, $x = 3680 \text{ mm}$) ist eine leicht größere Bandbreite bei den Differenzen sichtbar. Diese Differenzen haben verschiedene Gründe wie z. B. unsicherere Messwerte wg. der stark geneigten und zeitlich fluktuierenden Wasserspiegellage. Die Ursachen werden nicht im Einzelnen aufgeklärt, weil für die vor-

liegende Betrachtung der Impulsbilanz die Ausprägung des Überfallstrahls und dessen Eintauchen in den Abflussanteil unter der Brücke von nur geringer Bedeutung ist.

5.7.3 Fließgeschwindigkeiten

Die Vergleiche der Fließgeschwindigkeiten aus Labor und CFD-Modell findet an lagegleichen Positionen ($x|y$) statt. Die Messwerte werden an jeder vertikalen Position zeitlich gemittelt und für die Darstellung über eine Höhe von ca. 5 mm (Erfassung je 1 mm) räumlich gleitend gemittelt und als Punkte grafisch aufgetragen. Die Darstellung erfolgt getrennt für alle drei Fließrichtungskomponenten. Nachfolgend sind beispielhaft die Ergebnisse für den Versuch B01_N08_Q120 und Versuch B01_N18_Q100 (vgl. Abb. 5-16 und Abb. 5-17) aufgezeigt. Dabei repräsentiert das erste Beispiel wegen der lokalen Streuung eher ungünstige Vergleichsdaten. Das zweite Beispiel zeigt einen günstigen Fall, weil die Verläufe der Messung wenig artifiziell beeinflusst vorliegen.

Wie im Kapitel 5.5.6 erläutert können aufgrund der Automatisierung für die Vielzahl der Versuche die „Weak Spots“ und ggf. andere Artefakte trotz Filterung nicht individuell durch die Softwareeinstellungen je Messposition behoben werden. Sie verbleiben in den Daten, sind dort aber gut zu erkennen und werden daher akzeptiert. Eine Konsequenz daraus ist, dass die gemessenen Fließgeschwindigkeiten nur unter Einschränkungen für direkte Auswertungen herangezogen werden können.

Der Abgleich zeigt, dass im Großteil der Fälle die Fließgeschwindigkeiten gut übereinstimmen. Insbesondere ist bemerkenswert, dass nicht nur die Hauptströmungsrichtung, sondern auch die Querströmungsrichtung und die Vertikalströmung im Verlauf sehr gut abgebildet werden. Aus Platzgründen wird auf einer differenzierte Darstellung des Vorzeichens verzichtet und nur der Betrag der Fließgeschwindigkeitskomponenten für die Darstellung verwendet. Es ist klar, dass die horizontalen Fließgeschwindigkeiten in Richtung der zentralen Achse weisen und mit größer werdendem y -Wert wachsen, weil es außen an der Brücke eine stärkere Krümmung der Stromlinien gibt.

Die Messwerte können mit der Querströmungskomponente bei $y = 0$ validiert werden, da diese dort im Mittel 0 sein muss. Dies ist nur im zweiten Beispiel eingehalten. In den Daten des ersten Beispiels zeigt sich eine leichte Rotation des Sensors. Diese tritt teilweise montagebedingt auf.

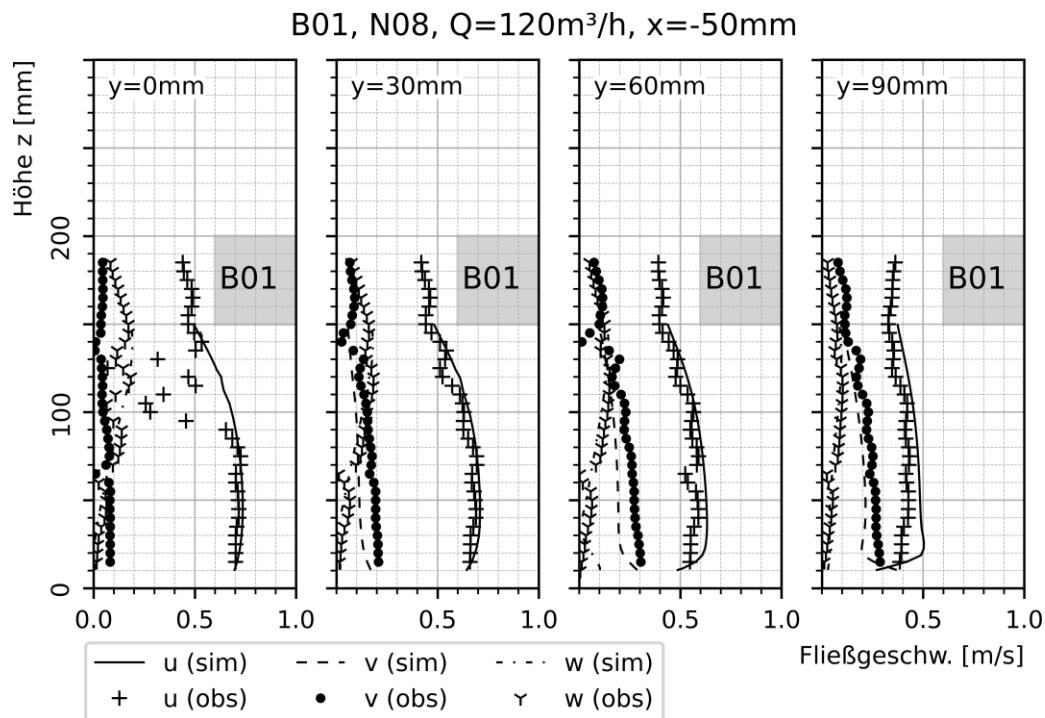


Abb. 5-16 Vergleich der Fließgeschwindigkeiten aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für den Versuch B01_N08_Q120 an vier Messpositionen bei $x = 3230\text{ mm}$ (Festlegung x in der Grafik ist relativ zur Brücken-Vorderseite bei $x = 3280\text{ mm}$ zu verstehen)

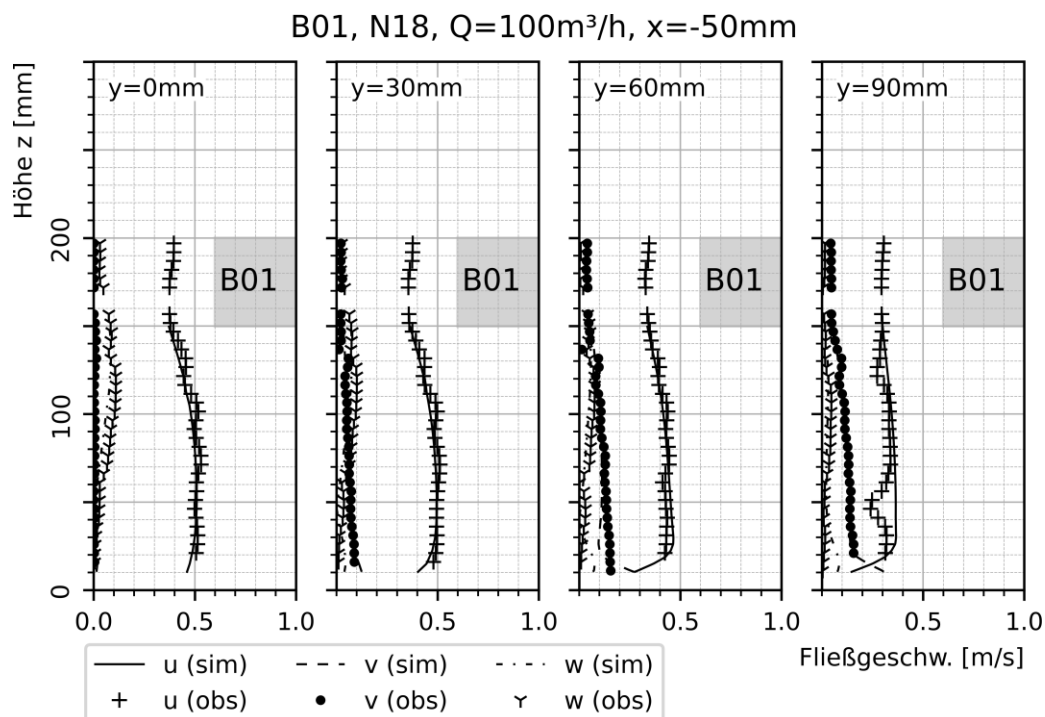


Abb. 5-17 Vergleich der Fließgeschwindigkeiten aus Messung (obs) und Simulationen (sim) für den Versuch B01_N18_Q100 an vier Messpositionen bei $x = 3230\text{ mm}$ (Festlegung x in der Grafik ist relativ zur Brücken-Vorderseite bei $x = 3280\text{ mm}$ zu verstehen)

Von einer Korrektur der Drehrichtung wird abgesehen. Aus dem ersten Beispiel wird aber deutlich, dass bei einer korrigierenden Drehung der Messwerte die y-Komponente insgesamt geringer werden würde. Gleichzeitig muss dann die x-Komponente größer werden. Das verbessert insgesamt das Bild, da genau gegenläufige Tendenzen aus der Abb. 5-16 herauszulesen sind.

Alle ausgewerteten Fließgeschwindigkeitsdarstellungen sind im Anhang 5 aufgeführt. Aufgrund der teilweise in den Daten vorhandenen Artefakte werden keine zusammenfassenden Kennwerte ermittelt.

Insgesamt ist zu bewerten, dass die Unsicherheiten nicht alleine bei der numerischen Komponente der hybriden Abbildung, sondern auch bei der Messtechnik zu suchen sind. Die Handhabung des Vectrino Profilers ist sehr umständlich. Es hat sich im Rahmen der Arbeit herausgestellt, dass der Vectrino Profiler nur bedingt für massenhafte Versuchsauswertungen geeignet ist. Die Verwendung einer verbesserten und berührungslosen Messtechnik wie PIV ist im Rahmen dieser Arbeiten nicht möglich, sollte bei einer Fortführung aber künftig Berücksichtigung finden.

5.8 Bewertung des hybriden Modellkonzeptes

Hybride Untersuchungskonzepte werden im praktischen wie wissenschaftlichen Bereich des Wasserbaus vereinzelt angewendet. Gemeint ist grundsätzlich, eine Fragestellung mit zwei verschiedene Modellansätzen gekoppelt zu untersuchen und zu beantworten. Die Ausprägung bzw. Realisierung der Hybridizität ist indes nicht eindeutig definiert. Kamrath (2010) bezeichnet die Fluss-Vorland-Kopplung mit unterschiedlichen Approximationsdimensionen (1-d und 2-d) als hybrid.

Roger (2012) und Schneefeld et al. (2017) verwenden die hybride Modellierung aus Labor und numerischem Modell für den gegenseitigen Ausgleich von Schwächen der Teilmodelle. Musall (2012) stellt die jeweiligen Vorteile in den Vordergrund. Für die praktische Planung ergänzen sich zunehmend auch digitale Planungsmethoden mit den entsprechenden Modelltechniken (Scheffler et al., 2023).

Verknüpft man am physischen Objekt erfasste Referenzdaten mit numerischen Modellen, können diese als komplexe räumliche oder zeitliche Inter- und Extrapolationsmethoden verstanden werden. Ein Beispiel stellen numerische Pegelmodellierungen dar, welche in den vermehrt von Landesbehörden zur Extrapolation von gemessenen Pegelmesswerten beauftragt und z. B. für die Unterstützung bei der Rekonstruktion von abgelaufenen Hochwasserereignissen eingesetzt werden¹⁶. Zu diesem Zweck verknüpfen Rüther und Pedersen (2016) CFD-Modellierung, Labormodell und Naturmessungen. Im Rahmen des Projektes EasyGSH (Hagen et al., 2021; Plüß et al., 2020) gelingt es mit Hilfe eines Multimodelleinsatzes Referenzdaten für die gesamte Deutsche Bucht zu erzeugen. Bei den räumlich-zeitlich flächenhaft vorliegenden Modellergebnissen handelt es sich um in hohem Maße valide Referenzdaten, die für Sekundäranalysen genutzt werden können. So identifizieren Rubel et al. (2020) Muschelhabitate gestützt auf der Auswertung nach multiplen Standortfaktoren. Das Beispiel verdeutlicht die Idee des hybriden Ansatzes. Die

¹⁶ Eigene Tätigkeit in der Berufspraxis Nico Schrage (Pegel Morenhoven / Swistbach)

Daten aus dem numerischen Modell werden als Substitut für aufwendig durchzuführende Messungen verwendet.

Ein großer Vorteil gegenüber reinen Laboruntersuchungen ist, dass es sich gewissermaßen um einen *no-regret* Ansatz handelt. Ein mangelhaftes Messkonzept, bei dem erst die Auswertung zu Tage fördert, dass bestimmte Daten nicht beschafft worden sind, kann nicht ohne erheblichen Aufwand durch Wiederholung einer Laborkampagne korrigiert werden. Im Gegensatz dazu können aus dem validen numerischen Modell nachträglich nahezu alle physikalischen Größen aus abgelegten Modelldatensätzen extrahiert werden. Die Ausfallsicherheit bzw. Notwendigkeit zur Improvisation ist damit reduziert oder entfällt vollständig. Voraussetzung ist, dass die Ergebnisdaten der Modellierungen abgelegt werden und ein programmatischer Zugang zur Auswertung der Daten besteht.

Zu hinterfragen ist, ob das numerische Modell auch tatsächlich die gesuchten physikalischen Größen bzw. daraus folgende Sekundärgrößen abbildet. Im vorliegenden Fall wird mit einem empirischen Turbulenzmodell gearbeitet. Zudem werden Simulationsergebnisse diskret alle 5 s abgelegt. Aussagen zur physikalischen Ausprägung der Turbulenz also den tatsächlichen Schwankungsbewegungen in der Strömung, sind daher nur eingeschränkt bis gar nicht machbar.

Bei einer prototypischen Anwendung ist der Vorteil der hybriden Vorgehensweise differenziert nach verschiedenen Kriterien einzustufen. Insofern ist festzuhalten, dass die Auswertung der Massendaten aus dem CFD-Modell anspruchsvoll ist. Die Implementierung erfordert einen großen Zeitaufwand. Von elementarer Bedeutung ist eine saubere und ausreichend abstrakte Datenmodellierung, um den Zugriff auf die Modelldaten effizient und möglichst universell zu gestalten. Im Verlauf der Arbeit wird festgestellt, dass die Umsetzung zwar der Funktion nach planmäßig funktioniert aber den eingeplanten Aufwand dafür deutlich übersteigt. Es ergibt Sinn, eine hybride Laboreinrichtung professionell durch Softwareentwickler unterstützen zu lassen.

6 KRÄFTE AUF DIE KONTROLLVOLUMEN

Ziel der Arbeit ist es, die Anwendbarkeit der Impulsgleichung im Kontext der Brückenhdraulik zu verbessern. Grundsätzlich besteht kein Zweifel an der Gültigkeit, nur ist der praktische Nutzen bei der herkömmlichen Herangehensweise begrenzt. Typisch in der Ingenieurhydraulik ist die Anwendung des hydrostatischen Druckansatzes.

Im Kapitel 3.1 wird gezeigt, dass eine Verknüpfung von Kräften und Verlustbeiwerten hergestellt werden kann. Hierfür müssen Beiwerte durch Beschreibung empirischer Zusammenhänge, z. B. Widerstandsbeiwerte (C_D) im Labor empirisch ermittelt werden. Entsprechende Werte sind keine Objektkonstanten sondern auch von den Umgebungsbedingungen der asymmetrischen Anströmverhältnisse durch das Schwerfeld und Umgebungsreibung abhängig (vgl. Malavasi & Guadagnini, 2007). Dies erschwert die Übertragbarkeit. Üblich ist, den Widerstandsbeiwert durch Messung der Kraft auf einen in der Strömung stehenden Körper zu bestimmen. Dabei ist der Widerstandsbeiwert C_D nichts anderes als die Integration der Druckkräfte auf den an- oder umströmten Körper, bezogen auf die ungestörte Außenströmung. Mit diesem Wissen wäre alternativ die Impulsgleichung lösbar.

Der Vorteil der Anwendung der Impulsgleichung besteht darin, im Inneren der Strömung ablaufende Prozesse nicht quantifizieren zu müssen, sondern die Parametrisierung aus beobachtbaren Größen auf den Rand von KV ableiten zu können. Grundlegend dafür ist, (a) die Druckverteilungen auf Brücken zu verstehen, (b) diese näherungsweise berechnen zu können und (c) zu verstehen, welche Kennwerte dafür notwendig sind. Diese Punkte werden anhand der mit dem hybriden Modell geschaffenen Datengrundlage ausgewertet.

6.1 Verfügbare Datengrundlage

Konzeptionell stehen für jede Versuchsserie bestehend aus Brücke und Nadelanzahl drei Versuche mit eingestauter Brückenplatte, (a) kurz über der KUK, (b) mittig und (c) kurz

unterhalb der KOK sowie (d) eine variable Anzahl an Versuchen mit Überfall in Abhängigkeit der Abflusskapazität der Rinne zur Verfügung. Praktisch liefern einzelne Versuchskonfigurationen der Grenzfälle (a) und (c) leicht abweichende Ergebnisse:

- Der Einstauwasserstand kurz über der KUK im Laborversuch führt im CFD-Modell gerade eben zu einem Freispiegelabfluss.
Die Auswirkungen auf das Strömungsfeld sind gering. Es führt zu einer geringfügig anderen Form der Abflusskomponente in der Brückenöffnung.
- Der Einstauwasserstand knapp unter der KOK im Laborversuch führt im CFD-Modell gerade so zu einem Überfall.
Der Abfluss unter der Brückenplatte wird minimal gestört. Der Abflussanteil über die Brückenplatte ist ein Dünnfilmaustritt.

Für beide Fälle wird angenommen, dass die einzelnen Druckverteilungen und die Gesamtimpulsbilanz kaum gestört werden. Die Daten verbleiben für die Auswertung im Kollektiv. Grundsätzlich kann der Pool an durchgeführten und validierten Versuchen für die Auswertung verwendet werden. Einzelne, nicht verwendbare Datensätze werden bereits bei der Validierung erkannt und aus dem Kollektiv genommen.

6.2 Deskriptive Auswertung der Druckbilder

Die Visualisierung und Auswertung der Druckverteilungen auf die OW und UW-Seiten der Brücken erlauben es, die Druckverläufe besser zu verstehen. Darauf aufbauend können die Annahmen für die polynomiale Approximation der Druckkräfte aus Kapitel 4.4 überprüft bzw. bestätigt werden.

Für die Visualisierung werden die Simulationsergebnisse von dem unstrukturierten Simulationsgitter auf regelmäßige Gitter aller Teilbereiche der Brückenquerschnitte übertragen. Die Gitterweite beträgt jeweils ca. 0,5 mm und wird an der jeweiligen Widerlagerbreite b_w , Öffnungshöhe s und Überbauhöhe t ausgerichtet, um eine trennscharfe Darstellung der Kanten zu ermöglichen. Im numerischen Modell ergibt sich die Rekonstruktion der Wasserspiegeloberfläche aus dem Phasenparameter α , der für die Auswertung nicht direkt zur Verfügung steht. Alternativ findet die Isobare von $0,01 \text{ N/m}^2$ als Grenze für die Interpolation Anwendung. In den dargestellten Schnitten ist die naive Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung aus dem Wasserstand h_{2a} und h_{2c} zur Orientierung eingezeichnet.

Nachfolgend werden einzelne Fälle im Grenzbereich herausgegriffen und erläutert. Die Abbildungen für alle ausgewerteten Versuche finden sich als Referenz zum Nachschlagen im Anhang 1 und Anhang 2.17

6.2.1 Druckverläufe im Oberwasser ohne Überfall

Das Brückenmodell B11 weist mit $M = 0,84$ sowie $P = 0,25$ den kleinsten Grad der vertikalen und lateralen Kontraktion aller untersuchten Brückenmodelle auf. Bei größerem

¹⁷ Um Wiederholungen zu vermeiden und zum Zweck der Synoptik, sind die Anhänge 1 und 2 eine Zusammenstellung der Beobachtungen und den Approximationen der folgenden Unterkapitel.

Einstau durch das UW (N18) weicht die Gesamtverteilung im OW (Abb. 6-1) visuell nur geringfügig von der vollständigen hydrostatischen Druckannahme ab. Der vertikale Druckverlauf in der zentralen vertikalen Achse geht an der KUK erwartungsgemäß leicht zurück. Der Druck an der KUK entspricht etwa dem Druck einer hydrostatischen Zunahme gemäß h_{2c} . An der Sohle tritt ein gegenüber der hydrostatischen Annahme etwas geringerer Druck auf. Die Druckänderung dort entspricht der hydrostatischen Änderungsrate. Die Einschnürung infolge der Widerlager verursacht einen leichten Rückgang am Übergang zur Brückenöffnung. Im vertikalen Schnitt D am Rinnenrand gleicht die Verteilung der hydrostatischen Annahme. Die horizontale Anpassung des Drucks in der Brückenöffnung erfolgt allmählich (Schnitte α bis γ).

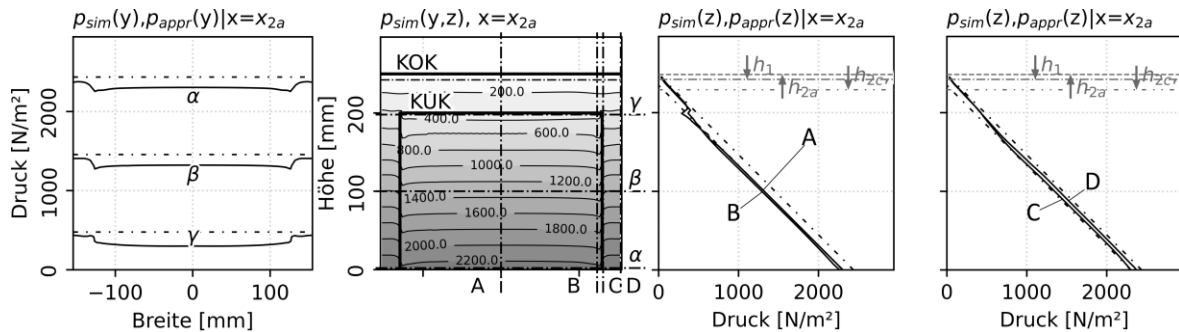


Abb. 6-1 Beobachtete Druckverteilungen geringer vertikaler und lateraler Kontraktion und höherem Rückstau (Brücke B11, N18, $Q = 97 \text{ m}^3/\text{h}$)

Bei gleicher Brücke und geringerem Rückstau (N12) ist die Situation bei $Q = 127 \text{ m}^3/\text{h}$ vergleichbar. Grundsätzlich ist der vertikale nicht-hydrostatische Verlauf oben bei der KUK deutlich stärker ausgeprägt (Abb. 6-2). Die Anpassung an eine hydrostatische Druckänderung erfolgt über die Tiefe auf relativ kurzer Strecke mit relativ starker Krümmung des Druckverlaufs.

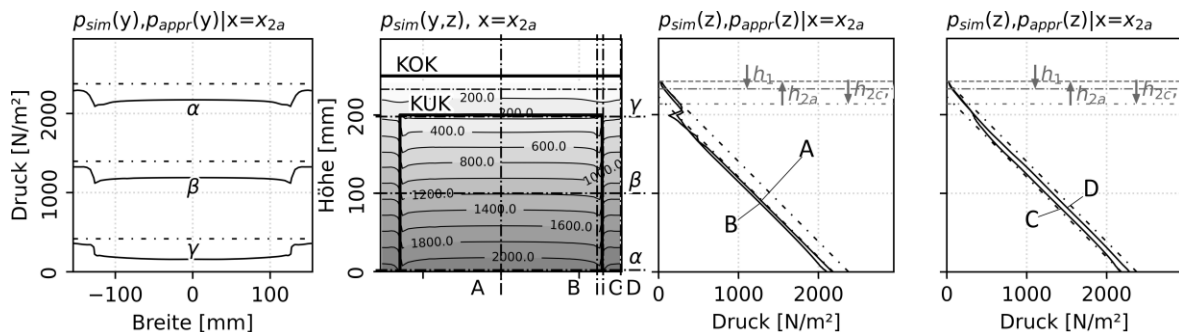


Abb. 6-2 Beobachtete Druckverteilungen geringer vertikaler und lateraler Kontraktion und geringerem Rückstau (Brücke B11, N12, $Q = 127 \text{ m}^3/\text{h}$)

Die Änderung des Drucks an der Wasserspiegeloberfläche entspricht in guter Näherung der hydrostatischen Änderung. Der Verlauf ändert sich nur allmählich über die Tiefe und

ist kurz oberhalb der KUK stark gekrümmt, um sich der Druckreduktion an der Unterseite anzunähern.

Die Brücke B05 ist mit $M = 0,51$ sowie $P = 0,50$ ist vertikal und lateral am stärksten von allen Modellen gedrungen. Für den Fall mit relativ geringem Rückstau (N08) und $Q = 45 \text{ m}^3/\text{h}$ kann das grundsätzliche Bild auf der OW-Seite der Brücke (Abb. 6-3) des zuvor betrachteten Falls bestätigt werden. Gleich bleibt die vertikale hydrostatische Verteilung am äußeren Gerinnerand. In der Brückenöffnung geht der Druck bei der KUK erwartungsgemäß etwas stärker zurück. Mit der Krümmung an der KUK passt sich der Druckverlauf über die Tiefe an die hydrostatische Zunahme auf Höhe der Sohle an. Von allen betrachteten Einstaufällen treten an der Brücke B05 die größten Krümmungen an der Oberseite auf. Der Druck geht im Brückeninneren im Vergleich zur hydrostatischen Verteilung am Rinnenrand deutlich zurück. Am Übergang beträgt die Druckreduktion auf halber Höhe nur ca. 50 % des hydrostatischen Vergleichsdrucks.

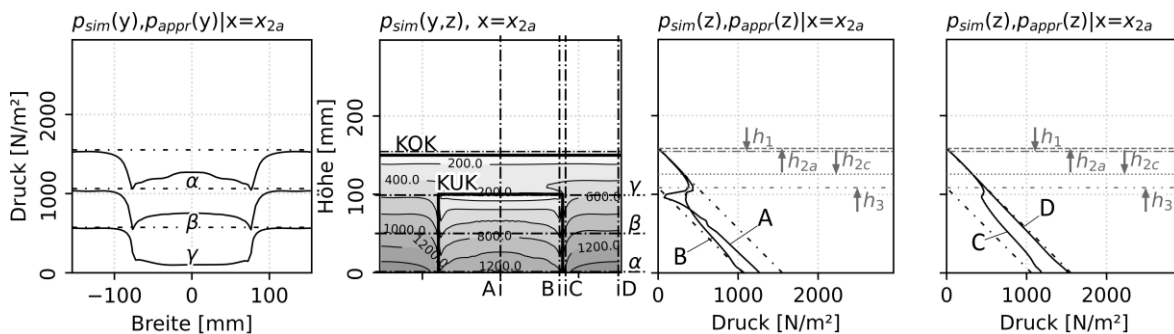


Abb. 6-3 Beobachtete Druckverteilungen hoher vertikaler und lateraler Kontraktion und relativ geringem Rückstau (Brücke B05, N08, $Q = 45 \text{ m}^3/\text{h}$)

Grundsätzlich ist aus den beobachteten Druckverläufen im OW abzuleiten:

- Im vertikalen Schnitt am Rinnenrand liegt eine nahezu hydrostatische Druckverteilung über die gesamte Tiefe vor, deren Größe aus der Wassertiefe h_{2a} näherungsweise bestimmt werden kann.
- Der Verlauf des Drucks auf Höhe des Brückendecks ist nahezu immer näherungsweise hydrostatisch. Am unteren Rand nimmt der Druck schlagartig gekrümmt zum Druck an der KUK ab.
- Der horizontale Verlauf des Drucks auf das Widerlager ist am Rinnenrand konstant. Es gilt

$$\left. \frac{\partial p}{\partial y} \right|_{y=\pm \frac{B}{2}} = 0 \quad (\text{Gl. 6-1})$$

- Die Druckänderung an der Wasserspiegeloberseite entspricht über die ganze Breite nahezu hydrostatischer Druckänderung.

$$\left. \frac{\partial p}{\partial z} \right|_{z=h_{2c}} = -\rho g \quad (\text{Gl. 6-2})$$

- Die Druckänderung über die Tiefe auf Höhe des Brückenüberbaus reduziert sich nur geringfügig mit größer werdender Tiefe. Kurz oberhalb der KUK ist der Druckverlauf stark gekrümmt und passt sich der Druckreduktion an der KUK-Unterseite an.
- Die Druckreduktion bzw. der Druck an der KUK-Unterseite entspricht entweder dem atmosphärischen Druck bei ausbleibendem Rückstau. Bei Rückstau ist keine pauschale Aussage möglich. Gleichwohl tendiert der Druck auf den korrespondierenden Wert des Überstaus durch h_{2c} unter Annahme einer hydrostatischen Zunahme über die Tiefe.
- Im Brückeninneren an der KUK erfolgt eine Druckanpassung, so dass an der Sohle die hydrostatische Druckzunahme vorliegt. Die Form ist nicht eindeutig. Die Krümmung nimmt augenscheinlich mit stärkerer vertikaler Einschnürung und geringerem Rückstau zu.
- Der Druck an der Sohle geht grundsätzlich infolge der Kontraktion zurück. Zum Reduktionsmaß ist keine pauschale Aussage möglich.
- Die horizontale Einschnürung verstärkt den Effekt des Druckrückgangs im Inneren der Brücke und führt zu einem stärker gekrümmten horizontalen Druckverlauf.
- Der Druck am Übergang von der Brückenöffnung zum Widerlager geht grundsätzlich zurück. Die Form der Anpassung ist gekrümmt. Zum Maß der Druckreduktion ist keine pauschale Aussage möglich.

Die Form der Druckverläufe ist den Beobachtungen zufolge für alle erfassten Fälle ähnlich. Die Approximation kann augenscheinlich mit den in Kapitel 4.4 festgelegten 2-dimensionalen Polynomfunktionen erfolgen. Die nötigen Randwerte ergeben sich aus den punktuellen Druckkennwerten aus den Laborversuchen, um die Anpassung der 2-d Polynomfunktionen zu überprüfen (siehe unten).

Dimensionsanalytisch begründet (Kapitel 5.3.3) können die Drücke in der Brückenöffnung in Abhängigkeit der hydraulischen Bedingungen im OW und UW und der geometrischen Bedingungen hergeleitet werden. Hierfür sind die verschiedenen hydraulischen Konstellationen, die in der Tab. 4-1 systematisch zusammengefasst sind, separat zu betrachten. Das Unterscheidungskriterium Schießen oder Strömen im UW wäre dafür prinzipiell zu berücksichtigen. Dieser Fall spielt eine untergeordnete Rolle, weil extreme Einschnürungen, die zu einem schießenden Abfluss im UW führen, den Einzelfall darstellen.

6.2.2 Druckverläufe im Oberwasser mit Überfall

Im Vergleich zu allen untersuchten Laborbrücken ist die Brücke B01 lateral stark ($M = 0,51$) und horizontal mittelmäßig ($P = 0,333$) eingeschnürt. Bei geringem Rückstau (N06) und großem Überfallanteil mit $Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}$ (Abb. 6-4) folgt ein ausgeprägt an-

deres Bild des Druckverlauf im Vergleich zu der Annahme einer insgesamt hydrostatischen Druckverteilung. Im Einzelnen fällt dabei auf:

Im vertikalen Schnitt am Rinnenrand (Schnitt D) verläuft der Druck über die gesamte Tiefe nahezu einem hydrostatischen Verlauf folgend. An der Oberseite der KOK gibt es einen geringen Rückgang. Dies ist damit zu erklären, dass der Überfallstrahl nicht gleichförmig sondern nach dem Muster aus Abb. 2-8 über die Brücke abläuft. Die Druckreduktion wird im weiteren Verlauf durch ein leichtes Ansteigen über den hydrostatischen Vergleichsdruck auf Höhe des Überbaus ausgeglichen und ist mit dem Staudruck (Stagnation) erklärbar.

Im zentralen Vertikalschnitt A durch die Brücke entspricht der Druckverlauf über dem Überbau jenem am Rinnenrand. Auch der Übergang auf Höhe der KOK und darunter ist vergleichbar. Etwa auf halber Höhe des Überbaus verläuft die Druckänderung hydrostatisch, wobei der Druck selbst größer als der hydrostatische Vergleichsdruck ist. An der KUK geht der Druck schlagartig zurück. Der Verlauf ist stark gekrümmt.

Eine Verbindung des Drucks an der KUK mit dem Wasserstand h_{2c} kann nicht wie im Einfall hergestellt werden. Auf der Abb. 6-4 ist zu sehen, dass der Rückstauwasserstand im UW deutlich höher als die KUK ist. Der Druck auf Höhe der KUK geht noch deutlicher auf etwa die Hälfte des hydrostatischen Vergleichsdrucks infolge h_{2c} zurück. Der vertikale Druckverlauf ist in der Brückenöffnung oben stark gekrümmt und nähert sich einer hydrostatischen Änderungsrate an der Sohle an.

In lateraler Richtung liegt ein insgesamt stark gekrümmter Verlauf vor. Auf halber Höhe der Öffnung am Übergang von Brückenöffnung zum Widerlager nimmt der Druck etwa einen Wert von 50 % des hydrostatischen Vergleichsdrucks an.

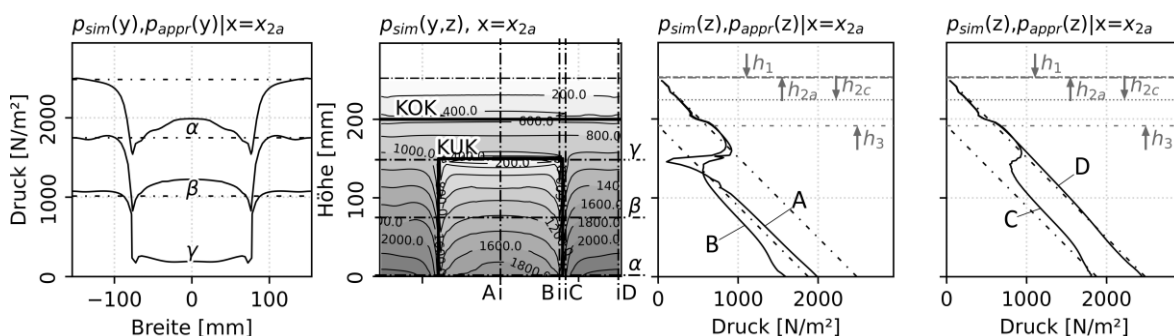


Abb. 6-4 Beobachtete Druckverteilungen mittlerer vertikaler und hoher lateraler Kontraktion und geringem Rückstau (Brücke B01, N06, $Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}$)

Mit derselben Brücke (B01) aber deutlich höherem Rückstau (N20) ergibt sich mit $Q = 70 \text{ m}^3/\text{h}$ ein vergleichbar hoher Überstau. Der höhere Rückstau bewirkt, dass der Druckrückgang an der KUK geringer ausfällt als im Fall mit N06 und dass er dem hydrostatisch ermittelten Vergleichsdruck infolge h_3 ähnelt. Ein Vergleich mit h_{2c} kann nicht hergestellt werden. Der Wasserstand h_{2c} kann aufgrund des störenden Überfallstrahls nicht zuverlässig ermittelt werden. Auch der laterale Rückgang am Übergang zum Widerlager ist im selben Vergleich erheblich geringer.

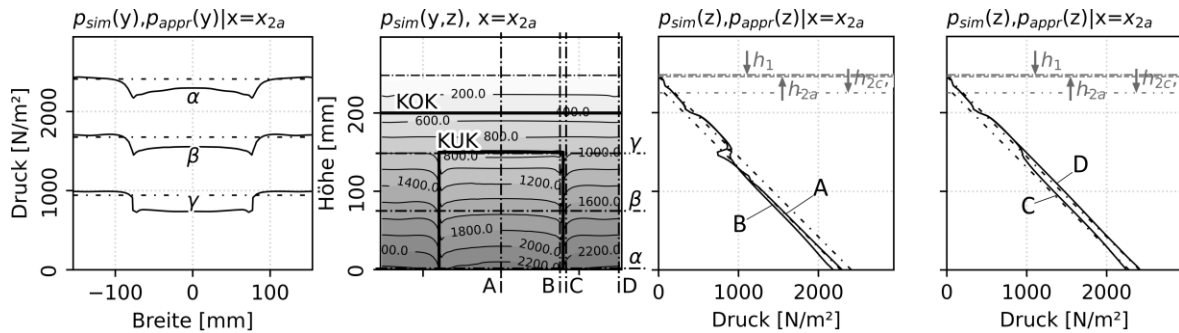


Abb. 6-5 Beobachtete Druckverteilungen mittlerer vertikaler und hoher lateraler Kontraktion und höherem Rückstau (Brücke B01, N20, $Q = 70 \text{ m}^3/\text{h}$)

Folgendes lässt sich für die Druckverteilung auf der OW-Seite der Brückenmodelle für den Fall Überstau zusammenfassen:

- Die Beobachtung, die für den Einstau auf Widerlager und Brückenöffnung gemacht werden können, wiederholen sich und sind nicht noch einmal aufgeführt.
- Etwa auf halber Höhe des Brückenüberbaus erhöht sich der Druck über den hydrostatischen Vergleichsdruck infolge der Stagnation.
- Die Druckänderung etwa auf halber Höhe der Brückenplatte entspricht im Scheitel des Staudrucks einer hydrostatischen Druckänderung. Dies kann mit einer nahezu gleichmäßigen Anströmung des Überbaus erklärt werden, die sich im Scheitel nach oben und unten aufteilt.
- Der Druckrückgang vom Scheitelwert auf den Druck auf Höhe der KOK erfolgt allmählich und nicht stark gekrümmt. Die Anpassung nach unten auf den Druckkennwert an der KUK ist erst kontinuierlich und dann schlagartig mit starker Krümmung.

Die abschließende Anmerkung aus Kapitel 6.2.1 gilt auch hier.

6.2.3 Druckverläufe im Unterwasser

Die Druckverteilungen im UW liefern ein differenziertes Bild, was sich für Einstau und Überstau wiederholt. Die Fälle werden anhand Abb. 6-6 für die Brücke B01 ($M = 0,51$; $P = 0,333$) für verschiedene Rückstausituationen erläutert. Diese sind wie folgt zu charakterisieren und zusammen ein repräsentativer Ausschnitt für alle Versuche.

Bei großem Rückstau (hier N20) ist der Druck auf die Brücke sowie die Öffnung und den Überfallanteil nahezu der hydrostatischen Verteilung entsprechend. Leichte Querschwan- kungen lassen die Lage der Widerlagerkanten erahnen. Der Druck auf der Rückseite ist durchweg größer $p = 0 \text{ N/m}^2$, d. h. größer als der Umgebungsdruck.

Mit zurück gehendem Rückstau (hier N12 und deutlicher N06) werden laterale Variatio- nen des Drucks sichtbar. Der Druck geht auf Höhe der Brückenplatte teilweise leicht un- ter den Umgebungsdruck $p = 0 \text{ N/m}^2$ zurück. Es ist zu beachten, dass weder beim CFD-

Modell noch beim Labormodell aktiv auf die Belüftung am UW-Rand Einfluss genommen wurde.

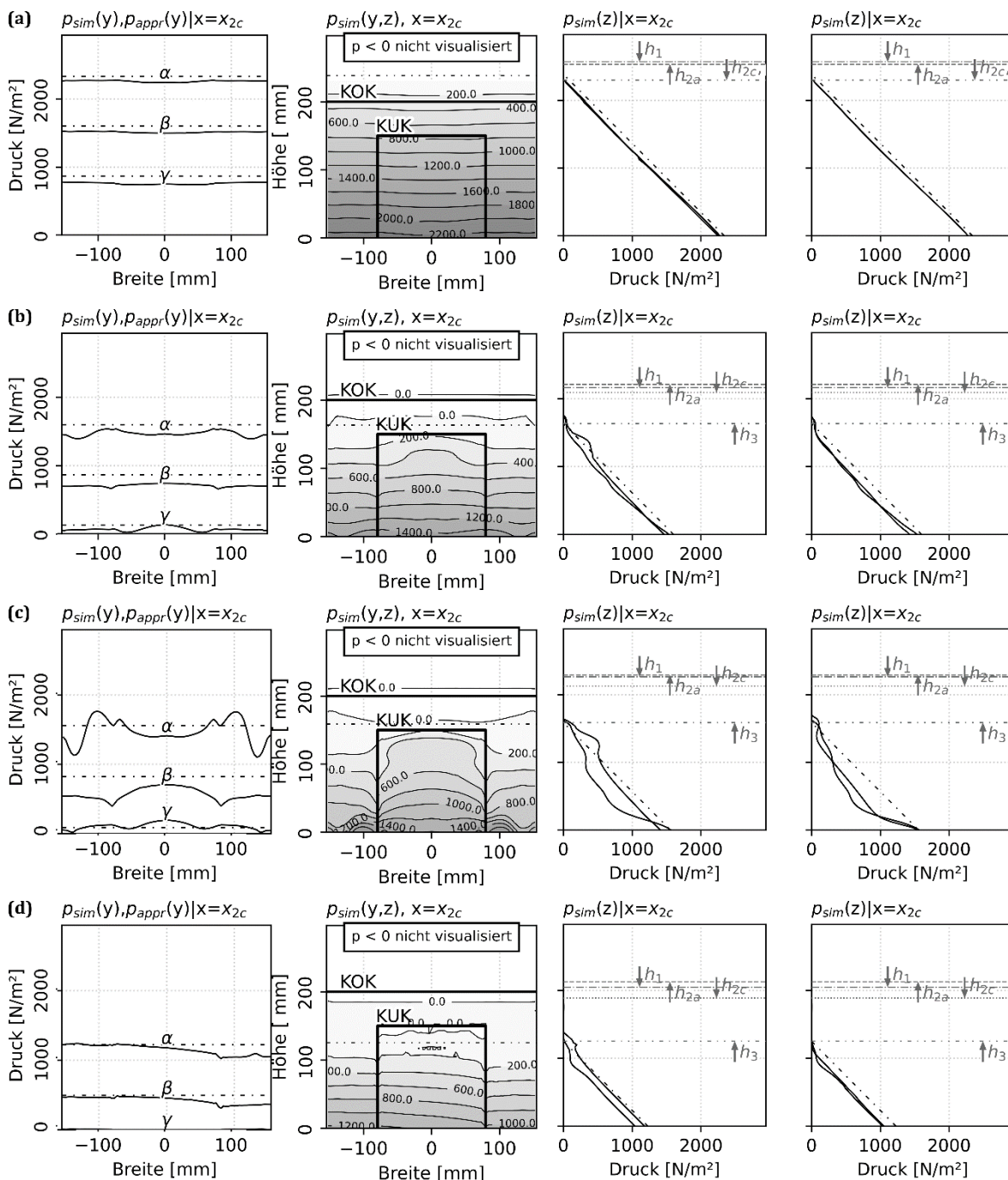


Abb. 6-6 Druckverläufe im UW bei Überstau für die Fälle (a) B01_N20_Q080, (b) B01_N12_Q080, (c) B01_N06_Q090, (d) B01_N06_Q080

In vertikaler Richtung sinkt der Druck in allen Schnitten unter dem Nulldurchgang plötzlich ab, verläuft dann unterhalb parallel zum hydrostatischen Referenzdruck um kurz über der Sohle stärker als mit hydrostatischer Druckänderung auf den hydrostatischen Vergleichsdruck infolge h_3 anzusteigen. Die laterale Verteilung folgt auf halber Höhe qualitativ dem Verlauf im OW, in dem zentral das Maximum vorliegt und am Übergang von

Widerlager zur Brückenöffnung der stärkste Rückgang zu verzeichnen ist. In Sohlhöhe ist der laterale Verlauf umgekehrt. Der Spitzenwert des Druck findet sich am Übergang zwischen Brückenöffnung und Widerlager. Zwischen den Widerlagern geht der Druck zur Mitte der Brücke zurück. Vor den Widerlagern schwankt der Druck stärker. Die Verlaufsform deutet auf einen sohlnahen horizontalen Wirbel und eine insgesamt Verzögerung der Strömung im Strömungsschatten der Widerlager hin.

Mit zurückgehendem Abfluss verringert sich die beobachtete Ungleichförmigkeit. Die Strömung läuft gerichtet ab. Der Verlauf nähert sich der hydrostatischen Verteilung an. Zu beobachten ist zudem eine Asymmetrie der Wasserspiegellage, die auch im Labor vereinzelt beobachtet werden kann. Auch Niendorf (1997) berichtet von asymmetrischen Wasserspiegellagen im UW plötzlicher Aufweitungen. Niendorf beschäftigt sich in seiner Arbeit mit dem räumlichen Wechselsprung hinter einer plötzlichen Aufweitung. Er stellt fest, dass die Formulierung des Drucks auf die Rückseite der Aufweitung (entspricht hier den rückwärtigen Widerlagerwänden) nicht eindeutig vom Wasserstand in der Öffnung oder dem UW-Wasserstand abhängt. Im Unterschied zu den Untersuchungen von Niendorf gilt für die vorliegenden Untersuchungen $Fr_{2c} < 1$. Es gibt keinen räumlichen Wechselsprung unterhalb einer Brücke. Quantitative Erkenntnisse können daher für die Kräfte auf die Widerlager nicht übernommen werden.

Im Sinne der Impulsbilanz bleiben die Teilflächen zu differenzieren. Für das weitere Vorgehen wird angenommen:

- Für die Stützkraft des Überfallstrahls wird wegen $S_{2a,0} = S_{2c,0}$ keine Approximation für die Druckverteilung dort nötig.
- Für die Stützkraft in der Brückenöffnung wird wegen $S_{2a,U} = S_{2c,U}$ keine Approximation für die Druckverteilung dort nötig.
- Die Approximation der Druckkräfte auf die Rückseite des Überbaus lässt sich nicht pauschalisiert quantifizieren. Es treten teils sehr geringe negative (hier nicht betrachtet) und positive Kräfte auf.
- Für die Druckkraft auf die Widerlager bleibt die Annahme einer hydrostatischen Verteilung auf der Basis des Rückstauwasserstands h_3 im gegebenen Kontext eine ausreichend gute Näherung und wird nachfolgend nicht weiter detailliert.

6.3 Geschwindigkeitsverteilungen

Für die Impulsbilanzen in den KV müssen die Impulsstromverteilungen in den Schnitten 1, 3, 2a und 2c bekannt sein. In den Schnitten 2a und 2c sind die Brückenöffnung und der Überströmanteil zu unterscheiden. Praktisch werden folgende Zusammenhänge ausgenutzt:

Im Schnitt 3 wird davon ausgegangen, dass der Impulsstrombeiwert als bekannter Randwert aus einer Berechnung einfließt. Im Schnitt 1 ist davon auszugehen, dass die Querverteilung des Impulsflusses soweit ausgeglichen ist, dass die Annahme $\beta_1 = 1$ zutrifft.

Wegen $S_{2a,U} = S_{2c,U}$ muss der Impulsstrombeiwert β für nur einen Schnitt ermittelt werden, um dort die Stützkraft zu bestimmen. Da im Schnitt 2a für Ein- und Überstaussituationen der Fließquerschnitt feststeht, entfällt ein Freiheitsgrad gegenüber der Verwendung des Schnitts 2c. Im Falle des Überströmens ist prinzipiell keine Ermittlung notwendig, weil auch dort $S_{2a,U} = S_{2c,U}$ gilt und mit der Grenzstützkraft operiert wird.

Für die Ermittlung von β ist nur die Verteilung der x -Komponente der Fließgeschwindigkeiten zu berücksichtigen. Die potenziell große vertikale, nach unten gerichtete Beschleunigung bzw. Geschwindigkeitskomponente im Schnitt 2a nahe der KUK hat rechnerisch keinen Einfluss auf den Impulsstrom in x -Richtung.

Aus Abb. 6-7 geht die Verteilung des Impulsstrombeiwertes getrennt nach den Schnitten 2a,0 und 2a,U sowie unterteilt nach den Versuchen nur mit Einstau- und mit Überfall hervor. Die Verteilung der x -Komponente der Geschwindigkeiten ist besonders für Schnitt 2a,U über alle Versuche ähnlich und mit geringer Schwankungsbreite versehen. Die Mittelwerte betragen für Einstausituationen: $\overline{\beta_{2a,U}} = 1,024 (\sigma_{2a,U} = 0,0075, N = 172)$ und für Überfallsituationen: $\overline{\beta_{2a,U}} = 1,029 (\sigma_{2a,U} = 0,016, N = 274)$ und $\overline{\beta_{2a,0}} = 1,031 (\sigma_{2a,0} = 0,030, N = 274)$.

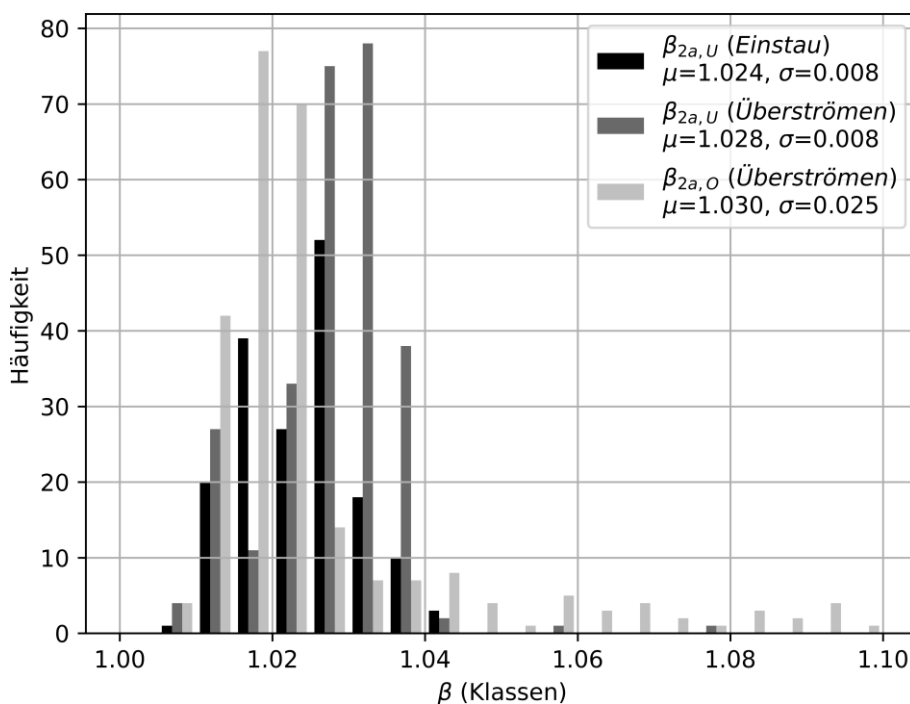


Abb. 6-7 Verteilung der Impulsstrombeiwerte β für die Schnitte 2a,U bei getrennt nach Einstau und Überfallsituationen sowie informativ für Schnitt 2a,0 für Überfallsituationen

6.4 Prüfung der Auswertung der Impulsbilanzen im CFD-Modell

Vorausgesetzt wird für die weiteren Untersuchungen, dass die Impulsbilanzen in den Modellen und deren Auswertung korrekt wiedergegeben werden. Es steht eigentlich außer

Frage, dass jeder einzelne konvergente CFD-Modelllauf die Impulsbilanz im zeitlichen Mittel korrekt löst. Da die Auswertung nachträglich programmatisch erfolgt und in Einzelfällen nicht konvergente Lösungen vorliegen können, dient der Abgleich nicht nur der Bestätigung der Annahmen sondern auch als Verifikation der Implementierung.

Die zu bilanzierenden Kräfte lassen sich durch Integration über die dargestellten Druckverteilungen auf die Teilflächen (Widerlager, Brückenüberbau, Öffnung, Überfallanteil sowie die Schnitte 1 und 3) im UW und OW bestimmen. Numerisch sind dazu die auf das Raster übertragenen Zellenwerte (vgl. Kapitel 6.2) zu summieren und mit deren Zellgröße zu multiplizieren. Die Impulsstromanteile an den Stützkraften werden direkt durch den Durchfluss Q , den Impulsstrombeiwert sowie die mittlere Geschwindigkeit ermittelt.

Für die Bedingungen $S_{2a,U} = S_{2c,U}$ und $S_{2a,O} = S_{2c,O}$ findet sich der jeweilige Vergleich auf den nachfolgenden Streudiagrammen (Abb. 6-8). Der grafische Vergleich zeigt für das KV der Brückenöffnung nahezu identische Werte. Für die Bilanz des Überfalls ist die Schwankungsbreite etwas größer. Grundsätzlich liegt ein hoher Übereinstimmungsgrad vor.

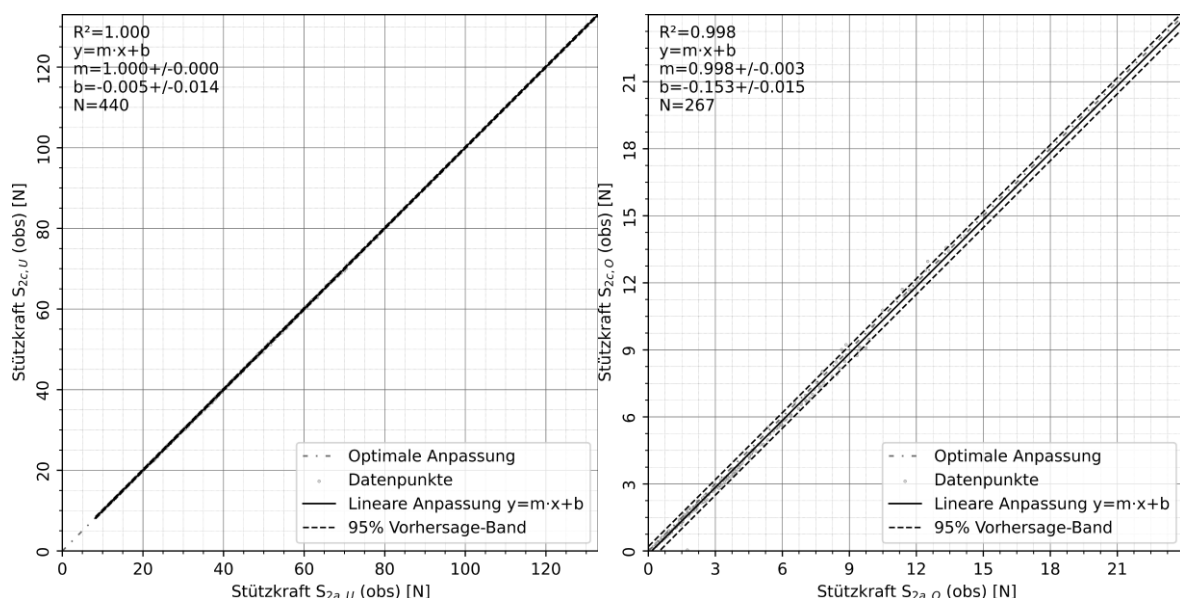


Abb. 6-8 Vergleich der beobachteten Stützkraften im Oberwasser (2a) und Unterwasser (2c) der (links) Brückenöffnung und (rechts) Überfallstrahl

Die Streudiagramme auf der Abb. 6-9 visualisieren die Impulsbilanzen für die aus dem CFD-Modellen ermittelten integrierten Kräfte auf die verschiedenen Randflächen der betrachteten KV. Als Referenz ist auf der horizontalen Achse jeweils die Stützkraft in den Schnitten 1 und 3 (Außenströmung) aufgetragen. Diese beiden Kräfte werden jeweils mit der Summe der Stützkraften an den OW- und UW-Stirnseiten der Brücken verglichen. Der Vergleich bestätigt auch hier, dass für beide KV die separat ausgewerteten Stützkraften in den Fließquerschnitten sowie die Druckkräfte auf die festen Oberflächen der untersuchten Brücken zu einem konsistenten Bild der Impulsleichung zusammengefügt werden können. Es ist somit möglich, die numerisch ermittelten Schnittgrößen als Beobachtungsreferenzen für die polynomialen Näherungslösungen heranzuziehen.

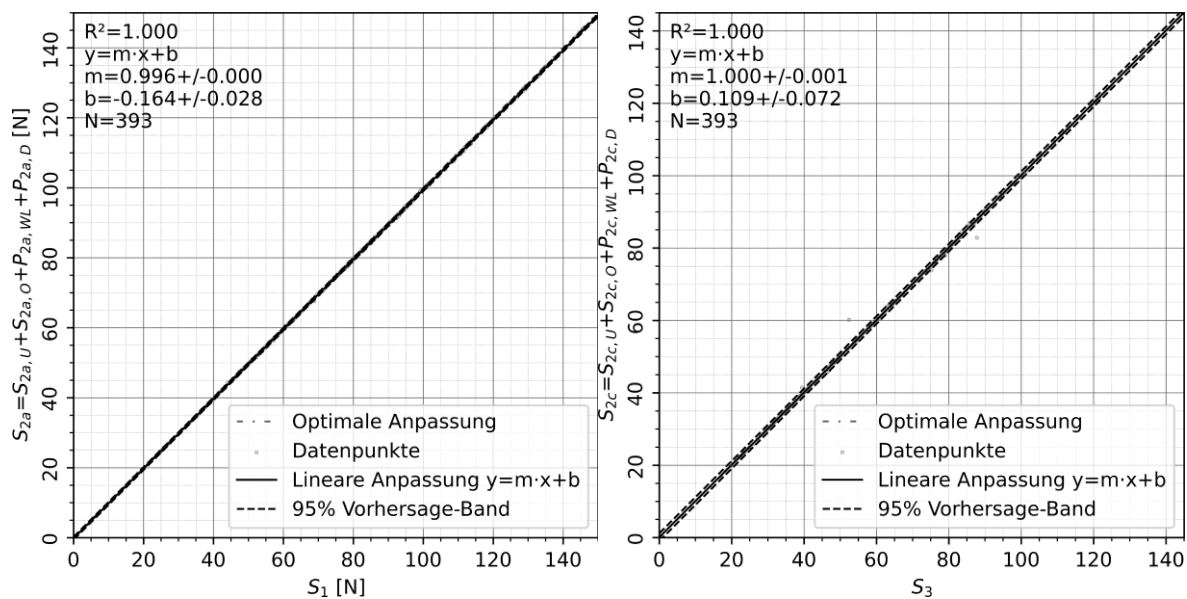


Abb. 6-9 Validierung der Impulsbilanzen für die Kontrollvolumen KV₁ im OW und KV₂ im UW anhand des Vergleichs der in Hauptströmungsrichtung wirkenden Stützkkräfte

6.5 Rekonstruktion der Druckverteilungen

Der eigentliche praktische Nutzen entsteht, wenn die Druckkräfte einfach approximiert werden können. Dazu dient die polynomiale Anpassung der Drücke auf die verschiedenen Teilflächen. Separat betrachtet werden die (a) Brückenöffnung, (b) die Widerlager bis zur Höhe der KUK und (c) der Brückenüberbau über die gesamte Breite. Aus Kapitel 6.2 folgt, dass vor allem die Druckkräfte auf die Widerlager und die Brückenöffnung von einer hydrostatischen Annahme abweichen. Für die restlichen Flächen wird mit der hydrostatischen Annahme vorgegangen. In künftigen Untersuchungen sollten die Approximationen für den Überbau im OW und UW und ggf. die Widerlager im UW präzisiert werden.

Darüber hinaus ist zu validieren, dass der Überfall über den Brückenüberbau mittels der Grenzstützkraft näherungsweise angesetzt werden kann.

6.5.1 Relevante Druckkenngrößen

Für die Rekonstruktion der Druckflächen gemäß Kapitel 4.4.3 müssen einzelne Drücke bzw. Reduktionskennwerte gegenüber der hydrostatischen Annahme bekannt sein. Für die Rekonstruktion der Kraft in der Brückenöffnung sind die Drücke mittig an der KUK (f_t) und auf der Gewässersohle (f_s) nötig. Sofern sich die Strömung von der KUK ablöst wird der Druck $p_{2a,t} = 0 \text{ N/m}^2$. Außerdem muss der Rückgang am Übergang zum Widerlager bekannt sein. Die gleiche Kenngröße ist für die Ableitung der Kraft auf das Widerlager nötig. Weitere Annahmen beziehen sich auf die Druckänderung an der Gewässersohle. Druckkennwerte werden auf die Wassertiefe an der Oberseite der Brücke h_{2a} bezogen.

$$f_s = \frac{p|_{x=0,y=0}}{\rho g \cdot h_{2a}} \quad (\text{Gl. 6-3})$$

$$f_t = \frac{p|_{x=0,y=t^-}}{\rho g \cdot h_1} \quad \text{mit} \quad t^- = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} (t - \varepsilon) \quad (\text{Gl. 6-4})$$

$$r = \frac{p|_{x=b/2^-,y=0}}{p|_{x=0,y=0}} \quad \text{mit} \quad b/2^- = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} (b - \varepsilon) \quad (\text{Gl. 6-5})$$

6.5.2 Auswahl der Approximationsgrade

Bei der Approximation kann der Polynomgrad variiert werden. Malcherek (2019) gibt an, dass eine Approximation bei Schützen mit $n=4$ am besten geeignet erscheint. Dies folgt aus Vergleichsuntersuchungen mit CFD-Modellen (Epple et al., 2018).

Für das Beispiel B01_N06_Q120 werden die Druckverläufe mit Approximationsgraden $n, m \in 2, 4, 8, 16$ mit $n = m$ abgeleitet und grafisch im Vergleich zu den Beobachtungen aufgetragen (Abb. 6-10). Die Schnittpositionen sind die jeweils vier vertikalen Schnitte A bis D sowie die drei horizontale Schnitte α bis γ .

Die Approximation mit dem Grad $n = m = 2$ führt zu einer visuell guten Anpassung mit Blick auf die wichtigen Verläufe der Drücke auf Widerlager und Öffnung. Die quadratische Krümmung ist über den jeweiligen Definitionsbereich gestreckt. Bei gegebenem Beispiel führt dies zu sichtbaren Abweichungen im Bereich der stärksten Krümmungen der beobachteten Verteilung. Die Verwendung der Approximationsgrade $n = m = 4$ kann die beobachteten Krümmungen des Druckverlaufes augenscheinlich besser abbilden.

Erhöht man den Approximationsgrad weiter wird die Krümmung auf einer kurzen Strecke des beobachteten Druckverlaufes gestaucht. Auf dieser kurzen Strecke gleicht sich der Druckverlauf einem linearen bzw. konstanten Verlauf der Randbedingung entsprechend an. Besonders deutlich ist dieser Effekt für $m = 8$ und $m = 16$ am horizontalen Druckverlauf zu sehen. Der Effekt der Steigerung des Approximationsgrades führt zu einer Annäherung an einen konstanten Wert über die gesamte Breite des Gültigkeitsbereiches (Öffnung, Widerlager).

Auch der Vergleich der resultierenden Druckkräfte gegenüber der Beobachtung zeigt für diesen einzelnen Versuch, dass $n = m = 4$ die beste Approximation darstellt. Die Kräfte auf die Widerlager sowie in der Öffnung sind in der Tab. 6-1 zusammengestellt.

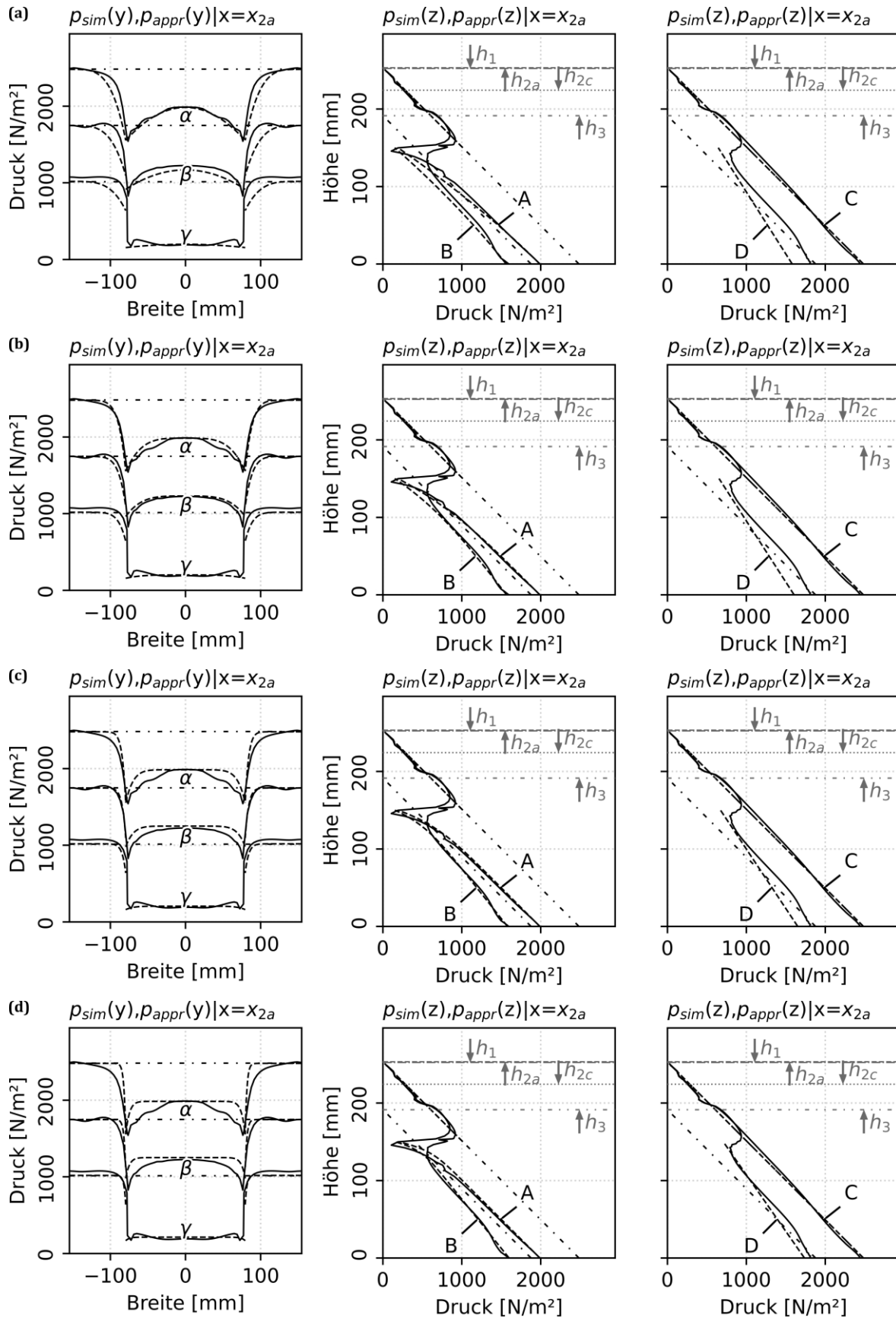


Abb. 6-10 Druckverteilungen Versuch B01 N06 und $Q = 120 \text{ m}^3/\text{h}$ mit (a) $n=m=2$, (b) $n=m=4$, (c) $n=m=8$ und (d) $n=m=16$

Tab. 6-1 Zusammenstellung der resultierenden horizontalen Druckkräfte in Hauptströmungsrichtung für Versuch B01_N06_Q120: Beobachtung und Approximation für vier Approximationsdimensionen

	$P_{2a,0}$ [N]	$P_{2a,WL}$ [N]
obs	26,64	18,64
$n = m = 2$	25,23 (-4 %)	18,08 (-3 %)
$n = m = 4$	27,01 (+1 %)	18,73 (± 0 %)
$n = m = 8$	28,22 (+6 %)	19,11 (+3 %)
$n = m = 16$	28,95 (+9 %)	19,32 (+4 %)
hydrostatisch	41,70 (+57 %)	19,67 (+6 %)

6.5.3 Qualitative Bewertung der Druckverläufe gegenüber Beobachtungen

Die Bewertung der Druckverläufe erfolgt über den visuellen Vergleich gegenüber den aus dem hybriden Modell abgeleiteten Referenzverläufen. Ziel der Bewertung ist zunächst die qualitative Validierung, dass rekonstruierte Verläufe die beobachteten Verläufe einzeln gut approximieren können.

Auf der Abb. 6-11 ist die Approximation der Druckverläufe für den Fall Einstau ohne Rückstau aus dem UW am Beispiel der Brücke B01 ($M = 0,51$; $P = 0,333$) mit hoher lateraler und moderater vertikaler Kontraktion dargestellt.

In den Schnitten ist der Referenz-Druckverlauf in Schwarz und der approximierende Verlauf in Rot dargestellt. Drei Wasserspiegellagen, eine am KV1 im Ober- direkt an der Brücke und zwei am KV2 im UW, sind in Blau eingezeichnet. Die Druckverläufe in den Abbildungen oben und unten links repräsentieren jeweils den Referenzverlauf im OW und UW. Die zweite Abbildungen von oben links bezieht sich jeweils auf die korrespondierende 2-dimensionale Polynomapproximation. Ergänzend sind die Lagen der Vertikalschnitte A, B, C und D und Horizontalschnitte α , β und γ eingetragen. Die resultierenden Kräfte (obs: beobachtet, appr: approximiert, naiv: hydrostatisch) für die Öffnung, die Widerlager, den Überbau sowie die Überströmung sind angegeben.

Die Rekonstruktion der Druckflächen auf die Widerlager und die Brückenöffnung erfolgt nur mit den Angaben f_t , f_s und r sowie den Wasserspiegellagen h_3 und h_{2a} . Die relevanten Druckflächen können die horizontale Verteilung sowohl in der Brückenöffnung als auch vor den Widerlagern übereinstimmend mit dem Verlauf aus den Beobachtungen wiedergeben. Die Druckreduktion r wird in Sohlhöhe abgegriffen und bleibt über die Tiefe konstant. Dadurch entsteht auf halber Öffnungshöhe eine kleine Differenz zwischen der Approximation und der Beobachtung im hybriden Modell. Gleiches gilt insgesamt für den Druckverlauf in der Brückenöffnung.

Der einzige echte Unterschied besteht in den Ecken der Öffnung, in denen sich der Anschluss des beobachteten Druckverlaufs an den Übergang zum Widerlager und dem Deckenüberbau widerspiegelt. Die Polynomfunktion ist für diesen Übergang nicht ausgelegt.

Die Approximationspolynome für jede einzelne Brücke sind in den Anhängen 1 für Einstausituationen und 2 für Überfallsituationen zusammengestellt. Bei der Durchsicht wird deutlich, dass eine sehr gute Approximation mit den 2-d Polynomfunktionen möglich ist.

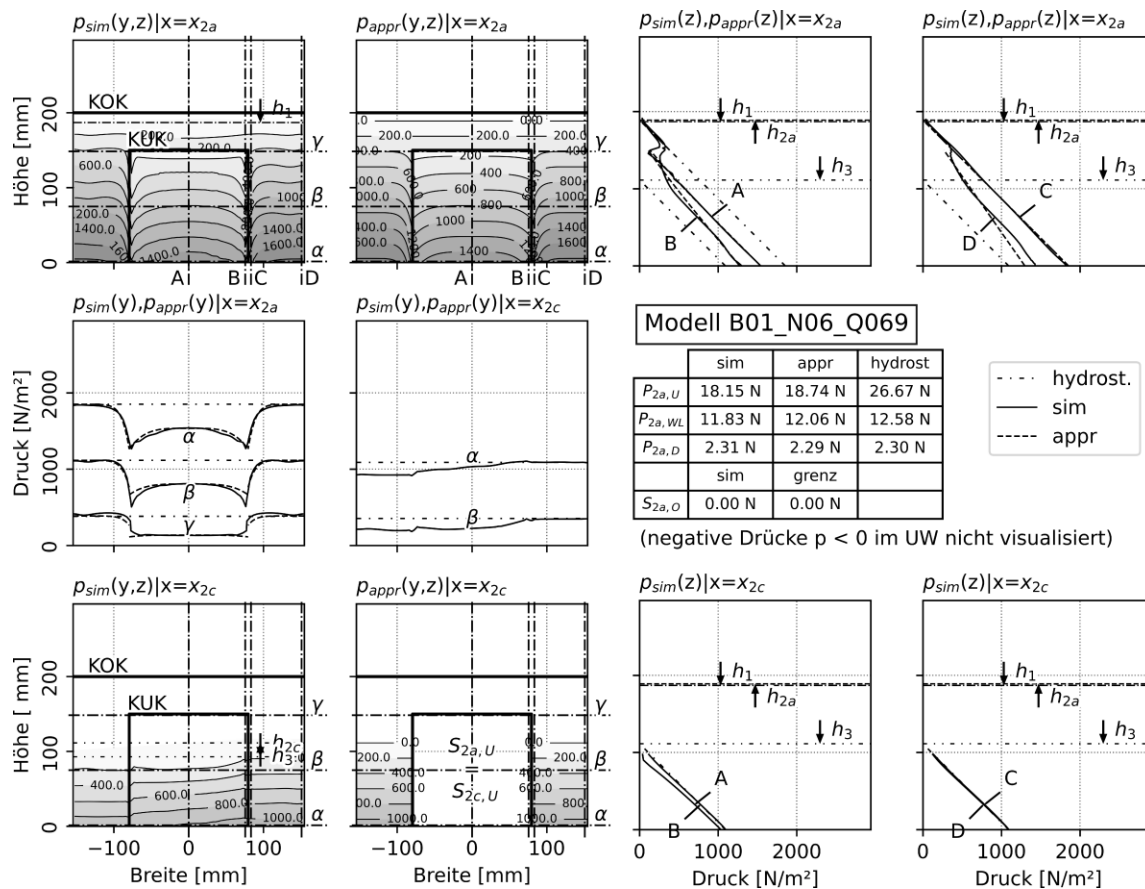


Abb. 6-11 Approximation des gemessenen Drucks in den Schnitten 2a (Oberwasser) und 2c (Unterwasser) gegenüber den Beobachtungen, Brücke B01, $Q = 69 \text{ l/h}$, 6 Nadeln

6.6 Druckkräfte auf das Brückenbauwerk im Oberwasser

Die Druckkräfte auf das Brückenbauwerk folgen durch numerische Integration bzw. Integration der 2-dimensionalen Approximationspolynome jeweils für die gleiche Bezugsfläche (Widerlager, Brückenüberbau).

Für die Widerlager sind auf Abb. 6-12 die Vergleiche der Beobachtungen zum einen für (a) die polynomiale Approximation mit $n=m=4$ und zum anderen für (b) eine hydrostatische Approximation jeweils in einem Streudiagramm dargestellt. Verwendet wird ein Kollektiv aus allen durchgeführten Versuchen.

Der Vergleich der hydrostatischen Annahme mit den Beobachtungswerten zeigt, dass diese Annahme eine Überschätzung gegenüber den beobachteten Werten liefert. Grundsätzlich aber stellt die hydrostatische Annahme eine relativ gute Approximation dar. Die Überschätzung folgt im Wesentlichen aus der lateralen Reduktion der Druckkräfte zur Öffnung hin.

Eine Verbesserung stellt die Verwendung des 2-dimensionalen Approximationspolynoms dar. Die lineare Anpassung der Datenpunkte weicht kaum von der idealen Winkelhalbierenden ab. Auch die Schwankungsbreite ist sehr gering. Sofern die Kennwerte zur Druckverteilung im Inneren der Brückenöffnung bekannt sind, kann diese verbesserte Approximation anstelle der hydrostatischen Näherung problemlos verwendet werden.

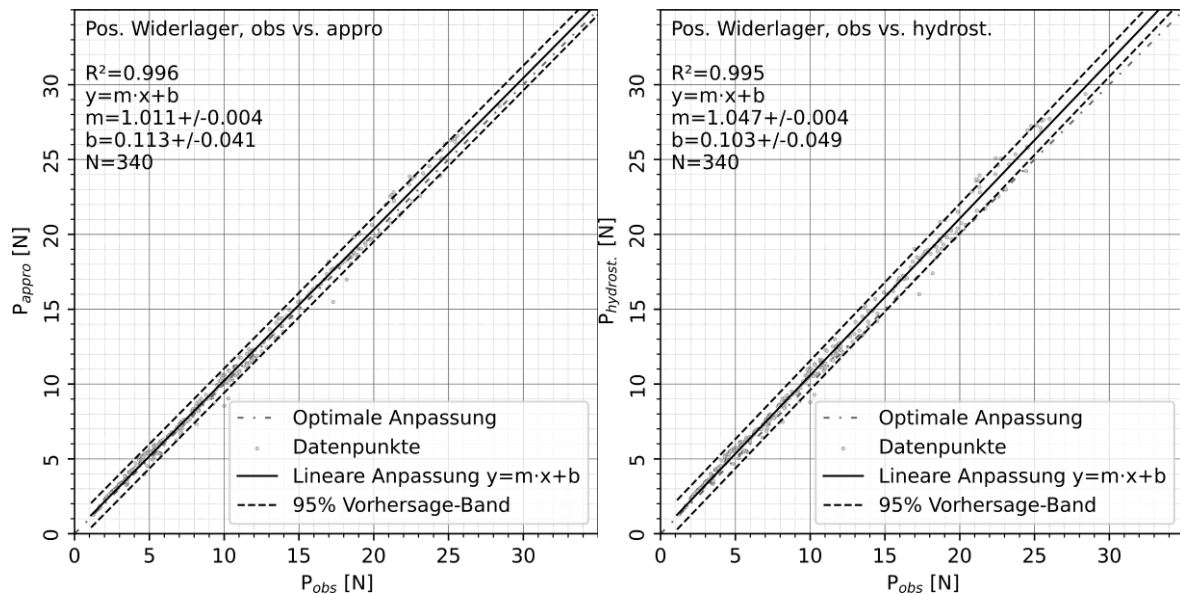


Abb. 6-12 Vergleich der beobachteten Druckkräfte auf die Widerlager mit den approxmierten Druckkräften berechnet unter Verwendung (links) eines Approximationspolynoms $p_{2a,WL}(f_b, f_t, r, h_1)$ und (rechts) des hydrostatischen Druckansatzes

Der Vergleich der Druckkräfte auf den Brückenüberbau mit einer naiven Rekonstruktion liefert eine gute Approximation der beobachteten Kräfte auf den Überbau. Auch gemessen an der auftretenden Gesamtkraft, die auf die Brücke wirkt, ist der Anteil auf das Brückendeck von geringerer Bedeutung. Im Sinne der auszuwertenden Impulsbilanz wird daher von einer differenzierten Approximation der Druckfläche auf den Überbau mit einem 2-d Polynom in dieser Arbeit abgesehen.

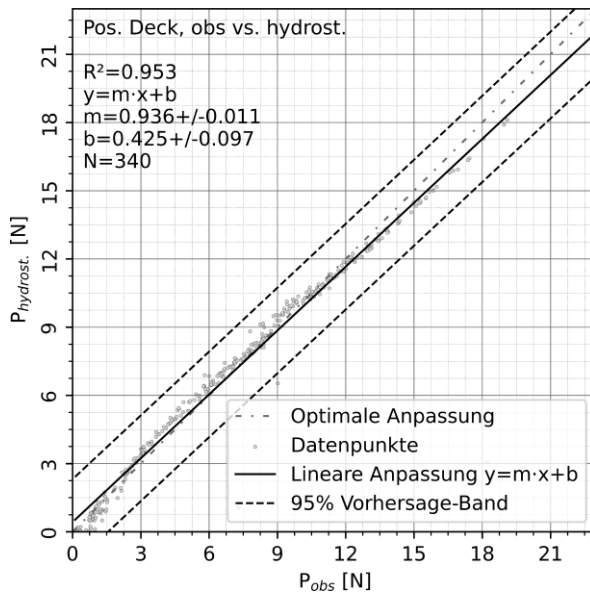


Abb. 6-13 Vergleich der beobachteten Druckkräfte auf den Brückenüberbau und den approximierten Kräften auf Basis der hydrostatischen Druckverteilung

6.7 Stützkkräfte in den offenen Fließquerschnitten

6.7.1 Druckverteilung in der Brückenöffnung

Die Druckverteilungen in der Brückenöffnung weichen in vielen Fällen augenscheinlich stark von einer hydrostatischen Verteilung ab. Die gute Approximation mit Polynomfunktionen mit $n = m = 4$ ist visuell im Kapitel 6.5.3 erläutert worden und bestätigt sich in der Gesamtschau aller untersuchten Brücken in den Anhängen 1 und 2.

Den Vergleich der numerisch integrierten Beobachtungen aus dem hybriden Modell und dem (a) 2-d Approximationspolynoms bzw. der hydrostatischen (b) Approximation zeigt Abb. 6-14. Es ist deutlich zu erkennen, dass die hydrostatische Annahme eine erhebliche Überschätzung des Drucks in der Öffnung liefert. Zudem streuen die Werte erheblich gegenüber der mittleren Annahme. Im Gegensatz dazu steht die im Mittel sehr genaue 2-d Polynom-Approximation. Der Anstieg der linearen Anpassungsfunktion durch die über alle Versuche ermittelten Datenpunkte ist fast ideal und die Streuung sehr gering.

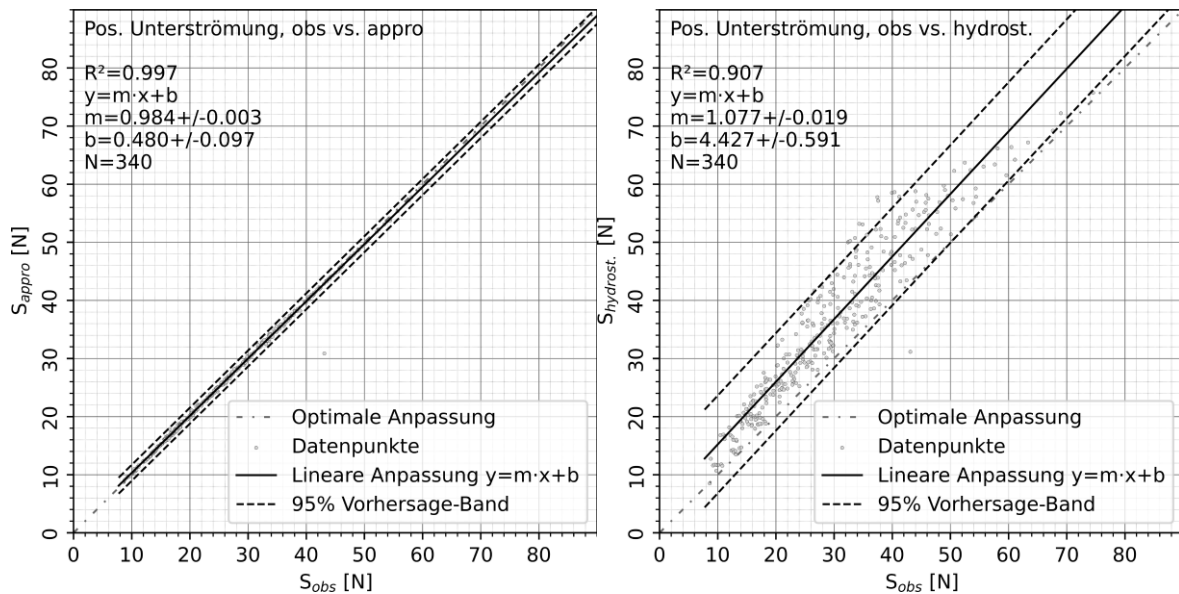


Abb. 6-14 Vergleich der beobachteten Druckkräfte in der Öffnung, berechnet unter (links) Verwendung eines Approximationspolynoms $p_{2a,U}(f_b, f_v, r, h_1)$ und (rechts) Verwendung des hydrostatischen Druckansatzes

6.7.2 Überfallstrahl und Grenzstützkraft

Die Uneindeutigkeit der Krümmung der Stromlinien im Überfallstrahl auf der Oberseite der Brückenplatte verhindert eine sinnvolle Theorie für die Druckverteilung. Es ist nicht klar, welche Wassertiefe dem gewellten Abfluss zugeordnet werden müsste. Könnte eine Typisierung bzw. ein prinzipieller Verlauf der Druckverteilung ermittelt werden, müsste die Tiefe bekannt sein, um die Druckkräfte tatsächlich zu bestimmen. Auch für die Berechnung des dynamischen Anteils der notwendigen Stützkraft $I_{dyn} = \beta \rho Q v$ ist die Tiefe notwendig, um die Geschwindigkeit bestimmen zu können. Die Annahme, der Wasserstand über dem Brückenüberbau h_{2a} könne ausschließlich unter Berücksichtigung des Sohlgefälles auf den Brückenüberbau projiziert werden, wäre eine unzulässige Vereinfachung.

Im Kapitel 4.5 ist die Annahme formuliert, dass sich auf dem Überbau ein Grenzzustand einstellen muss. Dieser ist unabhängig von der Tiefenschwankung auf dem Fließweg über den Überbau. Die Grenzstützkraft kann allein aus dem Durchfluss und der Breite ermittelt werden.

Zur Validierung wird die beobachtete Stützkraft aus allen Modellversuchen mit Überfall mit der Grenzstützkraft nach der Gl. 4-51 verglichen (Abb. 6-15). Der Beobachtungswert wird im Schnitt 2a im OW der Brücke entnommen. Die Annahme stellt eine rund 5 prozentige Unterschätzung dar. Gemessen an der Gesamtkraft kann diese Abweichung für die Gesamtbilanz toleriert werden.

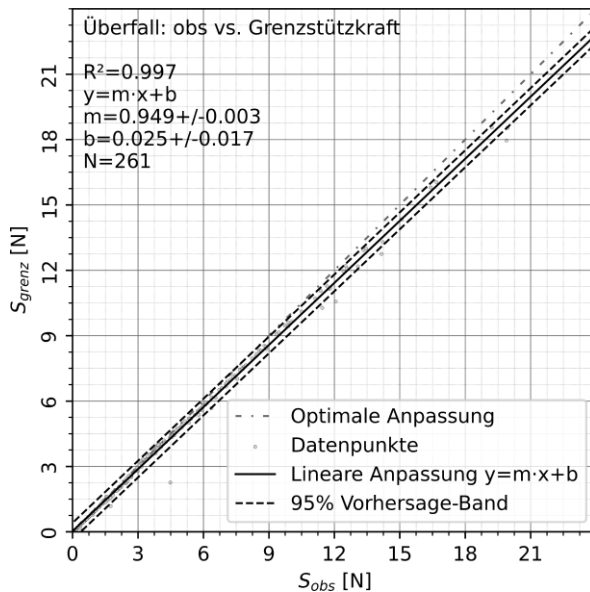


Abb. 6-15 Vergleich der beobachteten Stützkkräfte über dem Brückenüberbau aus allen Modellversuchen mit Überströmung und der Grenzstützkraft

6.7.3 Dynamischer Anteil: Impulsstrom

Zu den Druckanteilen sind für die Stützkkräfte die dynamischen Anteile zu addieren. Vereinfachend werden die mittleren Impulsstrombeiwerte aus Kapitel 6.3 angewendet. Da die Größe linear in die Berechnung $I_{dyn} = \rho Q v$ eingeht, ist die Schwankungsbreite des Impulses analog zu Abb. 6-7 und wird hier nicht wiederholt. Die verwendeten Mittelwerte sind $\beta_{2a,U,mittel} = 1,024$ und $\beta_{2a,O,mittel} = 1,031$.

6.8 Zusammenfassung zum Berechnungsverfahren und Druckkennwerte

Insgesamt handelt es sich um ein geschlossenes Gleichungssystem, das gelöst werden kann, wenn die Druckkennwerte an Sohle und KUK sowie am Übergang zwischen Widerlager und Brückenöffnung bekannt sind. Die beiden notwendigen Abflussanteile ergeben sich aus der Aufteilung des Abflusses in Schnitt 1 durch vertikale Aufteilung anhand der Bedingung (Gl. 3-54) für die Stagnationslinie.

In den vorigen Kapiteln wurde für alle einzeln auftretenden Kräfte aufgezeigt, dass sie in gegebener Form die jeweilige Teilkraft ausreichend genau approximieren, um in der Gesamtschau auf eine zutreffende Impulsbilanz für die beiden Kontrollvolumen im OW und UW zu gelangen. Die wesentliche Verbesserung ist die Verwendung des pragmatischen Polynomansatzes, dessen Anwendung noch auf weitere Teilflächen ausgedehnt werden kann.

Die Druckkennwerte zur Rekonstruktion der Druckflächen sind a priori im konkreten Untersuchungsfall unbekannt. Sie können theoretisch durch Messungen ermittelt werden. Der praktisch relevante Fall erlaubt die Erfassung der Drücke nicht, weil diese zum Zeitpunkt einer Brückenberechnung mit dem vorgestellten Ansatz nicht vorliegen oder vorliegen können. Für praktikable Anwendung müssen Drücke daher aus Überlegungen heraus sowie empirischen Zusammenhängen zusammen gestellt werden.

Bei der Ableitung der Polynomfunktionen in Kapitel 4.4 wurde bereits auf einzelne Randbedingungen eingegangen. Diese konnten mit der Prüfung der Approximationen im Kapitel 6.7 bestätigt werden. Die vorliegende Arbeit ist auf den Nachweise beschränkt, dass (1.) alle Fälle aus der Tab. 4-1 mit der gleichen Vorgehensweise gelöst werden können und (2.) die nötige Rekonstruktion der Druckflächen grundsätzlich zu einer sehr guten Näherungslösung führt, die deutlich besser als die klassische hydrostatische Verfahrensweise ist.

Mit Hilfe der in Kapitel 5.3.3 (siehe auch Hinweis aus den Kapiteln 6.2.1 bis 6.2.3) dargestellten dimensionsanalytischen Zusammenhänge lassen sich die nötigen Druckkennwerte in einem künftigen Arbeitsschritt ermitteln. Die Messdaten sind dazu in die dimensionslosen Kennwerte zu transformieren hinsichtlich entsprechender Abhängigkeiten zu überprüfen. Diese Auswertung dienen der Approximation der erforderlichen drei Druckkoten bzw. der Korrekturkennwerte (f_s , f_t , r). Die Auswertungsgrundlage ist mit den in dieser Arbeit erfassten Daten bereits geschaffen. Die genannte Auswertung ist für die nähere Zukunft bereits geplant. Die Sinnhaftigkeit der Auswertung ist mit Hilfe der vorliegenden Arbeit zunächst klargestellt, weil mit Hilfe des hybriden Modells für die tatsächlichen Werte von f_s , f_t und r nachgewiesen wurde, dass eine sehr genaue Polynom-basierte Approximation der einzelnen Kräfte möglich ist. Das Nachweisziel der vorliegenden Arbeit ist damit bestätigt.

7 ZUSAMMENFASSUNG, FAZIT UND AUSBLICK

7.1 Zusammenfassung

Neun Brücken mit variierenden Öffnungshöhen und Öffnungsbreiten werden in einem hybriden Modellansatz in einer Strömungsrinne mit unveränderlichem Rechteckquerschnitt im Labor und in korrespondierenden CFD-Simulationen untersucht. Die systematische Auswertung der Labormodelle liefert die Validierungsgrundlage für die numerischen Modellrealisierungen. Die numerischen Modellergebnisse fungieren als Inter- und Extrapolation der Messwerte und dienen als Lieferant für die gesuchten Größen. Sie ersetzen aufwendige flächige oder volumetrische Messungen.

Die Auswertung der ca. 460 Realisierungen mit variierenden Abflüssen und Rückstaubedingungen im UW in diesem validierten hybriden Modell erlaubt die Analyse der Verteilung von Drücken und anderer direkt messbarer Größen auf sämtliche Schnittflächen der betrachteten KV. Die Abflussaufteilung bei gleichzeitiger Über- und Unterströmung wird implizit berücksichtigt.

Die einheitliche Behandlung aller möglichen Abflusssituationen mittels *einer* Theorie ist das erklärte methodische Ziel der vorliegenden Arbeit. Es wird auf der Basis der Impulsgleichung umgesetzt. Dadurch werden methodisch bedingte Inkonsistenzen an den Übergängen zwischen verschiedenen Abflusssituationen unterbunden. Der Vorteil der Impulsgleichung besteht darin, nur die im hybriden Modell untersuchten Randgrößen für hydraulische Berechnungen zur Einschätzung der Abflusskapazität oder des Rückstaus zu verwenden. Ingenieurpraktisch ist die Impulsgleichung nur mit einer realitätsnahen Quantifikation der auftretenden Druckkräfte und Impulsflüsse ein Vorteil, wenn man den Vergleich zu herkömmlichen Vorgehensweisen zieht.

Anstelle der Verwendung von Beiwerten für die Ermittlung von hydrodynamischen Kräften auf Widerlager und den in der Strömung stehenden Überbau oder anstelle von typischen hydrostatischen Verteilungsansätzen werden die nicht-linearen Verläufe der

Randgrößen aus den hybriden Modelluntersuchungen approximiert. Anhand der Überlegung zu Stromlinienkrümmungen an den geometrischen Übergängen zwischen den Teilflächen des verbauten Querschnitts werden die notwendigen Randgrößen für die Herleitung der 2-dimensionalen Polynomfunktionen abgeleitet.

Gemäß der Auswertung des hybriden Modells haben die Druckverteilungen auf die Widerlager und in der Brückenöffnung im OW eine größere Bedeutung in der Kräftebilanz. Die Abweichung von der hydrostatischen Verteilung bei starker vertikaler und horizontaler Einschnürung sind teils sehr deutlich. Allein durch die Kenntnis des zentralen Drucks an der Sohle und an der KUK, der Annahme der sohlparallelen Strömung in Sohlnähe und der seitlichen Druckreduktion am Übergang zwischen Öffnung und Widerlager lassen sich sehr gute Näherungen dieser wichtigen beiden Kräfte für die Impulsbilanz annähern.

Durch die komponentenweise Betrachtung in Richtung der Strömung, spielen die u. U. sehr hohen vertikalen Beschleunigung und die VC überhaupt keine Rolle bei der Auswertung der Impulsgleichung. Auch die Formulierung eines Abfluss- oder Kontraktionskoeffizienten ist nicht erforderlich, was insgesamt die Praktikabilität des Verfahrens erheblich erhöht.

Für den Überfallanteil über den Brückenüberbau wird auf das Prinzip der Grenzstützkraft zurückgegriffen. Die Abhängigkeit von einem Überfallbeiwert für ein breitkroniges Wehr wird damit umgangen. Es wird allein die mindestens notwendige Stützkraft angesetzt, die rechnerisch für das Abführen des Abflusses notwendig ist. Der Abgleich mit den aus den hybriden Untersuchungen abgeleiteten Werten zeigt, dass eine für praktische Zwecke gute Übereinstimmung vorliegt.

7.2 Fazit

Für die unmittelbare praktische Anwendung des aufgezeigten Verfahrens kann in der Zukunft ein Berechnungsalgorithmus formuliert werden, der die teils implizite Abhängigkeit der einzelnen Komponenten auflöst. Darüber hinaus besteht Potenzial darin, die gewonnenen Daten im Sinne der durchgeführten Dimensionsanalyse weiter auszuwerten, um eine empirische Prognosefunktion für die Ableitung der bestimmenden Druckordinaten an der Sohle und der KUK sowie der lateralen Verteilungskorrektur zu bestimmen. Wünschenswert in diesem Zusammenhang ist die Ausweitung der Versuchsserien um die Dimension der Brückenlänge in Fließrichtung. Aufgrund der Menge der Versuche ist diese nicht Bestandteil des bestehenden Versuchsprogramms. Sie würde die Versuchsanzahl trotz Reduktion der unabhängigen Variablen mittels Dimensionsanalyse den Faktor 3 bis 5 auf rund 1.400 bis 2.300 Versuche erhöhen, um so ein geschlossenes Bild zu erhalten.

Methodisch empfiehlt sich für die Erweiterung der Theorie die gewählte Vorgehensweise mit einem hybriden Untersuchungsmodell, das aus einer Labor- und einer CFD-Komponente besteht. In Anbetracht der Vielzahl an verschiedenen Bauwerksgeometrien ist dabei eine effektive und effiziente technische Umsetzung der Versuchsserien im Labor und numerischen Untersuchungsprogramm eine zwingende Voraussetzung. Die erfassten Datenmengen mit dem digitalen Zwilling des Labormodells primärer Variablen belaufen sich auf Terabytes. Für die Umsetzung solcher Studien bedarf es einer ausgefeilten

Technologie, eines sinnvollen Datenmodells für die Datenhaltung sowie vertiefte Fähigkeiten bei der Datenanalytik und Softwareentwicklung.

Die Erkenntnisse und Ergebnisse dieser und ähnlich gelagerter Arbeiten sind indes für praktische Anwendungen von Bedeutung, weil sie (a) durch die Visualisierung Einblicke und Verständnis zu den Druckentwicklungen verschiedener Brückenkonfigurationen liefern, (b) eine einheitliche Herangehensweise für die hydraulische Berechnung ermöglichen und (c) auf die Verwendung von Beiwerten möglichst verzichten. Die vorliegende Arbeit ist in diesem Kontext als Beitrag hin zu einer veränderten Herangehensweise bei der angewandten Fließgewässerhydraulik zu verstehen.

7.3 Ausblick

Das dargestellte Verfahren liefert eine einheitliche mathematische Methodik auf Basis der Impulsgleichung, um das Spektrum von niedrigen Abflüssen bis zu Hochwassersituationen in der Brückenhydraulik mit Ein- und Überstau abzubilden. Für die Praxis besteht der Vorteil darin, dass sich die Beschreibung der Hydraulik zur Ermittlung der Abflusskapazität einer Brücke für das betrachtete Kontrollvolumen allein auf die Feldbedingungen der Umgebung, d. h. am Rand des Kontrollvolumens und der Brückengeometrie, stützt. Diese Größen lassen sich vergleichsweise einfach durch Messung oder modellgestützt ermitteln.

Bei praktischen Problemen sind gewöhnlich die Anschlussbedingungen der freien Strömung im UW, die Geometrien der Brücke und der Gerinneabfluss bekannt. Abhängig von diesen Größen liefert das Verfahren anhand weniger punktueller Stützgrößen die Druck- und Geschwindigkeitsverteilungen auf den Brückenkörper, so dass die hydraulischen Energieverluste berechnet werden können.

Dadurch ergeben sich praktische Einsatzmöglichkeiten. Beispielhaft sind folgende zwei Anwendungen aufgeführt. Weitere Möglichkeiten lassen sich dadurch inspiriert ableiten:

- **Integration in numerische Modelle:** Im Kontext numerischer Strömungsmodelle auf Basis der Flachwassergleichungen (Kontinuität, Impulserhaltung) werden Brücken typischerweise als Submodelle integriert. Vorzugeben sind Parameter bzw. Beiwerte, welche die Energieverluste auf Basis der Bernoulli-Gleichung beschreiben. Im Gegensatz dazu bietet das entwickelte Impulsgleichungsverfahren eine Alternative mit nahtloser Übergangsmöglichkeit. An Übergangsknoten eines diskreten Berechnungsgitters zwischen Brücken-Submodell und dem flächigen Strömungsmodell können direkt die aus dem Verfahren resultierenden Feldgrößen zwischen beiden Teilmodellen übergeben werden. Typisch ist dabei, dass im UW Abfluss, Wassertiefe h_{UW} und Geschwindigkeitsverteilung v_{UW} in der Außenströmung bekannt sind. Das Submodell liefert die korrespondierenden Größen wie Wassertiefe h_{OW} und Fließgeschwindigkeit v_{OW} im OW. Umgekehrt liefert das Submodell den durch die Brücke nach UW weiter geleiteteten Impulsfluss. Durch Iterationsrechnung sind beide anzugleichen.
- **Belastung von Brückenkonstruktionen und der Formoptimierung:** Umgekehrt lassen sich die Erkenntnisse aus dem Verfahren direkt für die Bestimmung der

Belastung von Brückenbauwerken verwenden.

Typische Verfahren basieren darauf, Strömungswiderstände durch den Widerstandsbeiwert c_W für umströmte Zylinder zu ermitteln. Nachteilig daran ist, dass die Zahlenwerte für c_W aus einer geeigneten Untersuchung stammen müssen, da der Widerstandsbeiwert einen Bezug zur ungestörten Außenströmung für die resultierende Druckkraft auf den Körper herstellt. Dies führt zu einer Einschränkung der Anwendbarkeit.

Theoretisch resultiert der Widerstandsbeiwert c_W aus der Integration der Druckverteilung über den gesamten Rand eines überströmten Körpers. Demzufolge liegt es nahe, stattdessen die Druckverteilung direkt zu verwenden, sofern sie bekannt ist oder in guter Näherung approximiert werden kann.

Eine gezielte Anpassung der Brückenform, etwa zur Reduktion oder bewussten Erhöhung von Impulsverlusten, könnte genutzt werden, um Hochwasseraufstau zu reduzieren und die Belastungen eines Brückenbauwerks zu reduzieren.

Es ist klar, dass die Möglichkeiten des Verfahrens erst dann vollständig ausgeschöpft werden können, wenn eine allgemeingültige Formulierung für die Verteilungsfunktionen verfügbar ist. In diesem Zusammenhang erscheint die Weiterentwicklung des Verfahrens beispielsweise in Bezug auf folgende Aspekte sinnvoll und anzustreben:

- **Erweiterung des Ansatzes zur Druckkorrektur:** Um die Anwendbarkeit zu erhöhen, sollten die Daten zu den Druckkorrekturgrößen statistisch ausgewertet werden. Insbesondere durch die Analyse anhand der aus der Buckingham-Analyse hervorgegangenen dimensionslosen Koeffizienten können die Druckkorrekturgrößen (f_t, f_s, r) in Abhängigkeit der geometrischen Brückenparameter und der umgebenden hydraulischen Bedingungen ermittelt werden. Diese Ergänzung ermöglicht die Generalisierung des Verfahrens durch Parametrisierung.
- **Übertragung auf andere Geometrien:** Bisher wurden idealisierte ebene Stirnseiten im OW angeströmter Brücken betrachtet. Eine Übertragung insbesondere der Druckverteilungsfunktionen auf ausgerundete Stirnseiten ist für eine Verallgemeinerung anzustreben.
- **Optimierung der Beschreibung von Grenzstützkräften:** Ein weiterer Entwicklungsschritt liegt in der Verfeinerung des Ansatzes zur Bestimmung der Grenzstützkraft. Hier könnte insbesondere die Berücksichtigung der Stromfadenkrümmung dazu beitragen, die Stützkräfte verbessert mathematisch zu beschreiben und somit die physikalische Konsistenz des Verfahrens zu erhöhen.

Die praktische Frage nach einheitlichen Berechnungsverfahren für die Bestimmung der Abflusskapazität bzw. des Aufstaus von Brücken hat für den im Arbeitsfeld der hydronumerischen Modellierung tätigen Ingenieur eine wichtige Bedeutung: Infrastruktur kann Flutkatastrophen wie im Juli 2021 bzw. verheerende Hochwasser weltweit¹⁸ verschärfen. Behörden sind in der Pflicht zu informieren und einen Teil der Hochwasser-Vorsorge zu betreiben. Bei der rechnerischen Ermittlung der Grundlagen von Gefahrenkarten als Informations- und Kommunikationsinstrument, sind erfahrungsgemäß Brücken nicht

¹⁸ <https://floodlist.com/> (letzter Aufruf 11/2023)

selten erhebliche Unsicherheitsfaktoren. Vorgehensweisen, wie die hier vorgestellte, reduzieren die Abhängigkeit von subjektiven Beiwert-Entscheidungen und sollten künftig wegweisend sein.

SCHRIFTTUM

- Ahrens, J., Geveci, B. & Law, C. (2005). ParaView: An End-User Tool for Large Data Visualization. *Visualization Handbook*.
- Aigner, F. (2014). Querschnittsgestaltung. In G. Mehlhorn & M. Curbach (Hrsg.), *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten* (3. Aufl., S. 331–392). Springer Vieweg.
- Akan, A. O. & Iyer, S. S. (2021). *Open Channel Hydraulics* (2nd ed.). Elsevier. <https://ebookcentral.proquest.com/lib/kxp/detail.action?docID=6630982>
- Arslan, T., Malavasi, S., Pettersen, B. & Andersson, H. I. (2013). Turbulent Flow Around a Semi-Submerged Rectangular Cylinder. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 135(4), 1–11. <https://doi.org/10.1115/1.4025144>
- Benn, J. R., Mantz, P., Lamb, R., Riddell, J. & Nalluri, C. (2004). *Afflux at bridges and culverts: Review of current knowledge and practice* (Defra/Environment Agency Flood and Coastal Defence R&D Programme R&D Technical Report W5A-061/TR1). JBA Consulting – Engineers & Scientists. http://www.river-conveyance.net/aes/documents/phase1/5_W5A-061%20-%20TR1%20-%20Final%20Report%20-%20Complete.pdf
- Bodhaine, G. L. (1967). Measurement of peak discharge at culverts by indirect methods. In United States Department of the Interior & United States Geological Survey (Hrsg.), *Techniques of Water-Resources Investigations Reports: Bd. 3. Applications of Hydraulics* (Bd. 3). United States Government Printing Office.
- Bradley, J. N. (1978). *Hydraulics of Bridge Waterways* (2. ed, rev). *Hydraulic Design Series: Bd. 1*. United States Government Printing Office.
- Brater, E. F. & King, H. W. (1996). *Handbook of Hydraulics: for the Solution of Hydraulic Engineering Problems* (7th ed.). McGraw-Hill.

- Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau. (2000). *Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern: Teil 2 - Grundlagen für stationäre, eindimensionale Wasserspiegellagenberechnungen*. BWK-Berichte: 1/2000. BWK.
- Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau. (2009). *Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern: Teil 1 - Stationäre Berechnung der Wasserspiegellinie unter besonderer Berücksichtigung von Bewuchs- und Bauwerkseinflüssen* (3. Aufl.). BWK-Merkblatt: Bd. 1. BWK.
- Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (2021 & i.d.F.v. 01/2021).
- Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (2009 & i.d.F.v. 18.07.2017). http://www.gesetze-im-internet.de/whg_2009/WHG.pdf
- Chaturvedi, M. C. (1963). Flow Characteristics of Axisymmetric Expansions. *Journal of the Hydraulics Division*, 89(3), 61–92. <https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0000895>
- Chow, V. T. (1988). *Open-channel hydraulics* (Reissued.). McGraw-Hill classic textbook reissue series. McGraw-Hill.
- Çidarar, H. (1977). *Einfluß von seitlichen Profileinengungen (Brückenwiderlagern) auf den Abflußvorgang in Wasserläufen*. (Mitteilungen / Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig: 53). Leichtweiss-Inst. für Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig.
- D'Aubussion, J. F. (1852). *A treatise on hydraulics: for the use of engineers* (J. Bennett, Übers.). Translated from the French and adapted to the english units of measure. J.B. Verrinton & son, printers.
- Department of Transport and Main Roads. (April 2013). *Hydraulic Guidelines-Bridge Design Projects: Technical Guideline*. Department of Transport and Main Roads (TMR).
- Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN) (Juli 1998). *Richtlinien für Wasserbauwerke - Teil 1: Kreuzungsbauwerke - Durchleitungs- und Mündungsbauwerke* (Deutsche Norm DIN 19661-1 : 1998-07). Beuth Verlag.
- Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN) (November 1999). *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung* (Deutsche Norm DIN 1076 : 1999-11). Beuth Verlag.
- Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN) (Januar 2013). *Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern* (Deutsche Norm DIN 19712 : 2013-01). Beuth Verlag. <https://secure-1beuth-1de-100000dx626d2.shan02.han.tib.eu/cmd%3Bjsessionid=ZRMLES-VTPHUFOP7SVTBNA5MV.3?workflowname=instantdownload&customerid=328165&docname=1919182&contextid=eeas&servicerefname=eeas&Login-Name=bvollbrecht1>
- DuBuat, P. L. G., Lempe, J. F. & Klinger, J. G. (1796). *Des Herrn von Buat Grundlehren der Hydraulik*. Barth; Ruff.
- Eichert, B. & Peters, J. (1970/07). *Computer Determination of Flow through Bridges* (Technical paper).

- Empelmann, M. & Girmscheid, M. (2016). Straßenbrücken in Massivbauweise. In A. Albert, K.-J. Schneider & A. Goris (Hrsg.), *Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen* (22. Auflage, 5.130-5.137). Bundesanzeiger Verlag. https://www.reguvis.de/fileadmin/BIV-Portal/Bautechnik_WKD/Schneider-Bautabellen/Ingenieure/LP_BTI_2014_05_130-137.pdf
- Epple, P., Steppert, M., Steber, M. & Malcherek, A. (2018). Theoretical and Numerical Analysis of the Pressure Distribution and Discharge Velocity in Flows Under Sluice Gates. In *Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting - 2018: Presented at the ASME 2018 Fluids Engineering Division Summer Meeting, July 15-20, 2018, Montreal, Quebec, Canada*. the American Society of Mechanical Engineers. <https://doi.org/10.1115/FEDSM2018-83277>
- Ferziger, J. H., Perić, M. & Street, R. L. (2020). *Numerische Strömungsmechanik* (4. Auflage). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-46544-8>
- Gerdas, H. (1987). Zur Einbeziehung des Brückenstaus in die hydraulische Berechnung offener Gerinne. *Wasser und Boden*(Heft 3), 127–130.
- Goring, D. G. & Nikora, V. I. (2002). Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data. *Journal of hydraulic engineering*, 128(1), 117–126. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2002\)128:1\(117\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:1(117))
- Greenshields, C. & Weller, H. (2022). *Notes on Computational Fluid Dynamics: General Principles*. CFD Direct Ltd.
- Hagen, R., Plüß, A., Ihde, R., Freund, J., Dreier, N., Nehlsen, E., Schrage, N., Fröhle, P. & Kösters, F. (2021). An integrated marine data collection for the German Bight – Part 2: Tides, salinity, and waves (1996–2015). *Earth System Science Data*, 13(6), 2573–2594. <https://doi.org/10.5194/essd-13-2573-2021>
- Hager, W. H. (1986). *Discharge Measurement Structures* (Communication Nr. 1). Chaire de Constrcution Hydrauliques, EPFL Lausanne. https://infoscience.epfl.ch/record/116144/files/Comm_LCH_1.pdf
- Hager, W. H. (1987). Discharge characteristics of local, discontinuous contractions, II. *Journal of Hydraulic Research*, 25(2), 197–213. <https://doi.org/10.1080/00221688709499298>
- Hager, W. H. & Dupraz, P.-A. (1985). Discharge characteristics of local, discontinuous contractions. *Journal of Hydraulic Research*, 23(5), 421–433. <https://doi.org/10.1080/00221688509499336>
- Hamill, L. (1999). *Bridge hydraulics*. E & FN Spon.
- Henderson, F. M. (1966). *Open channel flow* [Nachdr.]. Prentice Hall.
- Hirt, C. & Nichols, B. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39(1), 201–225. [https://doi.org/10.1016/0021-9991\(81\)90145-5](https://doi.org/10.1016/0021-9991(81)90145-5)
- Hodges, P. V., Izzard, C. F. & Henry, H. R. (1955). Discussion of “Izzard on Open-Channel Constrictions”. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 120(1), 1007–1016. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0007169>

- Hunt, J. H. & Brunner, G. W. (1995/09). *Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis*. Research Document No. 42 (Research Document RD-42). US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC).
- Hunt, J. H., Brunner, G. W. & Larock, B. E. (1999). Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis. *Journal of hydraulic engineering*, 125(9), 981–983.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1999\)125:9\(981\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:9(981))
- Jempson, M. A. (2000). *Flood and Debris Loads on Bridges*. The University of Queensland.
https://espace.library.uq.edu.au/data/UQ_206022/Flood_and_Debris_Loads_on_Bridges_PhD_Thesis_Mark_Jempson.pdf?Expires=1505562299&Signature=cVHsSTn1ra4pslvhURw8rwir28EDdW~esaoTlo8b9CTNmWK1a0861cL2GS~HjohGfXP4BbaR7GxzxKfOHJa~J-l2NnimdhEe7ZqhPQqeAOthN6ihGlp4Z2EOl0py-JQPZ2as9Ls7LfVbnhNKluqtubJYTkXvVqTh047AzXDoPvNZWg-qffOhZy-BoRLmnBz3QeJZMUMDL9ASbxjTGr8Cy31FQ4-oR-8Sk1mtkZ47TFqxDgj7zdaw-TteMKNMZj8B2-wXWRaTJKetyeWoLnD3hFycx9nbQTzVwJOZ916XK2Ss8a4q~IH-pGEpi7oSh-0u0FevypnZQZLNnepqGxzM3poe4A__&Key-Pair-Id=APKAJ-KNBJ4MJBjNC6NLQ
- Jones, W. P. & Launder, B. E. (1972). The prediction of laminarization with a two-equation model of turbulence. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, 15(2), 301–314.
[https://doi.org/10.1016/0017-9310\(72\)90076-2](https://doi.org/10.1016/0017-9310(72)90076-2)
- Kamrath, P. (2010). *Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung von Fließgewässern und Überflutungsflächen* [Dissertation, Shaker, Aachen]. Deutsche Nationalbibliothek.
- Kara, S., Stoesser, T., Sturm, T. W. & Mulahasan, S. (2015). Flow dynamics through a submerged bridge opening with overtopping. *Journal of Hydraulic Research*, 53(2), 186–195. <https://doi.org/10.1080/00221686.2014.967821>
- Kindsvater, C. E. & Carter, R. W. (1955). Tranquil Flow through Open-Channel Constrictions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 120, Artikel 2770.
- Kindsvater, C. E., Carter, R. W. & Tracy, H. J. (1953). *Computation of peak discharge at contractions*. Geological Survey Circular: Bd. 284. U.S. Dept of Interior.
- King, H. W. (1939). *Handbook of Hydraulics: For the Solution of Hydraulic Engineering Problems* (3rd ed.). McGraw-Hill.
- Knapp, F. H. (1960). *Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau: Eine angewandte Hydraulik auf physikalischer Grundlage*. Wissenschaftliche Bücherei Reihe Hydromechanik und Wasserbau. Braun.
- Koch, A., Carstanjen, M. & Hainz, L. (1926). *Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften: Grundlagen zu e. prakt. Hydrodynamik f. Bauingenieure*. Julius Springer.
- Kordina, K. & Westphal, T. (1984). *Wirtschaftliche Gestaltung der Widerlager von Brücken: Abschlussbericht*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig.
- Krey, H. (1923). Der Widerstand von Einbauten in Flüssen und anderen offenen Gerinnen auf das strömende Wasser. *Bautechnik*, 1.

- Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg. (2005). *Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes: Leitfaden* (1. Aufl.). *Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie: Bd. 92*.
- Lane, E. W. (1921). Experiments on the flow of water through contractions in an open channel. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83, Artikel 1450, 1149–1219.
- Laursen, E. M. (1970). Bridge Backwater in Wide Valleys. *Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*(HY4).
- Laursen, E. M., Toch, A., Blaisdell, F. W., Lin, P.-N., Izzard, C. F. & Posey, C. J. (1955). Discussion of “Izzard on Open-Channel Constrictions”. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 120(1), 981–990. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0007189>
- Lehmann, J., Coumou, D. & Frieler, K. (2015). Increased Record-Breaking Precipitation Events under Global Warming. *Climatic Change*, 132(4), 517–518. <https://doi.org/10.1007/s10584-015-1466-3>
- Lin, C., Kao, M.-J., Hsieh, S.-C., Lo, L.-F. & Raikar, R. V. (2012). On the Flow Structures Under a Partially Inundated Bridge Deck. *Journal of Mechanics*, 28(01), 191–207. <https://doi.org/10.1017/jmech.2012.20>
- Liu, H. K., Bradley, J. N. & Plate, E. J. (1957). *Backwater Effects of Piers and Abutments*. United States Department of Commerce, Bureau of Public Roads (USBPR).
- Malavasi, S. & Blois, G. (2007). Influence of the Free Surface on the Flow Pattern around a Rectangular Cylinder. In *9th International Symposium on Fluid Control Measurement and Visualization 2007: (FLUCOME 2007) ; Tallahassee, Florida, USA, 17 - 19 September 2007*. Curran.
- Malavasi, S., Franzetti, S. & Blois, G. (2004). PIV investigation of flow around submerged river bridge deck. In A. Carravetta, M. Greco & R. Della Morte (Hrsg.), *River flow 2004: Proceedings of the Second International Conference on Fluvial Hydraulics: Volume 1* (S. 601–608). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b16998-78>
- Malavasi, S. & Guadagnini, A. (2007). Interactions between a rectangular cylinder and a free-surface flow. *Journal of Fluids and Structures*, 23(8), 1137–1148.
- Malcherek, A. (2001). *Hydromechanik der Fließgewässer* [Zugl.: Hannover, Univ., Habil-Schr., 2001, Inst. für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Hannover]. Deutsche Nationalbibliothek.
- Malcherek, A. (2016). Diskussionsbeitrag zum Fachaufsatz „Die irrtümliche Herleitung der Torricelli-Formel aus der Bernoulli-Gleichung“. *Wasserwirtschaft*, 106(7-8), 47–49. <https://doi.org/10.1007/s35147-016-0121-x>
- Malcherek, A. (2017). A New Approach to Hydraulics Based on the Momentum Balance: Sharp Edged Outflows and Sluices. In IAHR (Hrsg.), *Proceedings of the 37th IAHR World Congress: Managing water for sustainable development: Learning from the past for the future* (Vol. 37, S. 1515–1521). IAHR; USAINS Holdings.
- Malcherek, A. (2018a). 300 Years 'de Motu Aquae Mixto': What Poleni Really Wrote and a New Overflow Theory Based on Momentum Balance. In D. Bung & B. Tullis (Vorsitz),

- 7th IAHR International Symposium on Hydraulic Structures. Symposium im Rahmen der Tagung von International Association of Hydraulic Research (IAHR), Aachen.
- Malcherek, A. (2018b). Eine neue, auf der Impulsbilanz basierende Theorie zur Hydraulik des Schützes — ein Diskussionsbeitrag. *Wasserwirtschaft*, 108(5), 42–46.
<https://doi.org/10.1007/s35147-018-0062-7>
- Malcherek, A. (2019). *Fließgewässer: Hydraulik, Hydrologie, Morphologie und Wasserbau* (1. Auflage 2019). Springer Vieweg.
- Matthai, H. F. (1967). Measurement of peak discharge at width contractions by indirect methods. In United States Department of the Interior & United States Geological Survey (Hrsg.), *Techniques of Water-Resources Investigations Reports: Bd. 3. Applications of Hydraulics* (Bd. 3, A4). United States Government Printing Office.
<https://doi.org/10.3133/twri03A4>
- Matthew, G. D. (1975). Simple Approximate Treatments of Certain Incompressible Duct Flow Problems Involving Separation. *Journal of Mechanical Engineering Science*, 17(2), 57–64. https://doi.org/10.1243/JMES_JOUR_1975_017_011_02
- Mehlhorn, G., Hoshino, M. & Morgenthal, G. (2014). Brückenbau auf dem Weg vom Altertum zum modernen Brückenbau: Aktuelle Entwicklungen. In G. Mehlhorn & M. Curbach (Hrsg.), *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten* (3. Aufl., S. 1–165). Springer Vieweg.
- Menter, F. R. (1993). Zonal Two Equation k- ω Turbulence Models For Aerodynamic Flows. In *Proceedings of the 23rd Fluid Dynamics, Plasmadynamics, and Lasers Conference*. American Institute of Aeronautics and Astronautics. <https://doi.org/10.2514/6.1993-2906>
- Menter, F. R., Kuntz, M. & Langtry, R. (2003). Ten Years of Industrial Experience with the SST Turbulence Model. In K. Hanjalić, Y. Nagano & M. J. Tummers (Hrsg.), *Turbulence, heat and mass transfer 4: Proceedings of the Fourth International Symposium on Turbulence, Heat and Mass Transfer, Antalya, Turkey, 12 - 17 October, 2003* (S. 625–632). Begell House.
- Musall, M. (2012). *Mehrdimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle im praxisorientierten und operationellen Einsatz*. Karlsruhe, KIT, Diss., 2012. <https://digbib.bibliothek.kit.edu/volltexte/1000028830> <https://doi.org/10.5445/IR/1000028830>
- Nagler, F. A. (1918). Obstruction of Bridge Piers to the Flow of Water. *Transactions of the ASCE*, 82.
- Naudascher, E. (1992). *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke* (Zweite, verbesserte Auflage). Springer. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-7091-9222-1>
<https://doi.org/10.1007/978-3-7091-9222-1>
- Naudascher, E. & Medlarz, H.-J. (1983). Hydrodynamic Loading and Backwater Effect of Partially Submerged Bridges. *Journal of Hydraulic Research*, 21(3), 213–232.
<https://doi.org/10.1080/00221688309499416>
- Niendorf, W. (1997). *Der räumliche Wechselsprung im Tosbecken mit plötzlicher seitlicher Erweiterung*. Dissertation.

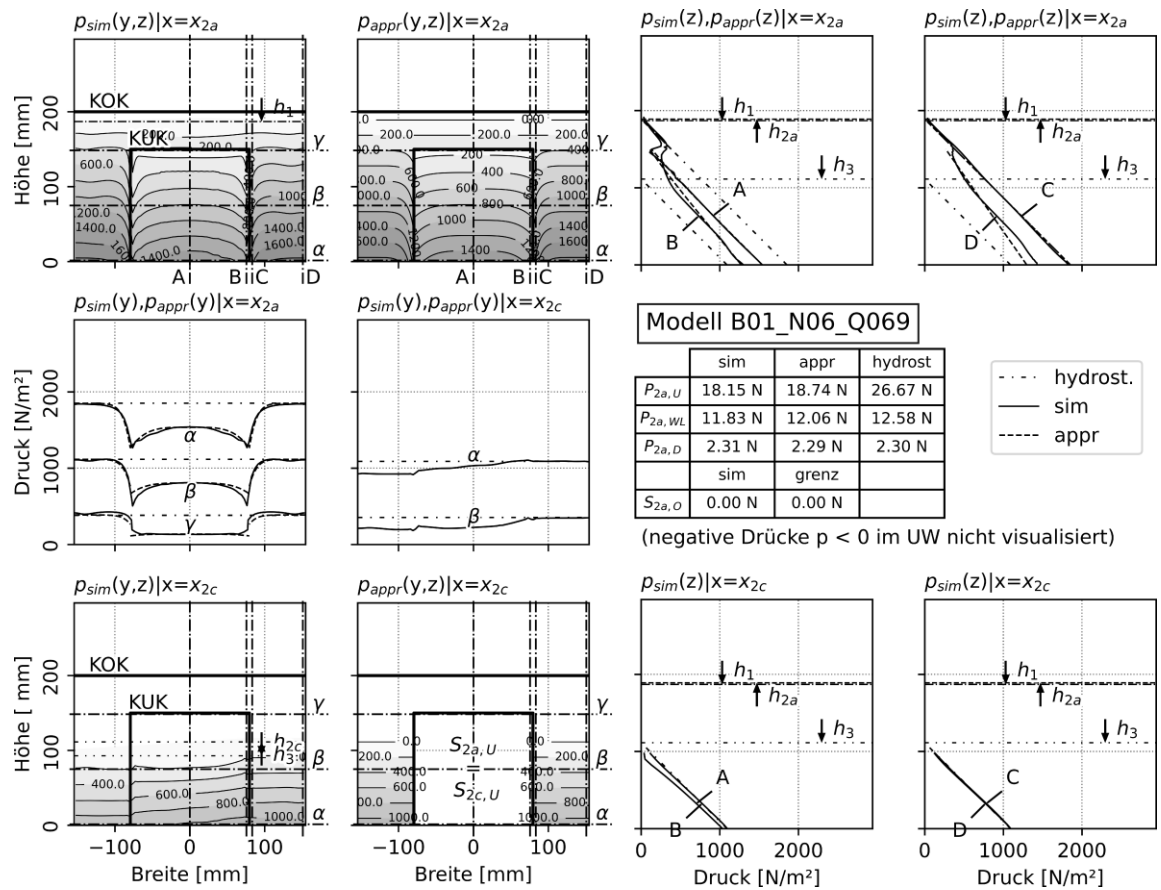
- Nortek AS. (Dezember 2013). *Comprehensive Manual: Vectrino Profiler*. Nortek AS.
- Pasche, E. (1984). *Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und Möglichkeiten ihrer mathematischen Erfassung. Mitteilungen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen: Bd. 52*. Rheinisch-Westf. Techn. Hochschule RWTH.
- Peissner, K. (1989). *Abfluss- und Belastungskenngrößen bei gleichzeitig über- und unterströmten Wehrverschlüssen* [Dissertation, Fridericiana zu Karlsruhe, Karlsruhe]. GBV Gemeinsamer Bibliotheksverbund.
- Peter, G. (2005). *Überfälle und Wehre: Grundlagen und Berechnungsbeispiele*. Vieweg+Teubner Verlag. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-322-83016-6>
<https://doi.org/10.1007/978-3-322-83016-6>
- Picek, T., Havlik, A., Mattas, D. & Mares, K. (2007). Hydraulic calculation of bridges at high water stages. *Journal of Hydraulic Research*, 45(3), 400–406.
<https://doi.org/10.1080/00221686.2007.9521773>
- Plüß, A., Hagen, R., Ihde, R., Freund, J., Kösters, F., Milbradt, P., Sievers, J., Nehlsen, E., Schrage, N., Dreier, N., Fröhle, P., Ahlhorn, F. & Meyerdirks, J. (2020). *Wissenschaftlicher Abschlussbericht zum mFUND-Projekt: EasyGSH-DB: Erstellung anwendungsorientierter synoptischer Referenzdaten zur Geomorphologie, Sedimentologie und Hydrodynamik in der Deutschen Bucht (EasyGSH-DB)*. Gemeinsamer wissenschaftlicher Abschlussbericht mit Beiträgen aus allen fünf Teilprojekten. BAW.
<https://doi.org/10.2314/KXP:1744505187>
- Pohl, R. (2015). Brücken aus der Sicht des Wasserbauers. *Bautechnik*, 92(7), 461–468.
<https://doi.org/10.1002/bate.201500034>
- Press, H. & Schröder, R. (1966). *Hydromechanik im Wasserbau*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
- Ratia, H., Murillo, J. & García-Navarro, P. (2014). Numerical modelling of bridges in 2D shallow water flow simulations. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 75(4), 250–272. <https://doi.org/10.1002/flid.3892>
- Rehbock, T. (1921). Brückenstau und Walzenbildung. *Der Bauingenieur*, 2(13).
- Roger, S. (2012). *Hybride Modellierung deichbruchinduzierter Strömungen für ein idealisiertes Breschennahfeld an Fließgewässern* [Aachen, Techn. Hochsch., Diss., 2011, Hochschulbibliothek der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen]. Deutsche Nationalbibliothek. <http://darwin.bth.rwth-aachen.de/opus3/volltexte/2012/3876/pdf/3876.pdf>
- Rubel, M., Ricklefs, K., Milbradt, P. & Sievers, J. (2020). *A model approach to estimate the potential for mussel beds in a Wadden Sea area of the German North Sea coast*.
<https://doi.org/10.5194/egusphere-egu2020-3574>
- Rüther, N. & Pedersen, Ø. (2016). Hybridmodellierung von komplexen Freispiegelströmungen. In P. Rutschmann (Vorsitz), 18. *Gemeinschaftssymposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich*. Symposium im Rahmen der Tagung von Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM, Wallgau, Oberbayern.

- Scheffler, H., Moder, M., Schrage, N., Lippert, K., Heß, M., Rostan, F., Carstensen, D., Köhler, A. & Schaarschmidt, L. (2023). Zusammenwirken von Planung und hydraulischer Untersuchung am HRB Weilers/Bracht. *Wasserwirtschaft*, 113(6), 44–47. <https://doi.org/10.1007/s35147-023-1833-3>
- Schlichting, H., Gersten, K. & Krause, E. (2006). *Grenzschicht-Theorie: Mit 22 Tabellen* (10., überarbeitete Auflage). Springer. <http://dx.doi.org/10.1007/3-540-32985-4> <https://doi.org/10.1007/3-540-32985-4>
- Schneefeld, C., Heß, M., Vollweiler, T. & Carstensen, D. (2017). Hybride Modellierung als effizientes Lösungsverfahren zur Optimierung von Hochwasserentlastungsanlagen. In D. Aigner (Hrsg.), *Wasserbauliche Mitteilungen: Heft 58. Bemessung im Wasserbau: Klimaanpassung, Untersuchungen, Regeln, Planung, Ausführung : 40. Dresdner Wasserbaukolloquium, 09.-10. März 2017 = Dimensioning in hydraulic engineering* (S. 57–66). Selbstverlag der Technischen Universität Dresden.
- Schneider, V. R., Board, J. W., Colson, B. E., Lee, F. N. & Druffel, L. (1976/06). *Computation of Backwater and Discharge at Width Constrictions of Heavily Vegetated Flood Plains* (Water-Resources Investigations 76-129). United States Geological Survey (USGS); United States Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA).
- Schroeder, W. J., Martin, K. M. & Lorensen, W. E. (2018). *The Visualization Toolkit VTK: An object-oriented approach to 3D graphics* (Edition 4.1). Kitware.
- Shan, H., Xie, Z., Bojanowski, C., suaznabar, o., Lottes, S., Shen, J. & Kerenyi, K. (2012). *Submerged Flow Bridge Scour Under Clear Water Conditions* (FHWA-HRT-12-034). United States Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA).
- Shen, Y., Goodall, J. L. & Chase, S. B. (2017). Method for rapidly assessing the overtopping risk of bridges due to flooding over a large geographic region. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 53(4), 854–870. <https://doi.org/10.1111/1752-1688.12537>
- Sippel, S. D. (2017). *Climate Extremes and their Impact on Ecosystem-Atmosphere Interactions* [PhD Thesis]. Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich. https://www.research-collection.ethz.ch/bitstream/handle/20.500.11850/176836/Sippel-PhDThesis_online.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Sorokay-Varga, Béla & Höger, V. (2014). Messungen mit dem Vectrino. In Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), *BAWEmpfehlung: Ausgabe 2014*.
- Stephenson, D. (1981). *Stormwater Hydrology and Drainage. Developments in Water Science: Bd. 14*. Elsevier. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S016756480870443X> [https://doi.org/10.1016/S0167-5648\(08\)70443-X](https://doi.org/10.1016/S0167-5648(08)70443-X)
- Thieken, A. H., Kemter, M., Vorogushyn, S., Berghäuser, L., Sieg, T., Natho, S., Mohor, G. S., Petrow, T., Merz, B. & Bronstert, A. (2021). *Extreme Hochwasser bleiben trotz integriertem Risikomanagement eine Herausforderung*. https://www.uni-potsdam.de/fileadmin/projects/natriskchange/Taskforces/Flut2021_StatementThiekenEtAl.pdf

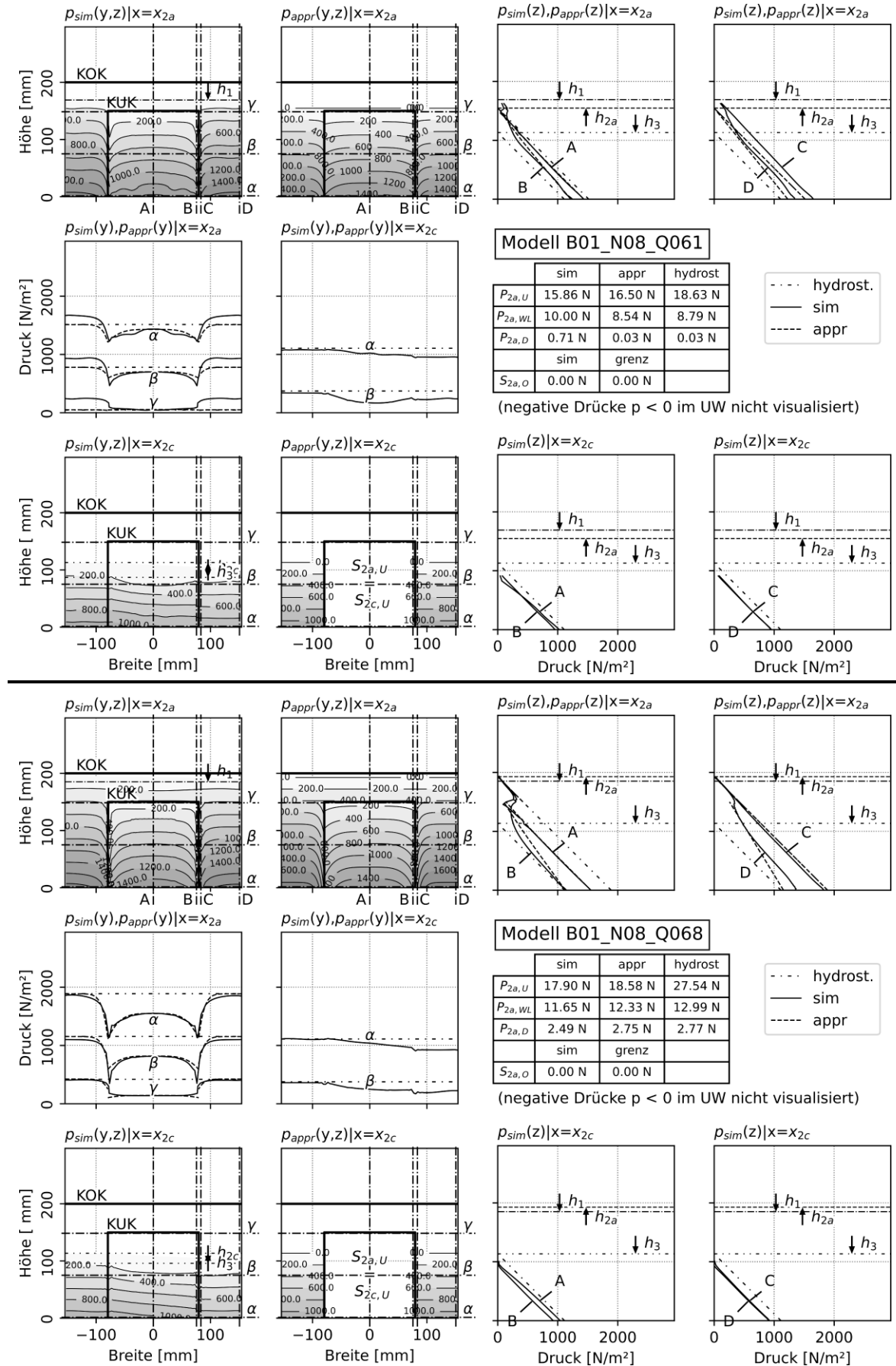
- Tracy, H. J. & Carter, R. W. (1955). Backwater effects of open-channel constrictions. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 120, Artikel 2771.
- Transportation Association of Canada. (2004). *Guide to bridge hydraulics* (2. ed.). Thomas Telford.
- Voigt, H. (1971). *Abflussberechnung bei gleichzeitig über- und unterströmten Stau-elementen* [Dissertation]. Technische Universität Dresden, Dresden.
- Vorogushyn, S., Apel, H., Kemter, M. & Thieken, A. H. (2022). Analyse der Hochwassergefährdung im Ahrtal unter Berücksichtigung historischer Hochwasser. Vorab-Onlinepublikation. https://doi.org/10.5675/HYWA_2022.5_2 (Hydrologie und Wasserbewirtschaftung / BfG. - 66.2022,5. - Seite 244- 254. - ISSN 1439-1783).
- Weisbach, J. L. (1885). *Die Experimental-Hydraulik*.
- Wilcox, D. C. (1988). Reassessment of the scale-determining equation for advanced turbulence models. *AIAA Journal*, 26(11), 1299–1310. <https://doi.org/10.2514/3.10041>
- Wolf Dynamics (Hrsg.). (2020). *OpenFOAM Introductory Training: Online Session - 2020 Edition*. <http://www.wolfdynamics.com/training/introOF8/all.pdf>
- Yarnell, D. L. (1934). *Bridge piers as channel obstructions*. U. S. Department of Agriculture, *Technical Bulletin: Bd. 442*. Gov. Pr. Off.
- Zachoval, Z. & Roušar, L. (2015). Flow structure in front of the broad-crested weir. *EPI Web of Conferences*, 92(4), 2117. <https://doi.org/10.1051/epjconf/20159202117>
- Zevenbergen, L. W., Arneson, L. A., Hunt, J. H. & Miller, A. C. (April 2012). *Hydraulic Design of Safe Bridges*. FHWA-HIF-12-018 (Hydraulic Design Series Nr. 7). United States Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA). <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/hif12018.pdf>

Anhang 1 Druckverteilung bei Einstau (Modell und Approximation)

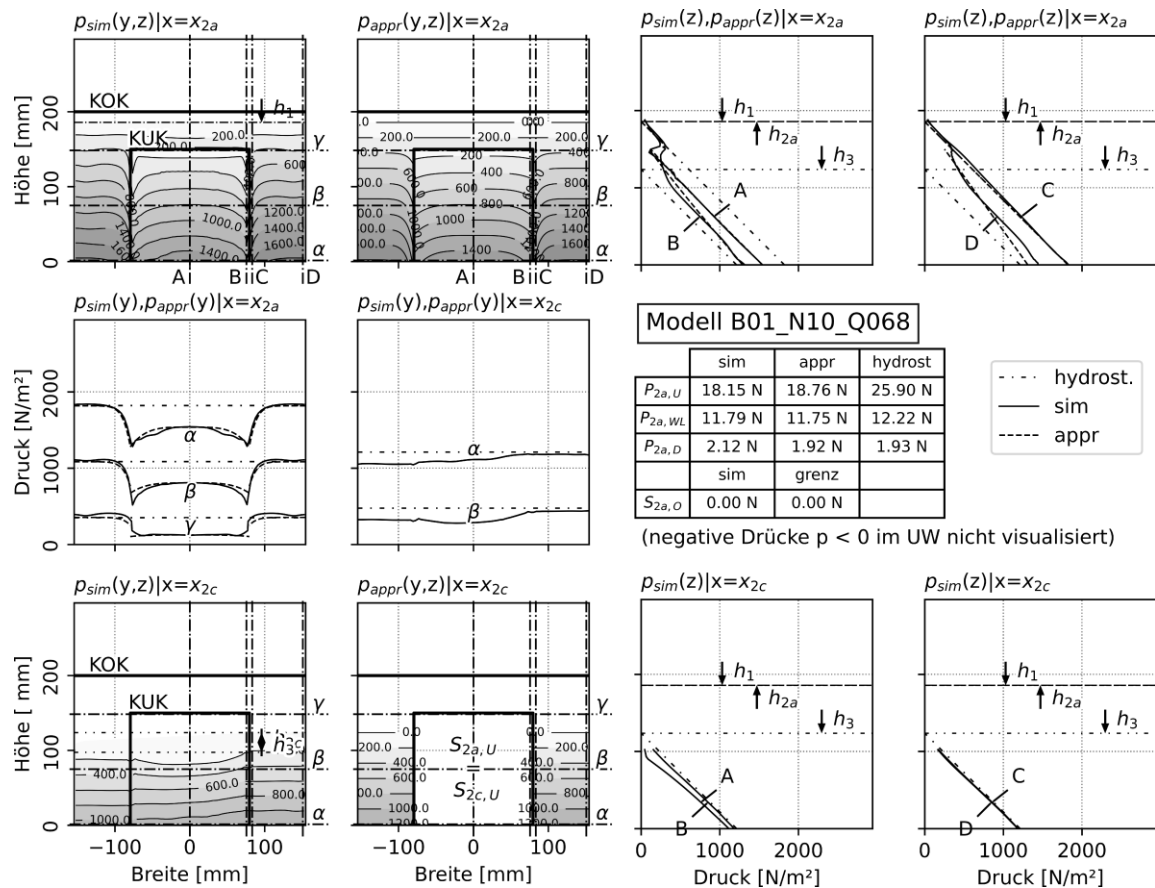
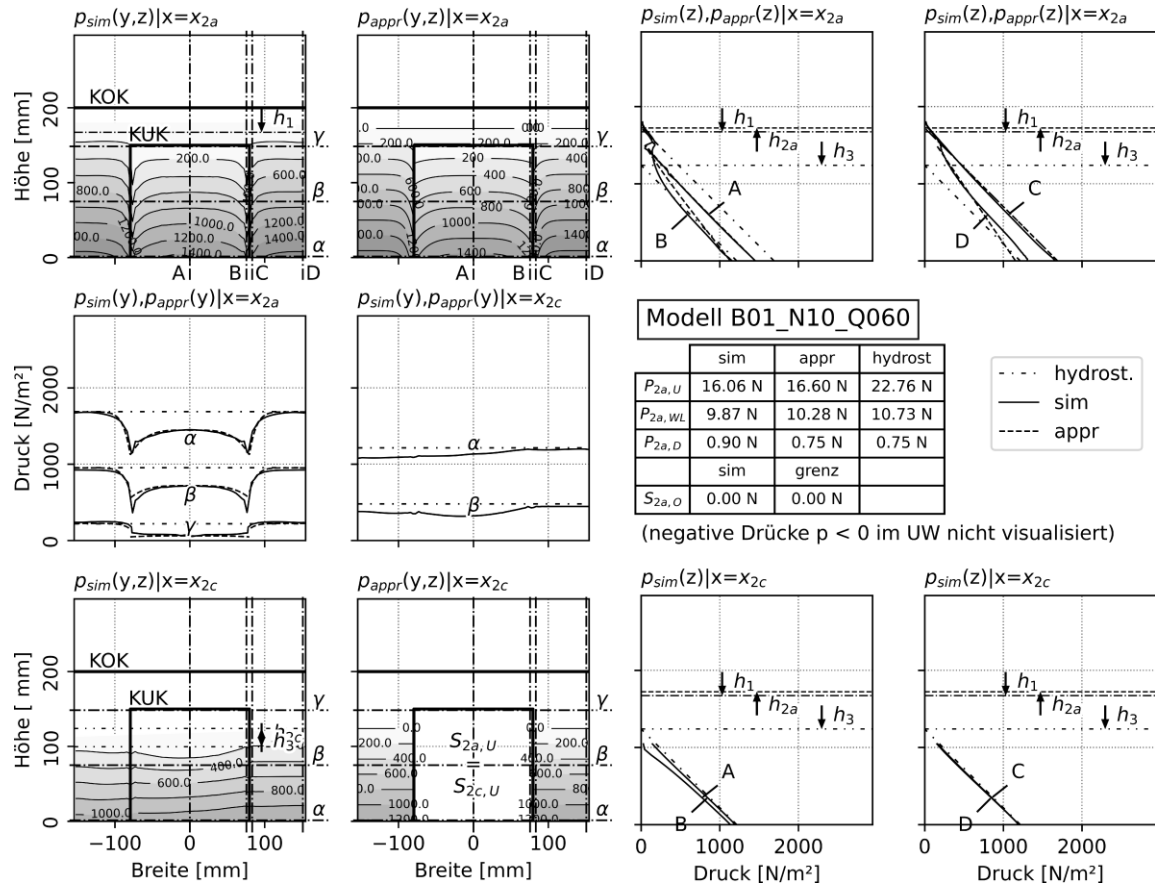
A 1.1 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N06



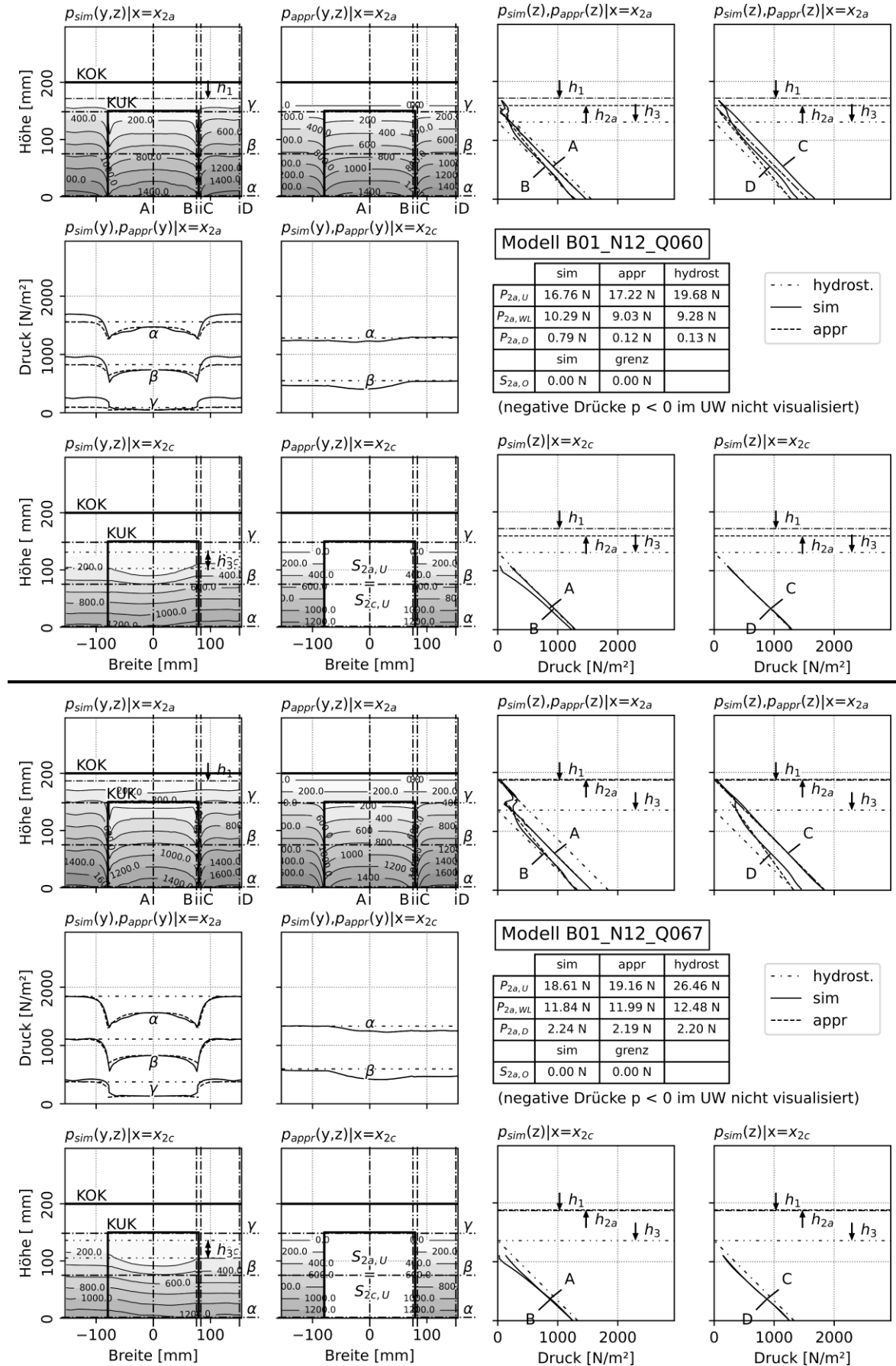
A 1.2 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N08



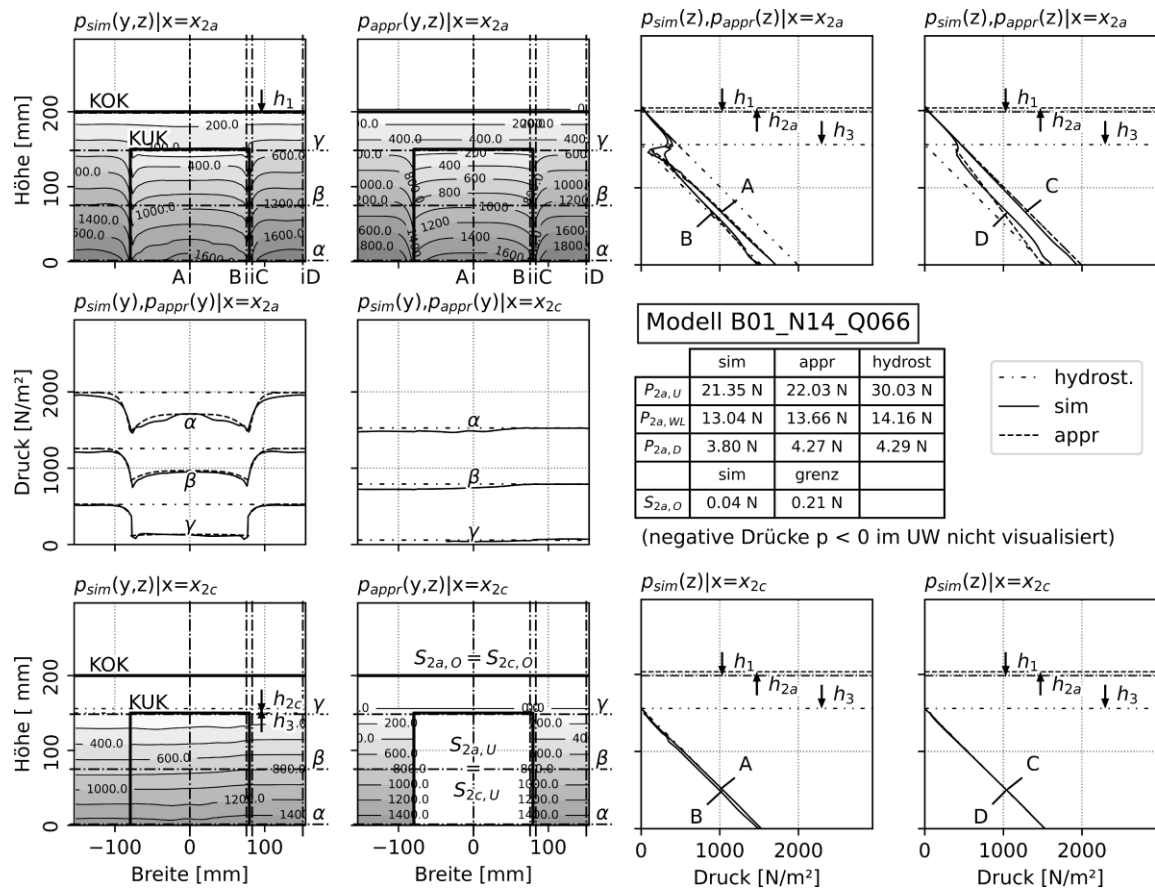
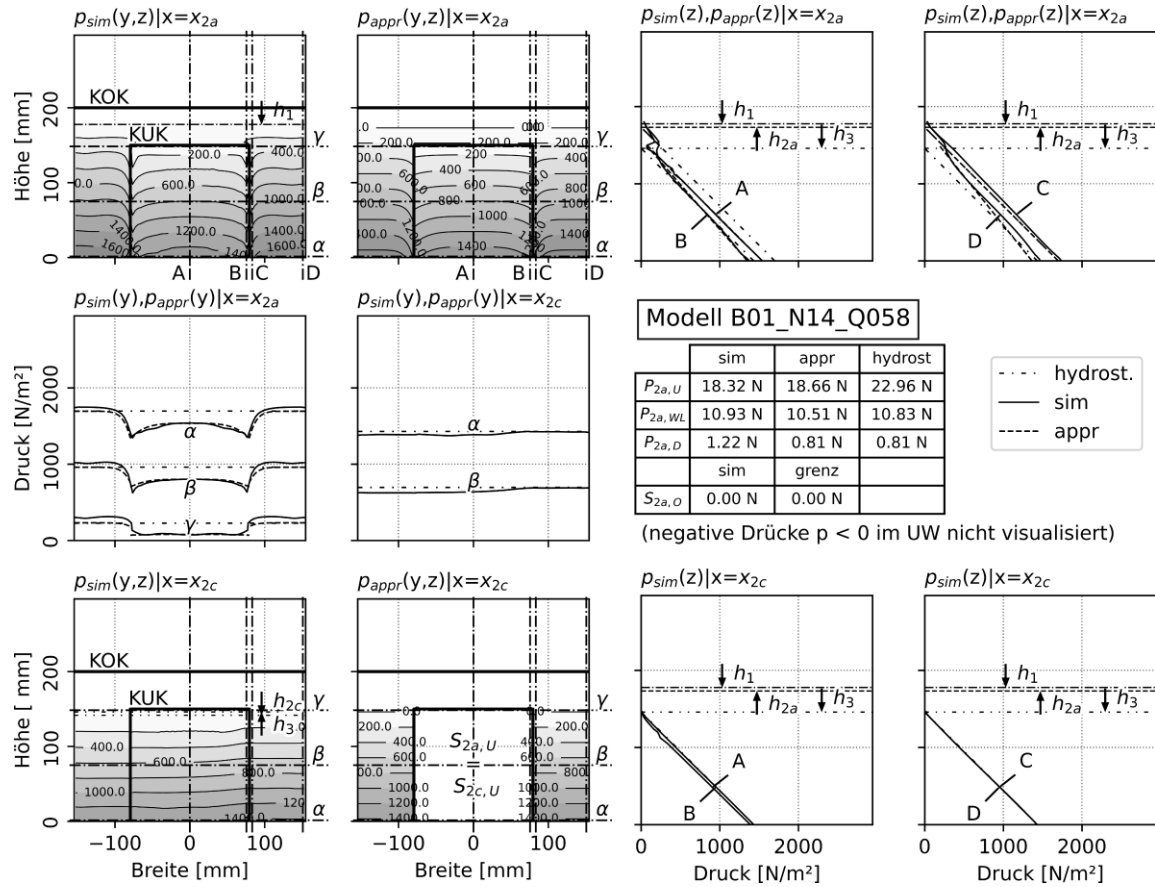
A 1.3 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N10



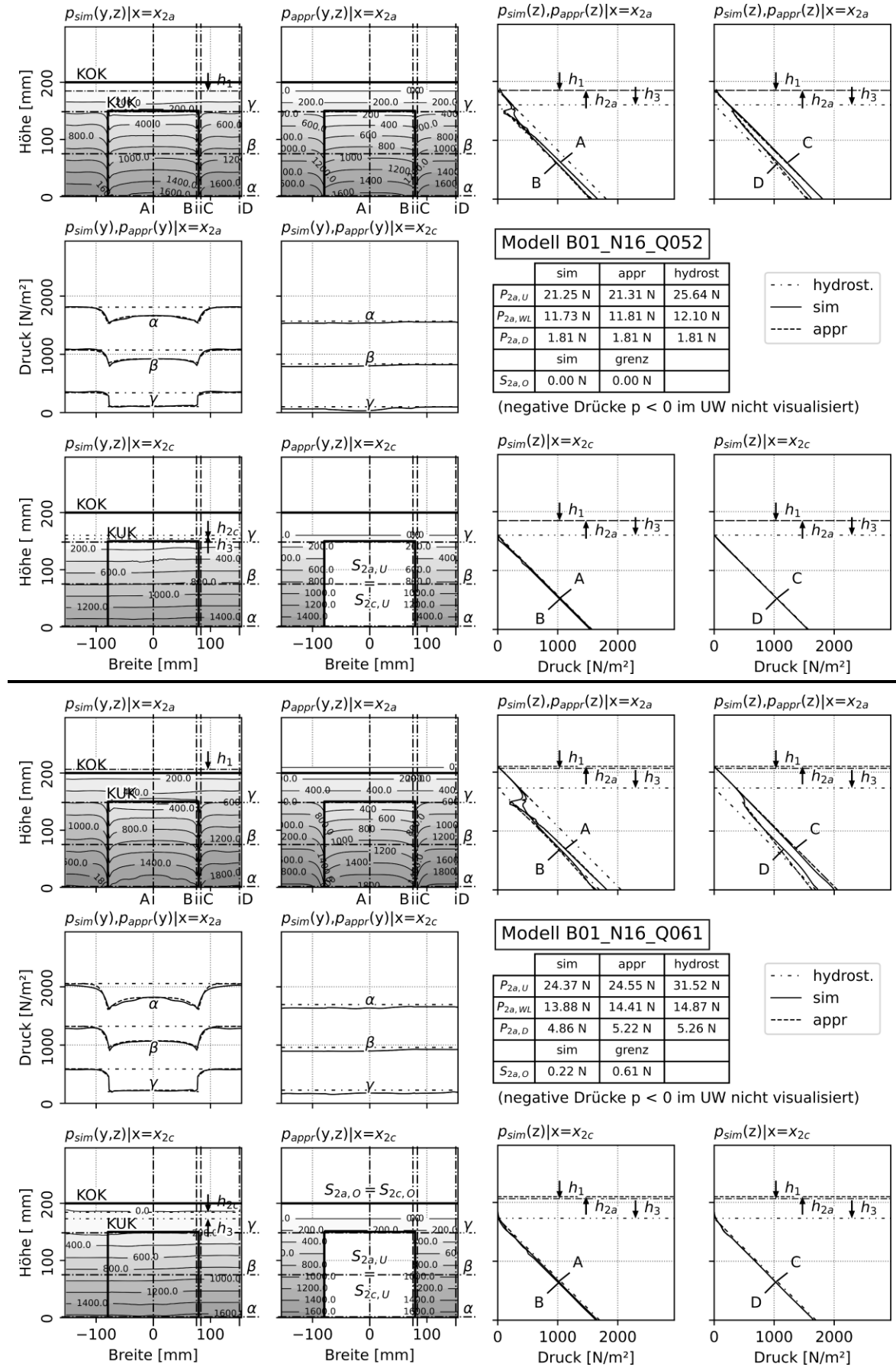
A 1.4 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N12



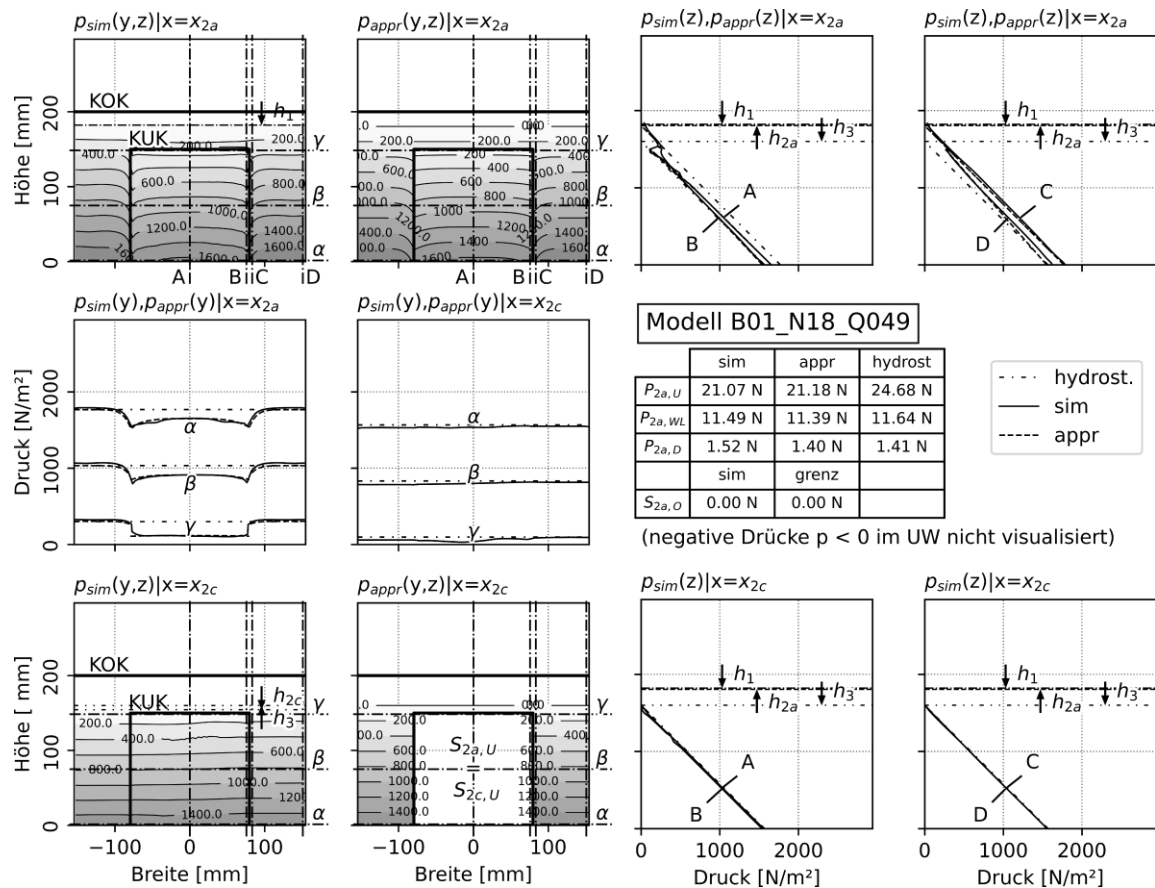
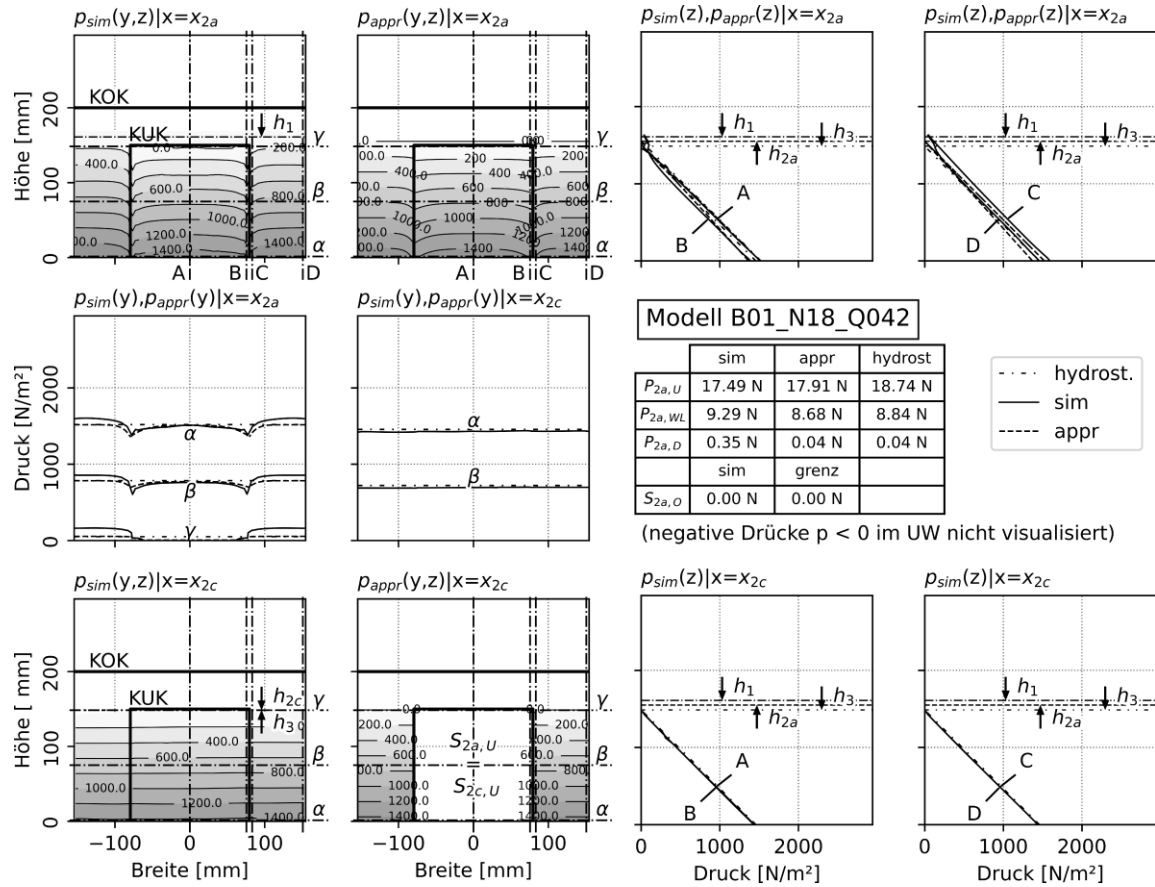
A 1.5 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N14

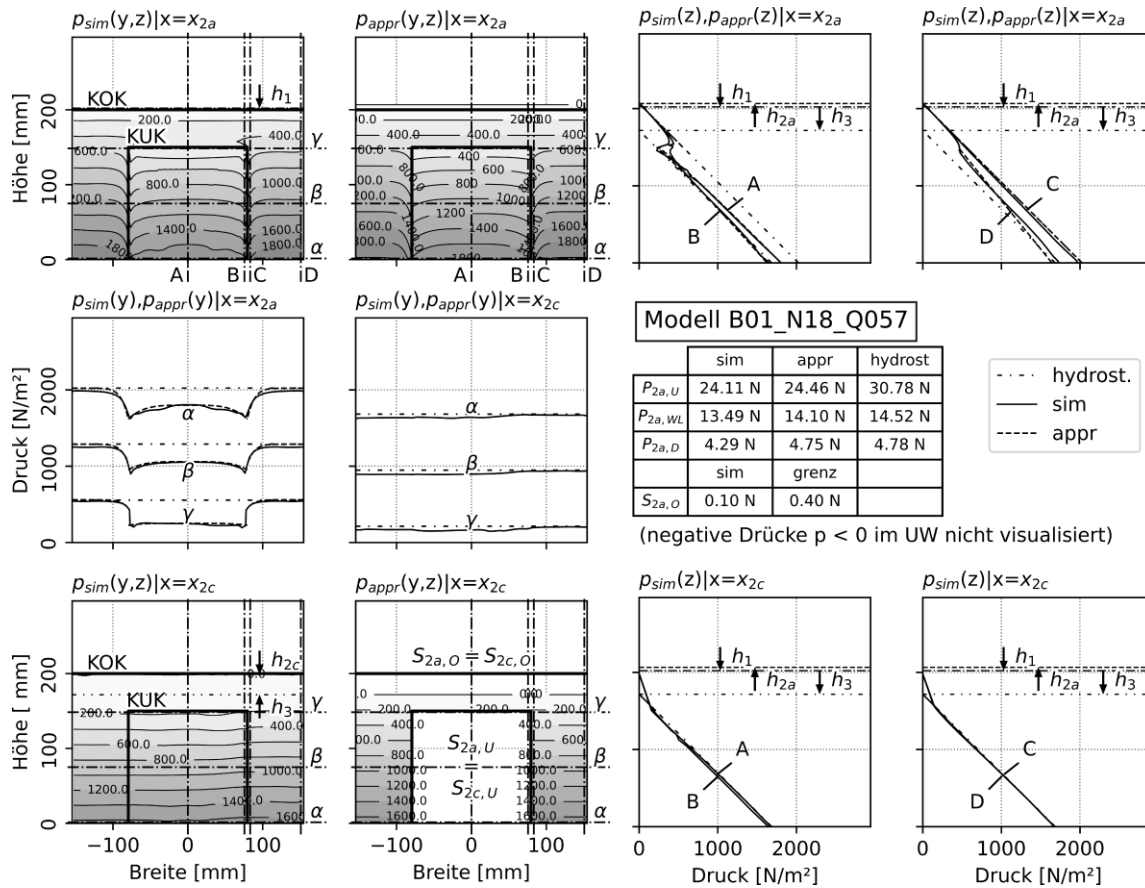


A 1.6 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N16

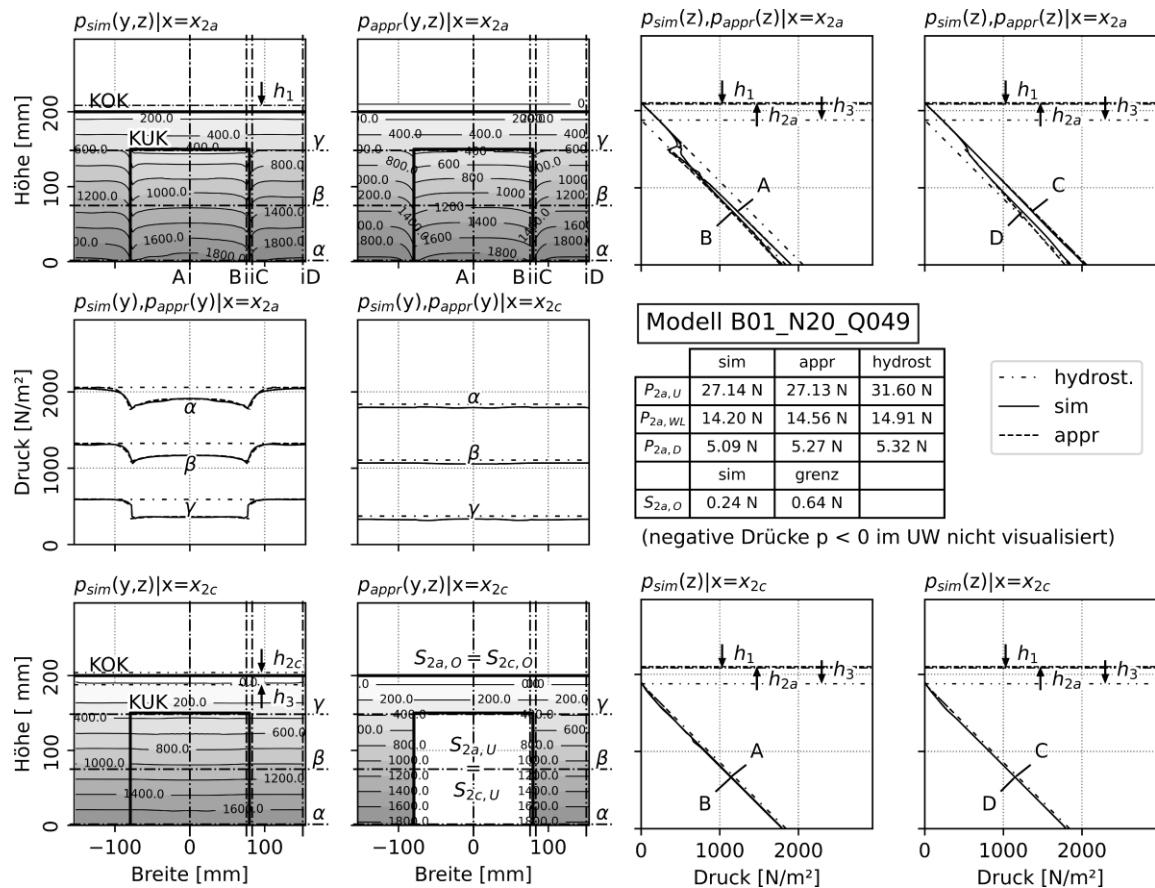
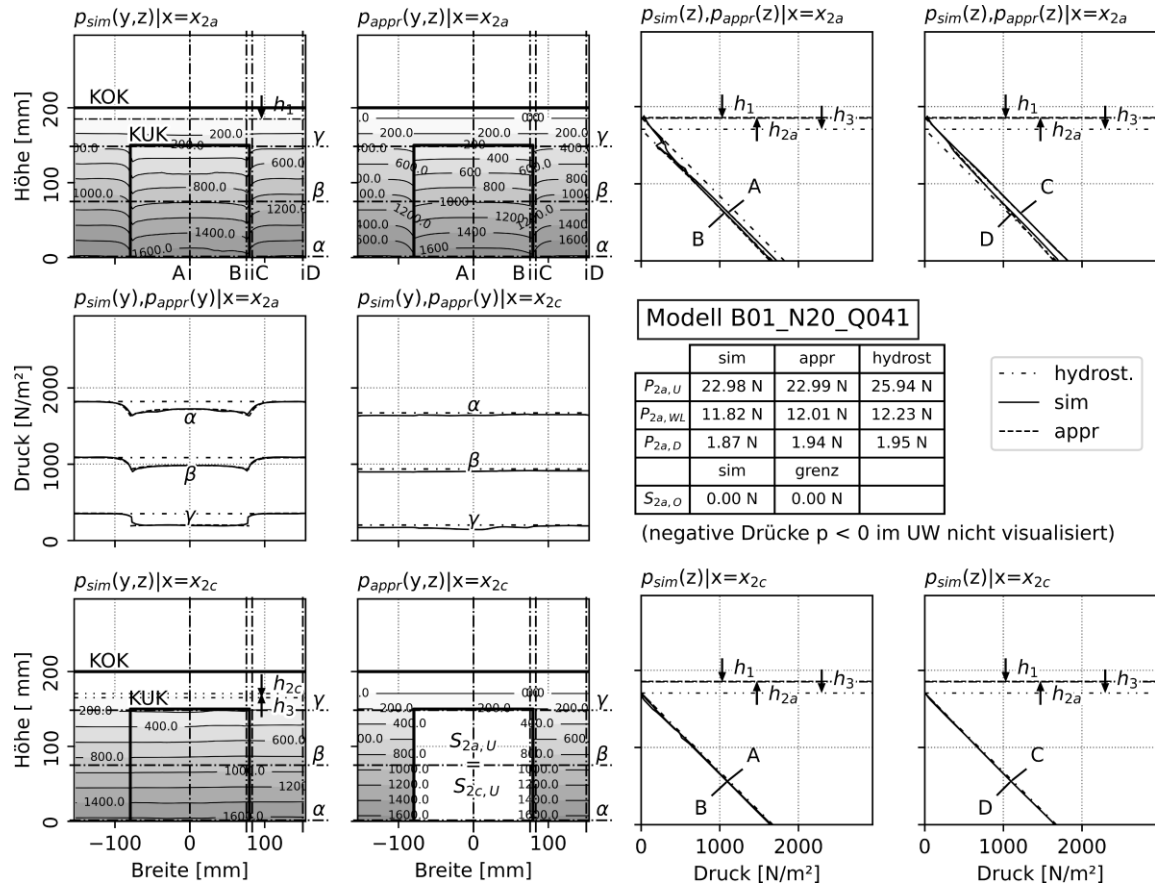


A 1.7 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N18

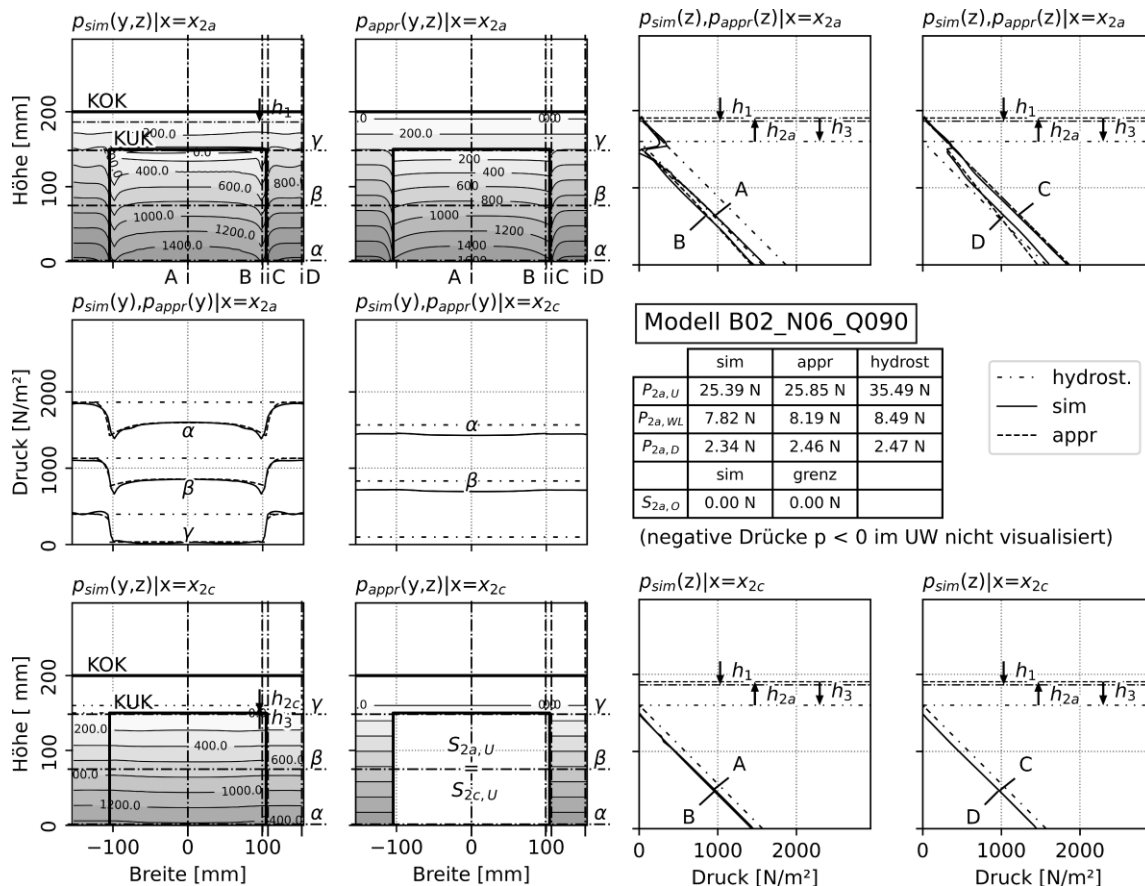
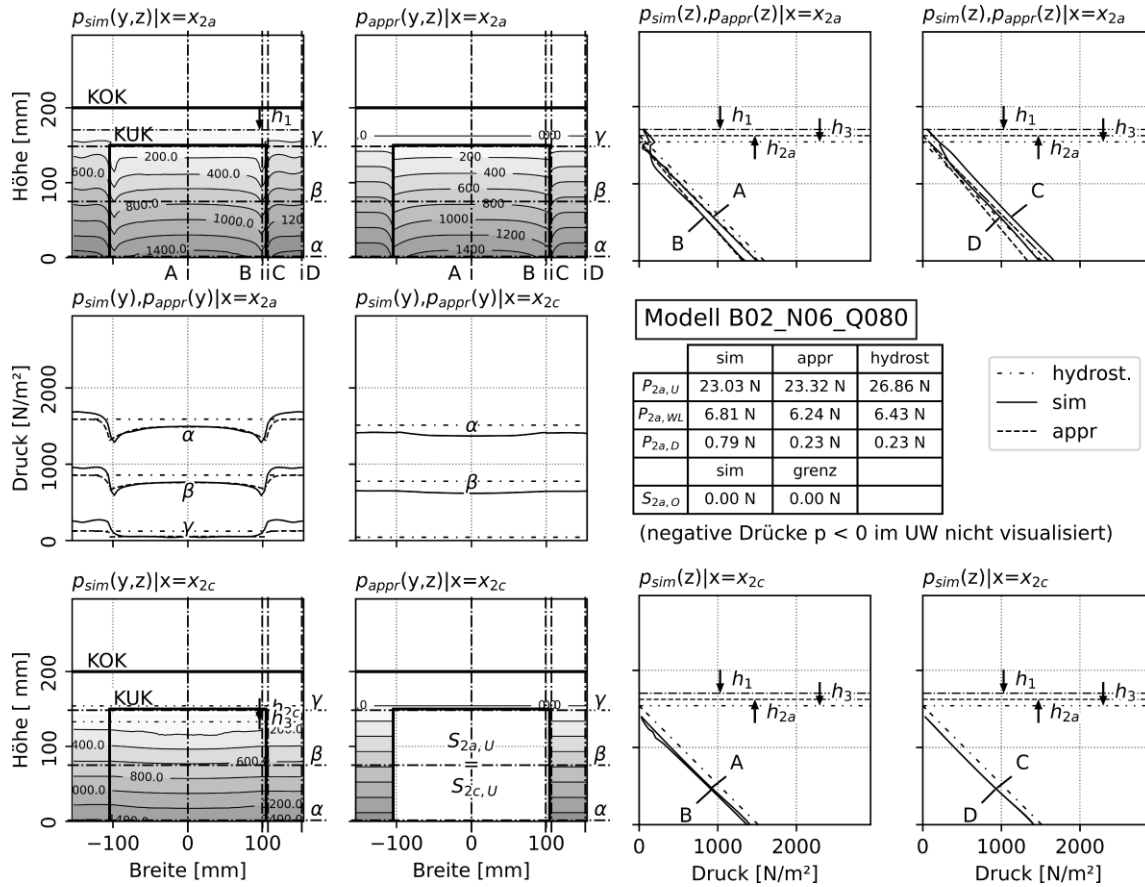




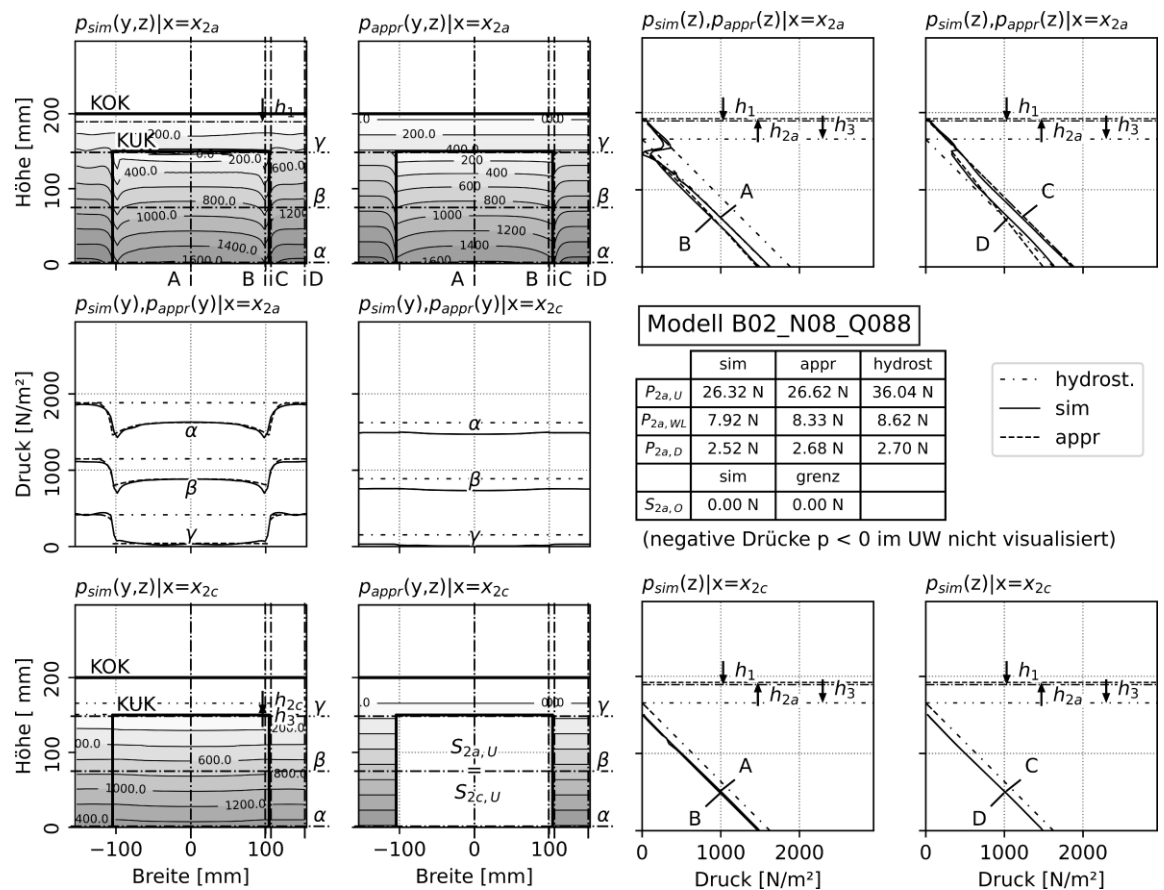
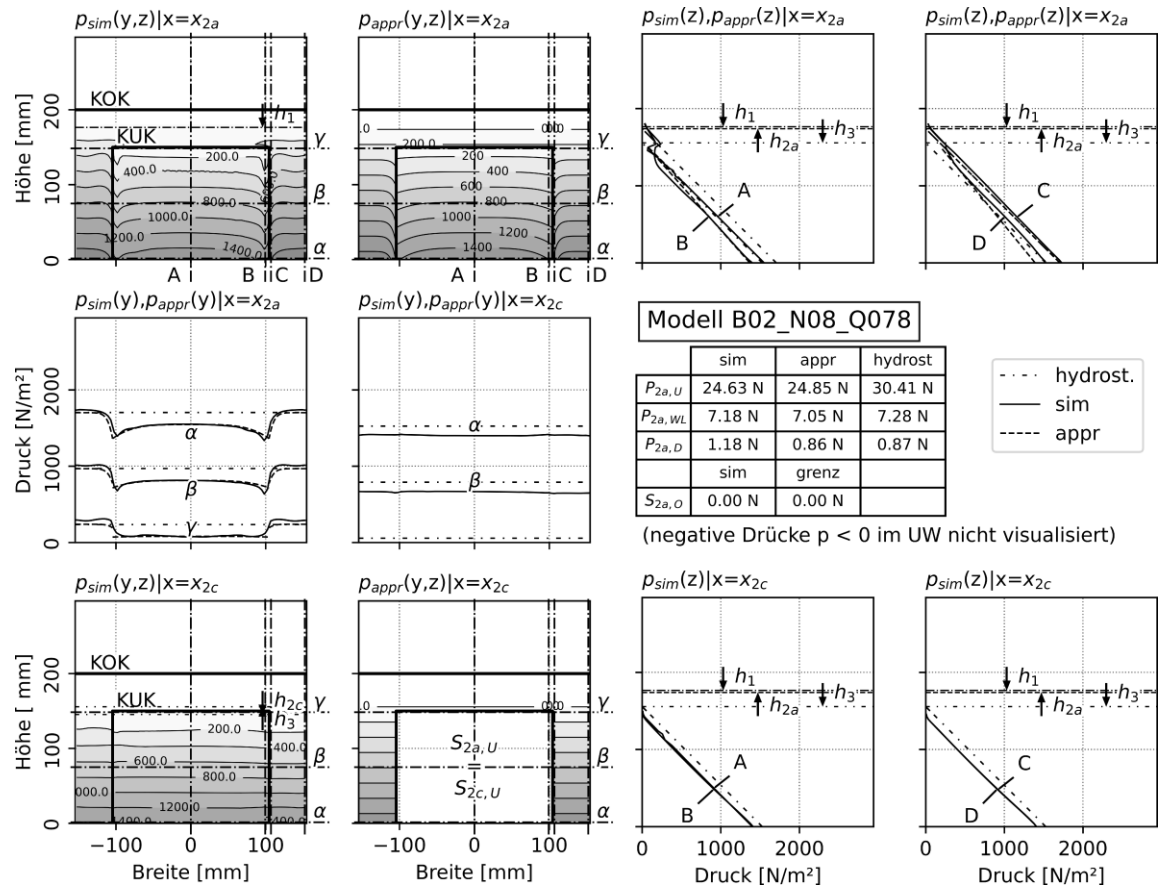
A 1.8 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N20



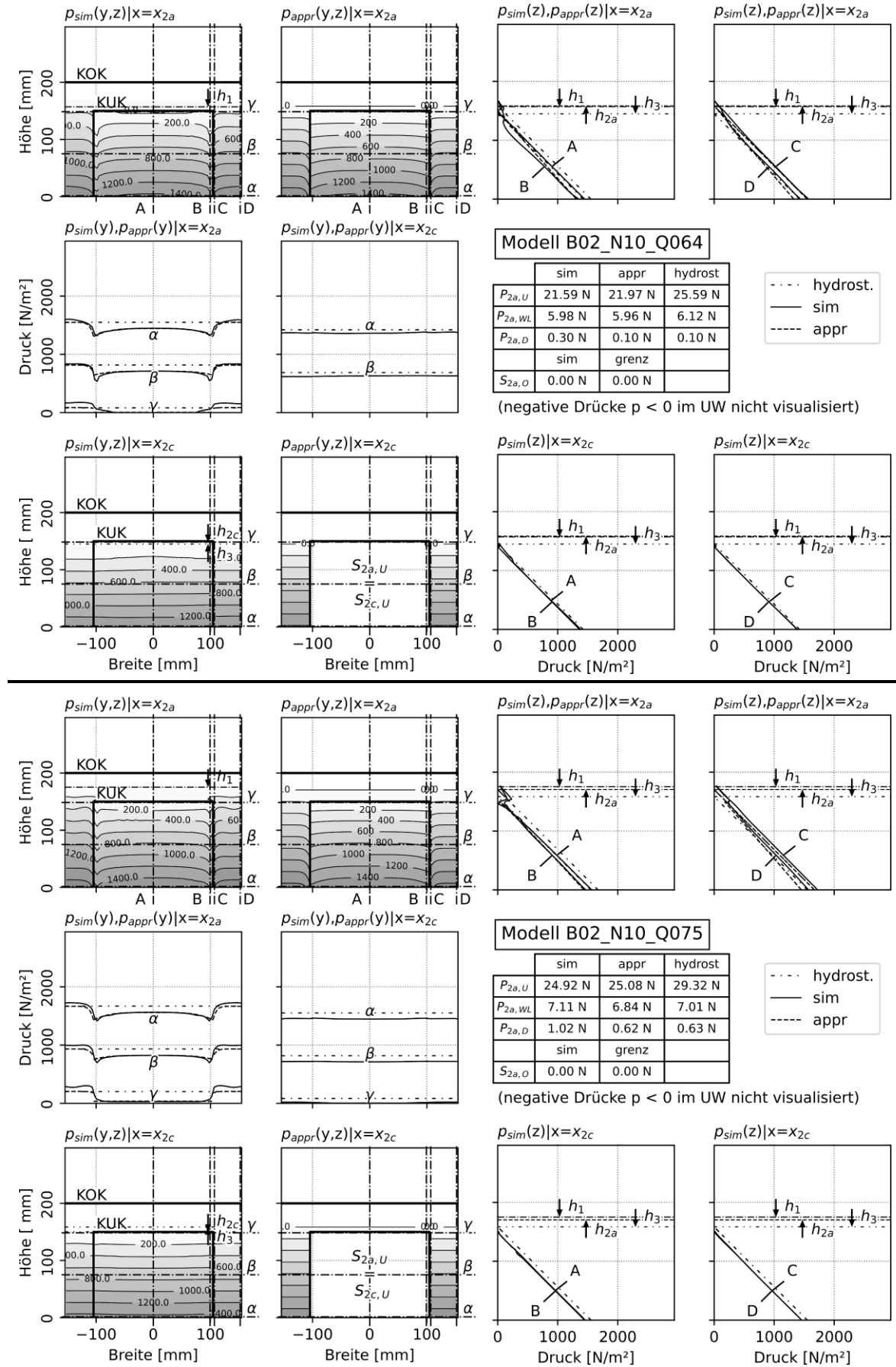
A 1.9 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N06

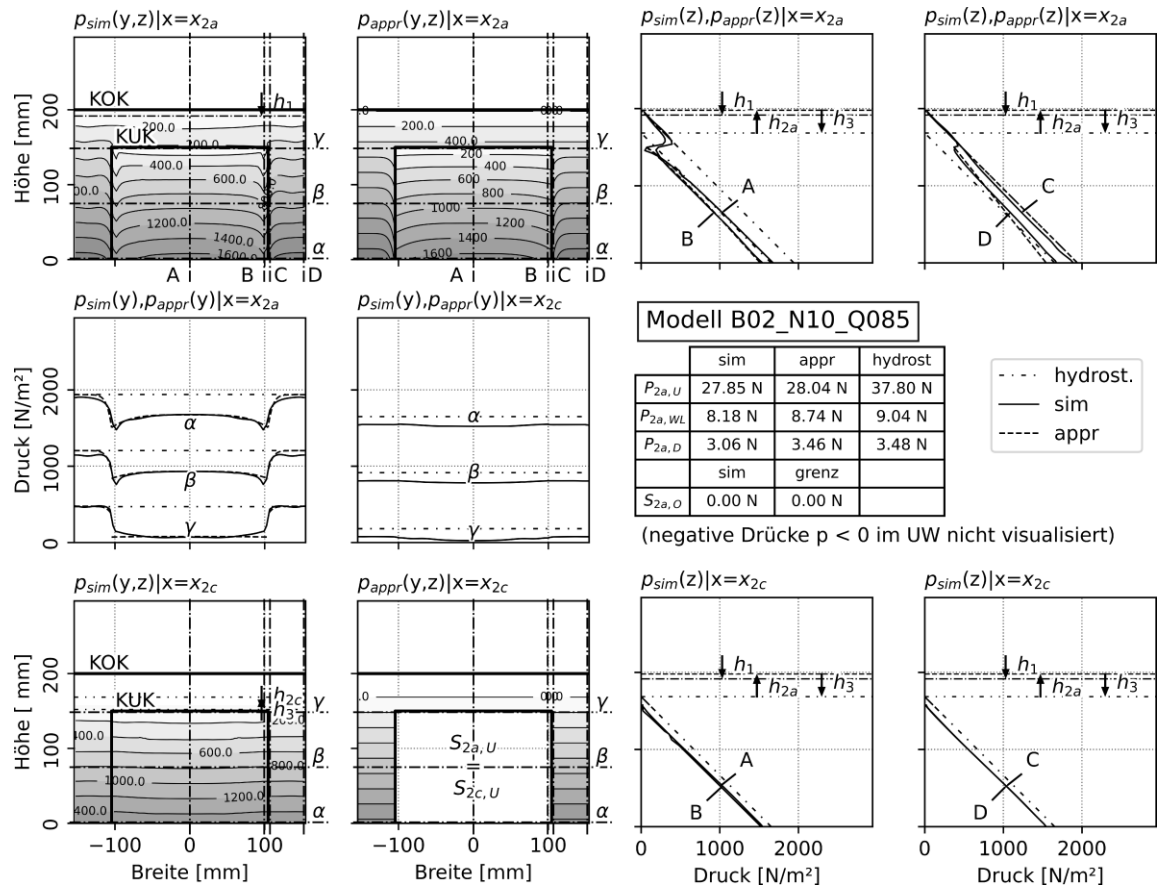


A 1.10 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N08

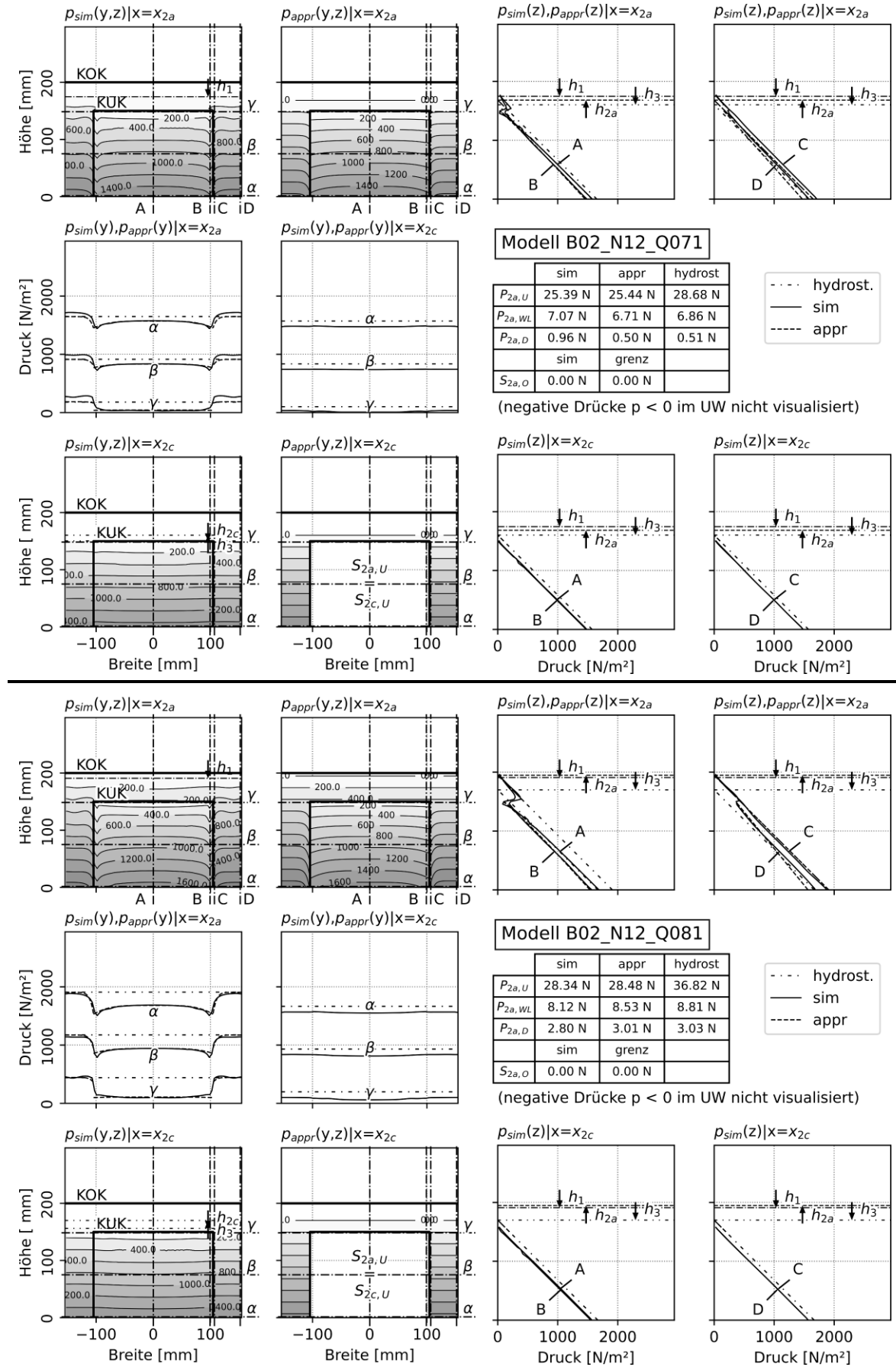


A 1.11 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N10

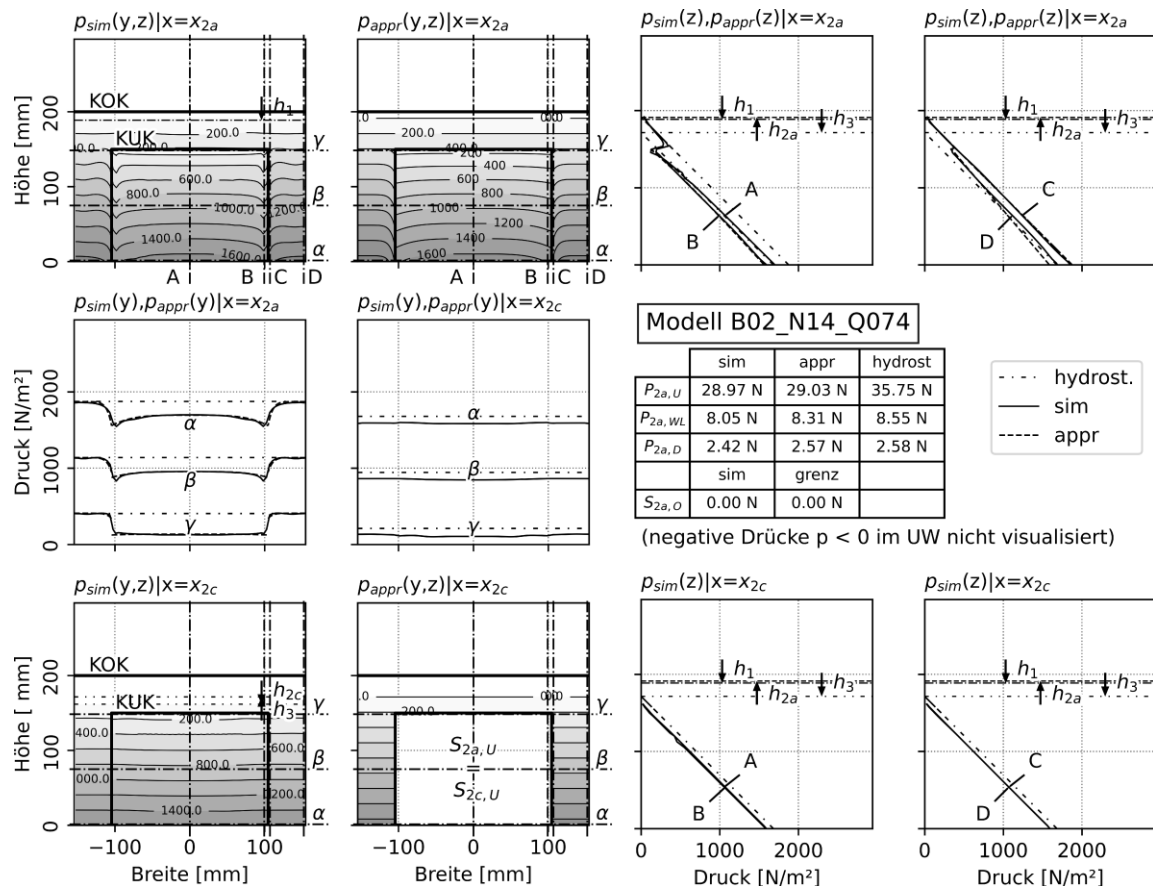
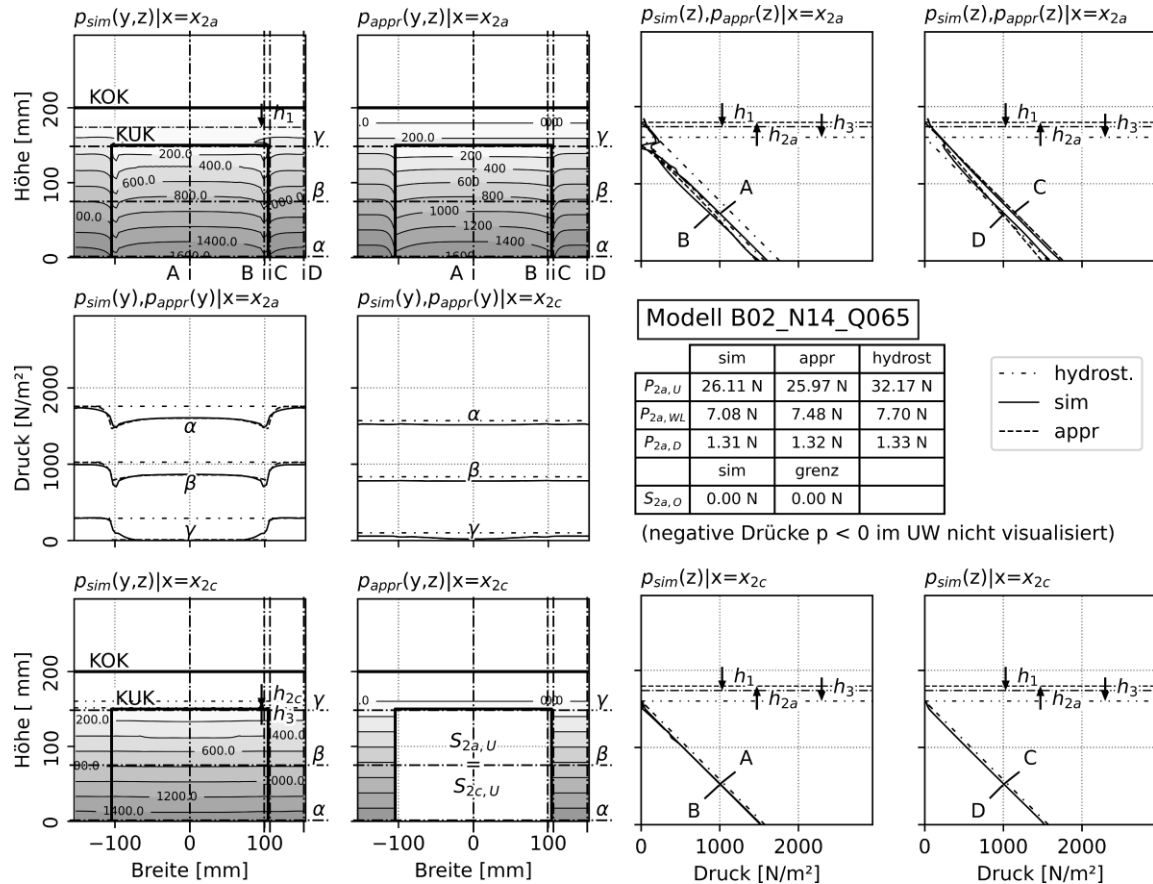




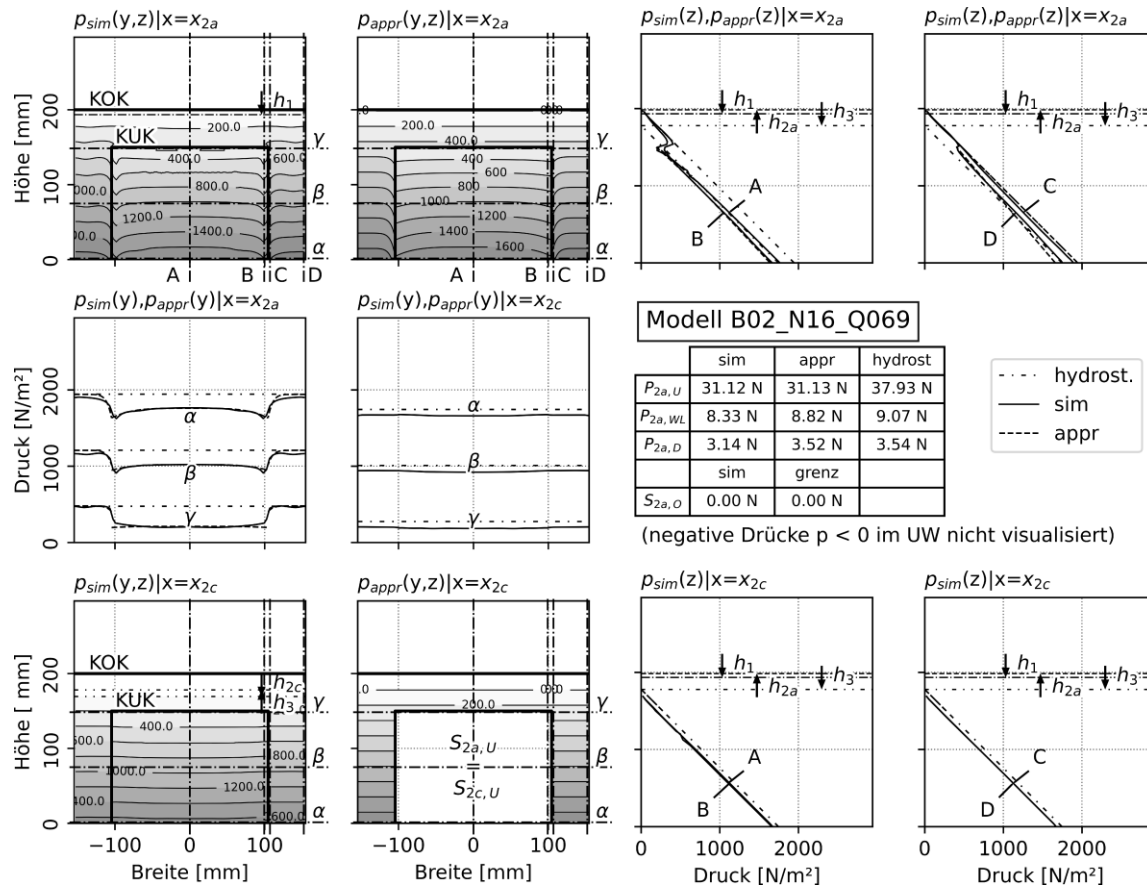
A 1.12 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N12



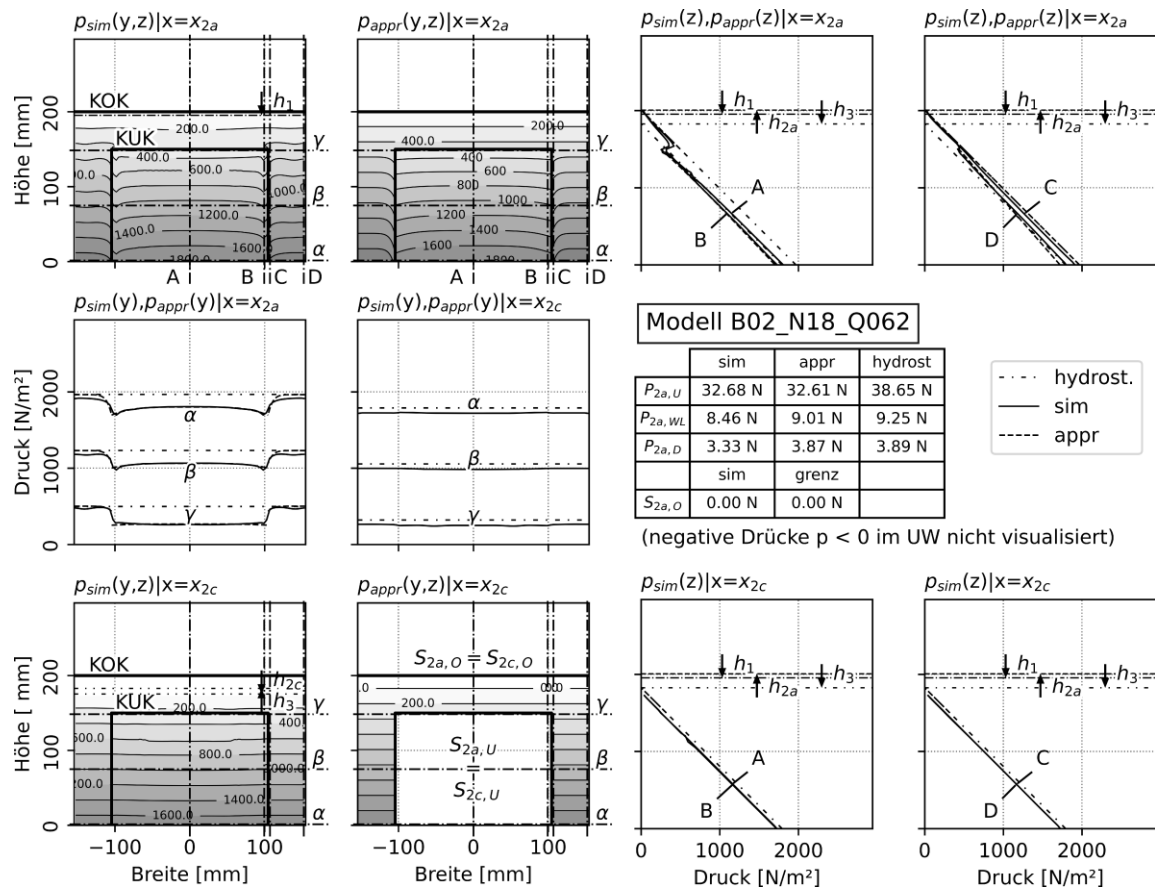
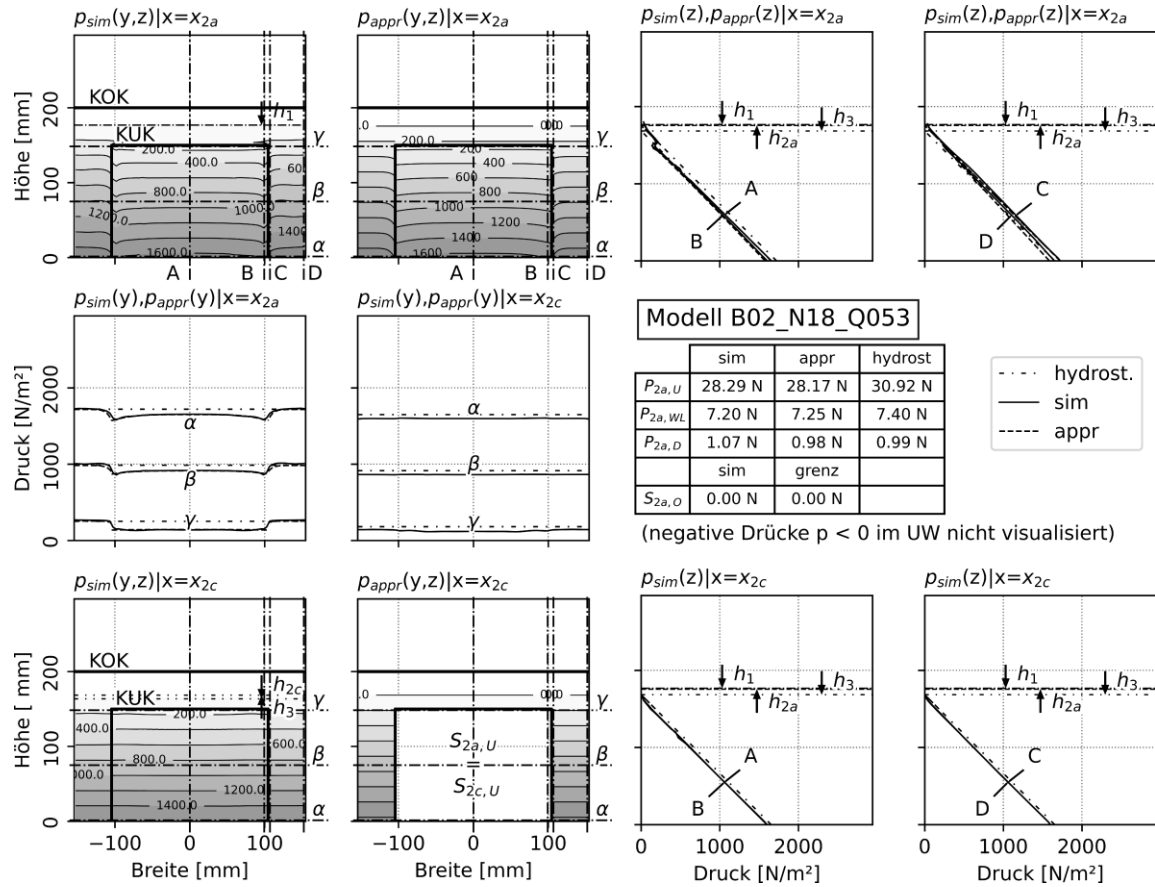
A 1.13 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N14



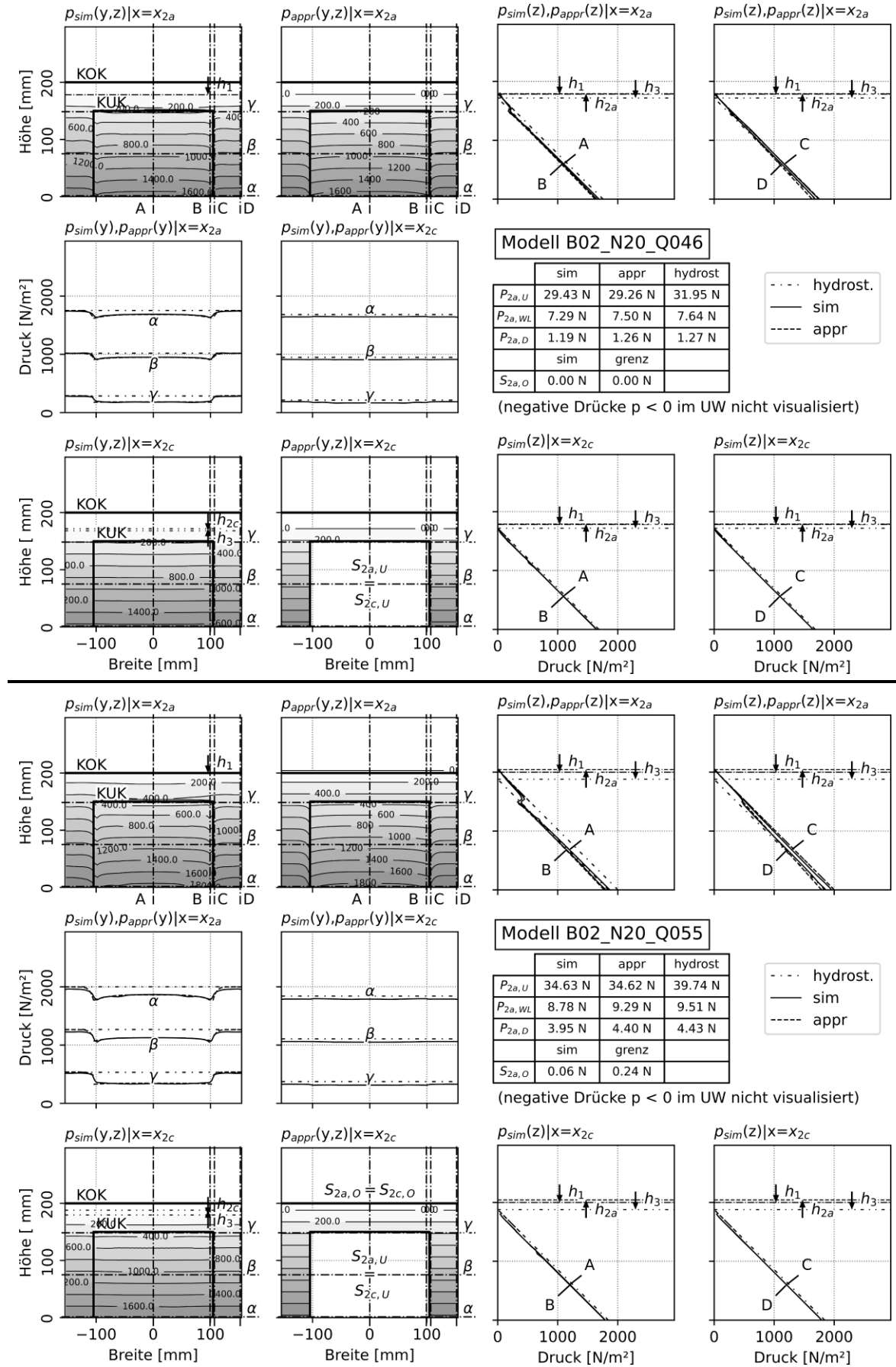
A 1.14 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N16



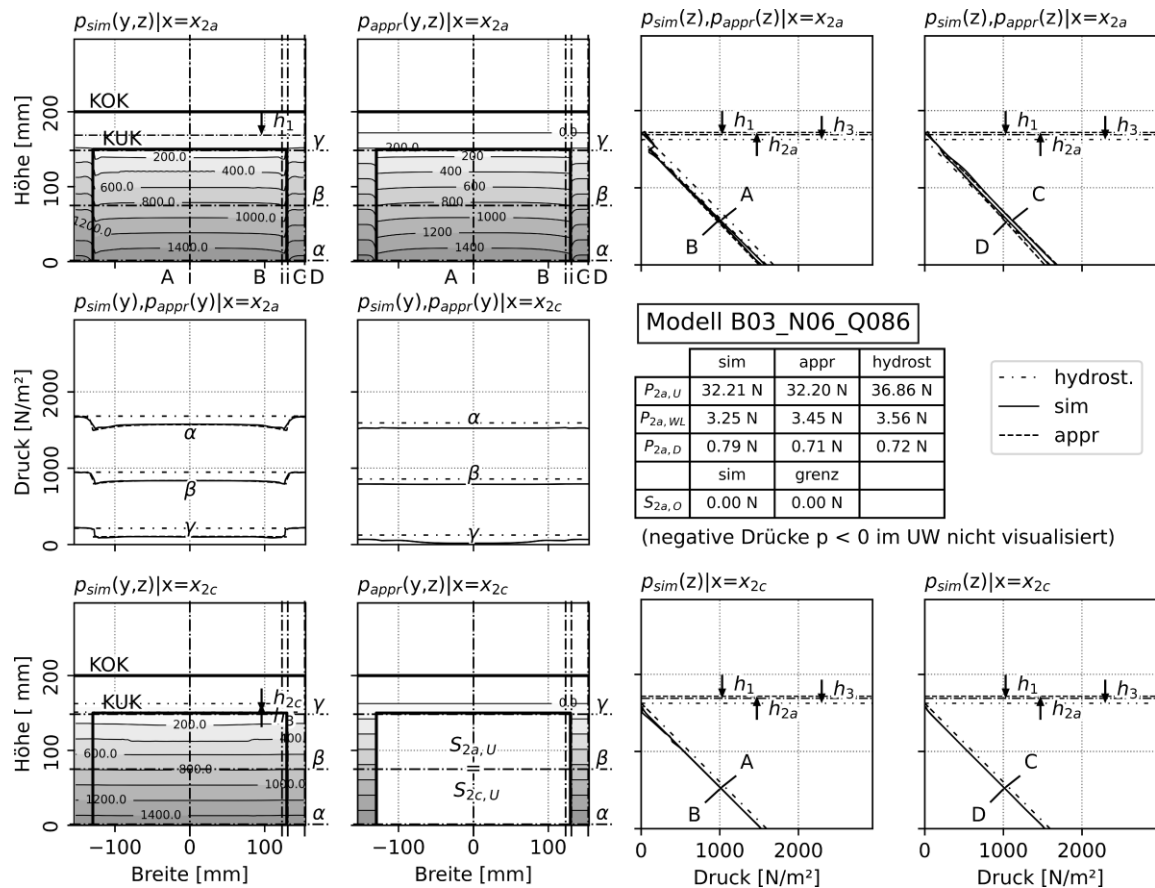
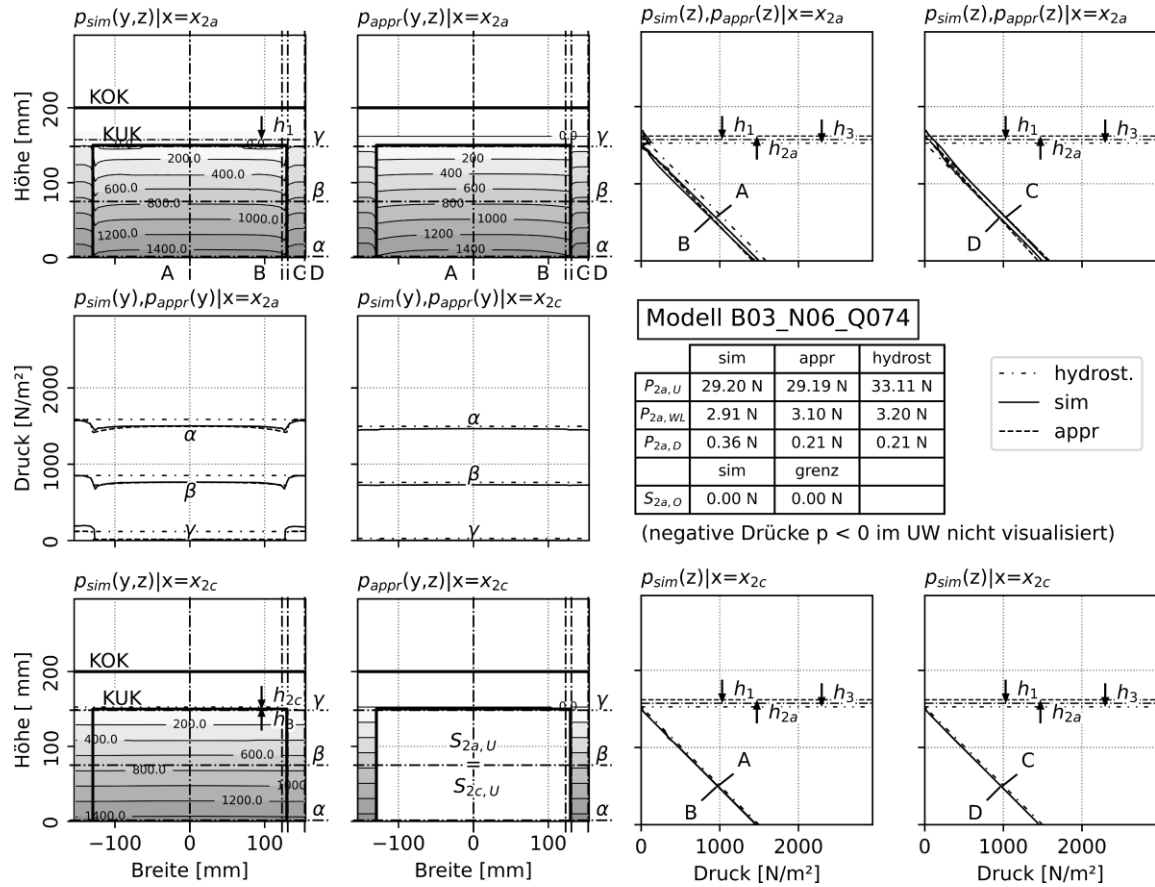
A 1.15 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N18

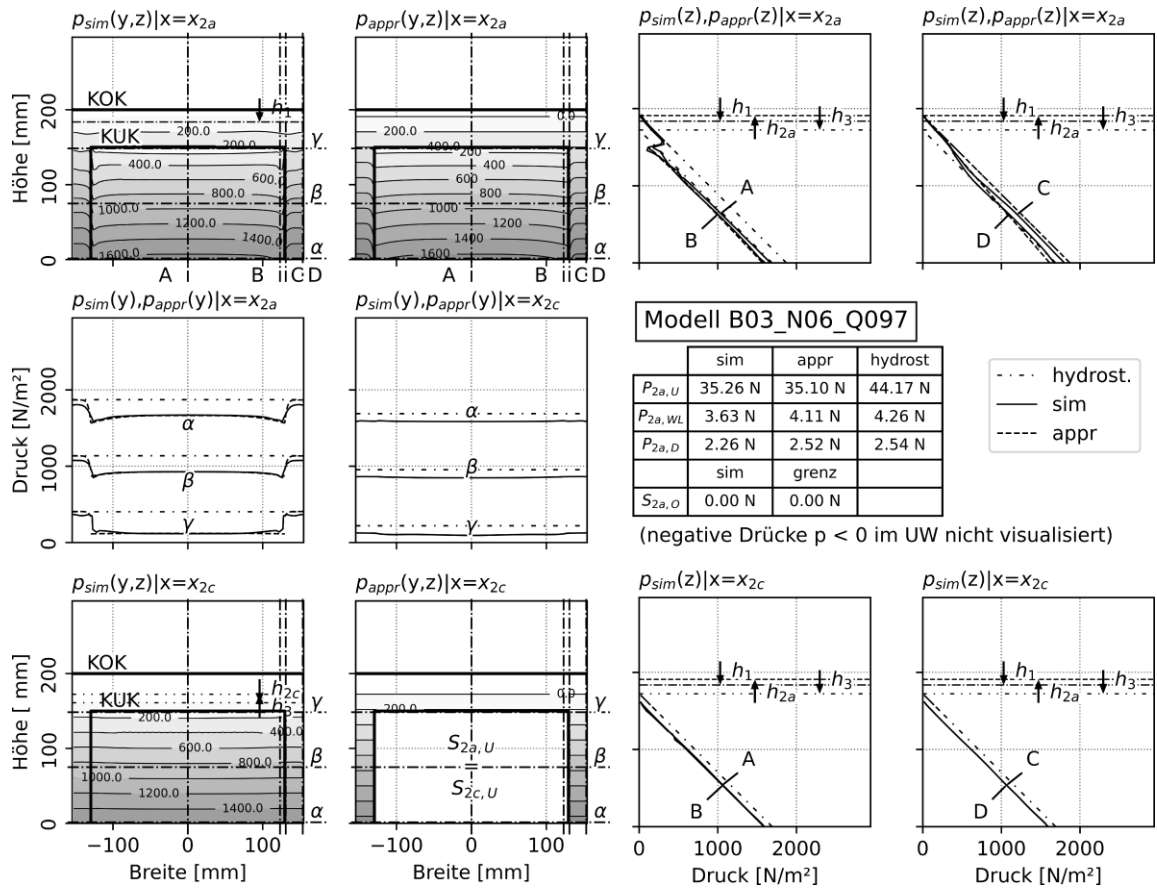


A 1.16 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N20

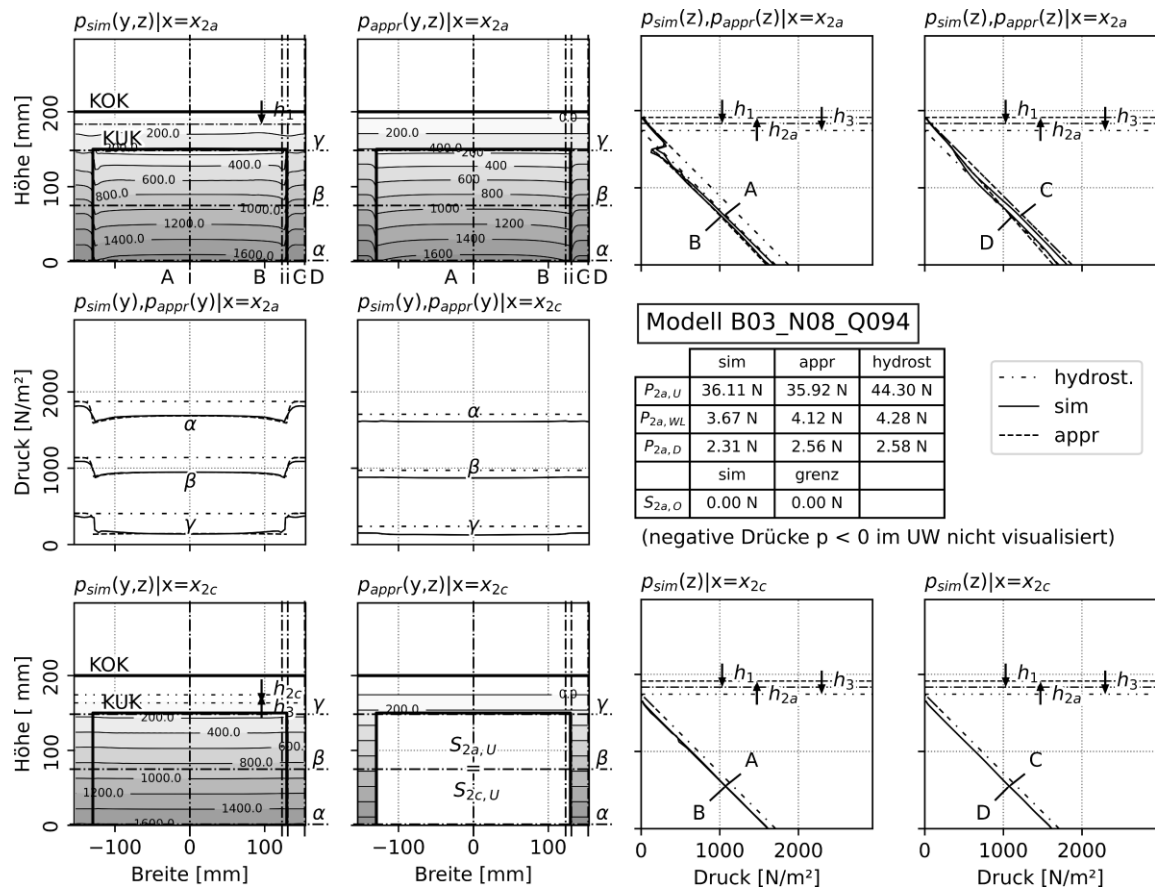
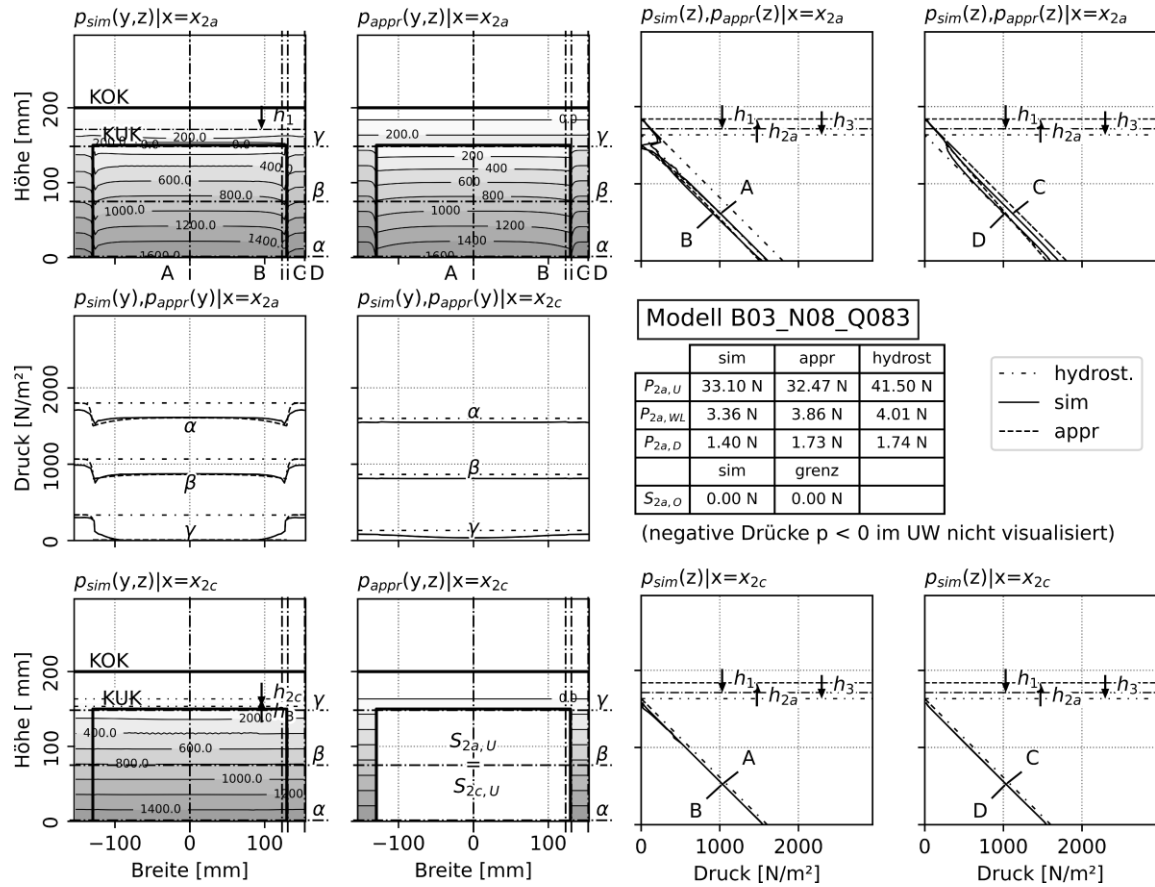


A 1.17 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N06

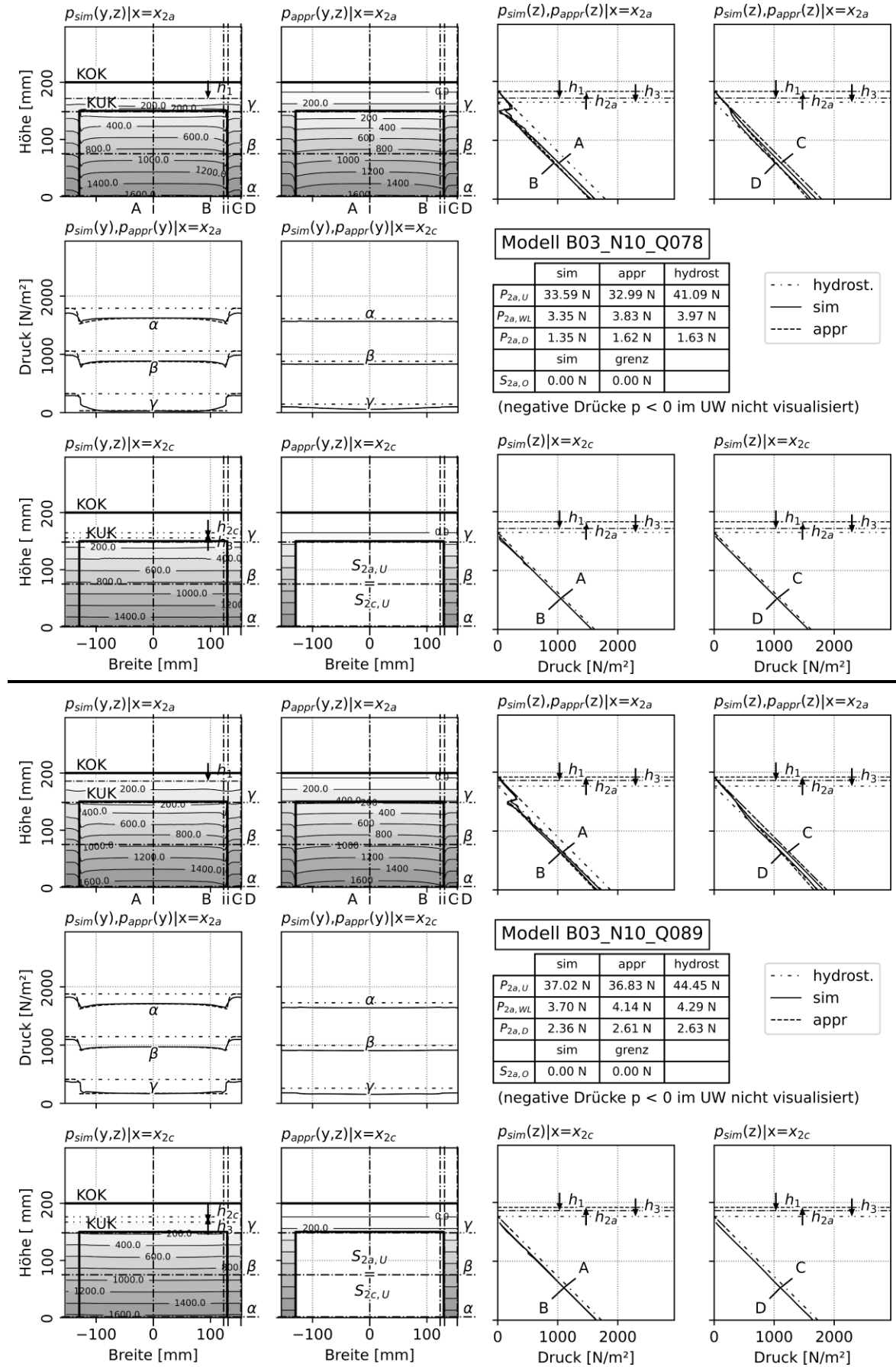




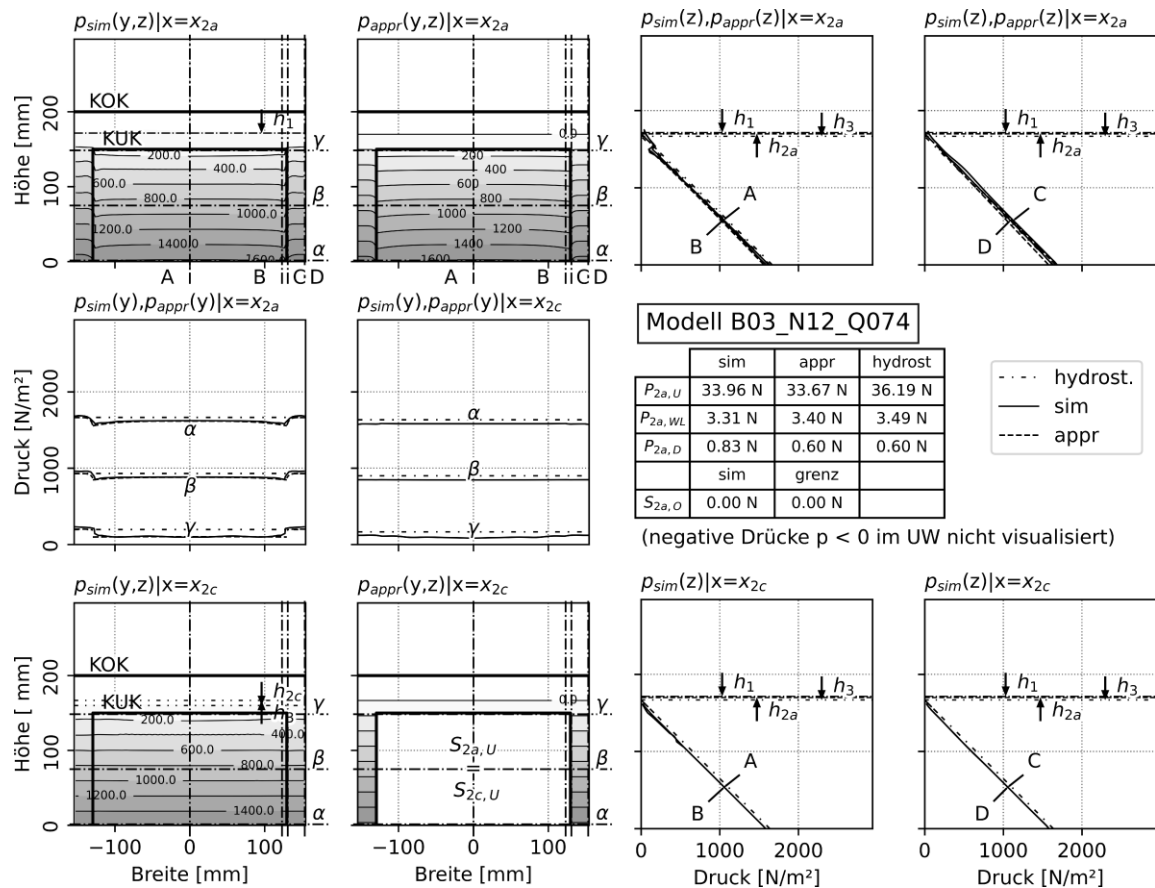
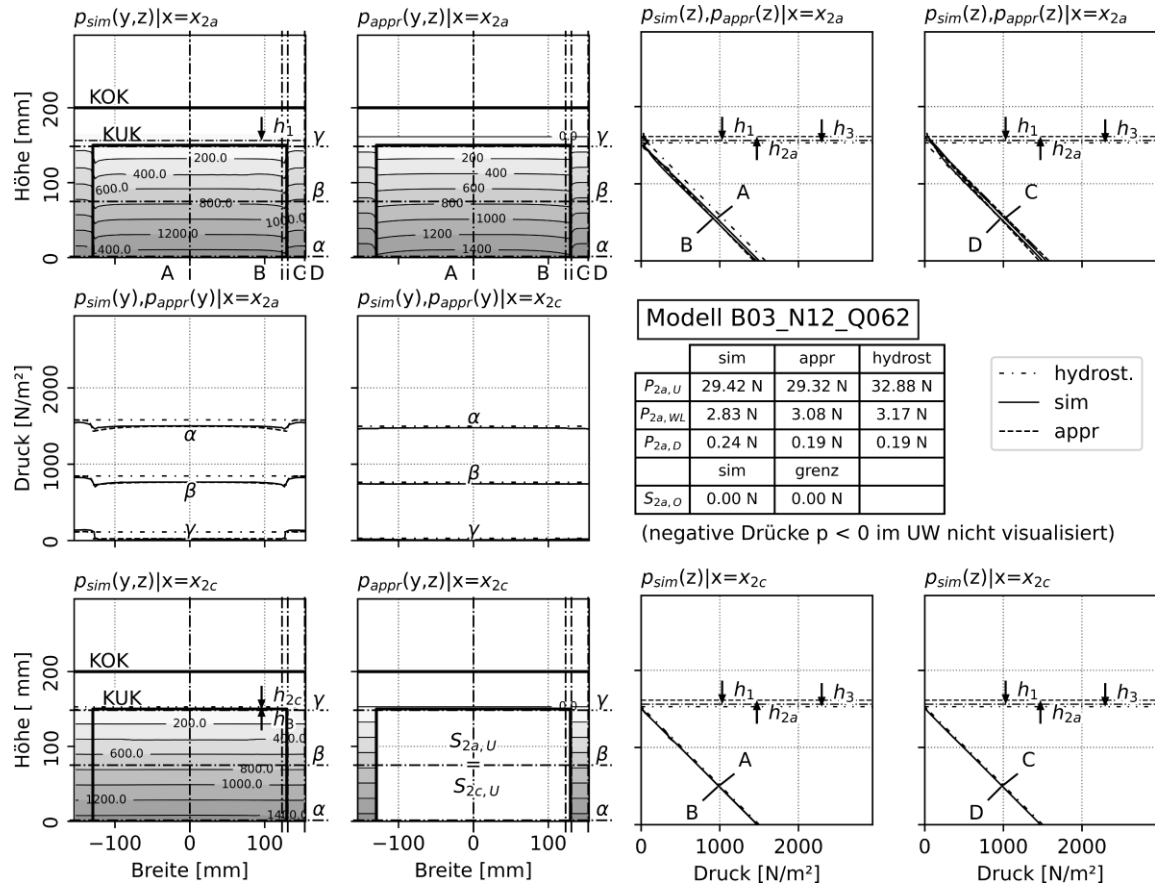
A 1.18 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N08

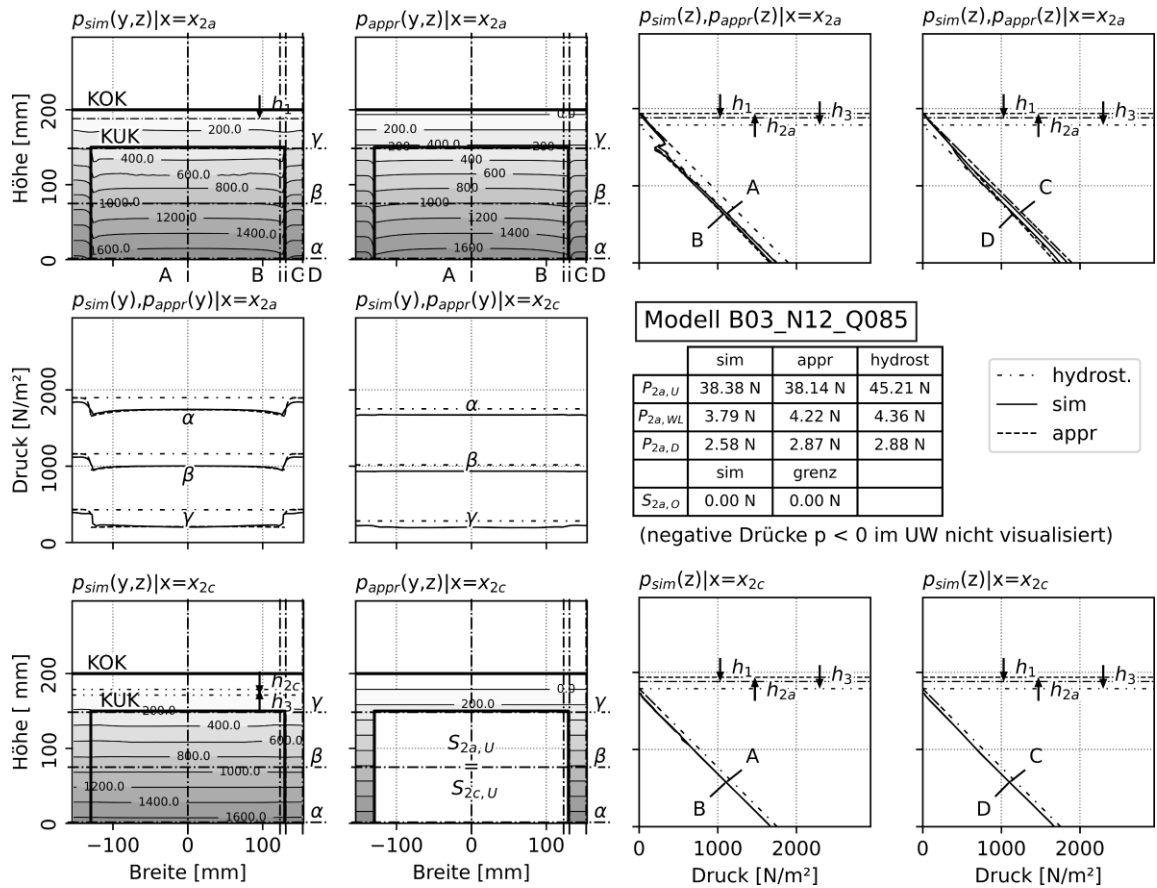


A 1.19 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N10

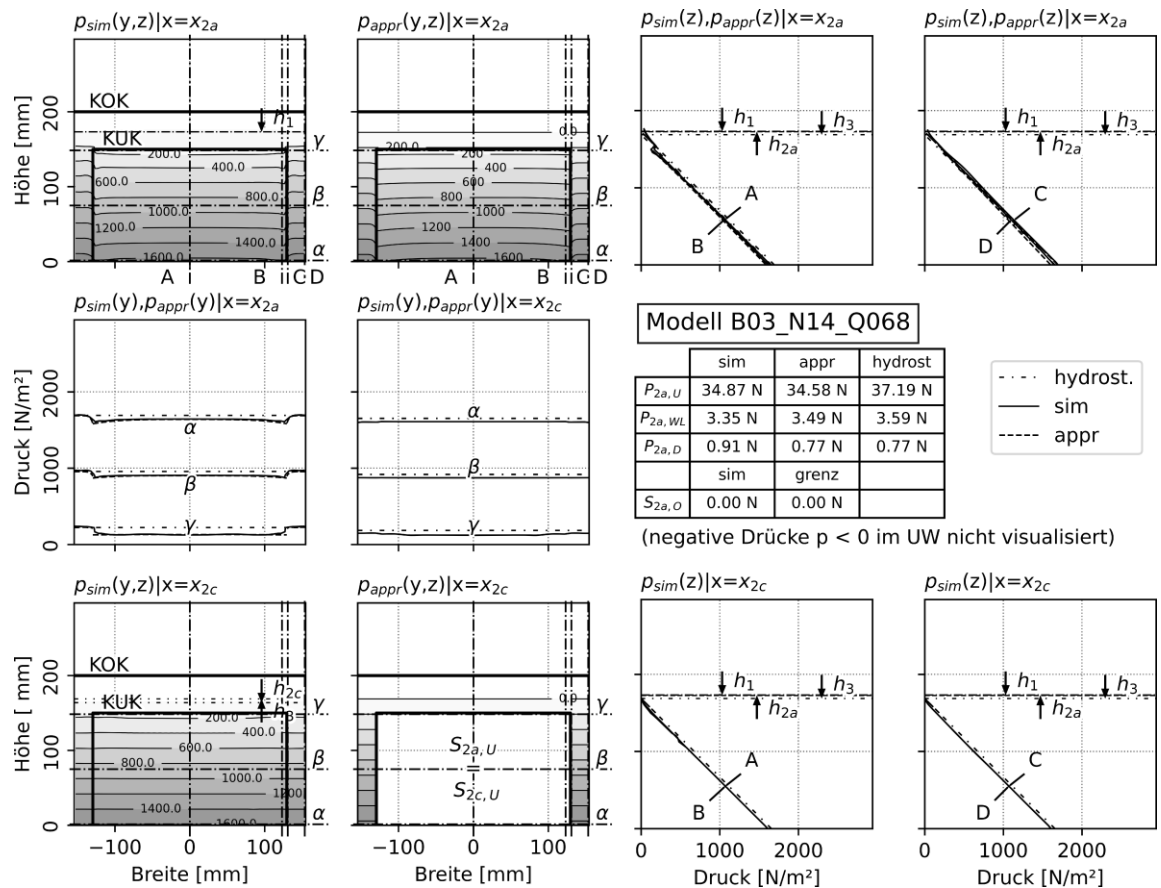
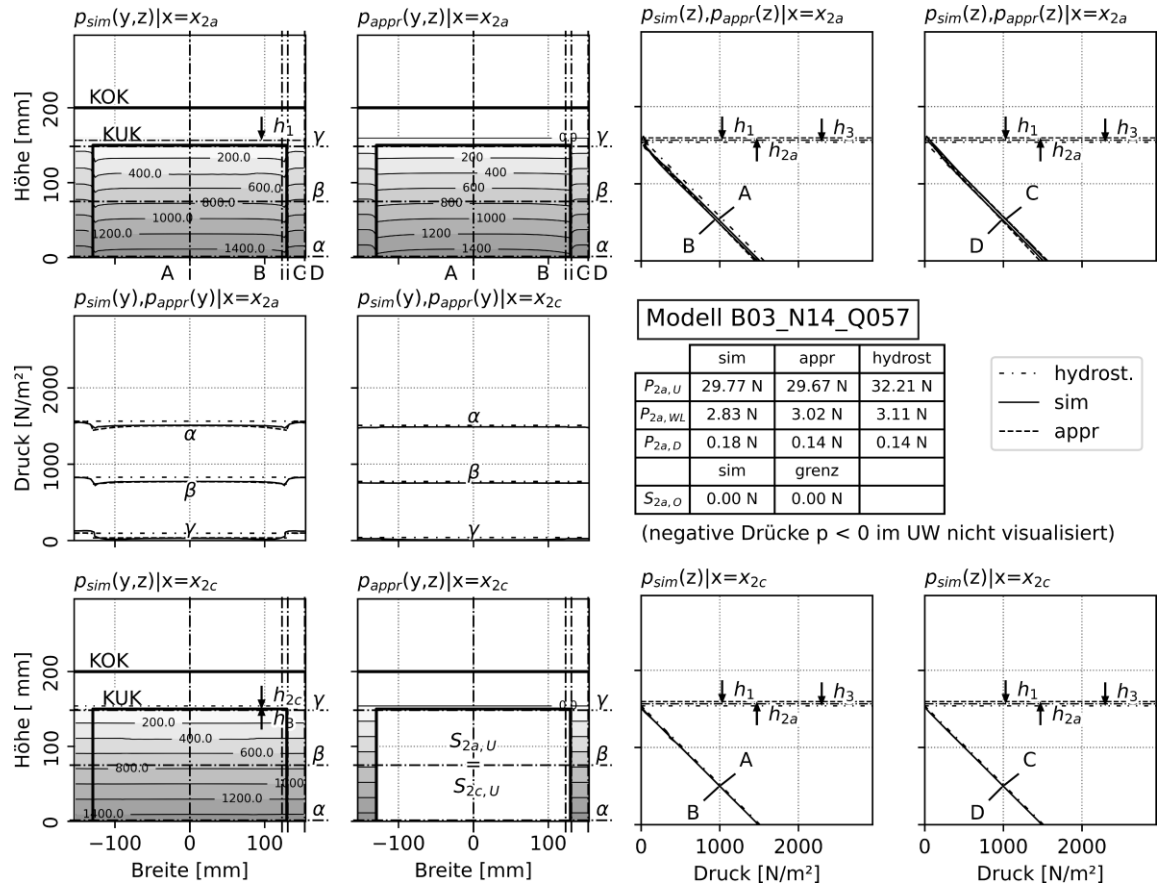


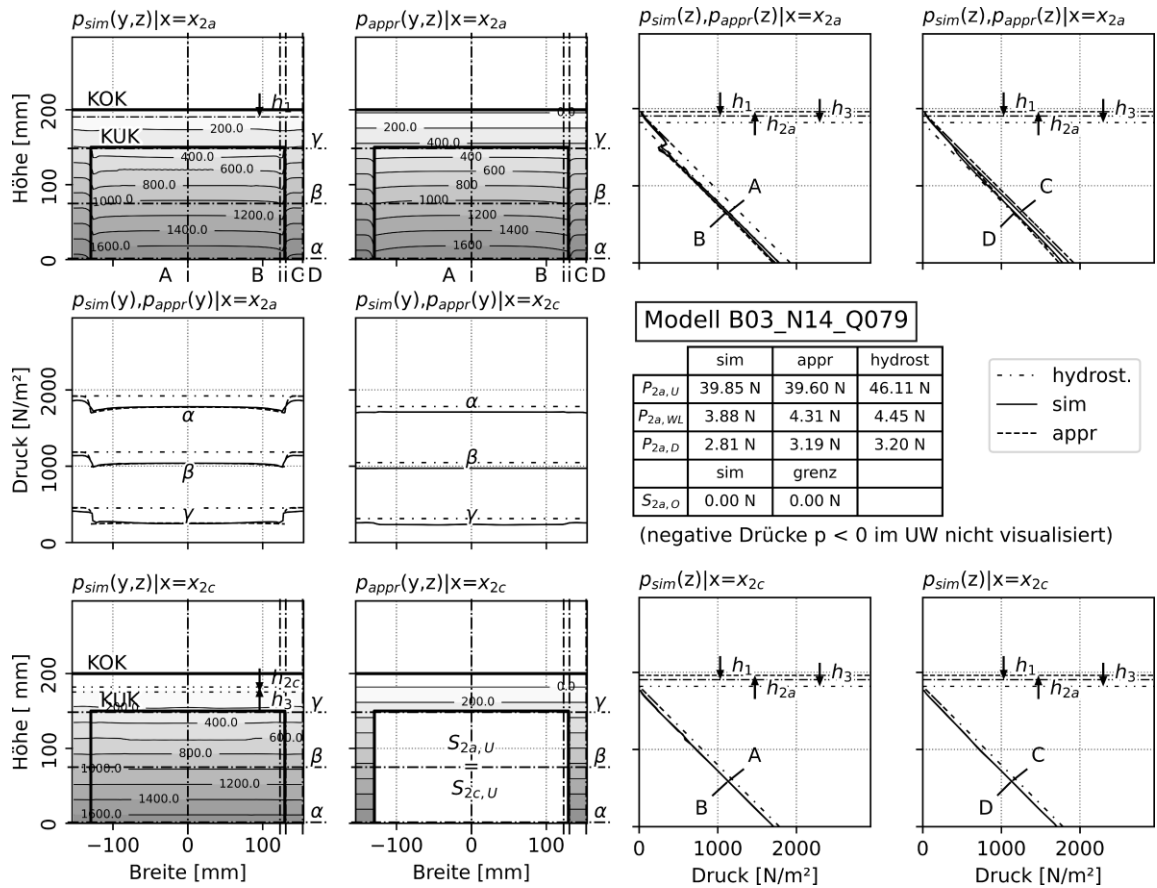
A 1.20 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N12



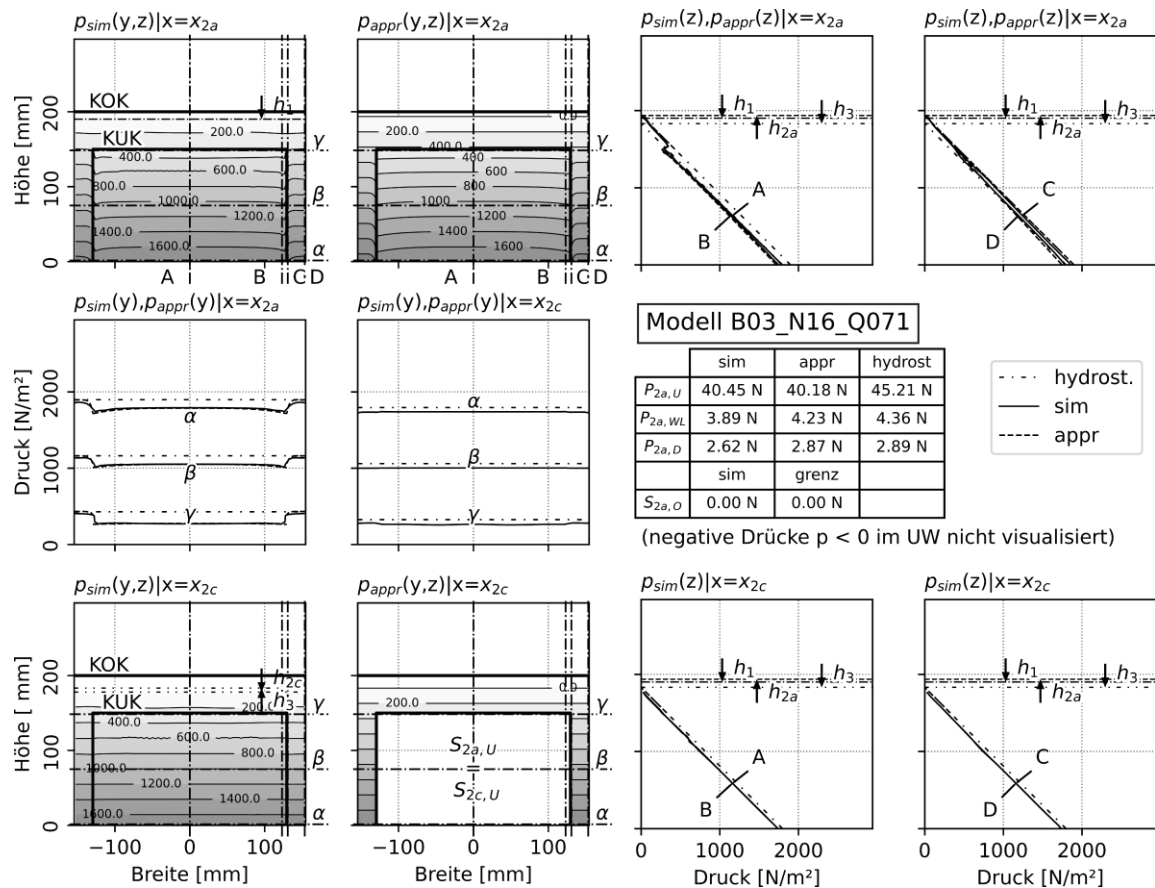
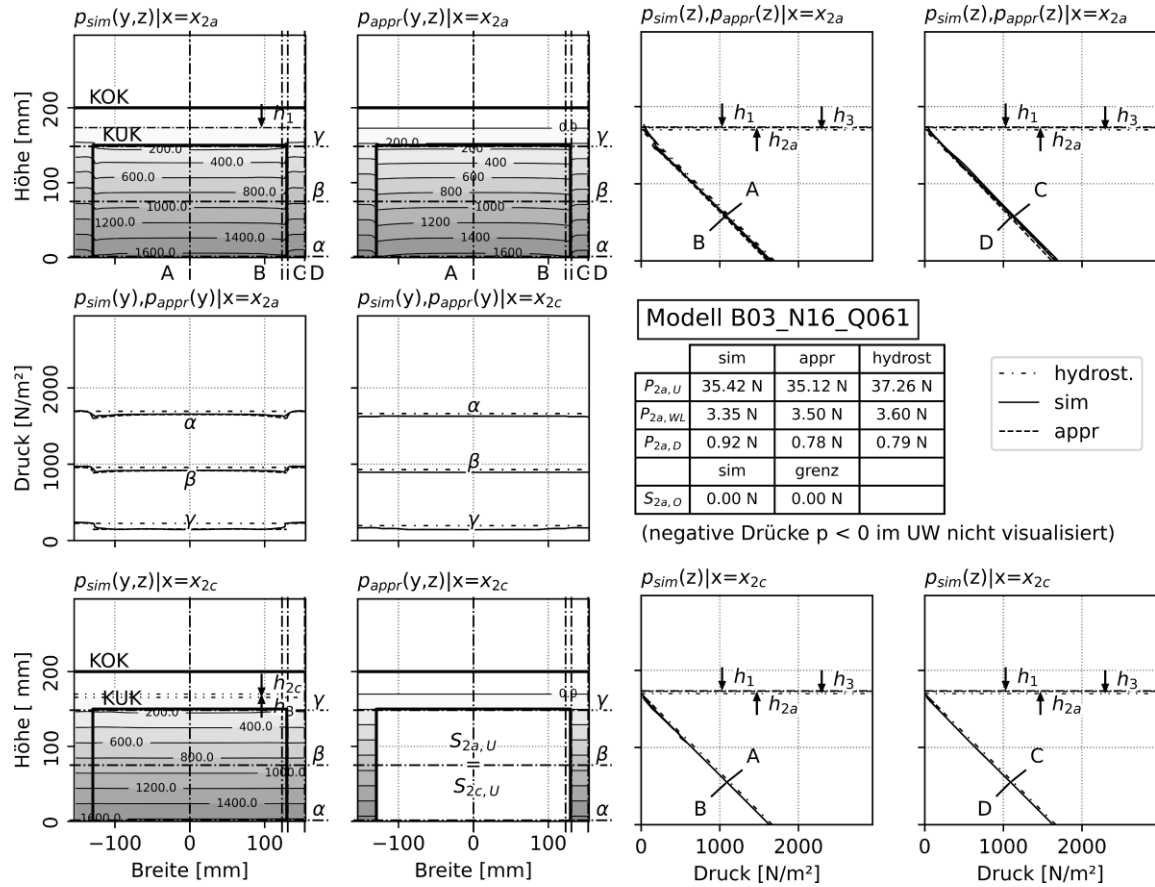


A 1.21 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N14

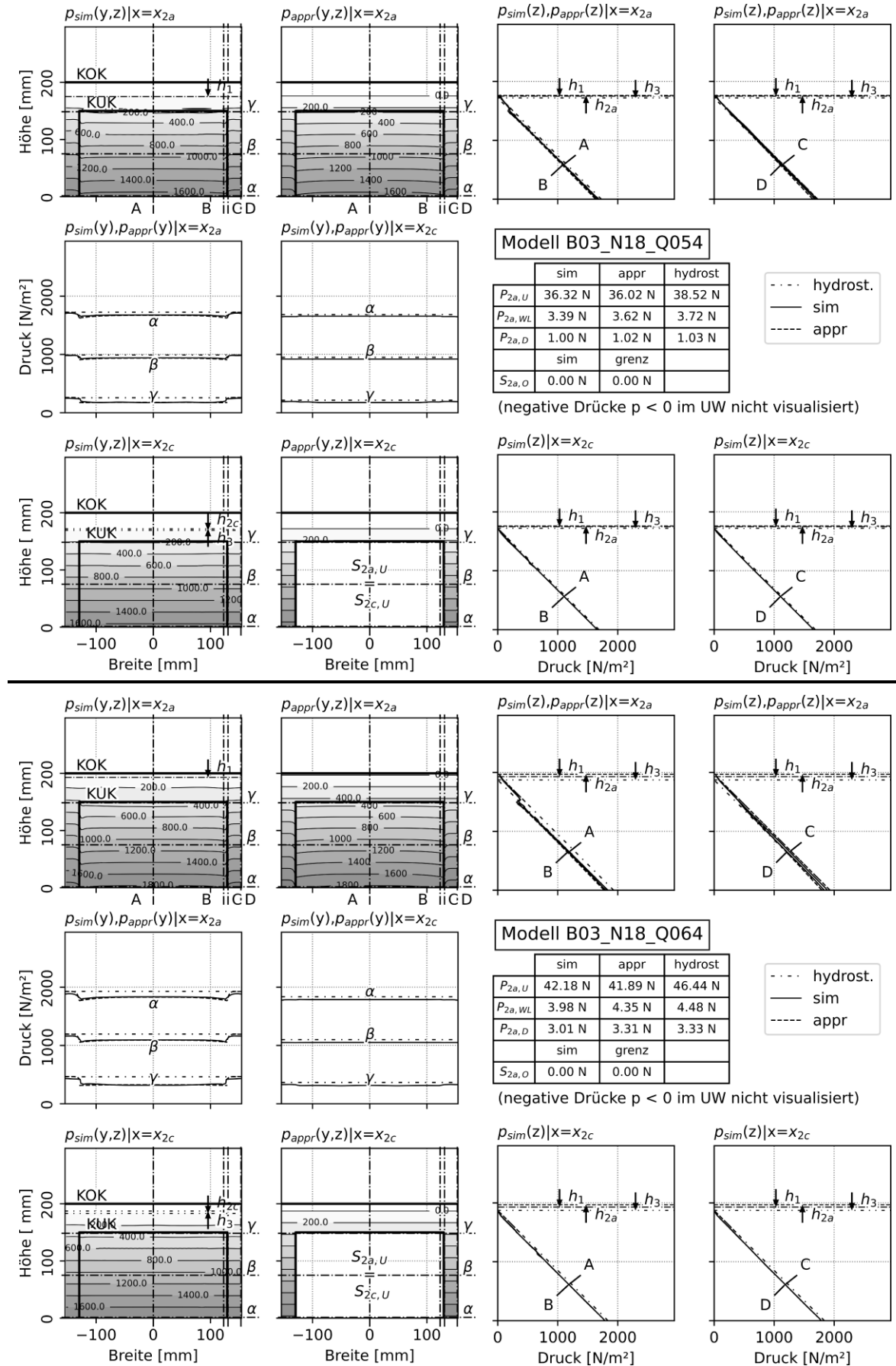




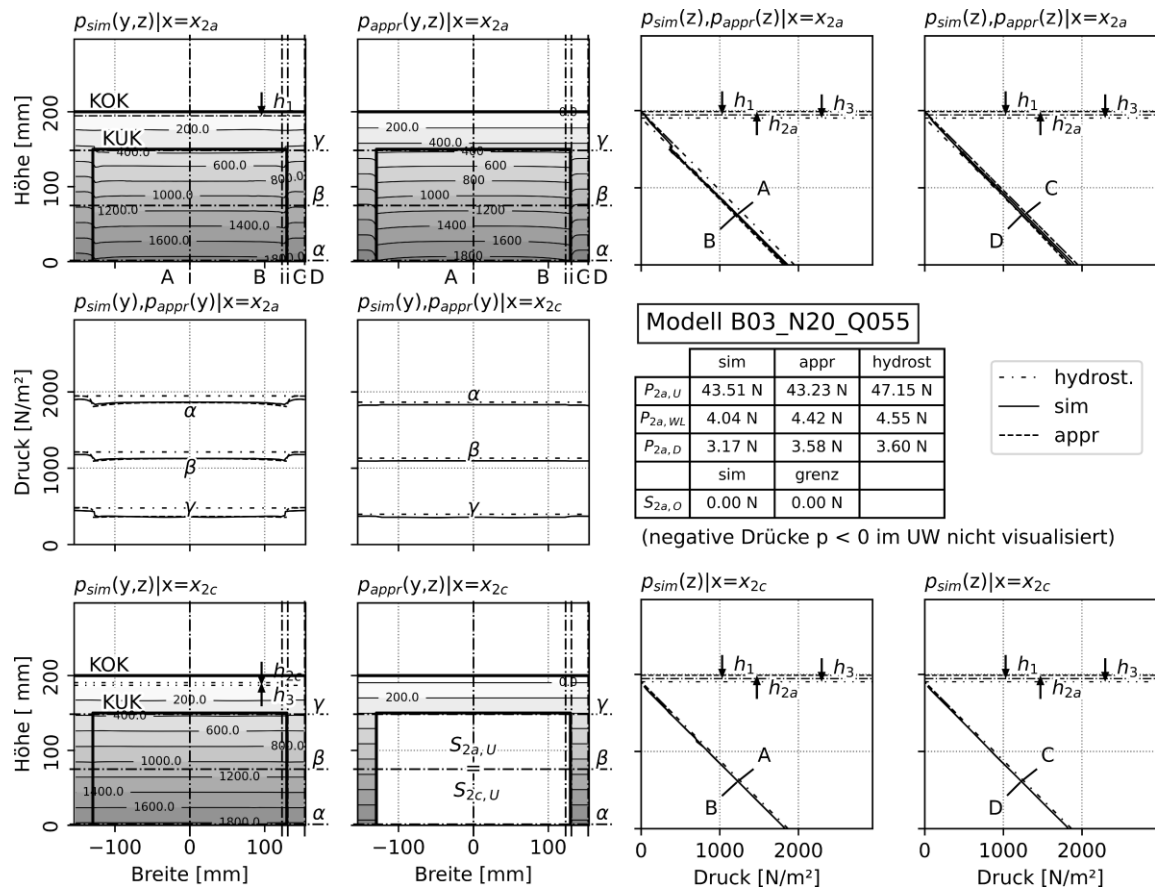
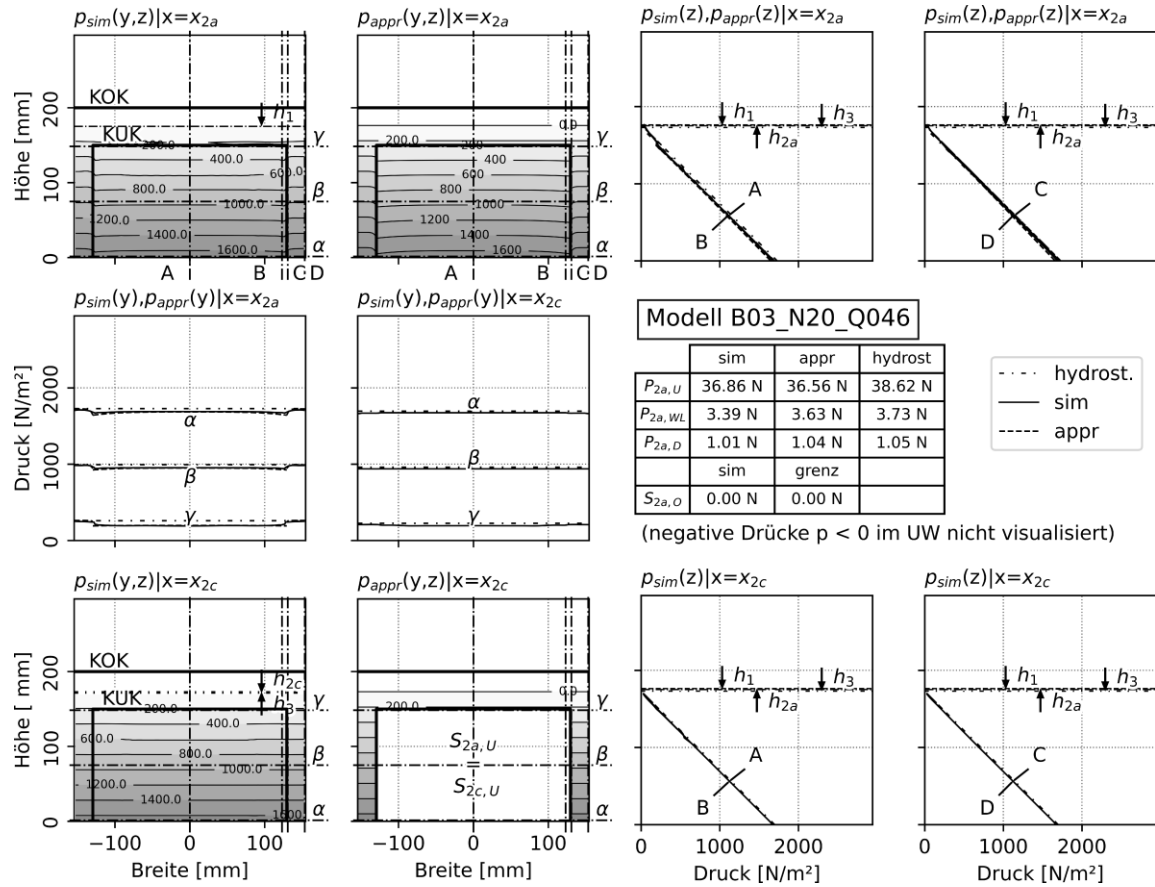
A 1.22 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N16



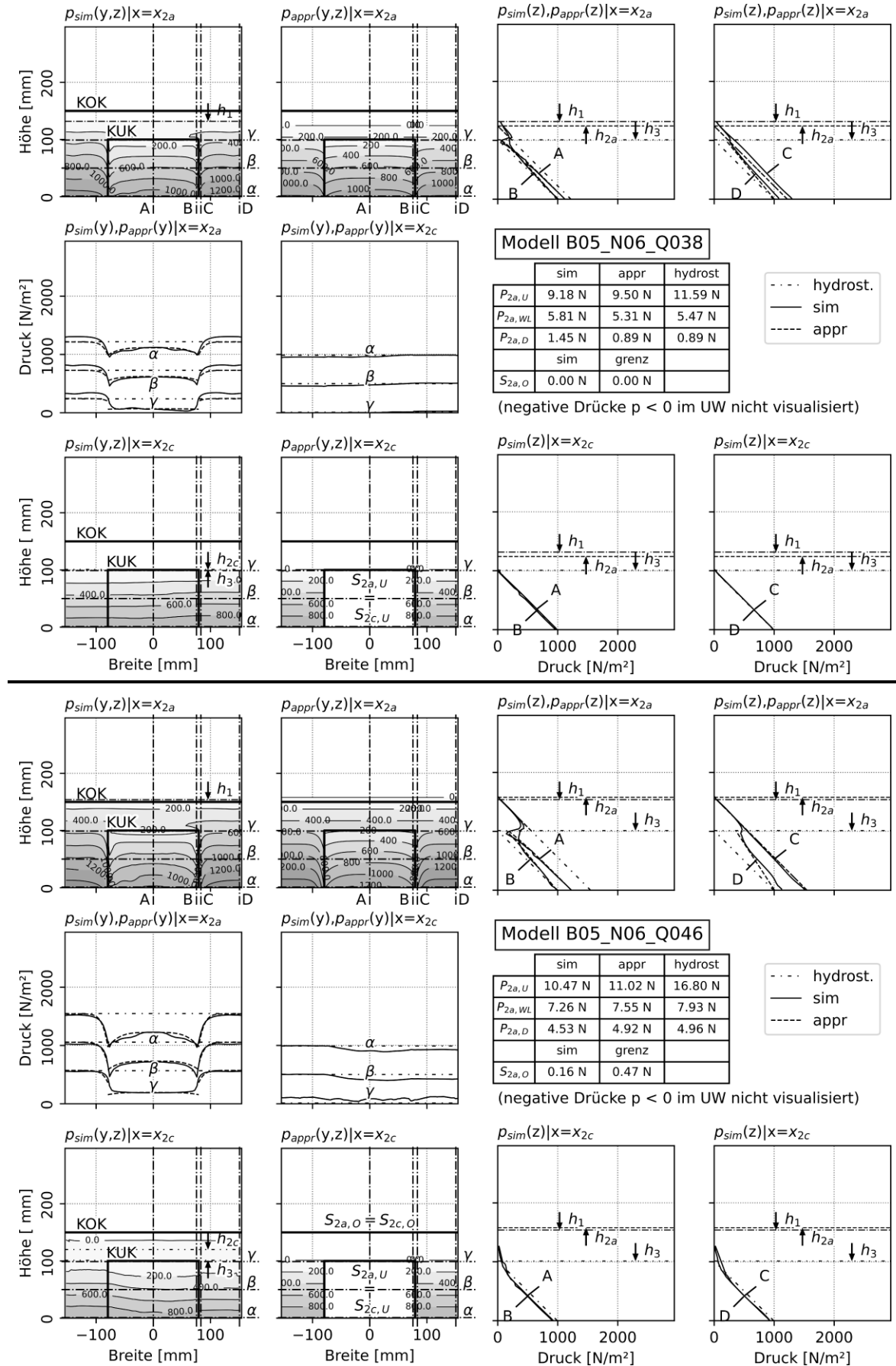
A 1.23 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N18



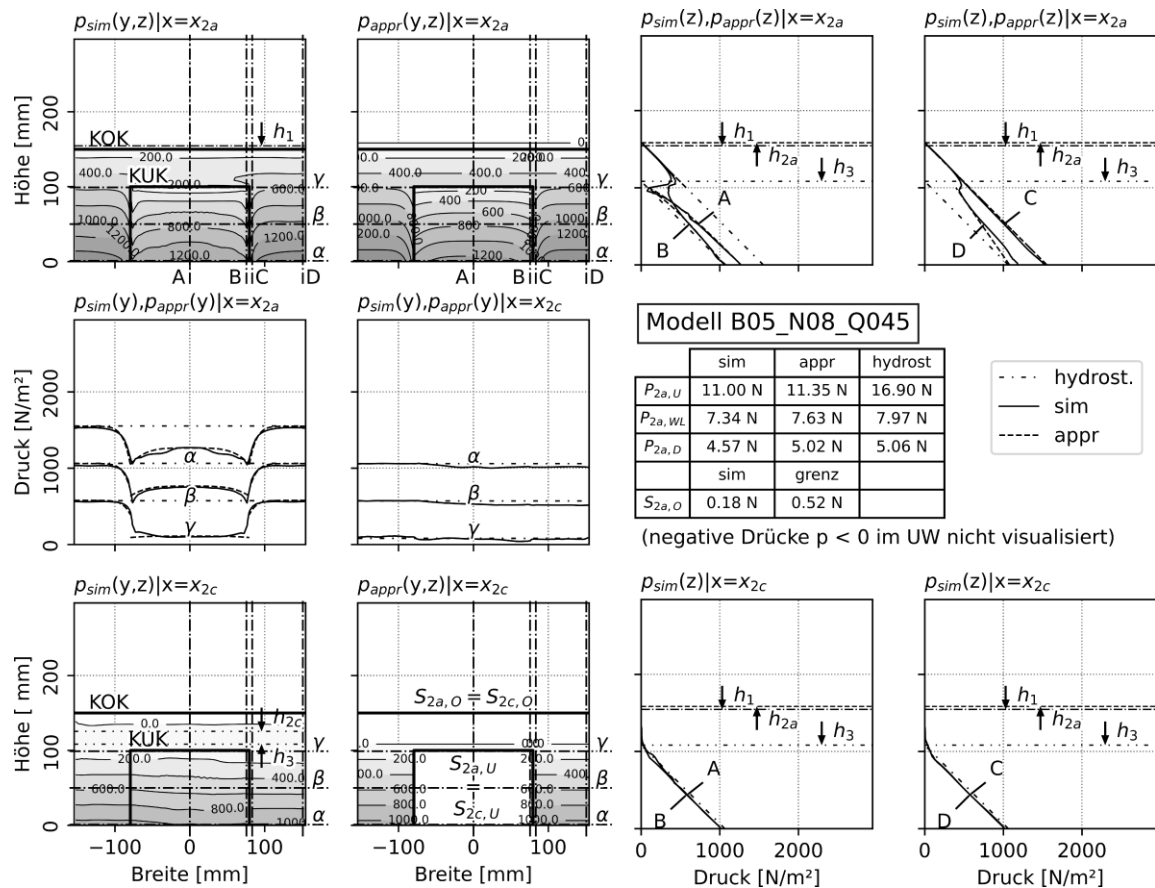
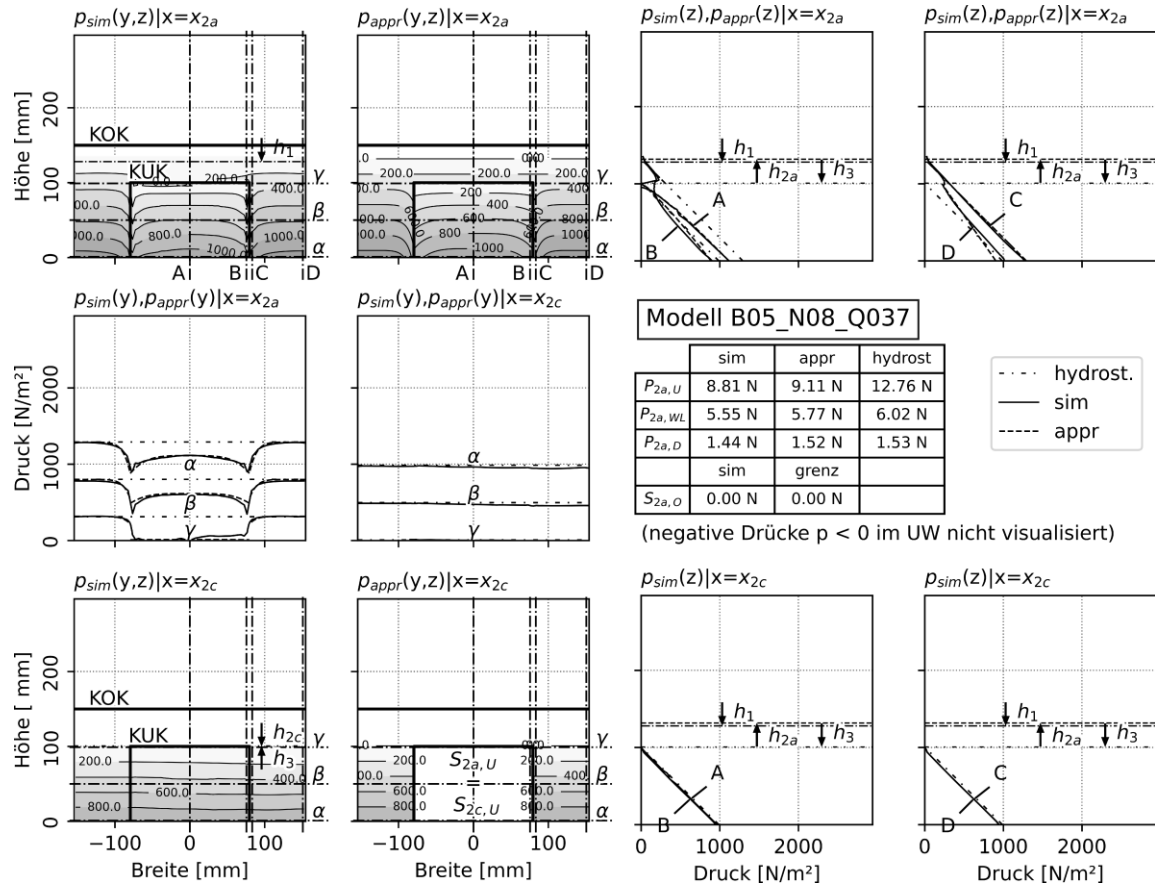
A 1.24 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N20



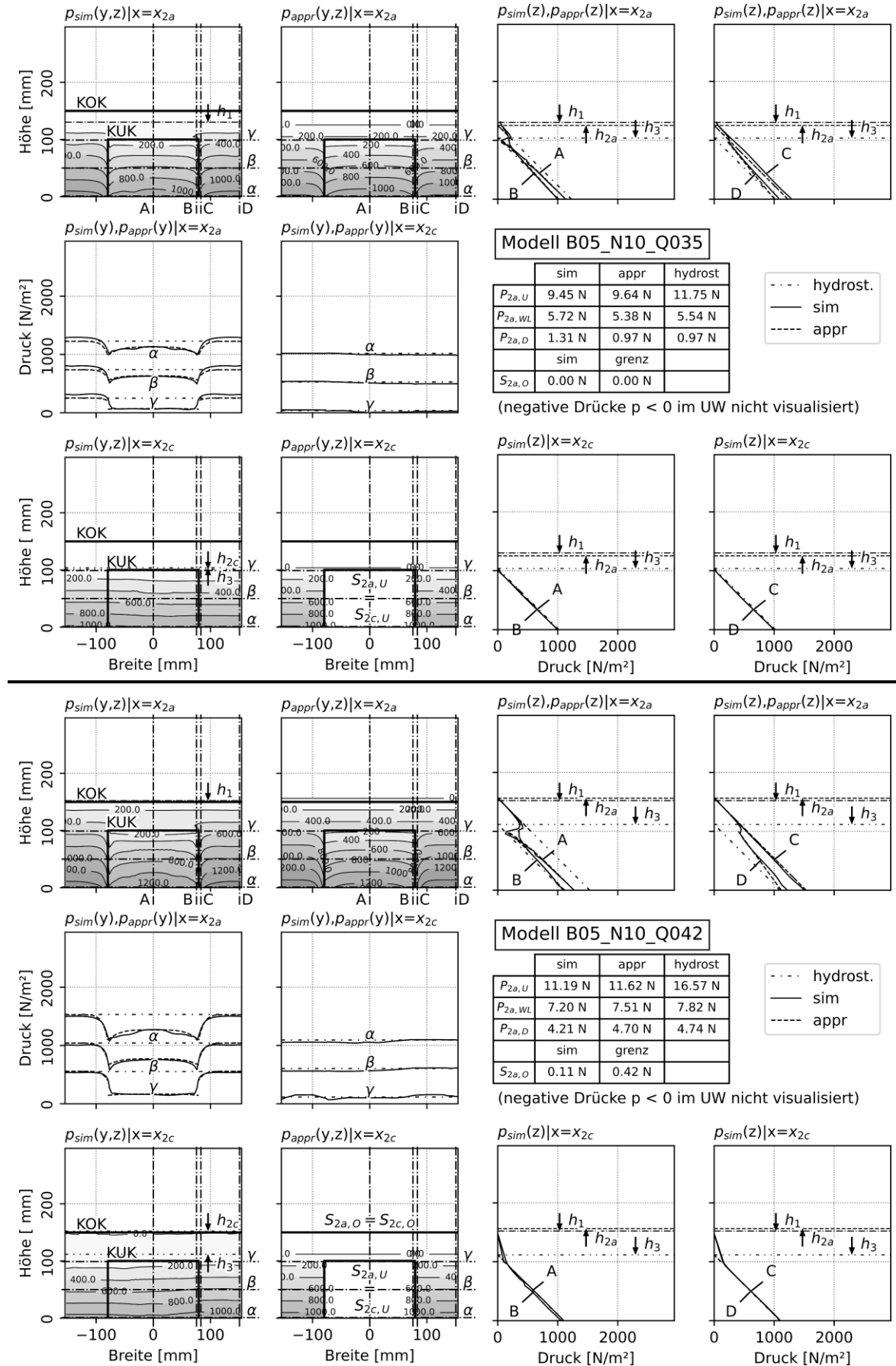
A 1.25 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N06



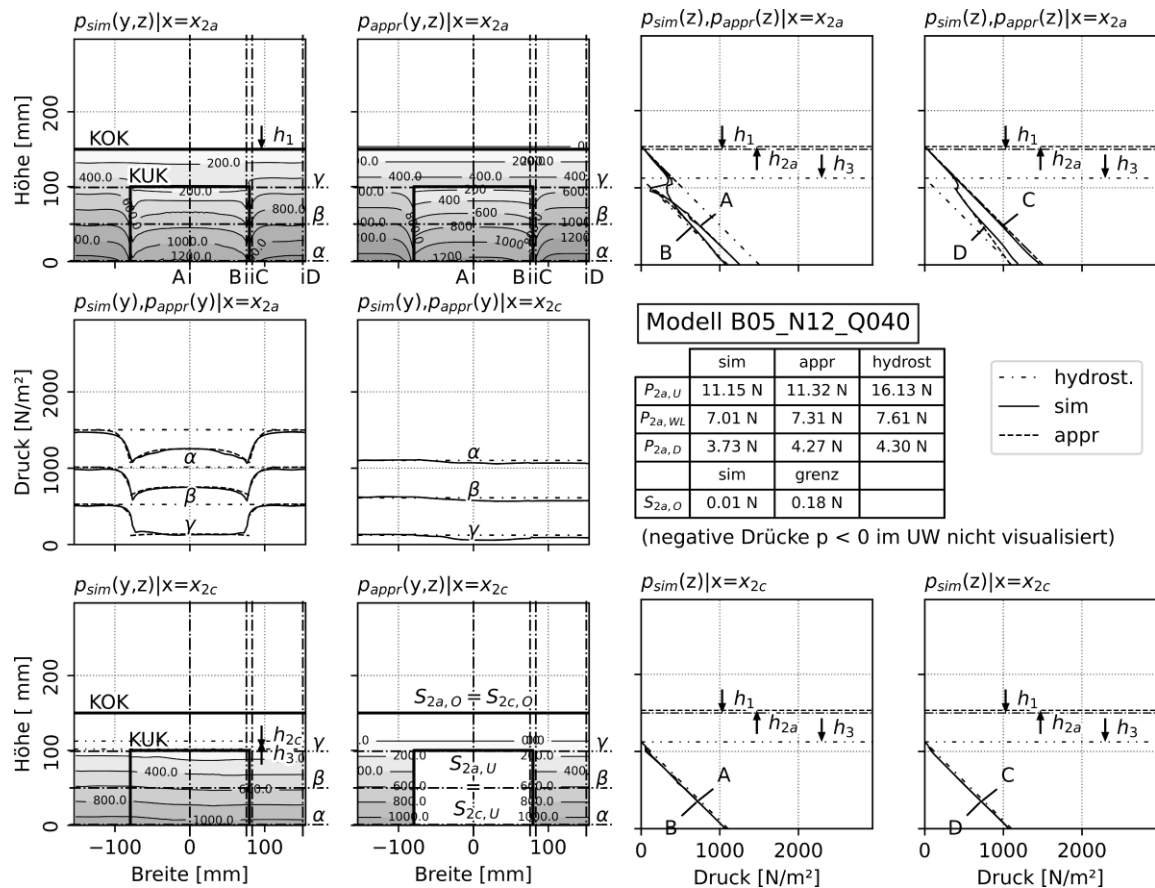
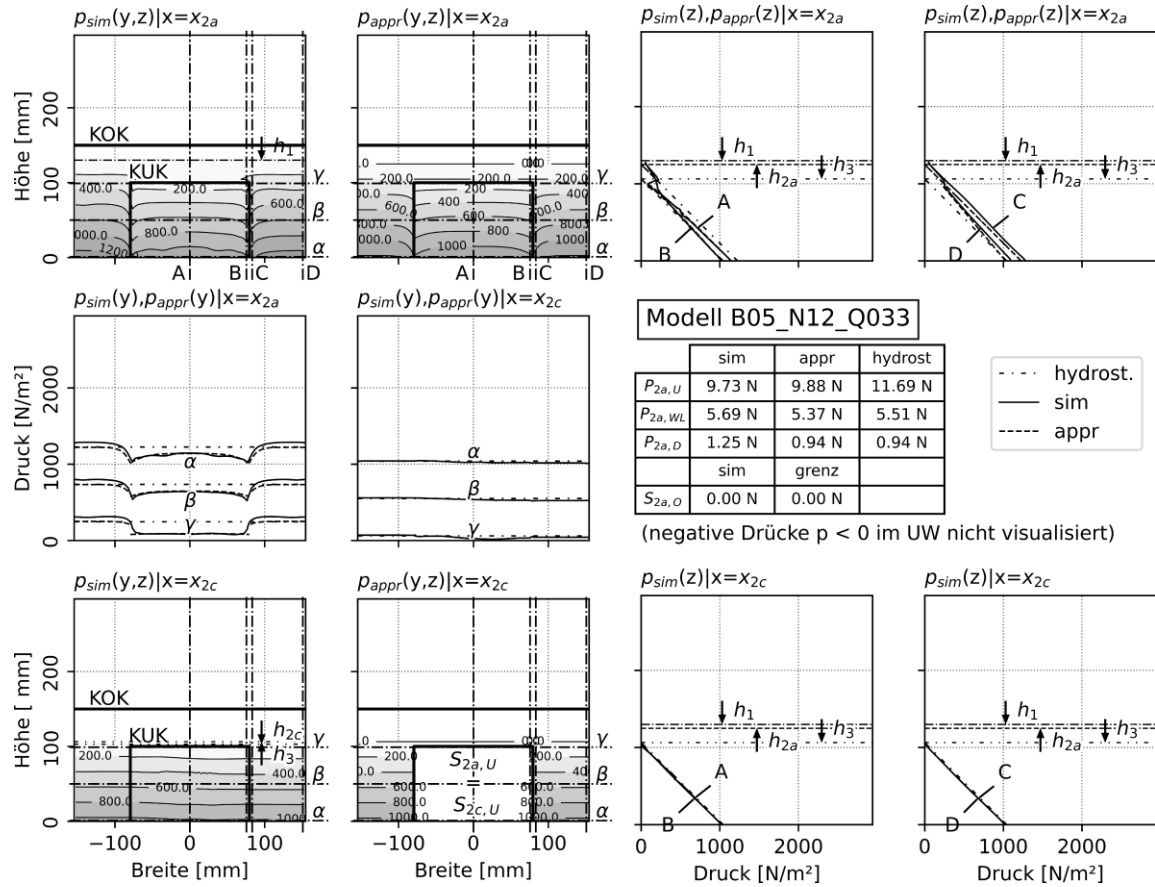
A 1.26 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N08



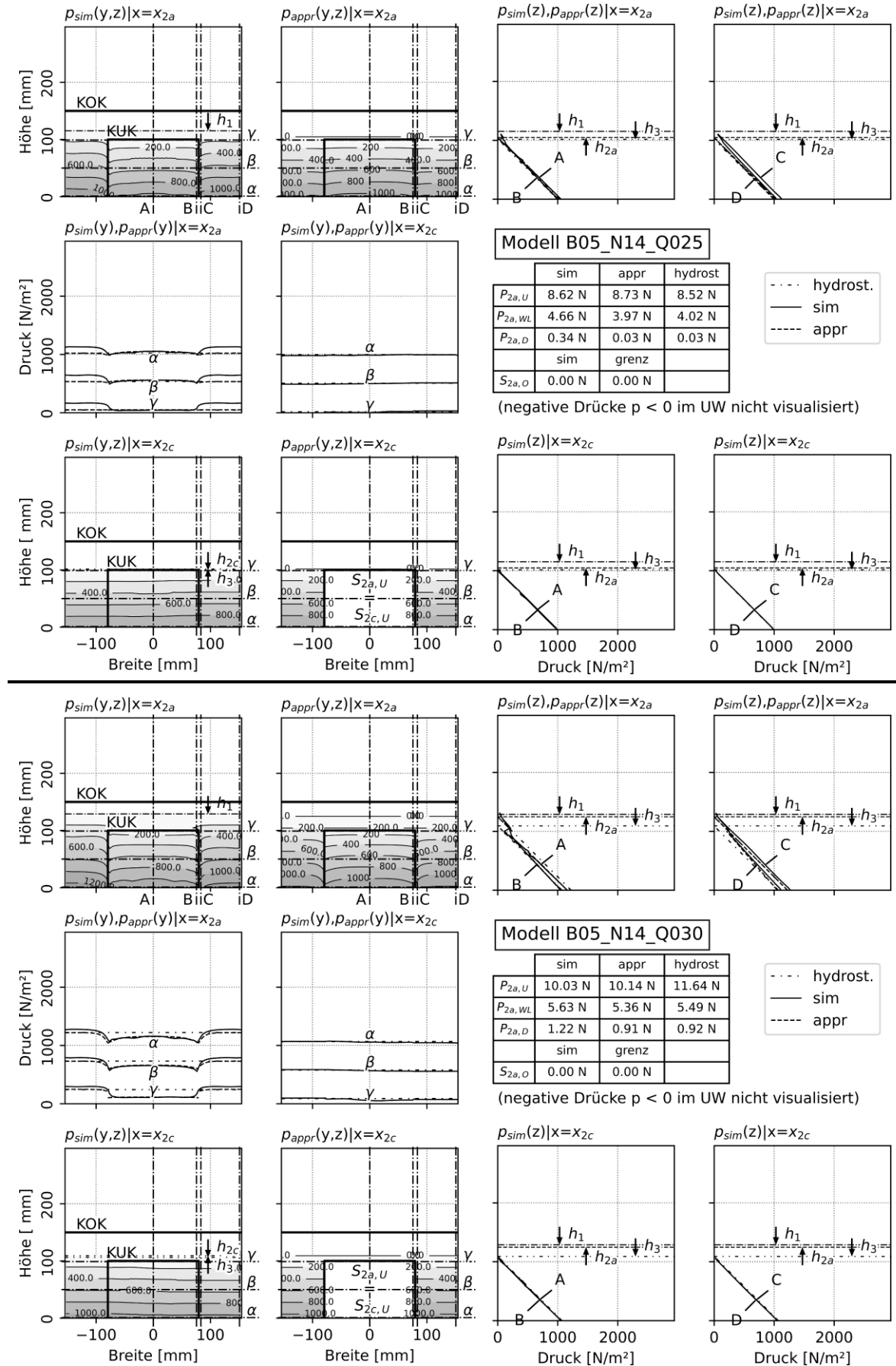
A 1.27 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N10

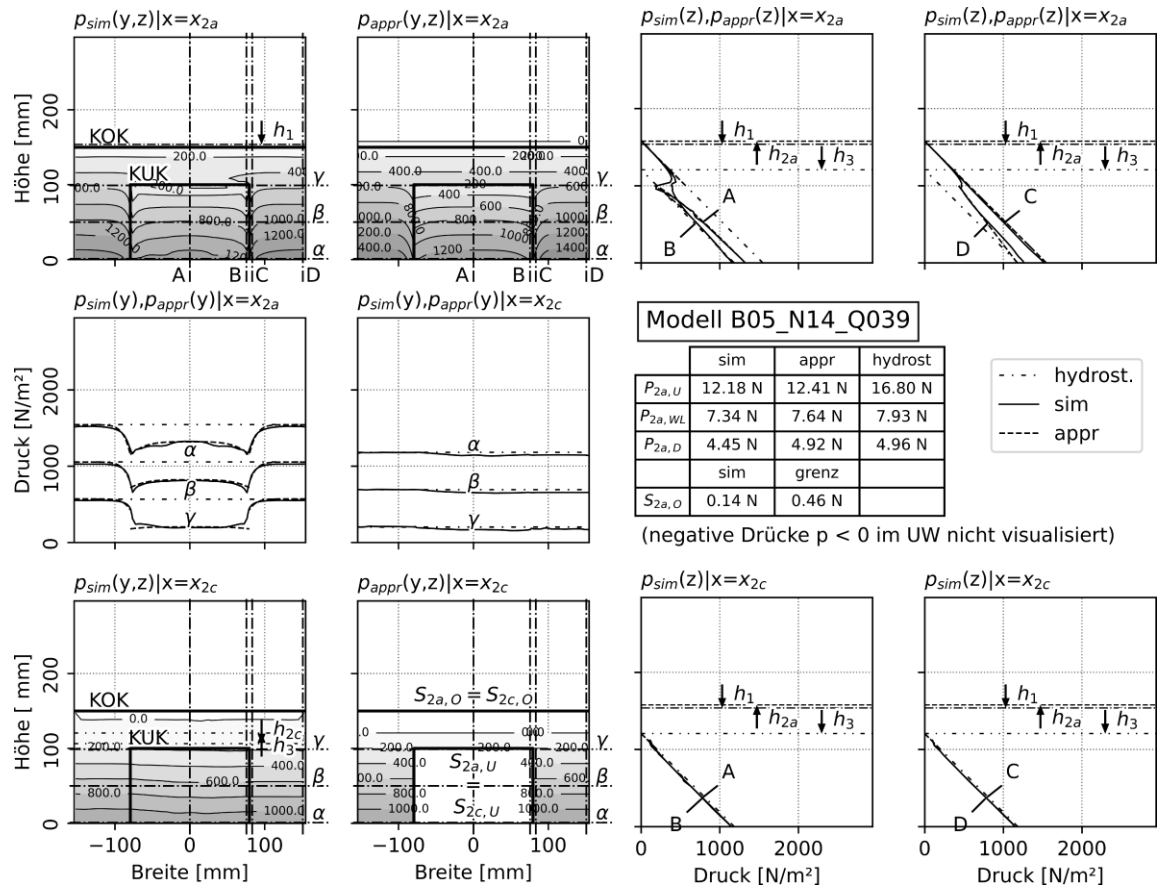


A 1.28 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N12

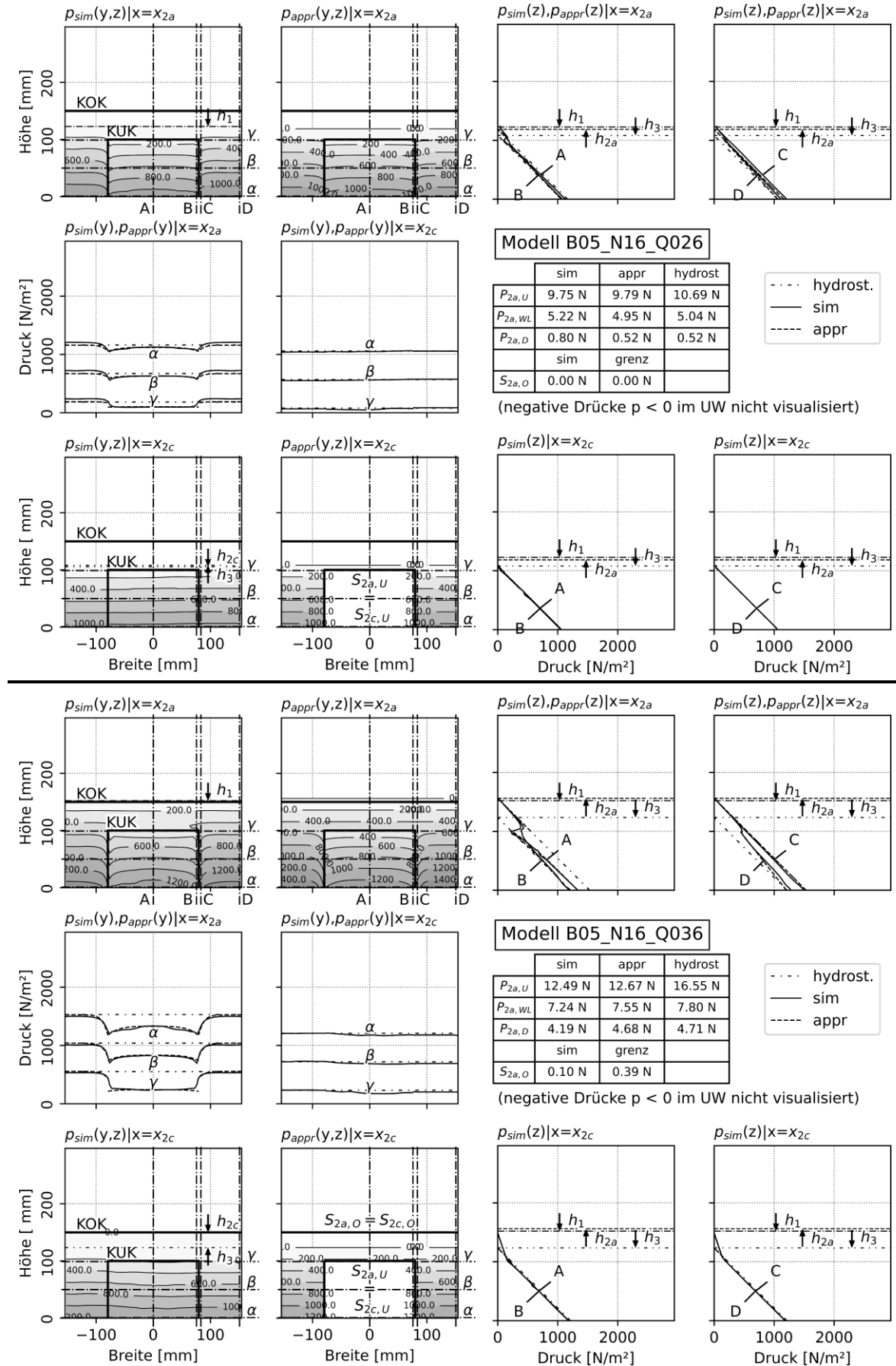


A 1.29 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N14

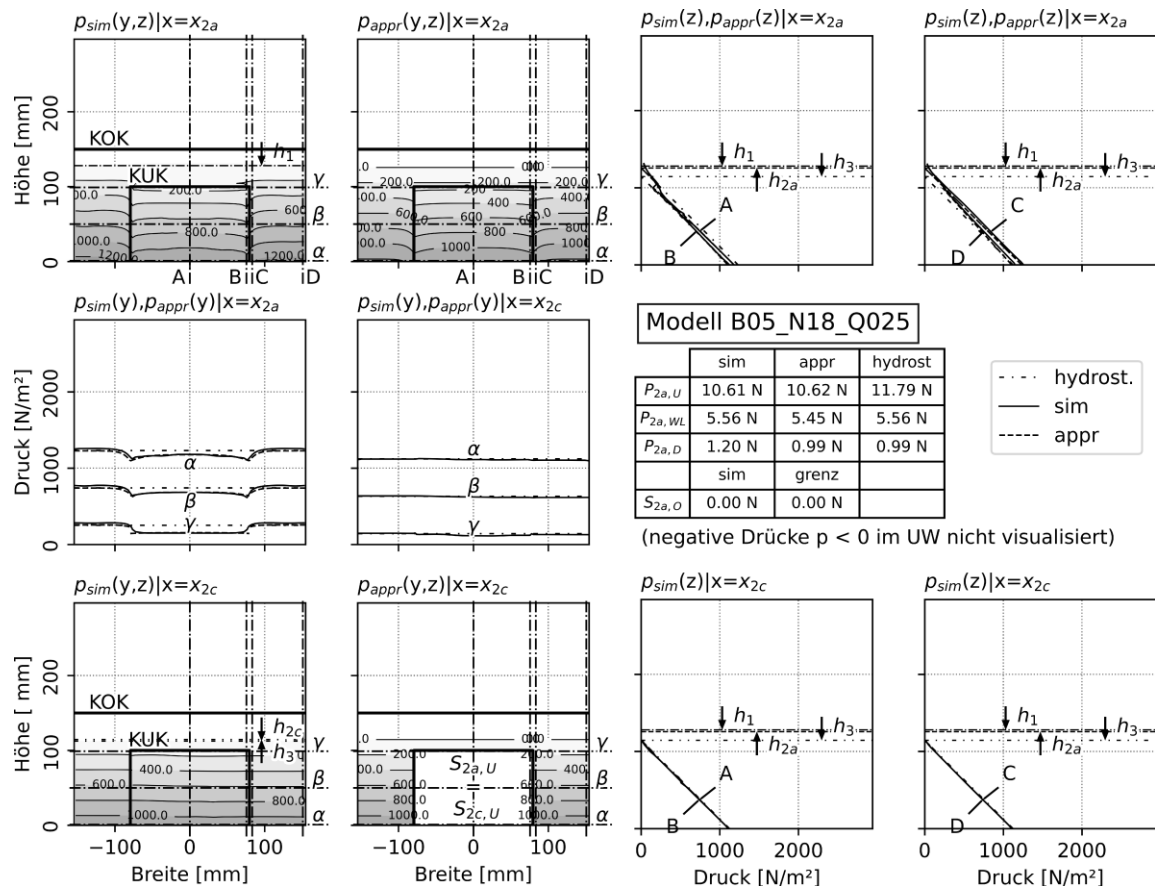
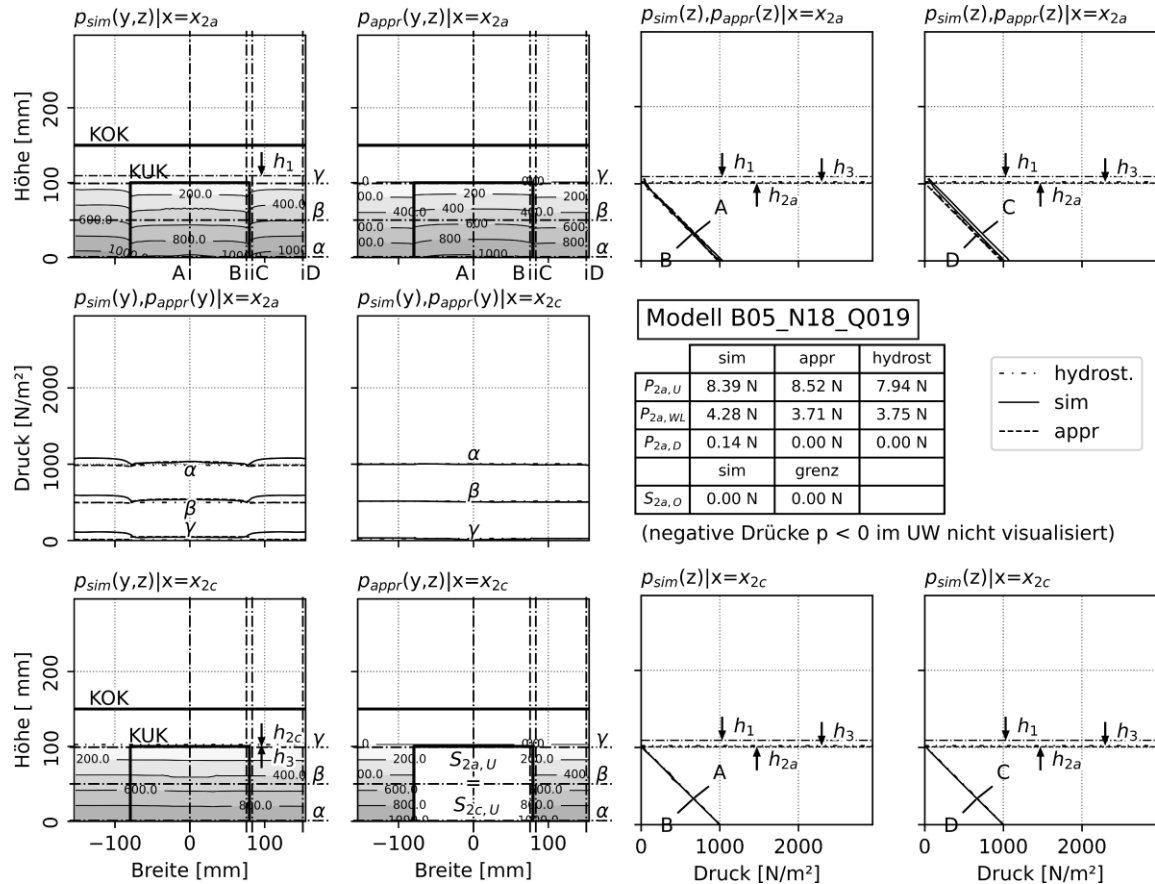


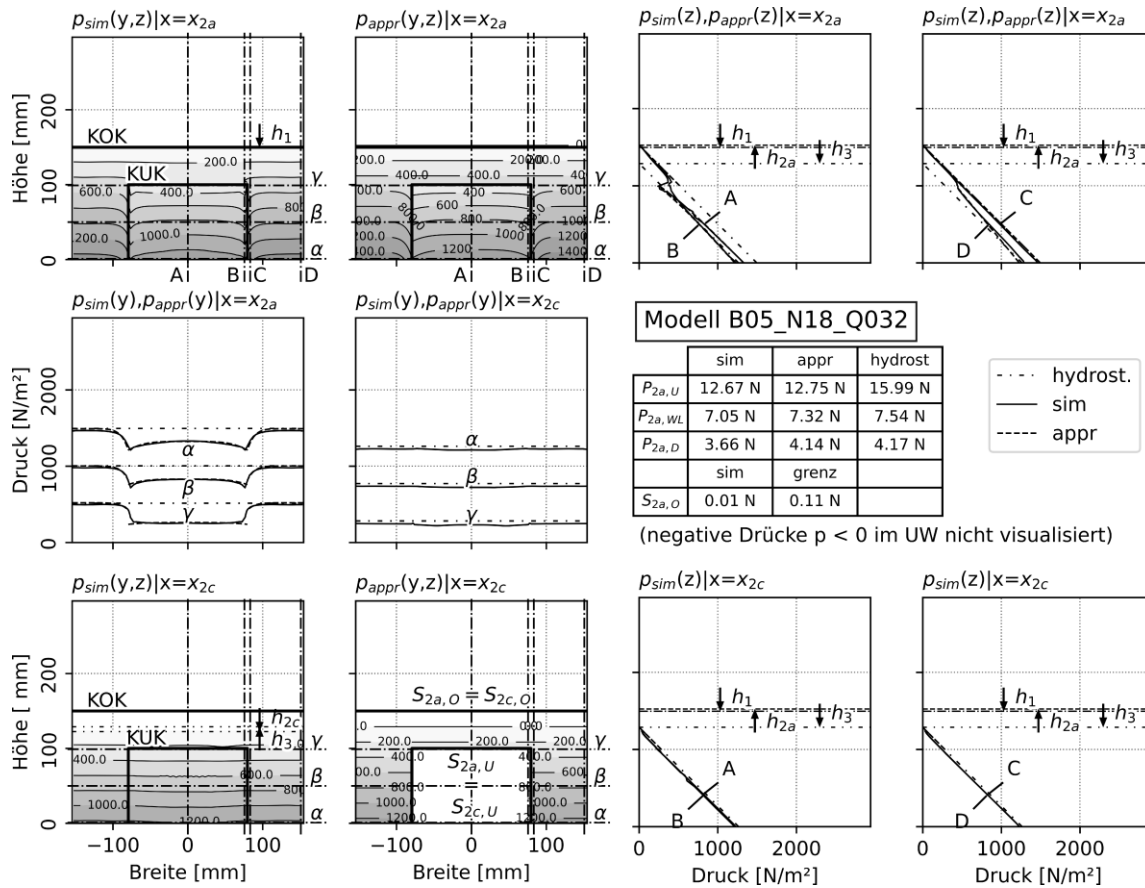


A 1.30 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N16

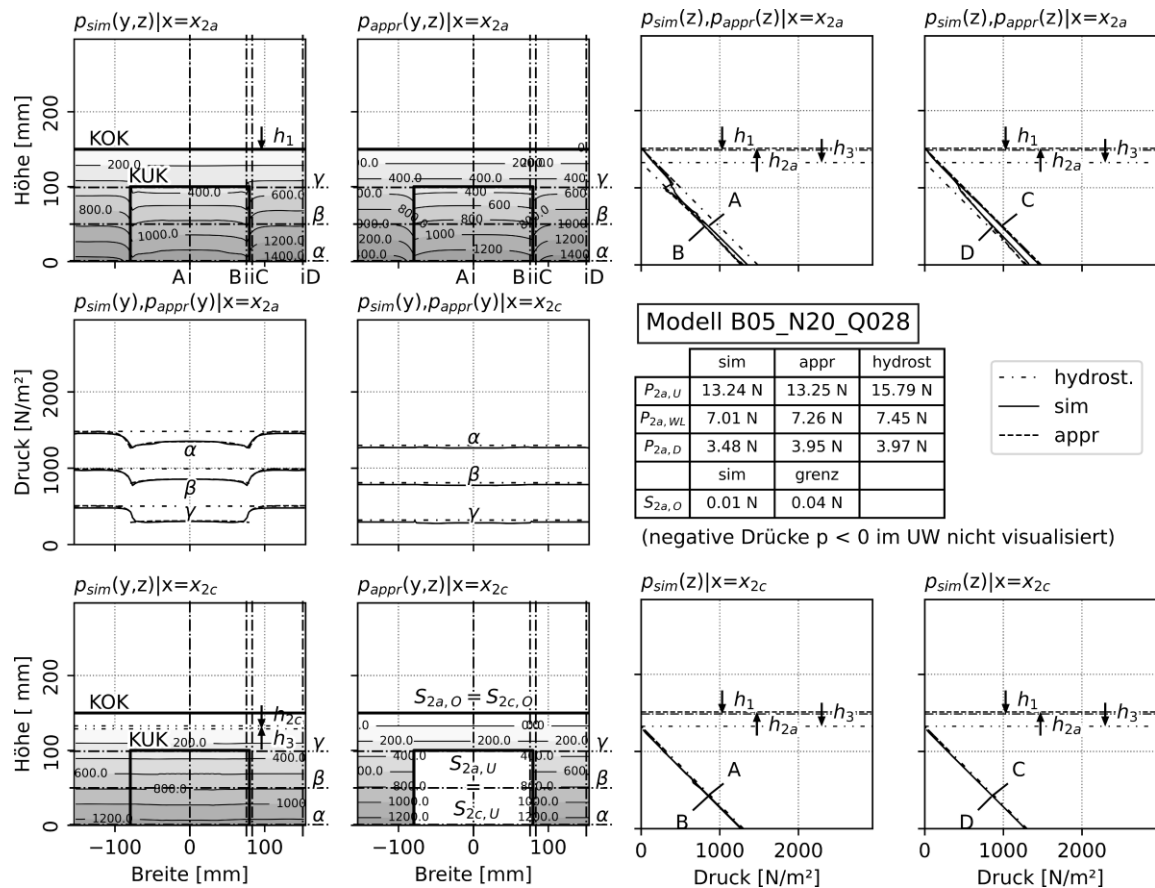
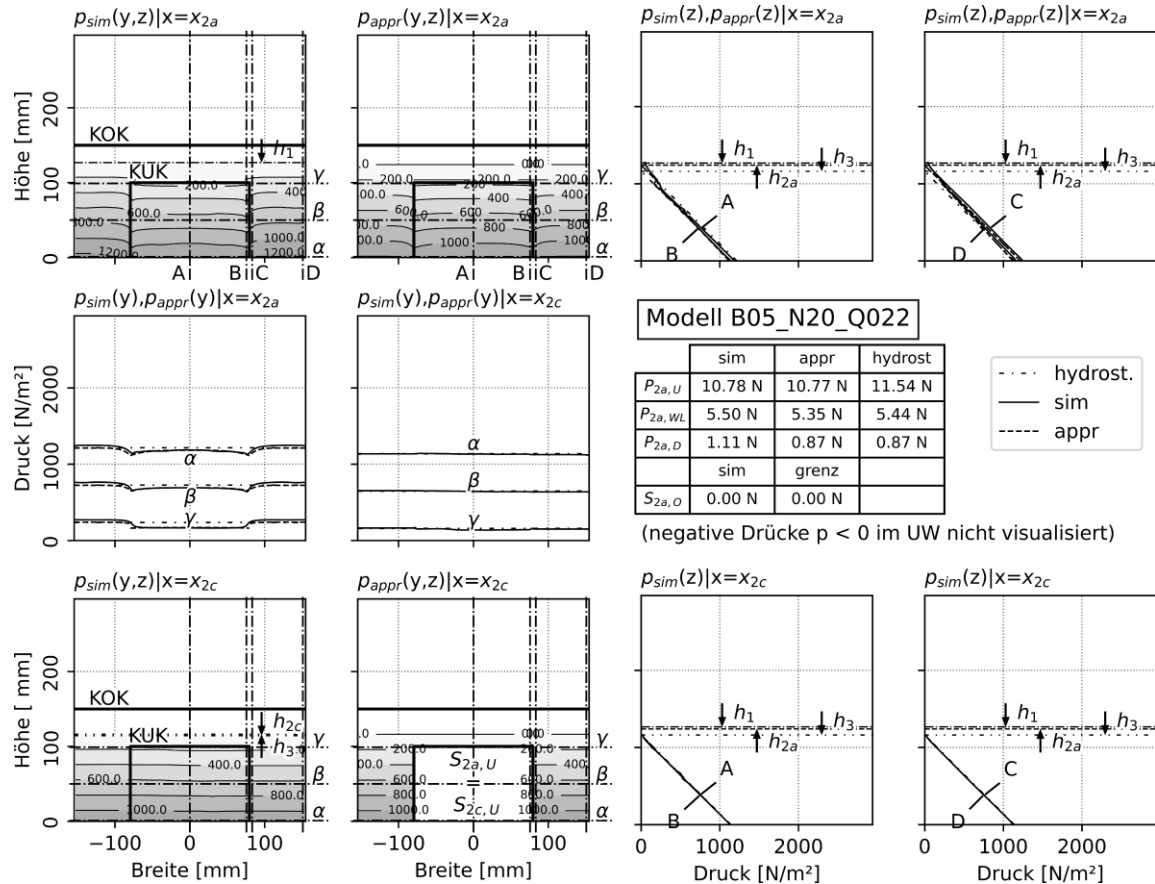


A 1.31 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N18

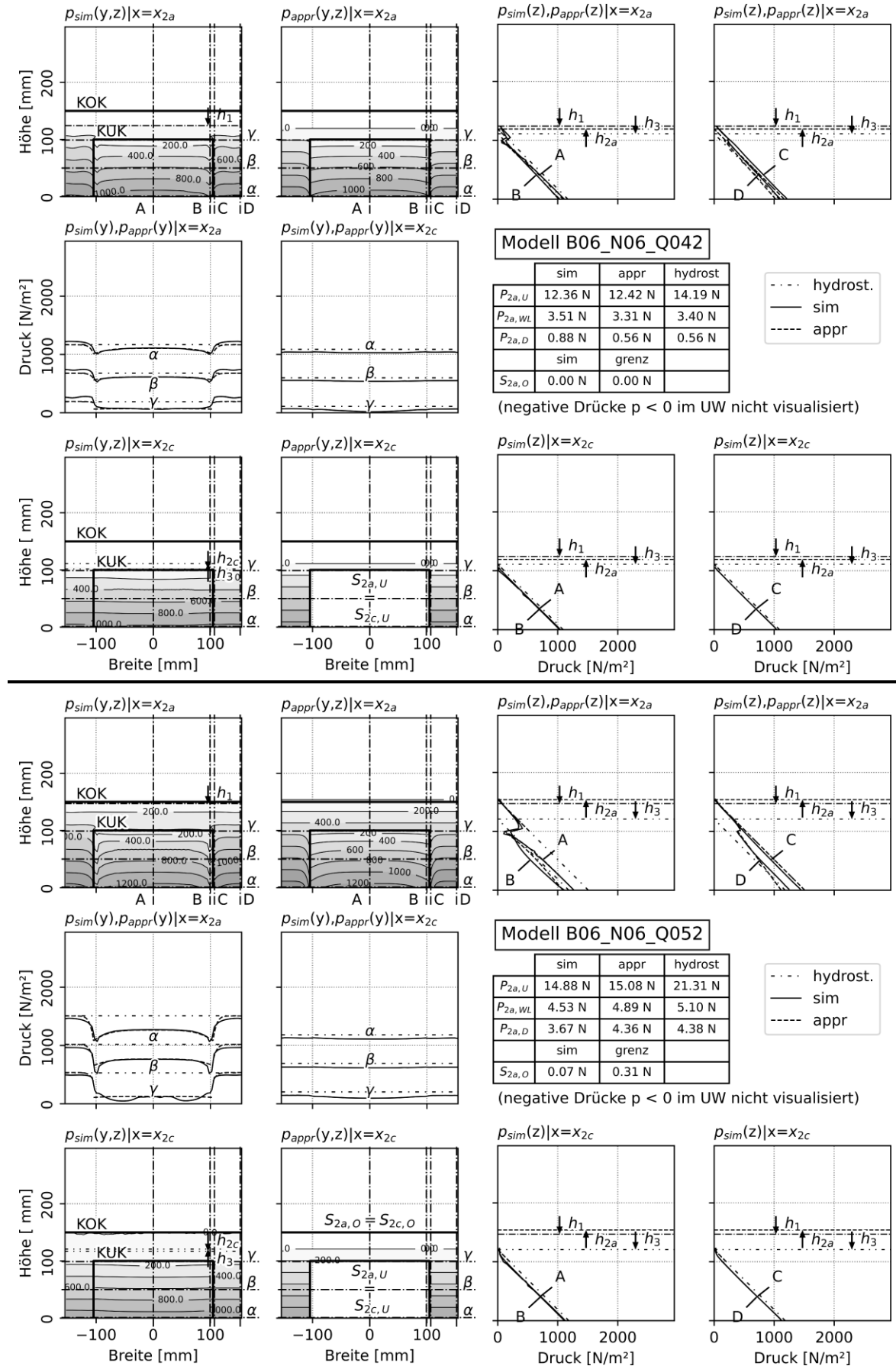




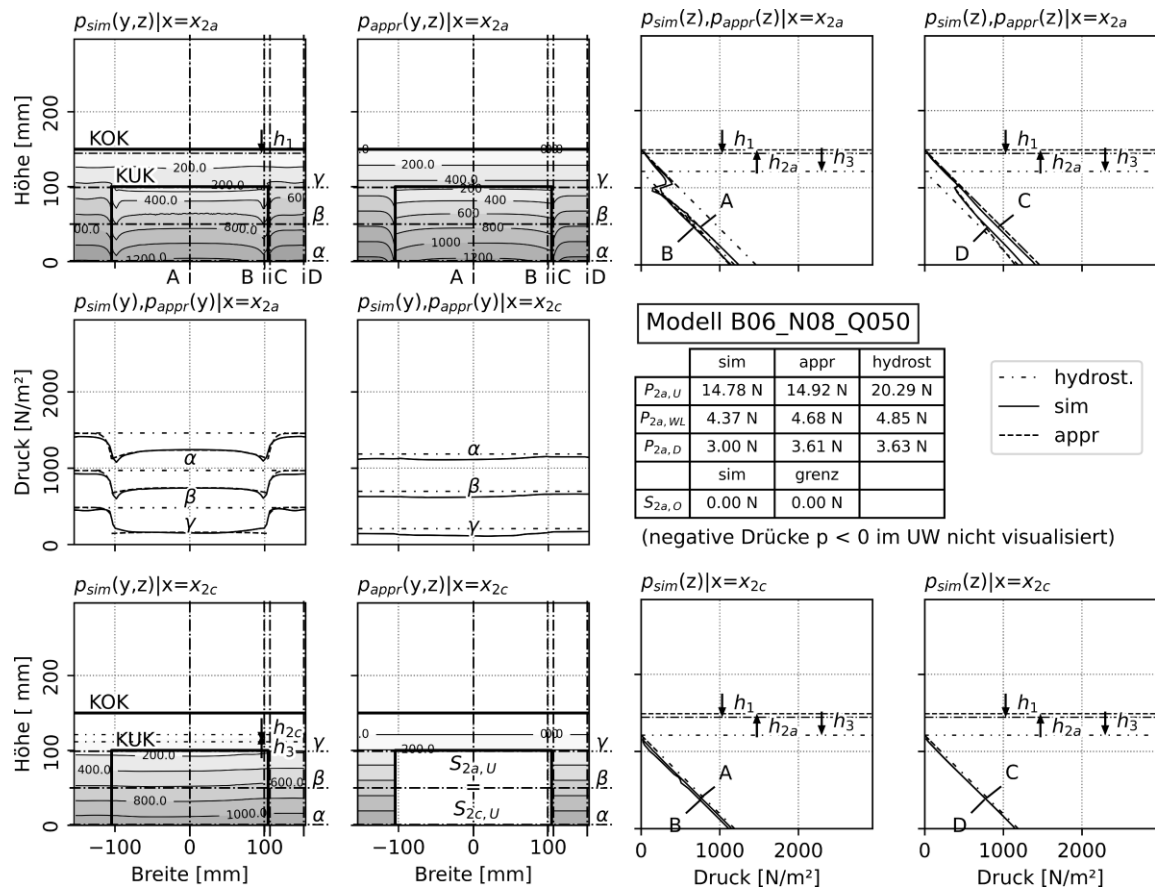
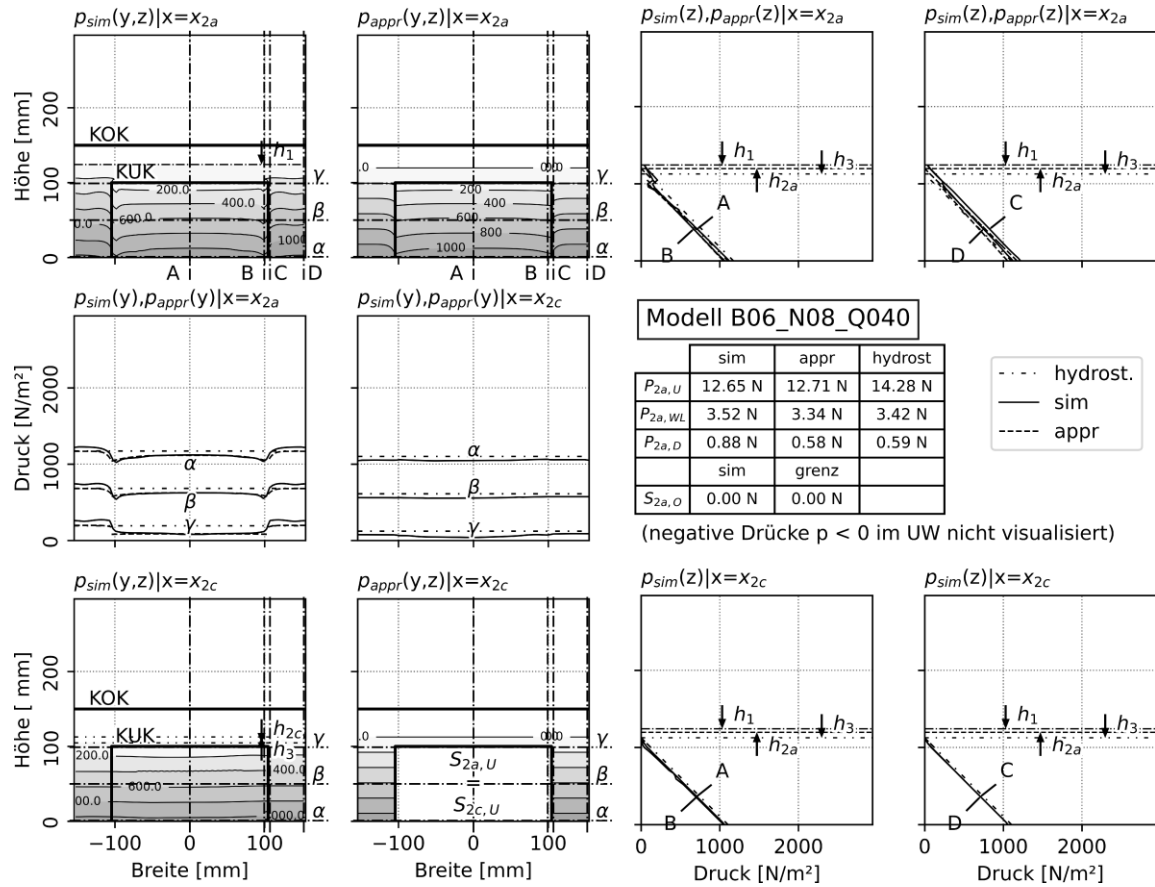
A 1.32 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N20



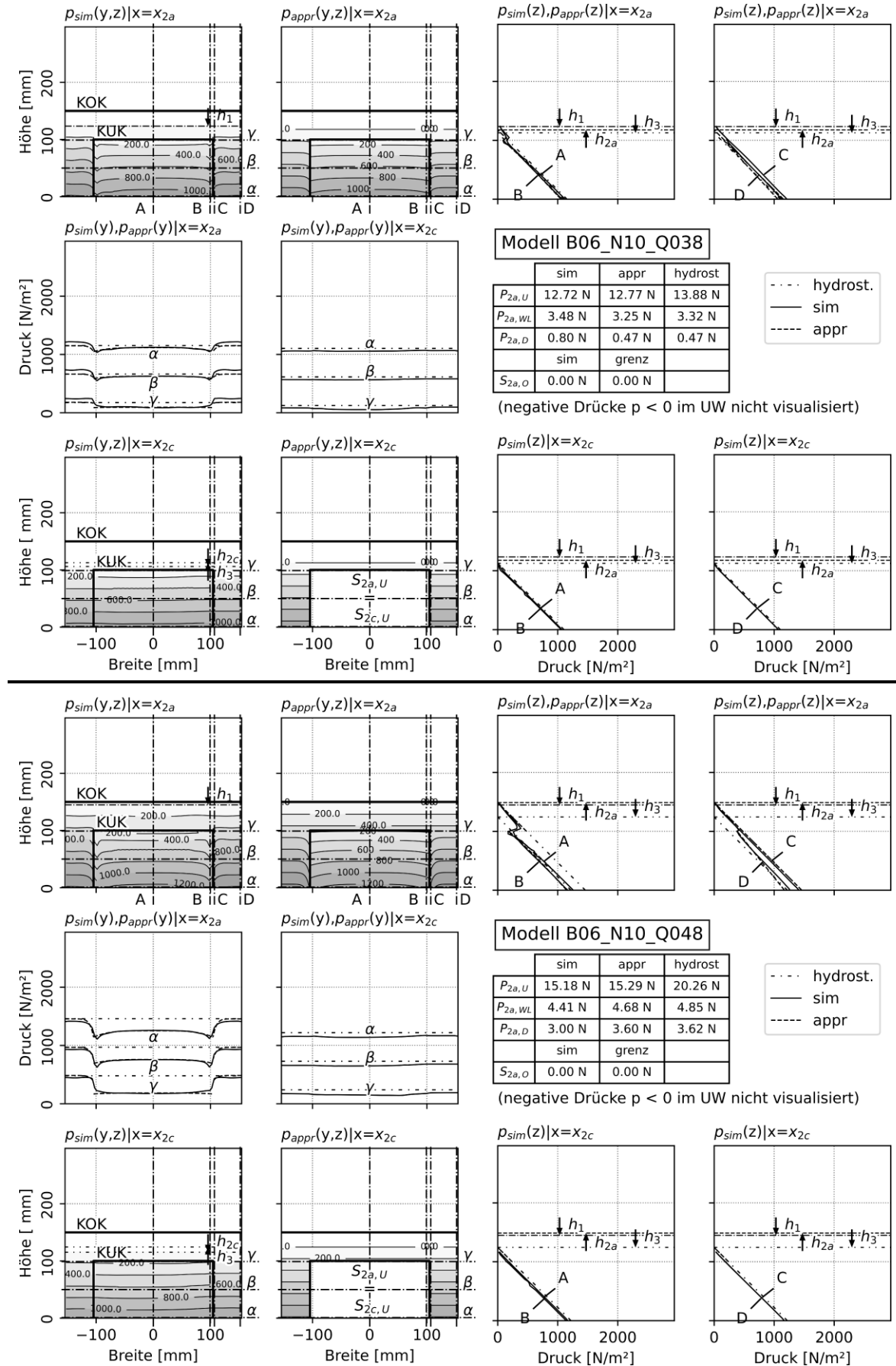
A 1.33 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N06



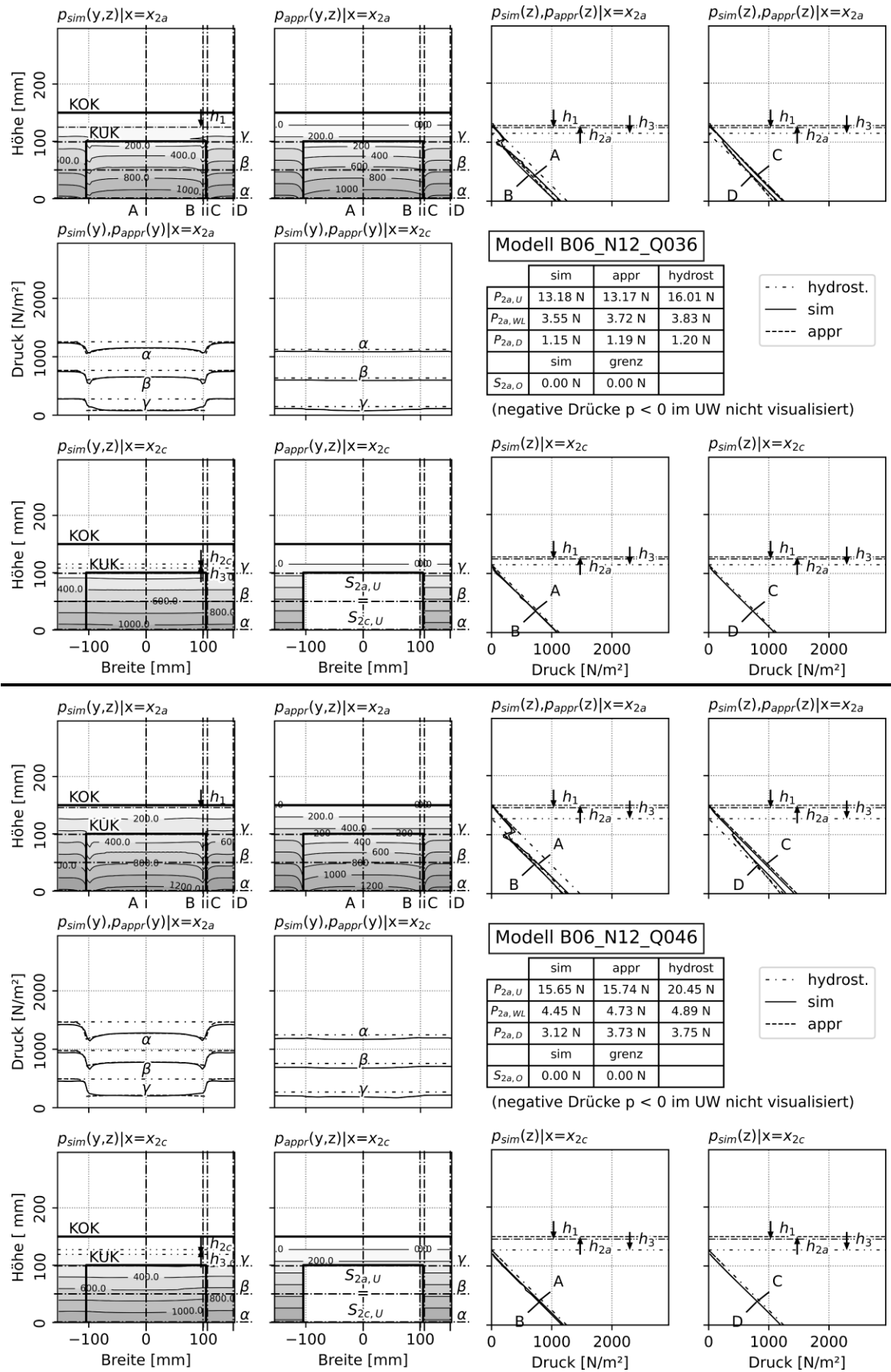
A 1.34 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N08



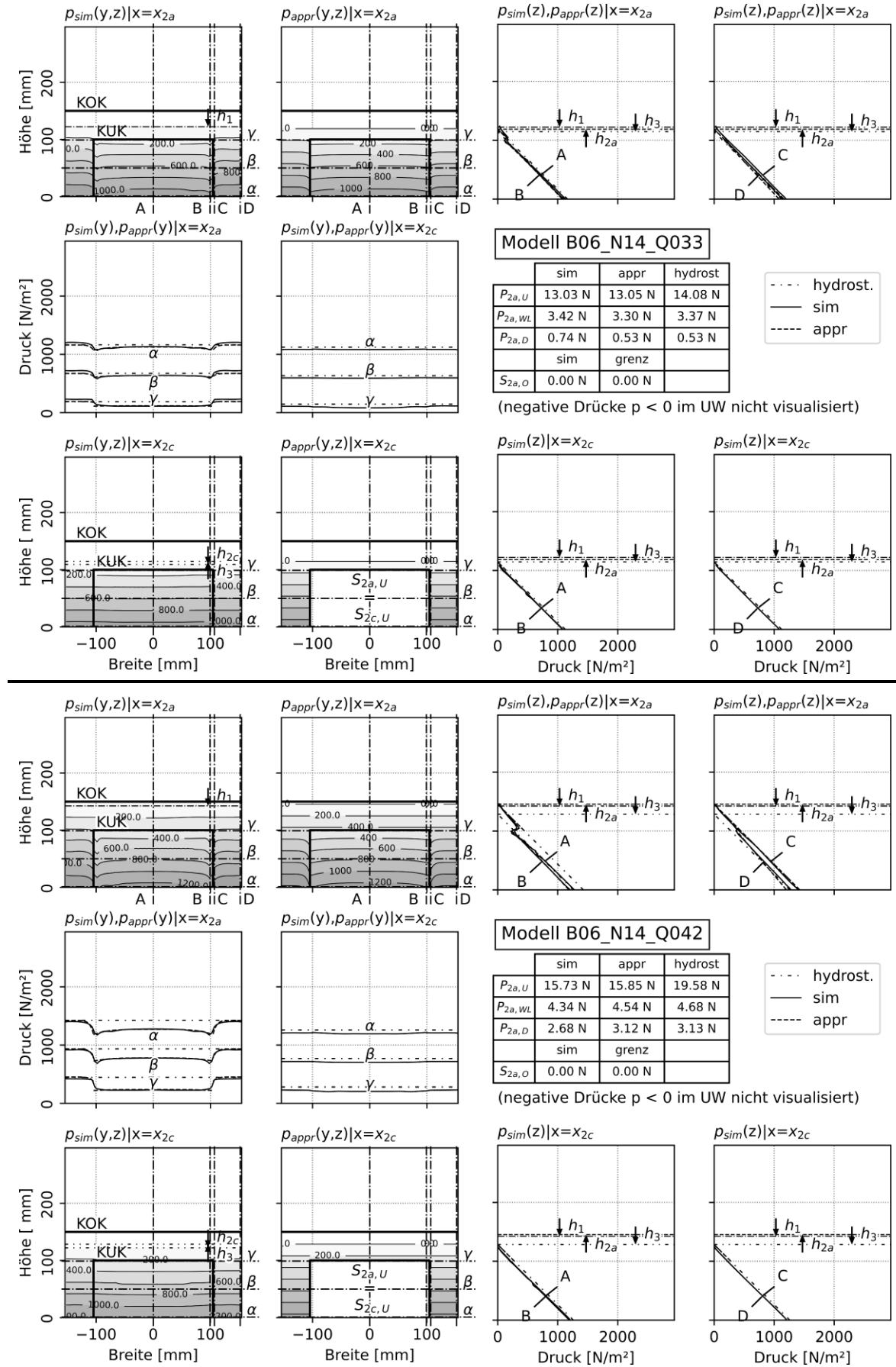
A 1.35 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N10



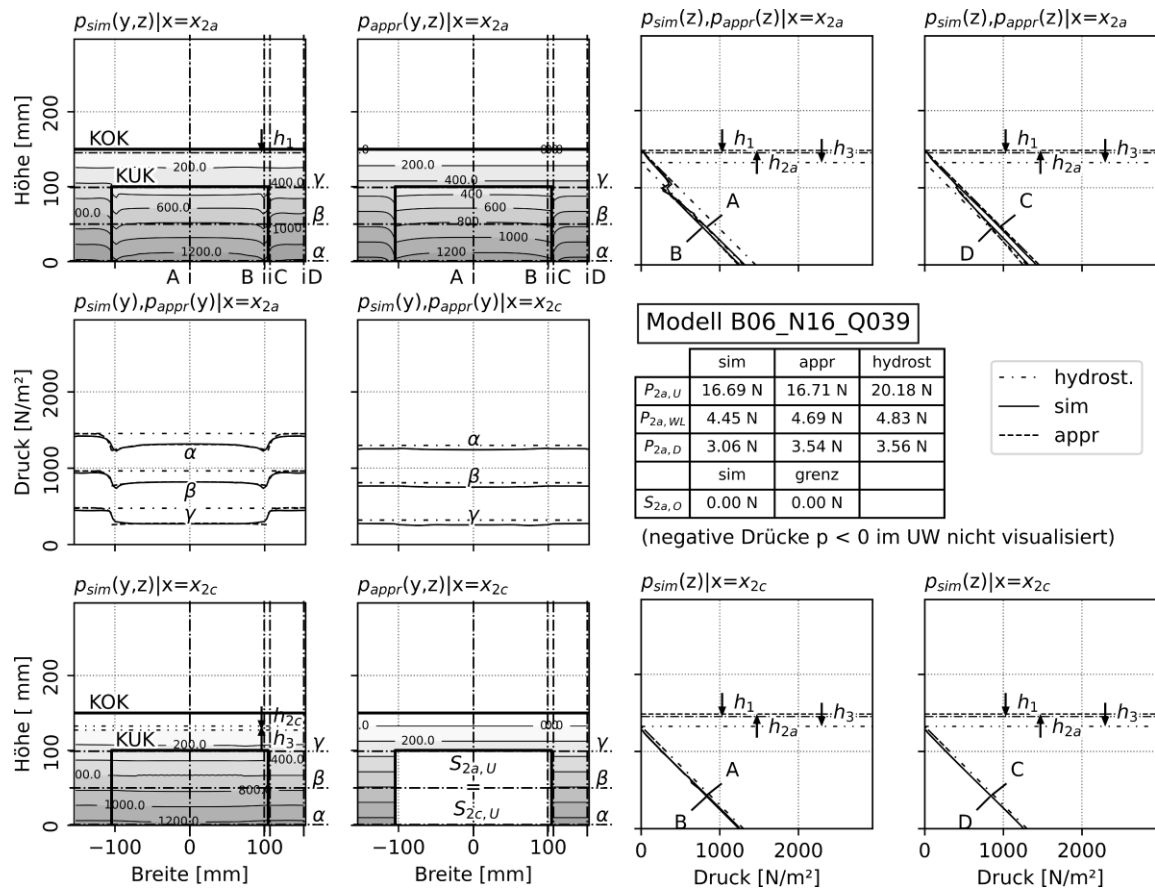
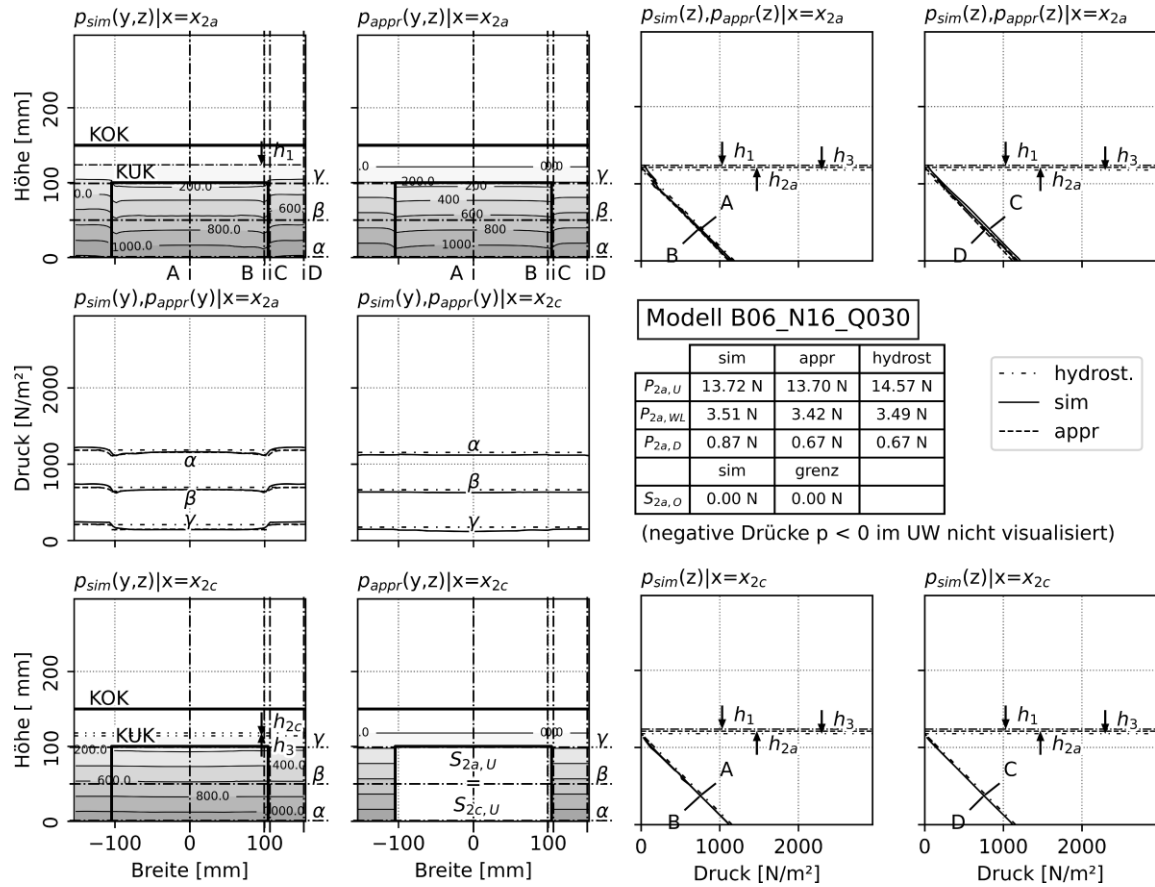
A 1.36 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N12



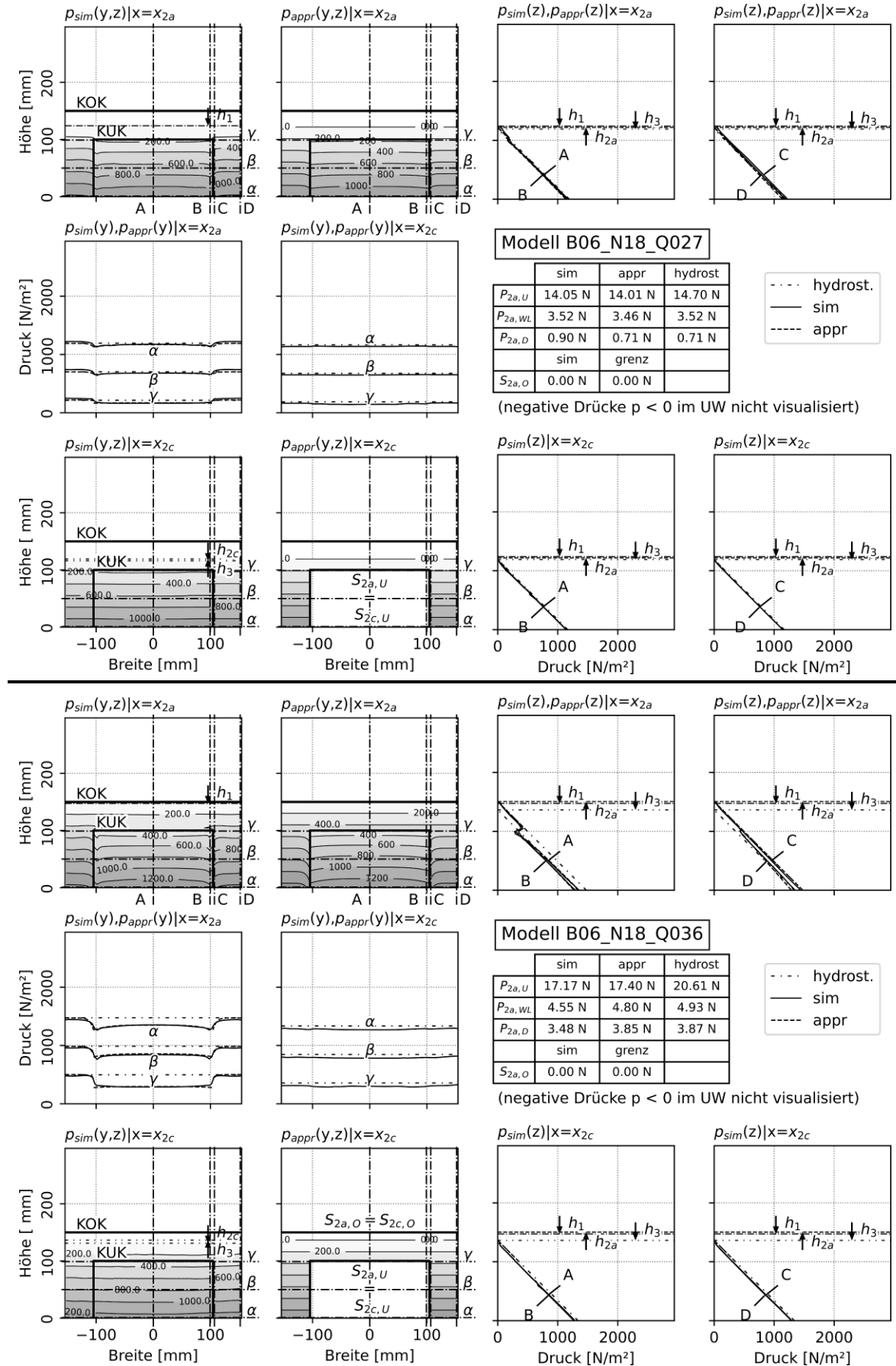
A 1.37 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N14



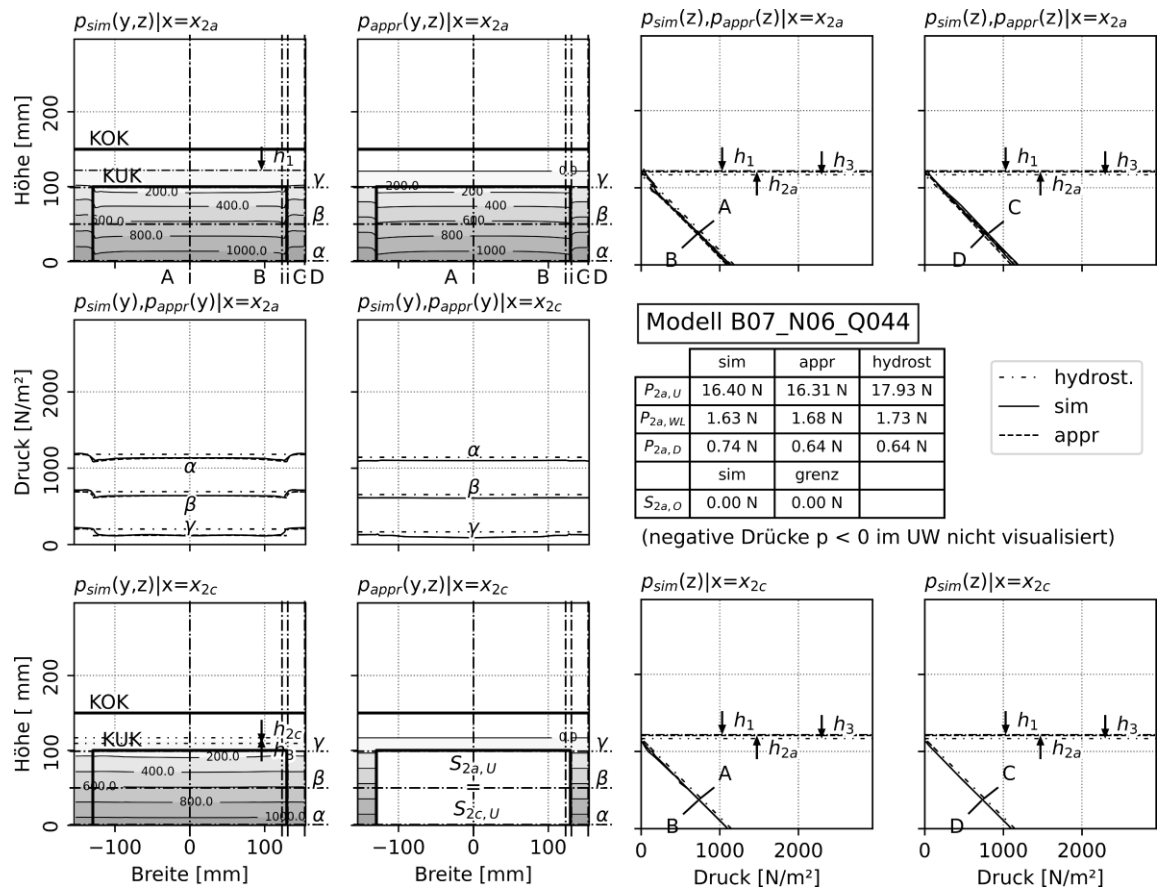
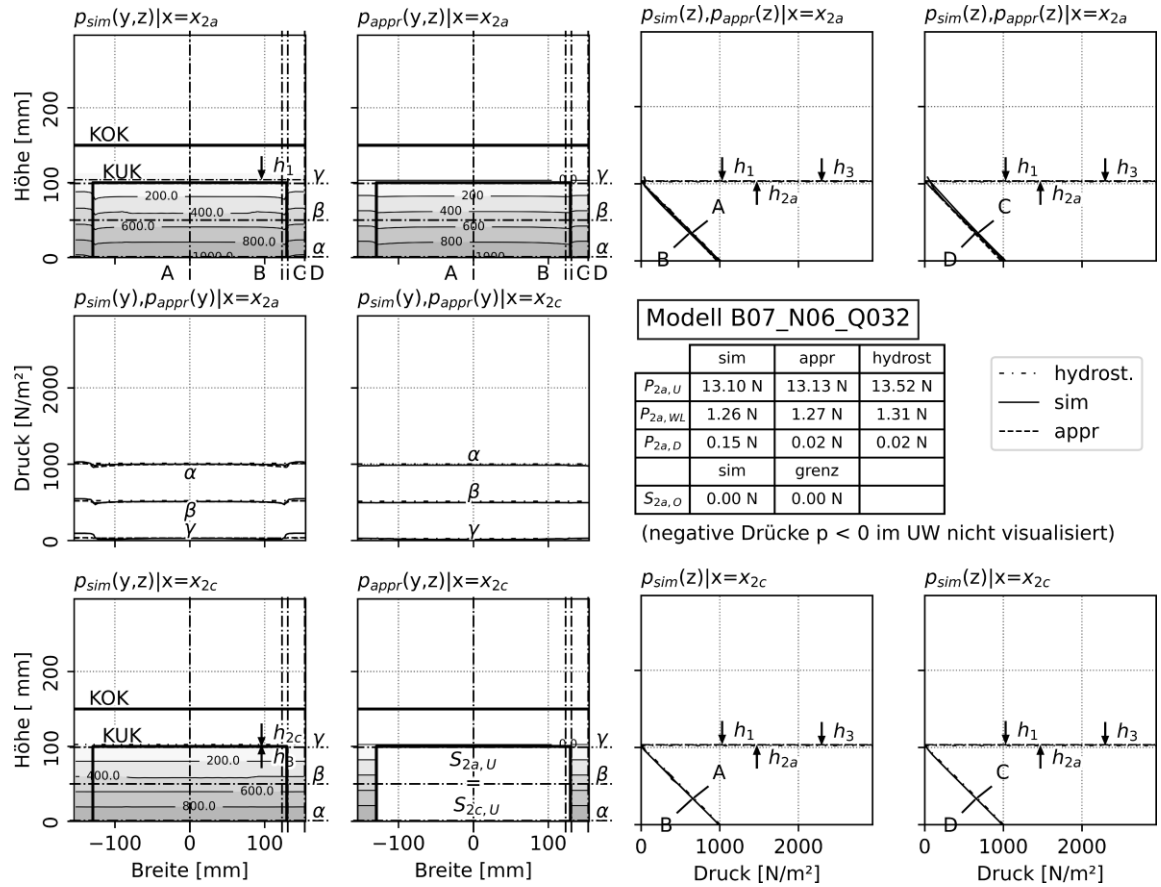
A 1.38 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N16

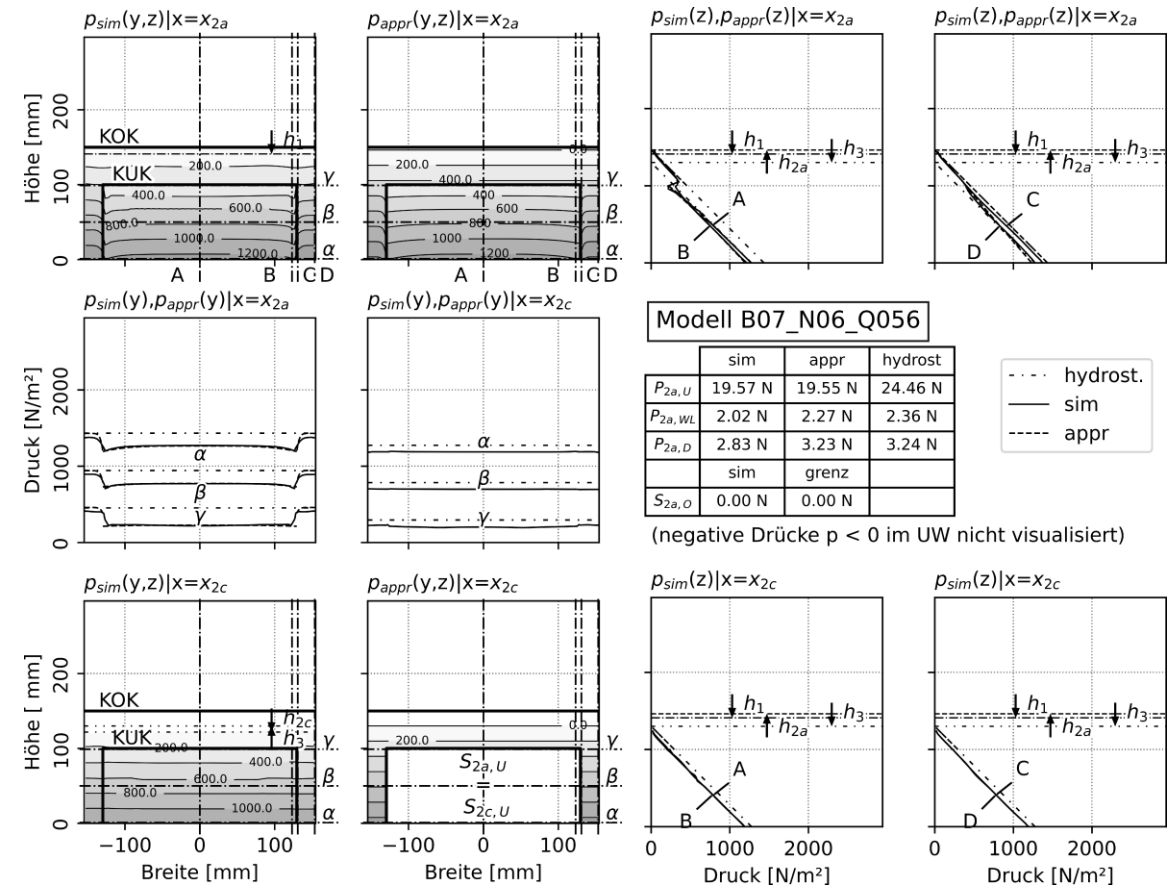


A 1.39 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N18

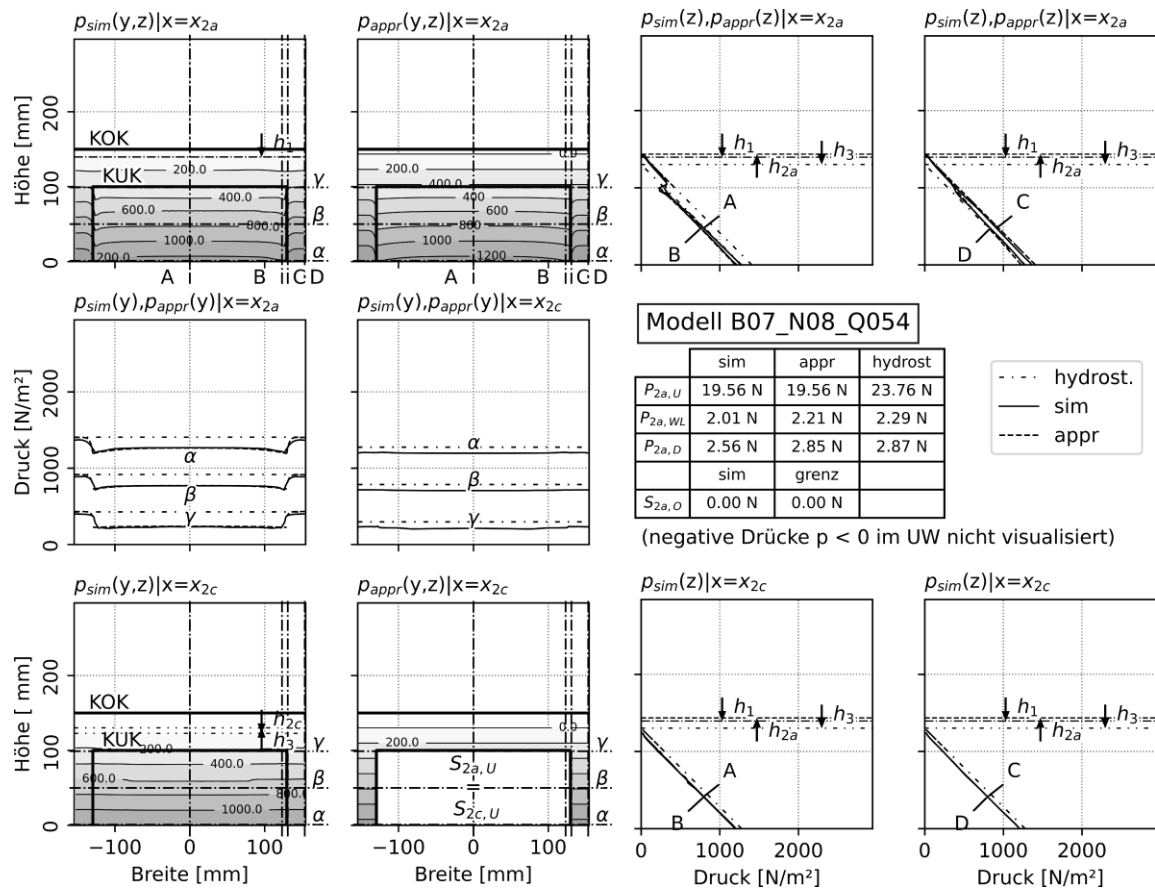
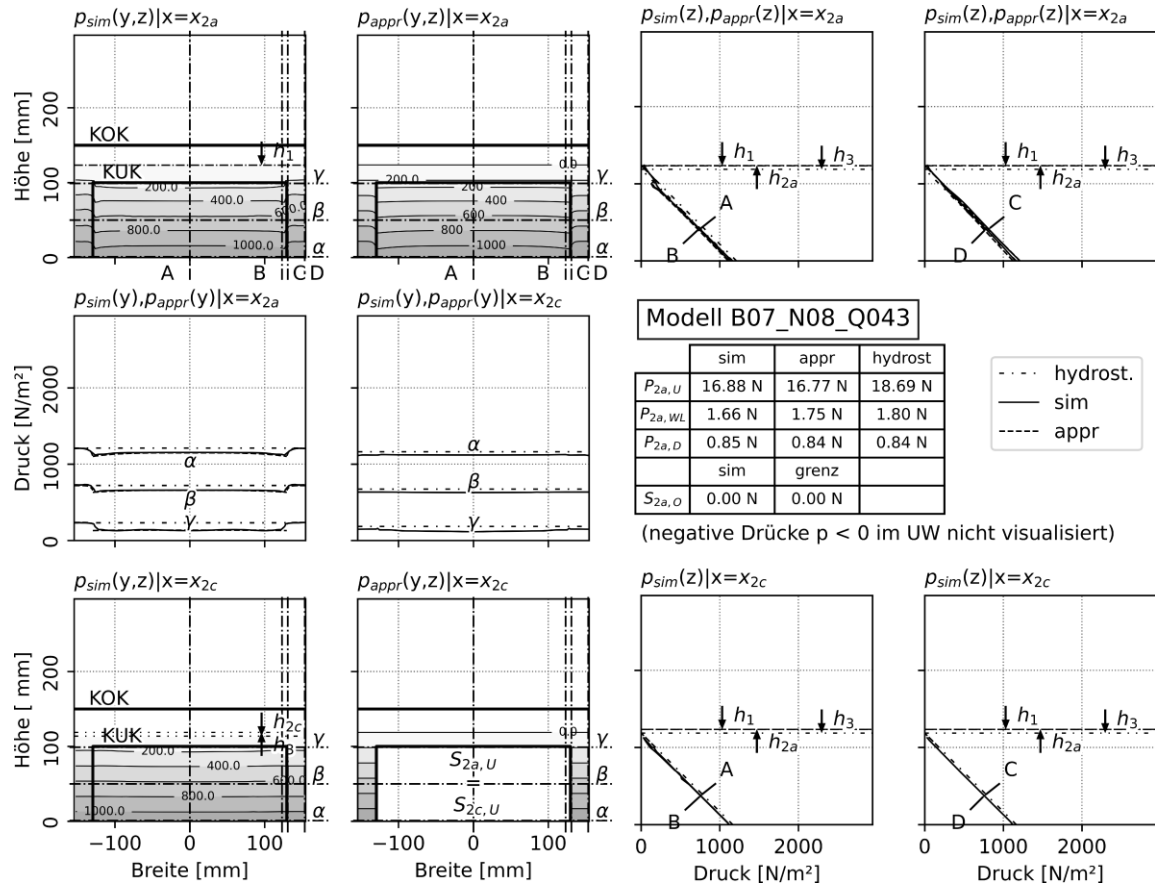


A 1.40 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N06





A 1.41 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N08



A 1.42 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N10

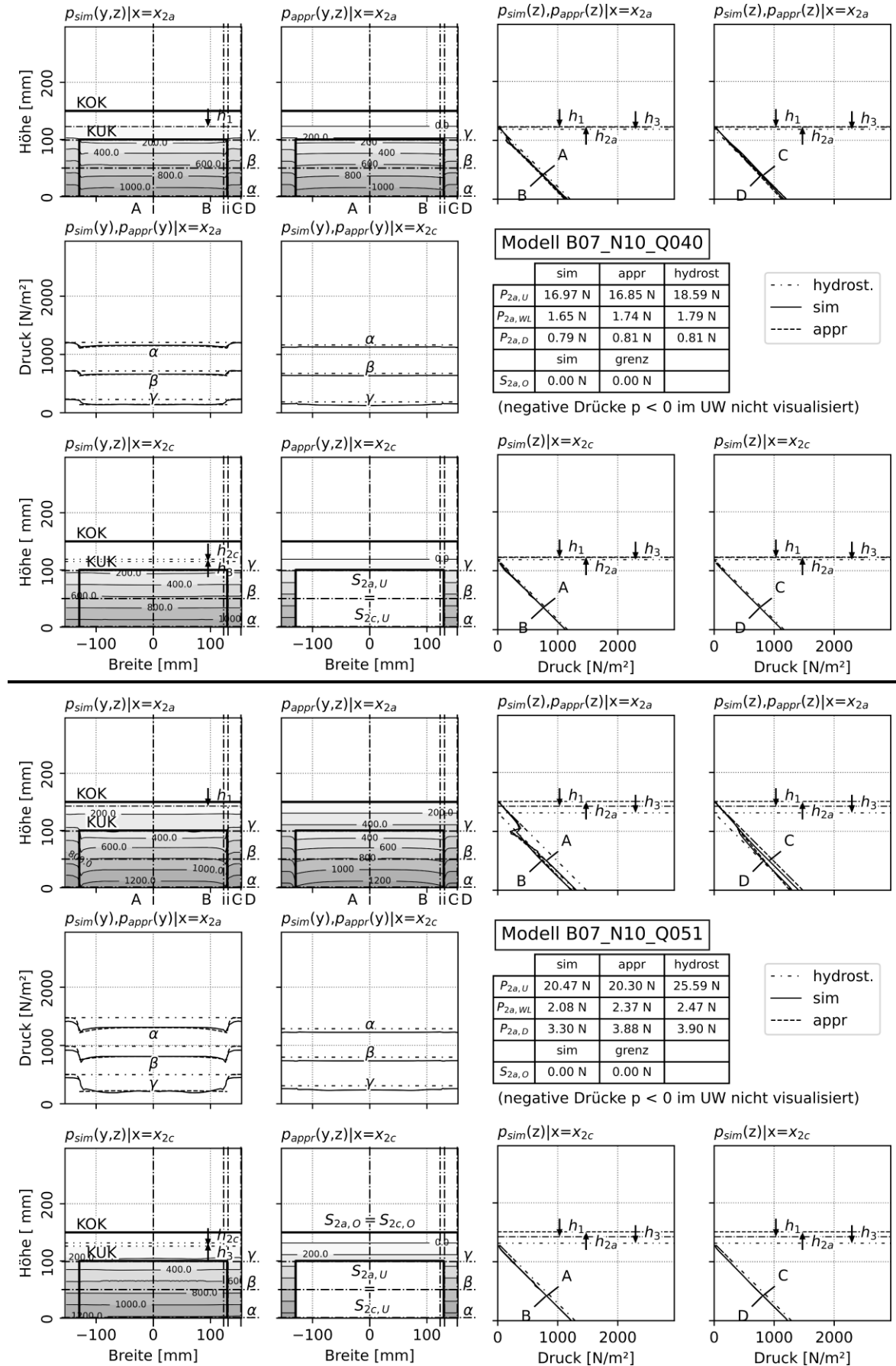


Figure 10 displays the comparison of pressure distributions and water levels for the B07_N12_Q038 model. The figure is organized into four rows and two columns, comparing simulation (sim) and approximation (appr) results.

Row 1: Vertical cross-sections at $x = x_{2a}$

- Left: $p_{sim}(y, z) | x = x_{2a}$ (Höhe [mm] vs. y)
- Right: $p_{appr}(y, z) | x = x_{2a}$ (Höhe [mm] vs. y)

Row 2: Horizontal cross-sections at $x = x_{2a}$

- Left: $p_{sim}(z), p_{appr}(z) | x = x_{2a}$ (Druck [N/m²] vs. z)
- Right: $p_{sim}(z), p_{appr}(z) | x = x_{2a}$ (Druck [N/m²] vs. z)

Row 3: Vertical cross-sections at $x = x_{2c}$

- Left: $p_{sim}(y), p_{appr}(y) | x = x_{2c}$ (Höhe [mm] vs. y)
- Right: $p_{sim}(y), p_{appr}(y) | x = x_{2c}$ (Höhe [mm] vs. y)

Row 4: Horizontal cross-sections at $x = x_{2c}$

- Left: $p_{sim}(z), p_{appr}(z) | x = x_{2c}$ (Druck [N/m²] vs. z)
- Right: $p_{sim}(z), p_{appr}(z) | x = x_{2c}$ (Druck [N/m²] vs. z)

Table: Modell B07_N12_Q038

	sim	appr	hydrost
$P_{2a,U}$	17.25 N	17.13 N	18.76 N
$P_{2a,WL}$	1.66 N	1.76 N	1.81 N
$P_{2a,D}$	0.85 N	0.86 N	0.86 N
	sim	grenz	
$S_{2a,O}$	0.00 N	0.00 N	

Legend:

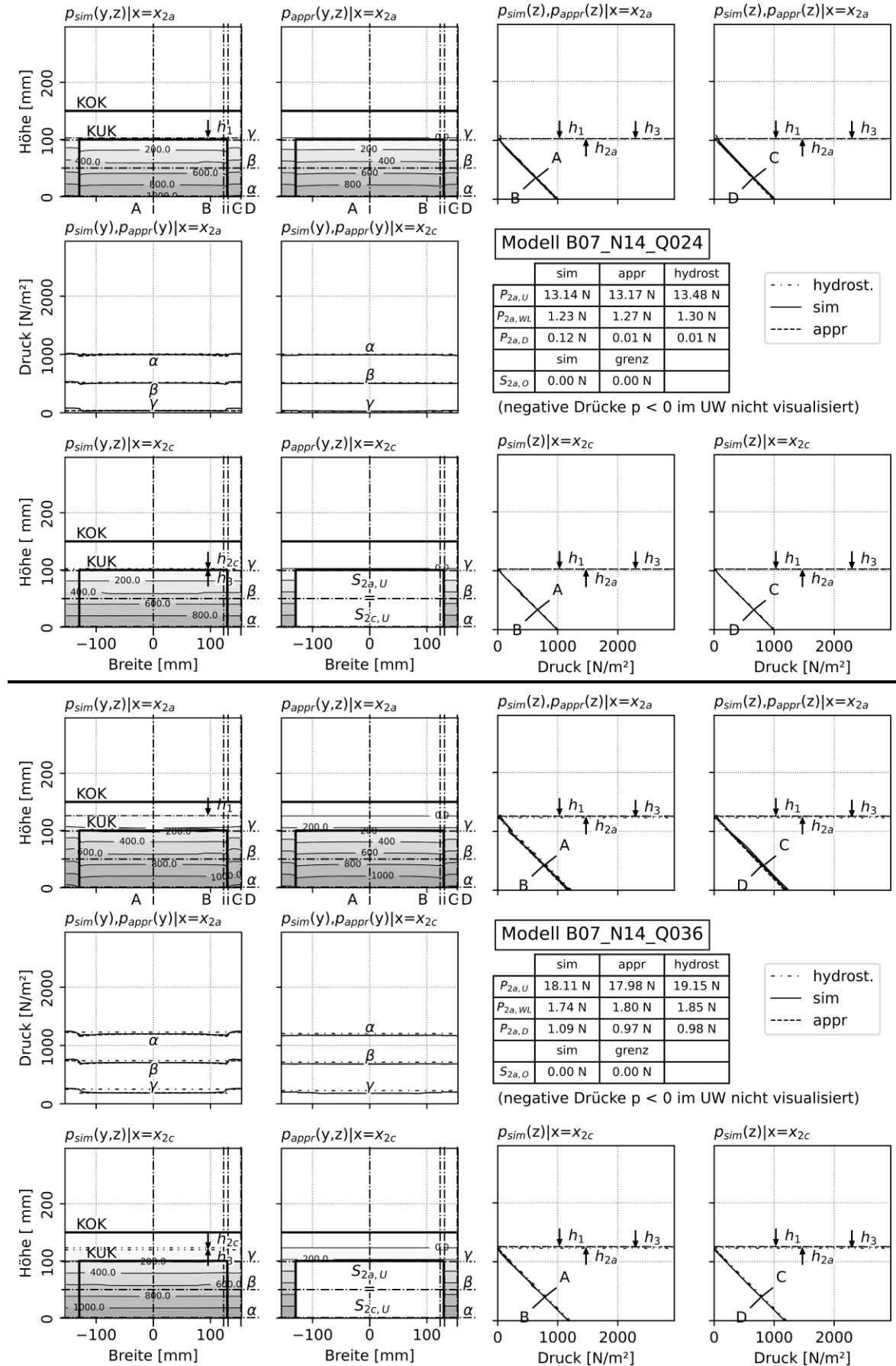
- hydrost.
- sim
- - - - appr

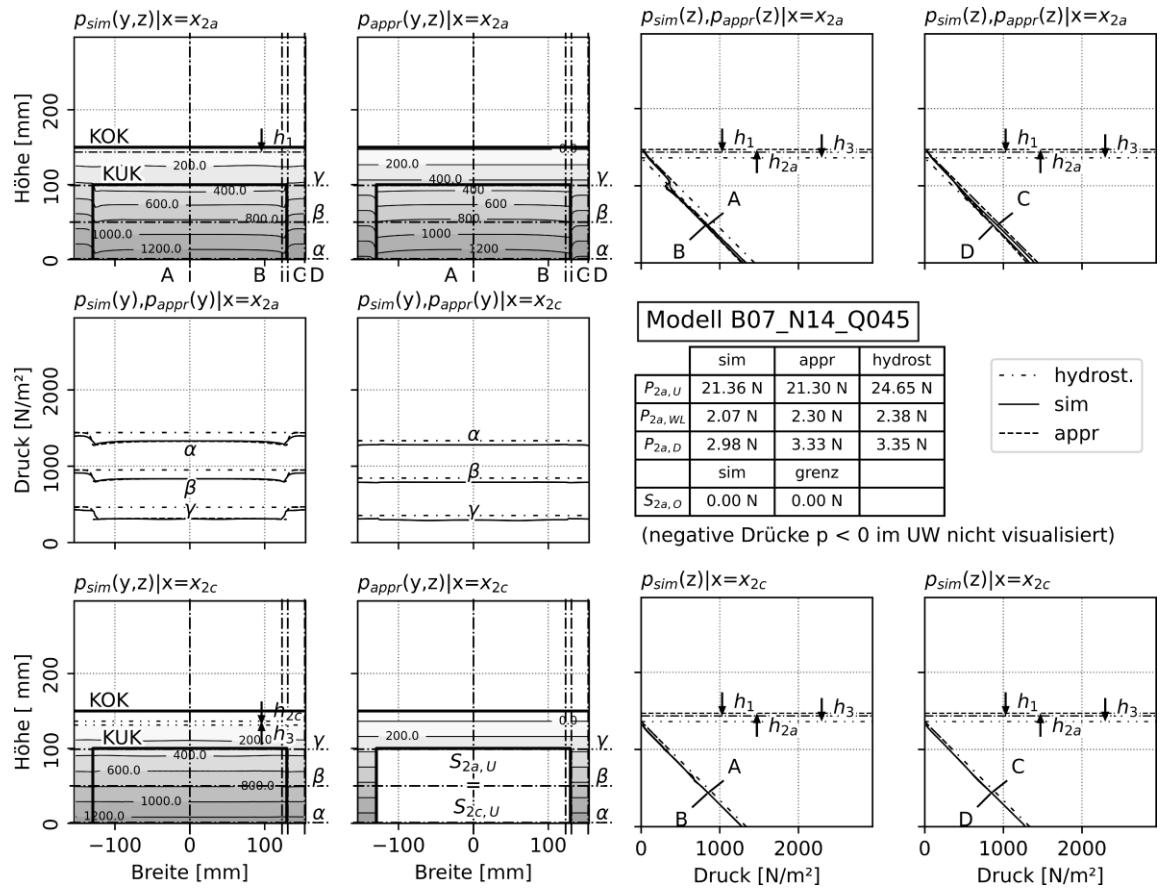
Notes:

- (negative Drücke $p < 0$ im UW nicht visualisiert)

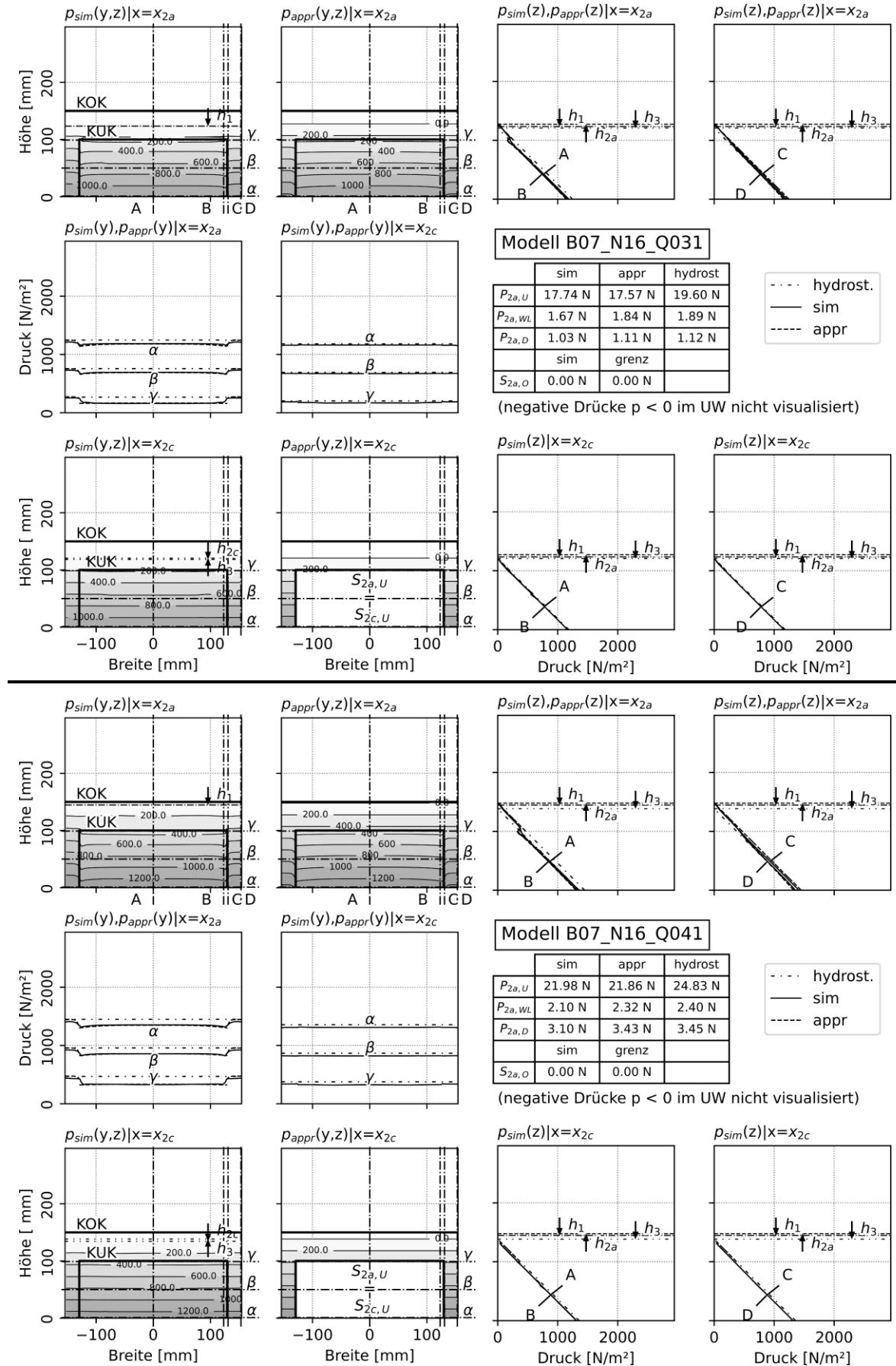


A 1.44 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N14

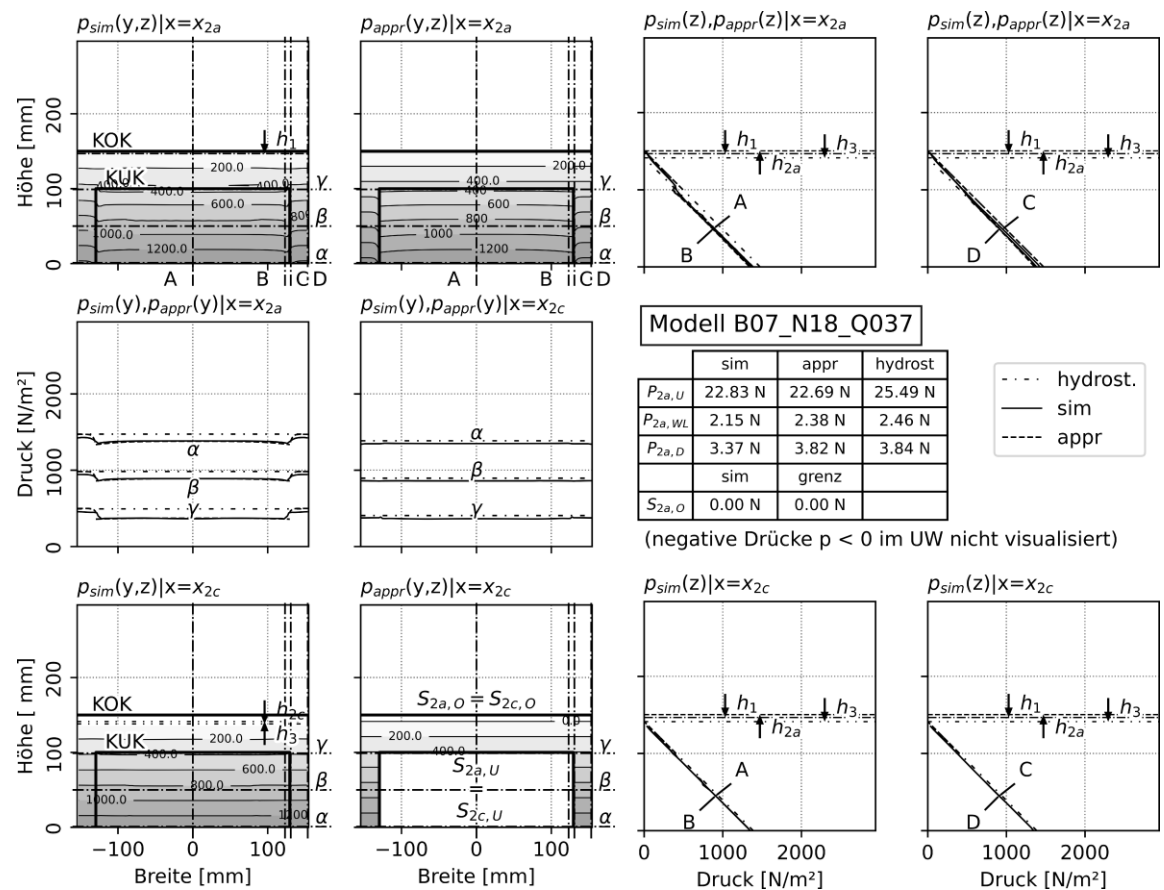
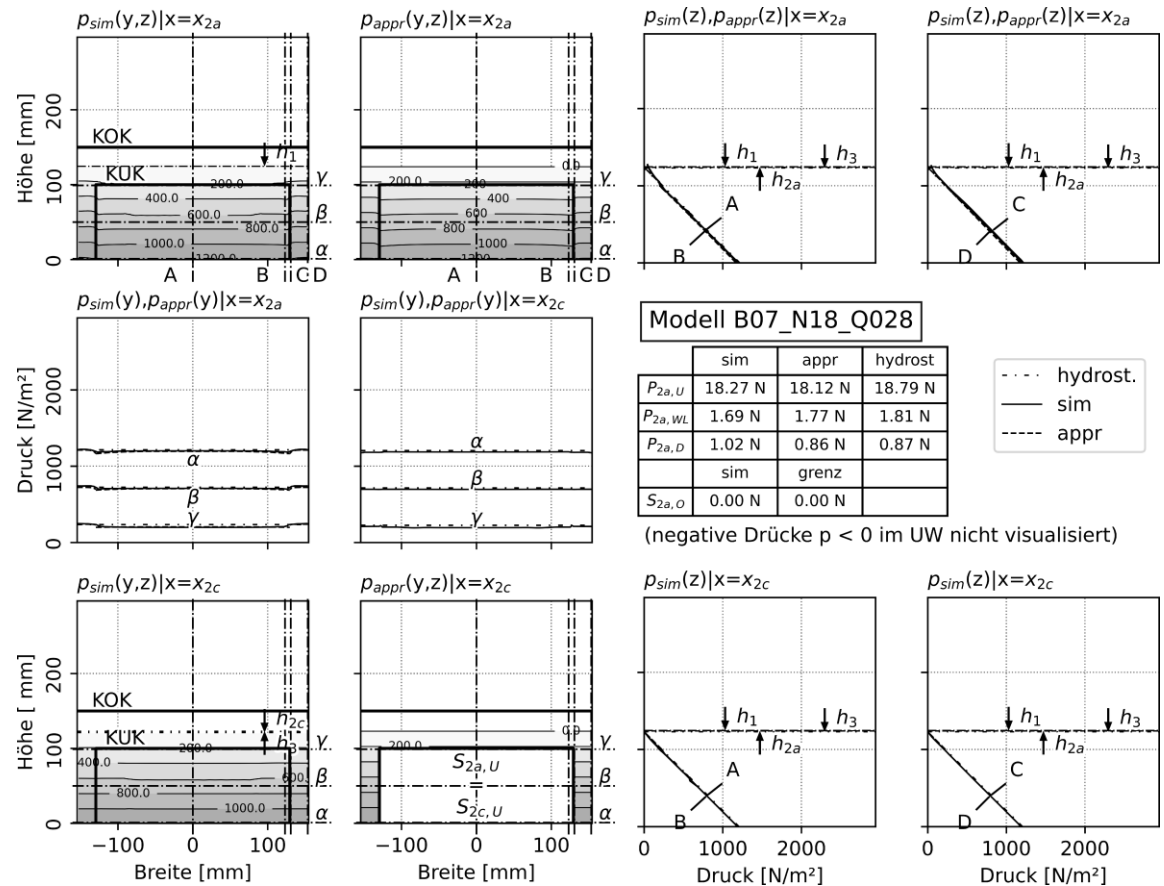




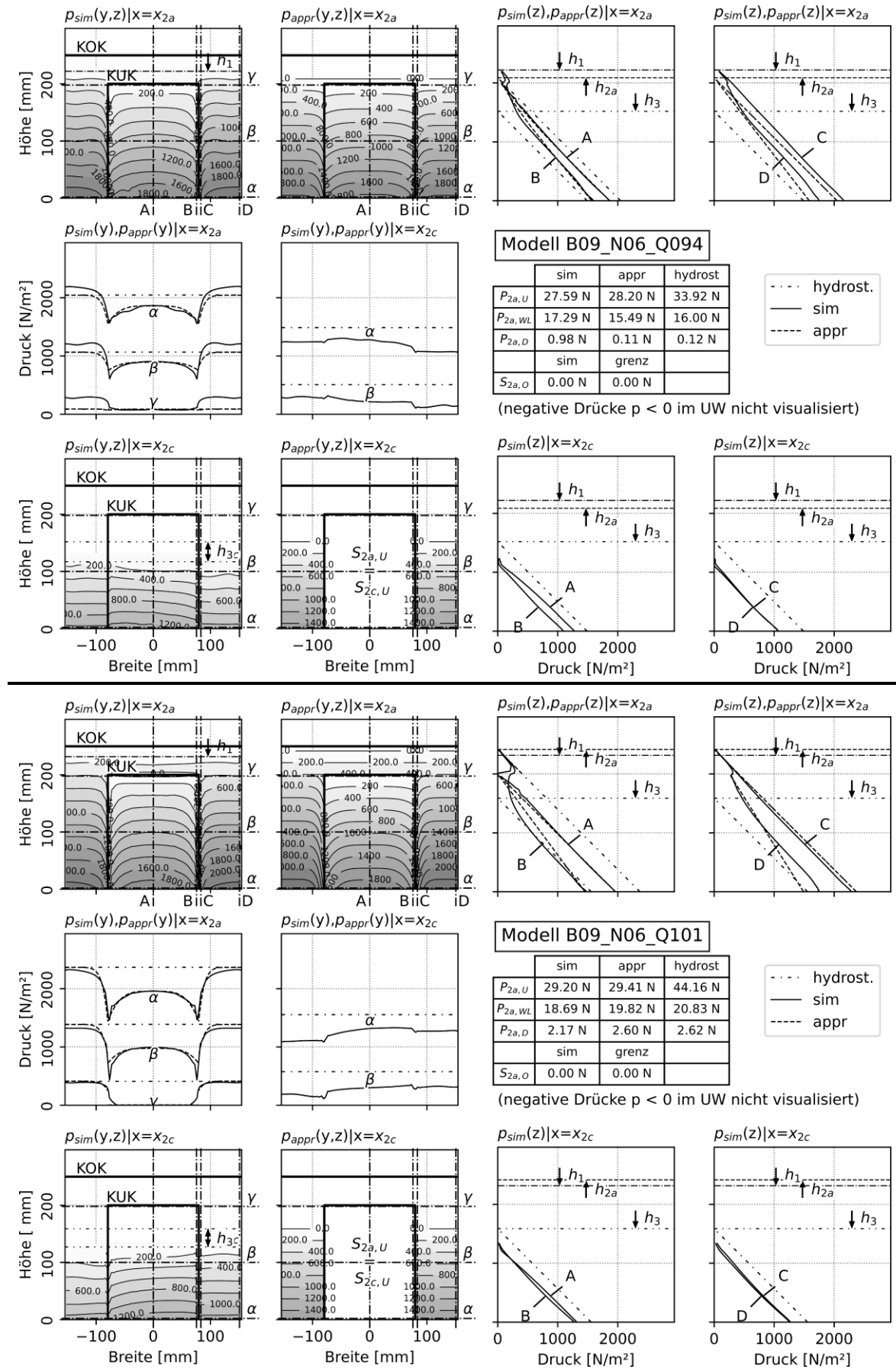
A 1.45 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N16



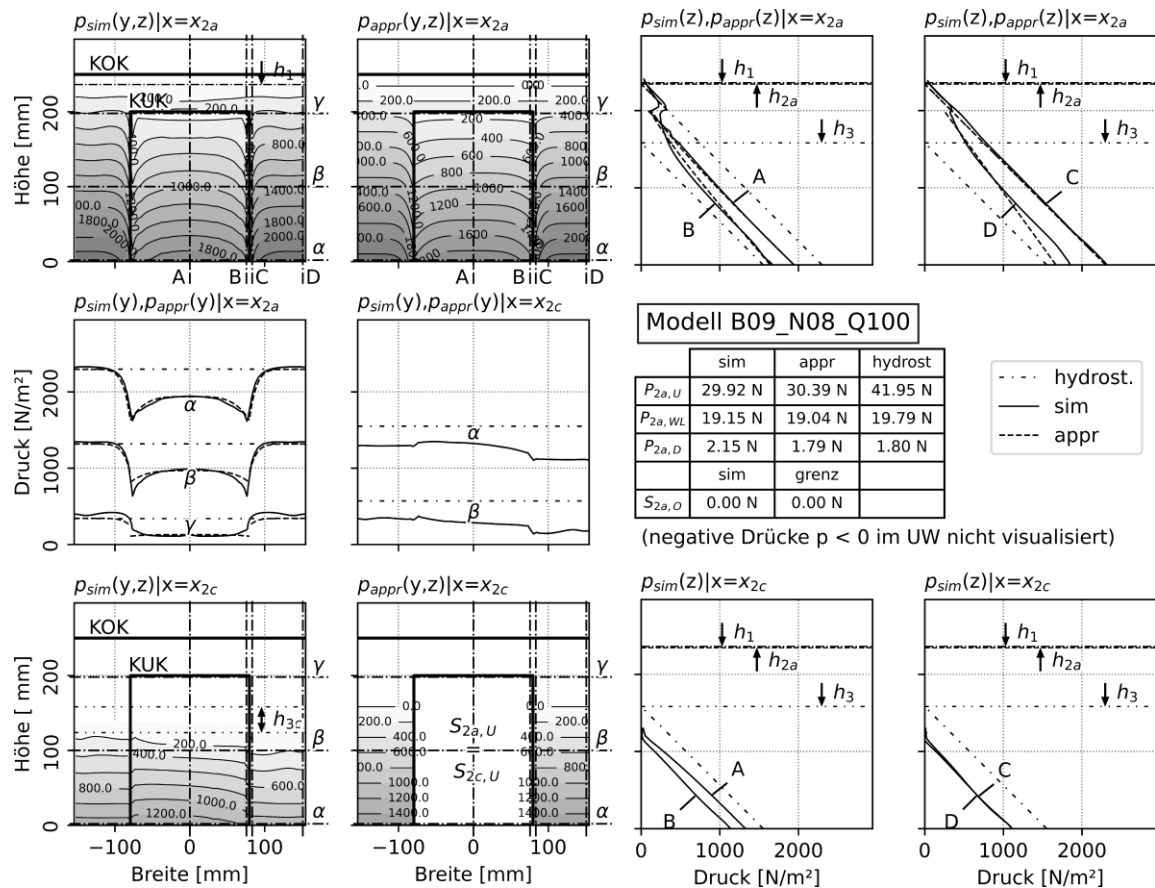
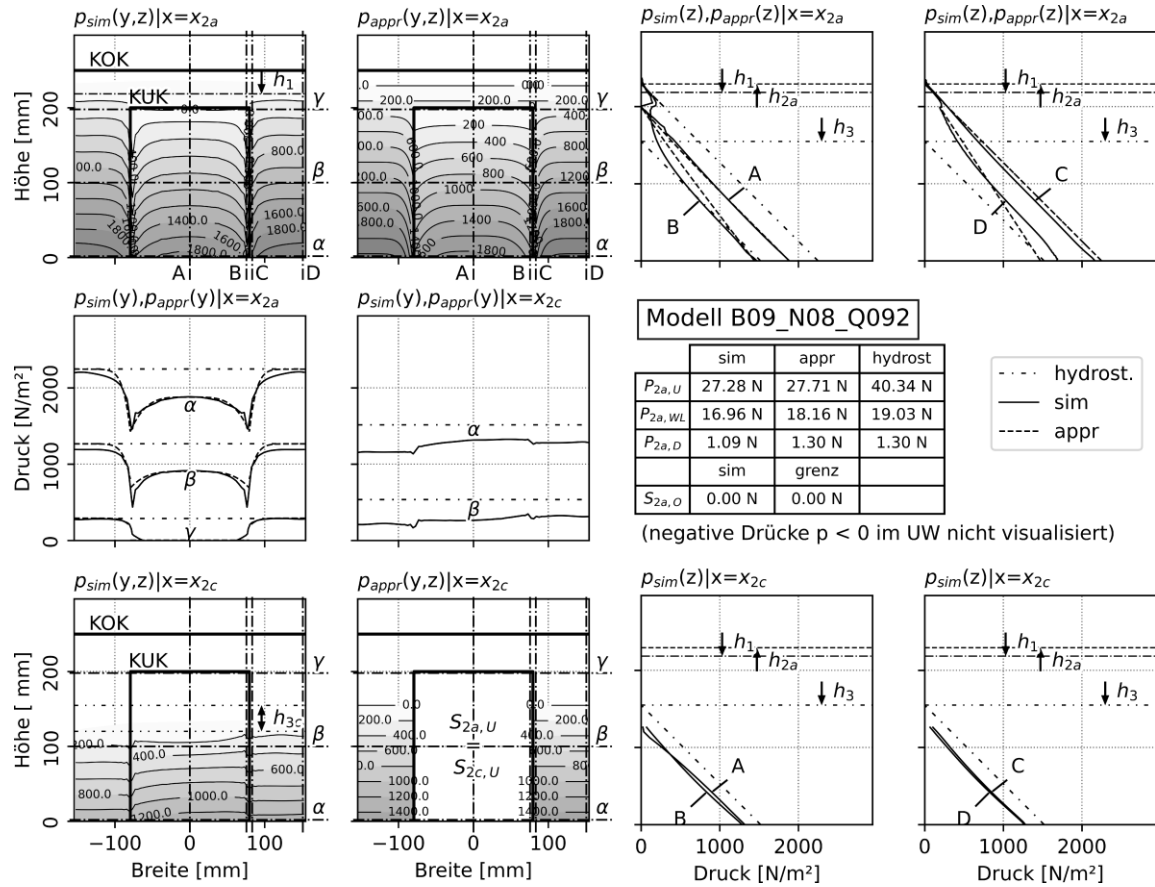
A 1.46 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N18



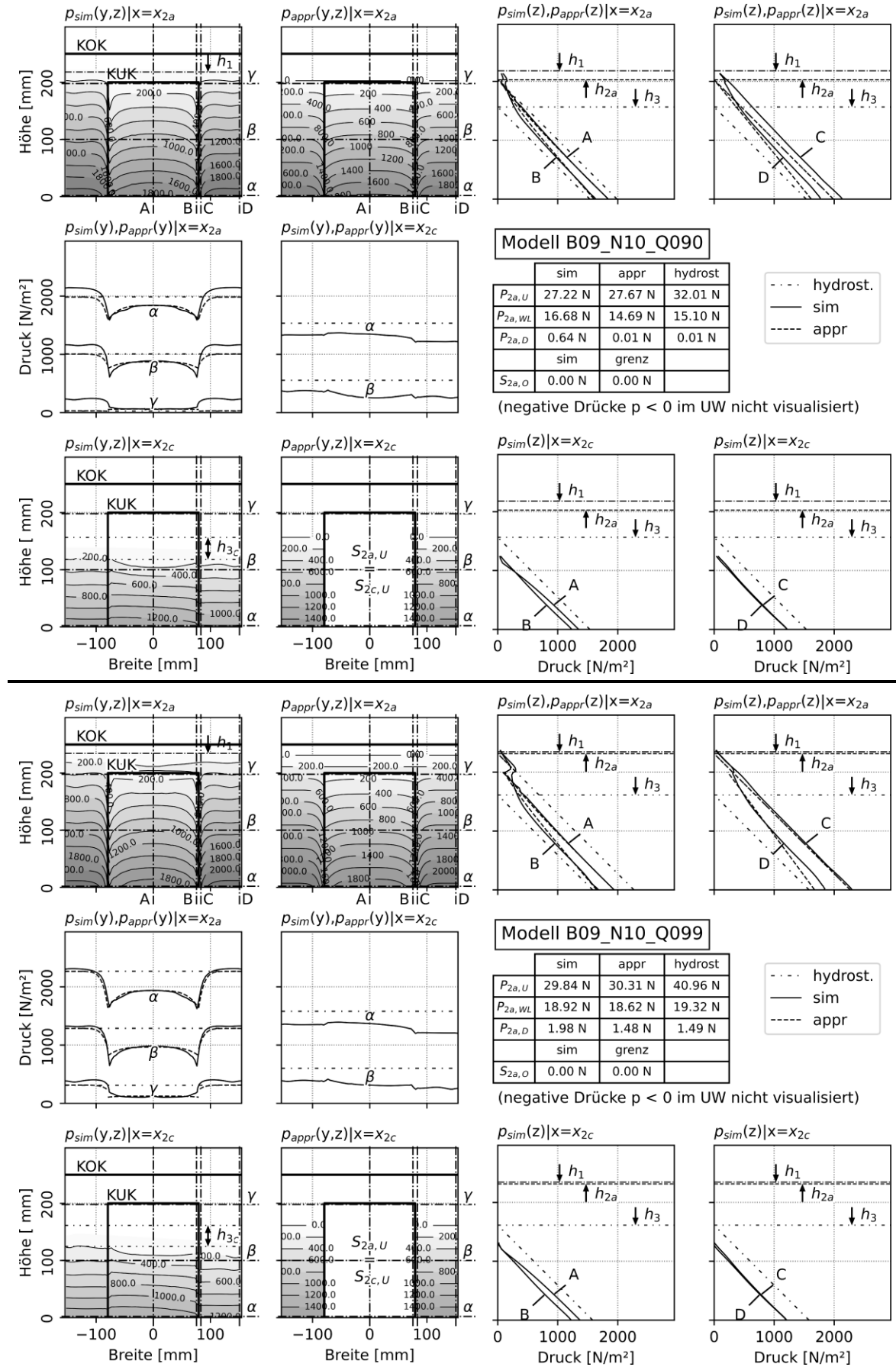
A 1.47 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N06



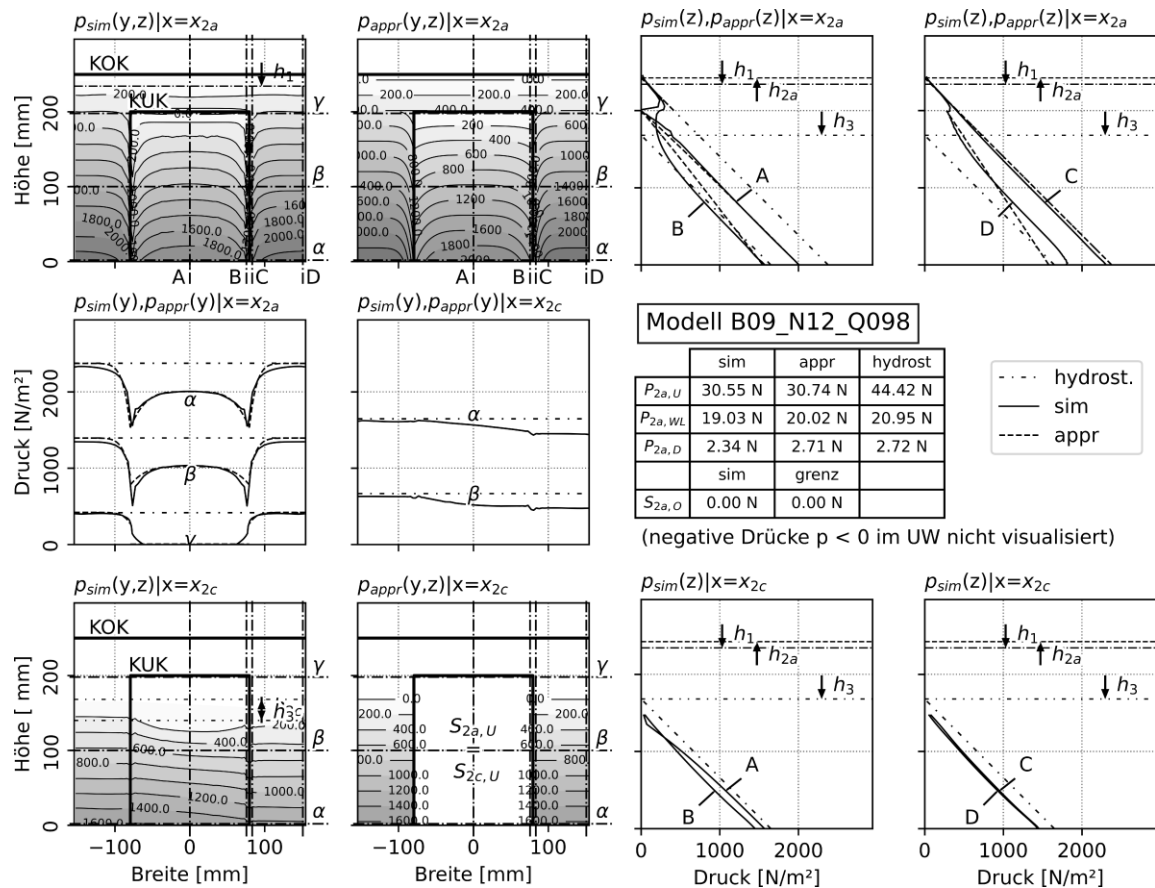
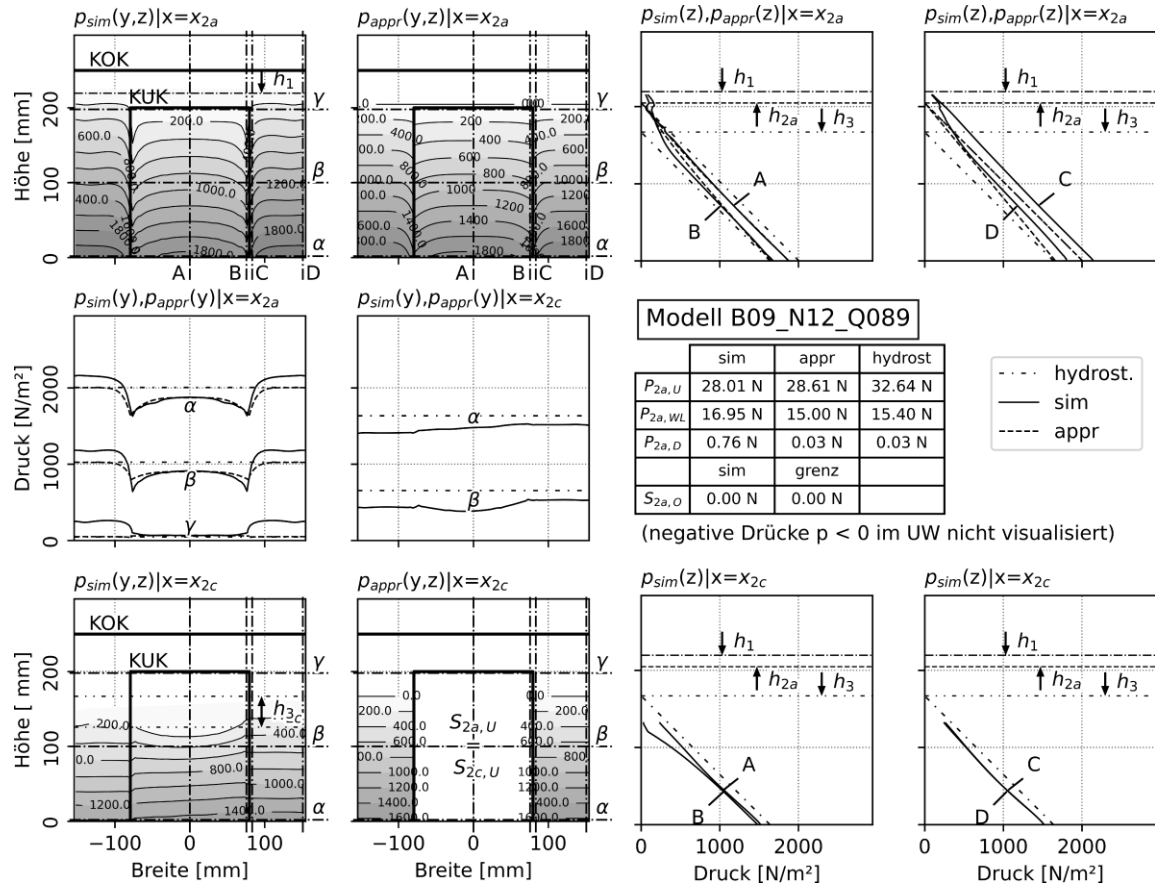
A 1.48 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N08



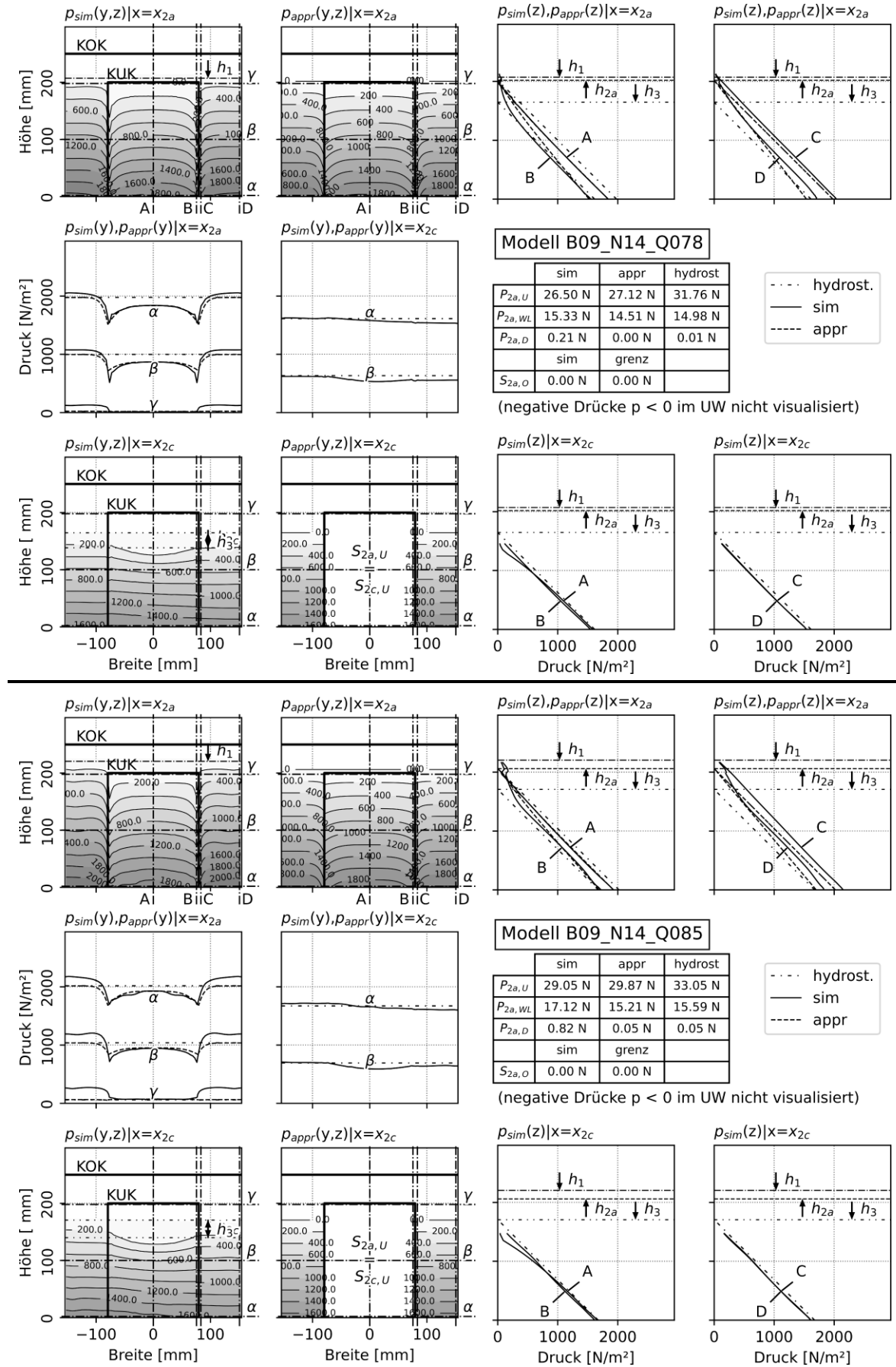
A 1.49 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N10

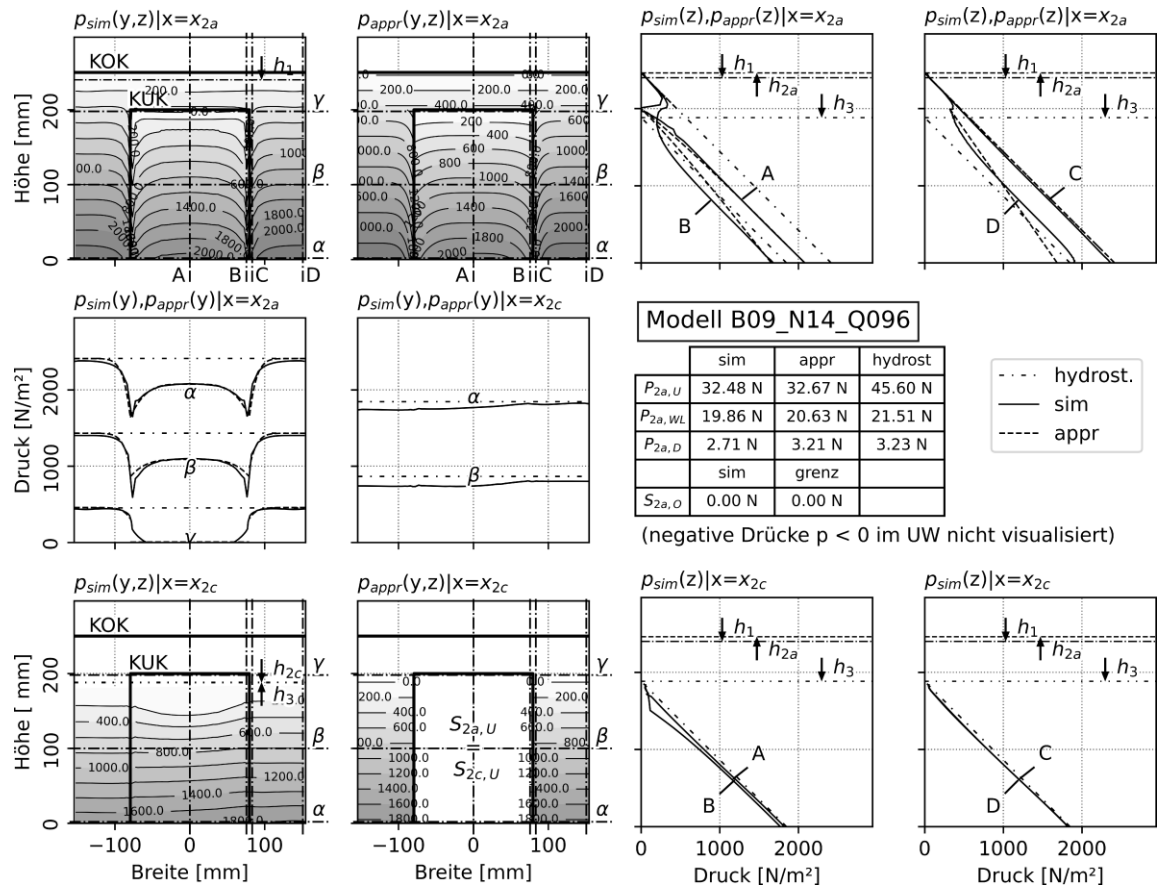


A 1.50 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N12

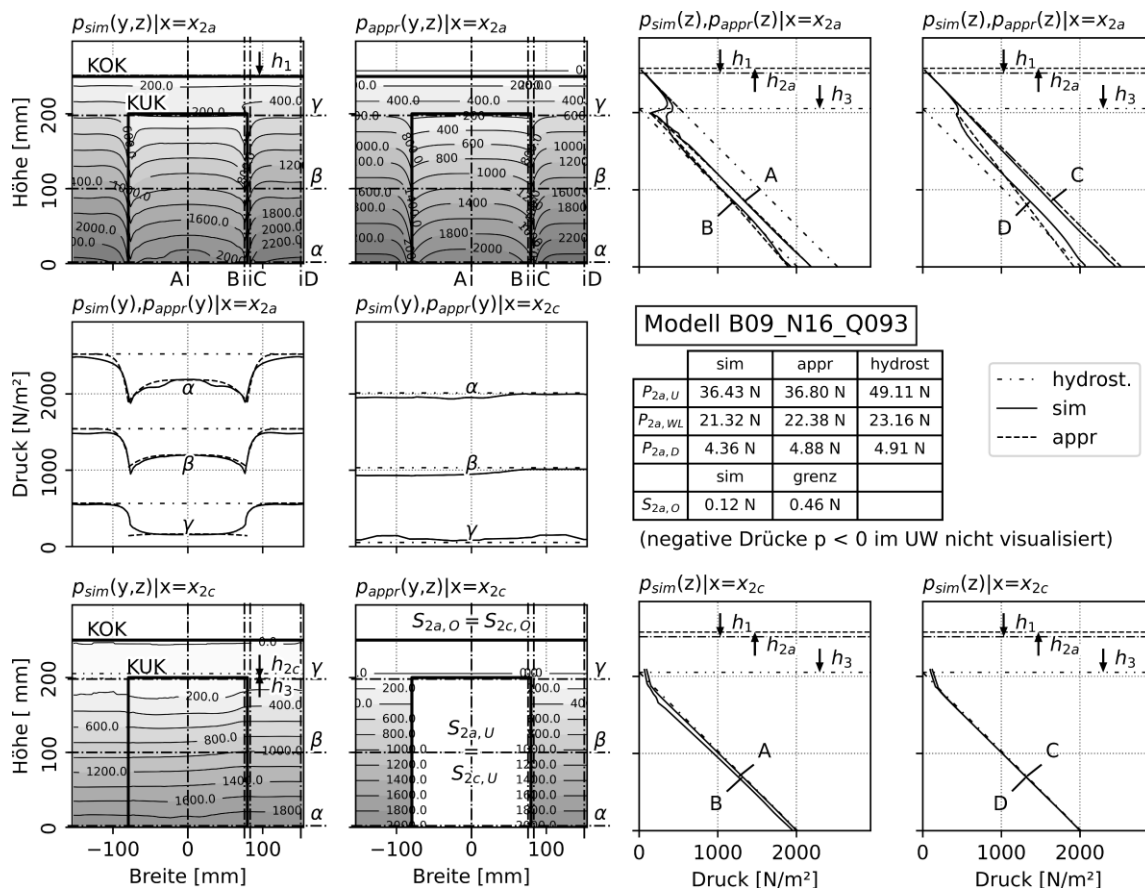
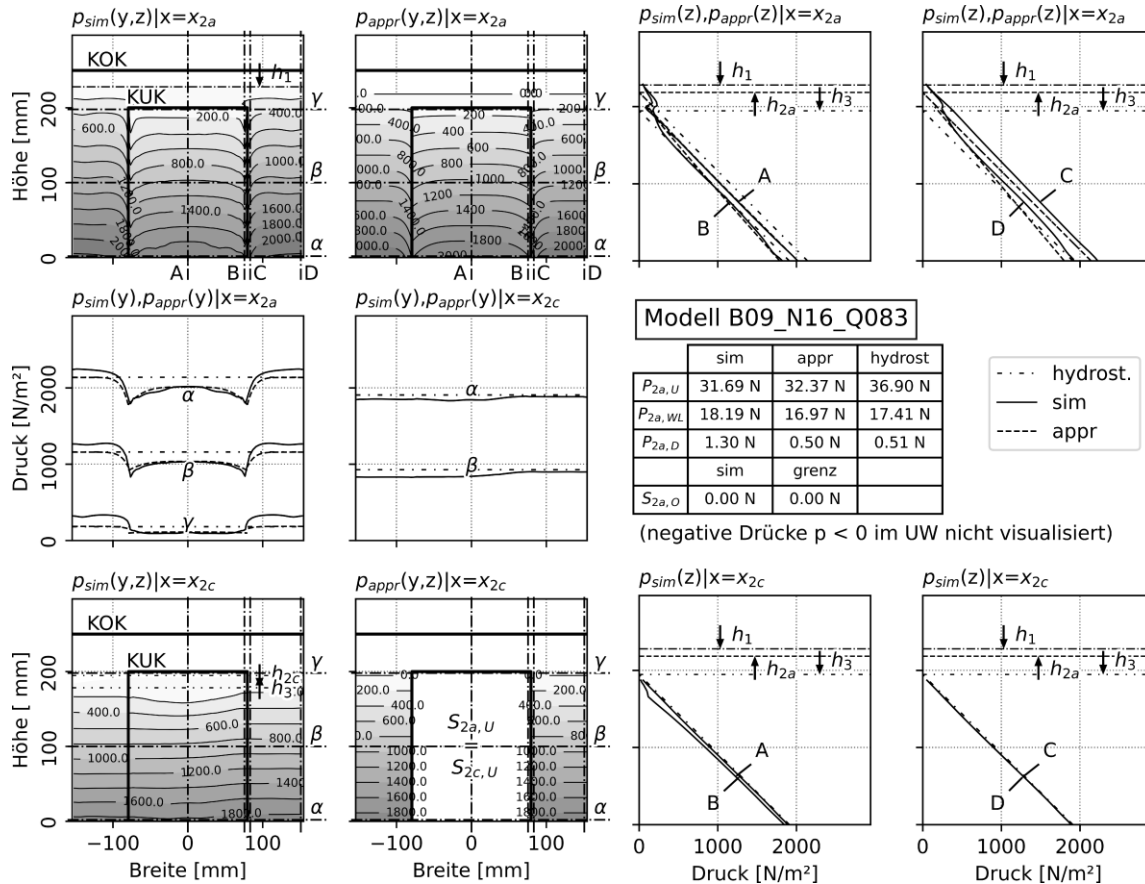


A 1.51 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N14

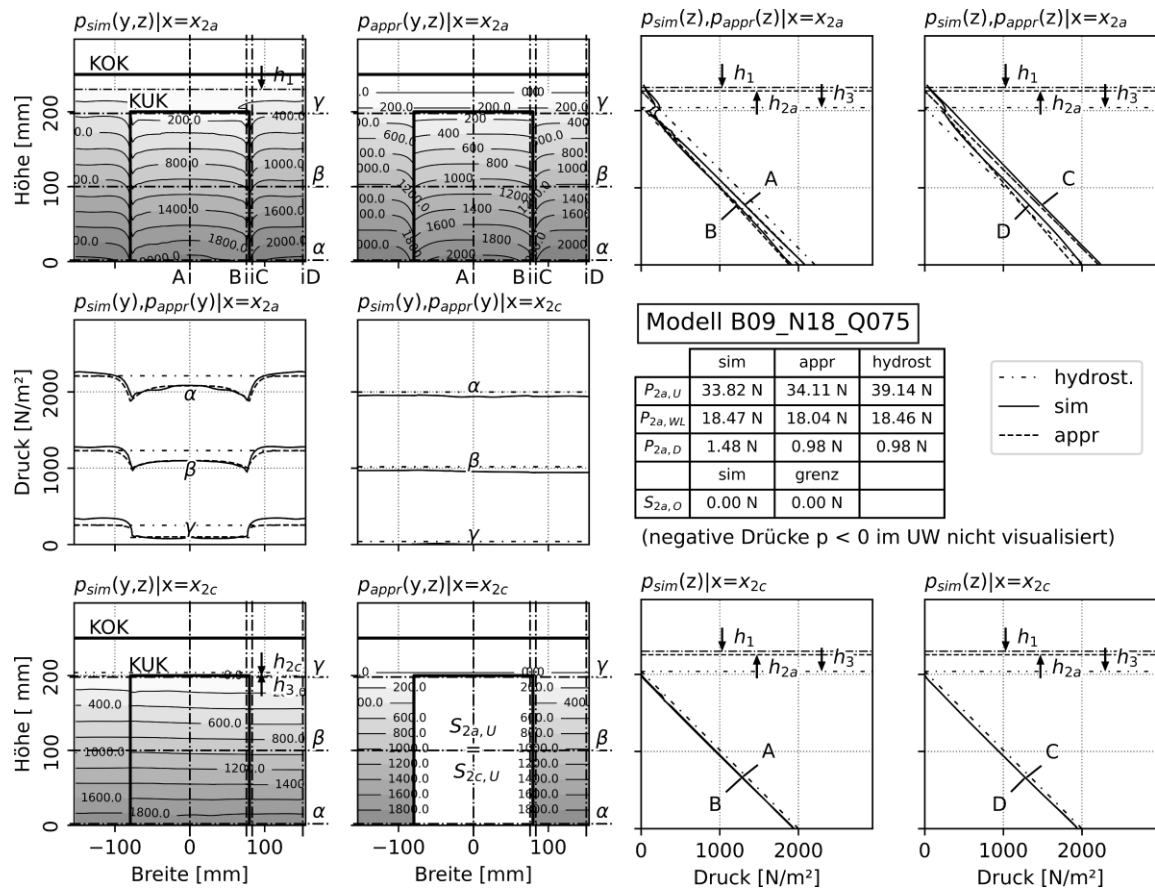
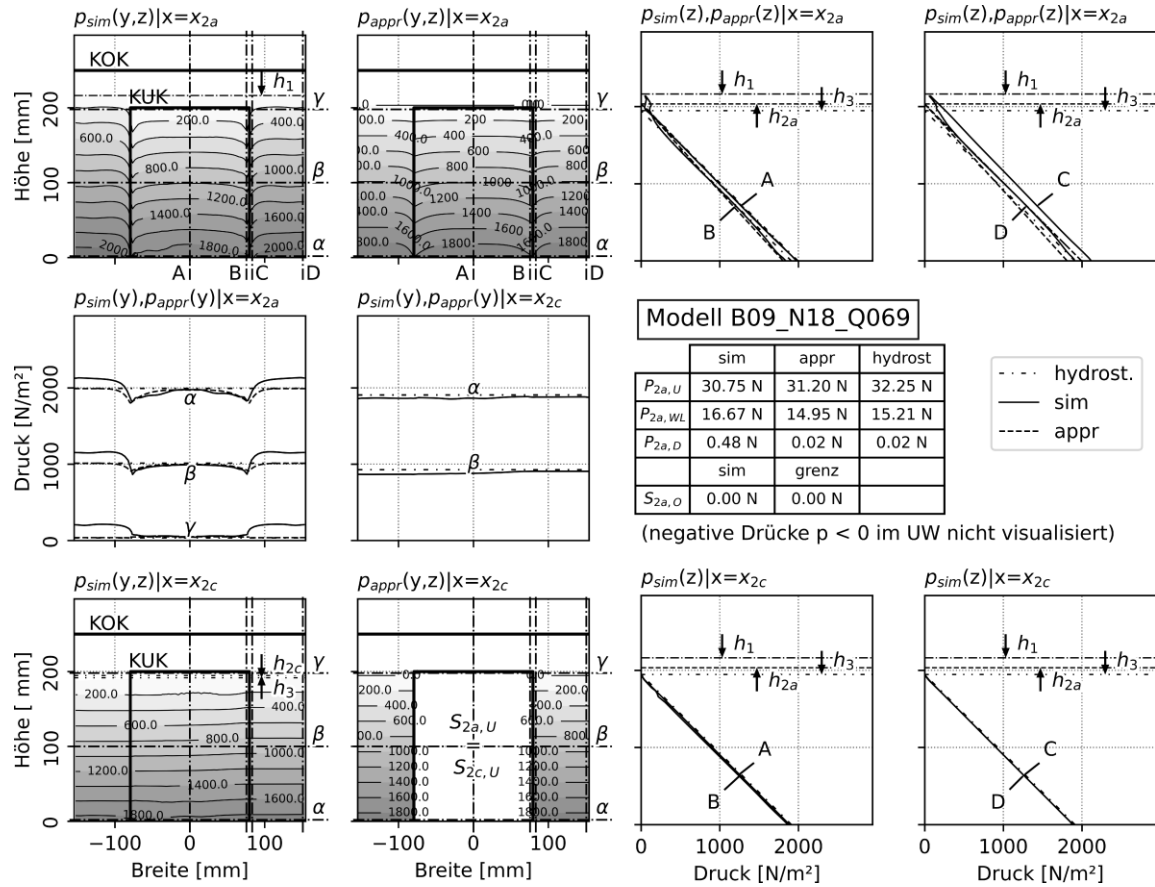




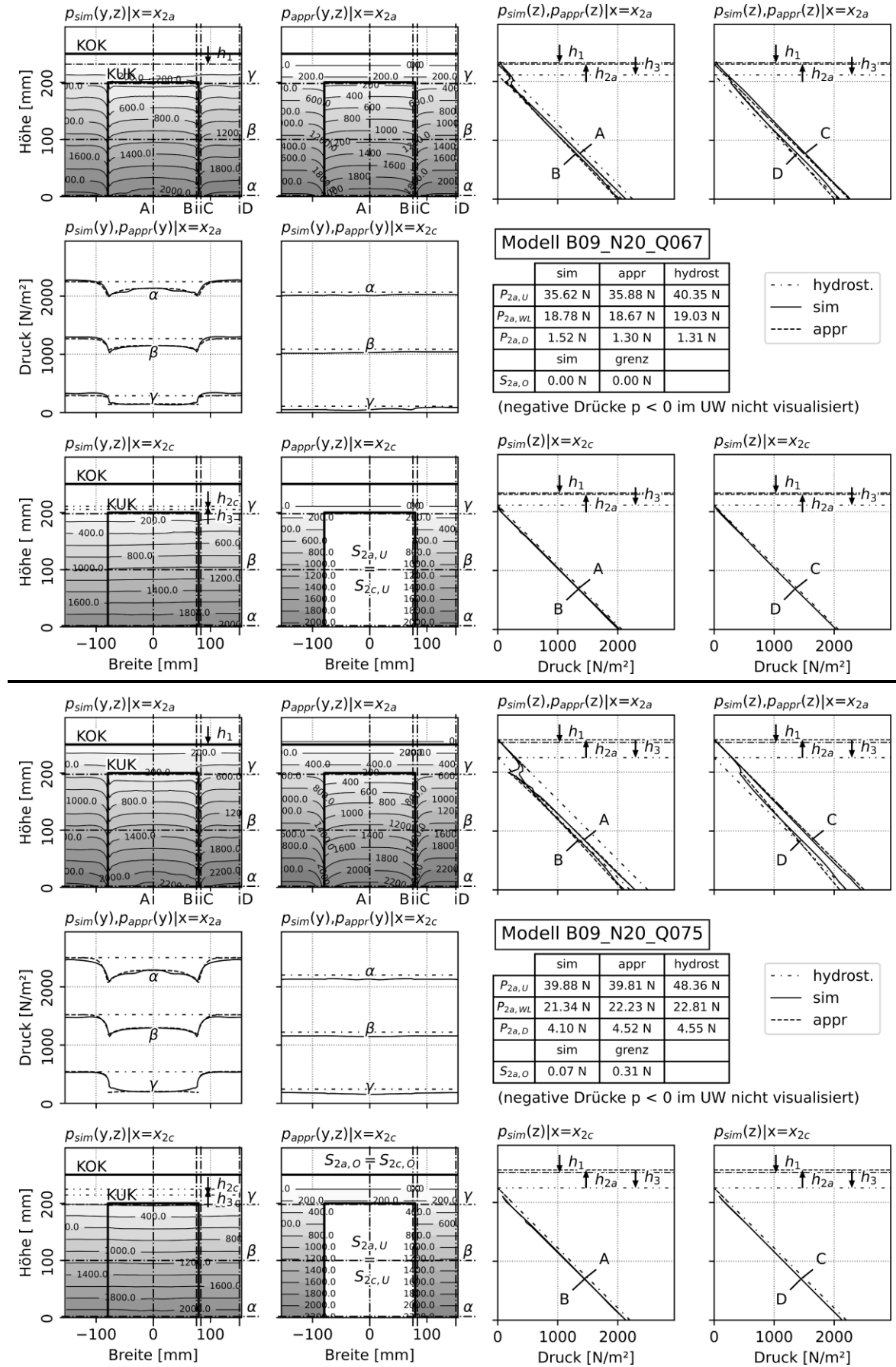
A 1.52 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N16



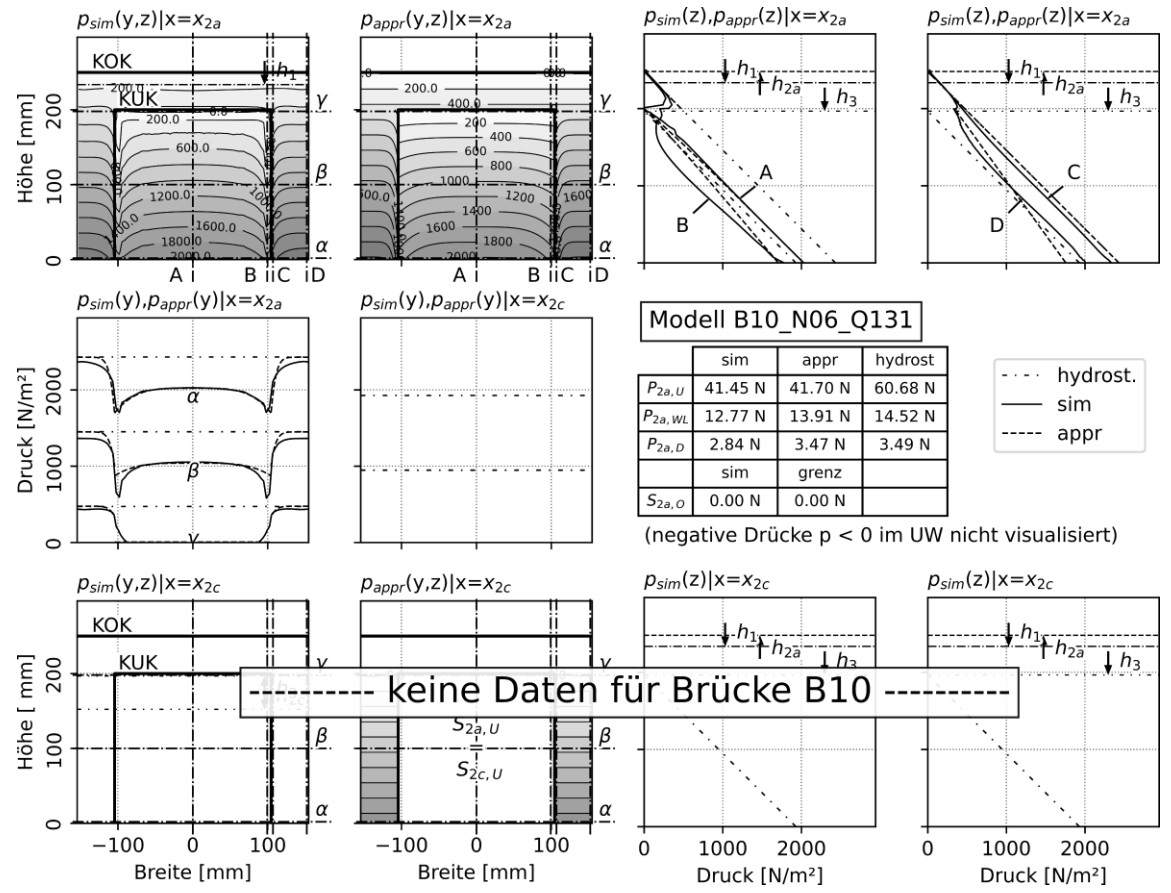
A 1.53 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N18



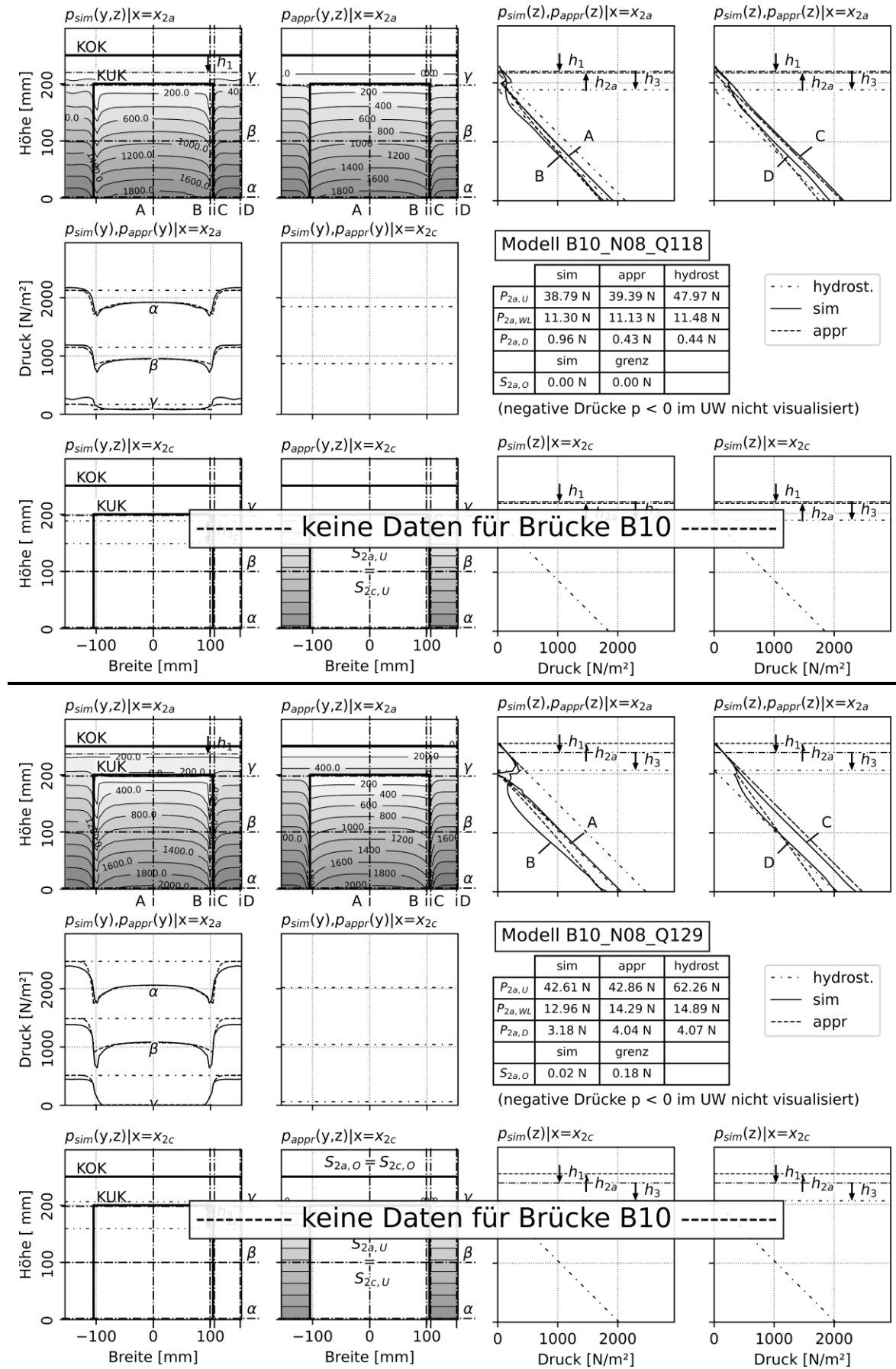
A 1.54 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N20



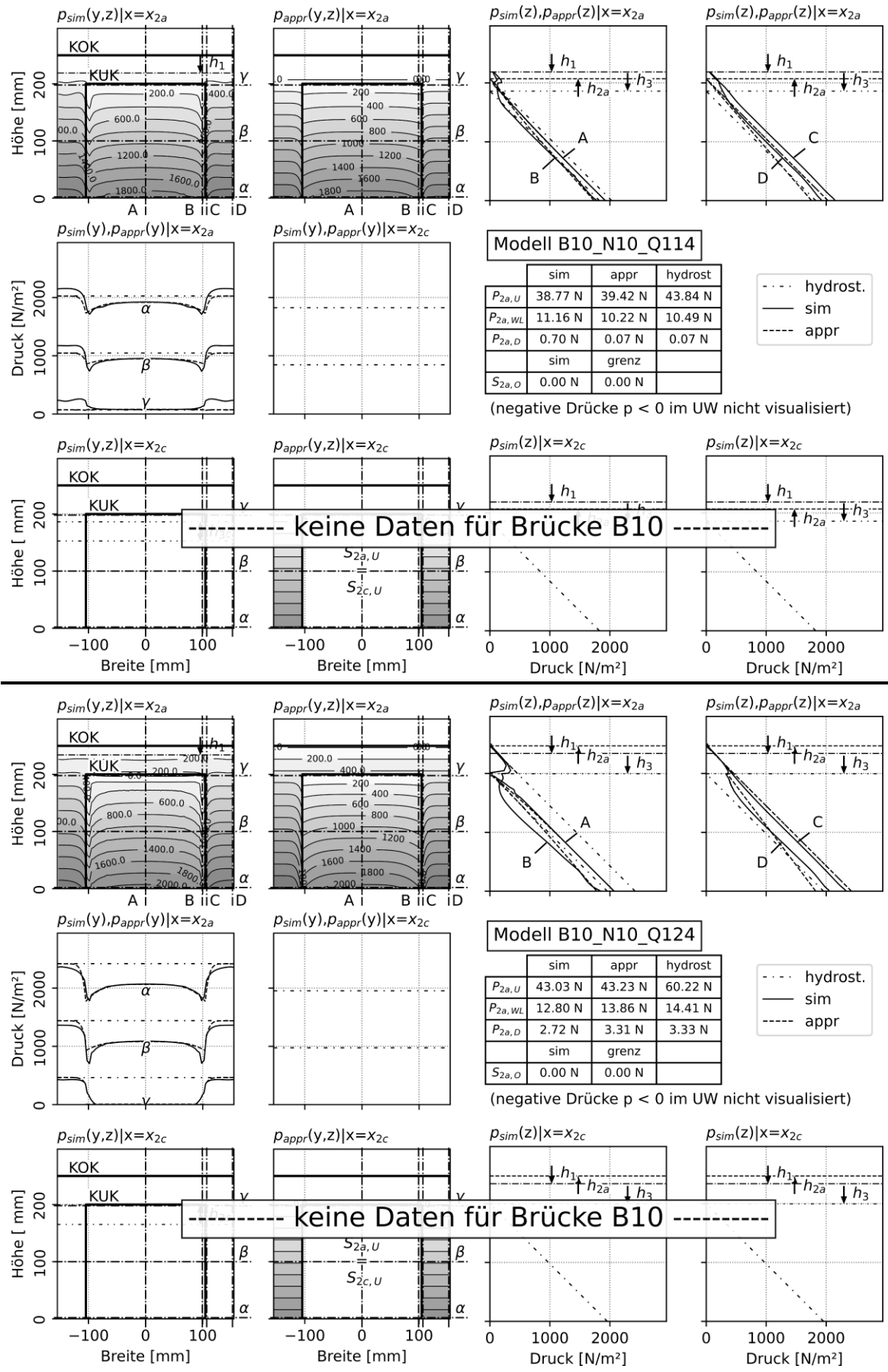
A 1.55 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N06



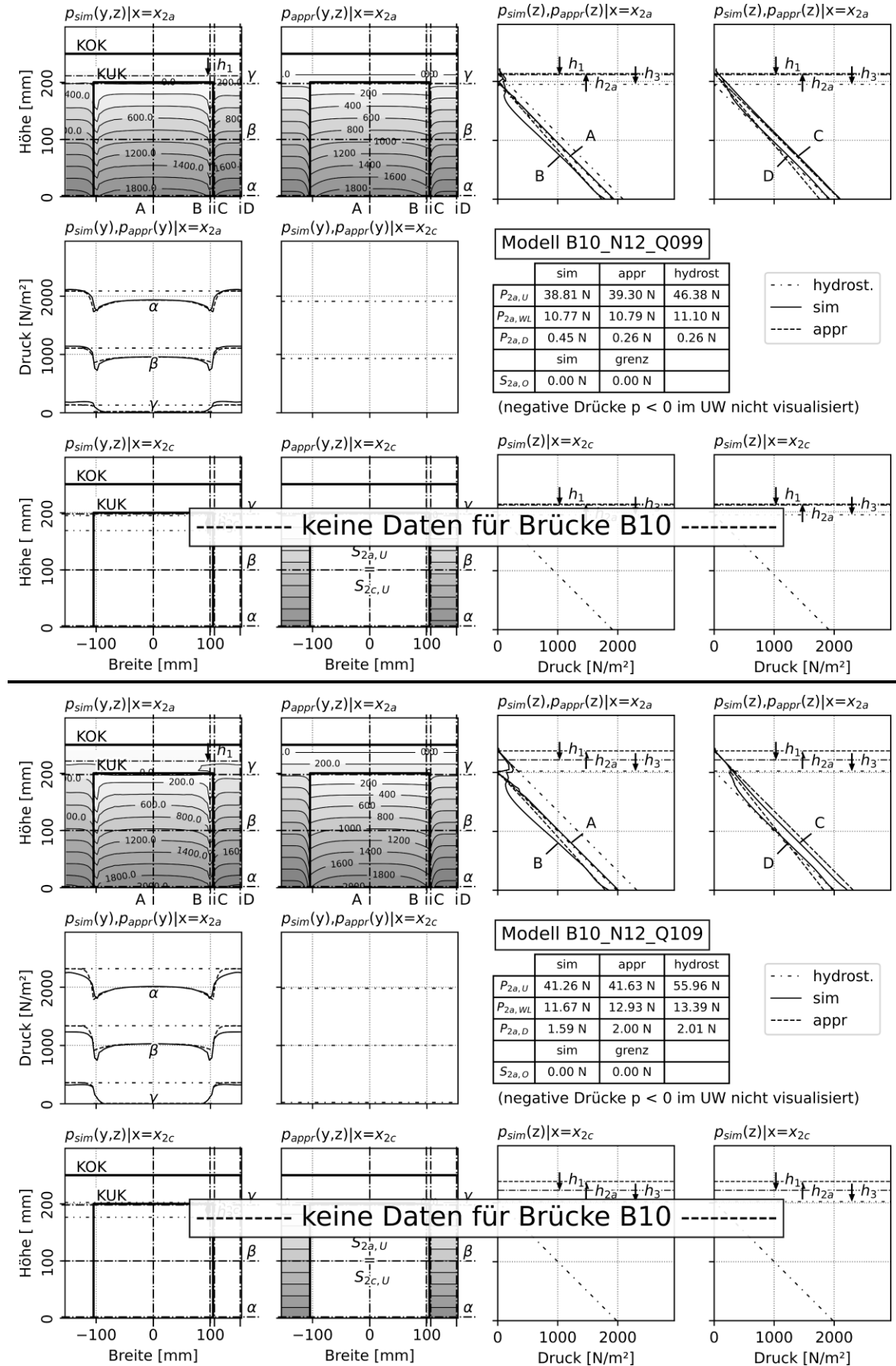
A 1.56 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N08

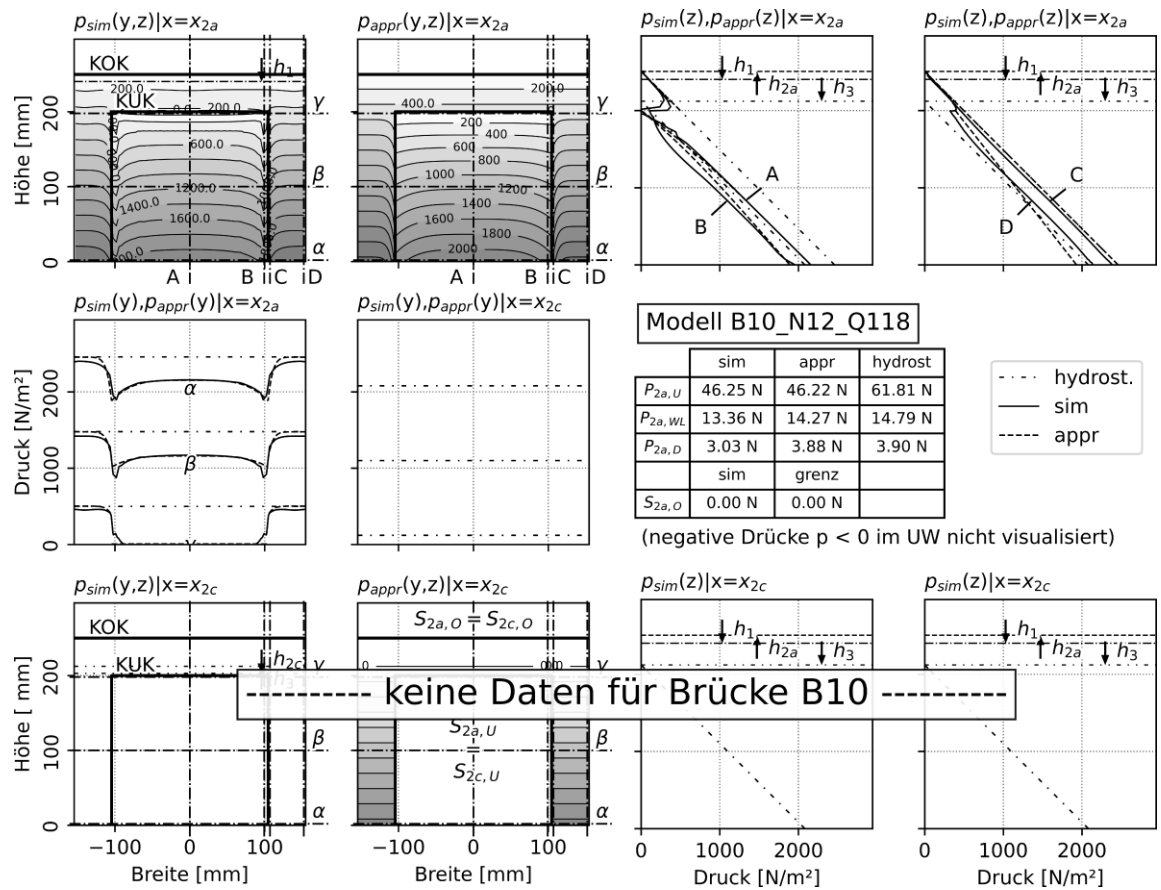


A 1.57 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N10

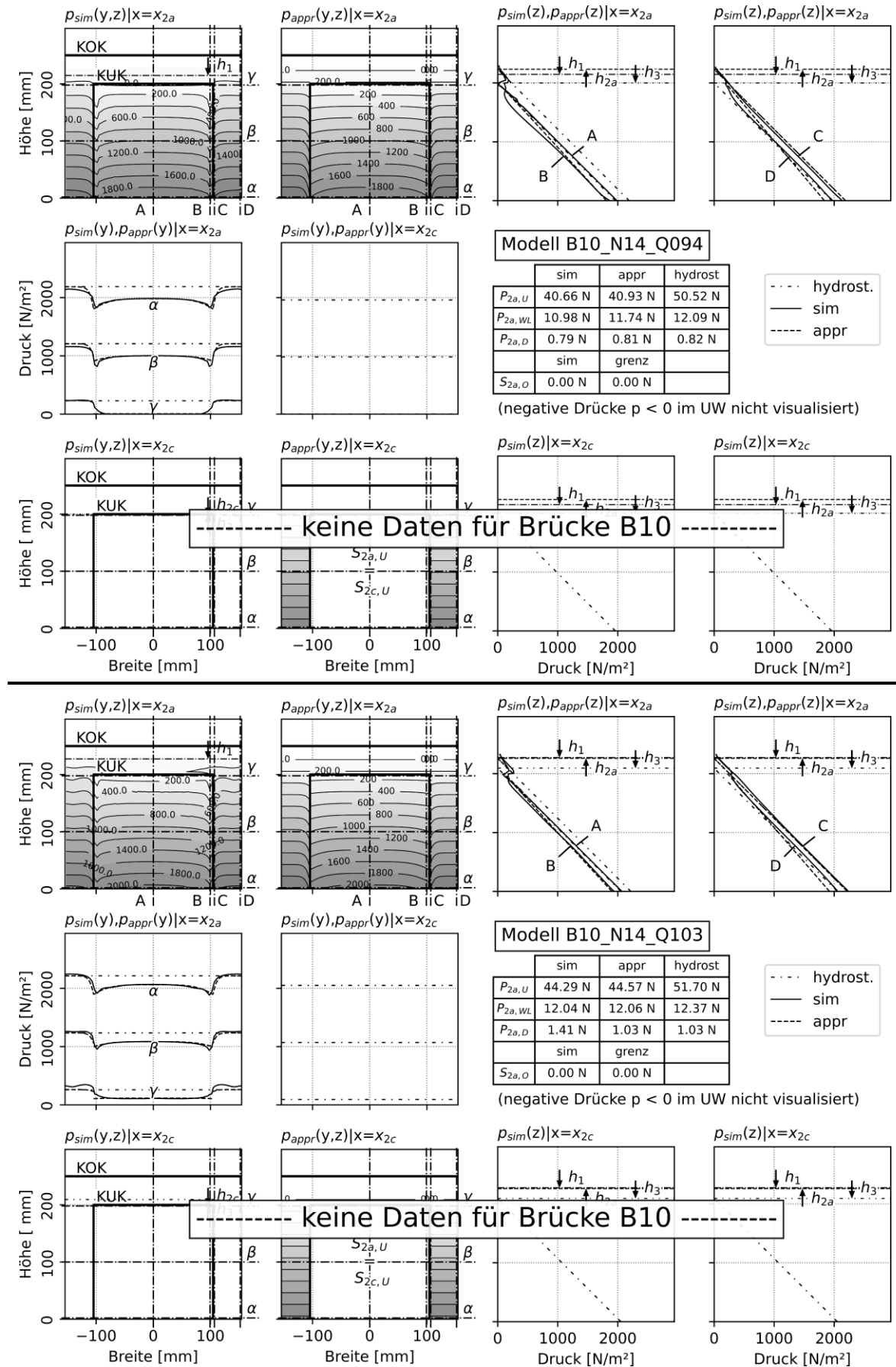


A 1.58 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N12

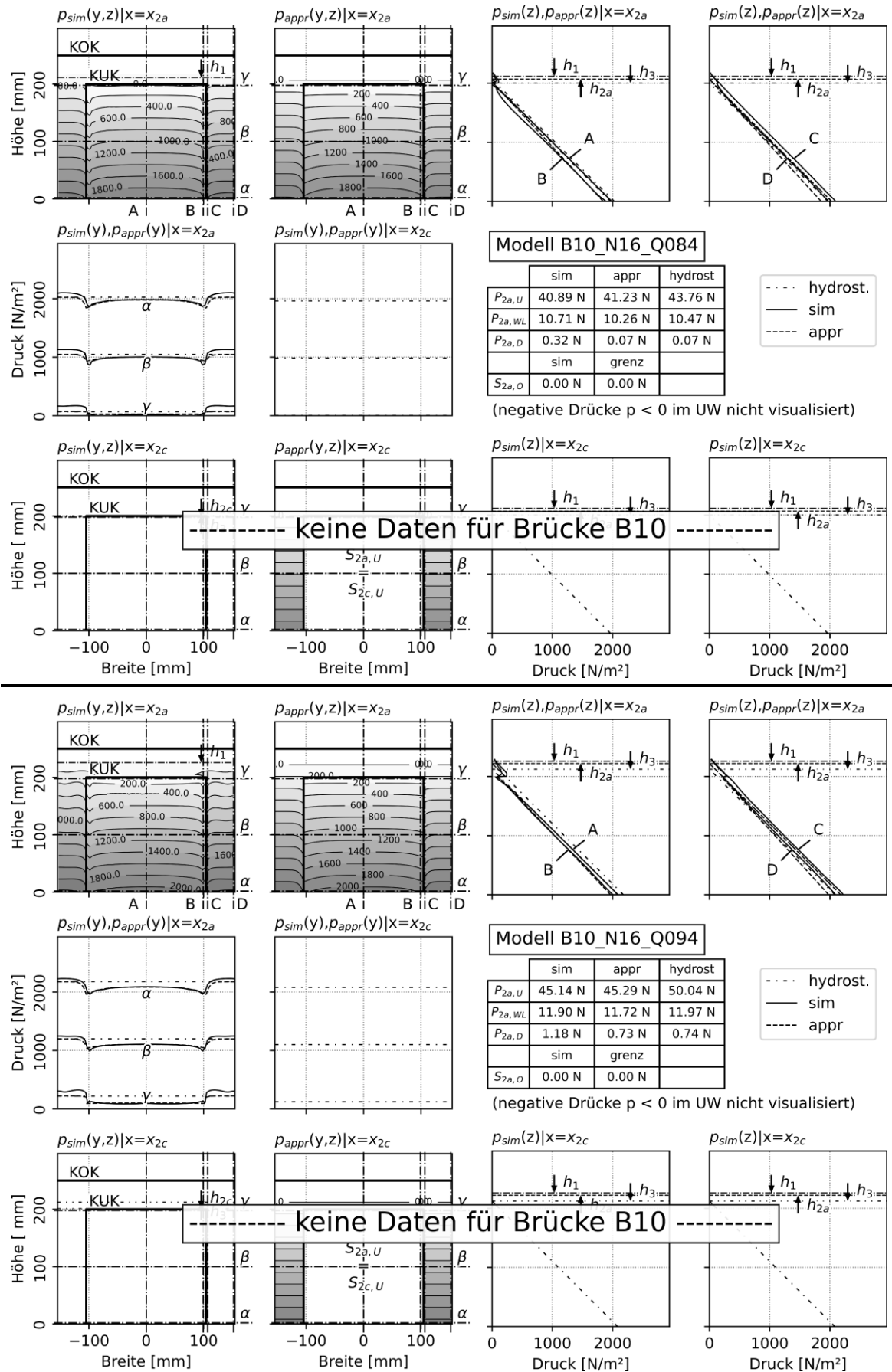


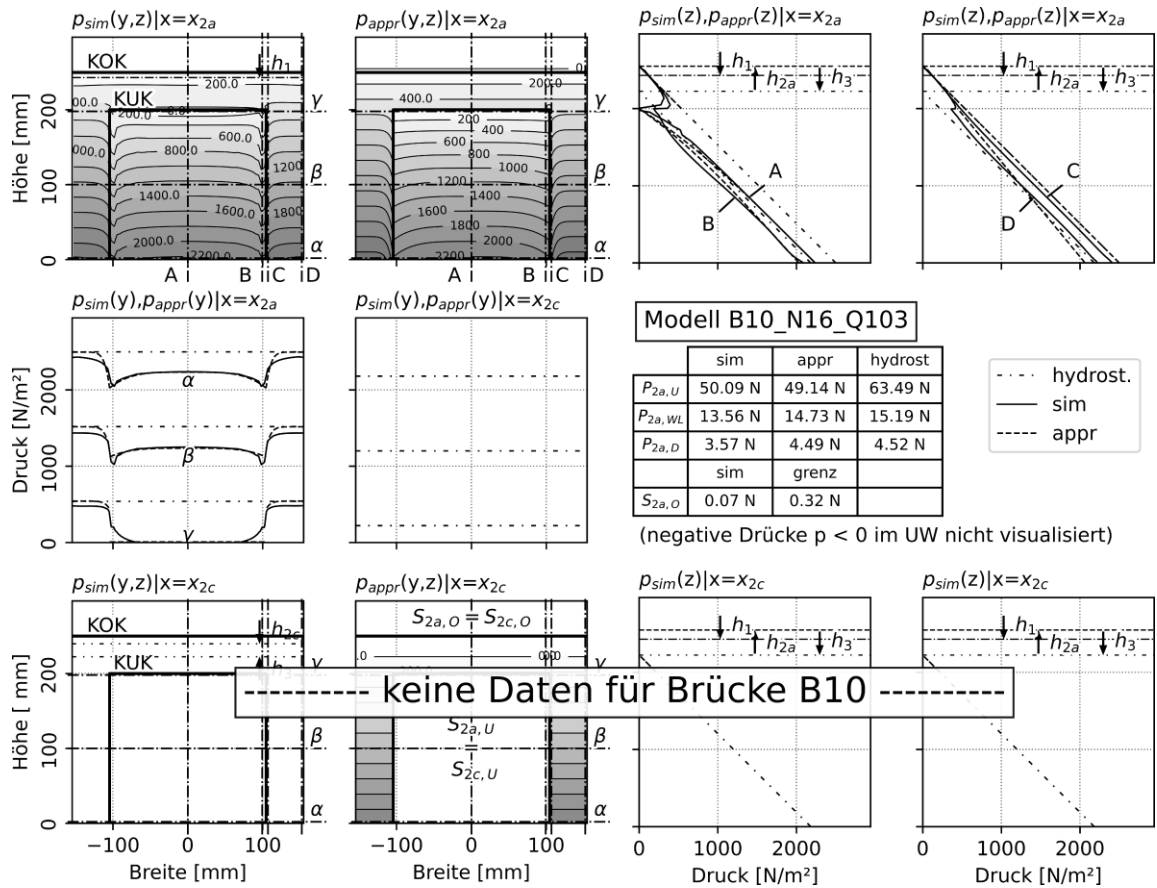


A 1.59 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N14

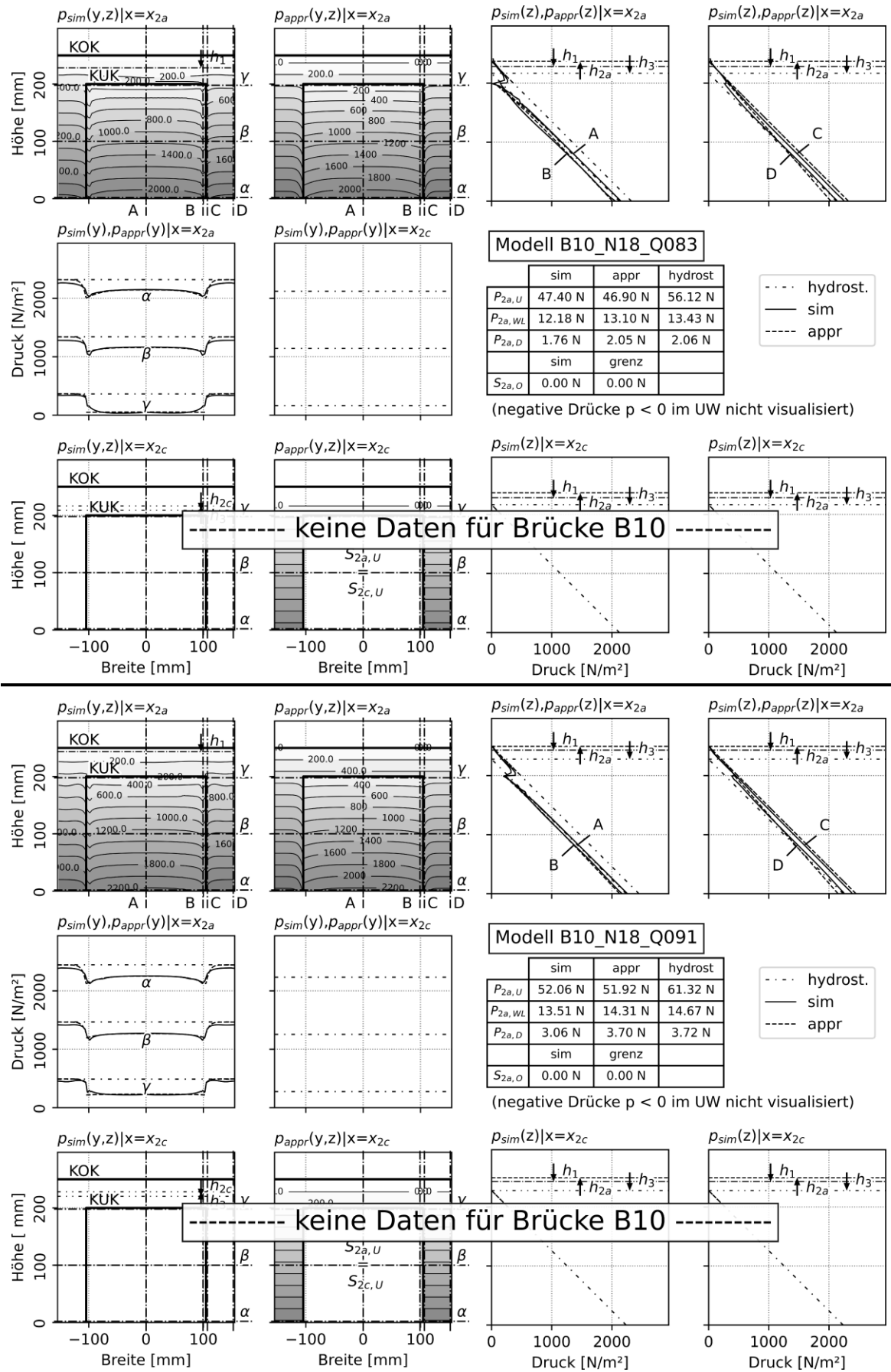


A 1.60 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N16

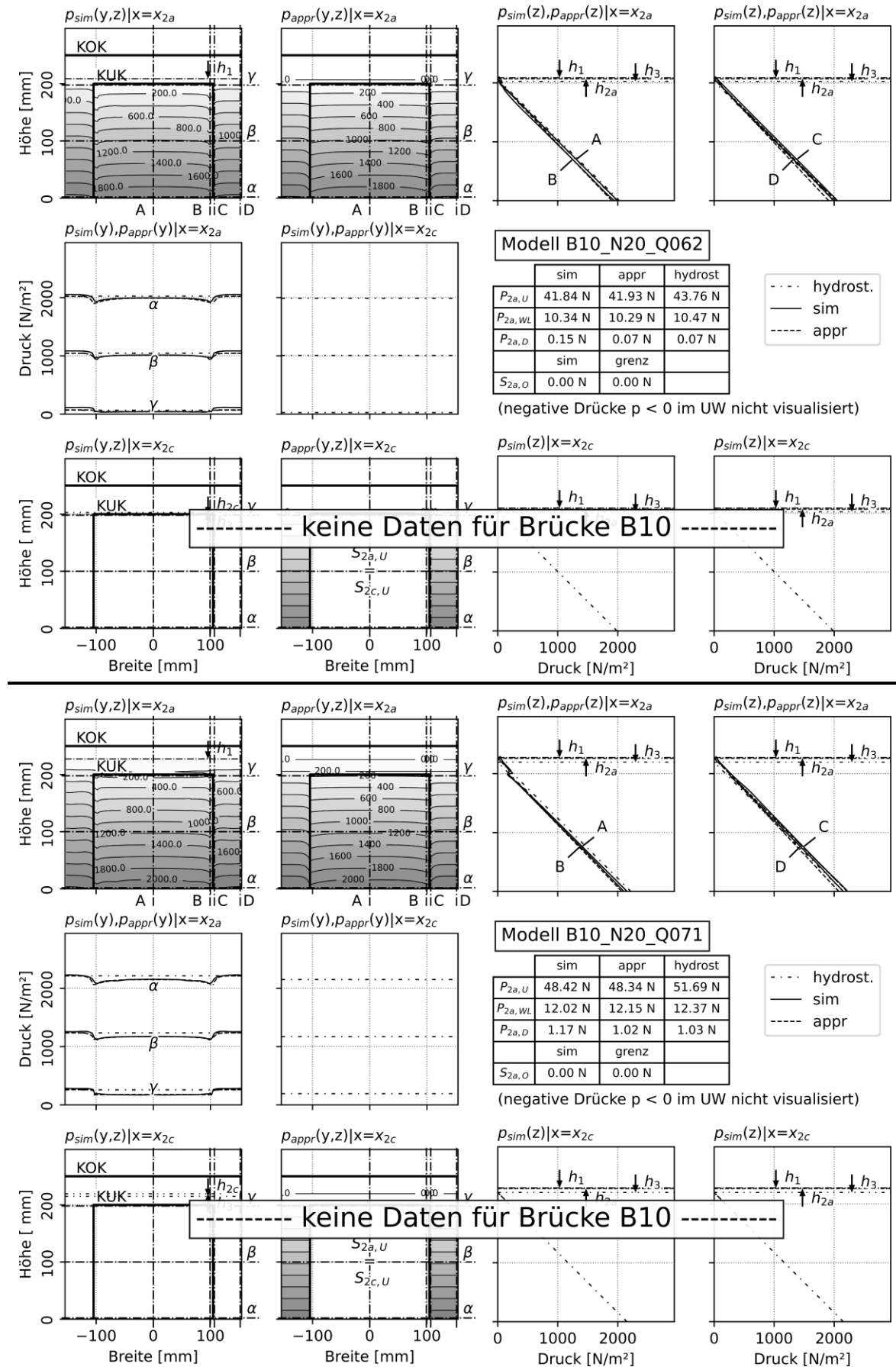


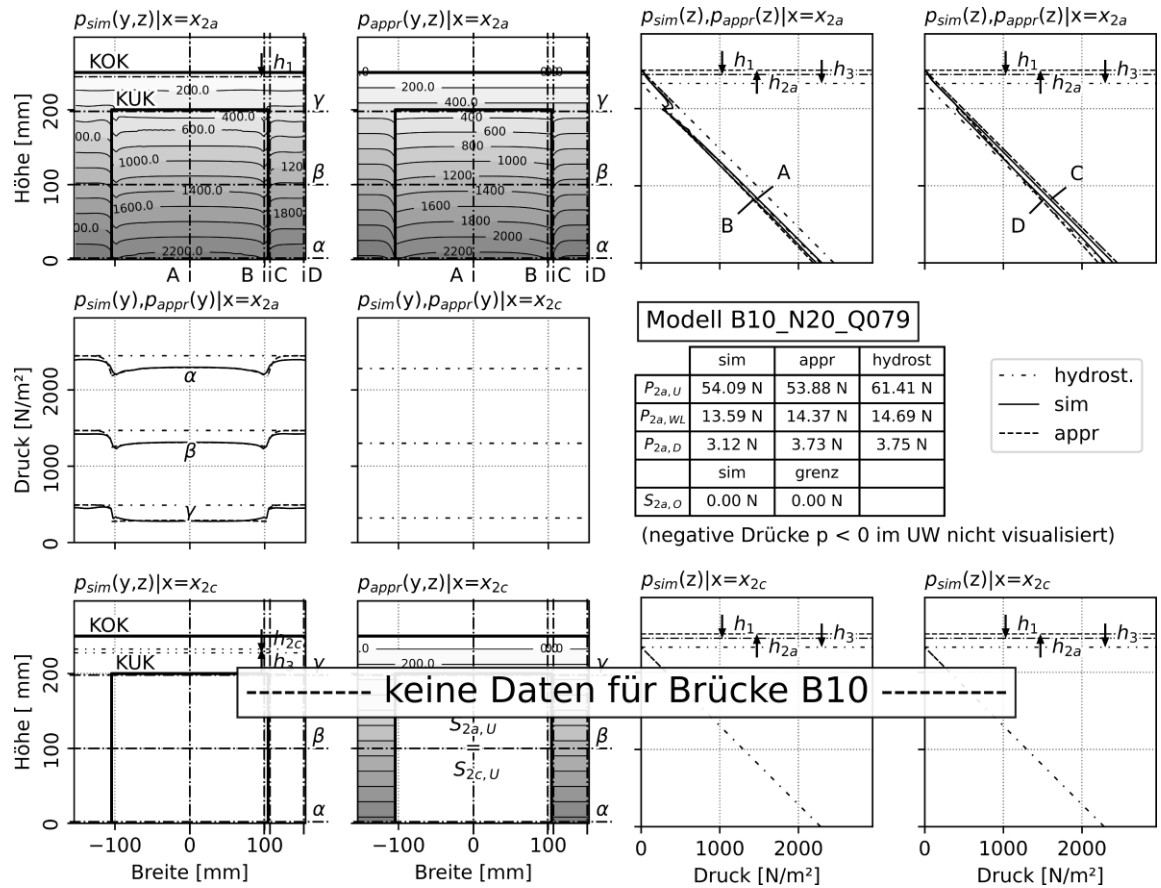


A 1.61 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N18



A 1.62 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N20





Modell B11_N12_Q106

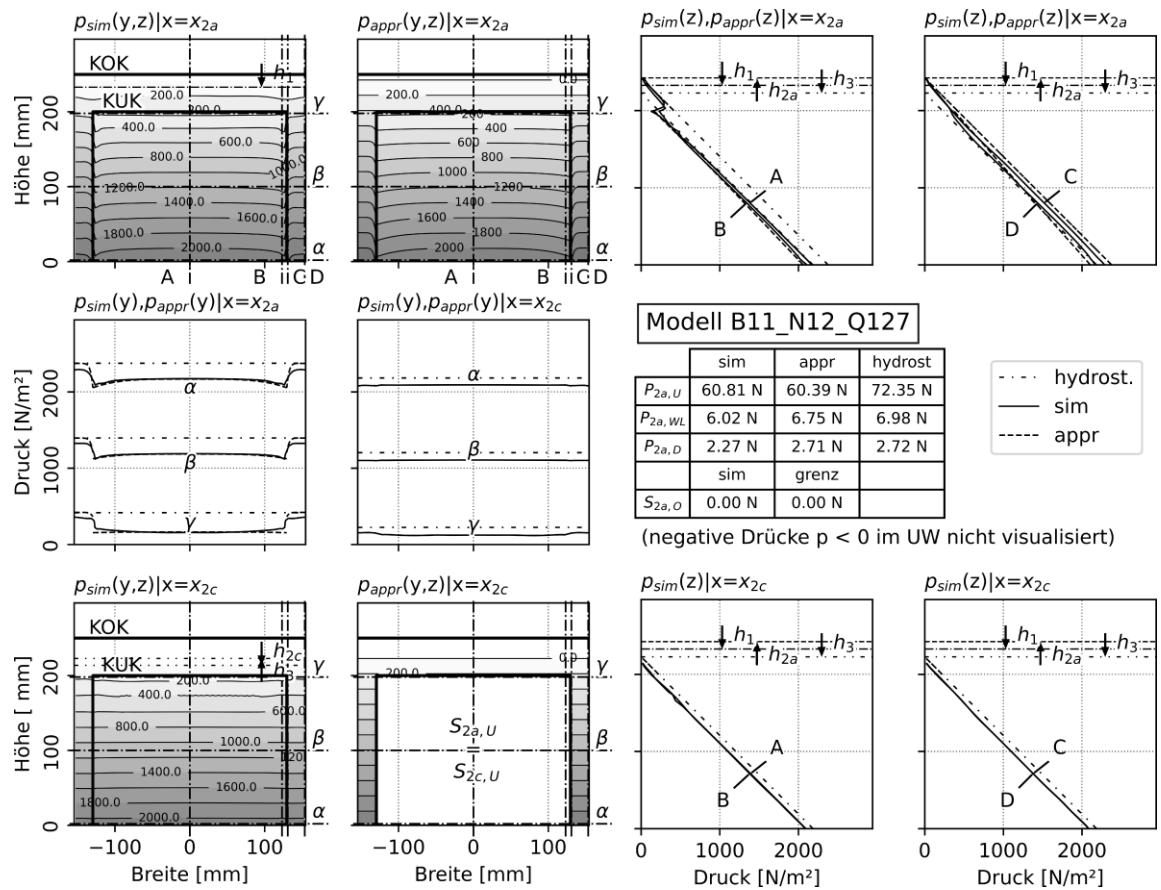
	sim	appr	hydrost.
$P_{2a,U}$	51.03 N	51.11 N	52.87 N
$P_{2a,WL}$	4.95 N	4.97 N	5.10 N
$P_{2a,D}$	0.24 N	0.02 N	0.02 N
	sim	grenz	
$S_{2a,O}$	0.00 N	0.00 N	

(negative Drücke $p < 0$ im UW nicht visualisiert)

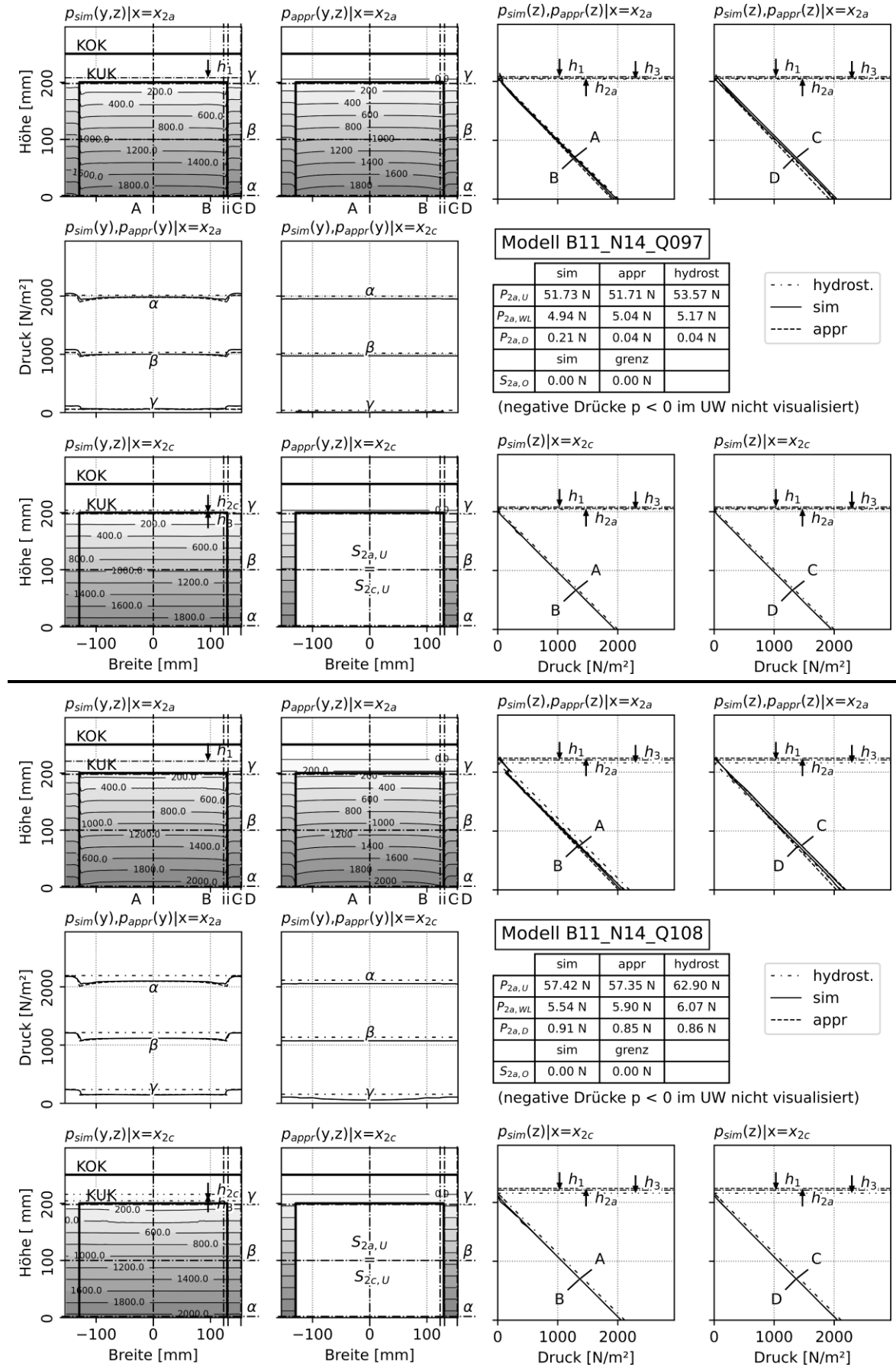
Modell B11_N12_Q117

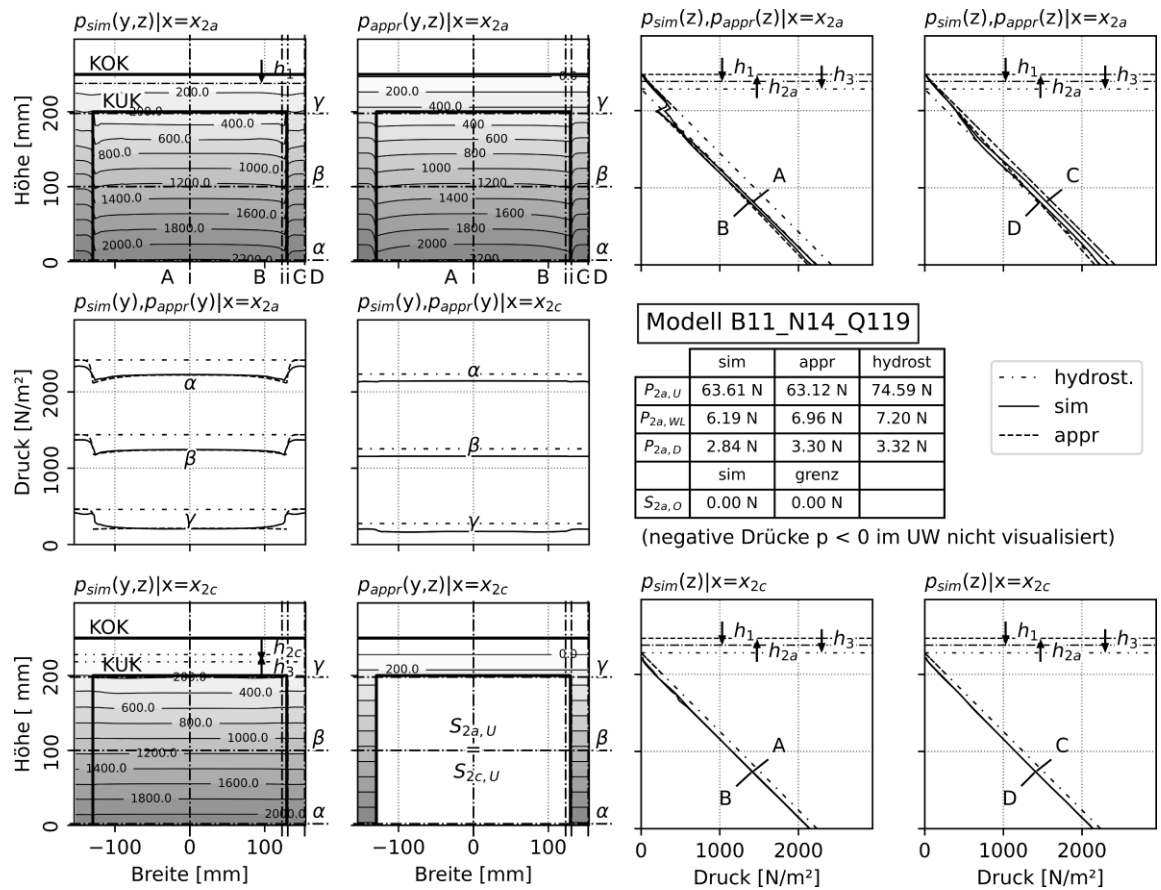
	sim	appr	hydrost.
$P_{2a,U}$	56.20 N	56.22 N	63.60 N
$P_{2a,WL}$	5.50 N	5.95 N	6.14 N
$P_{2a,D}$	0.91 N	0.95 N	0.96 N
	sim	grenz	
$S_{2a,O}$	0.00 N	0.00 N	

(negative Drücke $p < 0$ im UW nicht visualisiert)

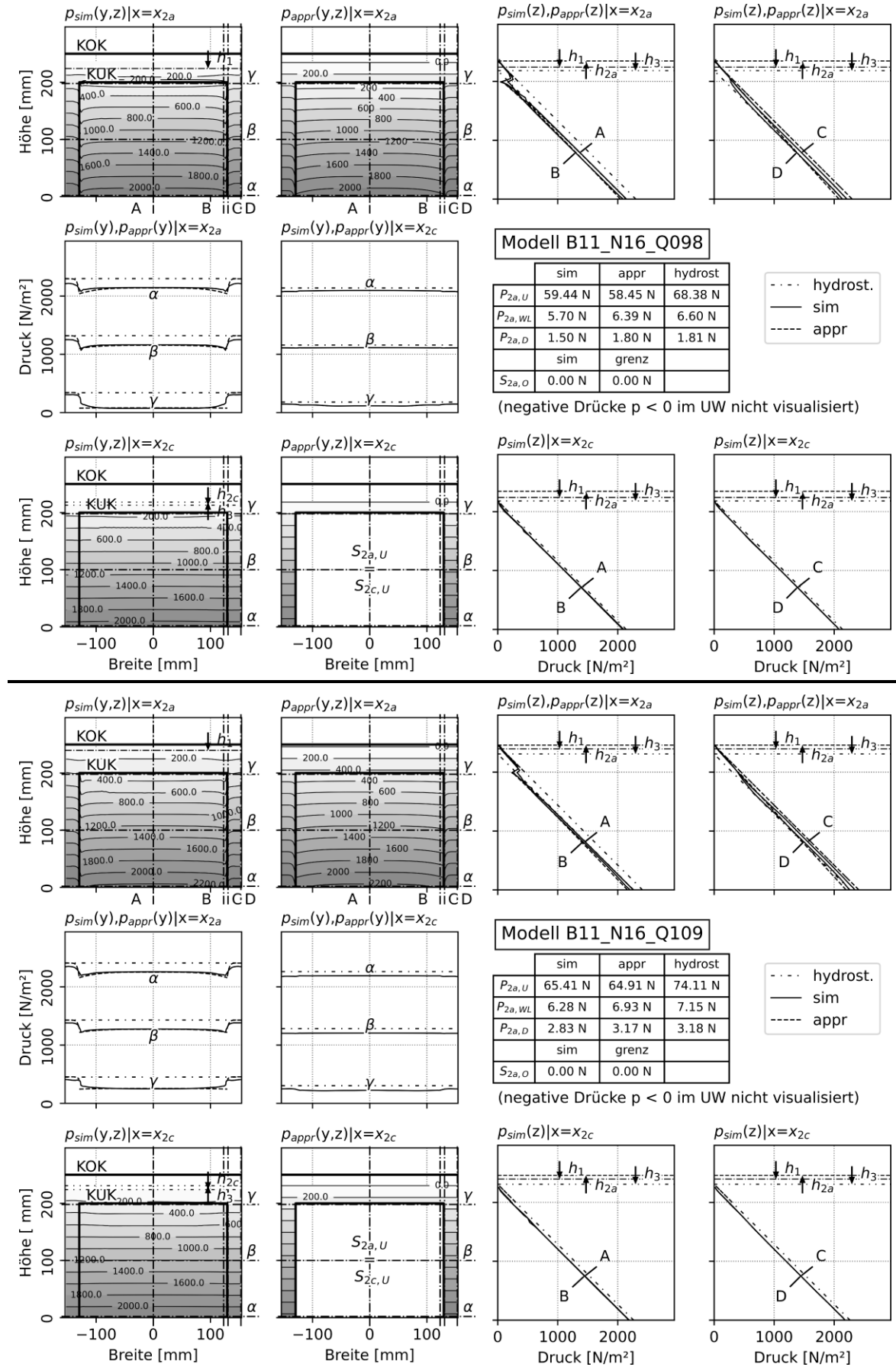


A 1.64 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N14

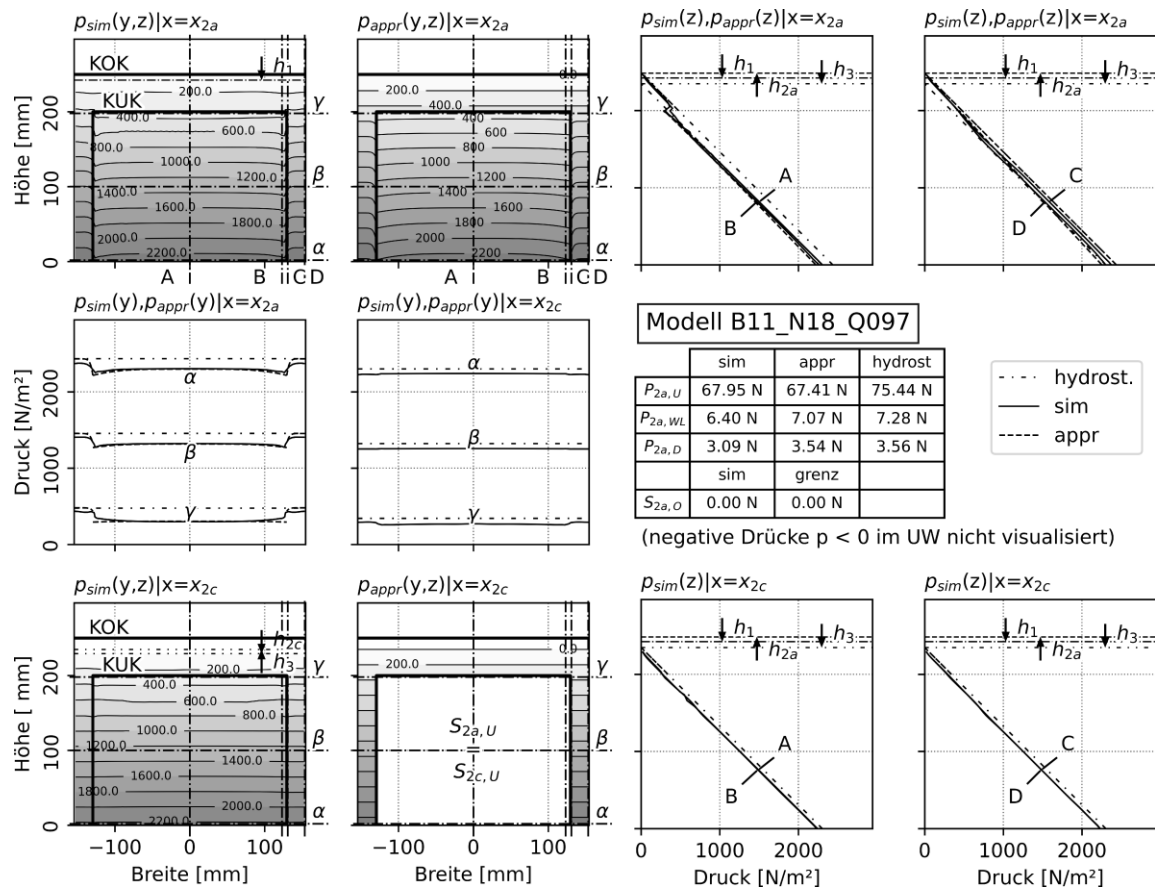
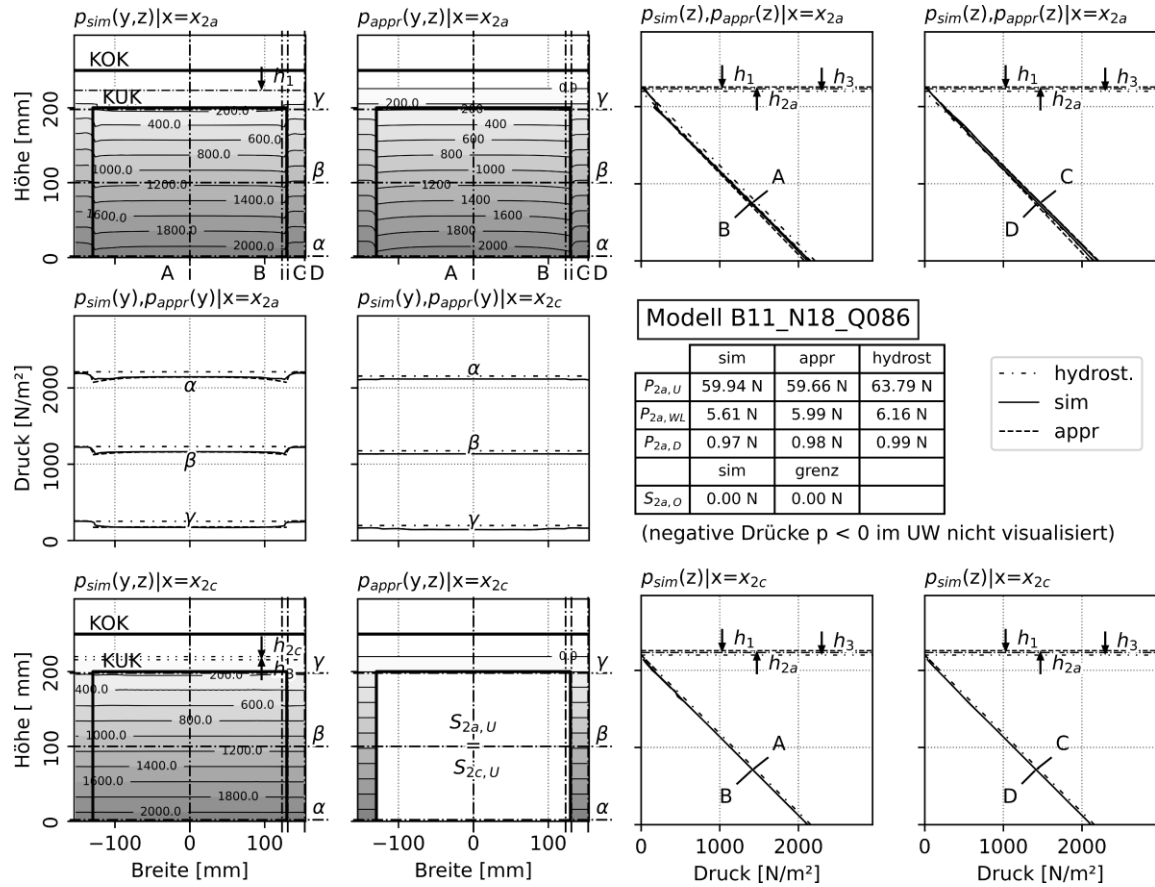




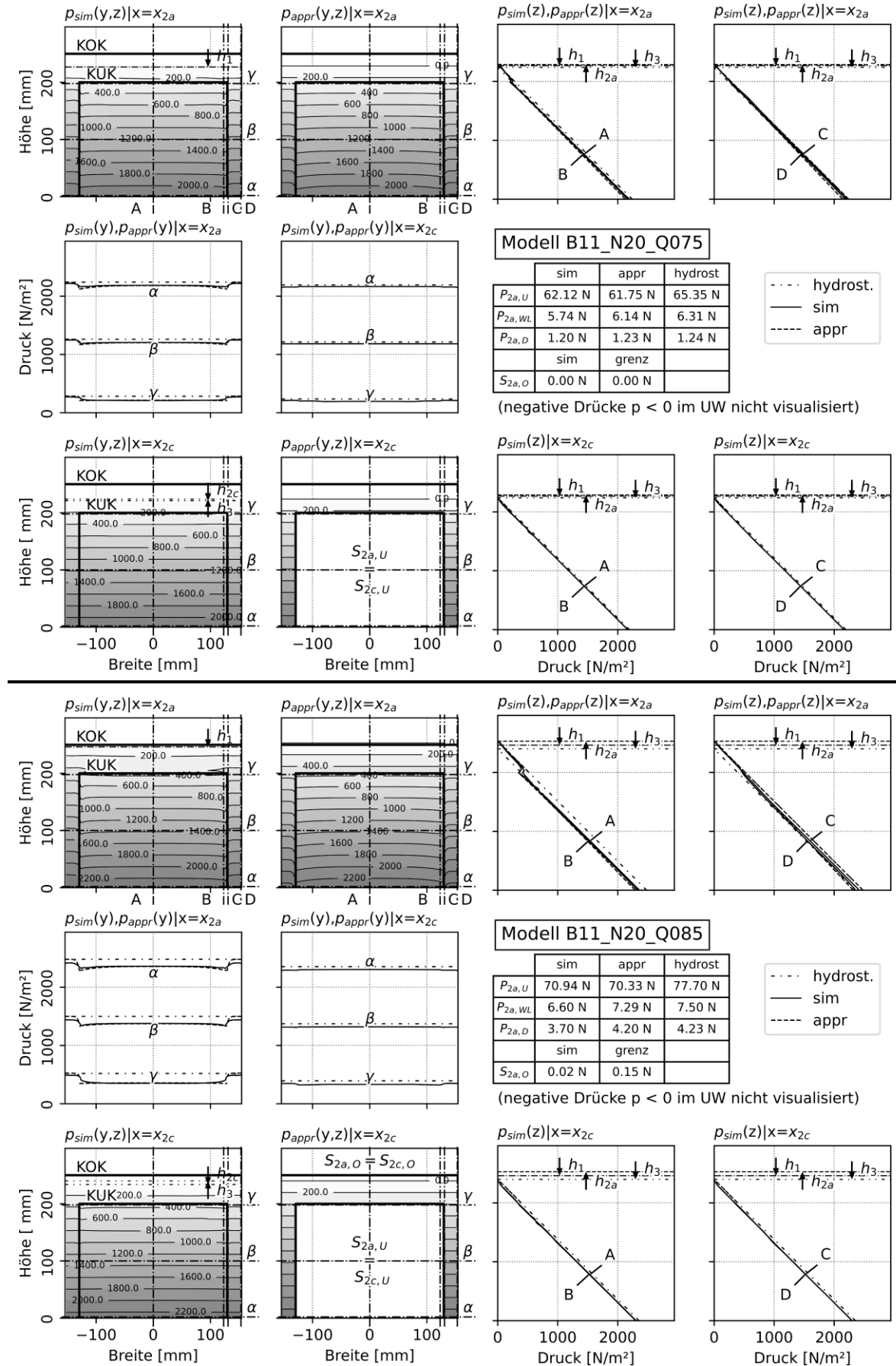
A 1.65 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N16



A 1.66 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N18

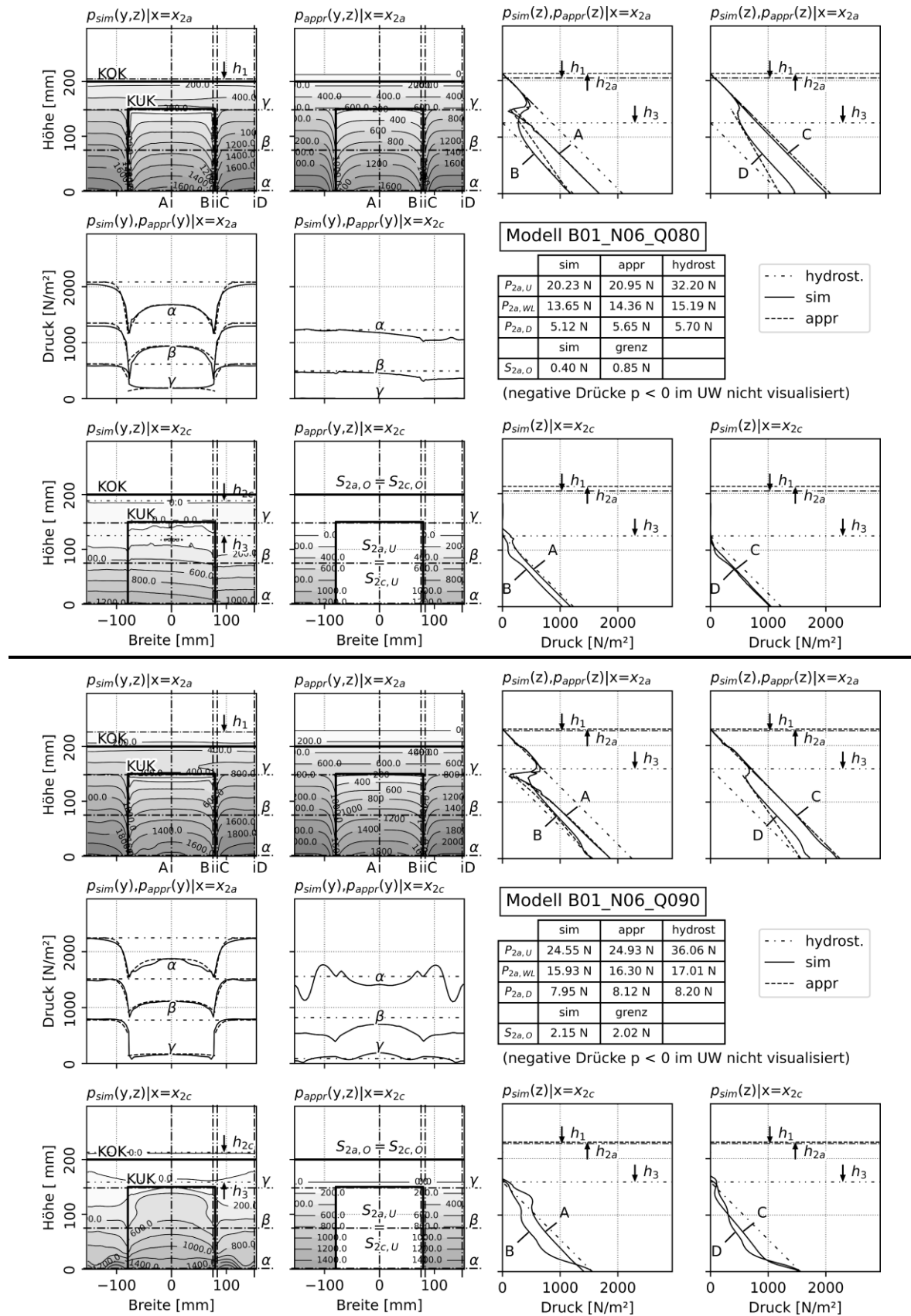


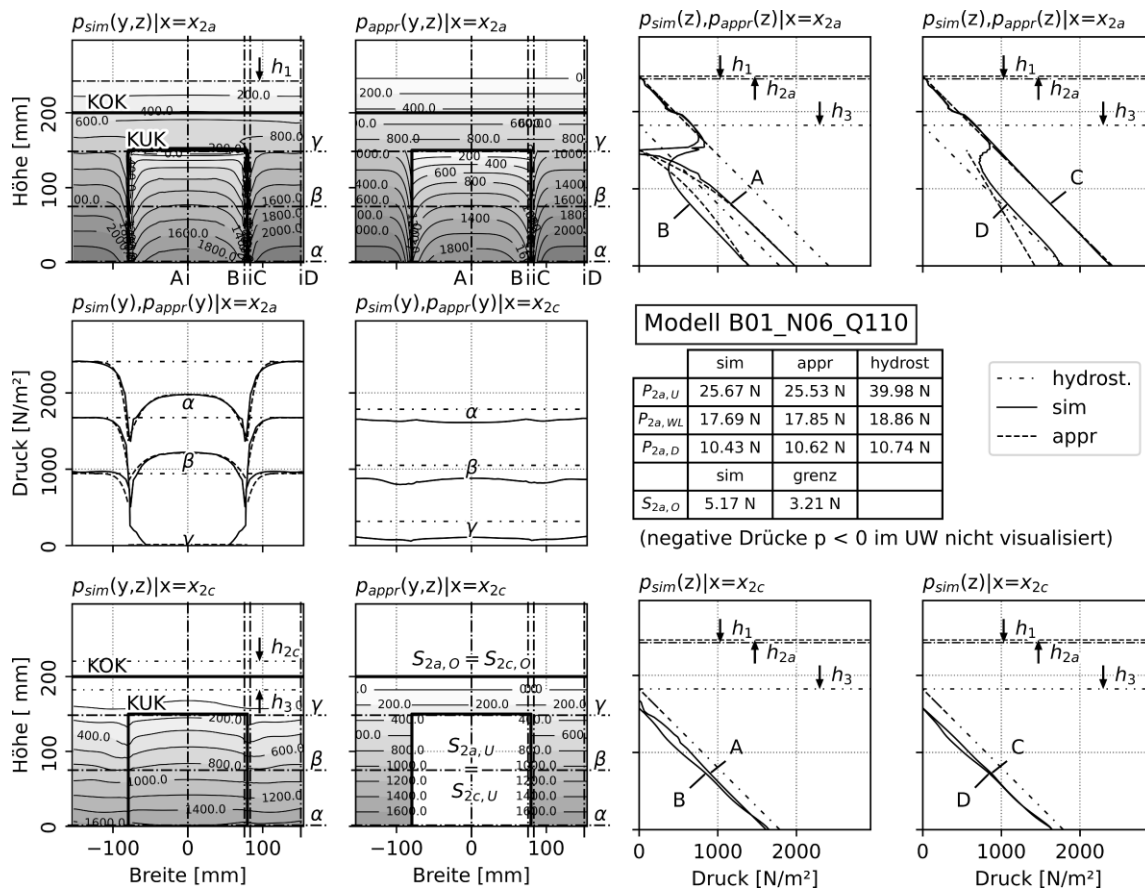
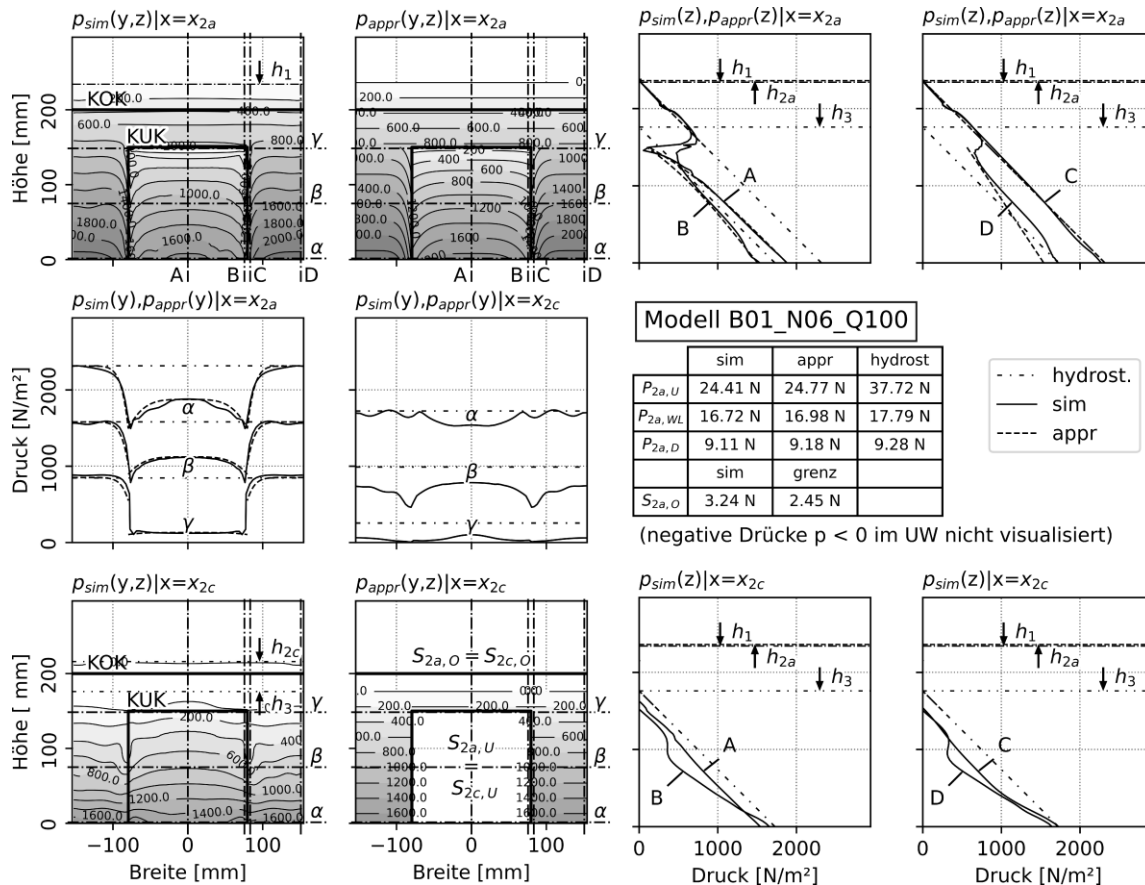
A 1.67 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N20

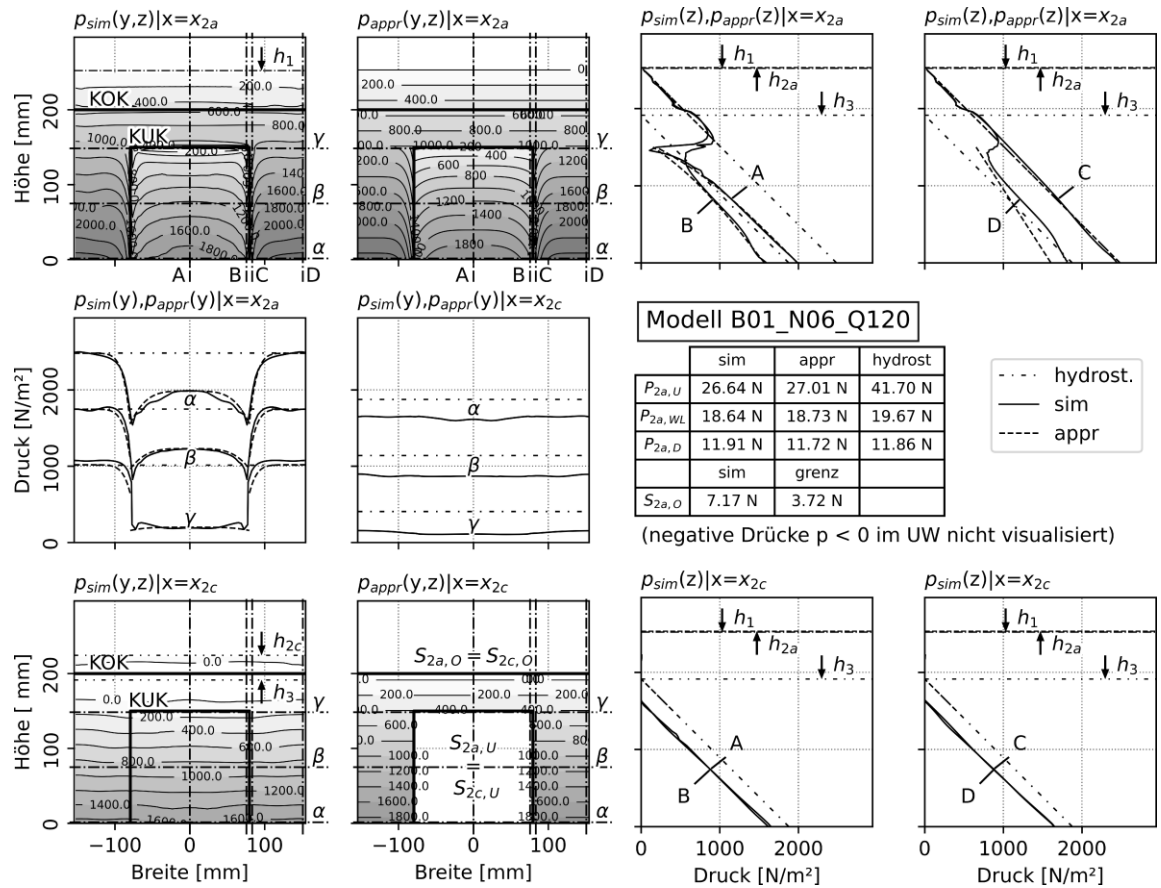


Anhang 2 Druckverteilung bei Überfall (Modell / Approximation)

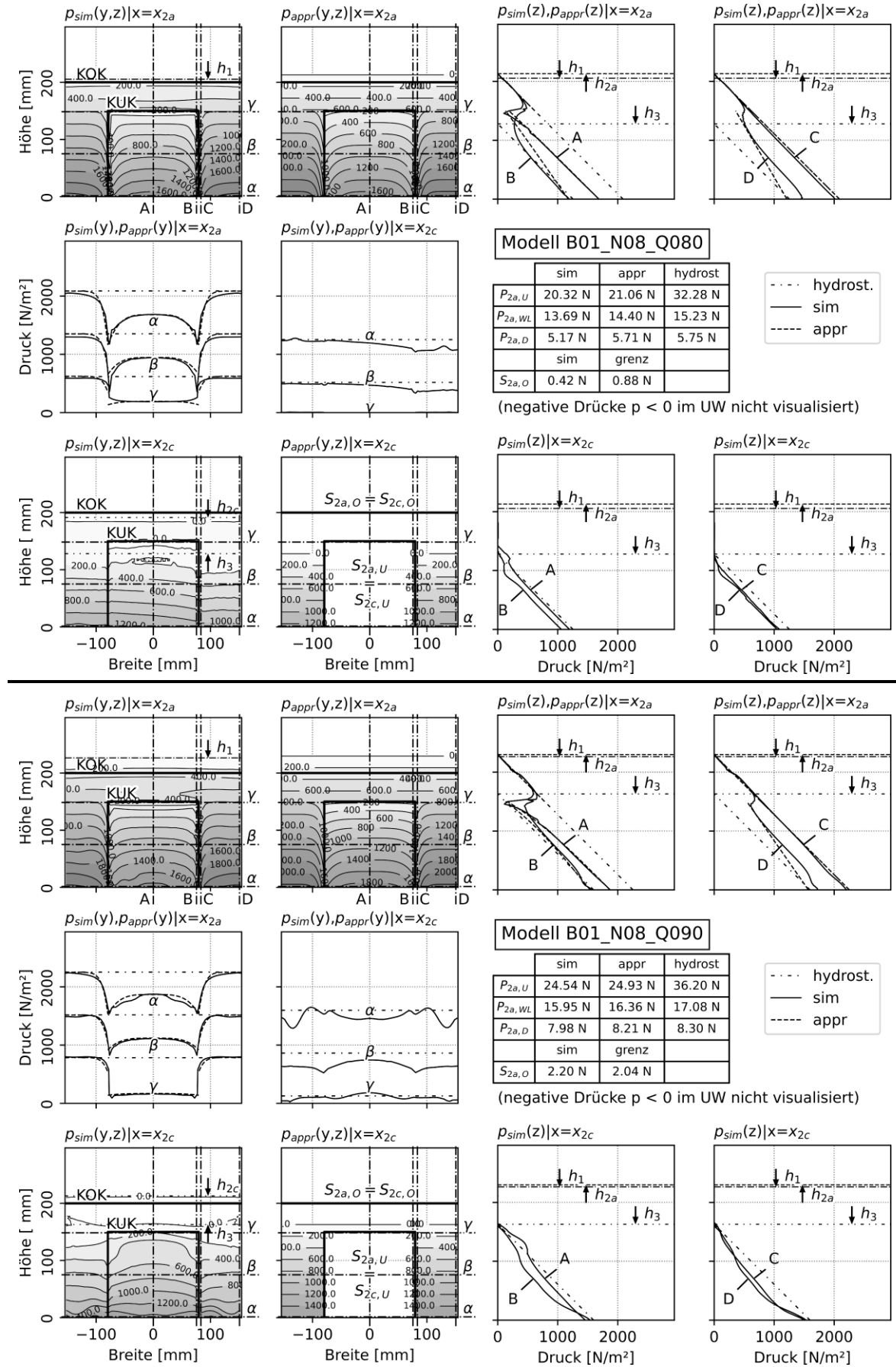
A 2.1 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N06

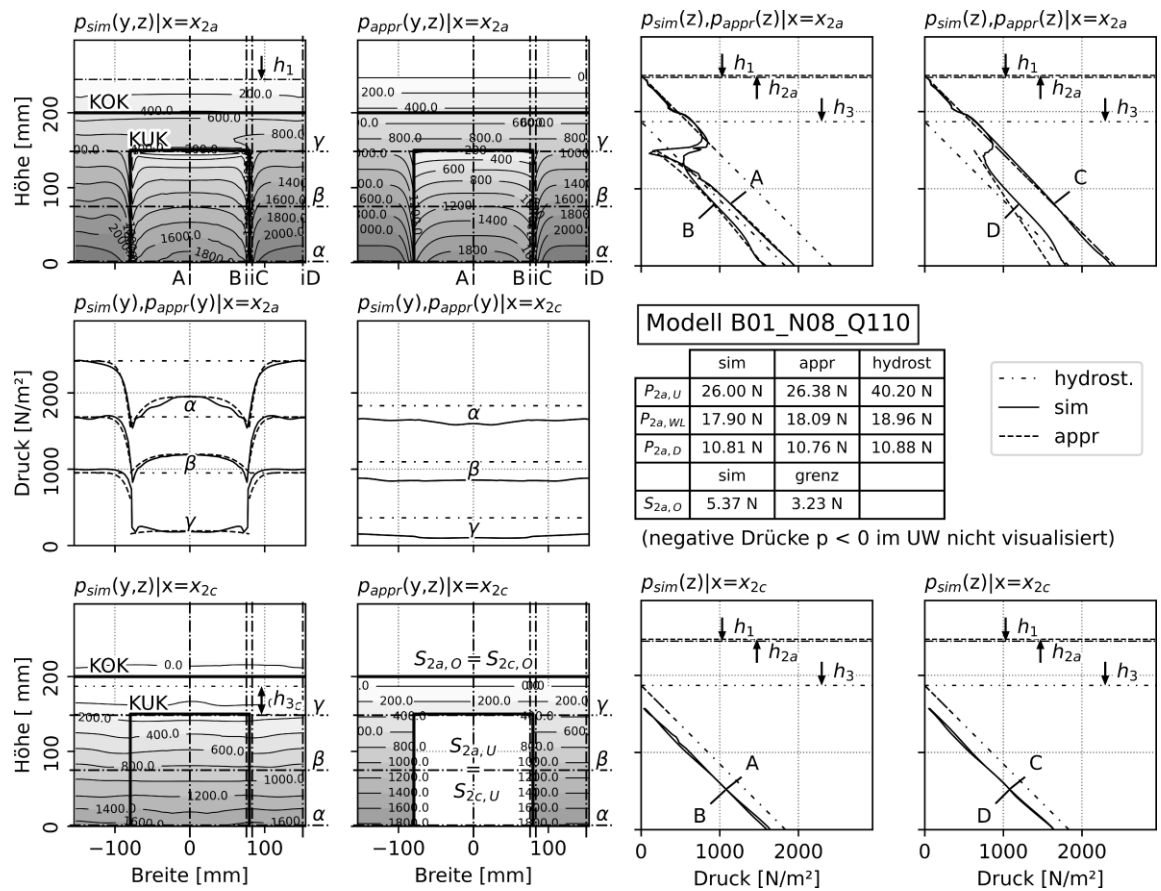
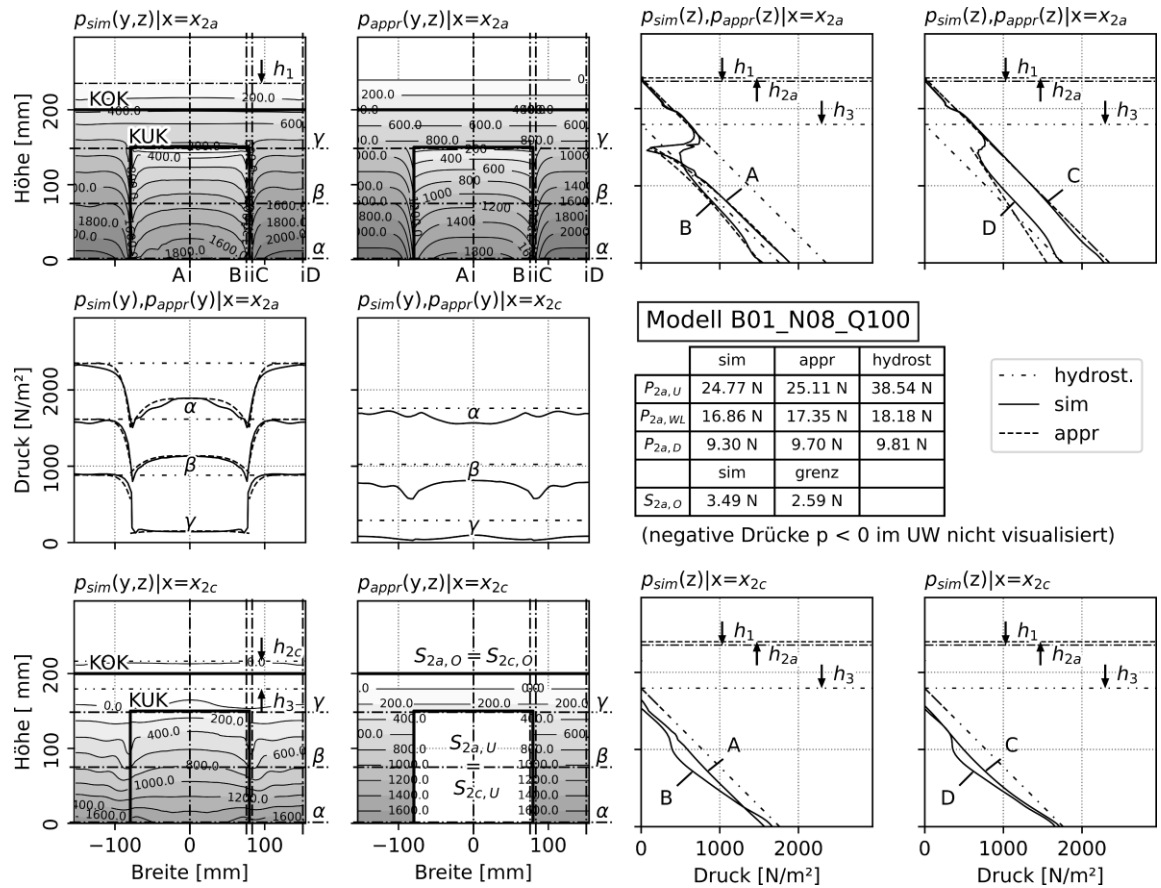


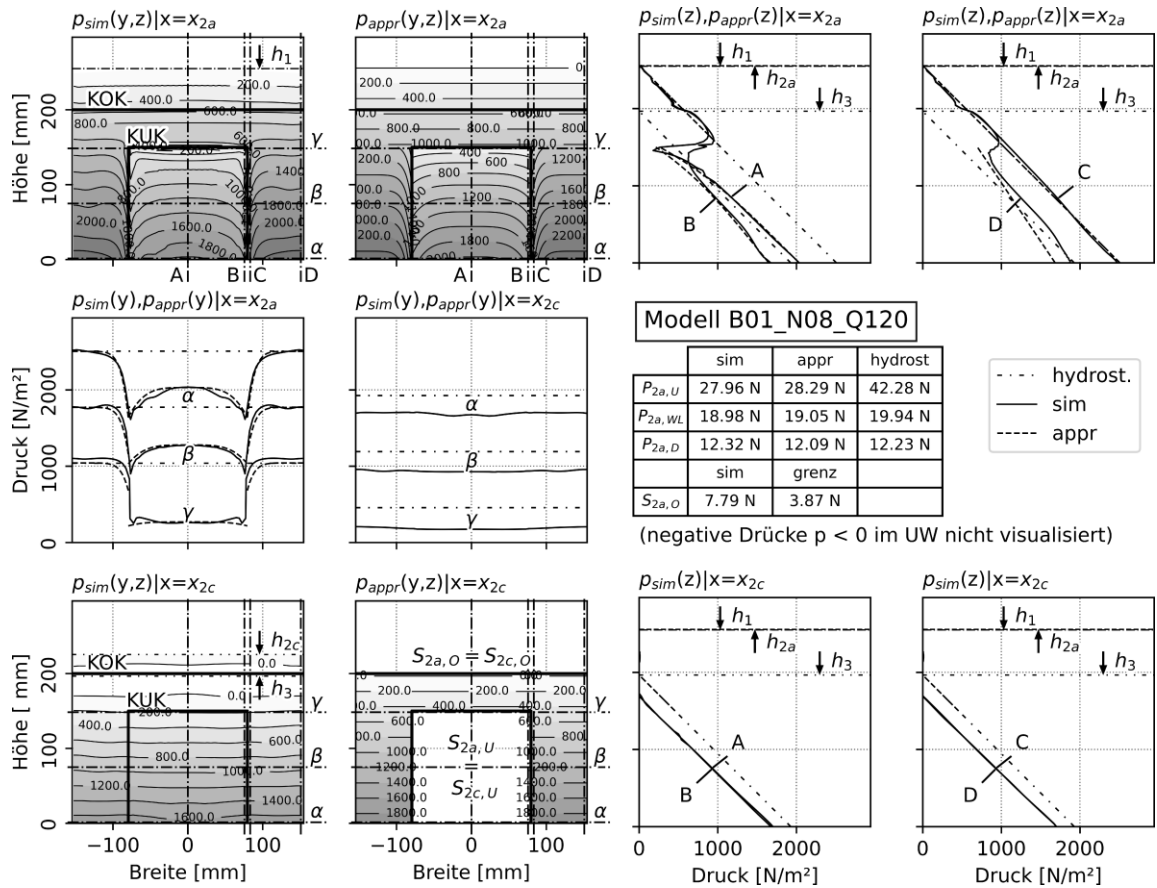




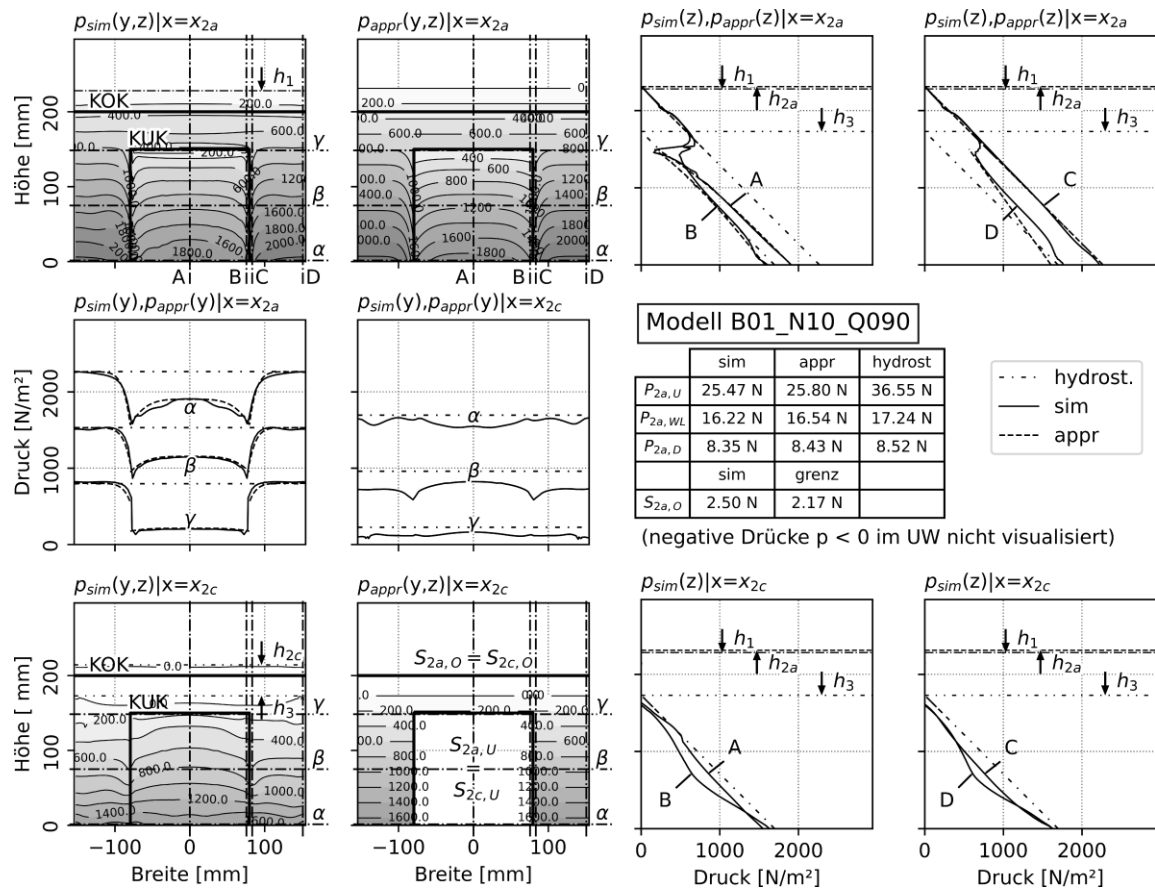
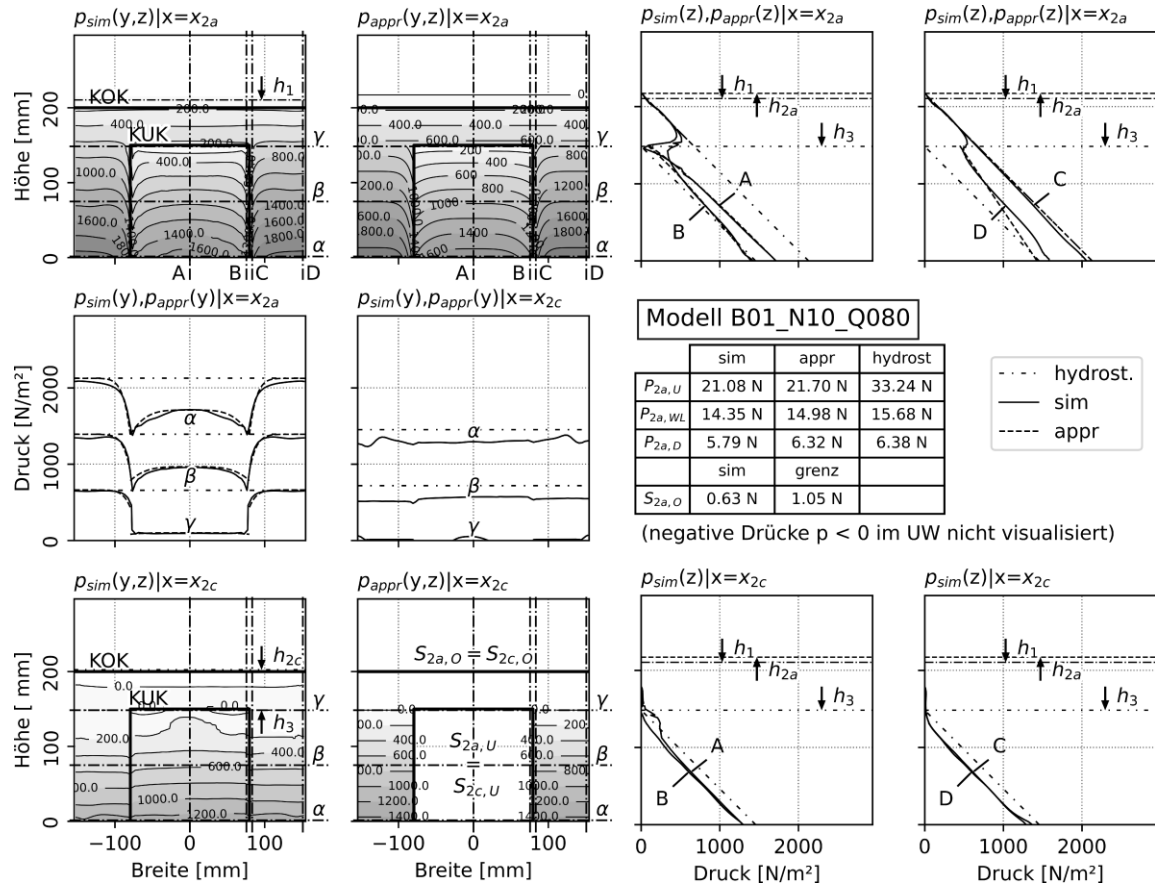
A 2.2 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N08

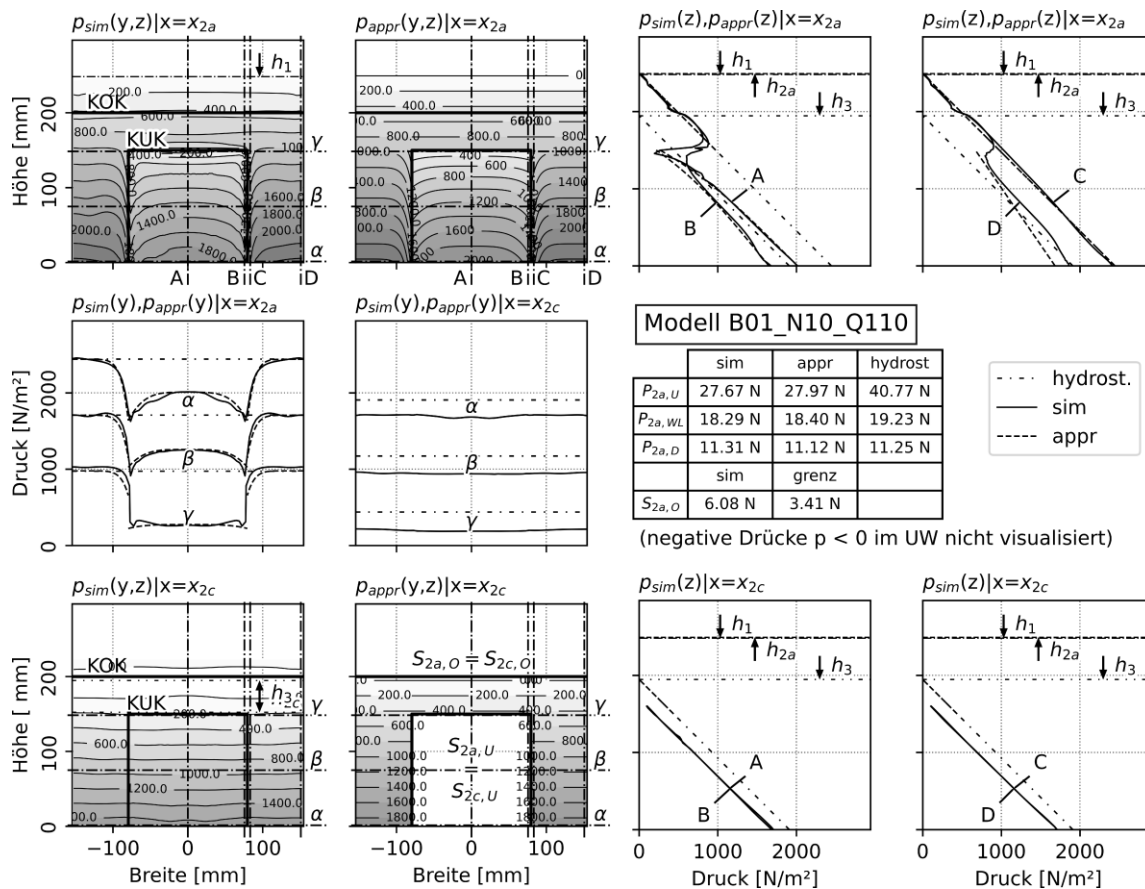
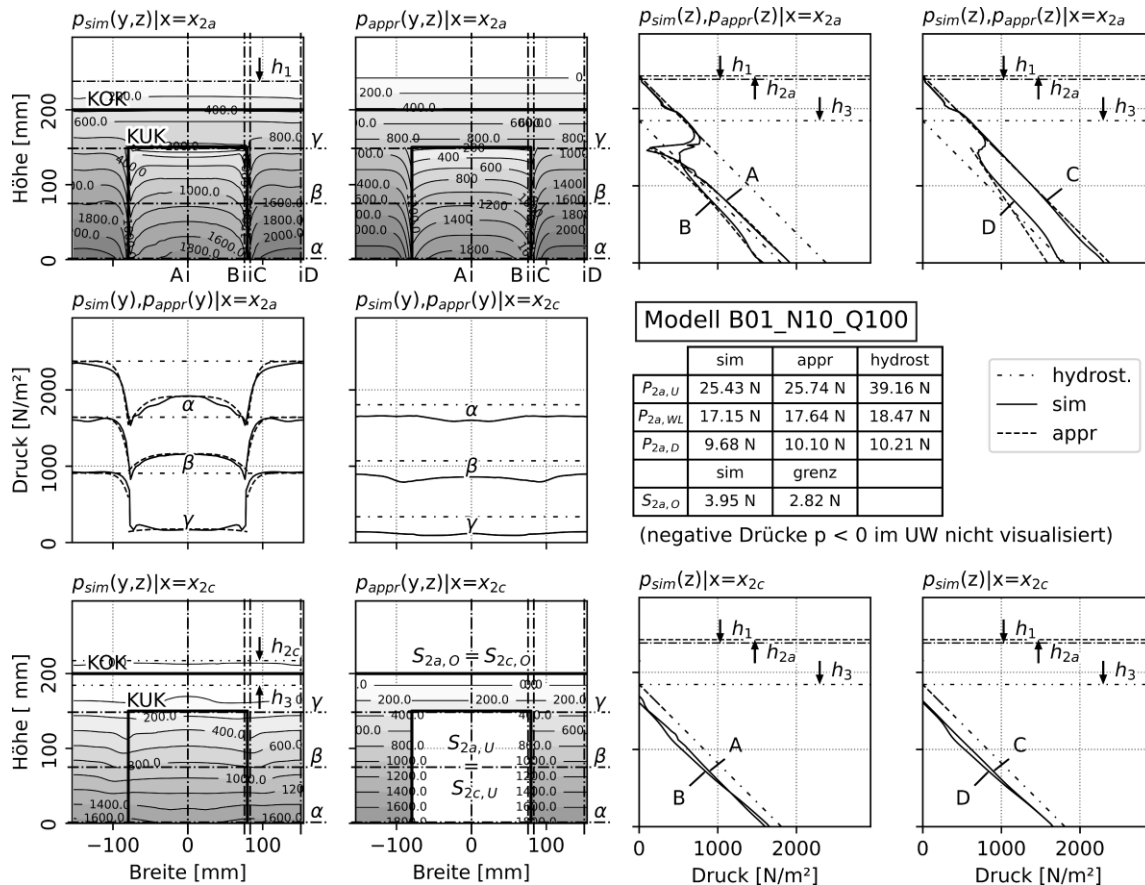


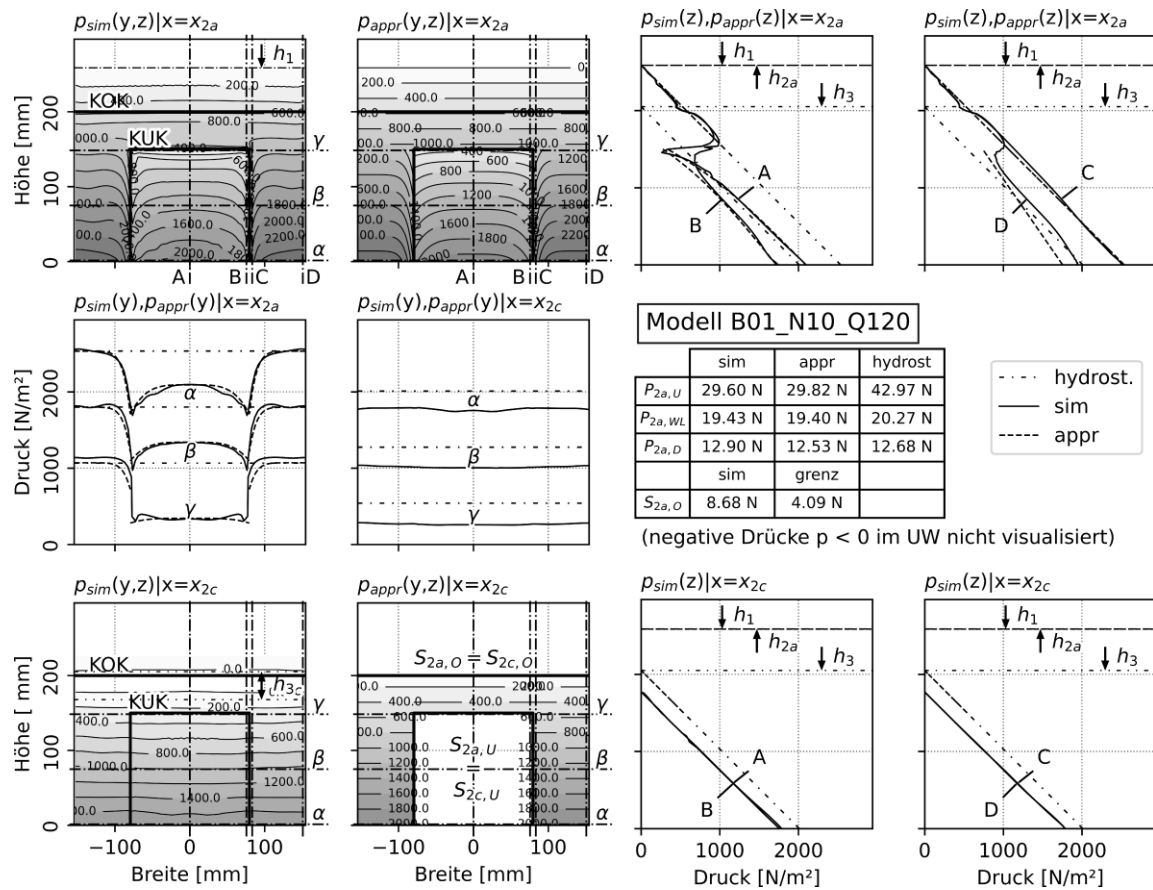




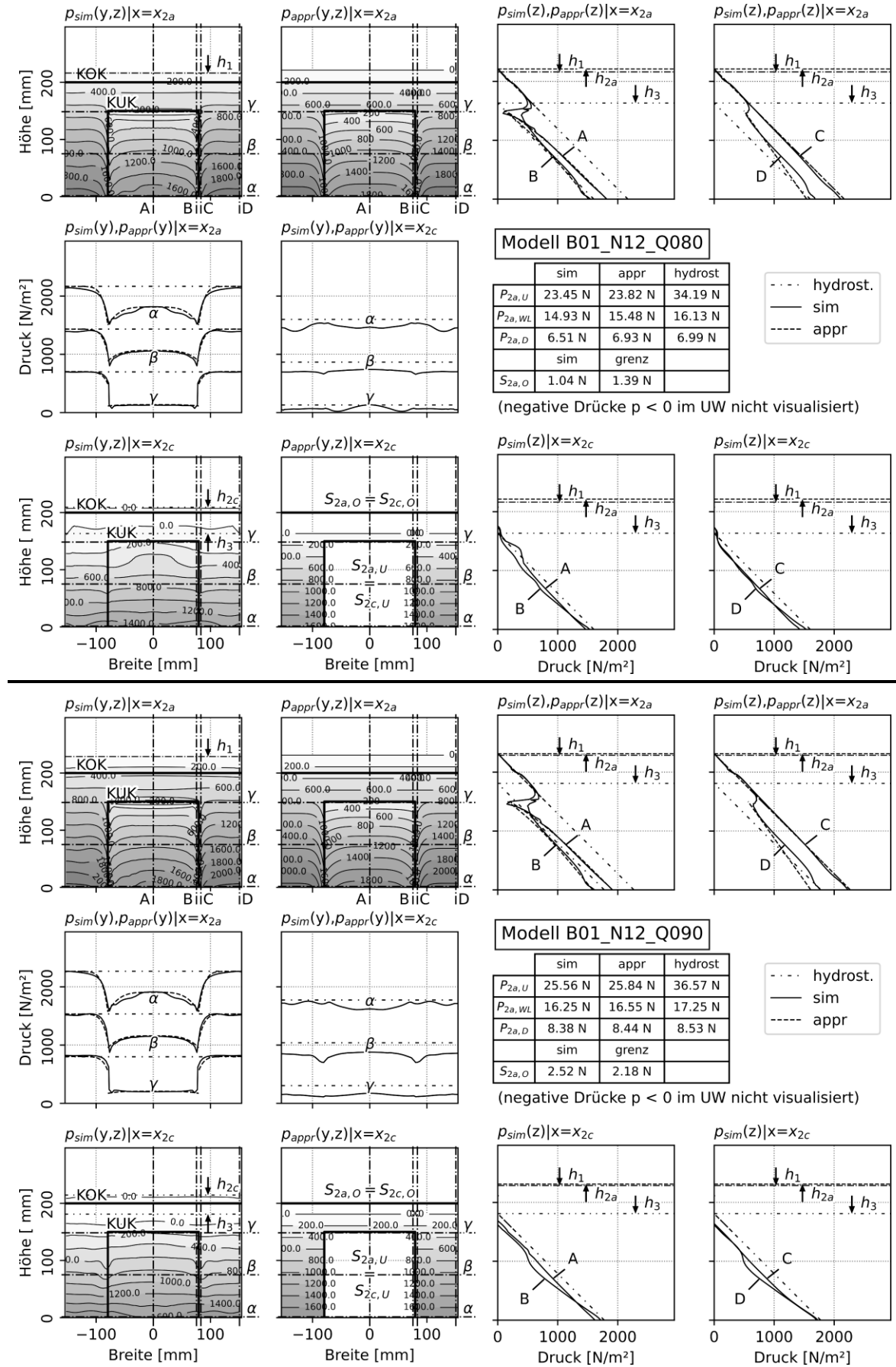
A 2.3 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N10

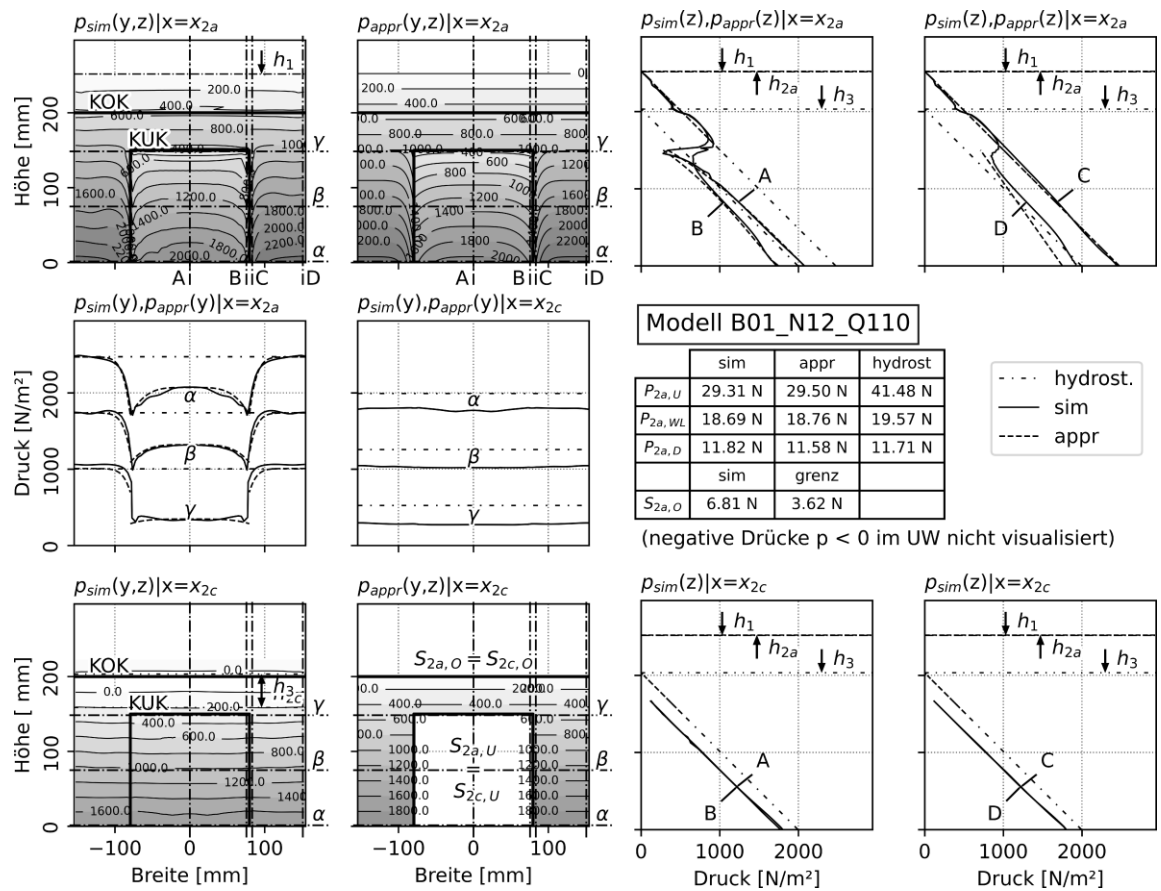
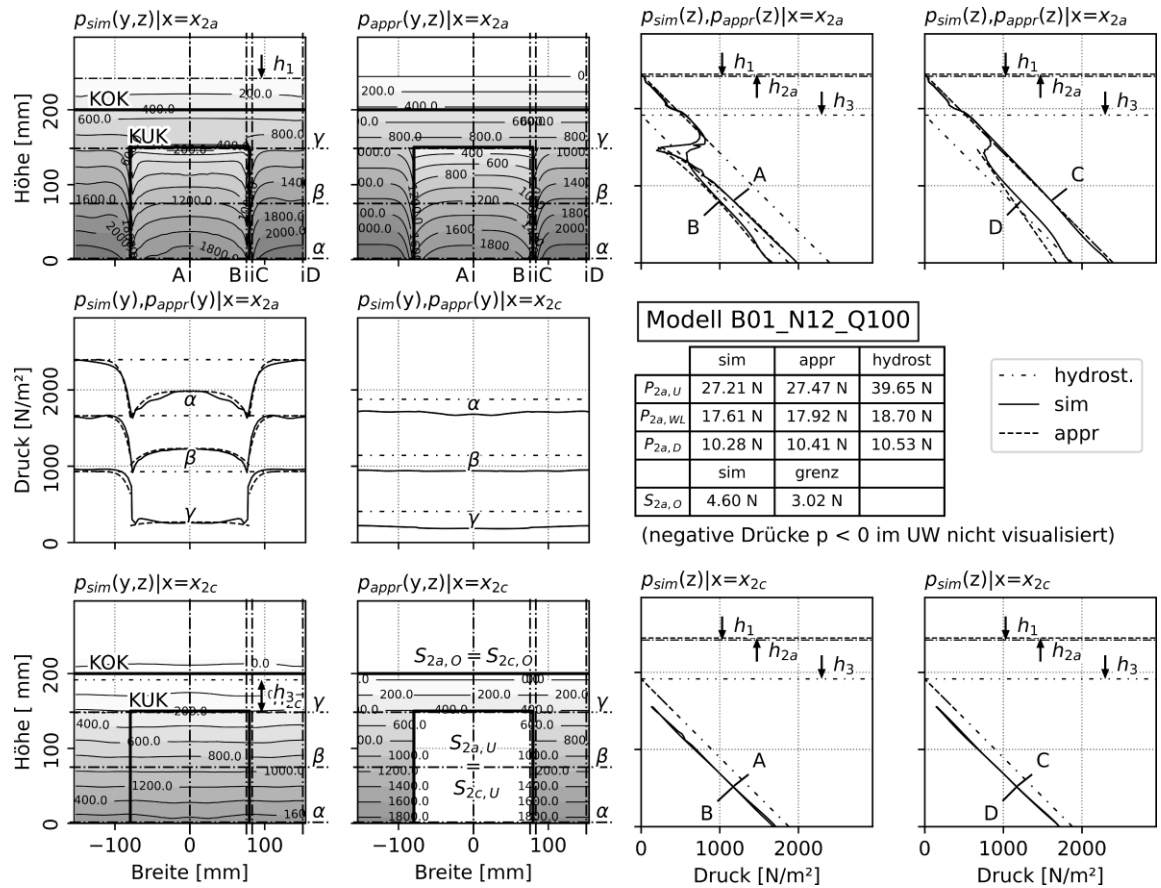


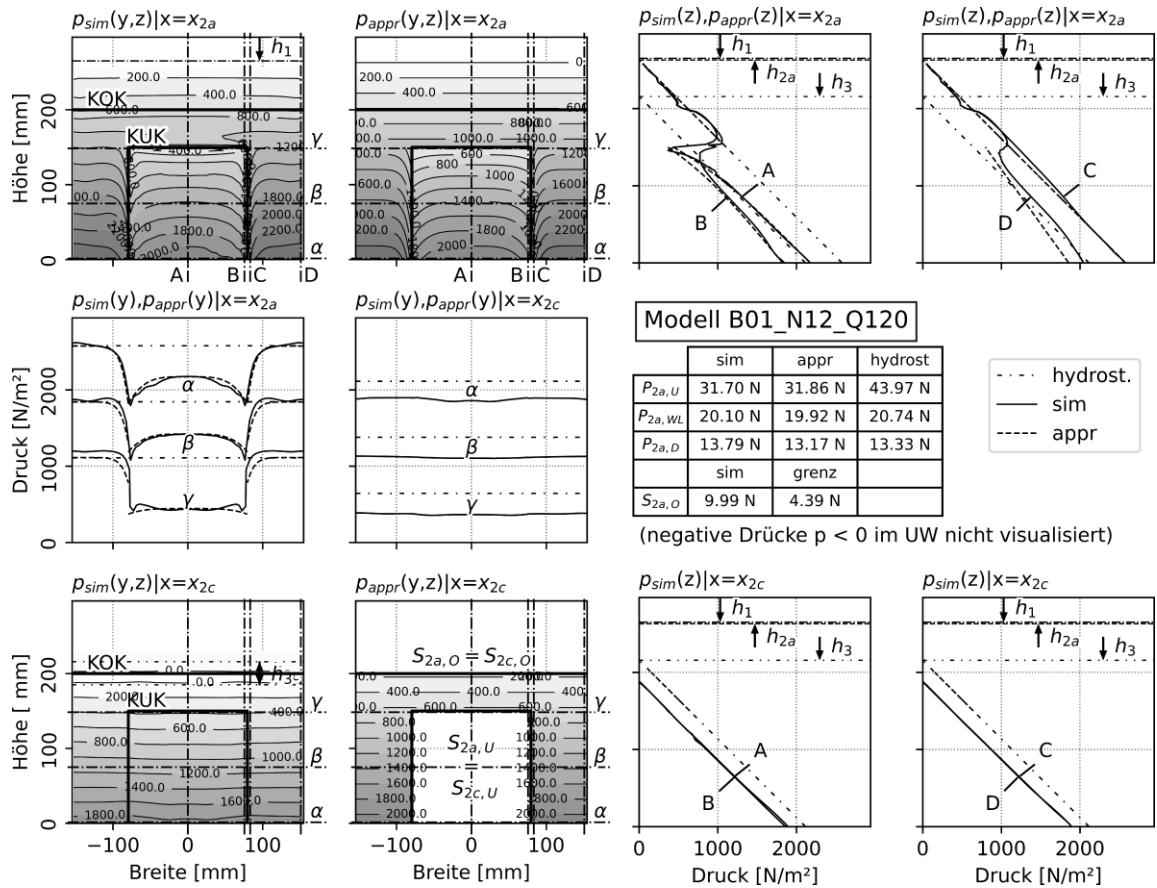




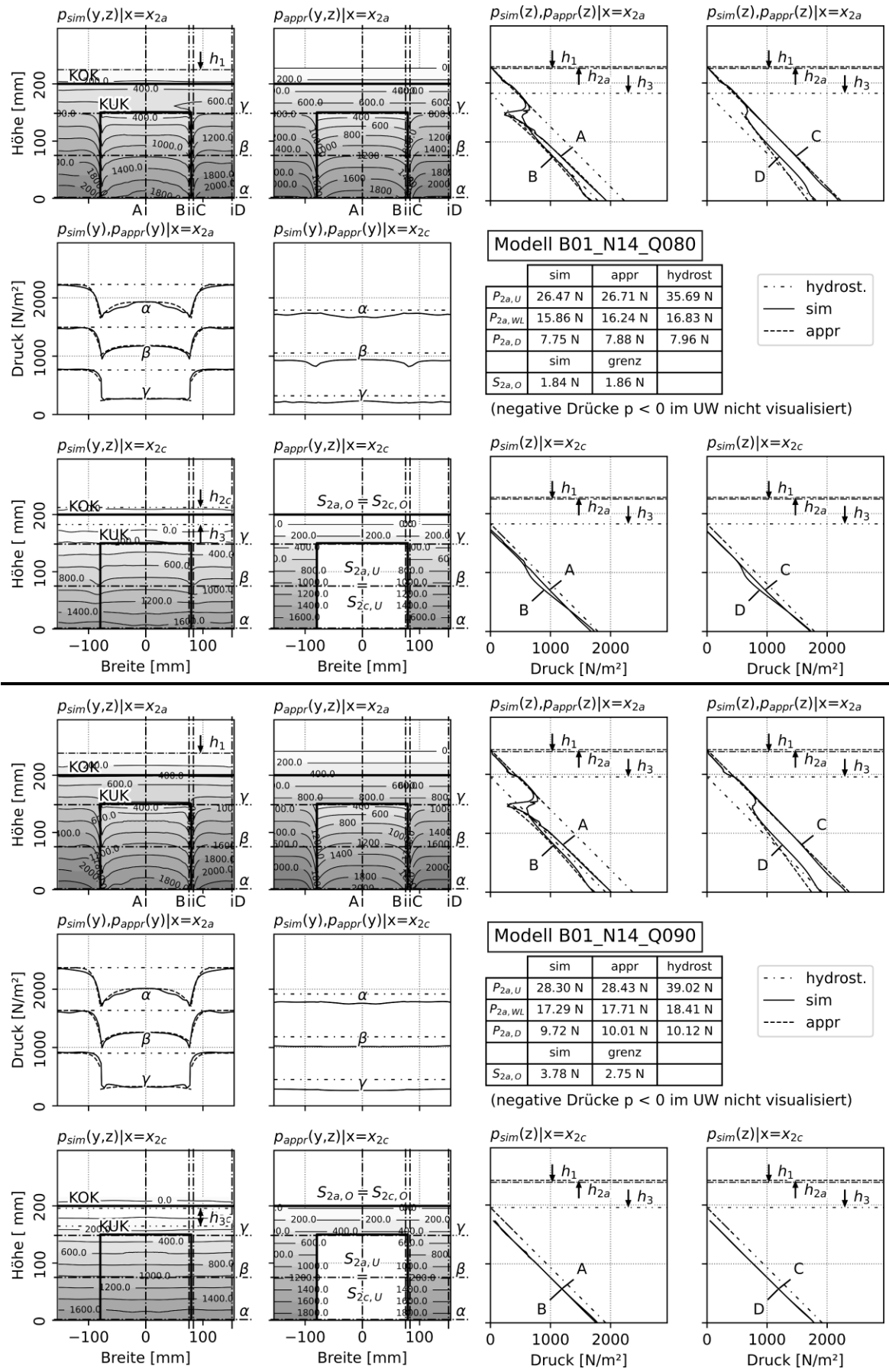
A 2.4 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N12

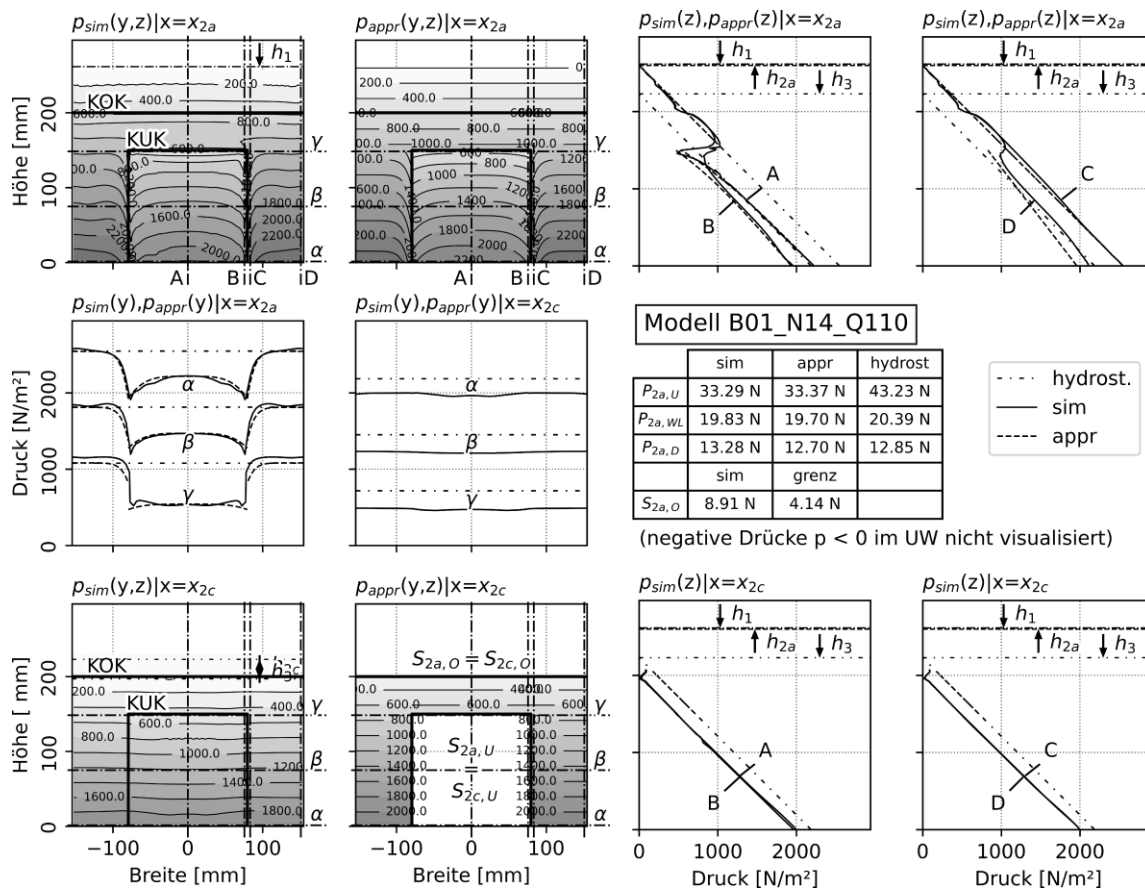
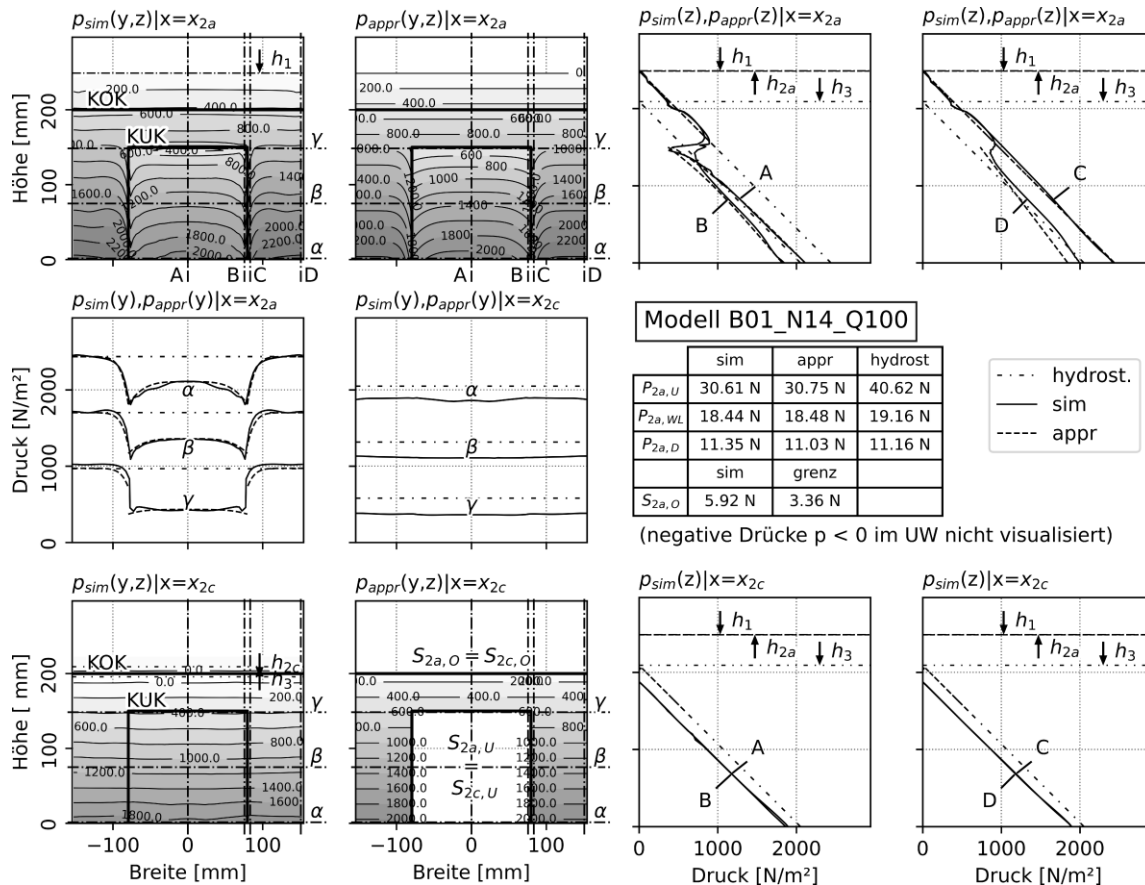


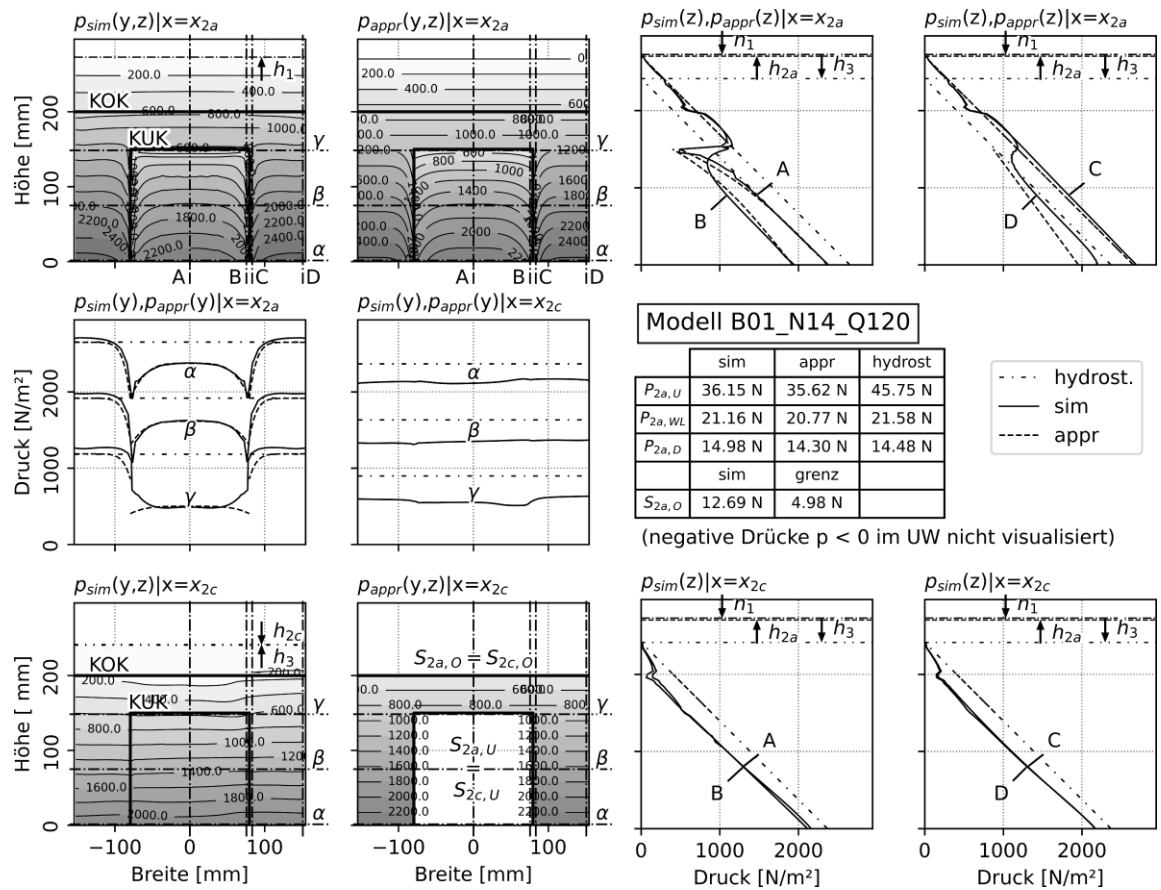




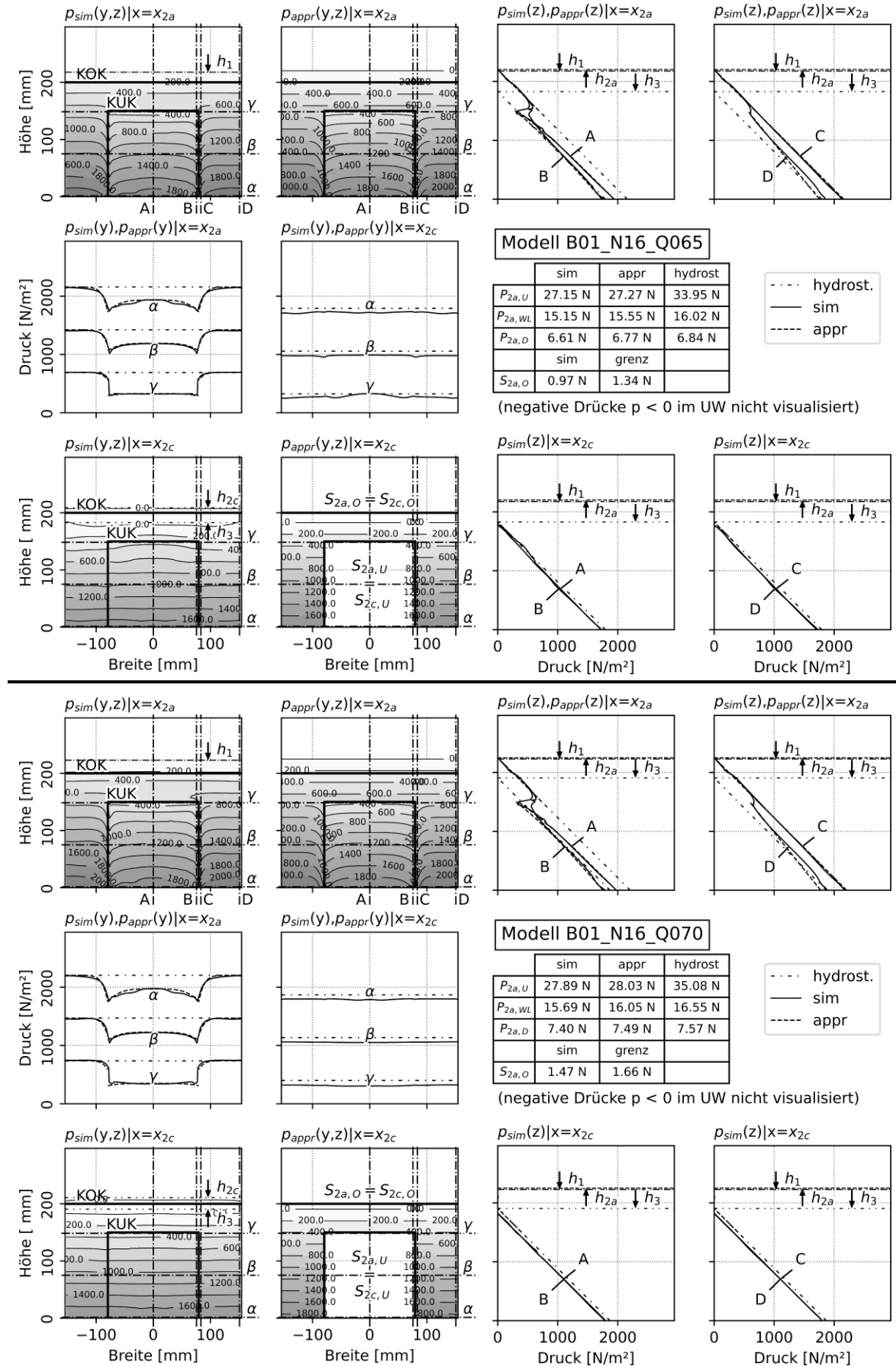
A 2.5 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N14

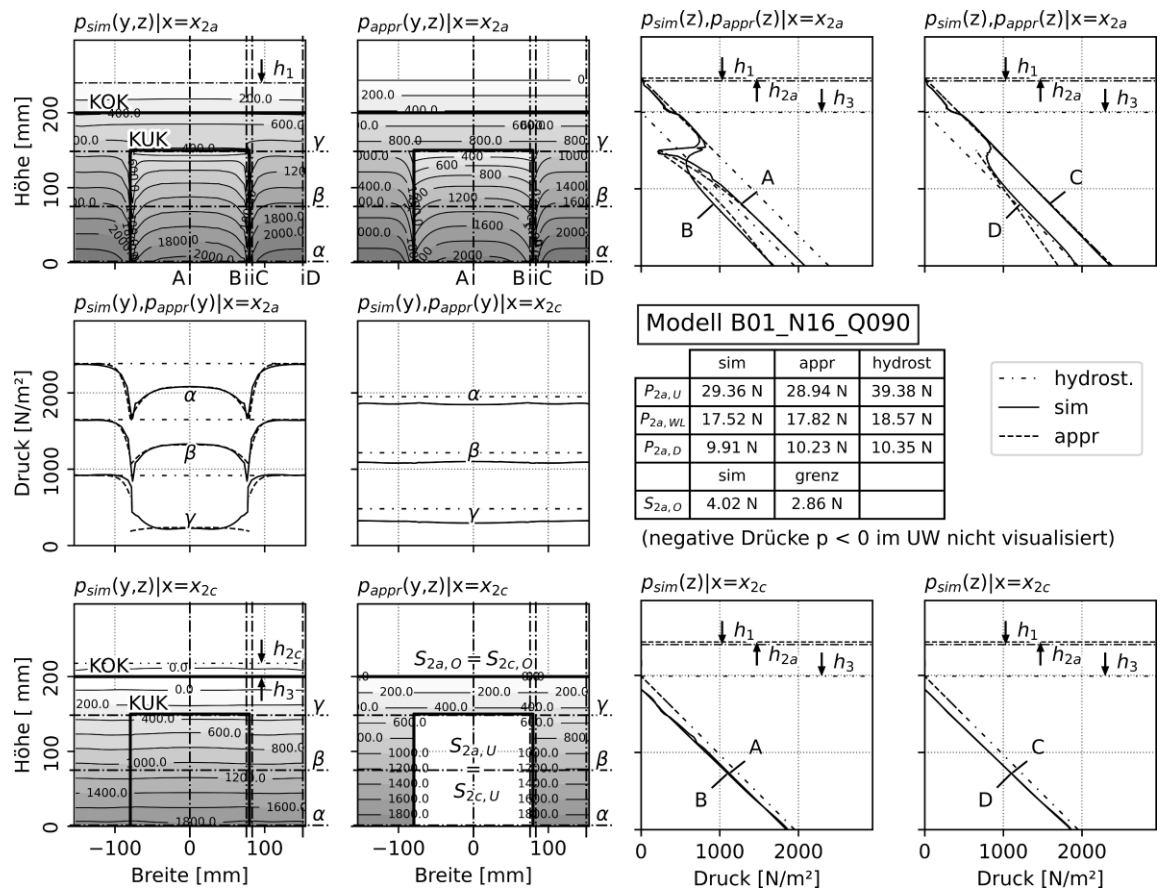
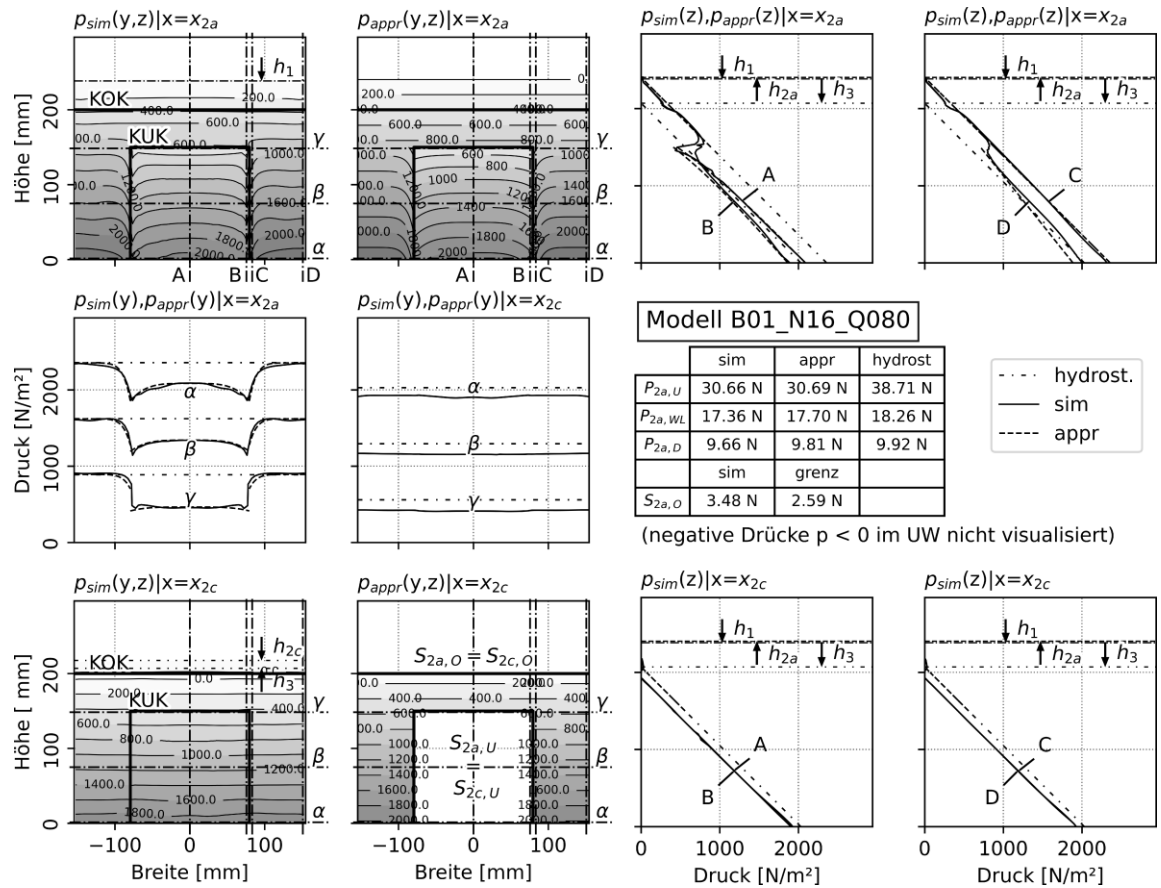


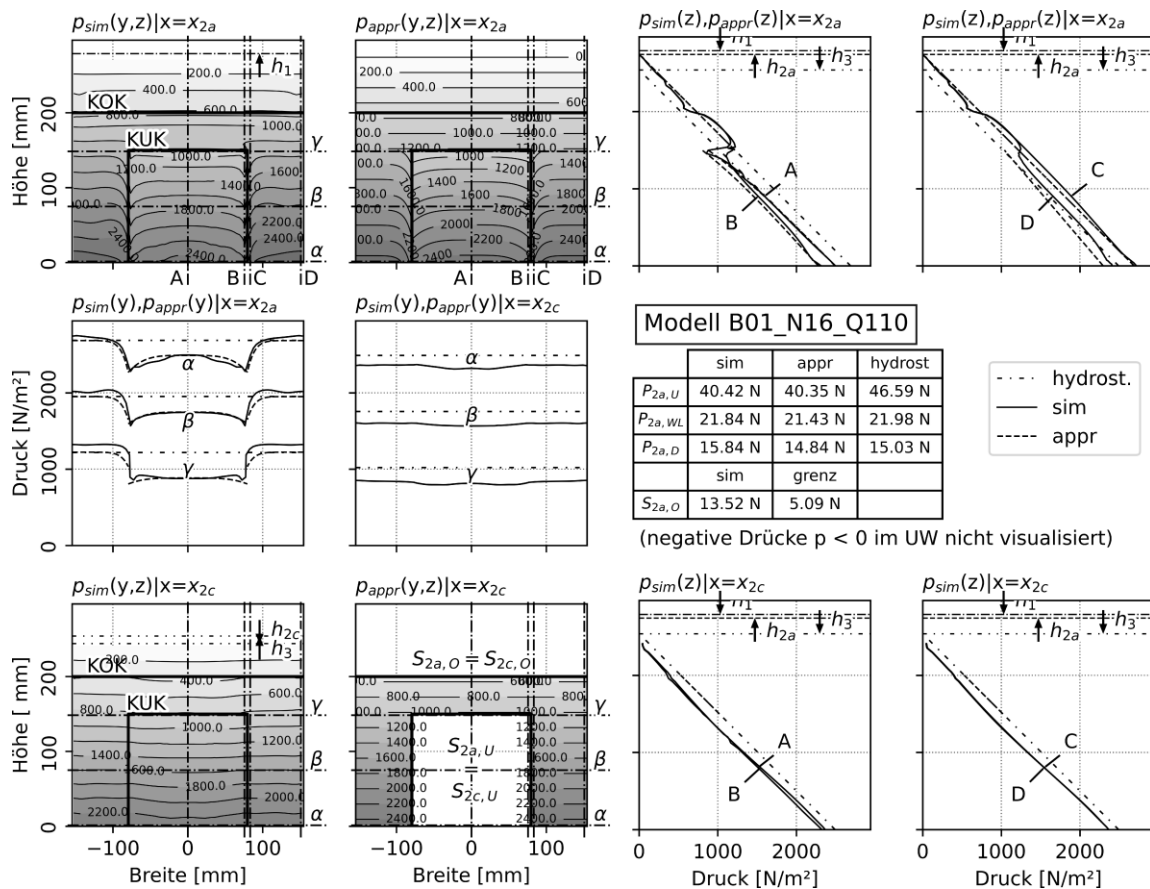
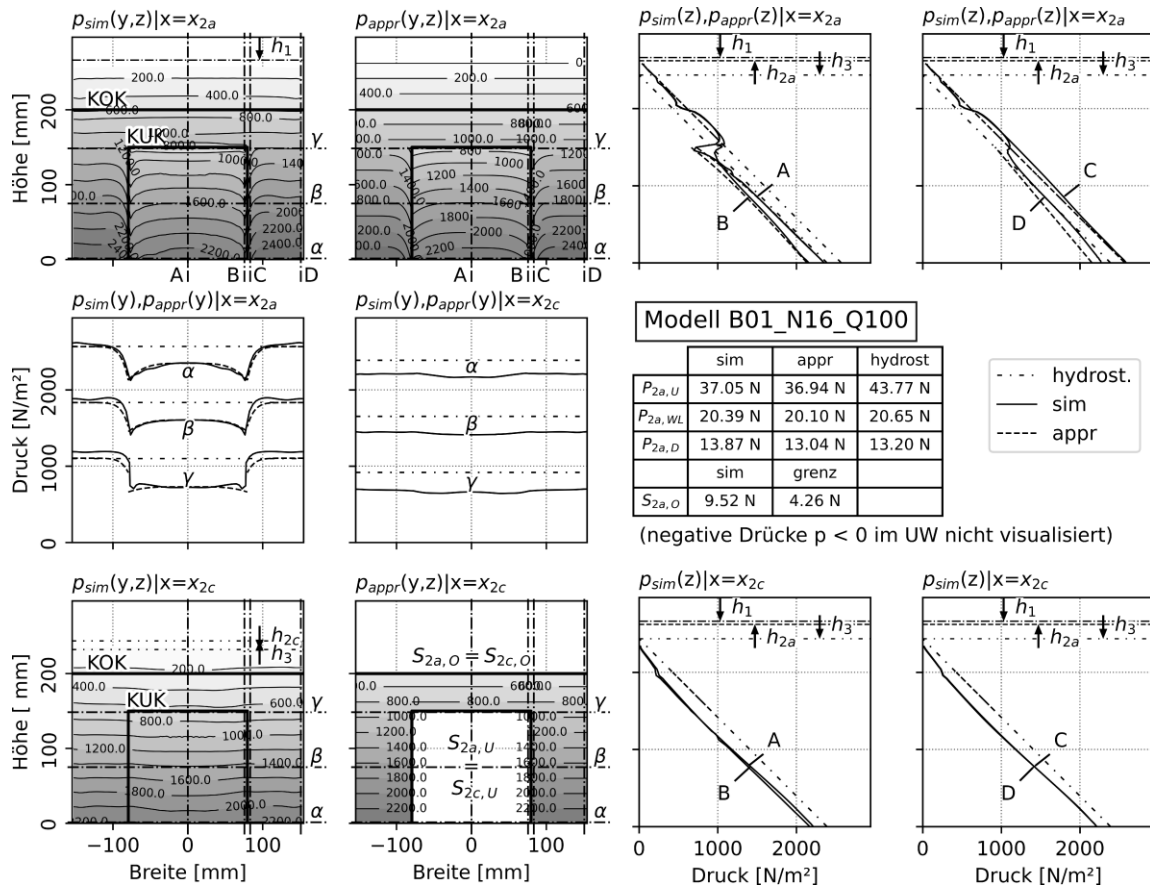




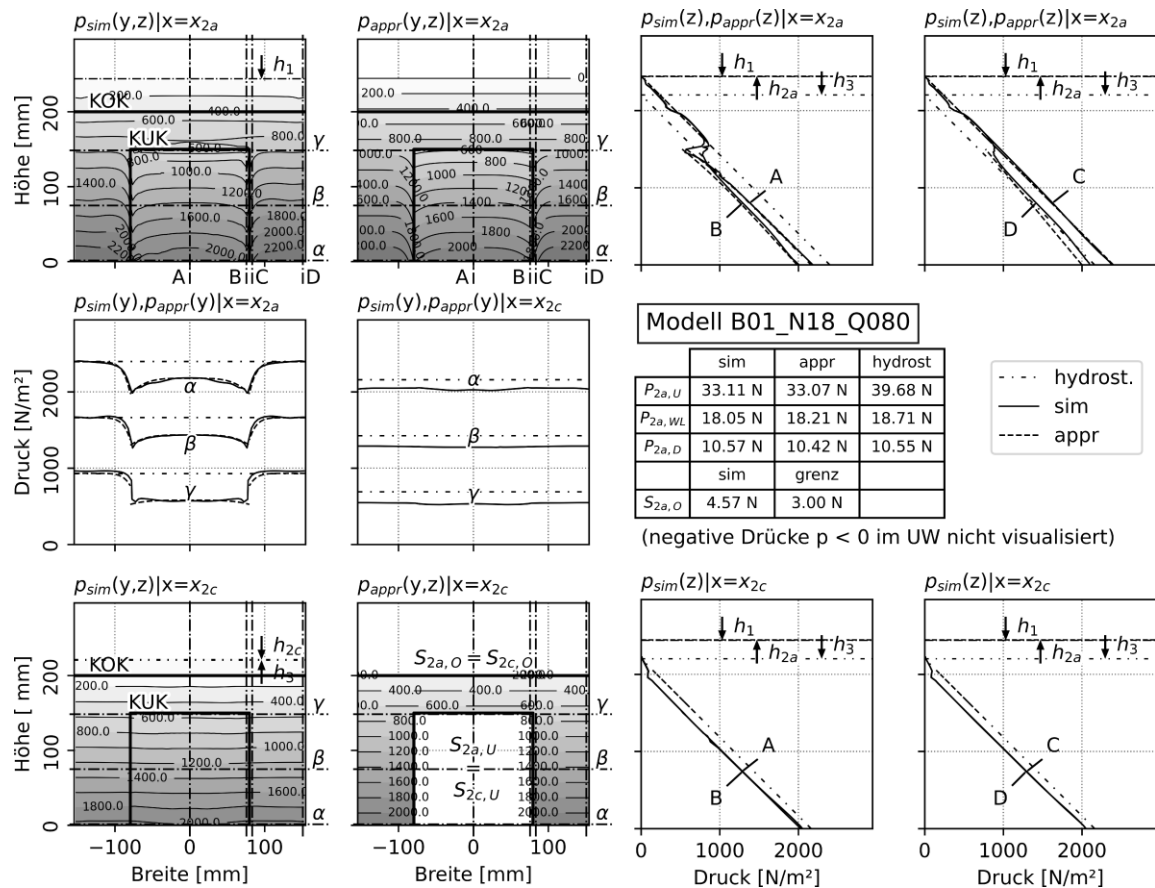
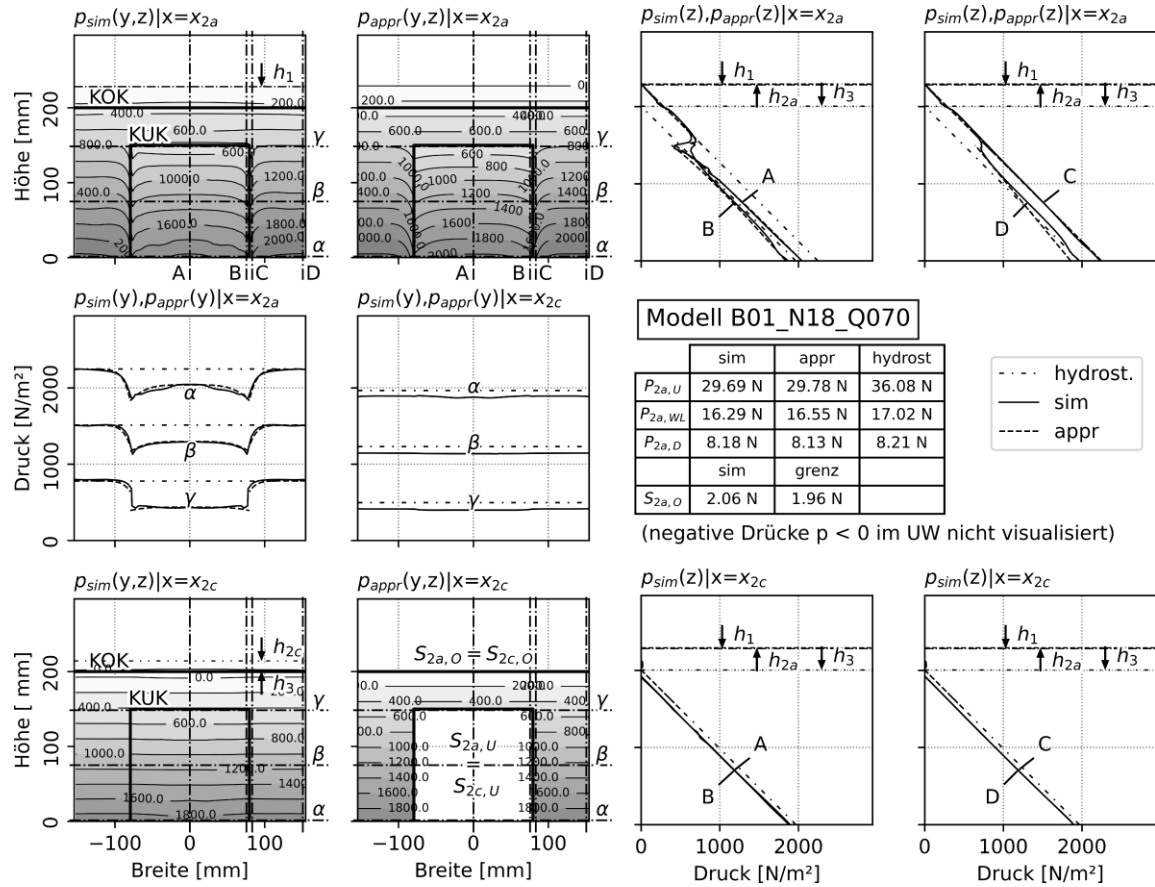
A 2.6 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N16

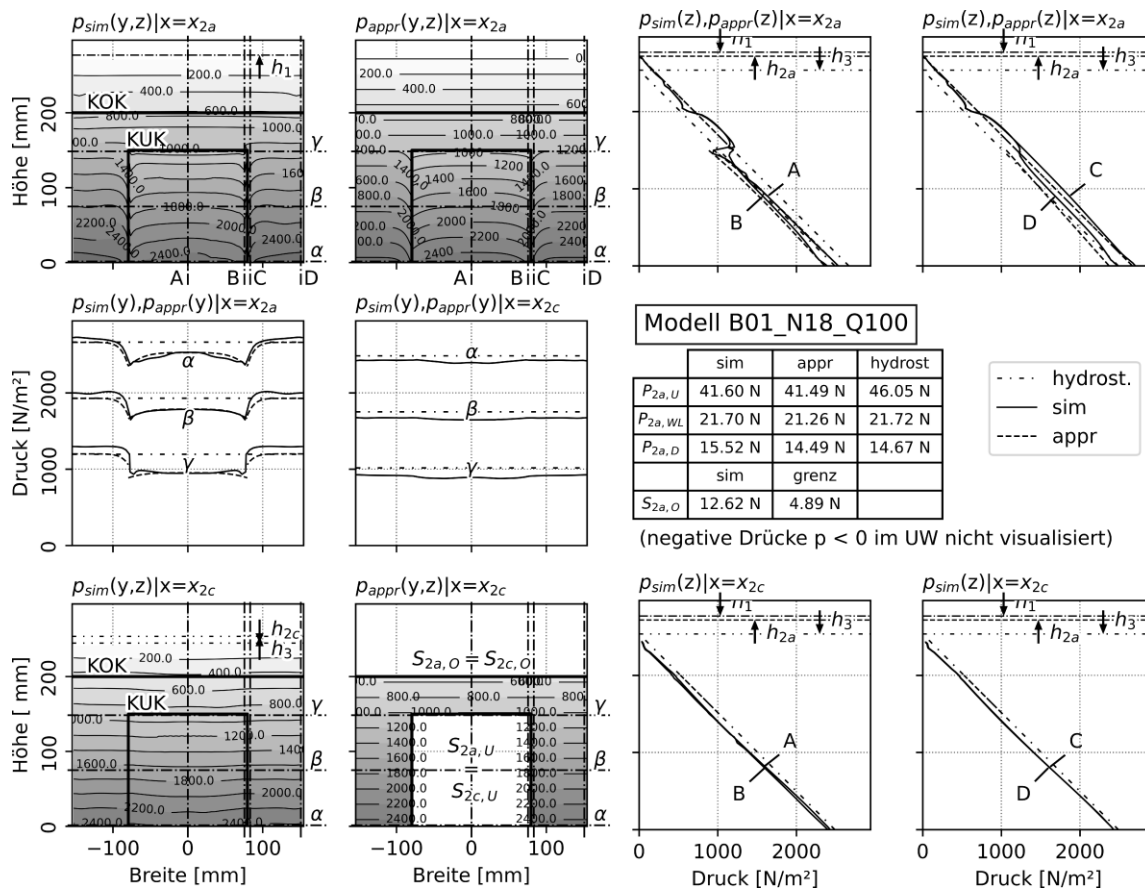
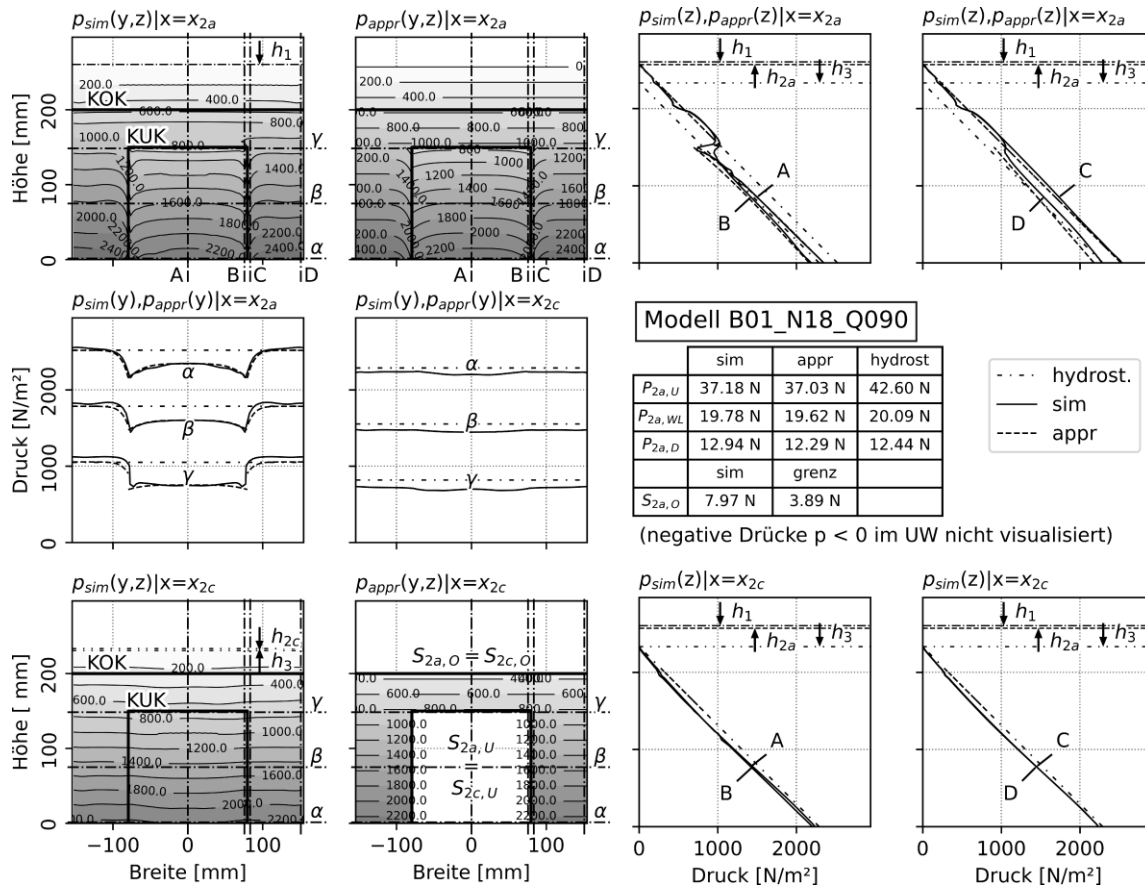


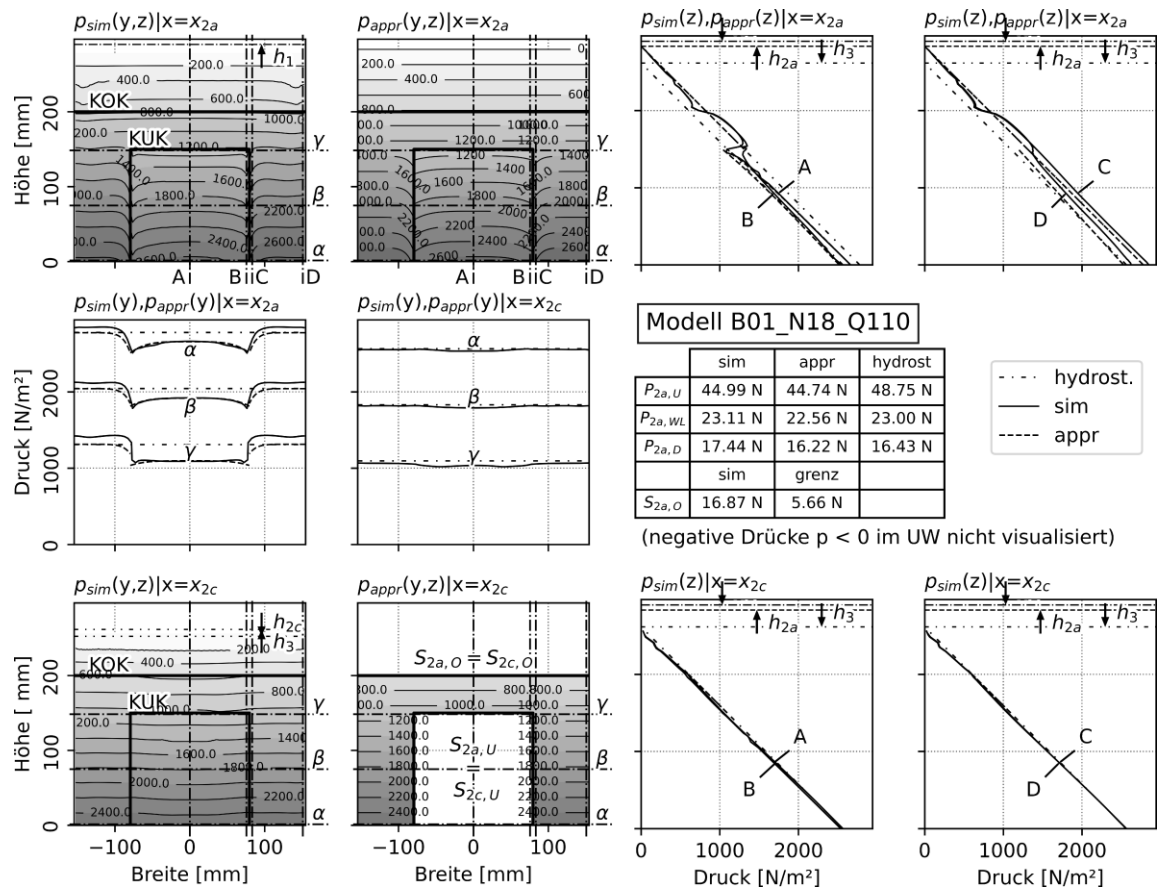




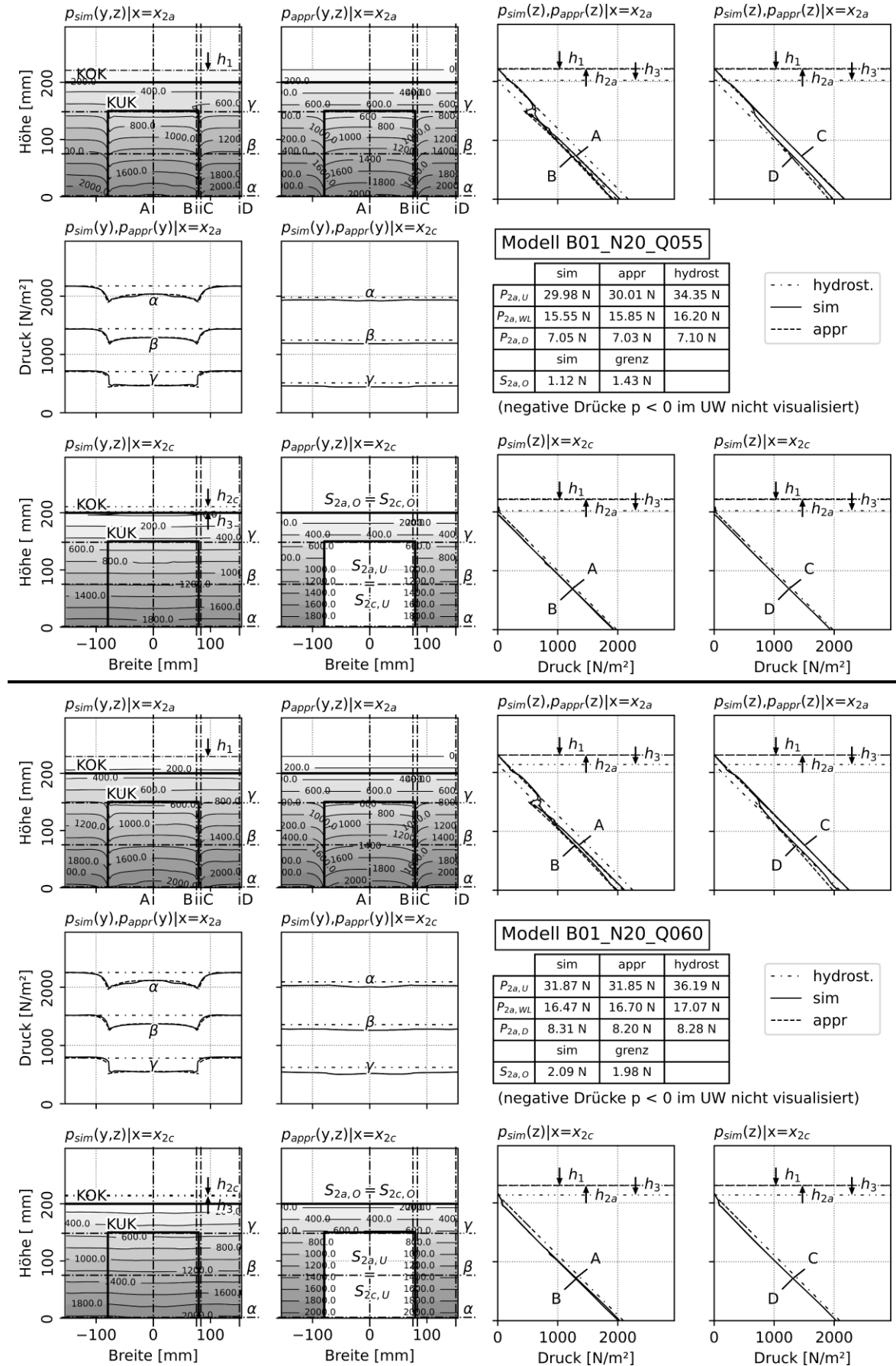
A 2.7 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N18

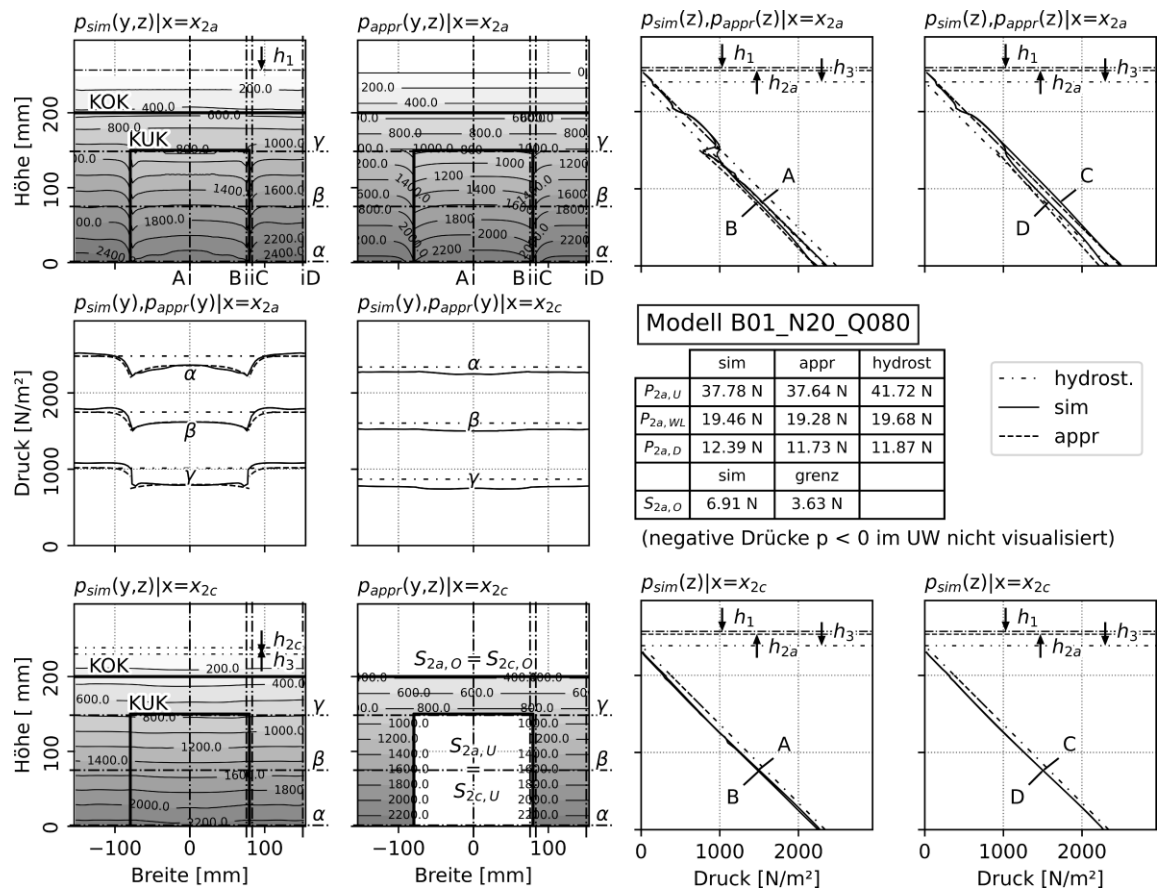
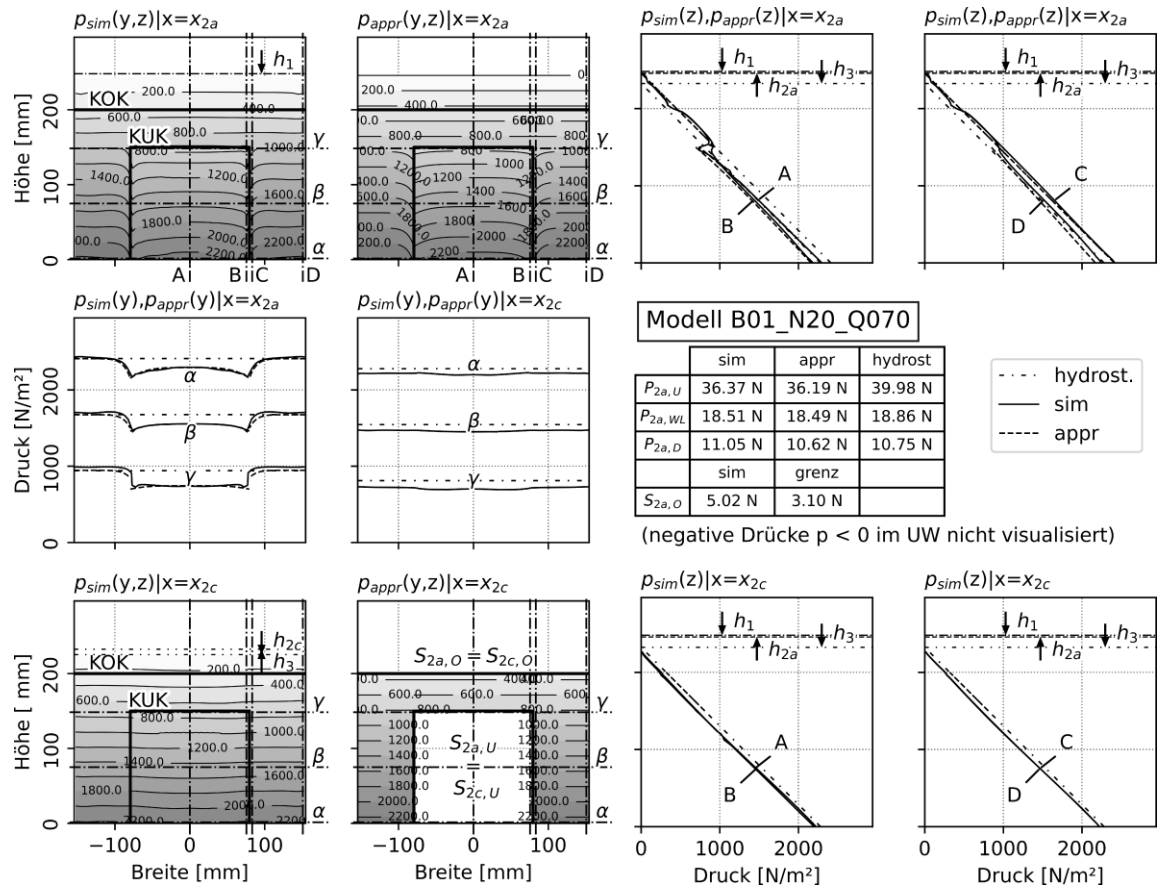


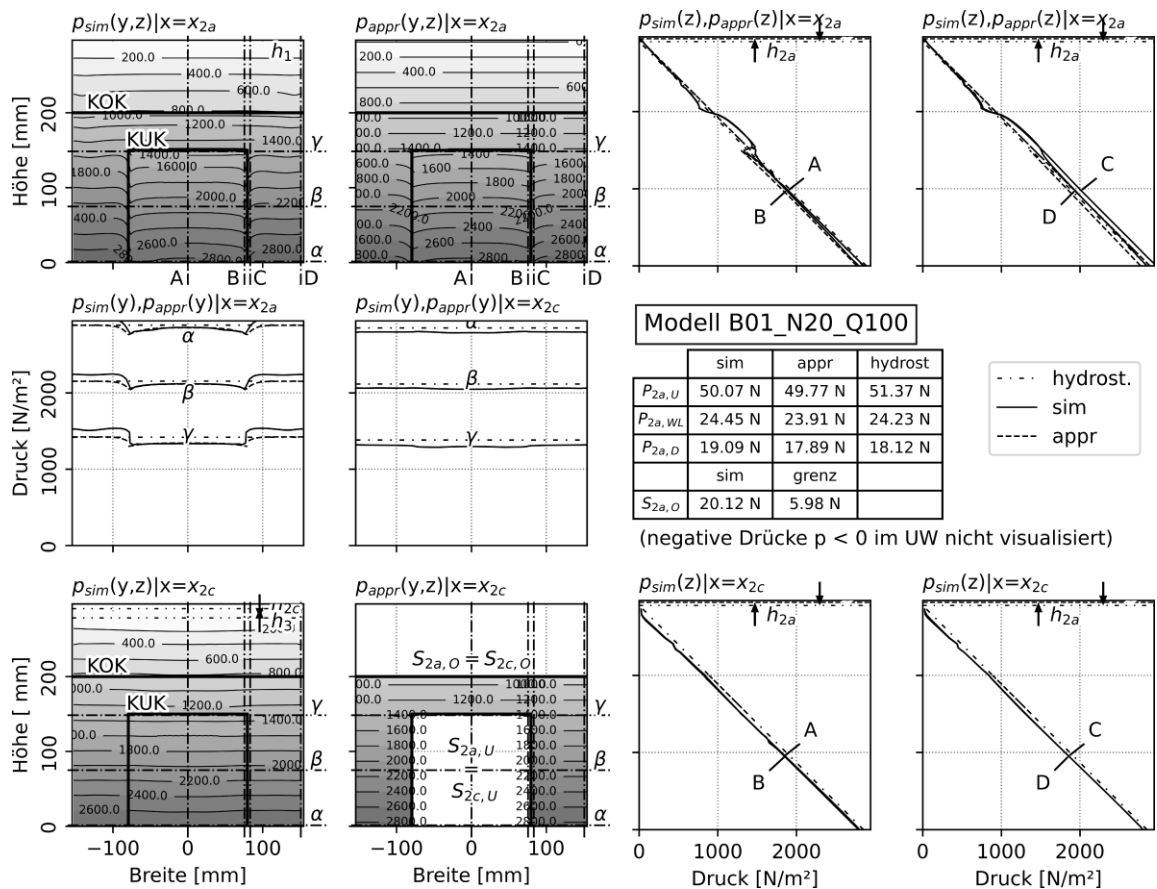
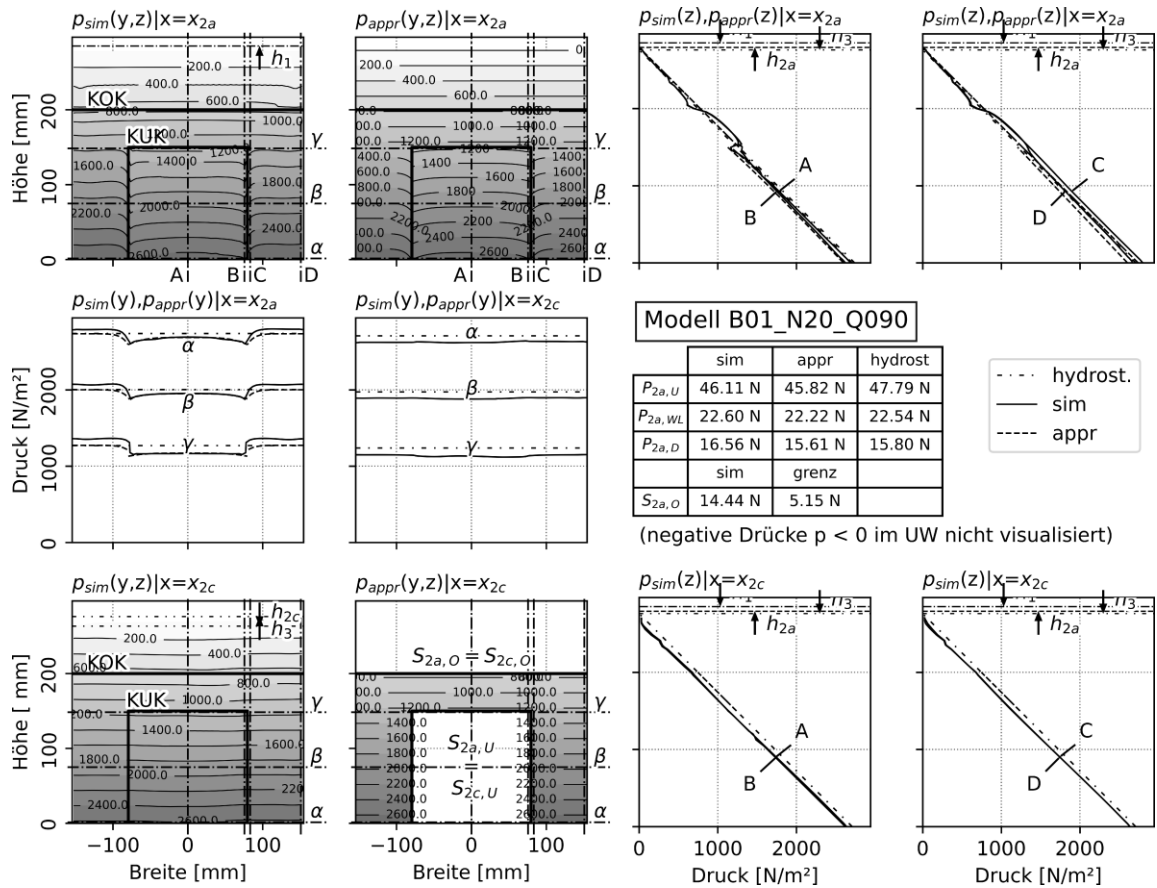




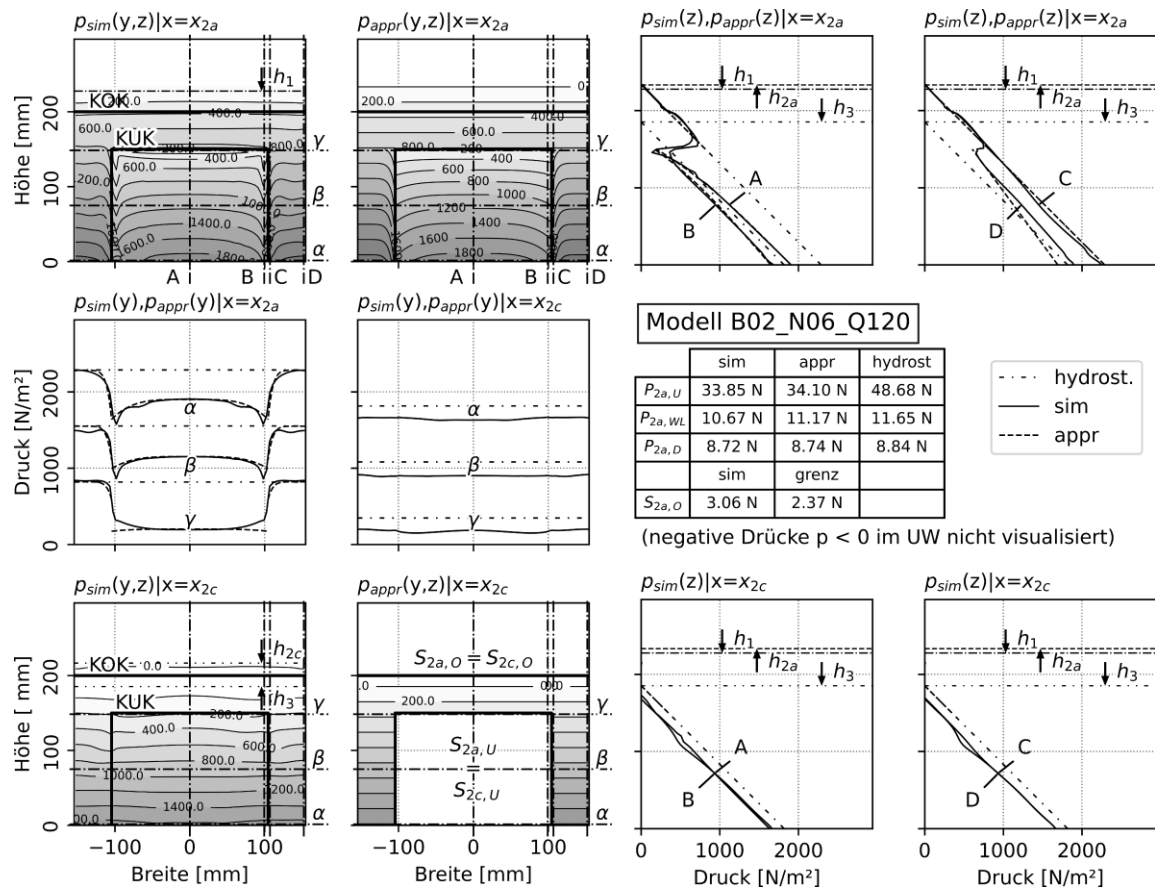
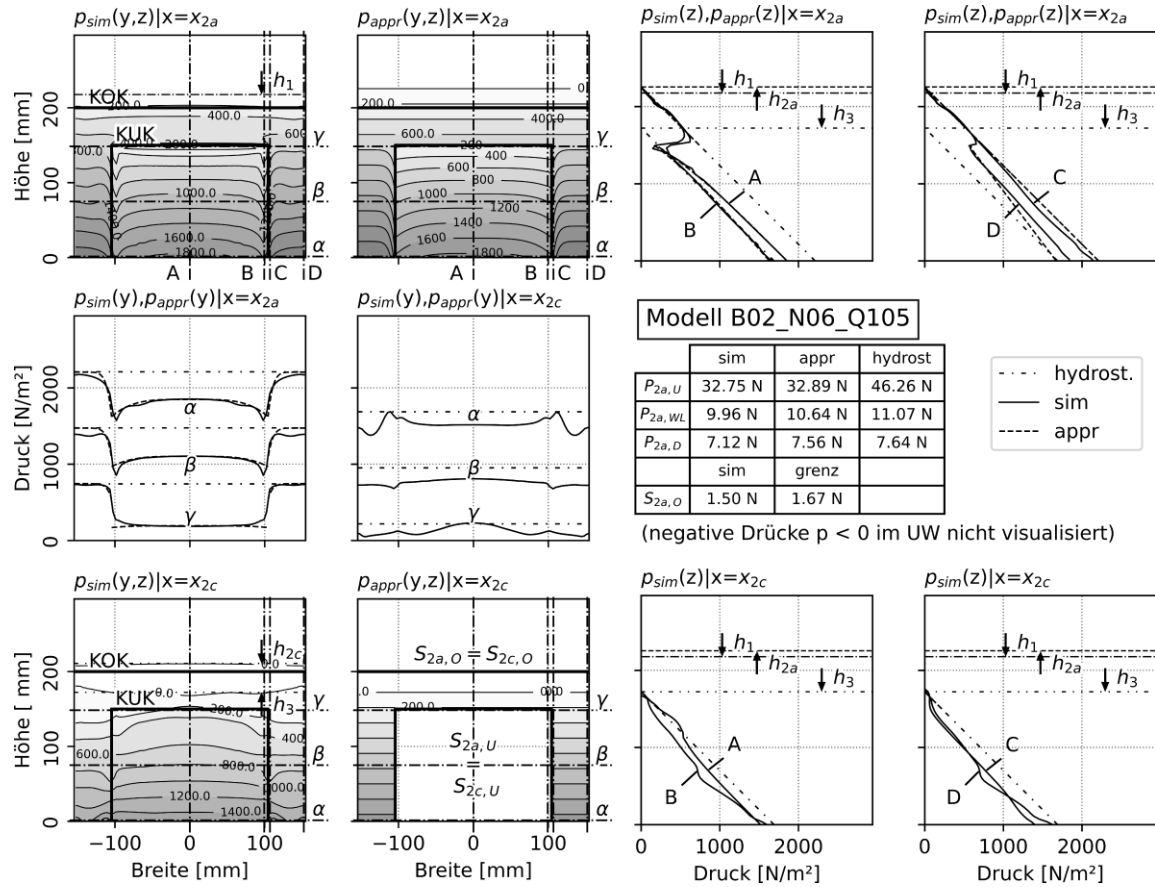
A 2.8 Druckverteilungen für die Modelltests B01_N20



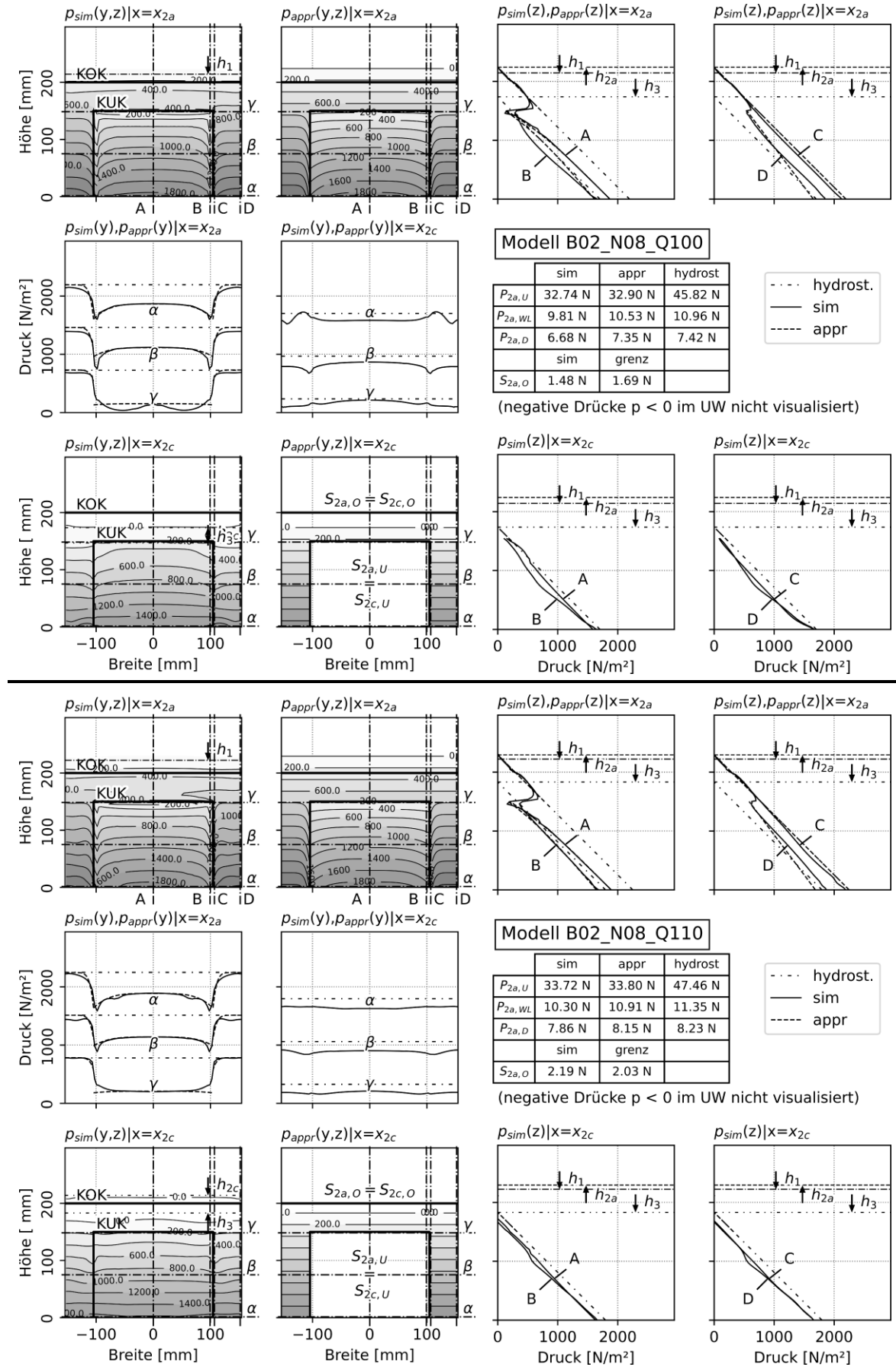


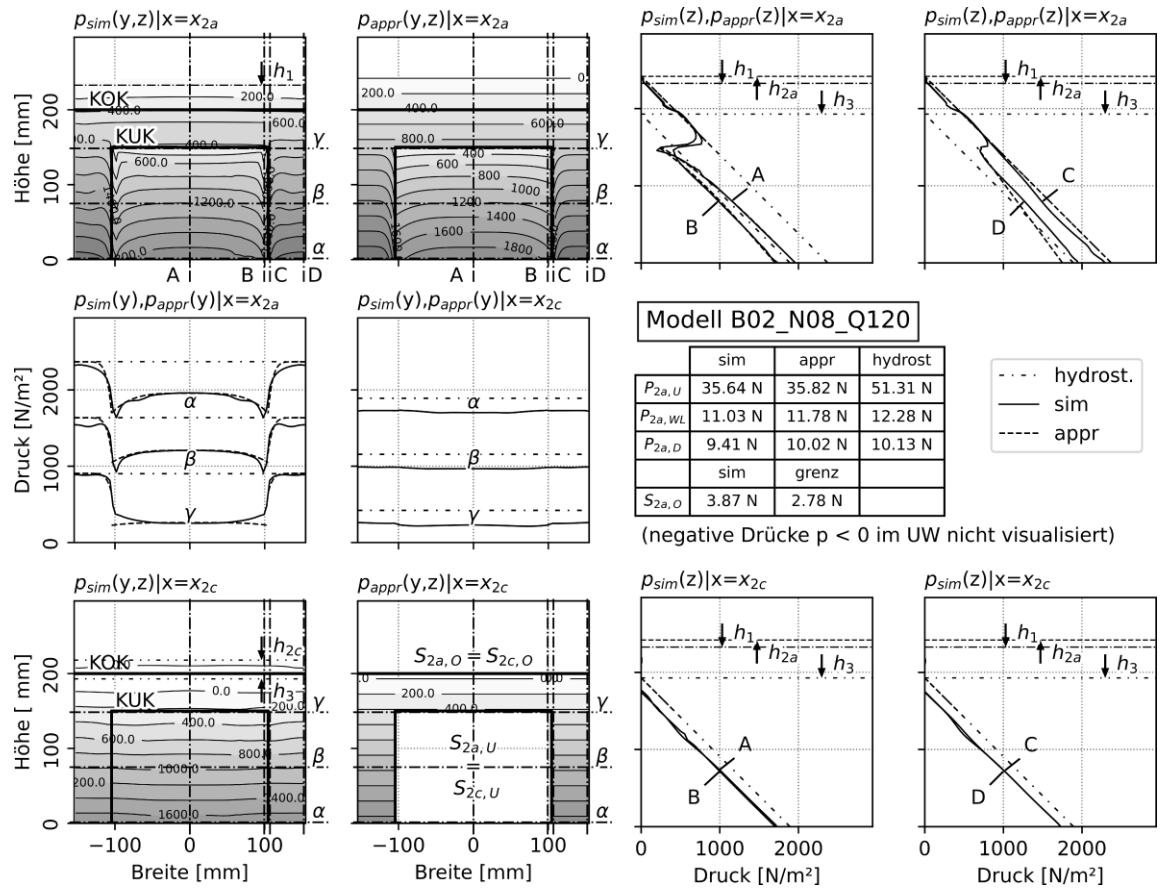


A 2.9 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N06

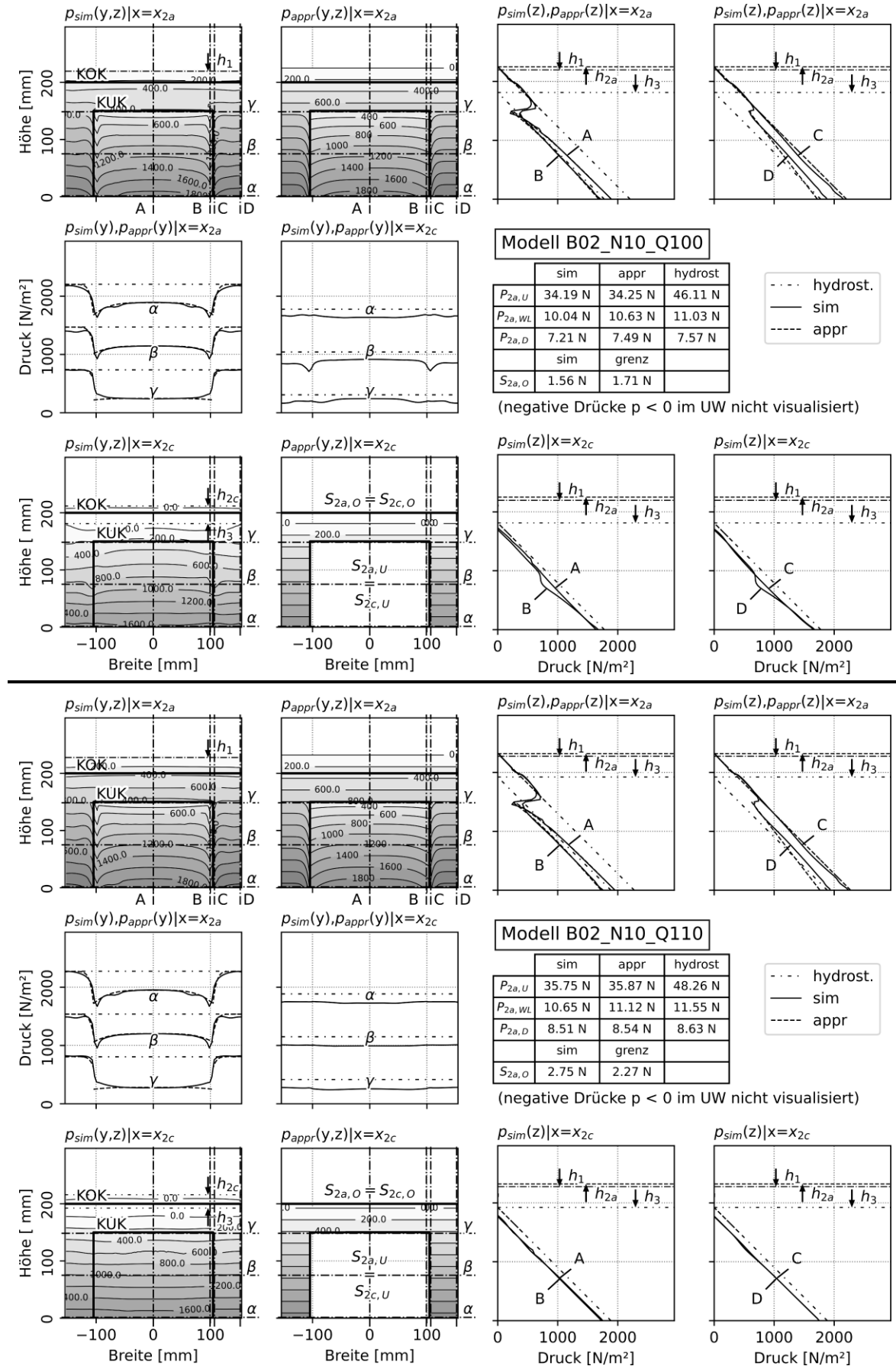


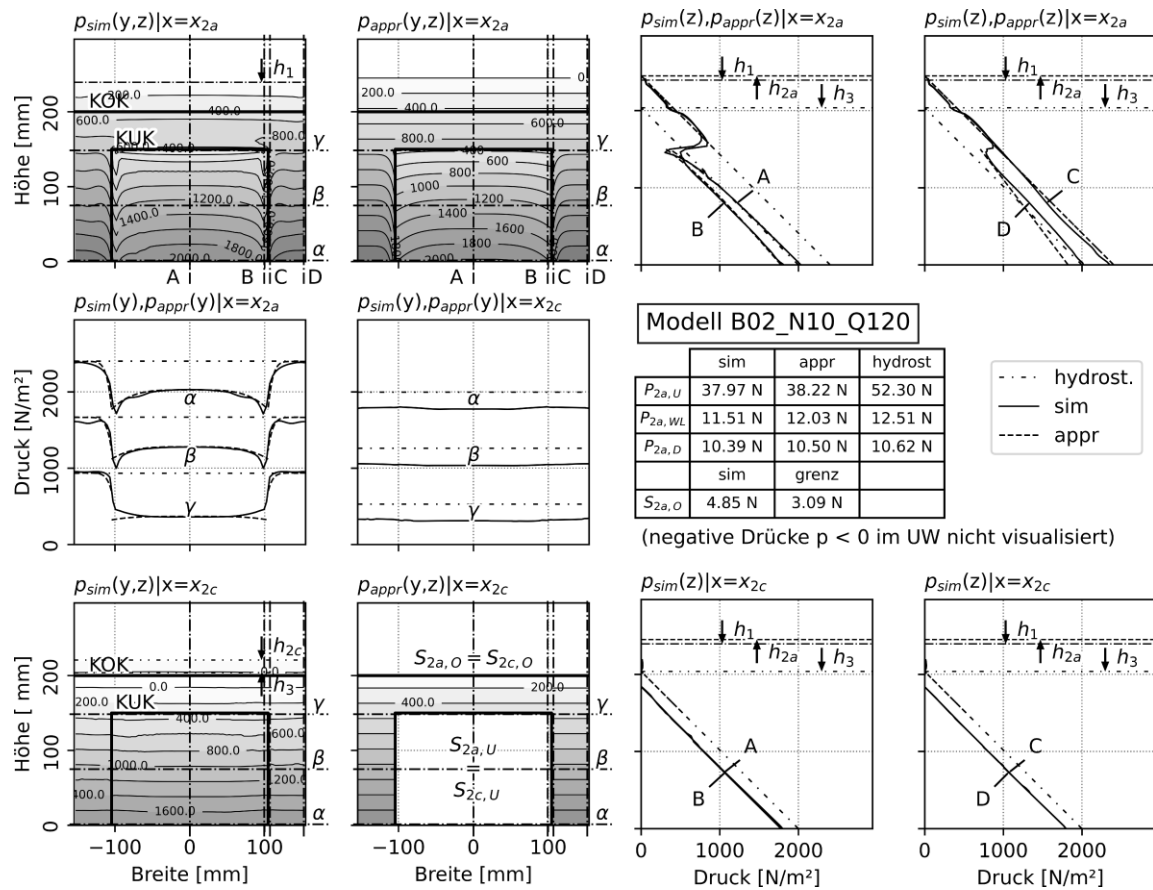
A 2.10 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N08



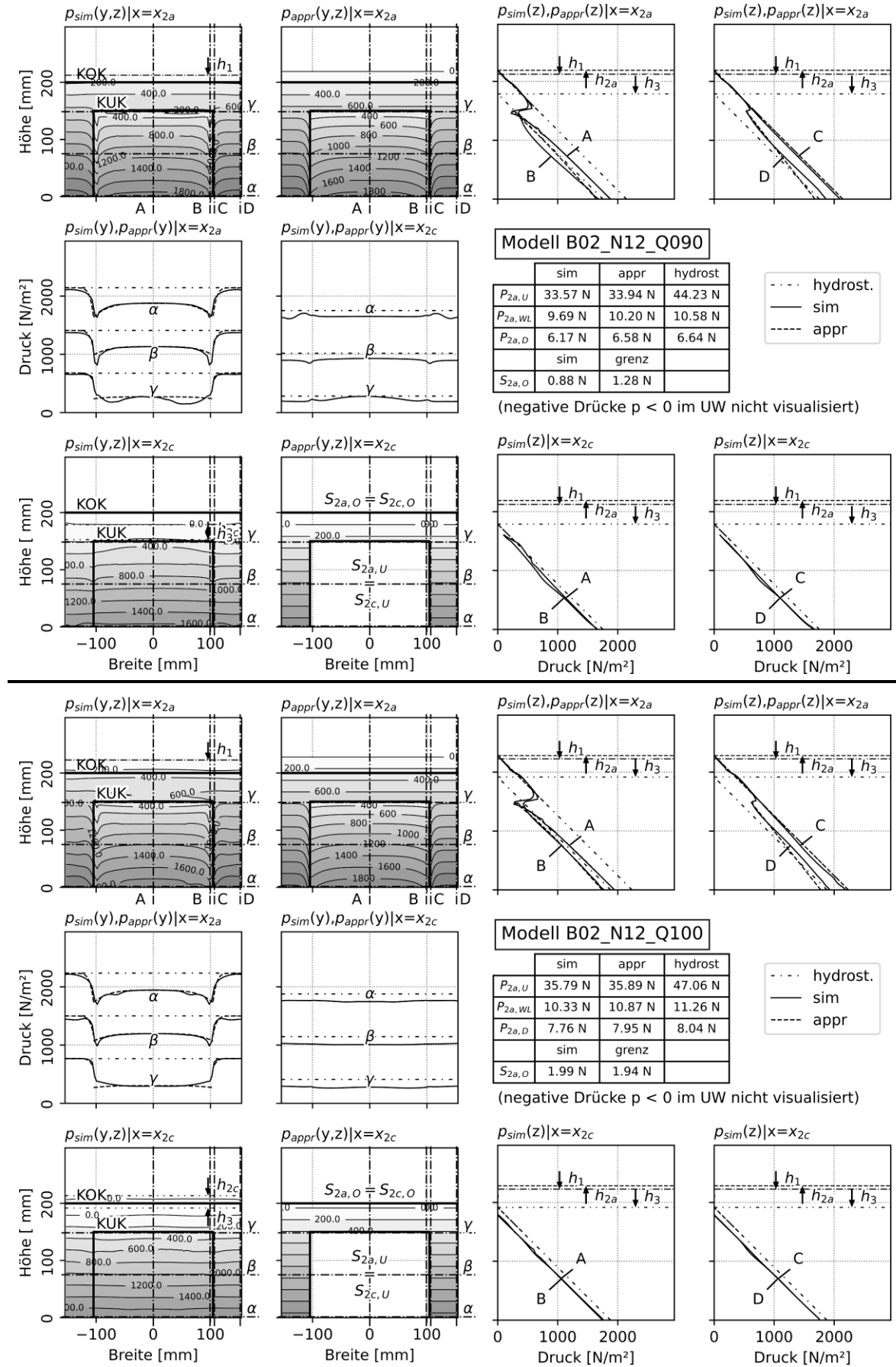


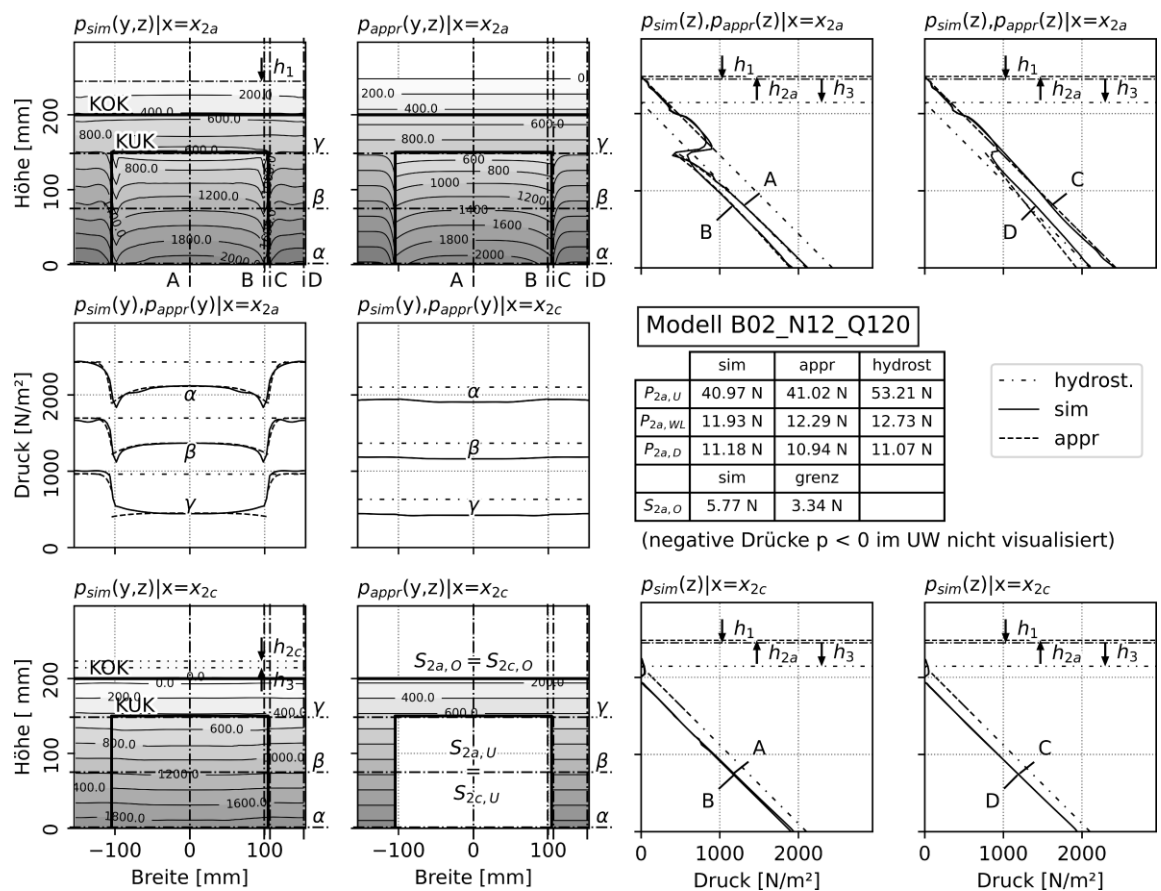
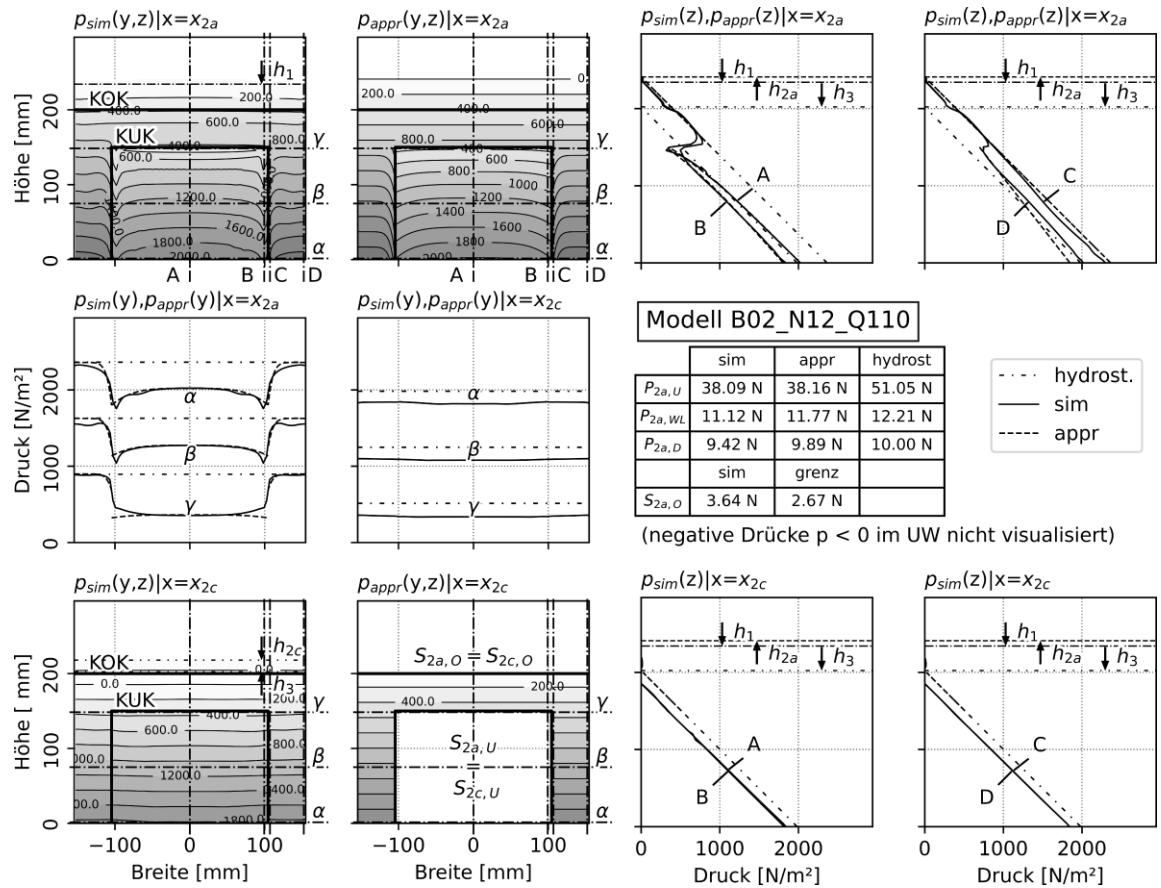
A 2.11 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N10



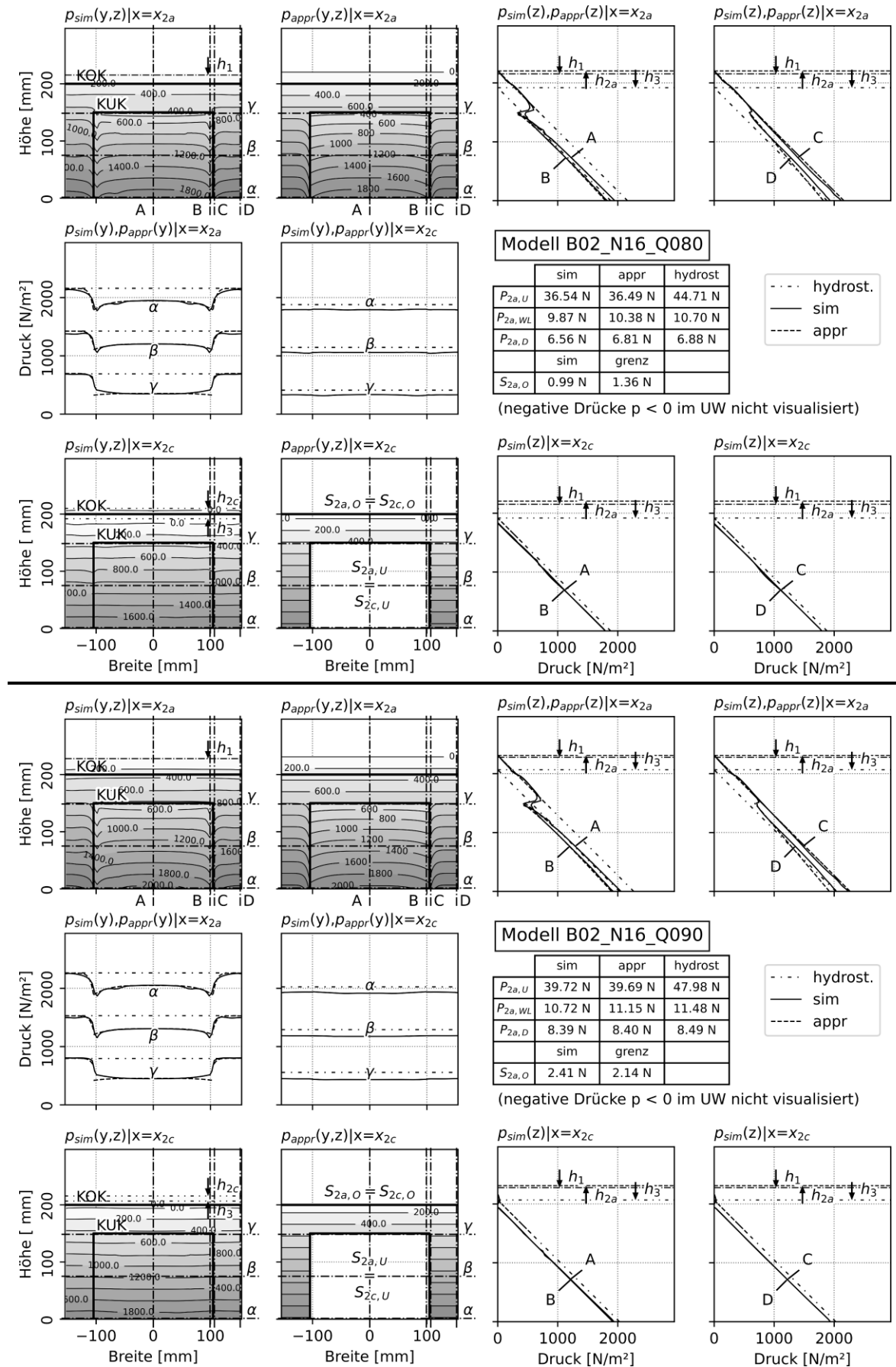


A 2.12 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N12

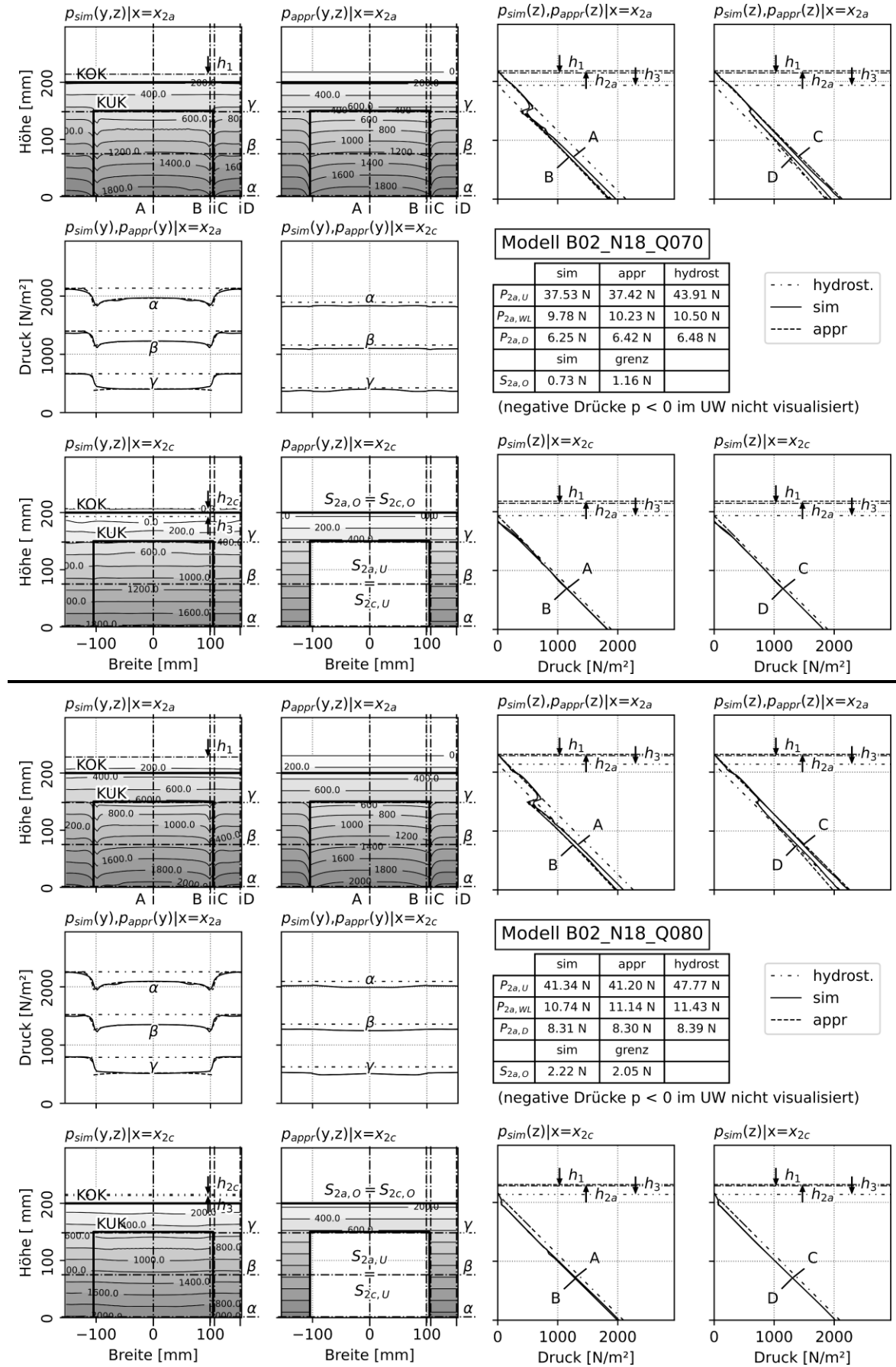


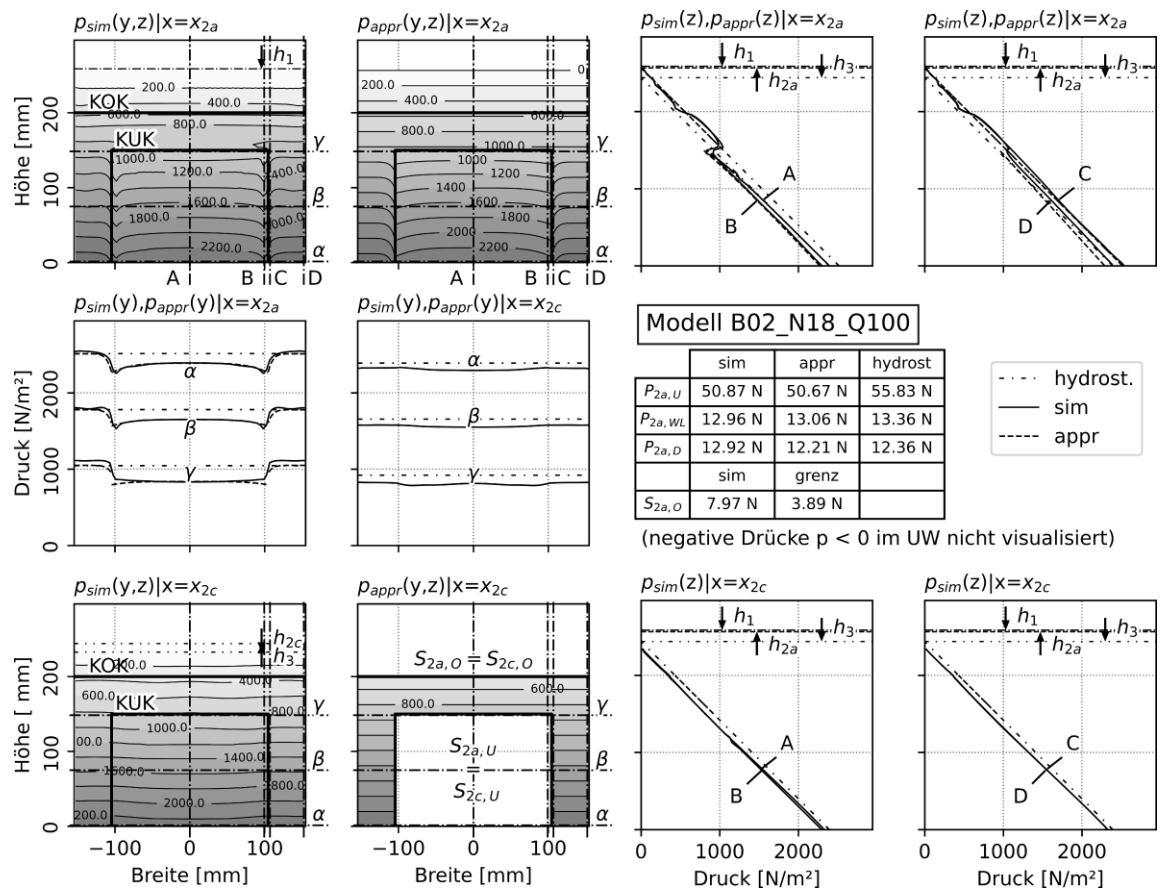
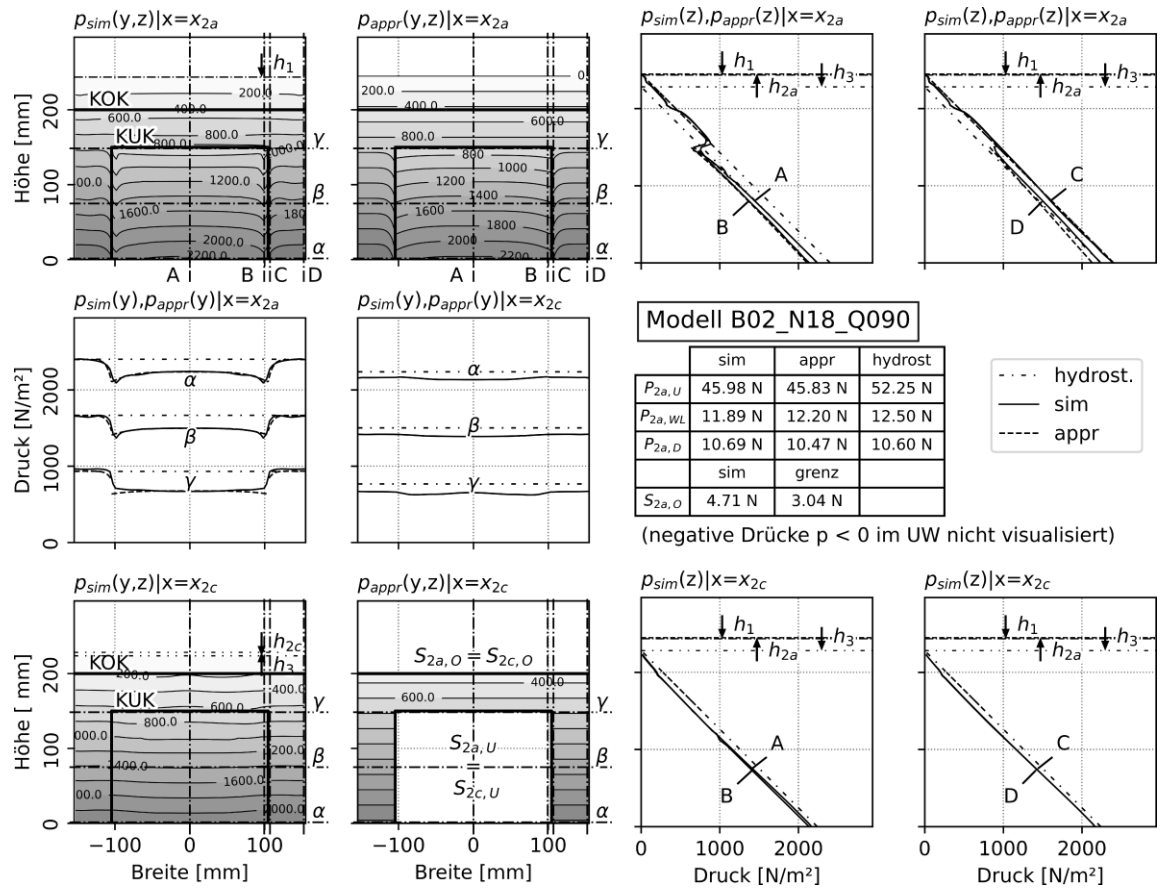


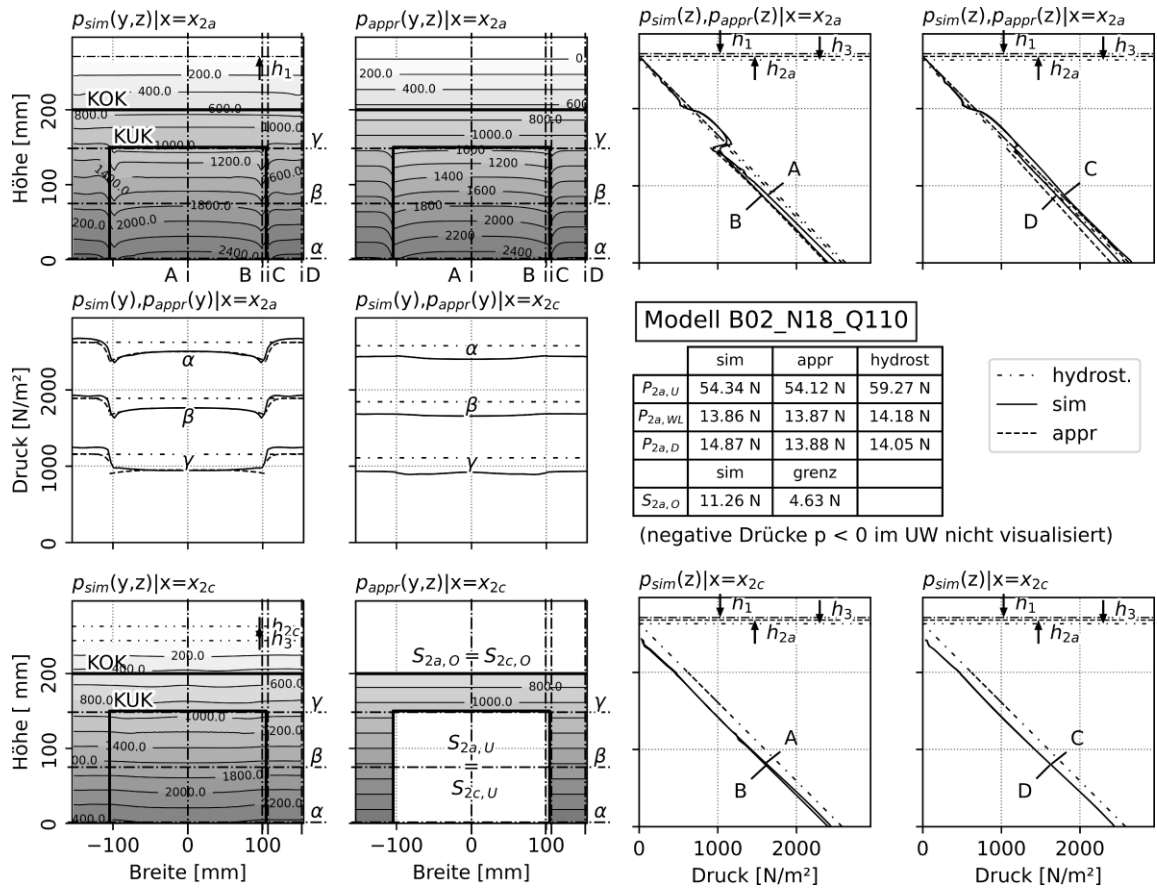
A 2.13 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N16



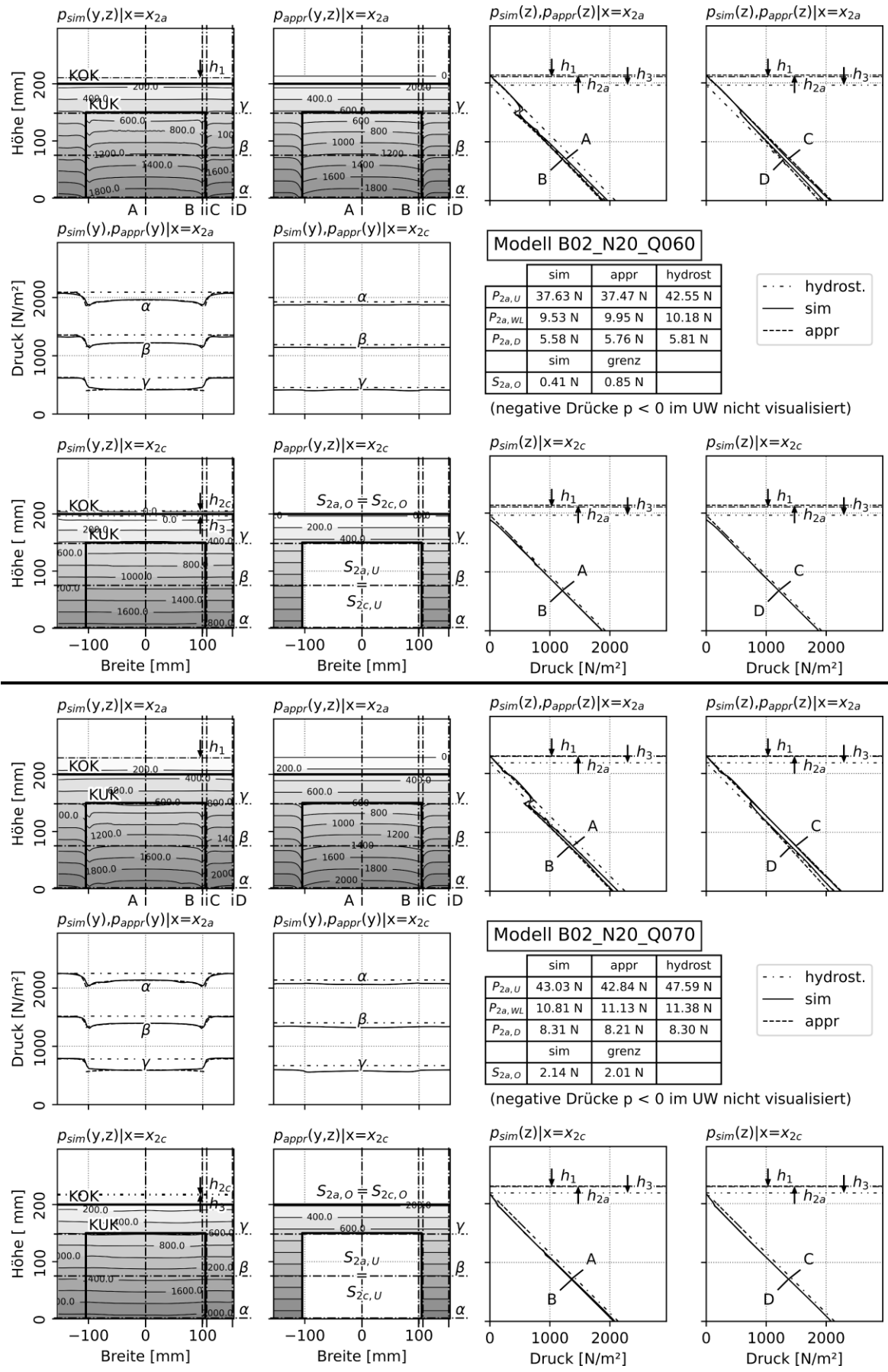
A 2.14 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N18

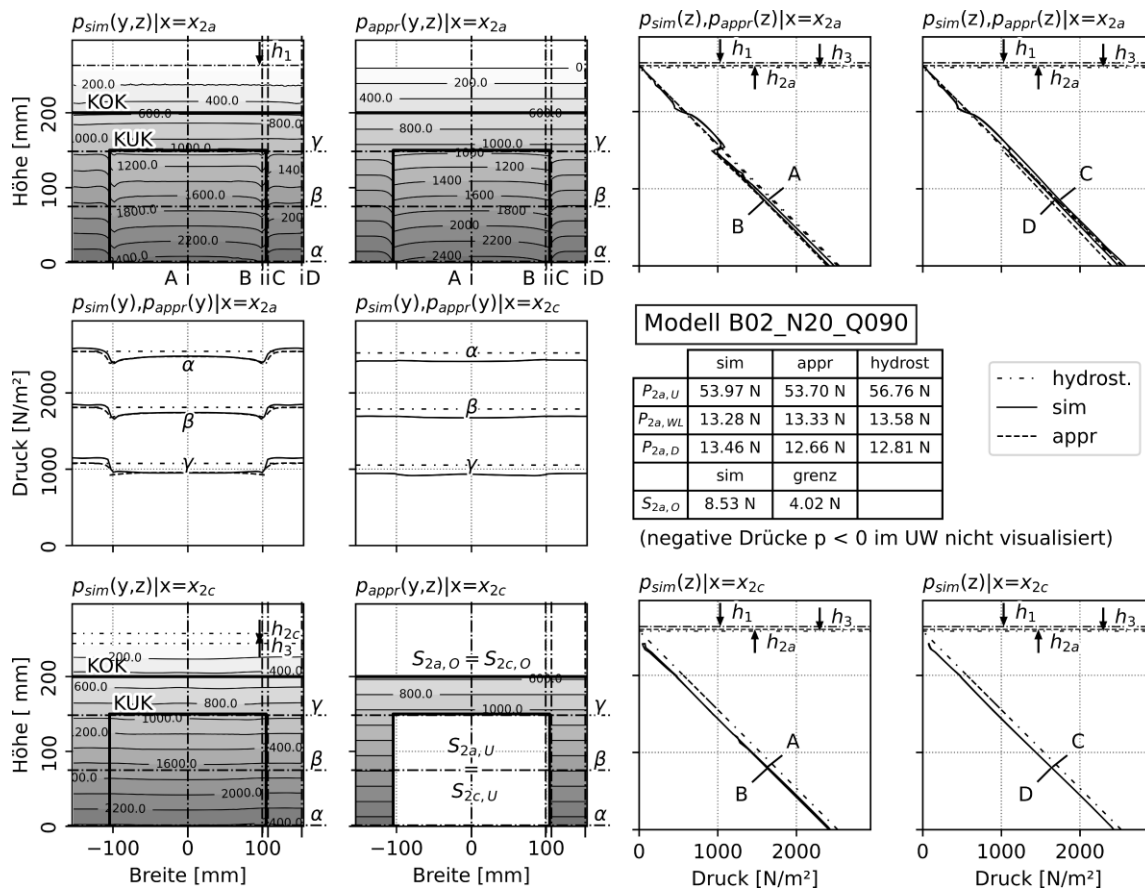
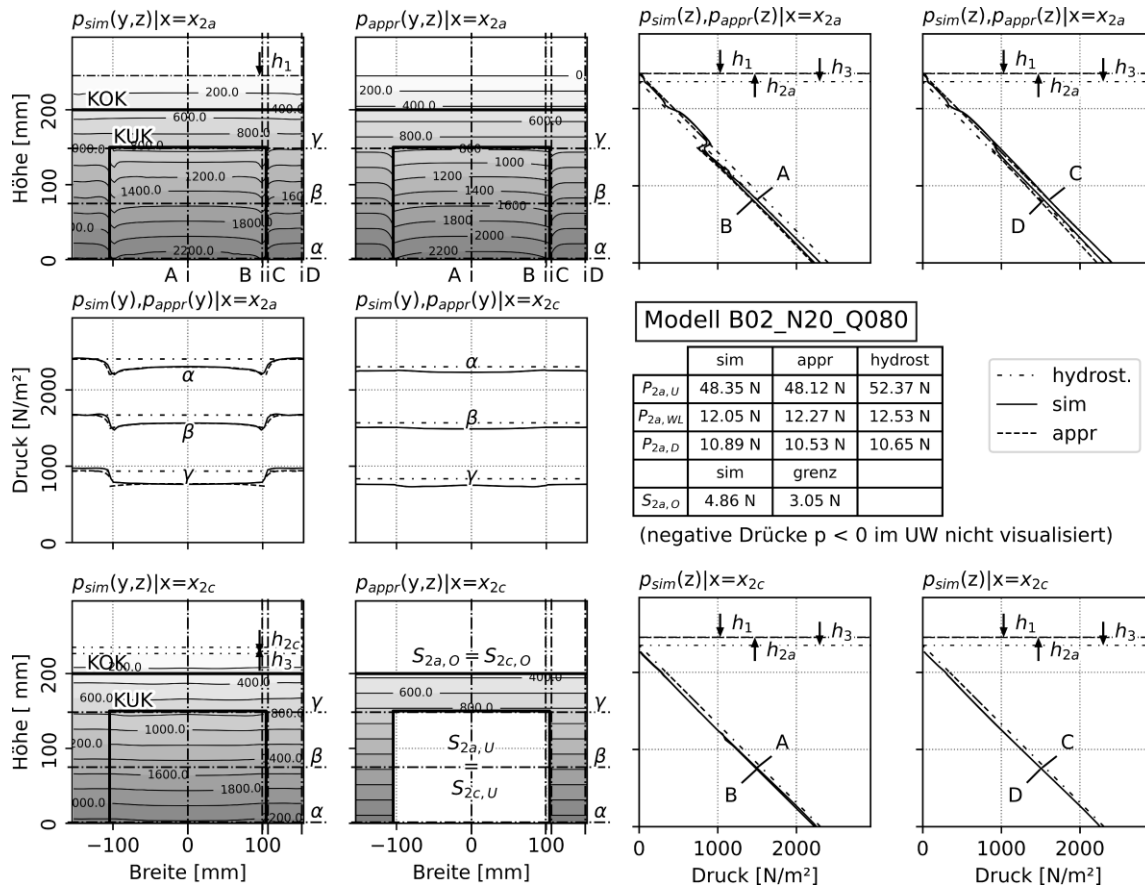


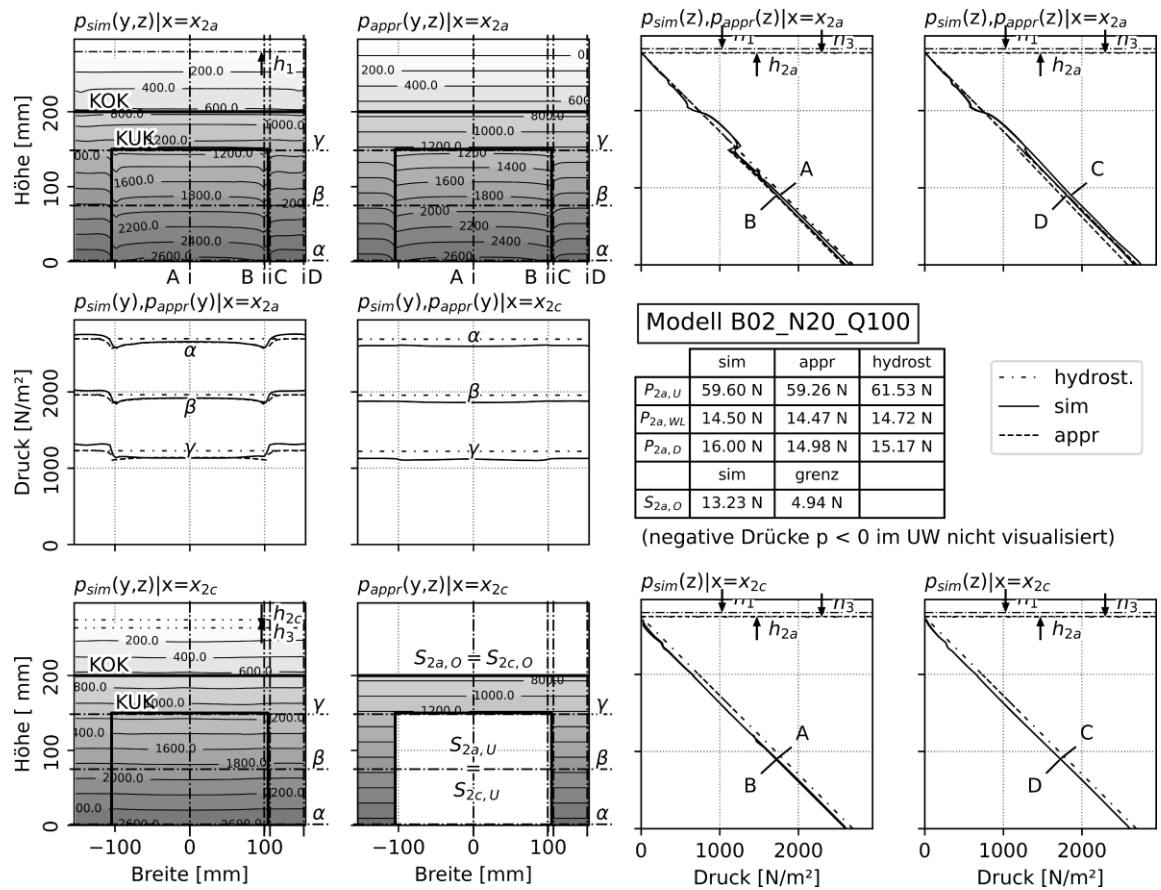




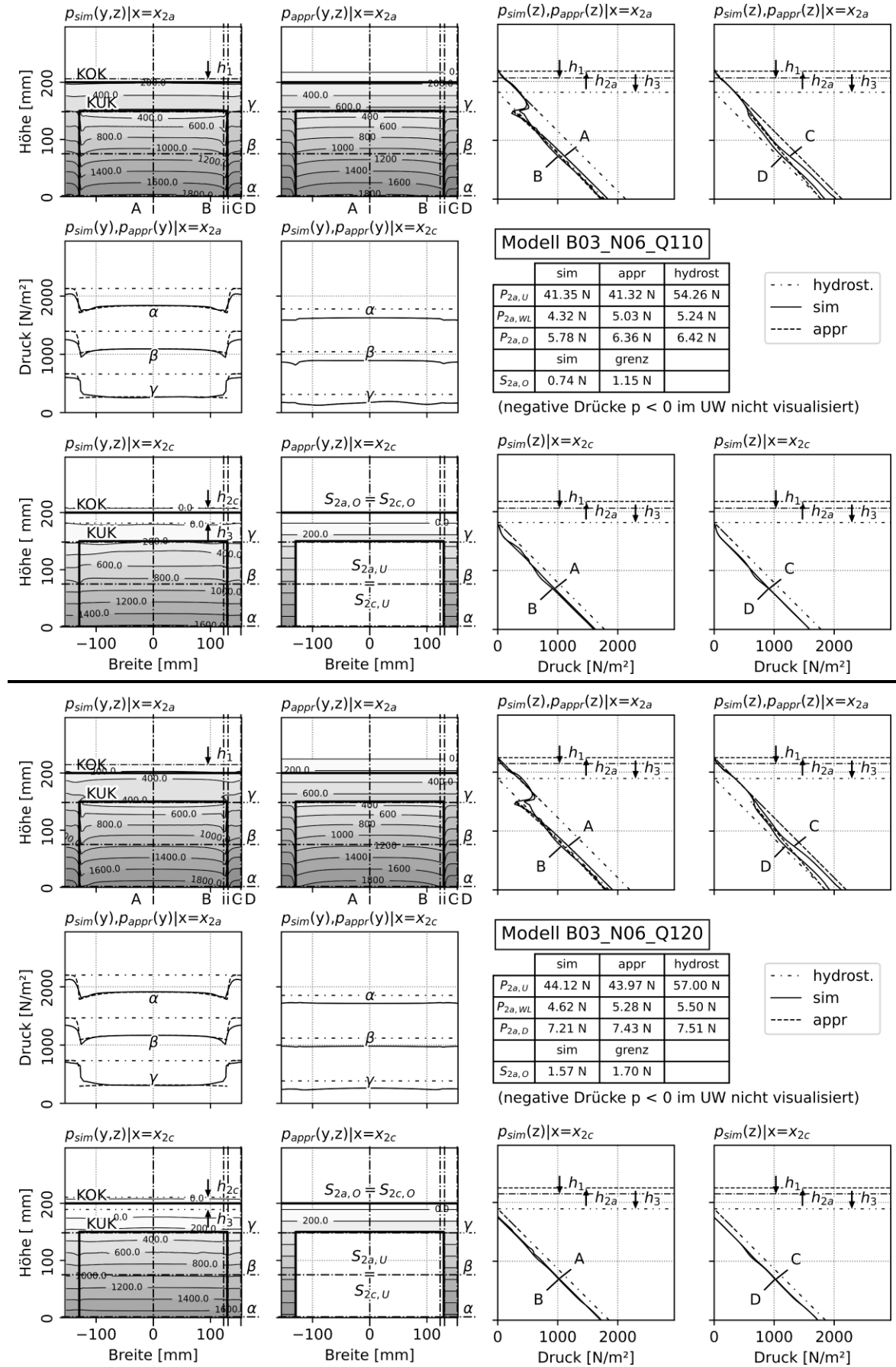
A 2.15 Druckverteilungen für die Modelltests B02_N20



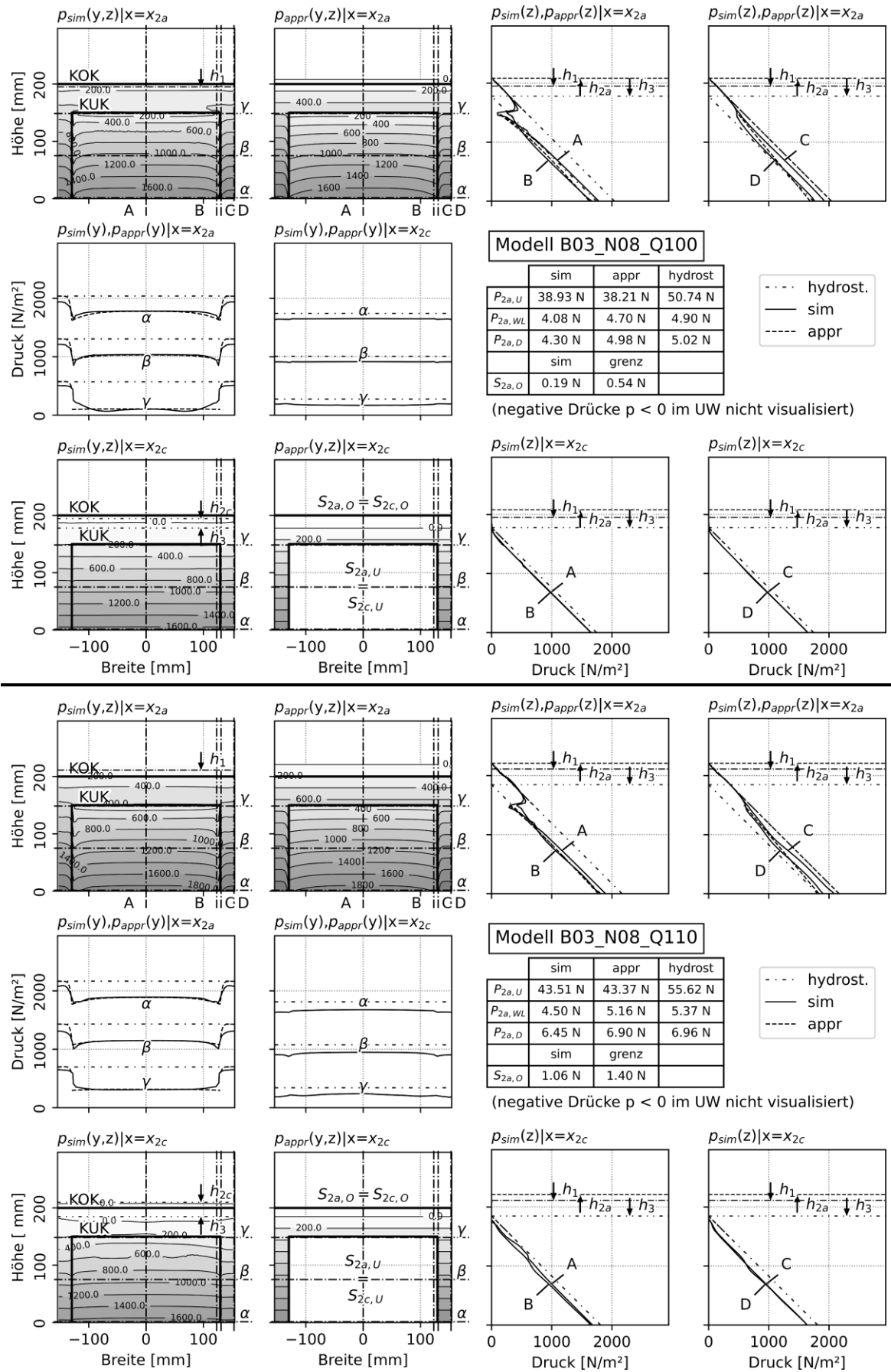


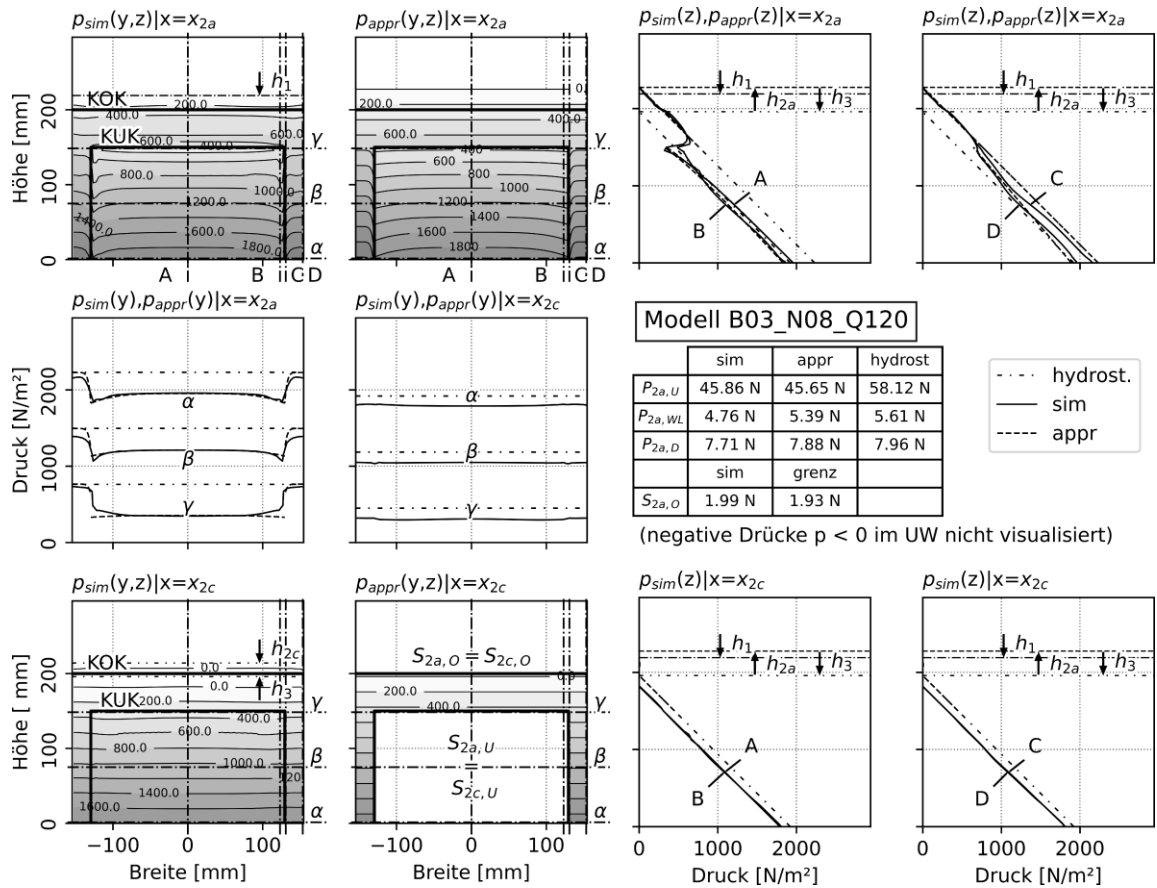


A 2.16 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N06

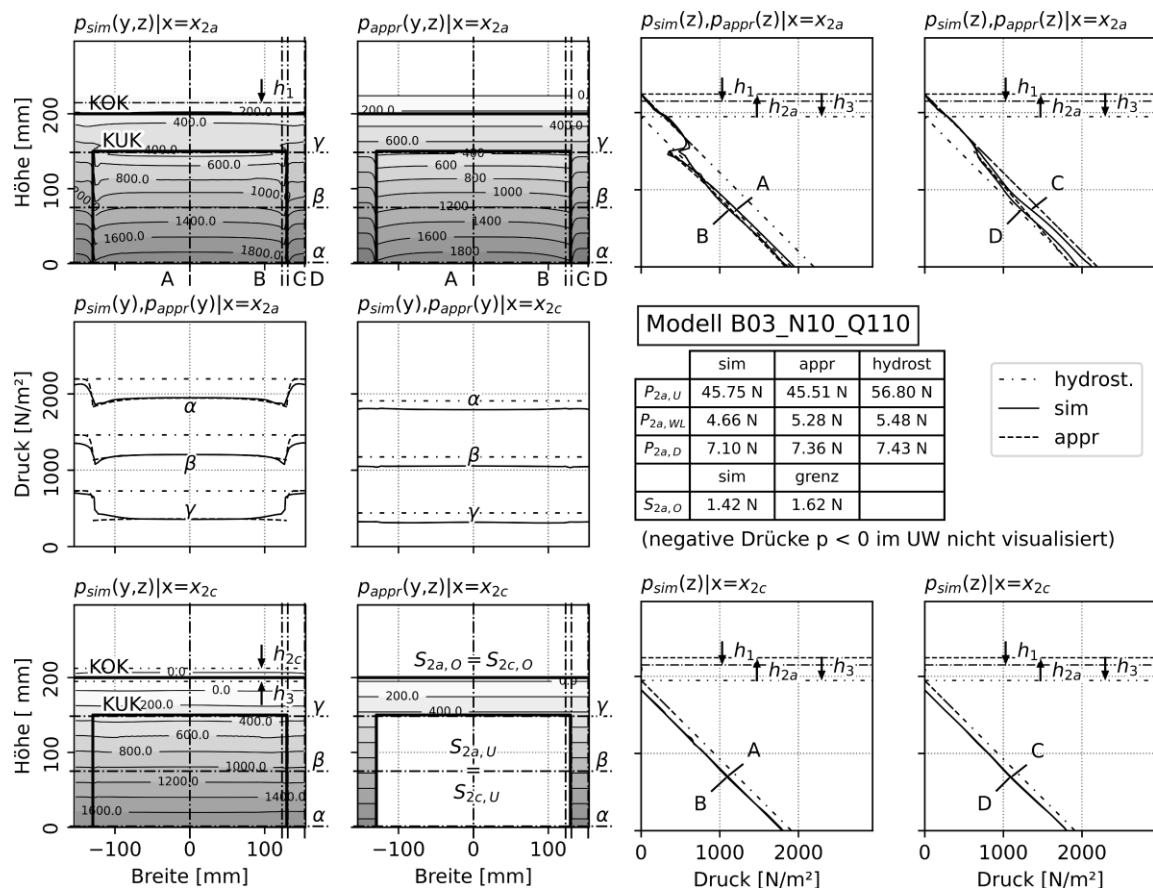
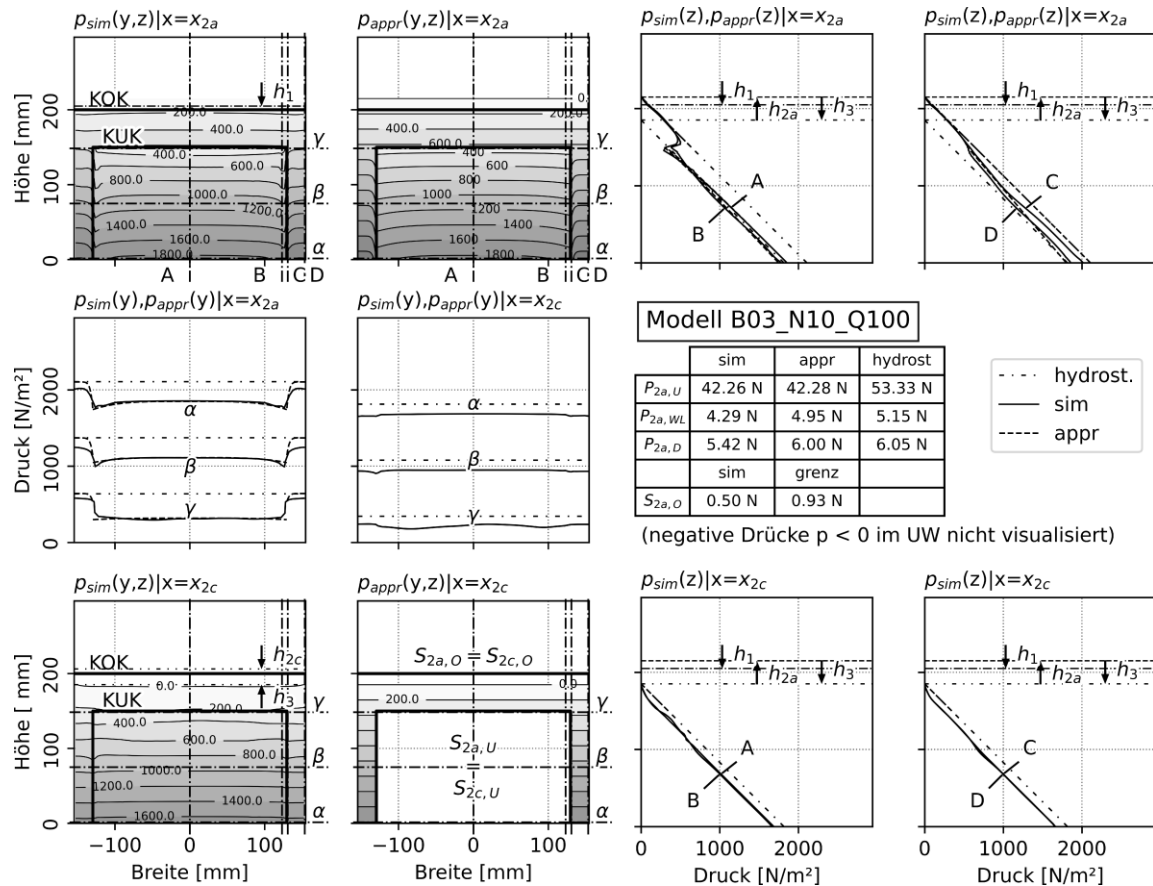


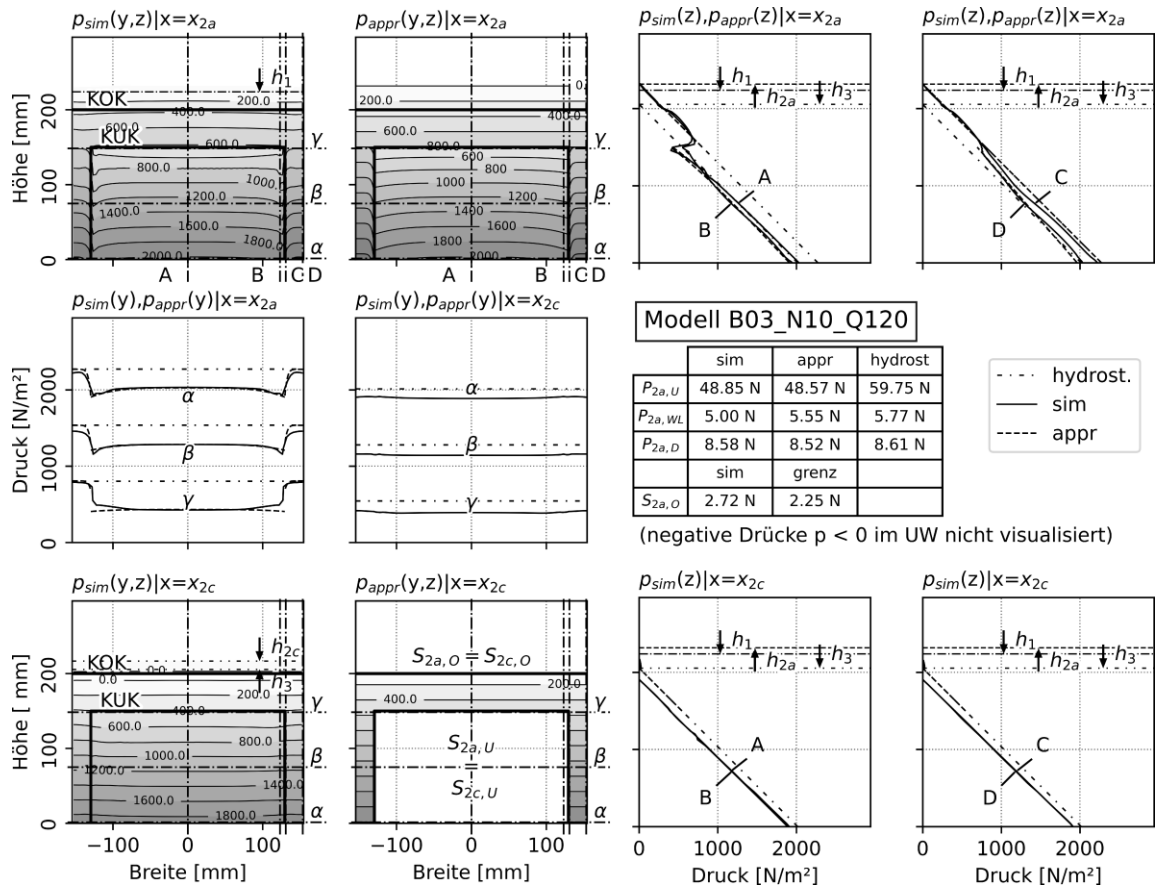
A 2.17 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N08



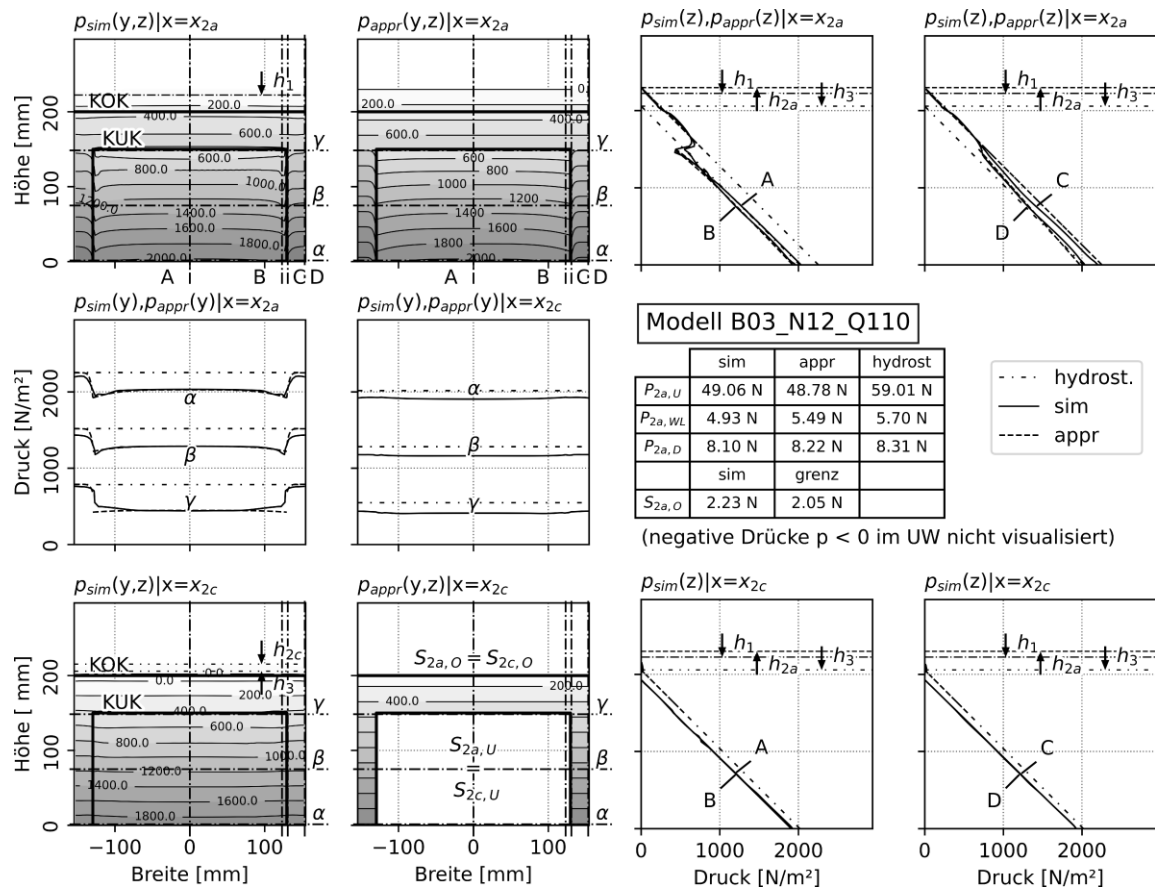
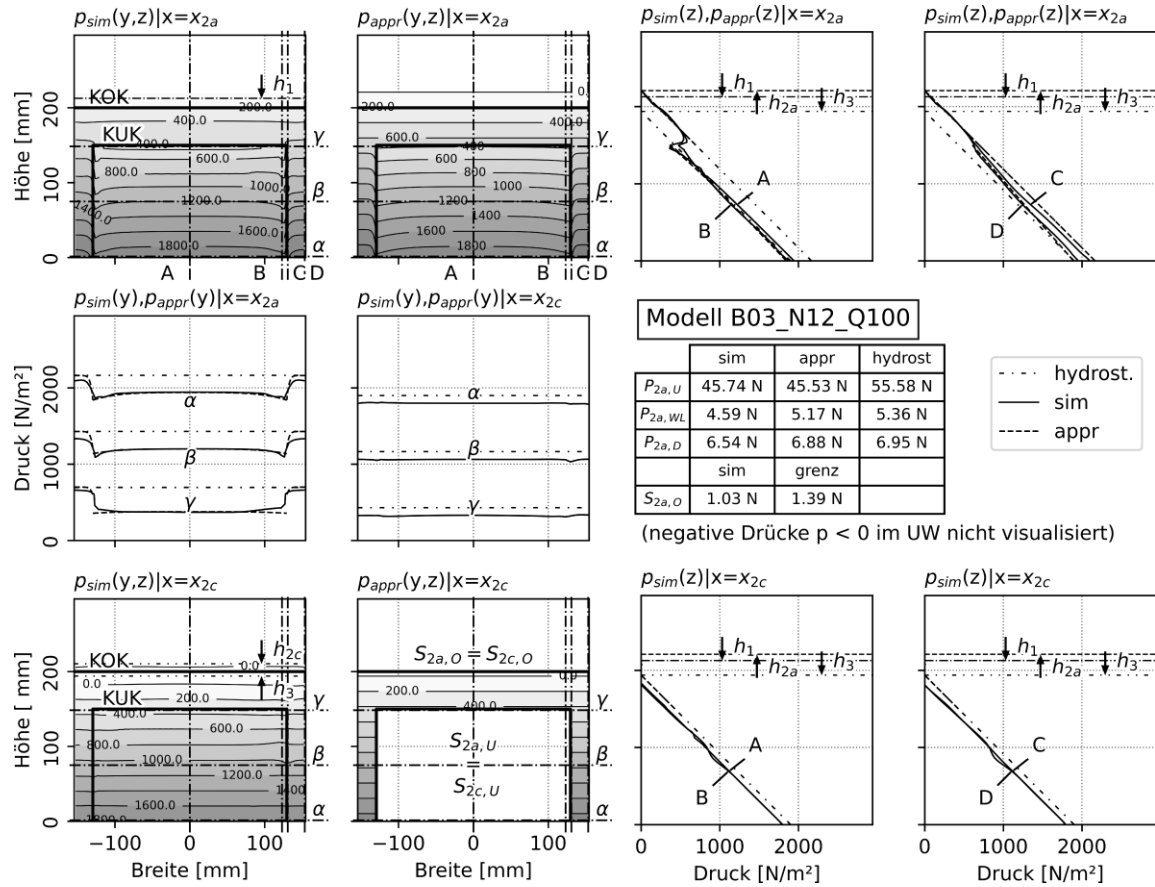


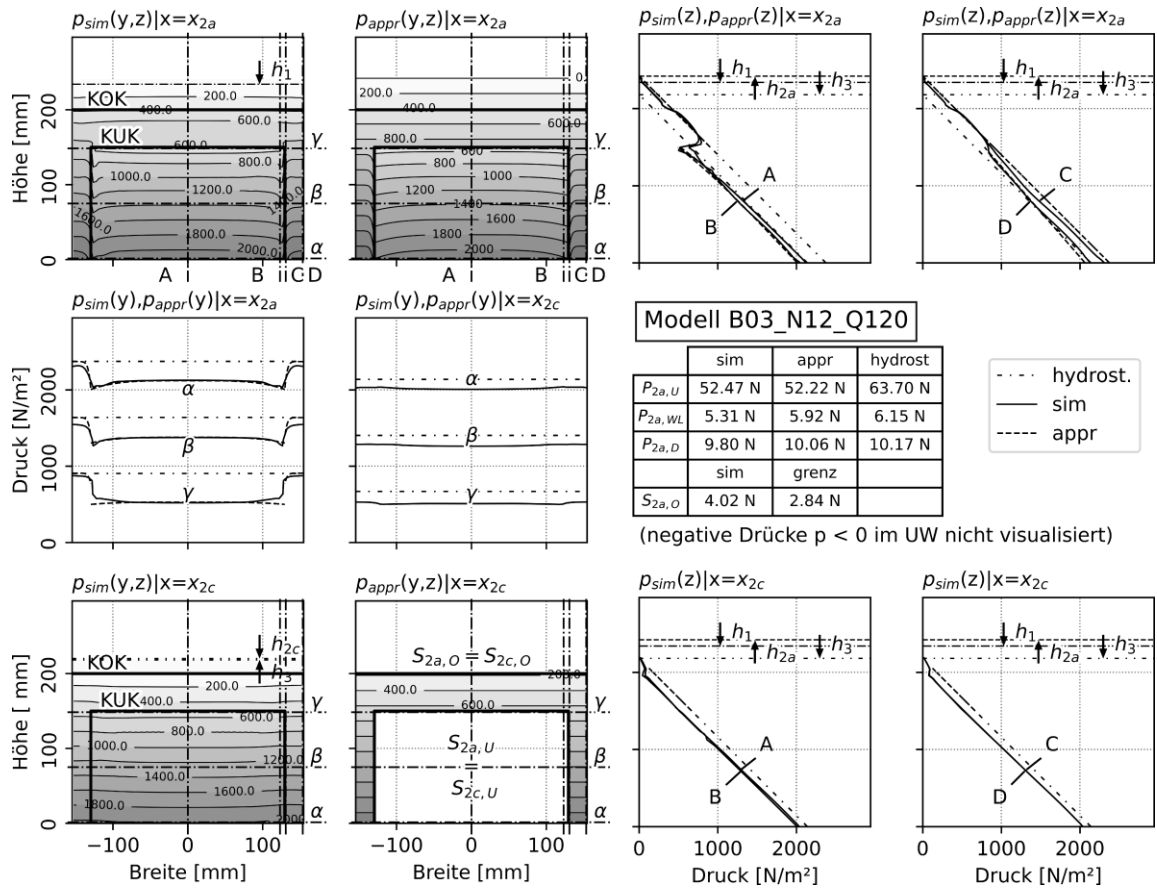
A 2.18 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N10



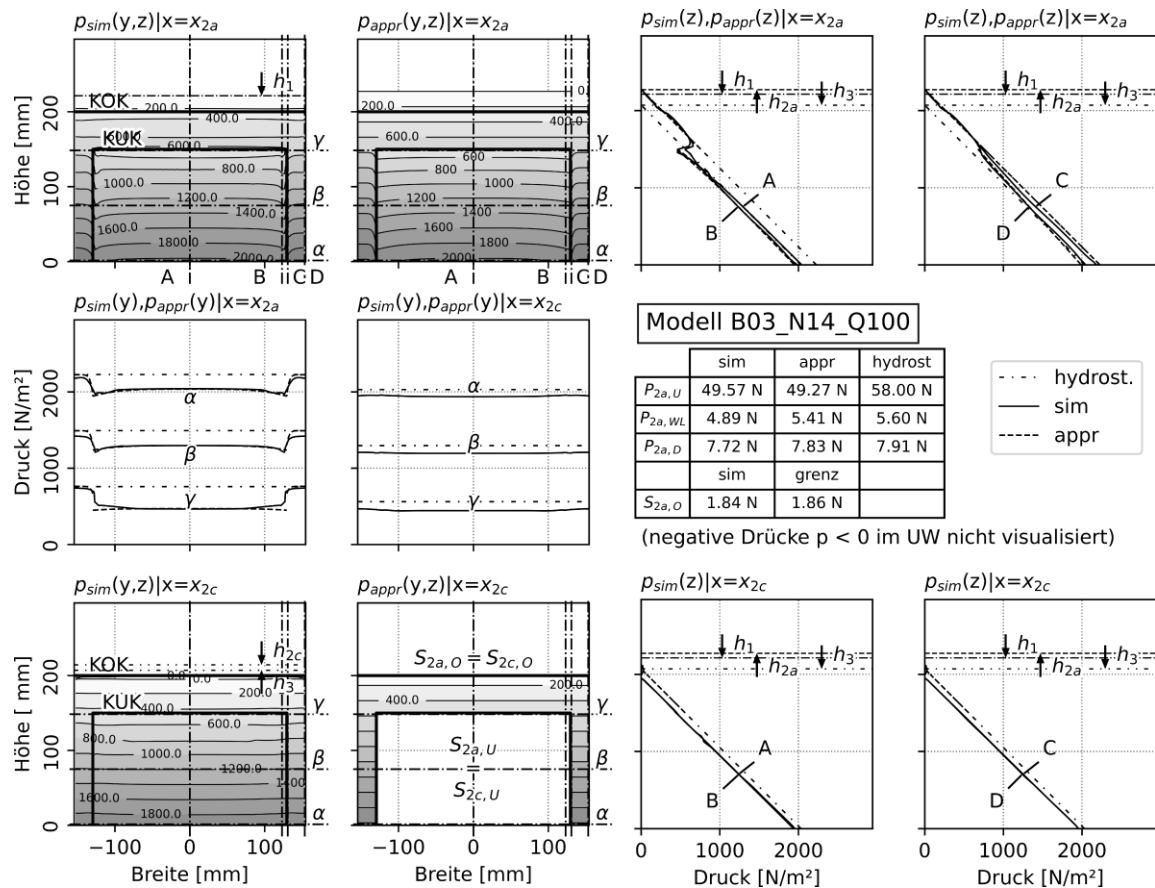
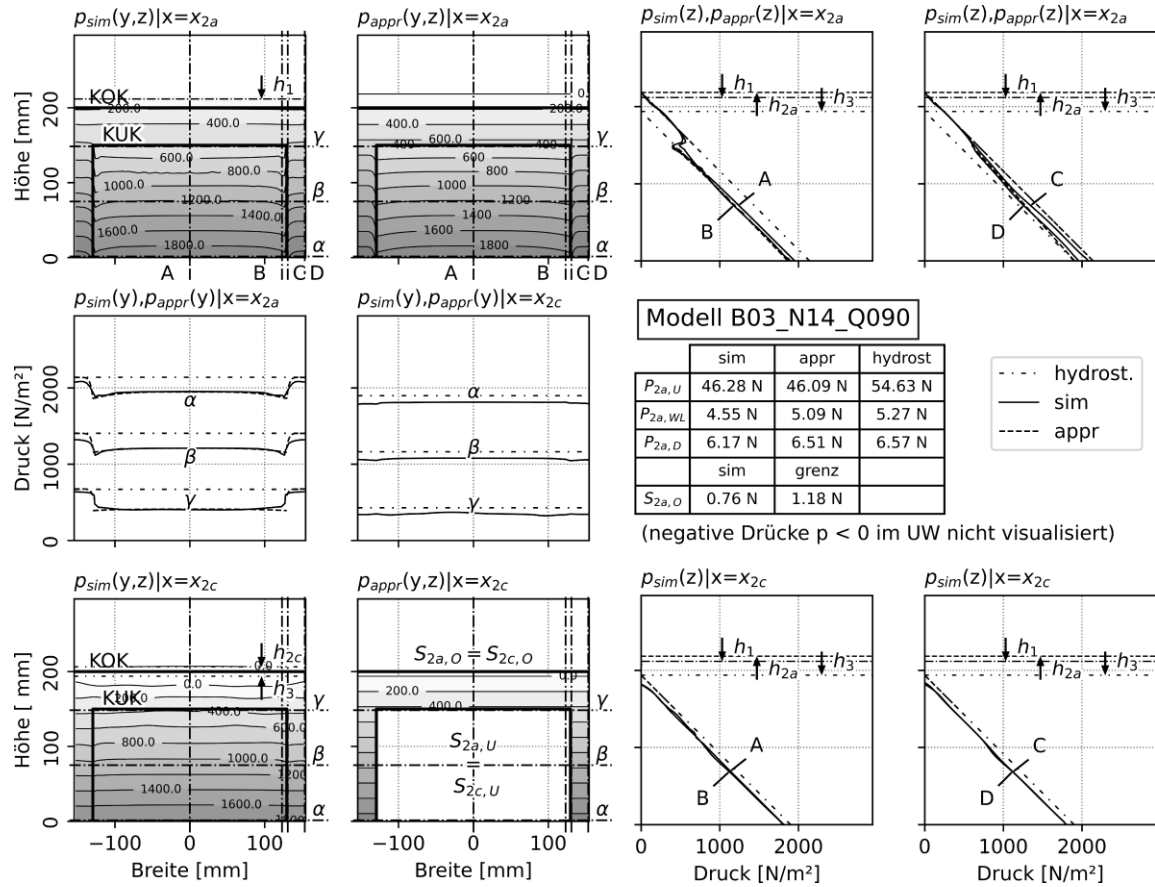


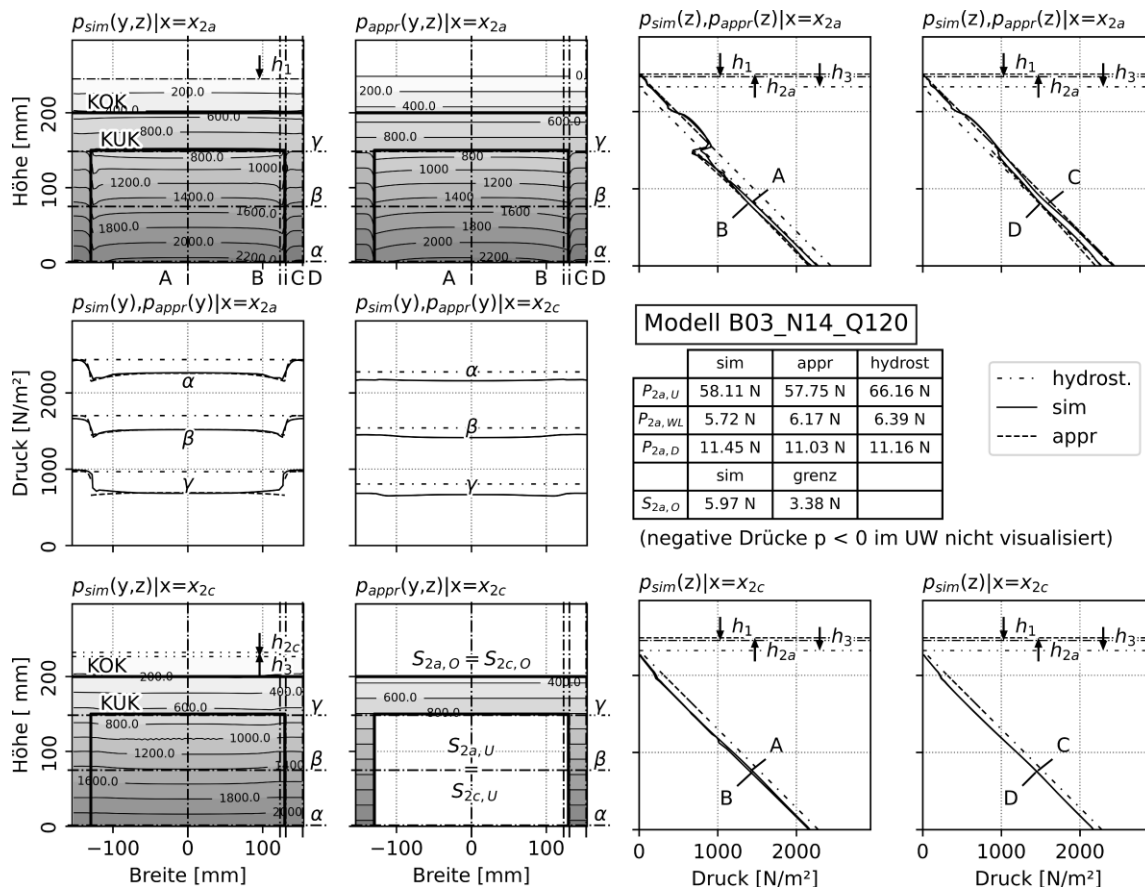
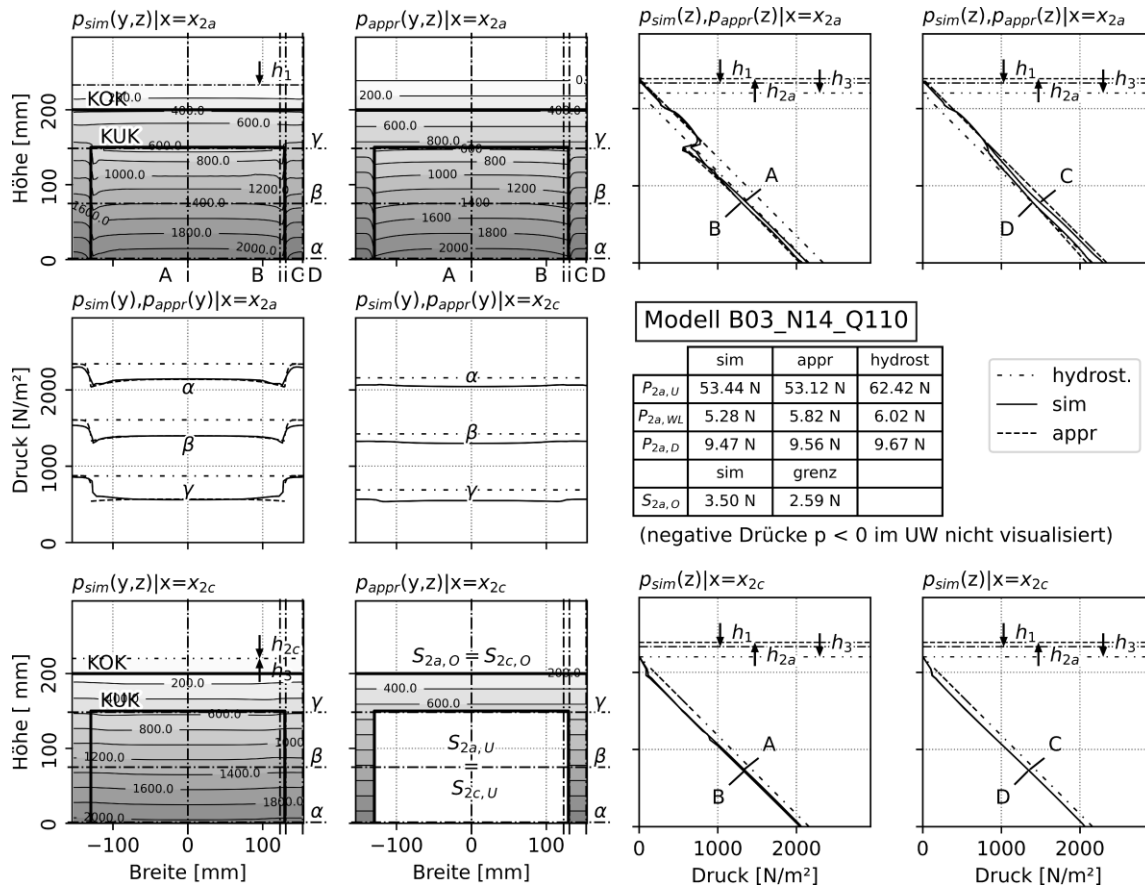
A 2.19 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N12



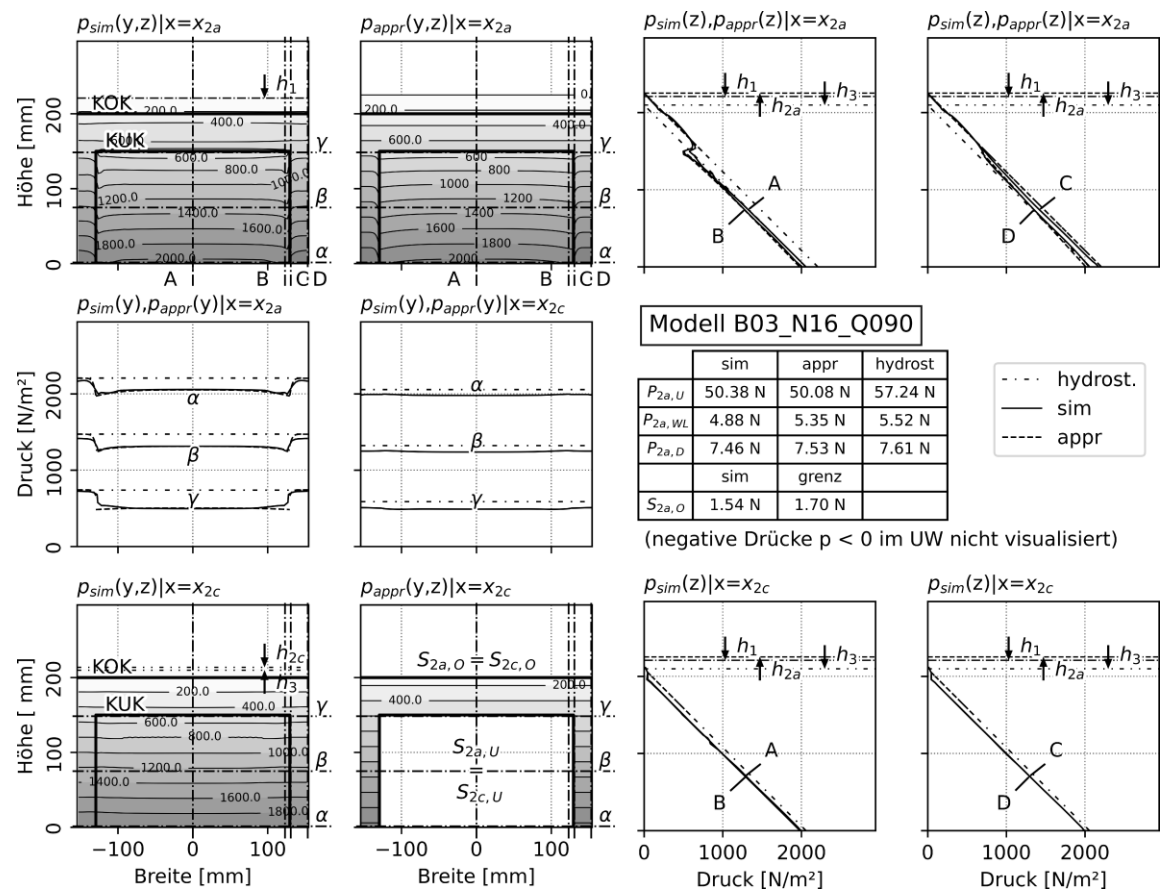
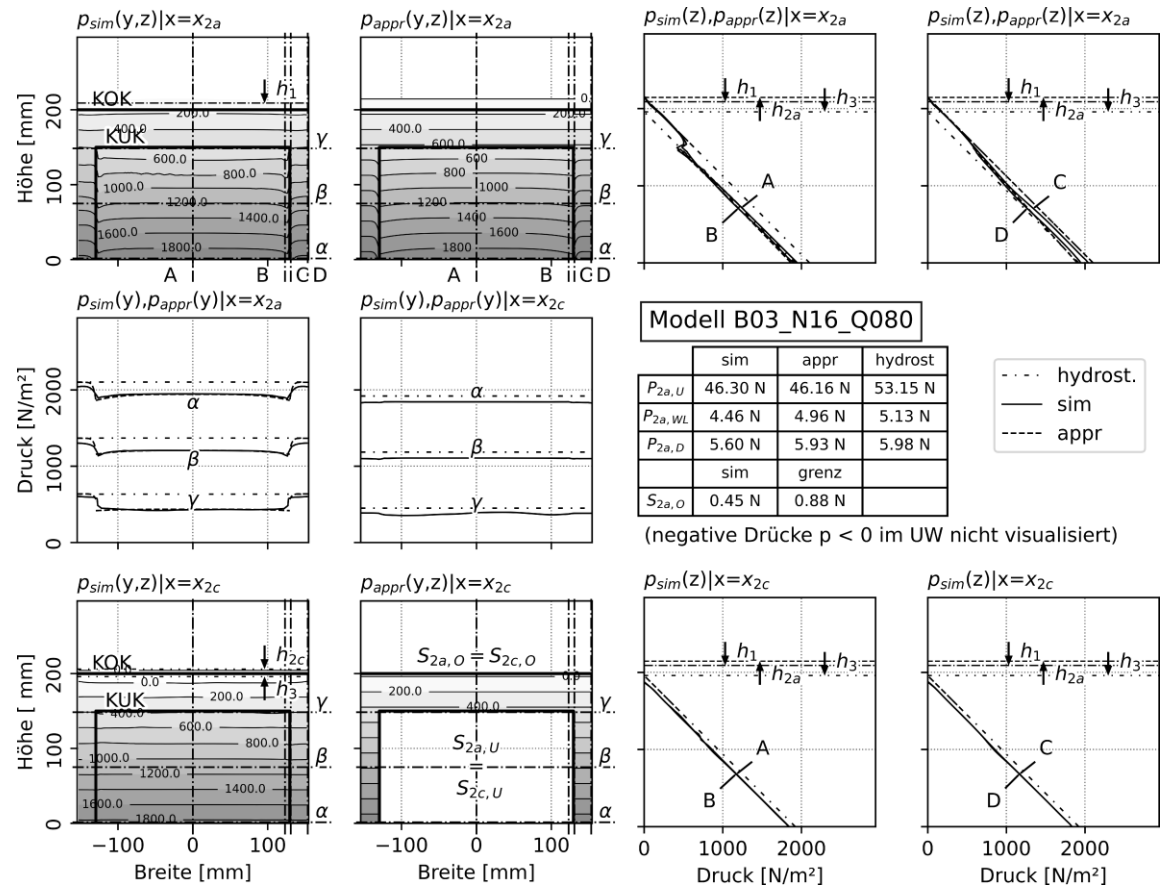


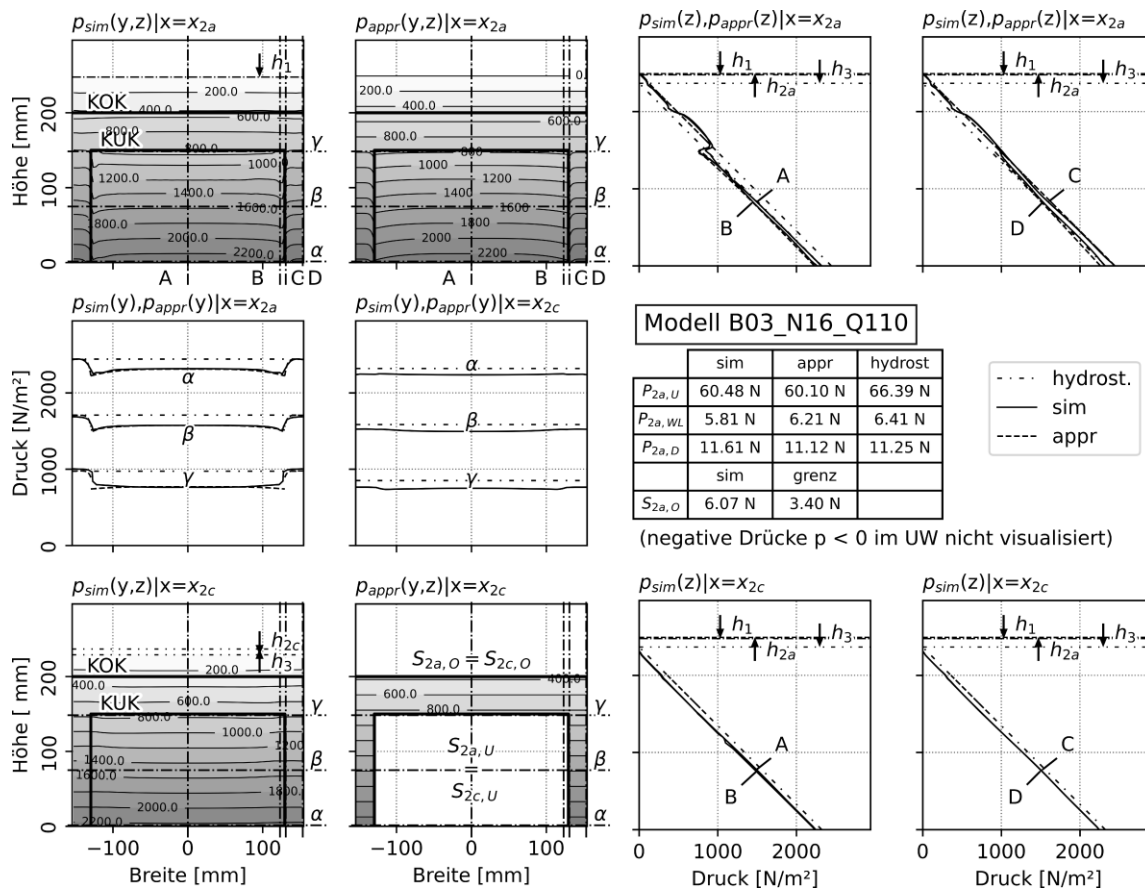
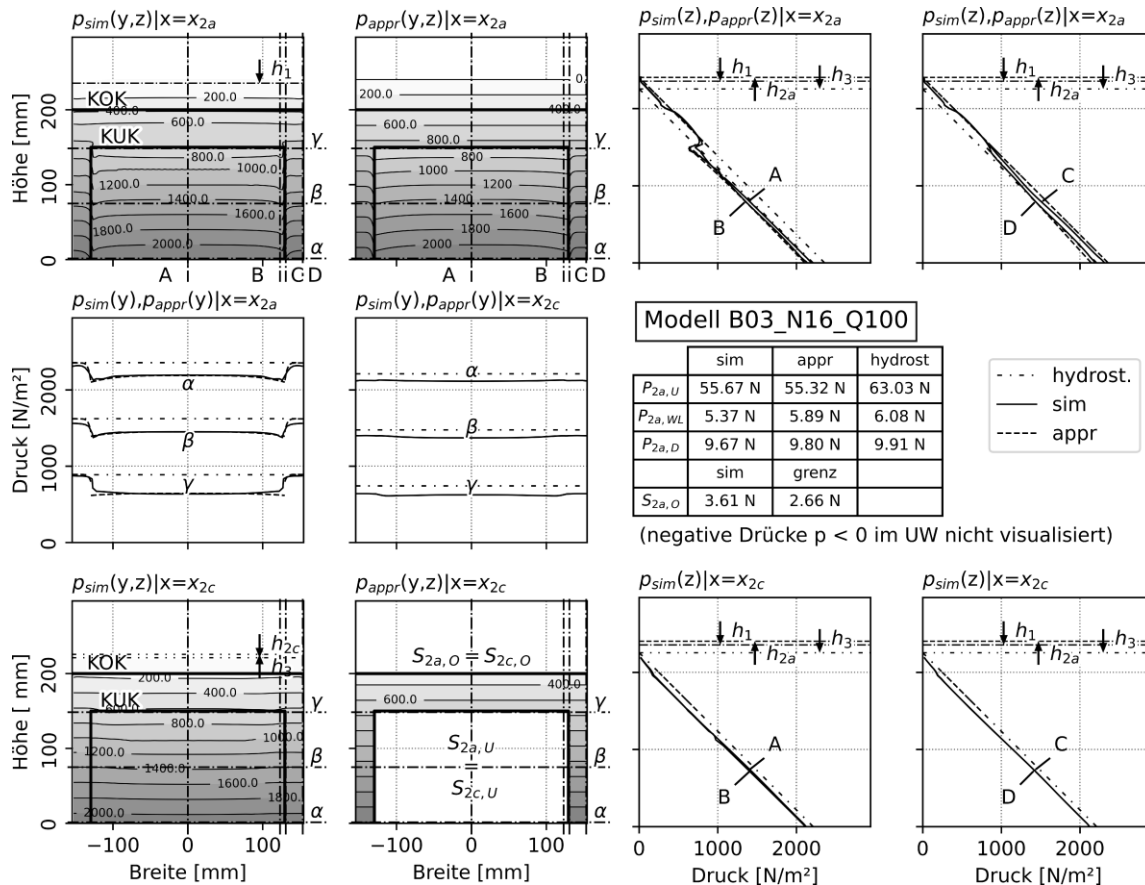
A 2.20 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N14



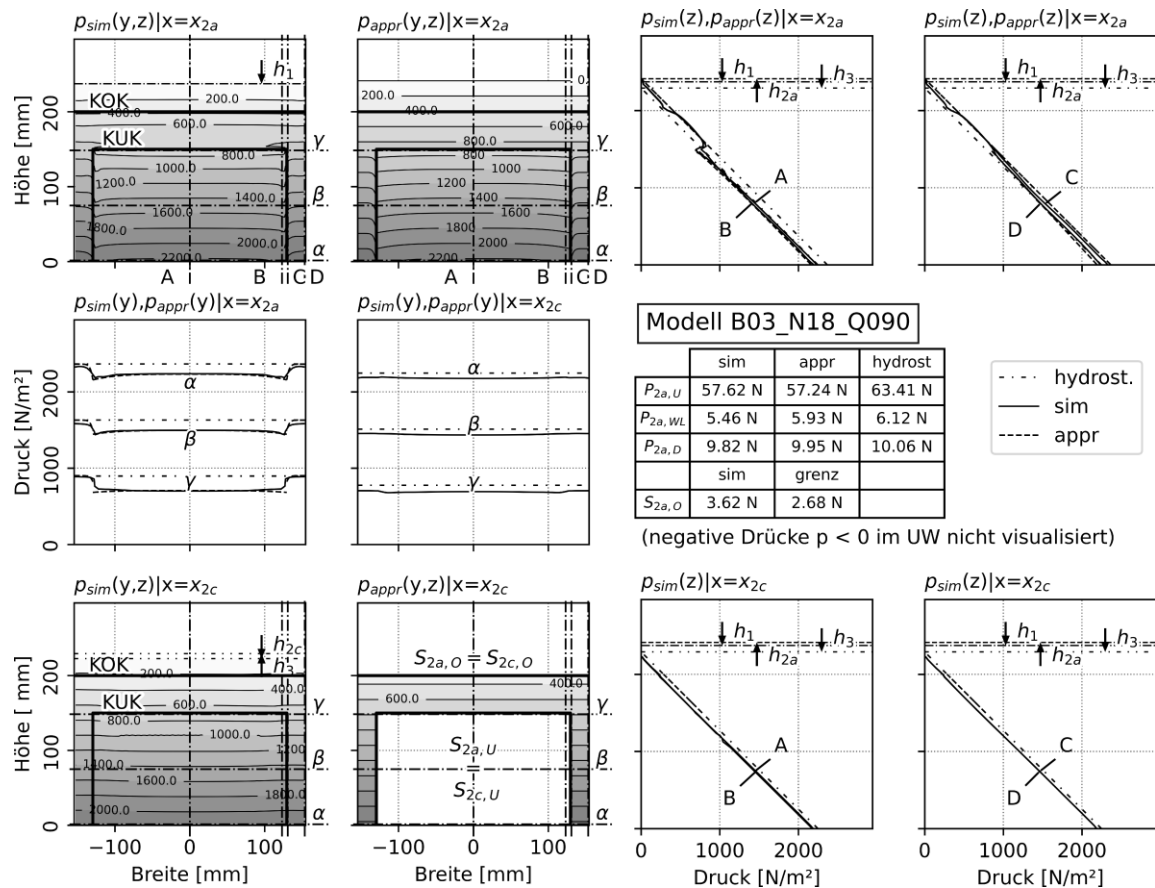
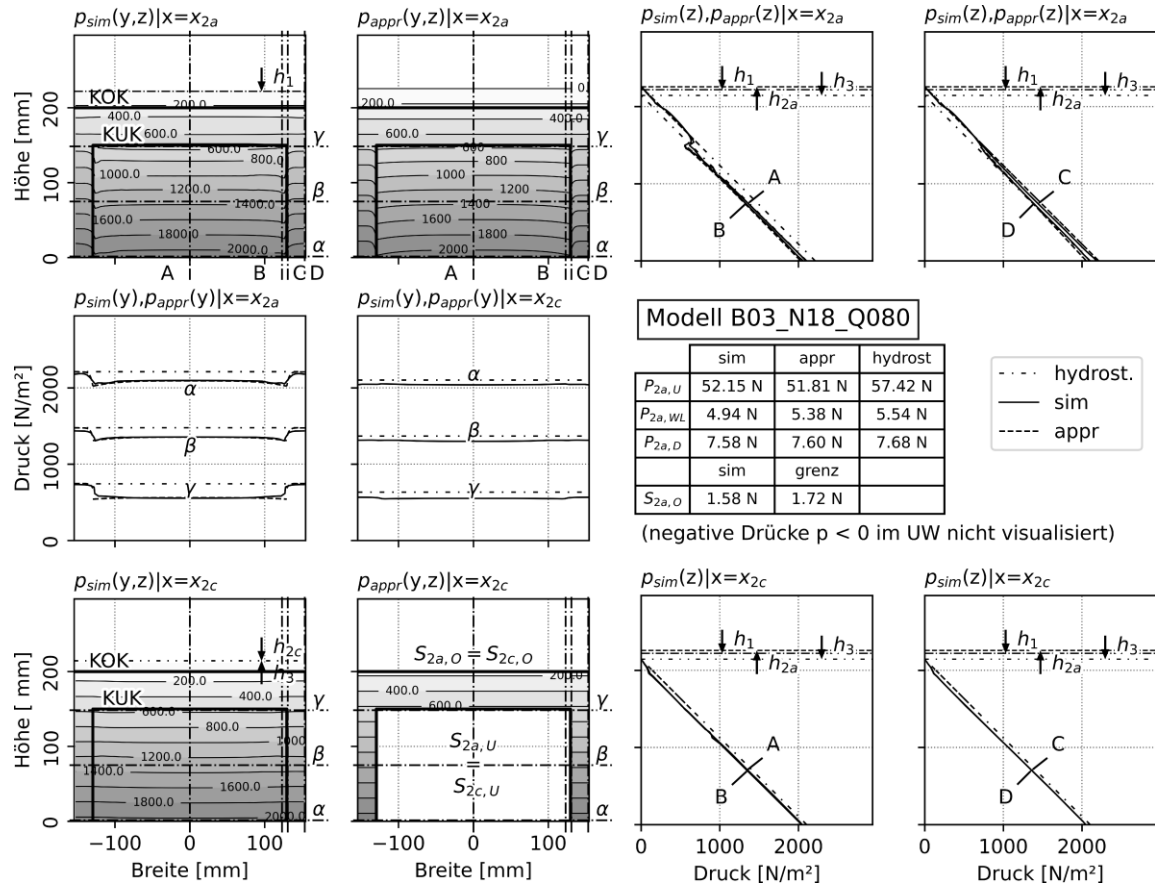


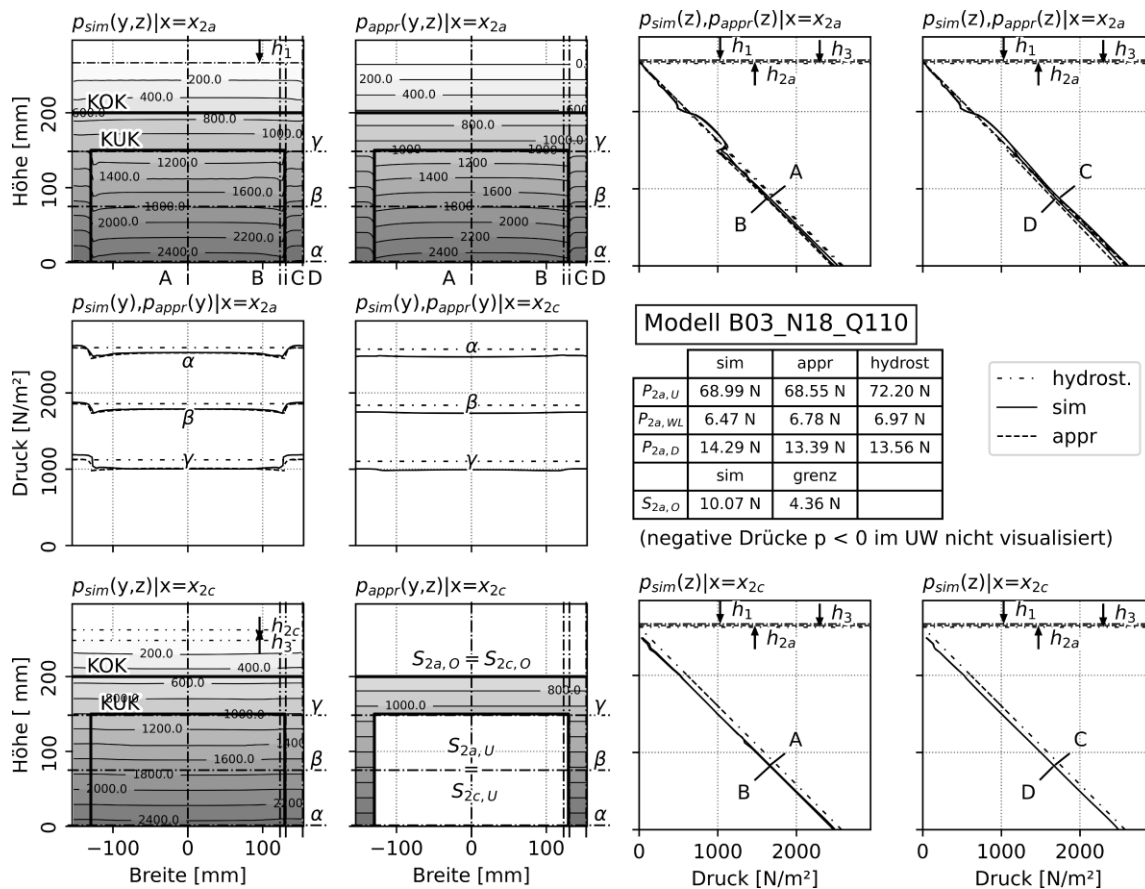
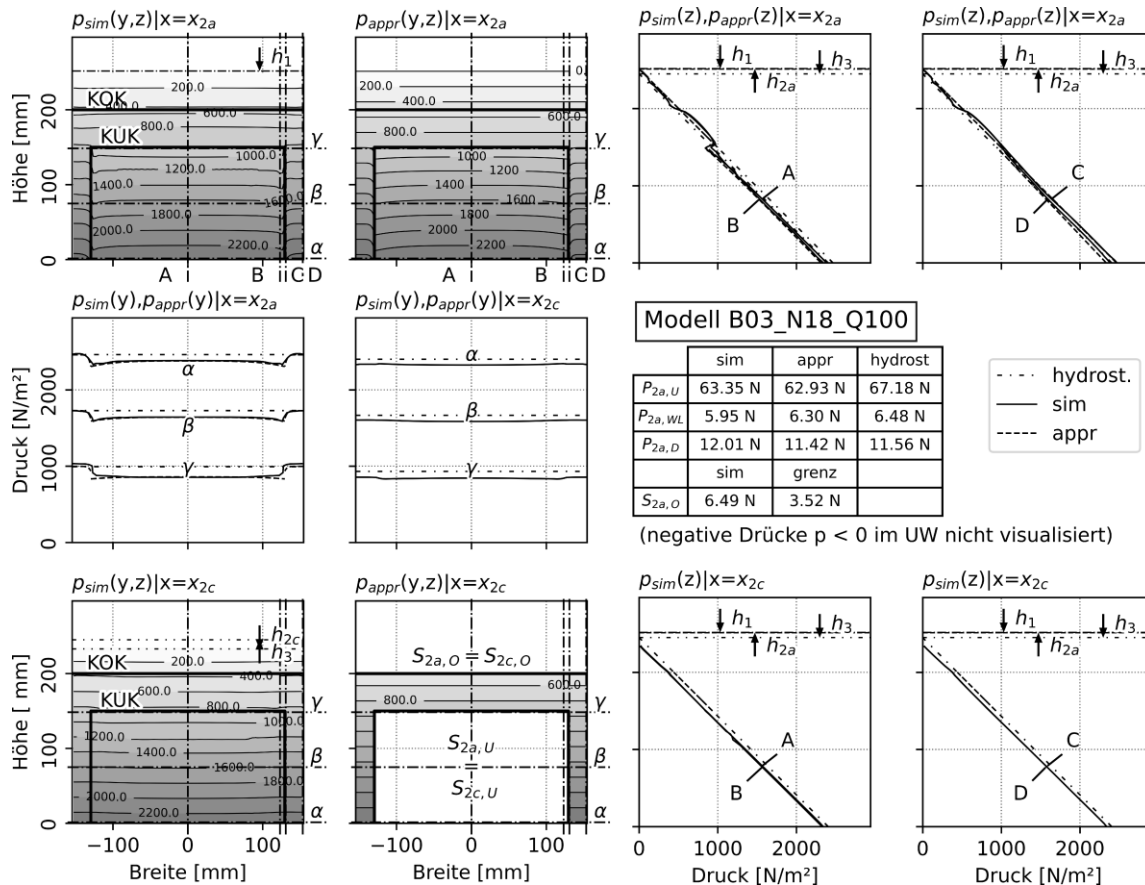
A 2.21 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N16



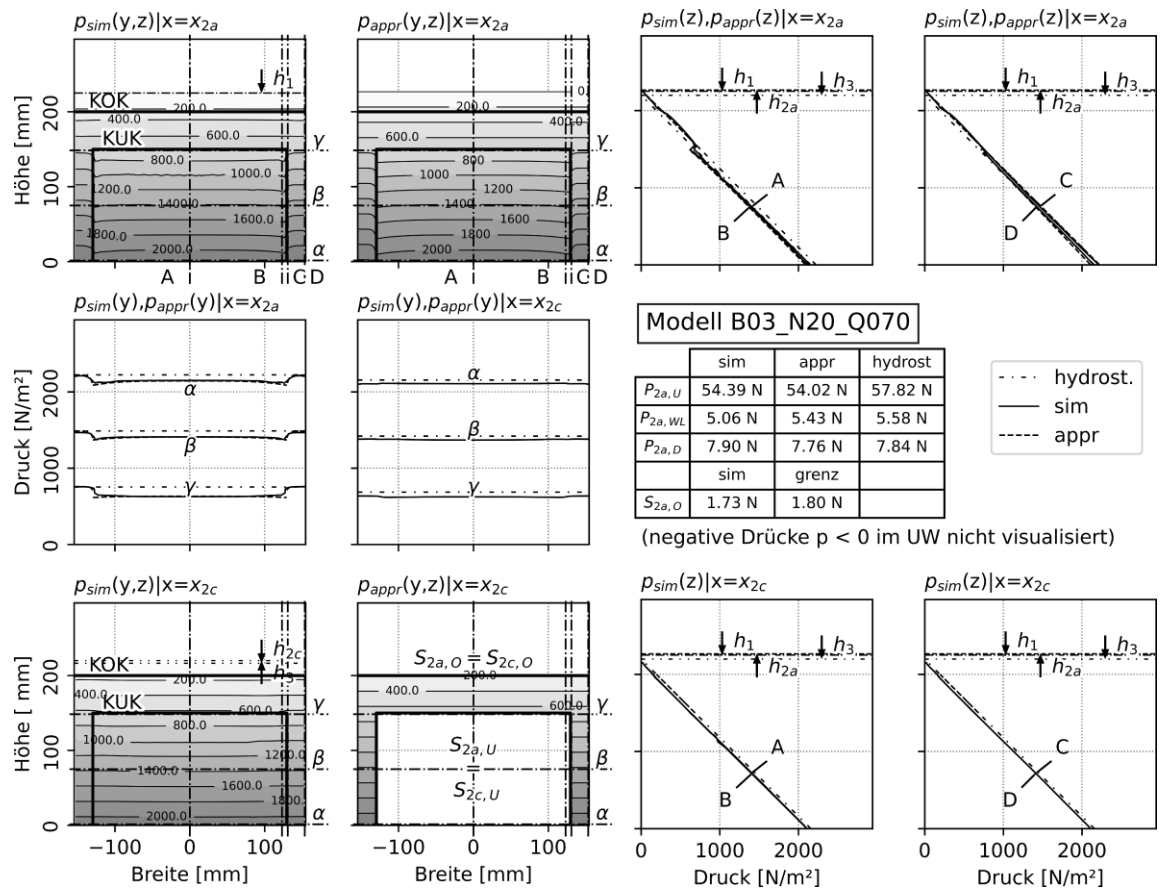
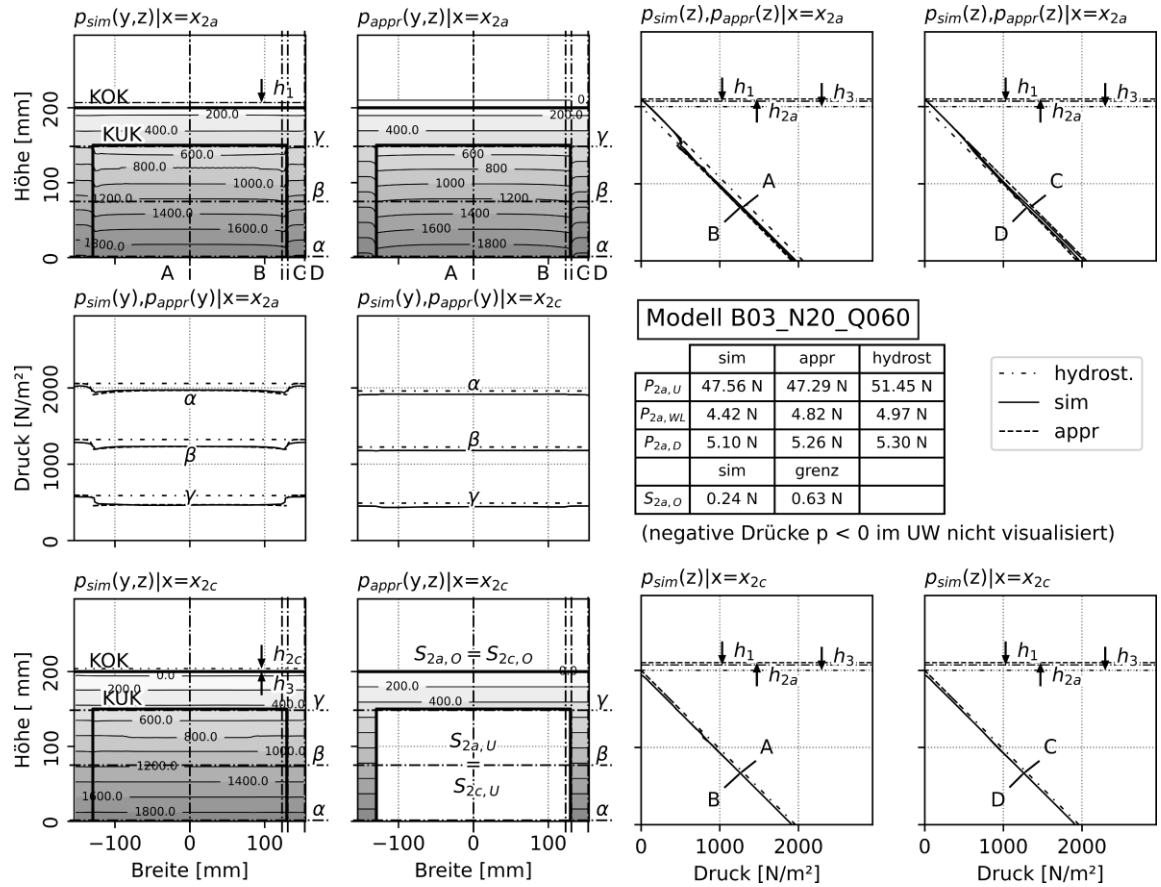


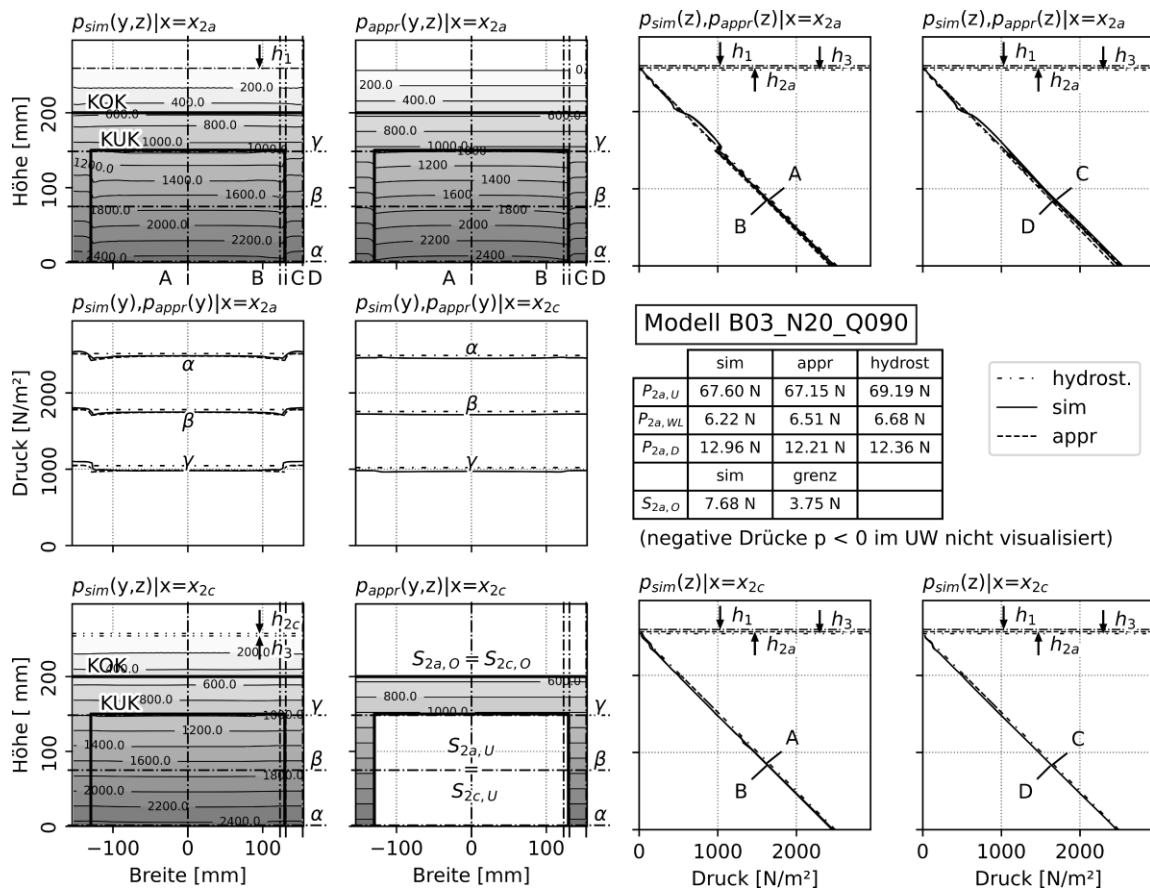
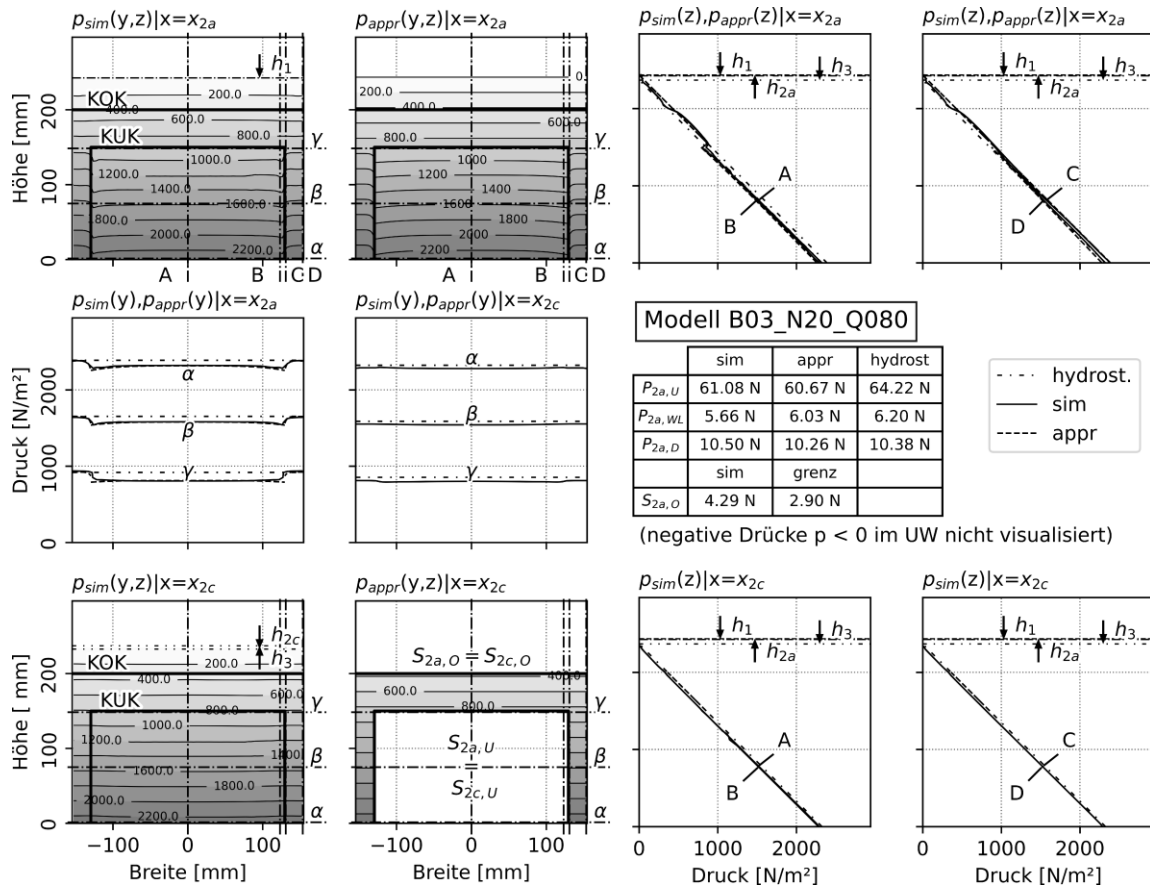
A 2.22 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N18

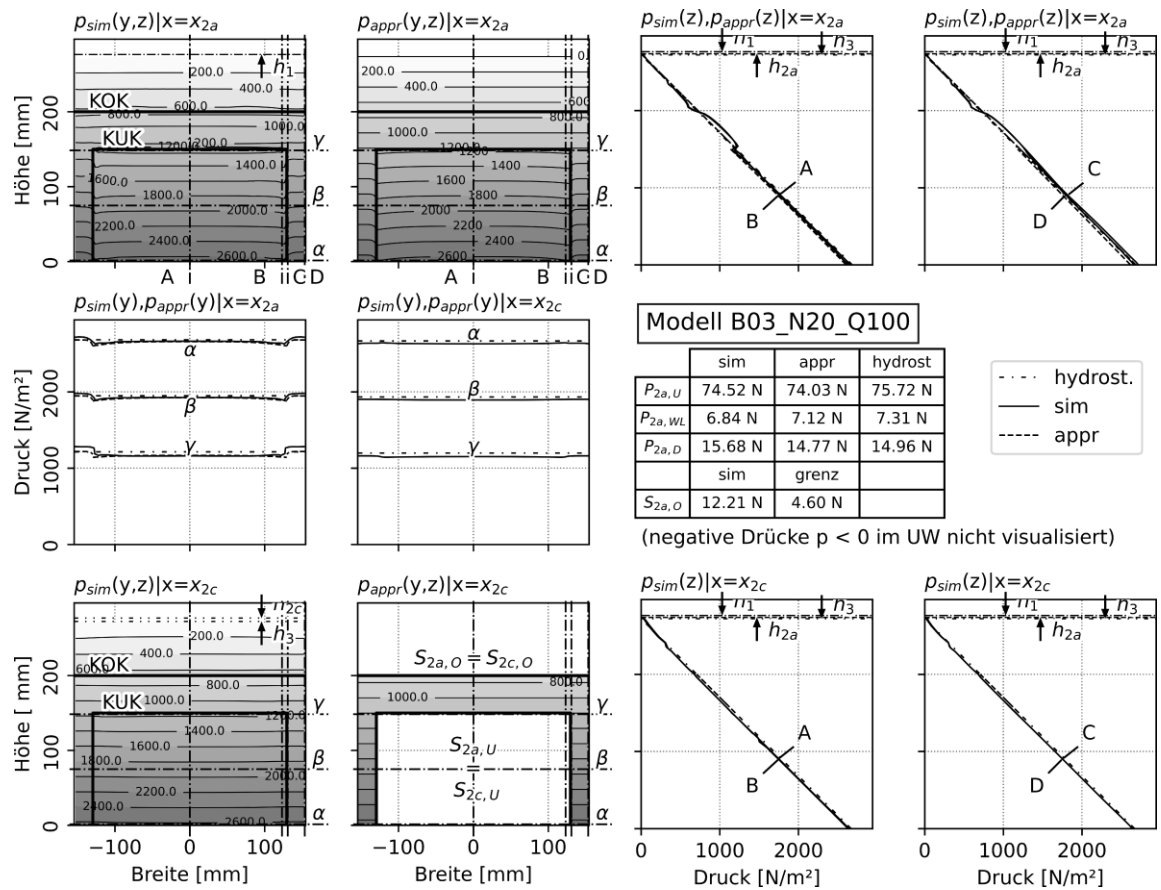




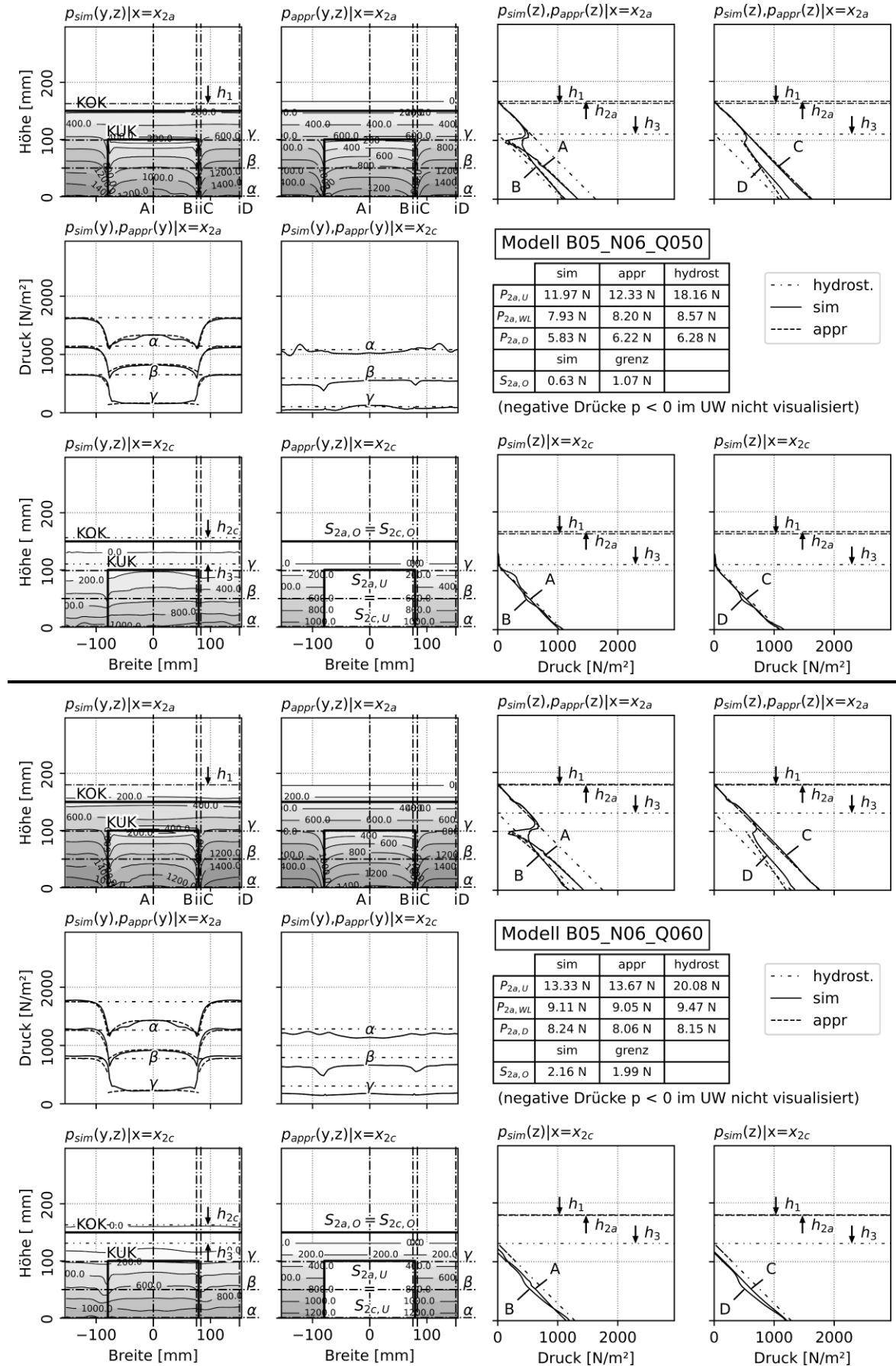
A 2.23 Druckverteilungen für die Modelltests B03_N20

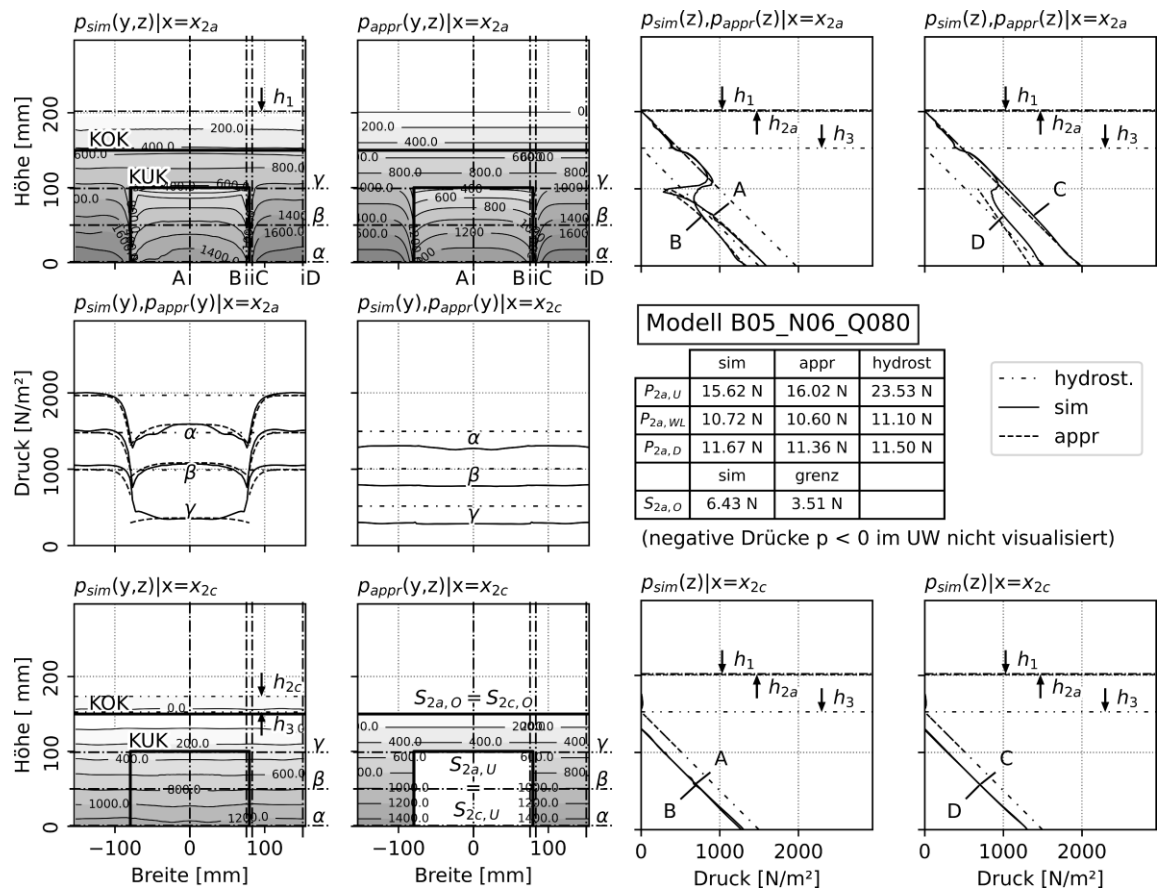
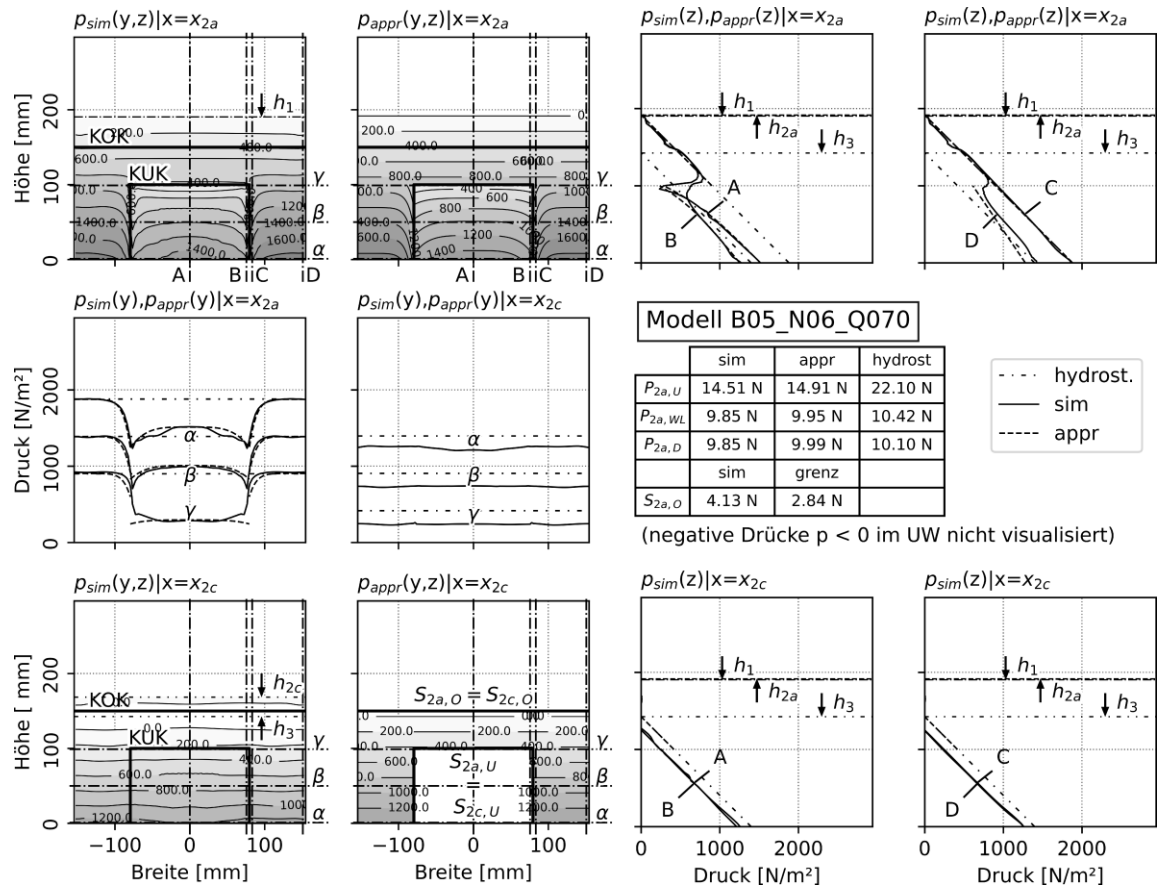


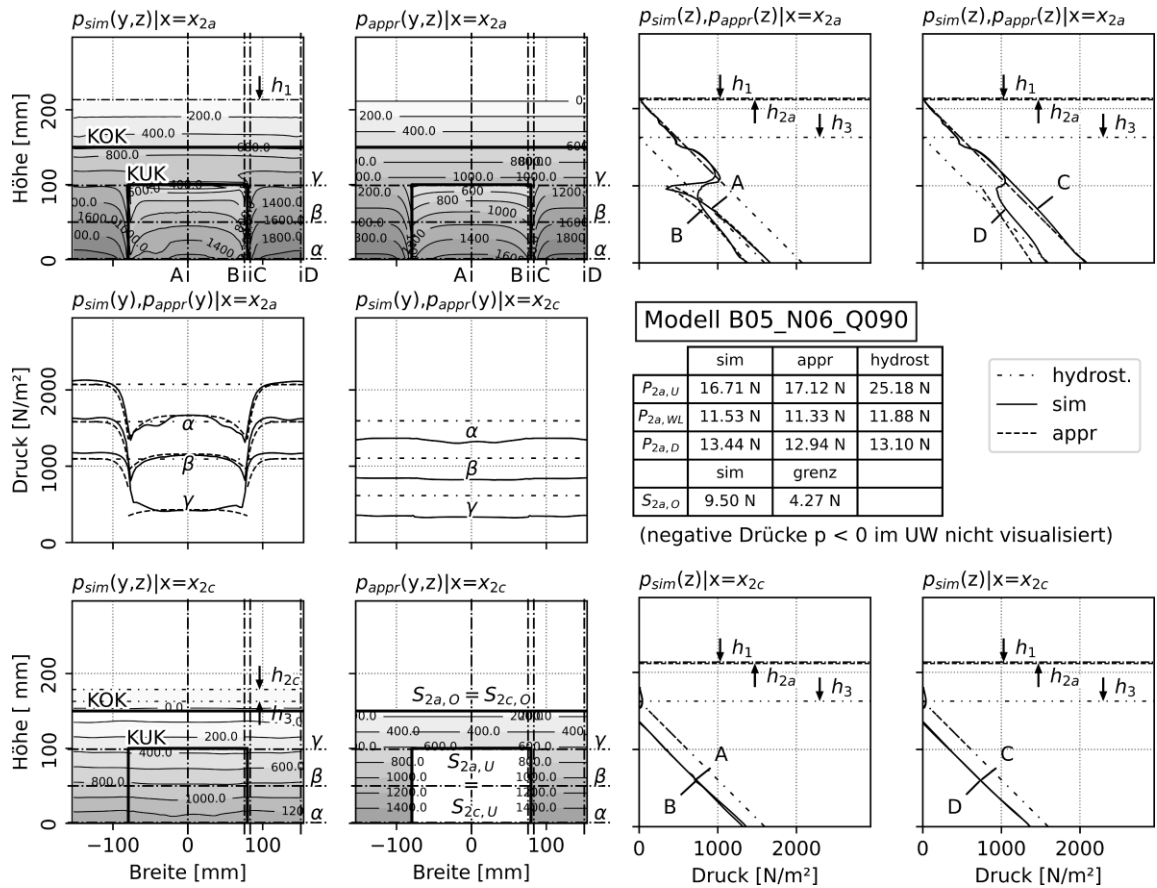




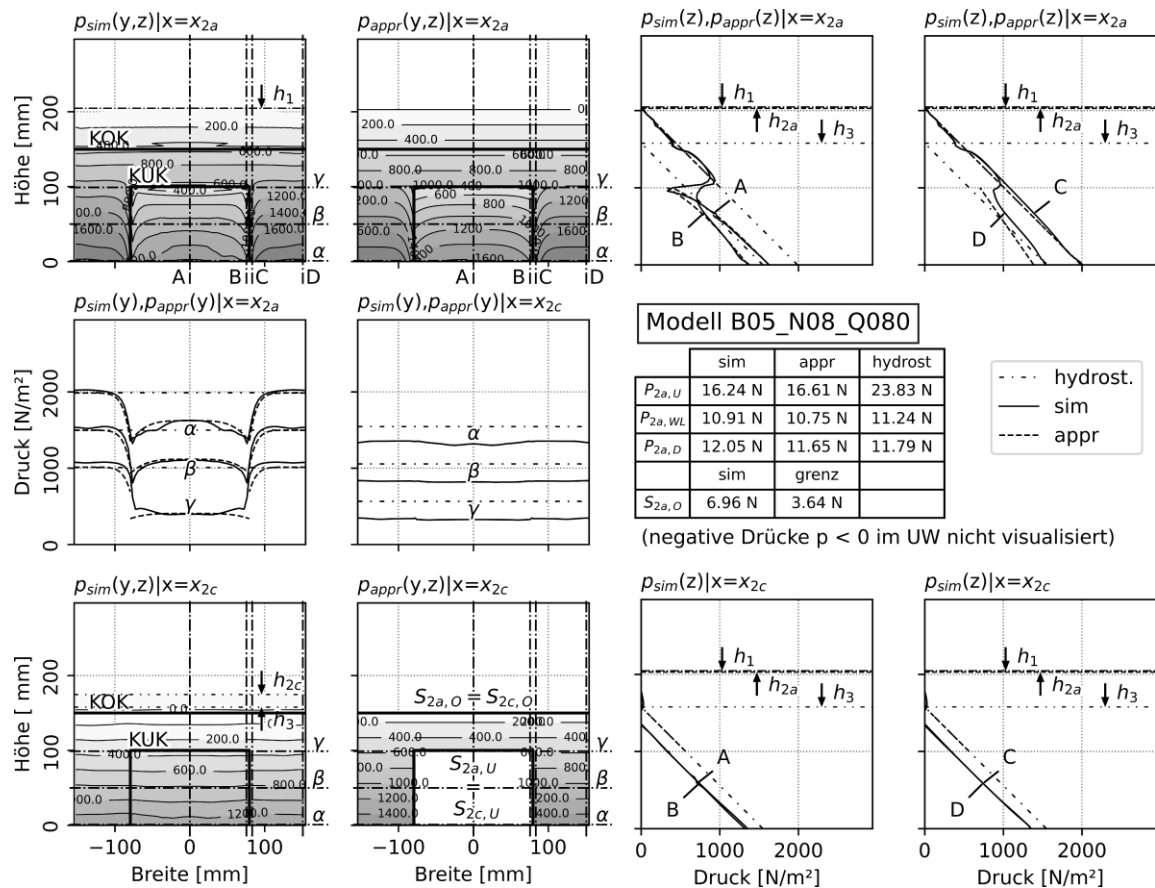
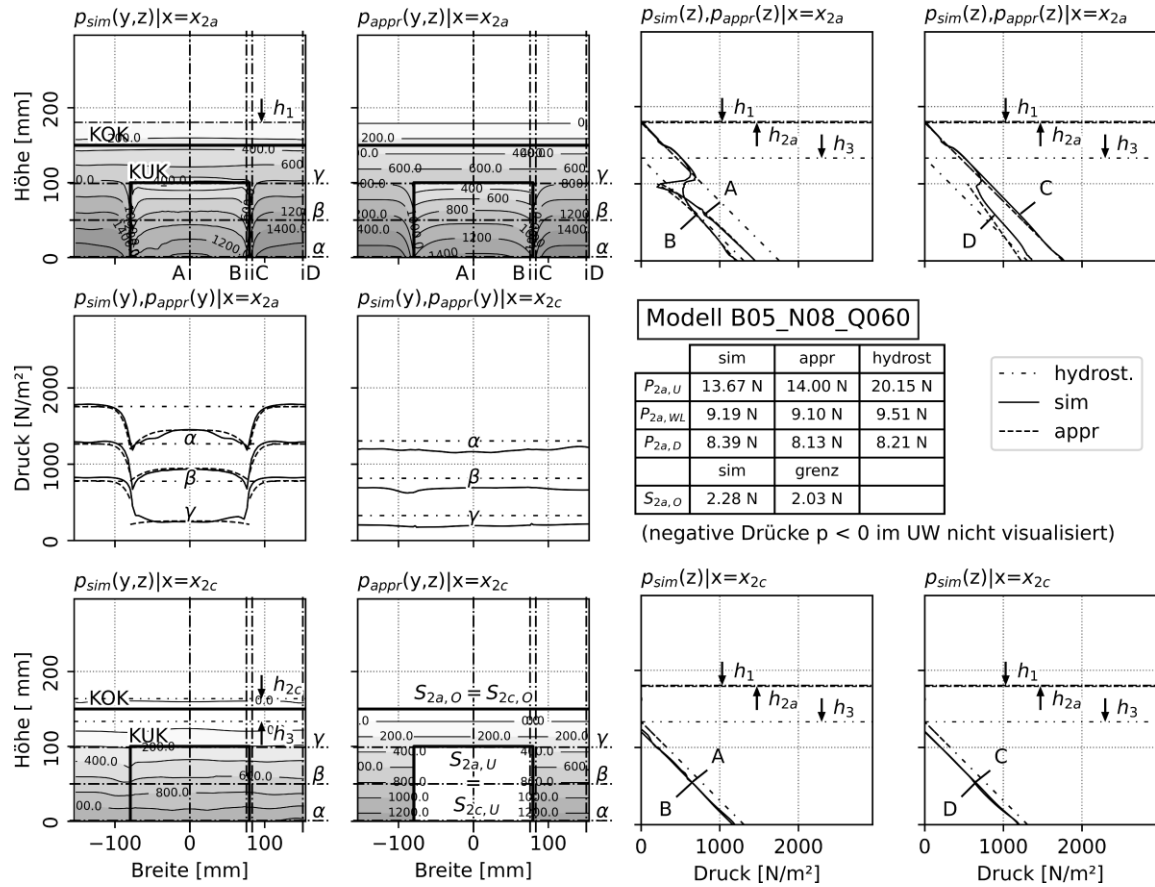
A 2.24 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N06

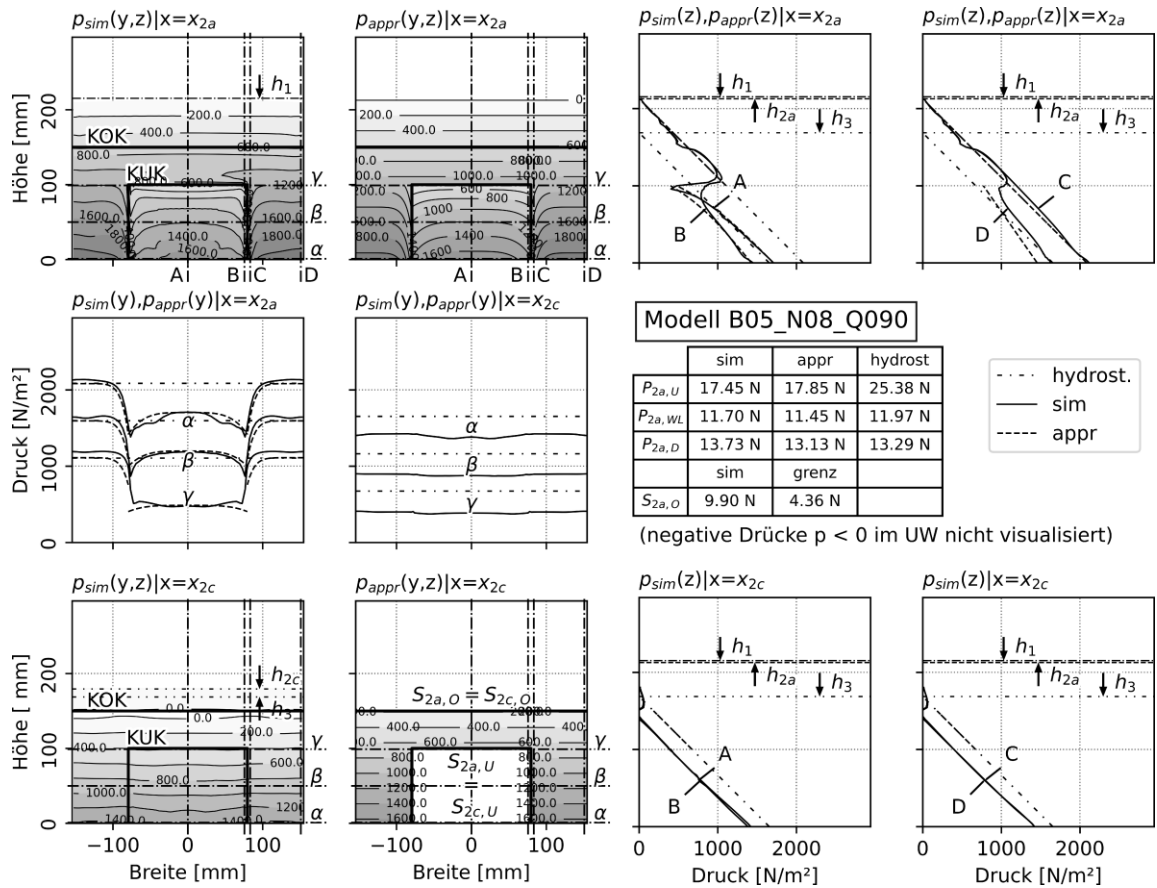




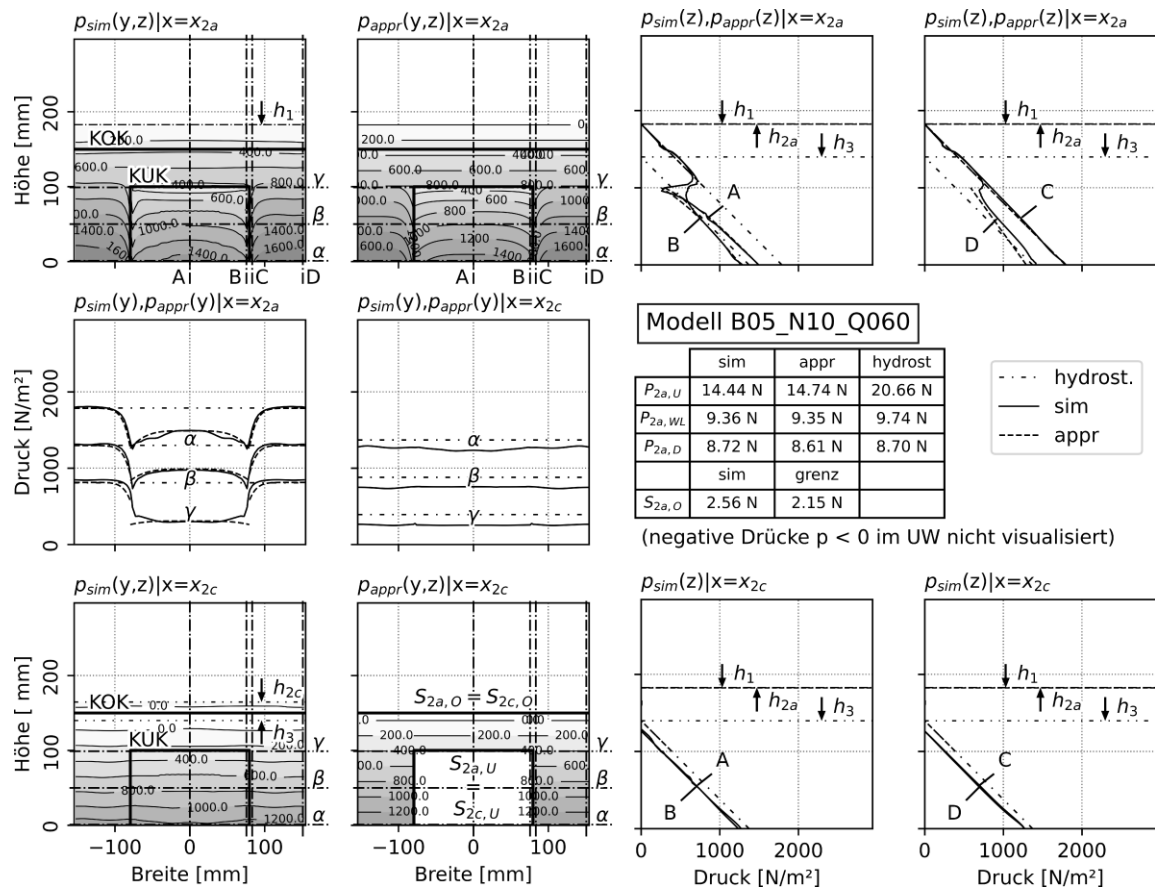
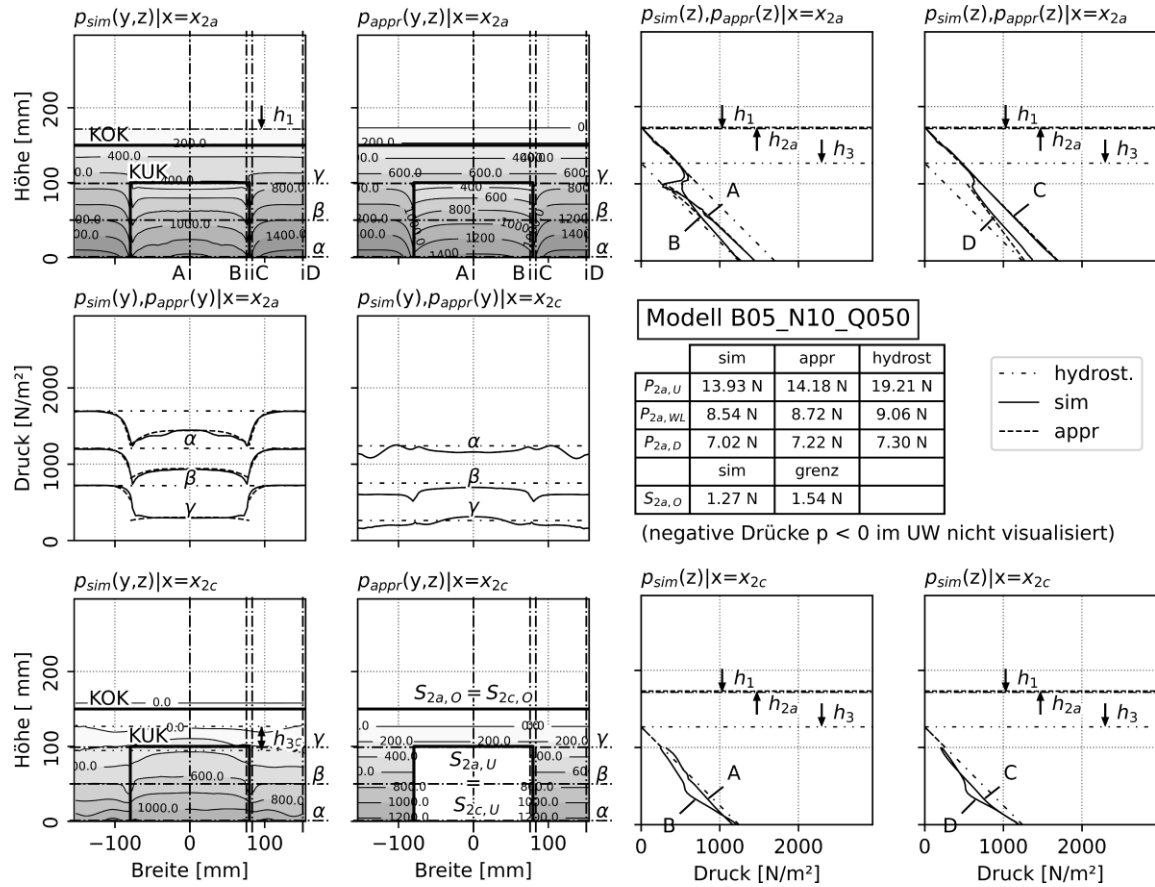


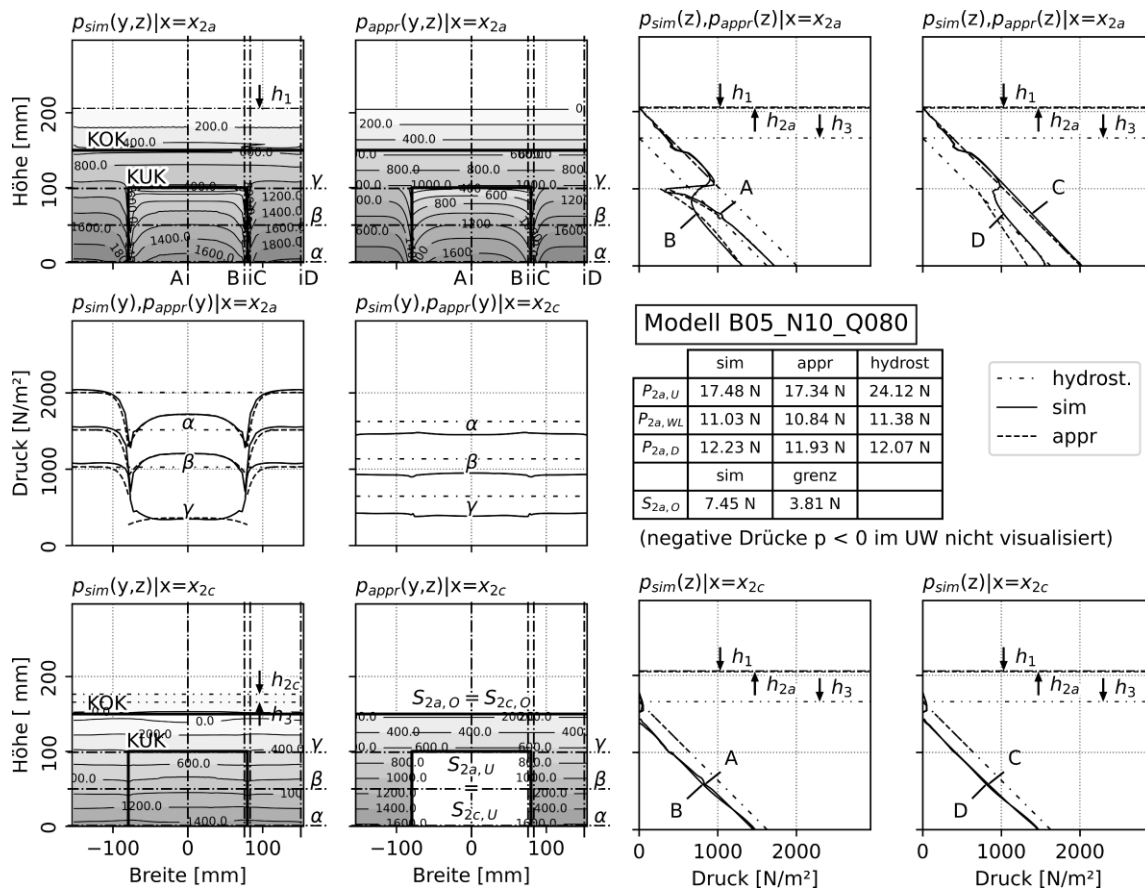
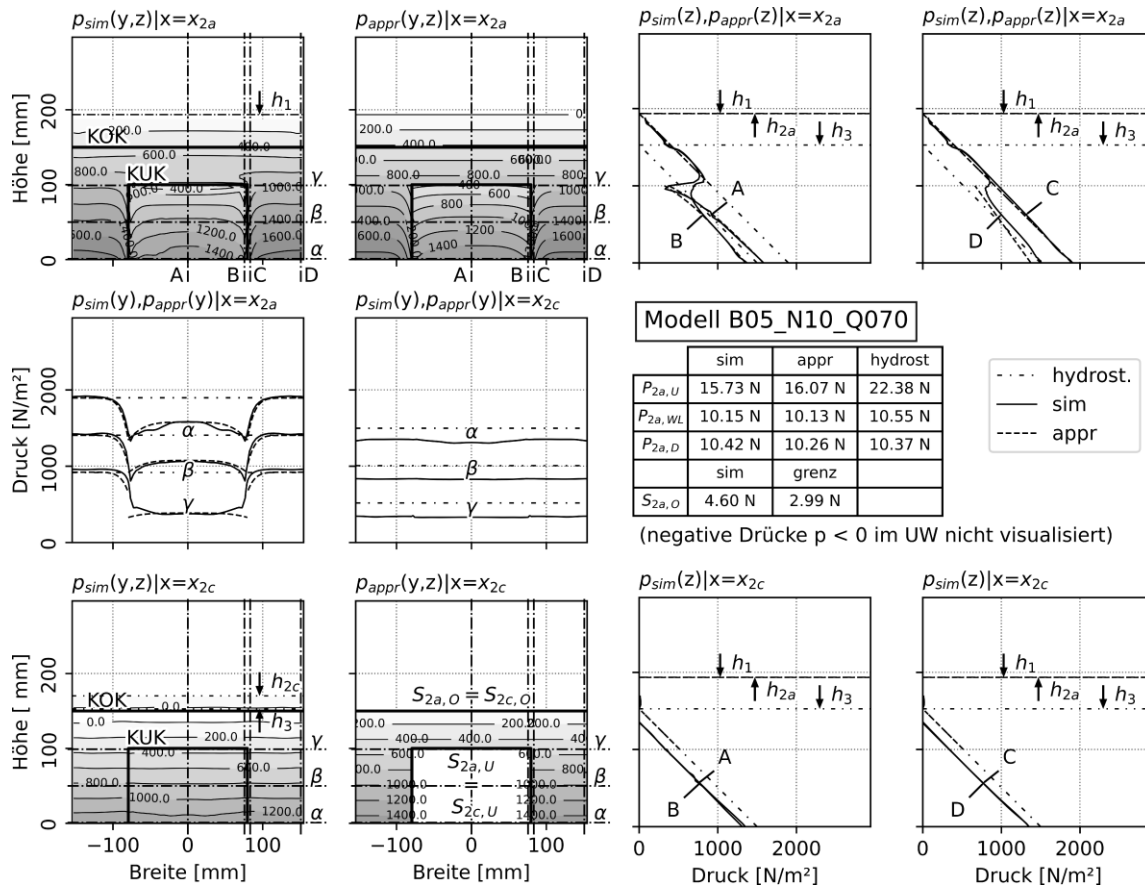
A 2.25 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N08



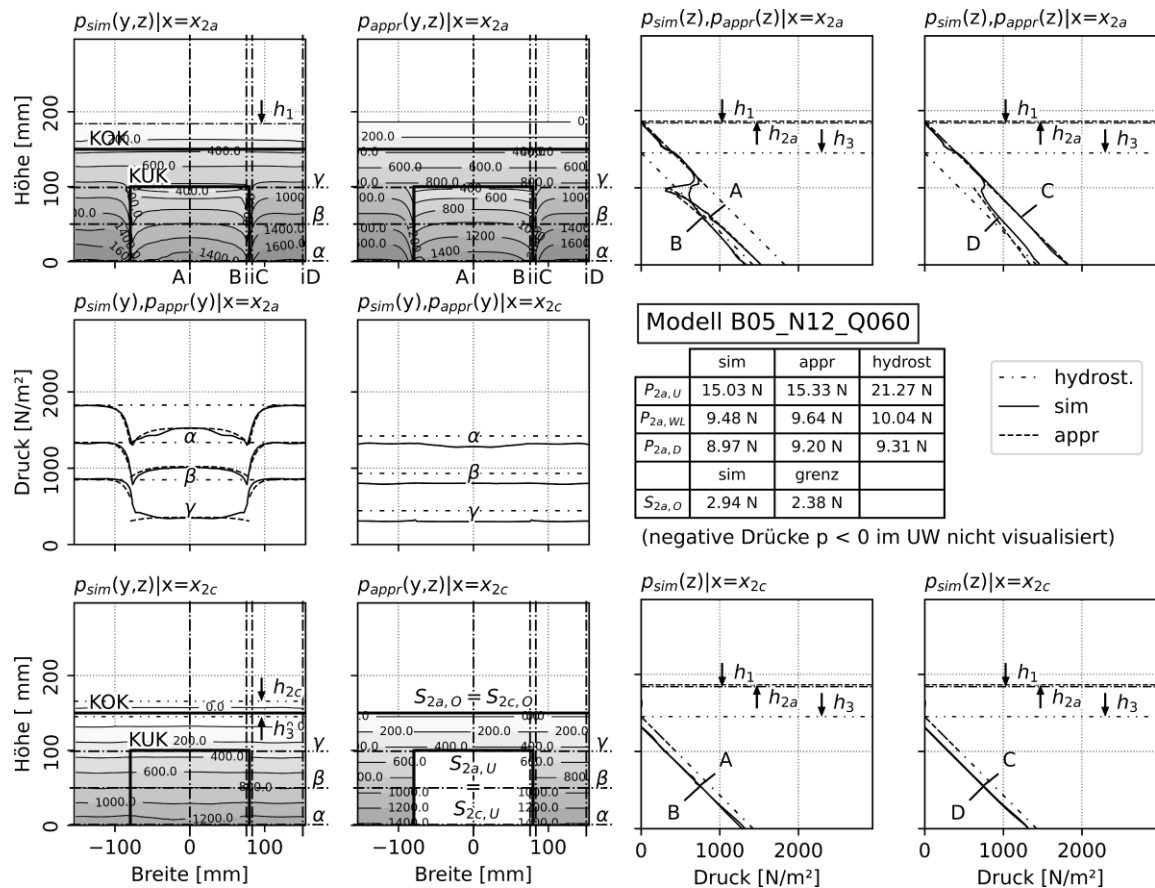
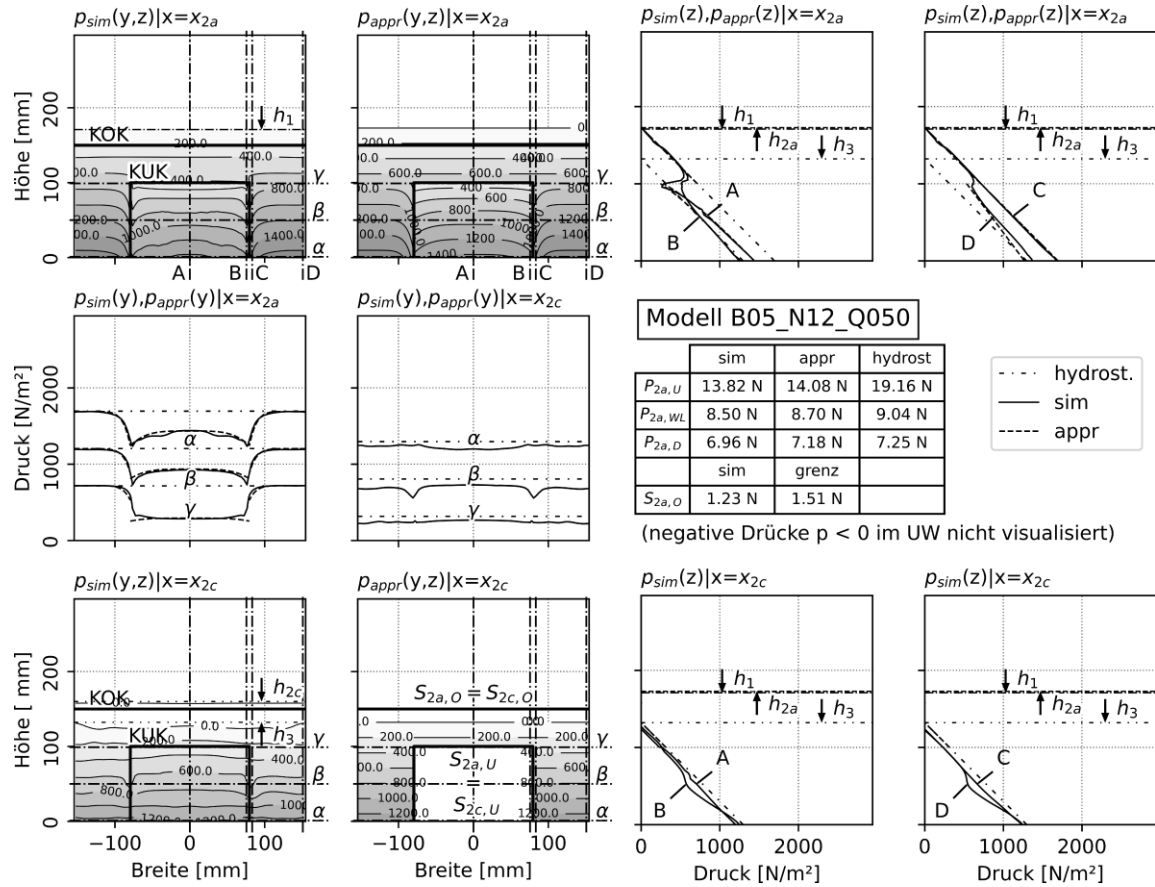


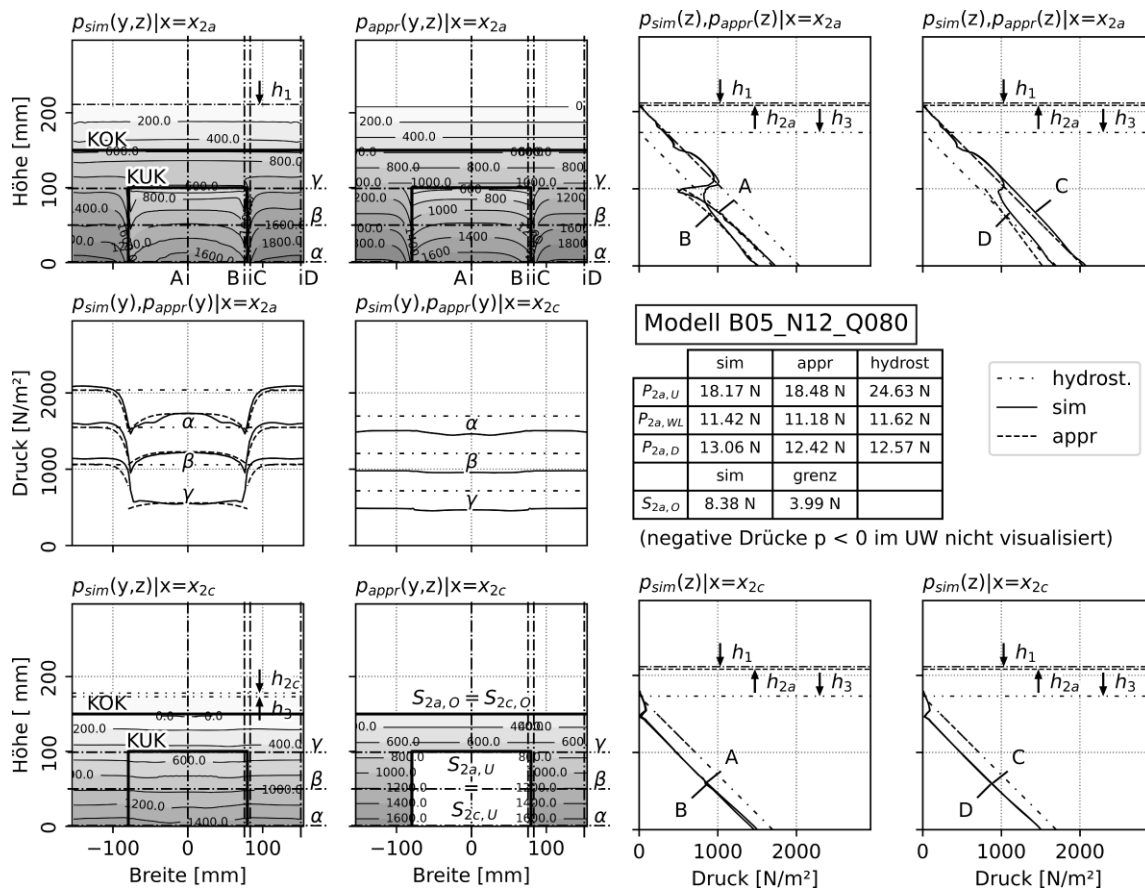
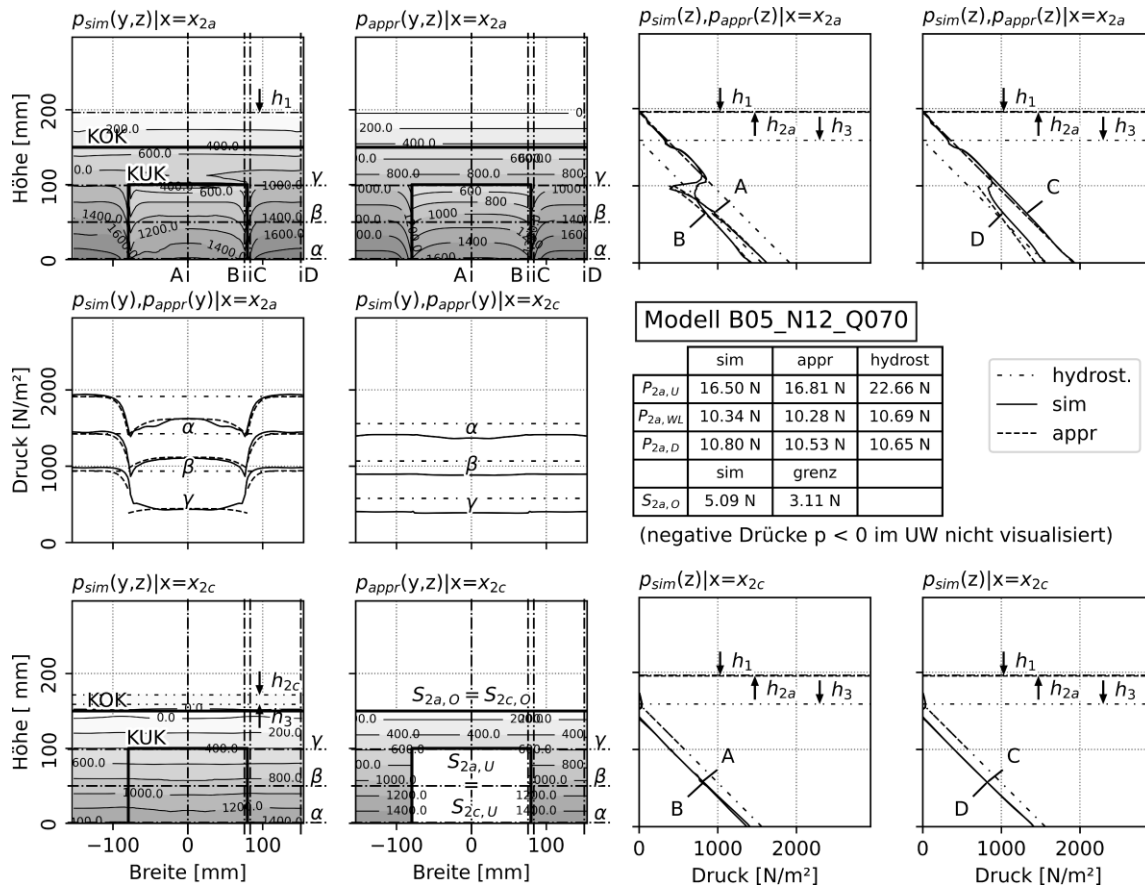
A 2.26 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N10

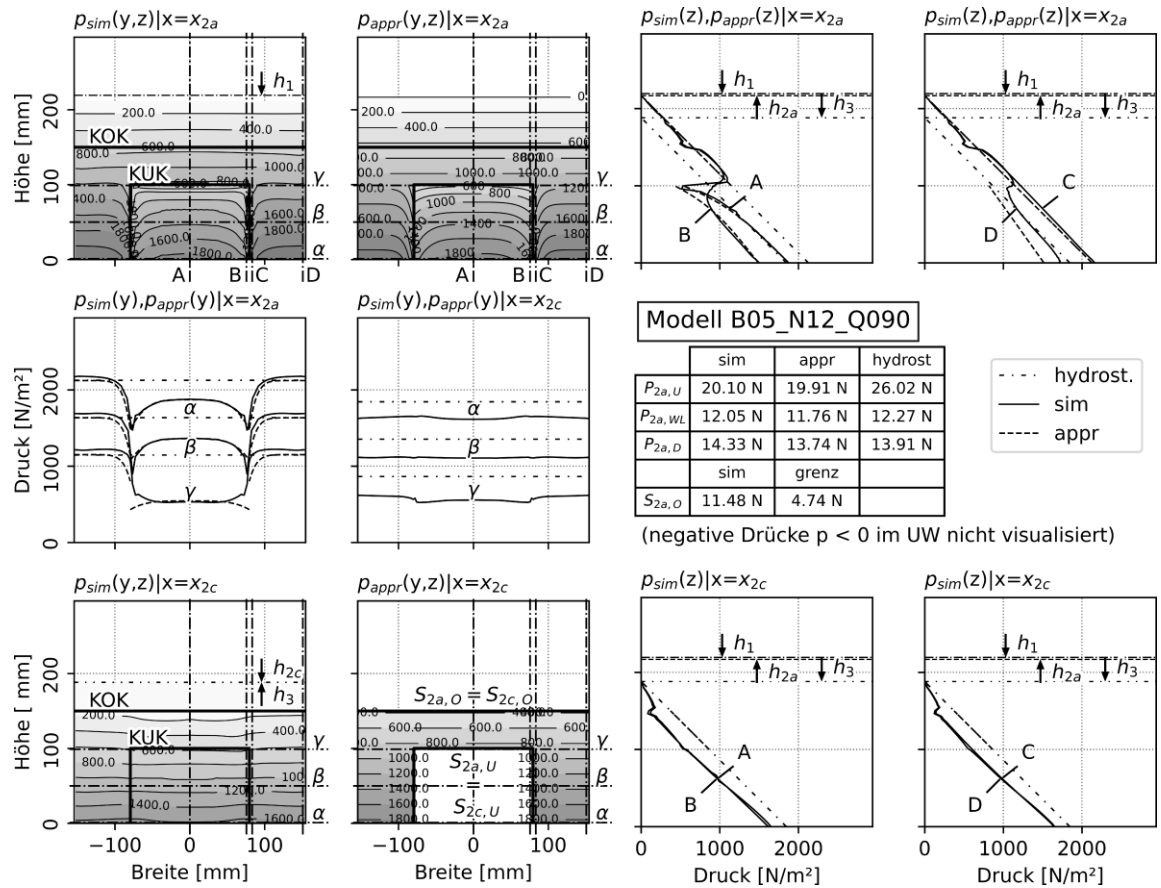




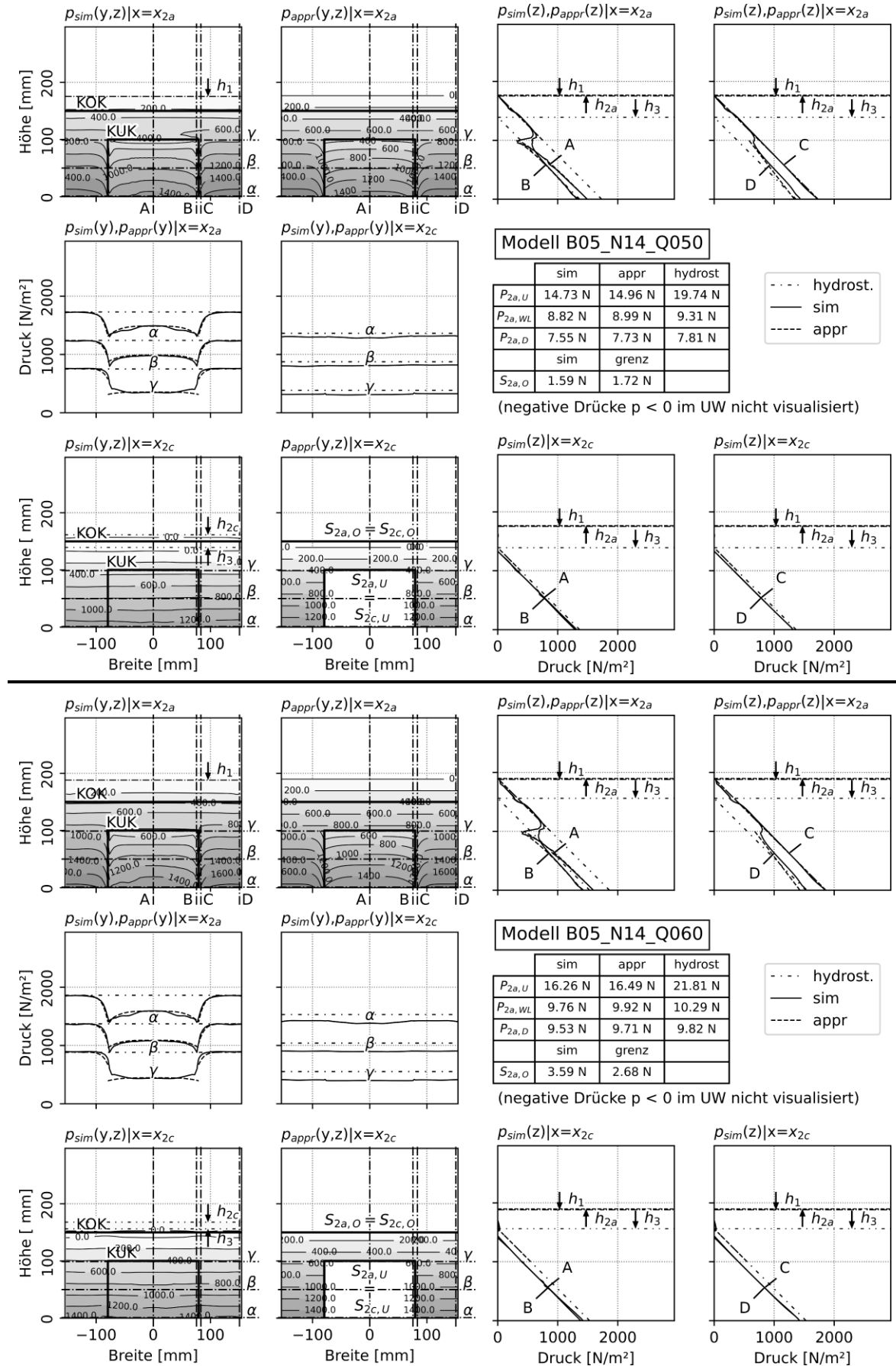
A 2.27 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N12

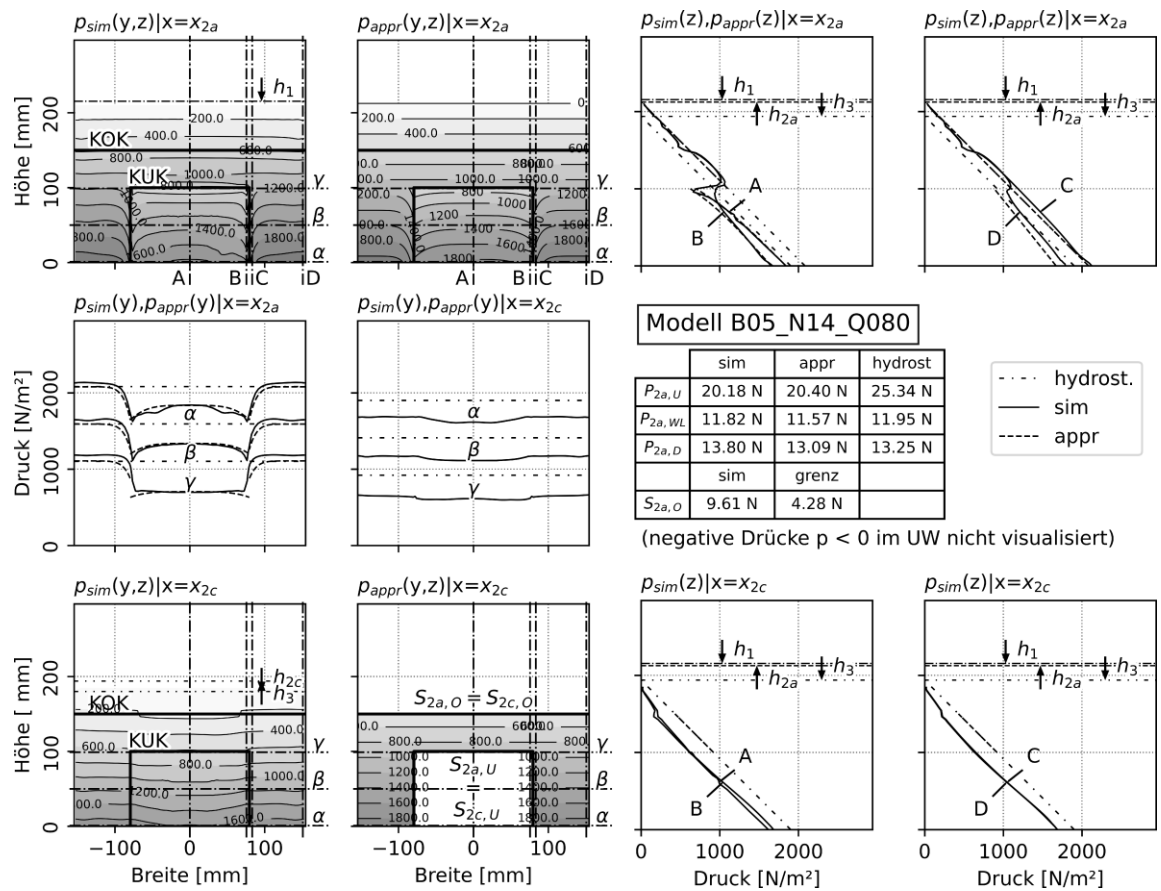
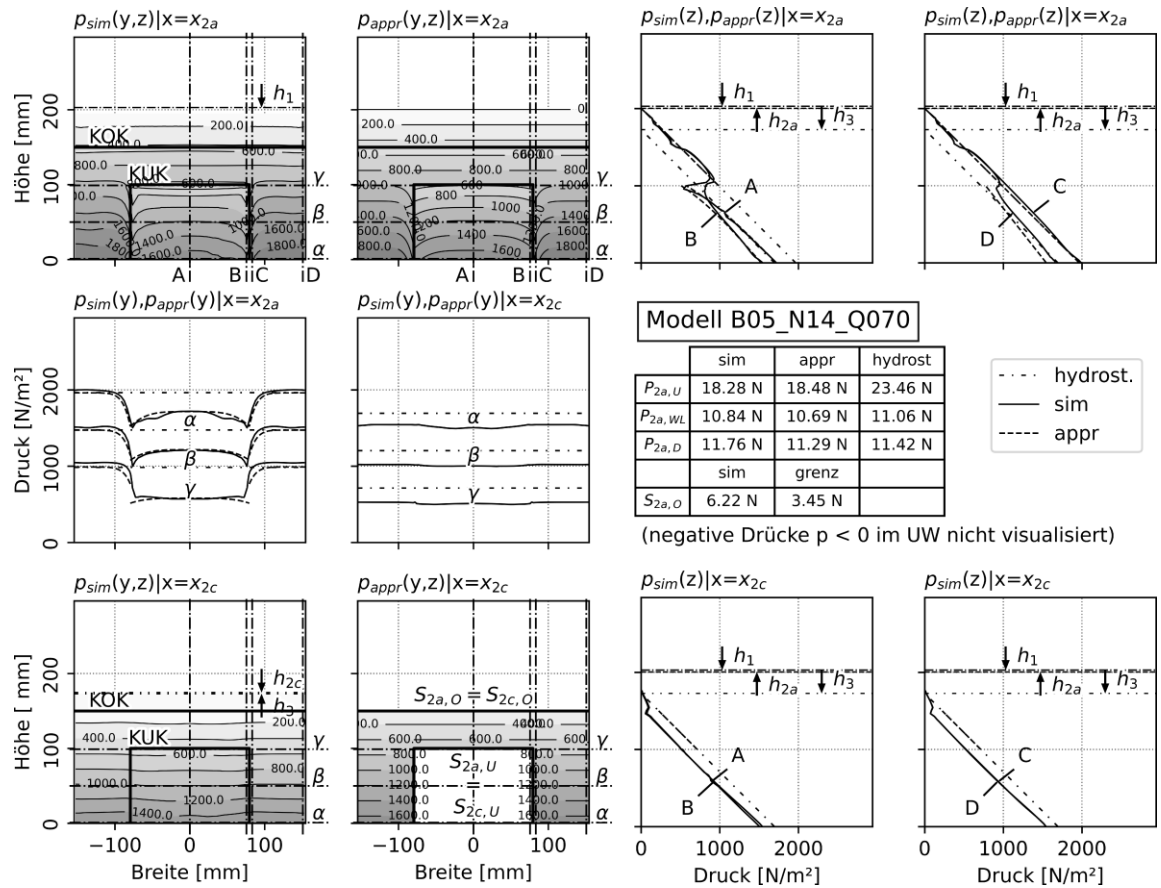


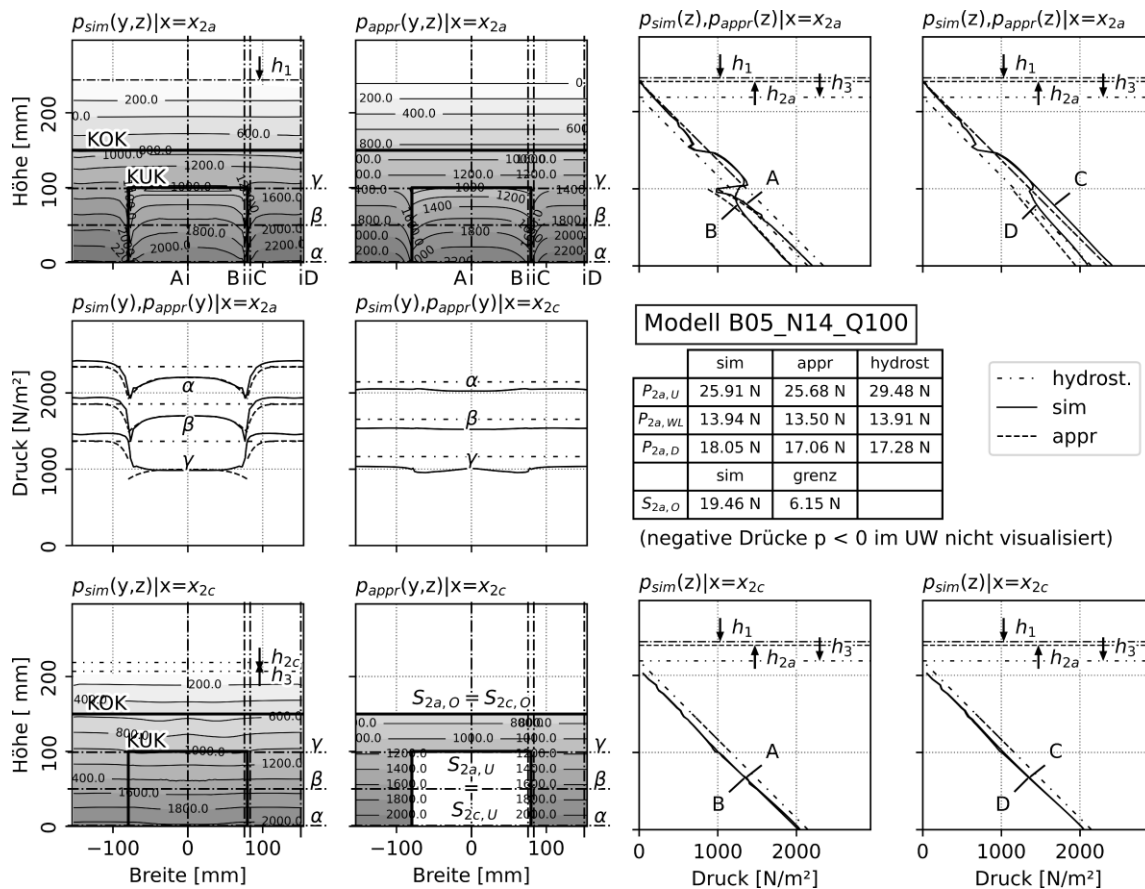
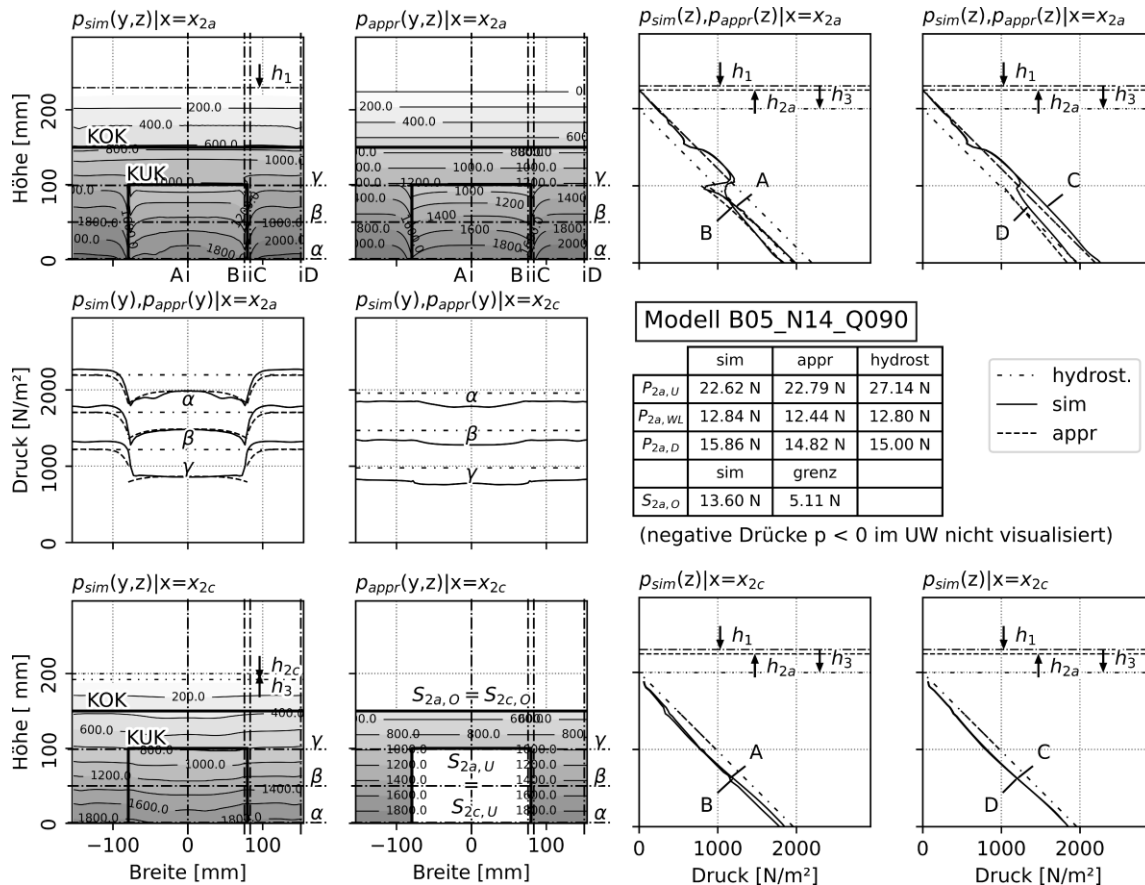




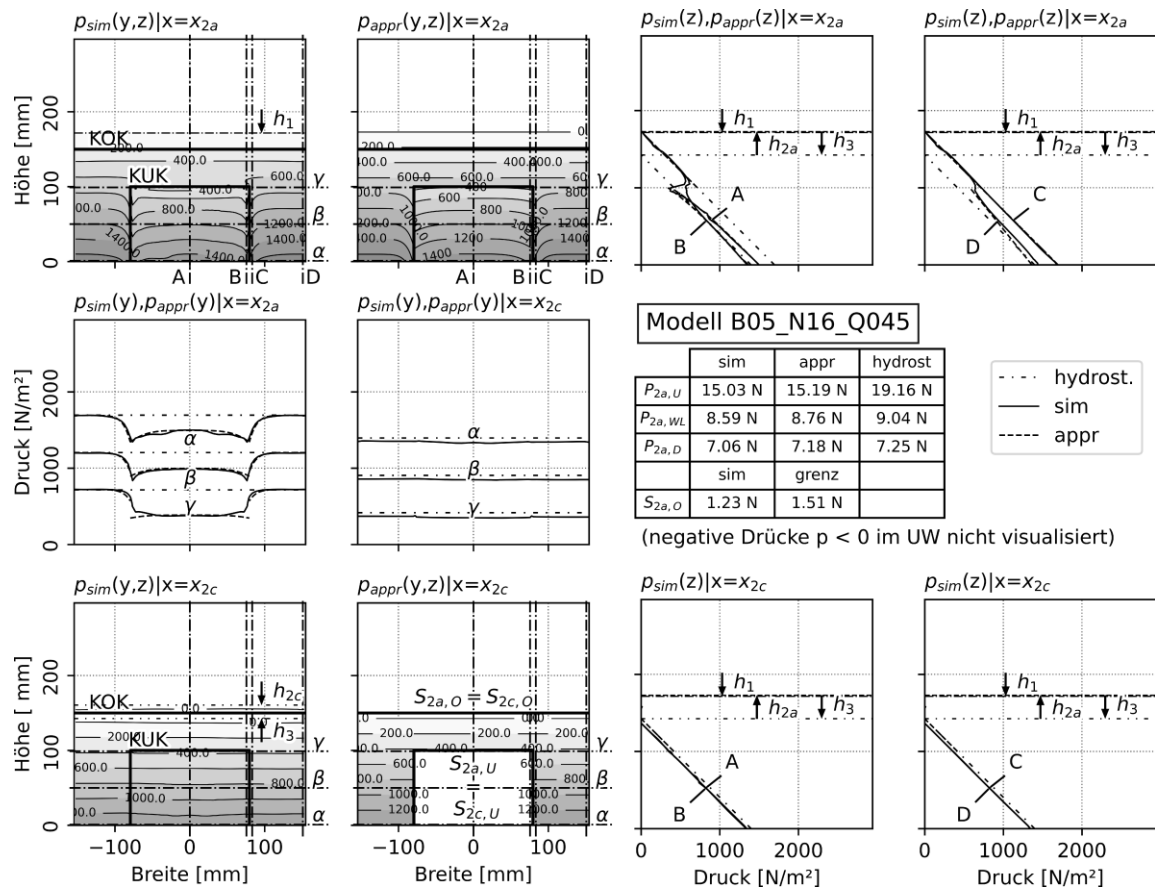
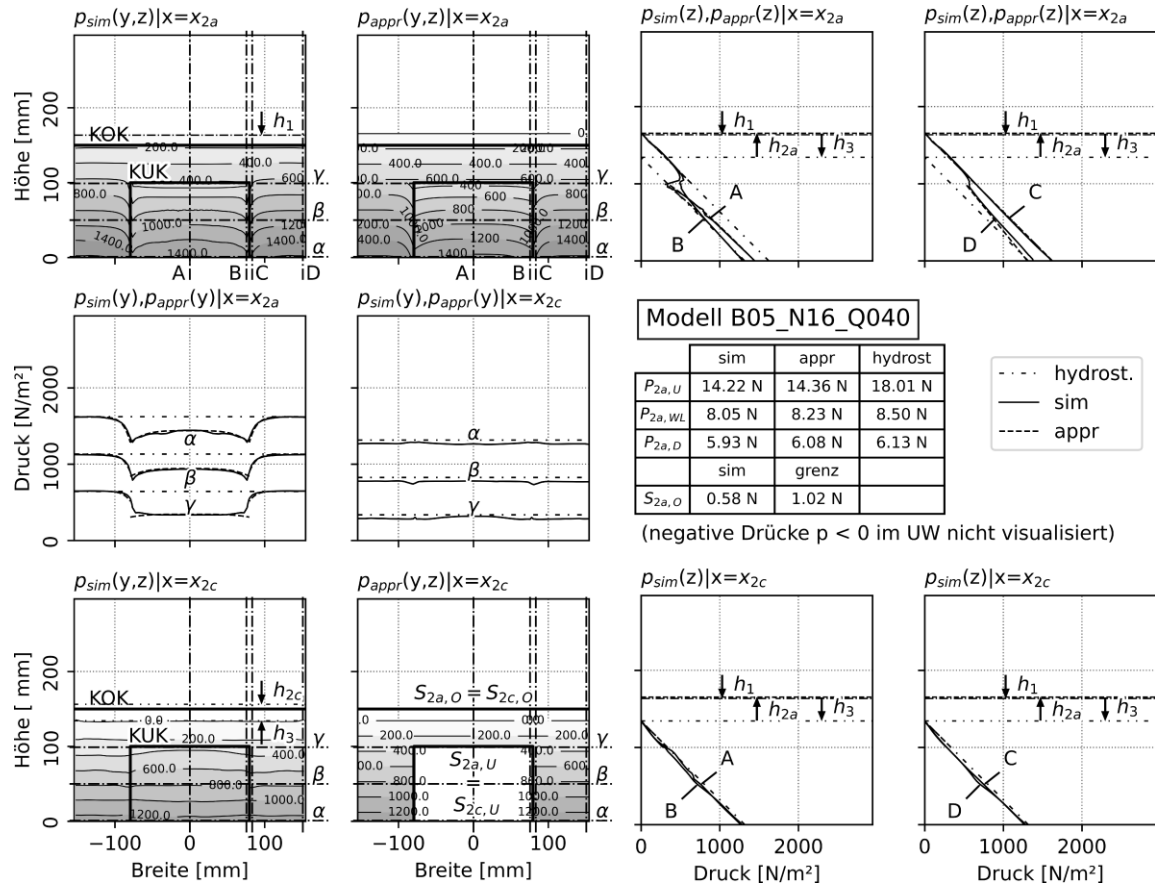
A 2.28 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N14

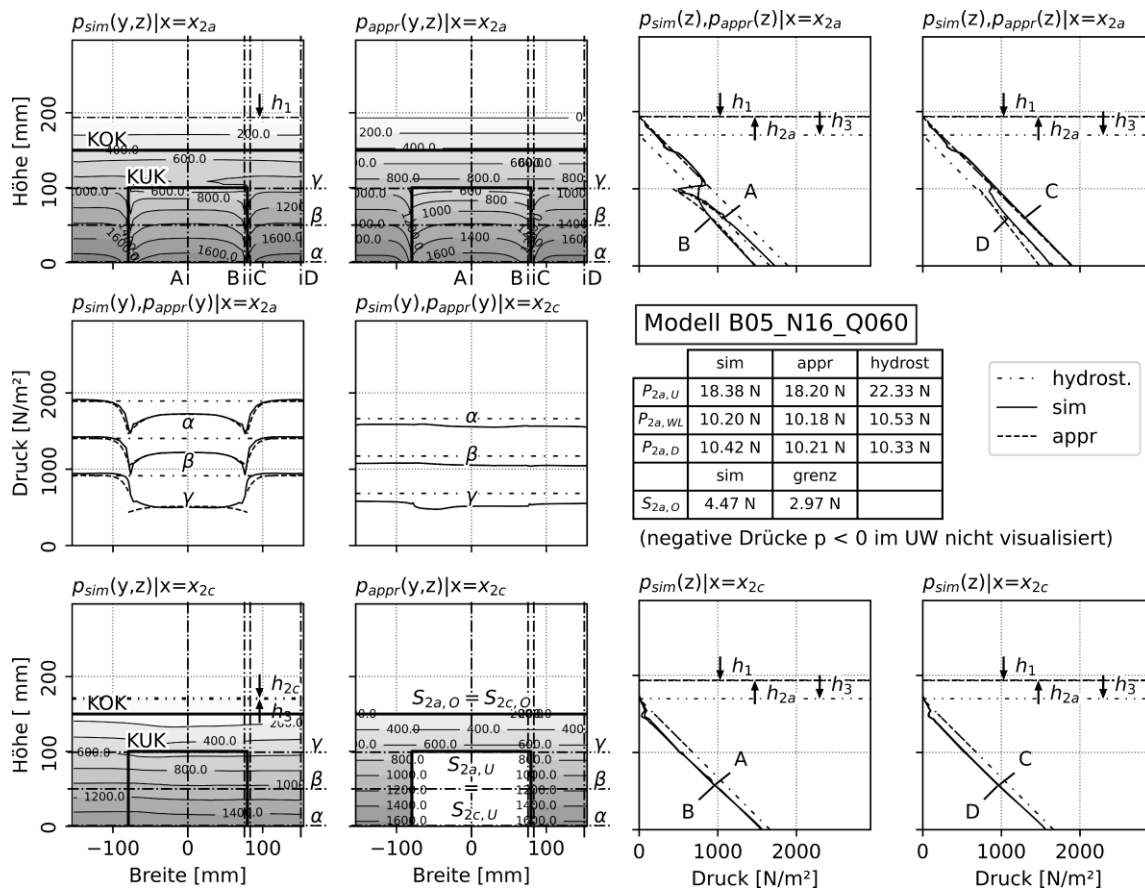
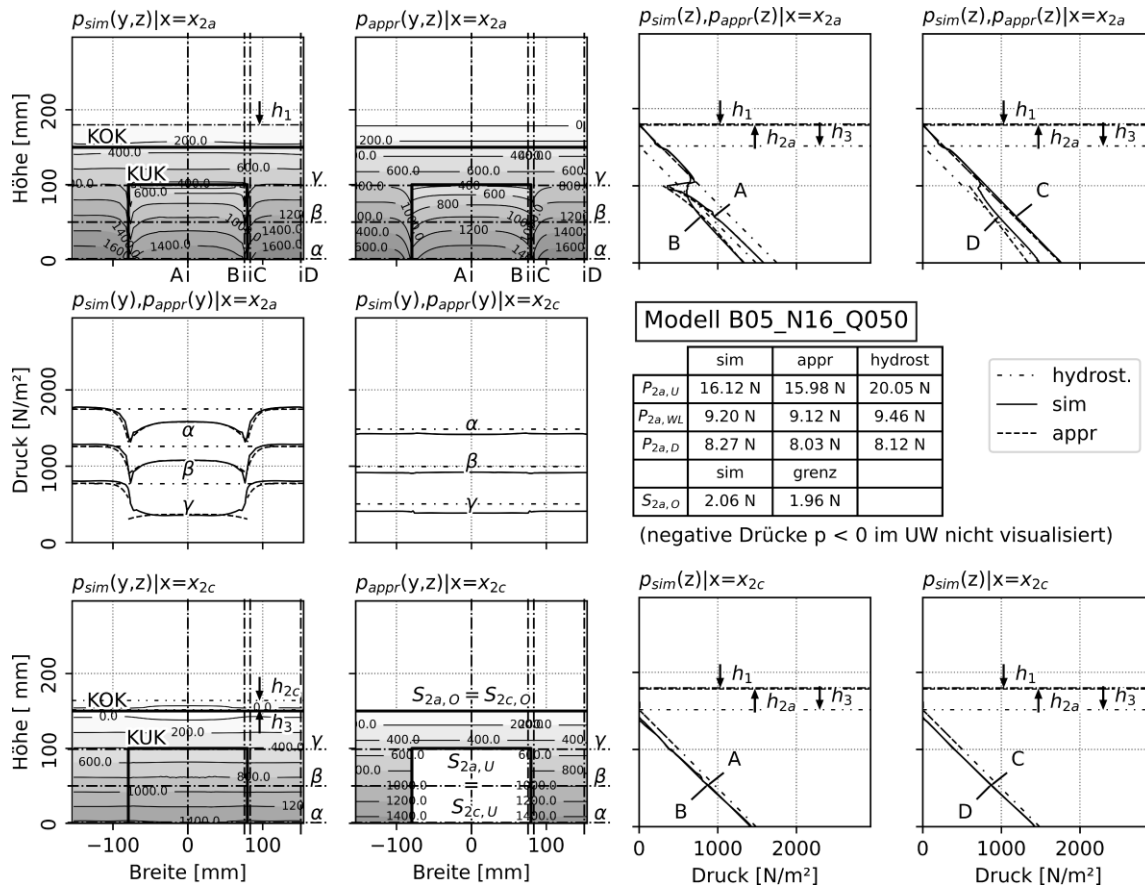


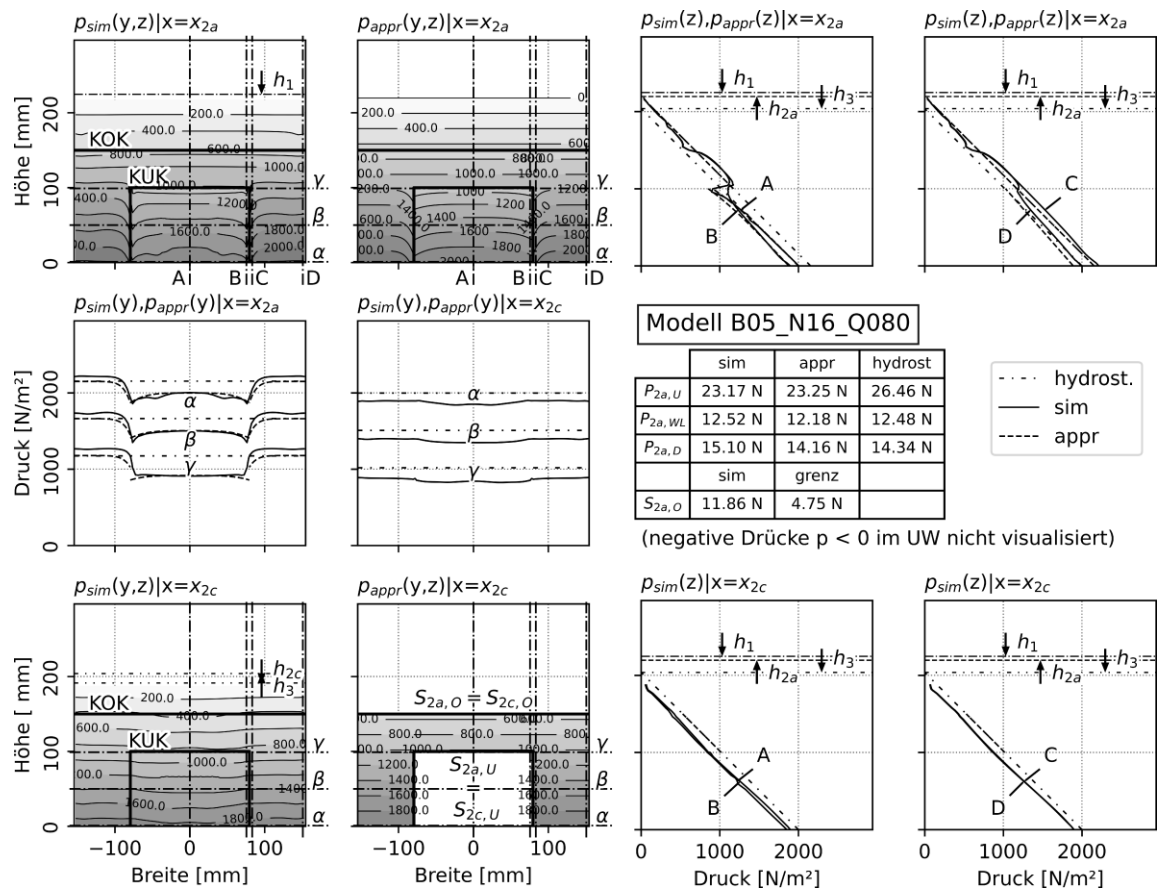
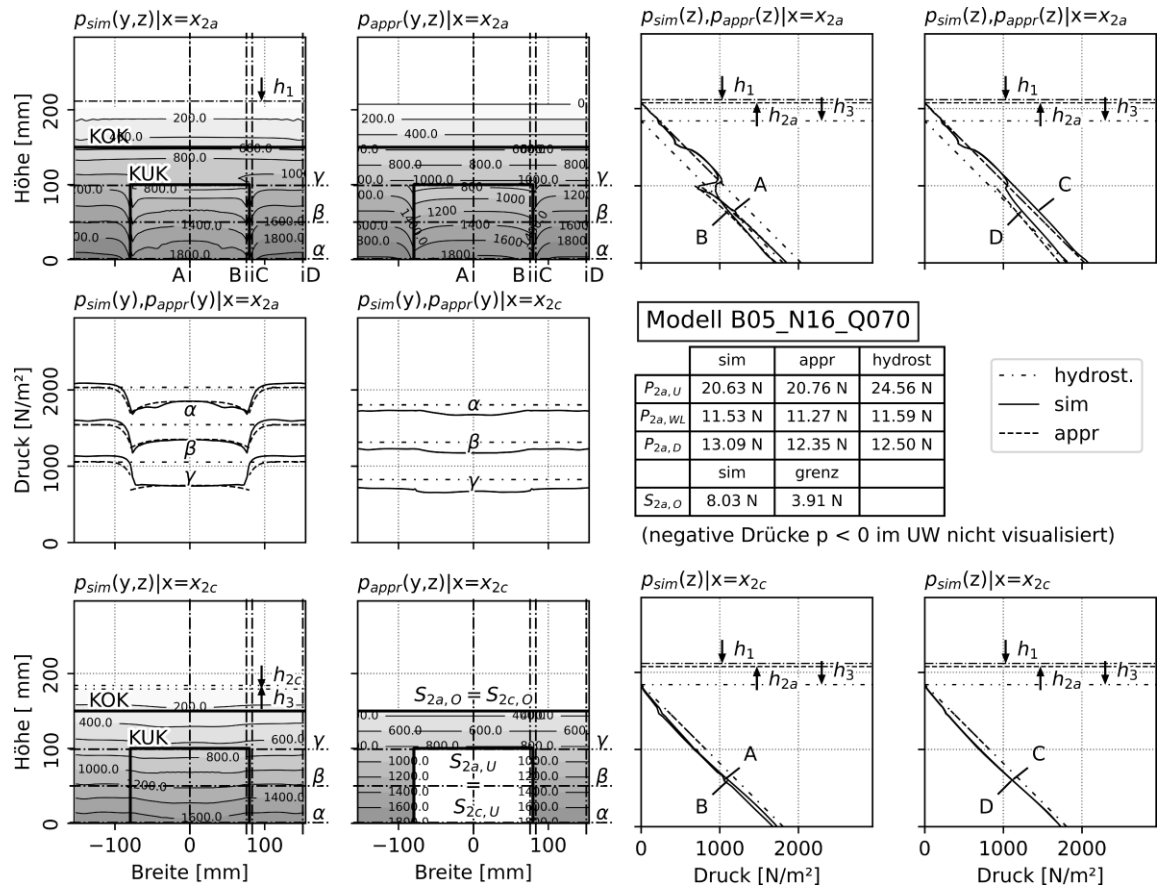


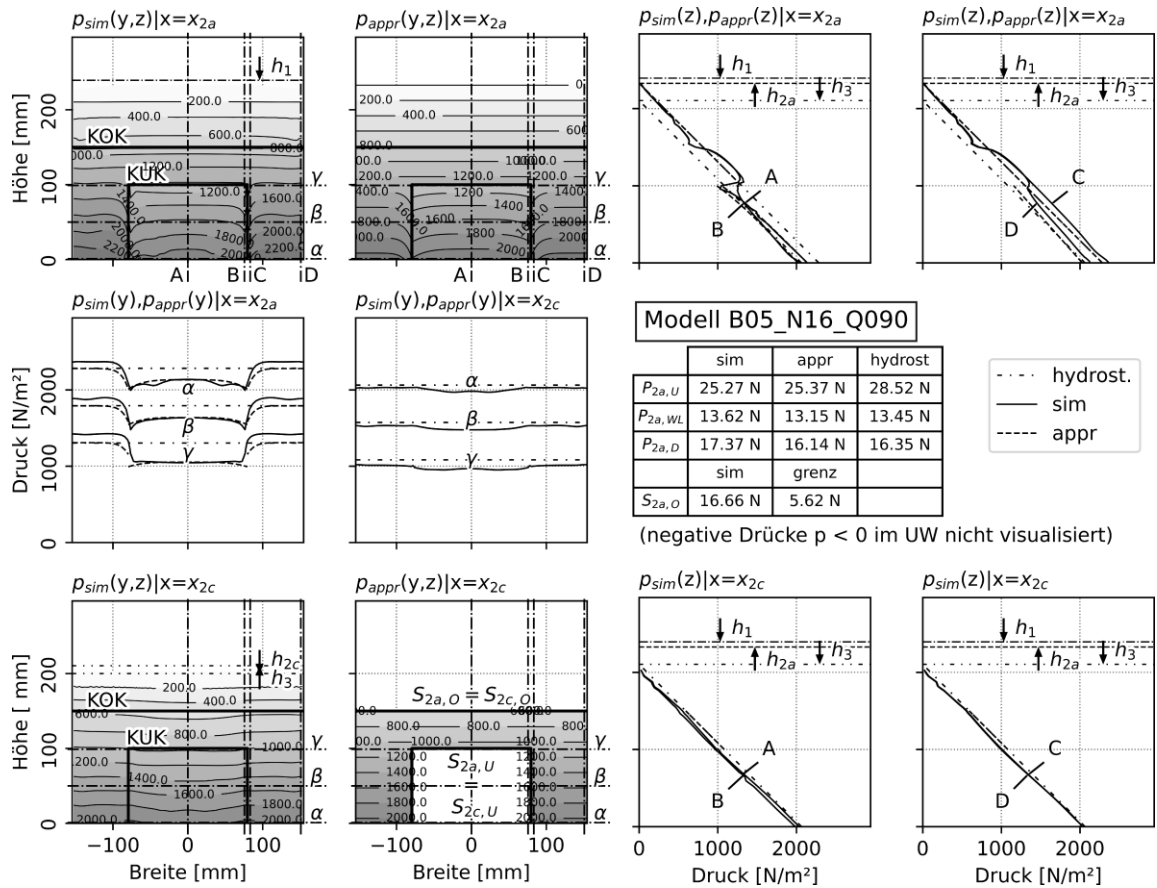


A 2.29 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N16

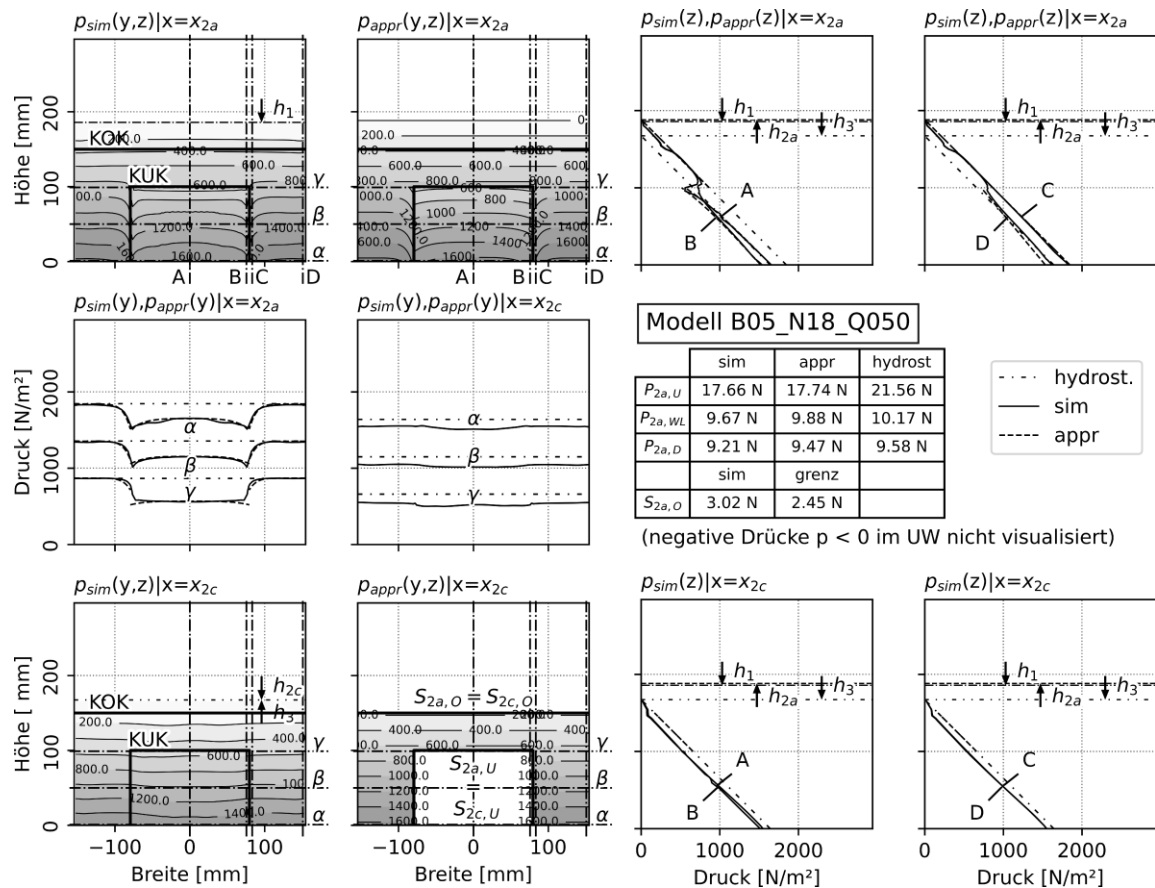
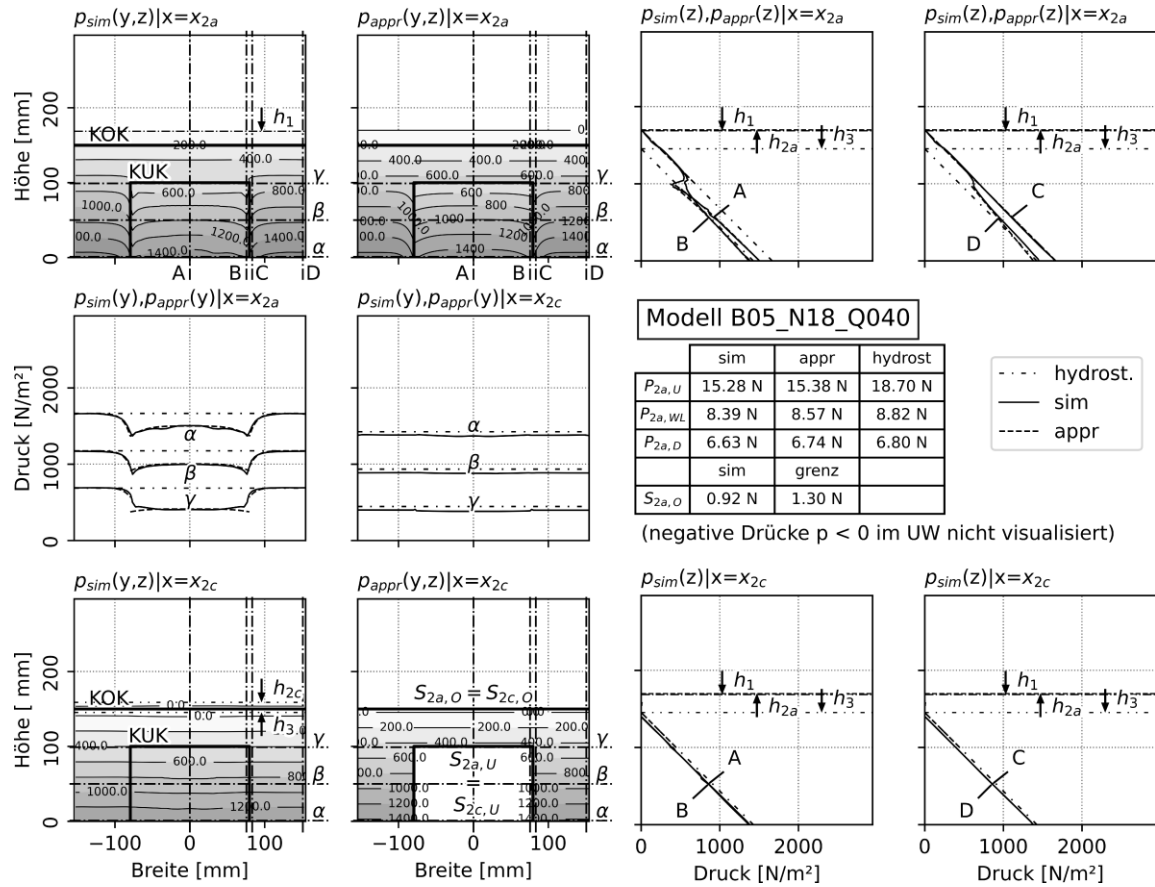


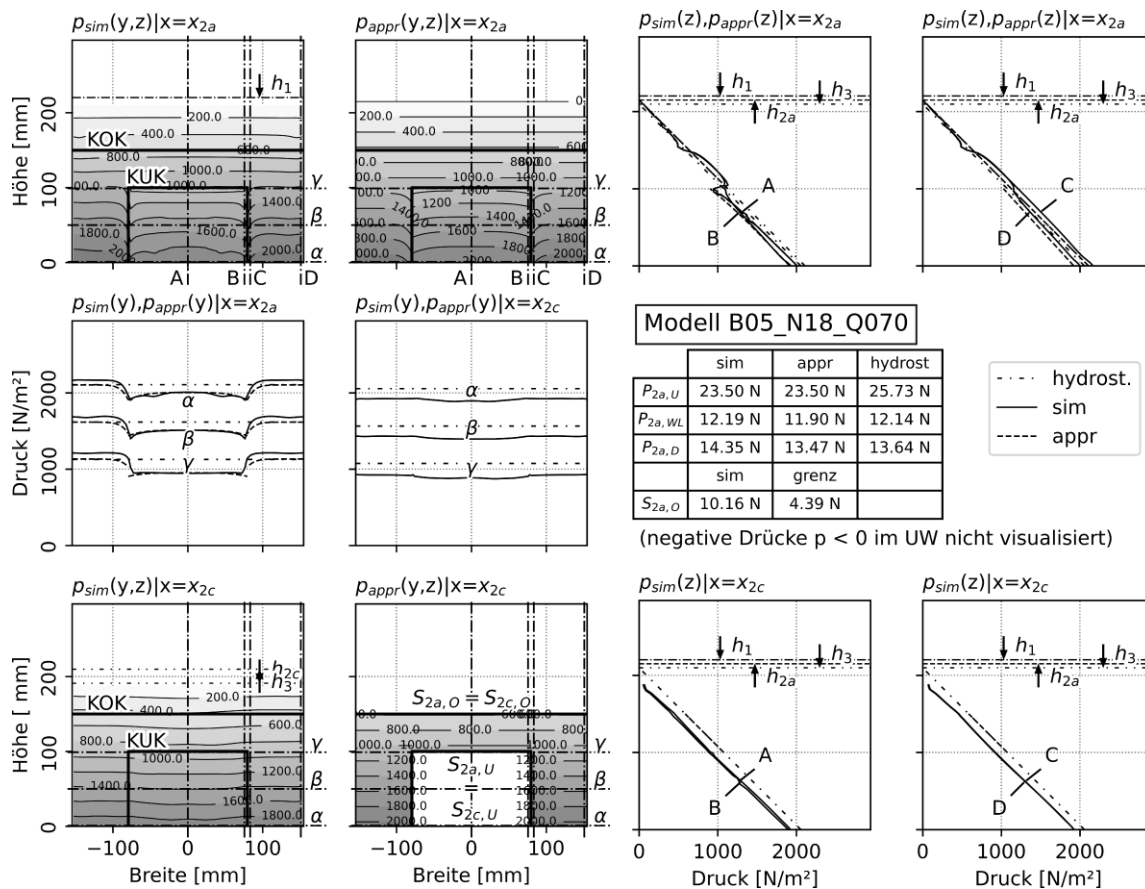
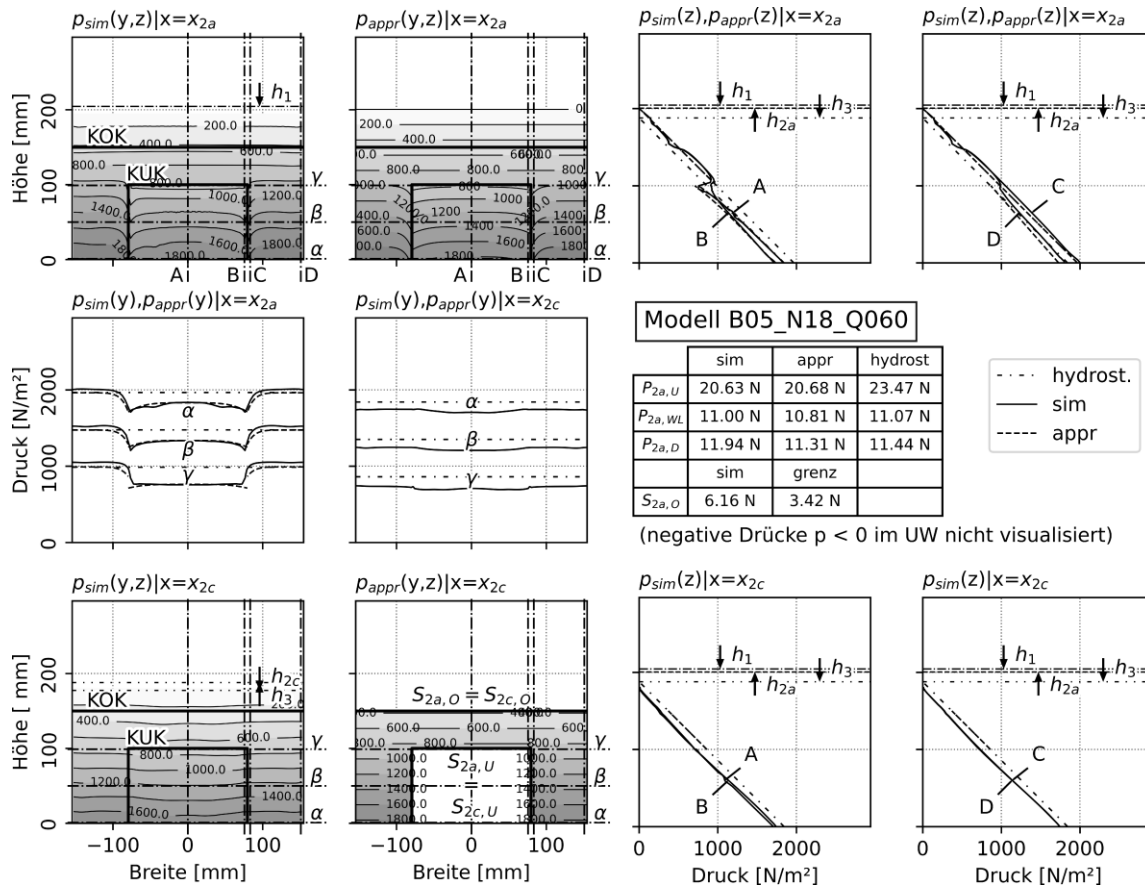


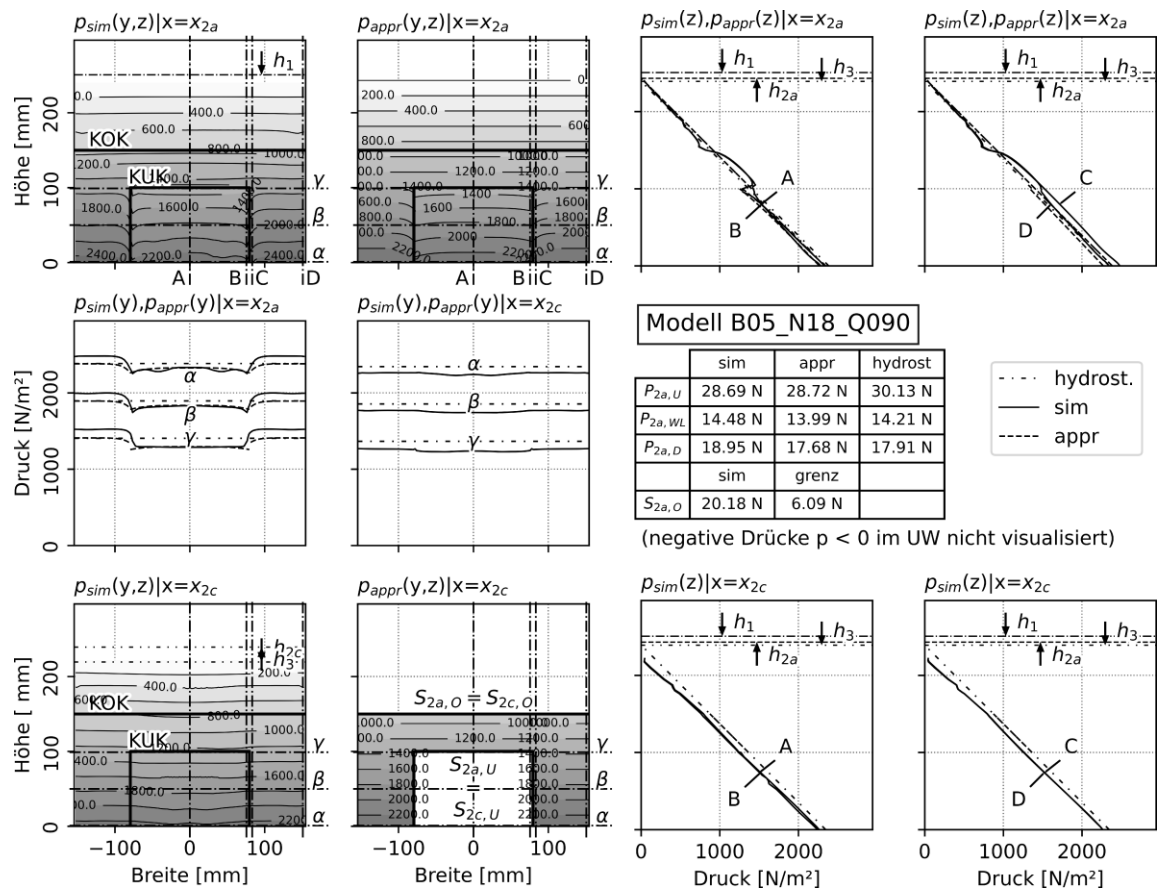
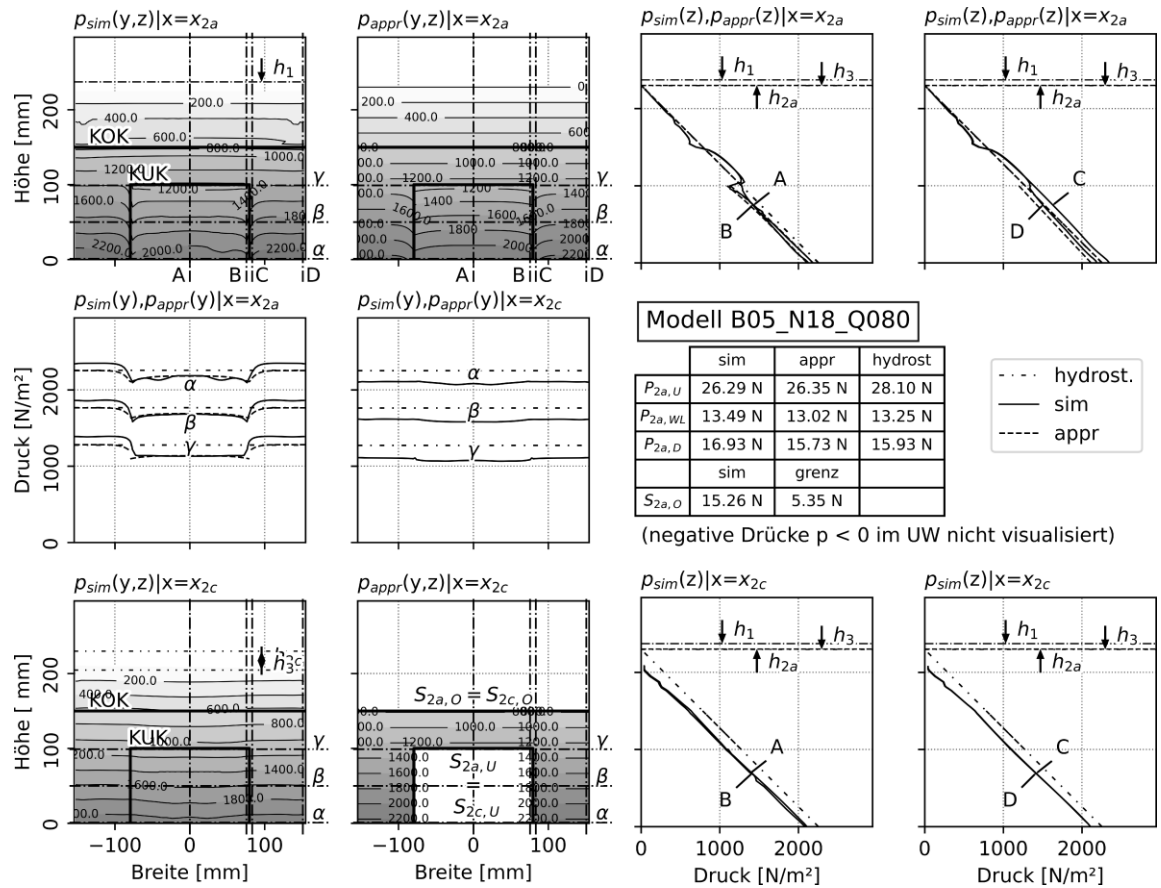




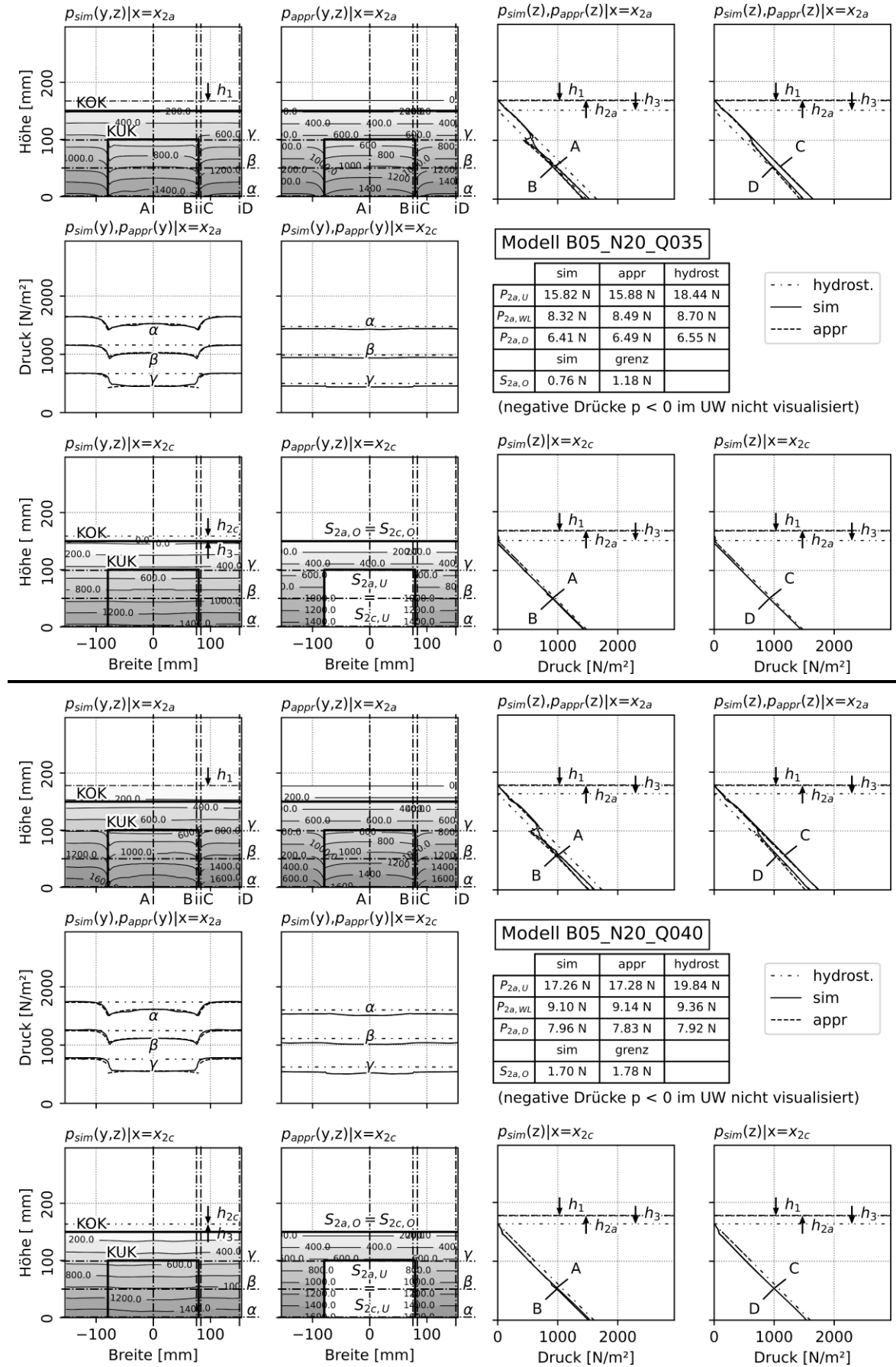
A 2.30 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N18

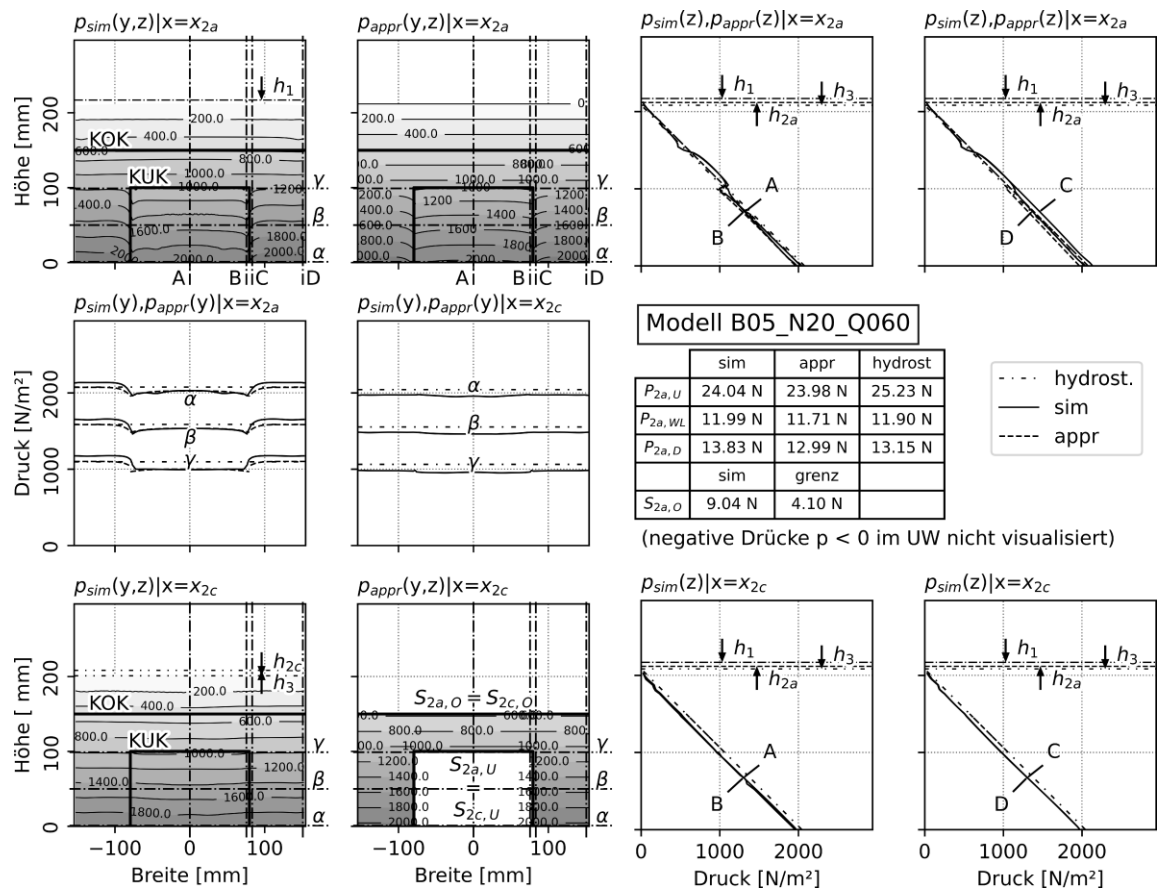
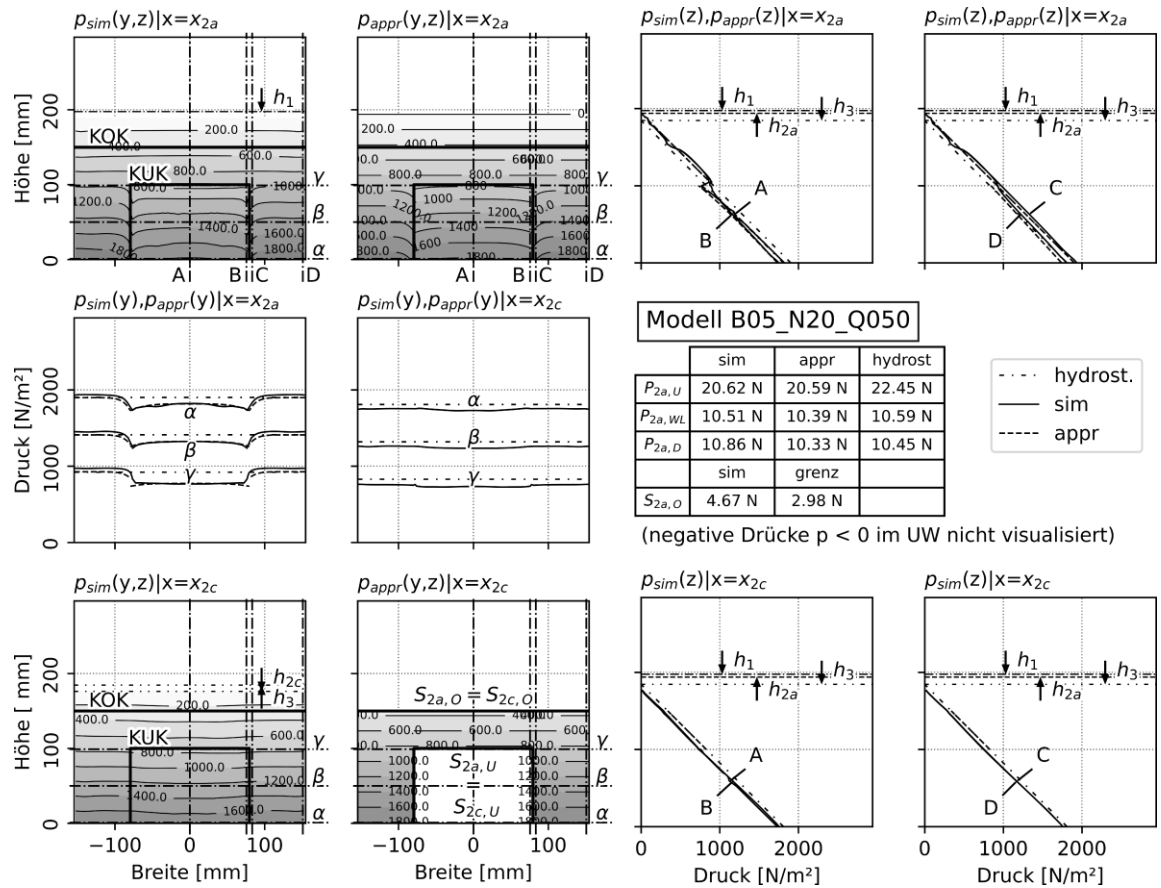


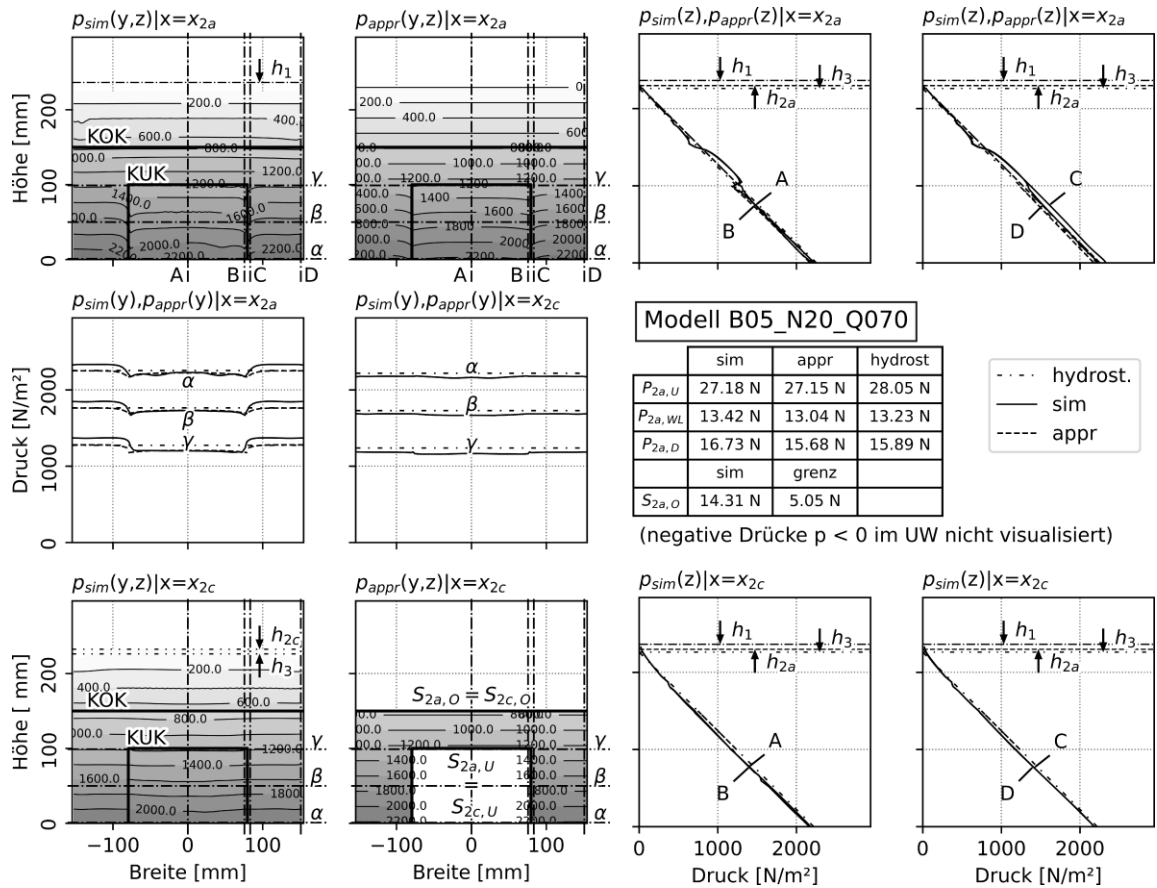


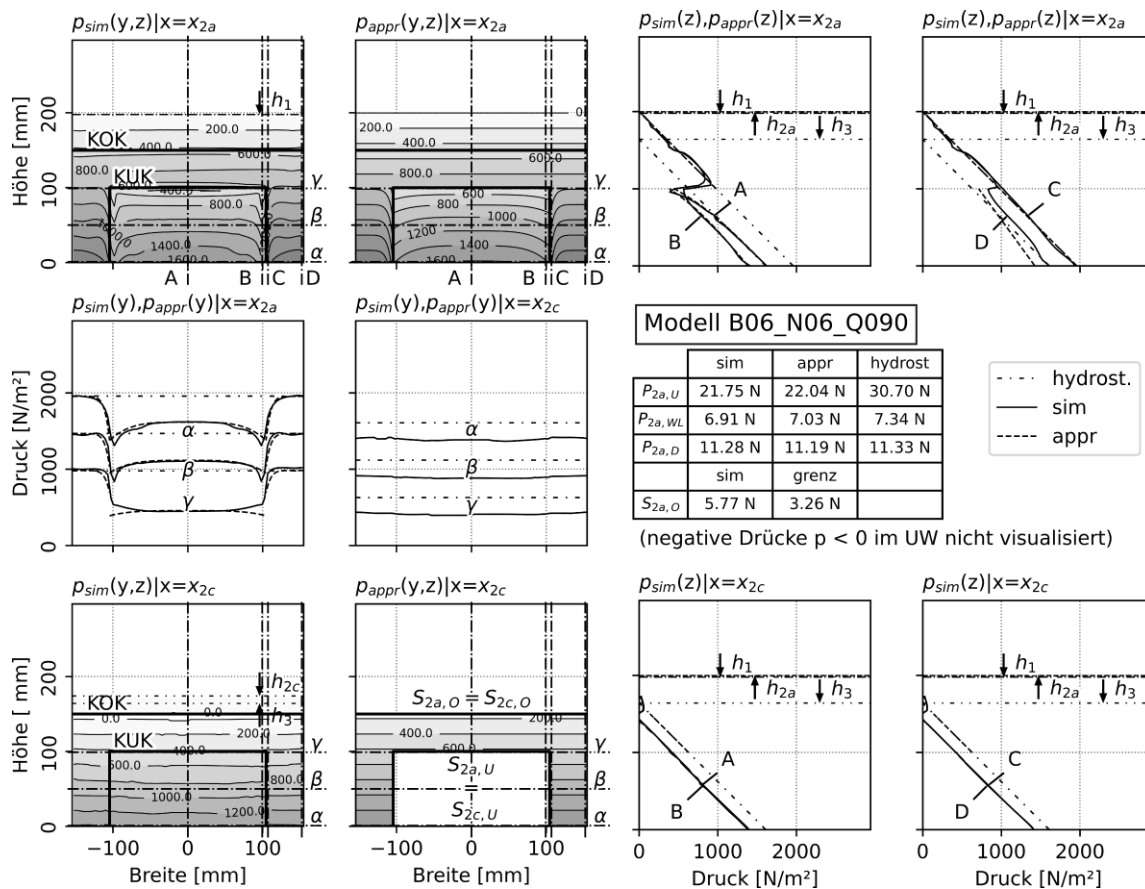
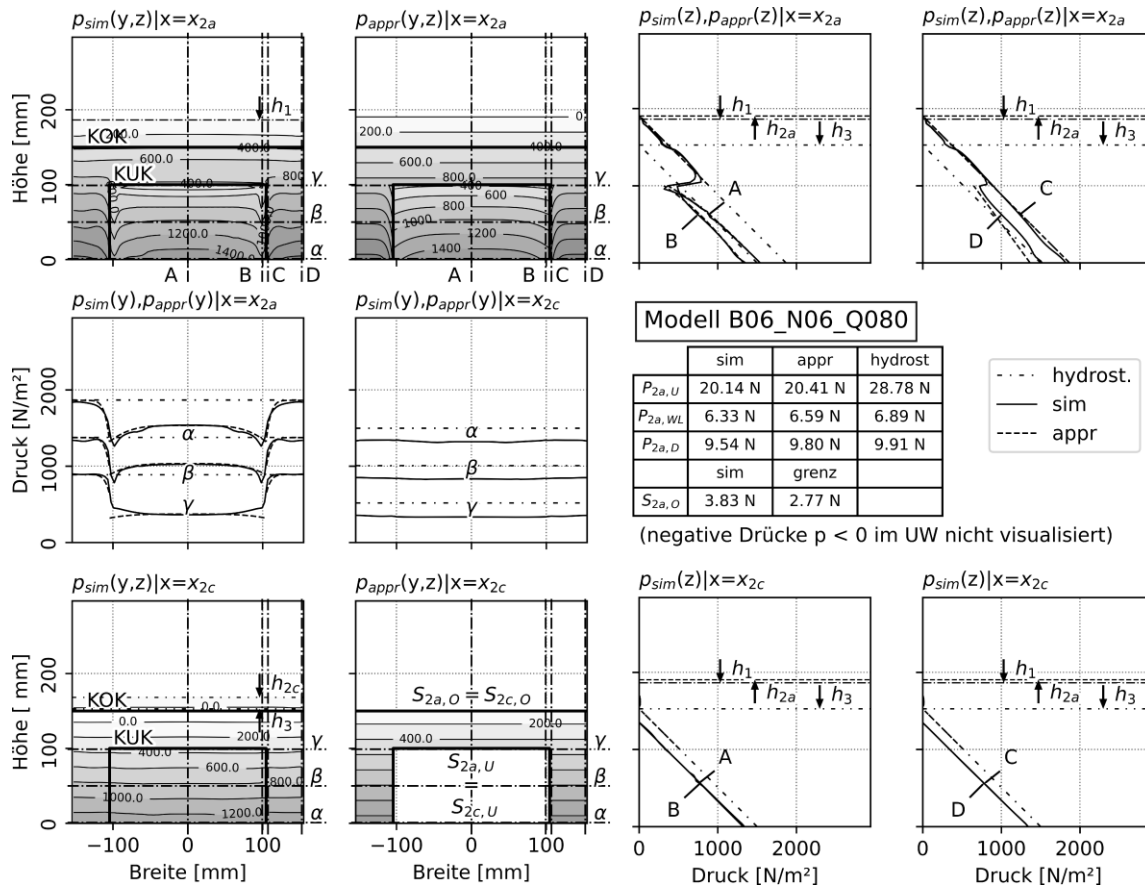


A 2.31 Druckverteilungen für die Modelltests B05_N20

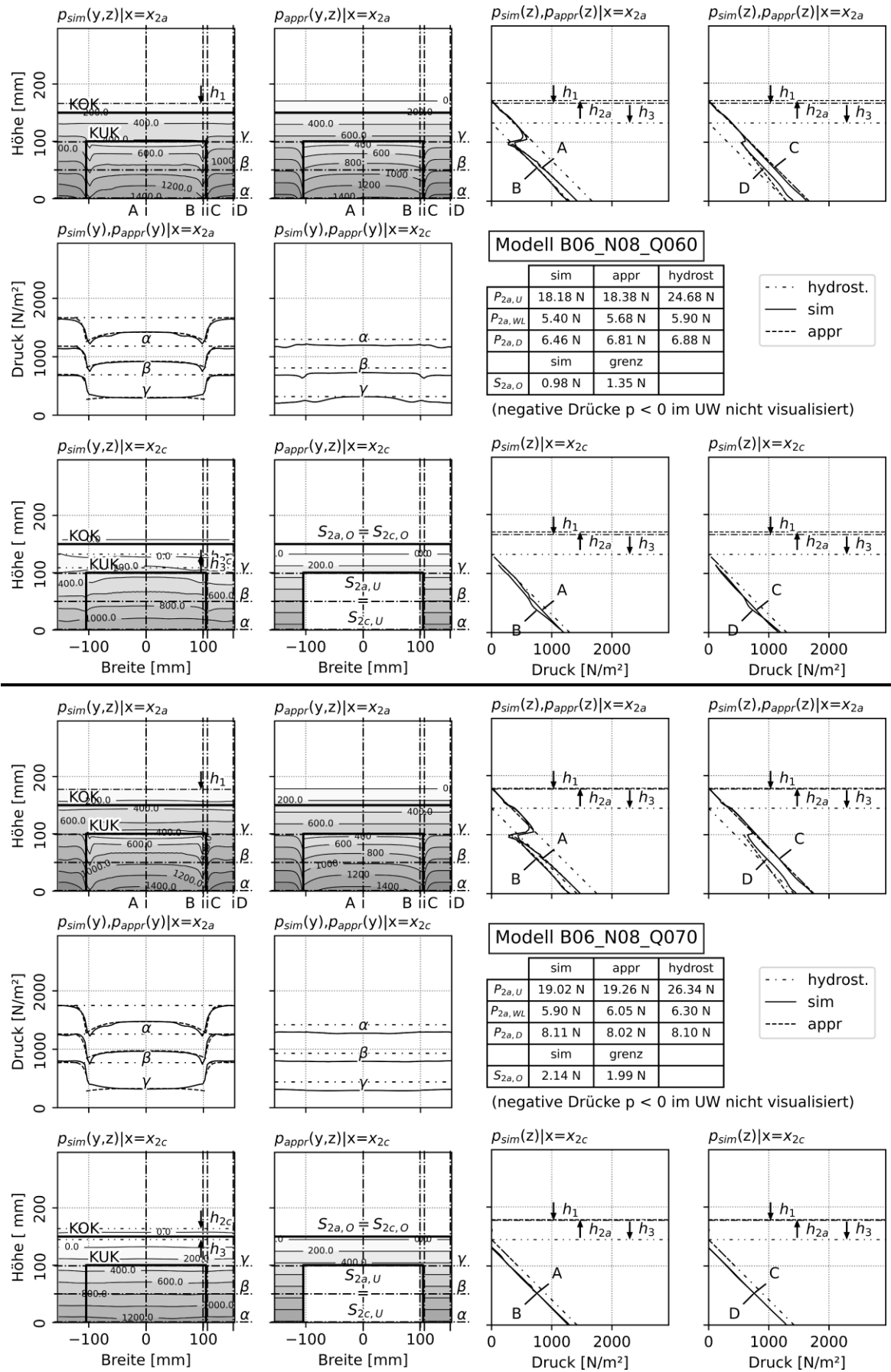


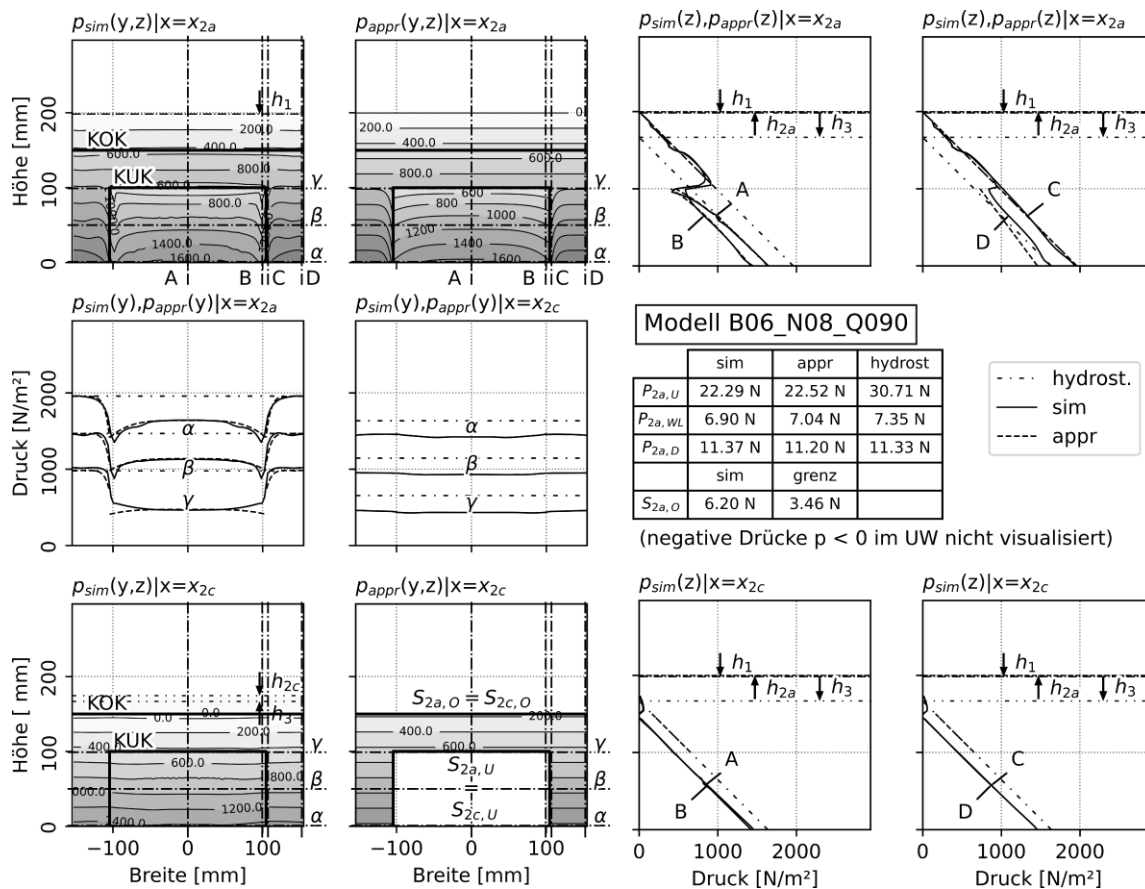
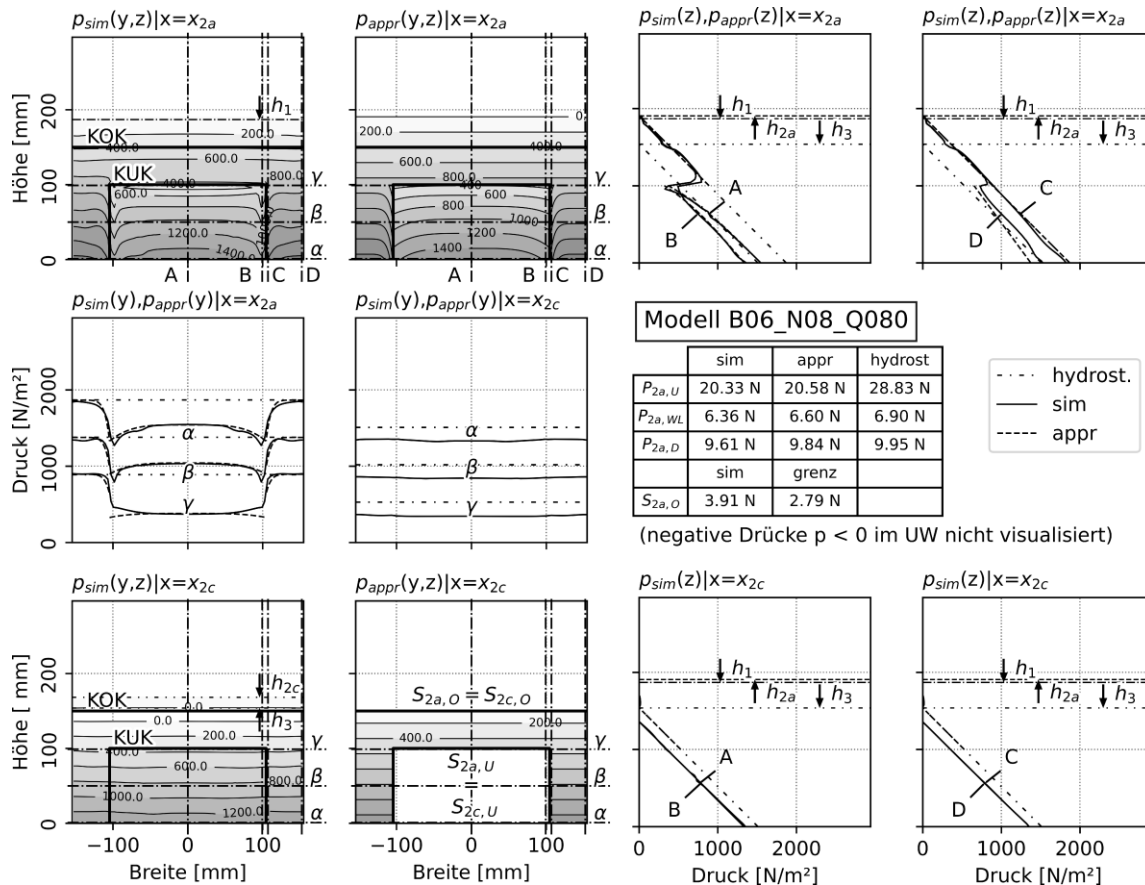




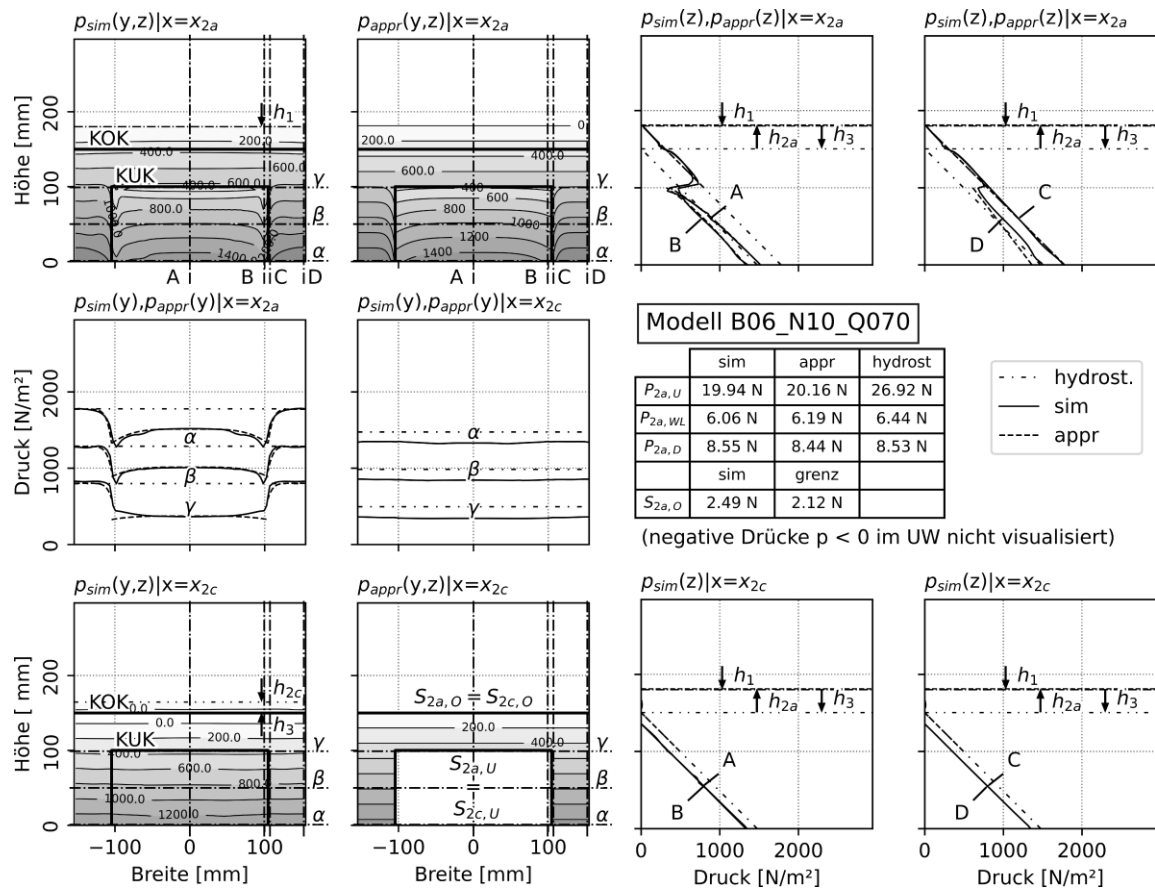
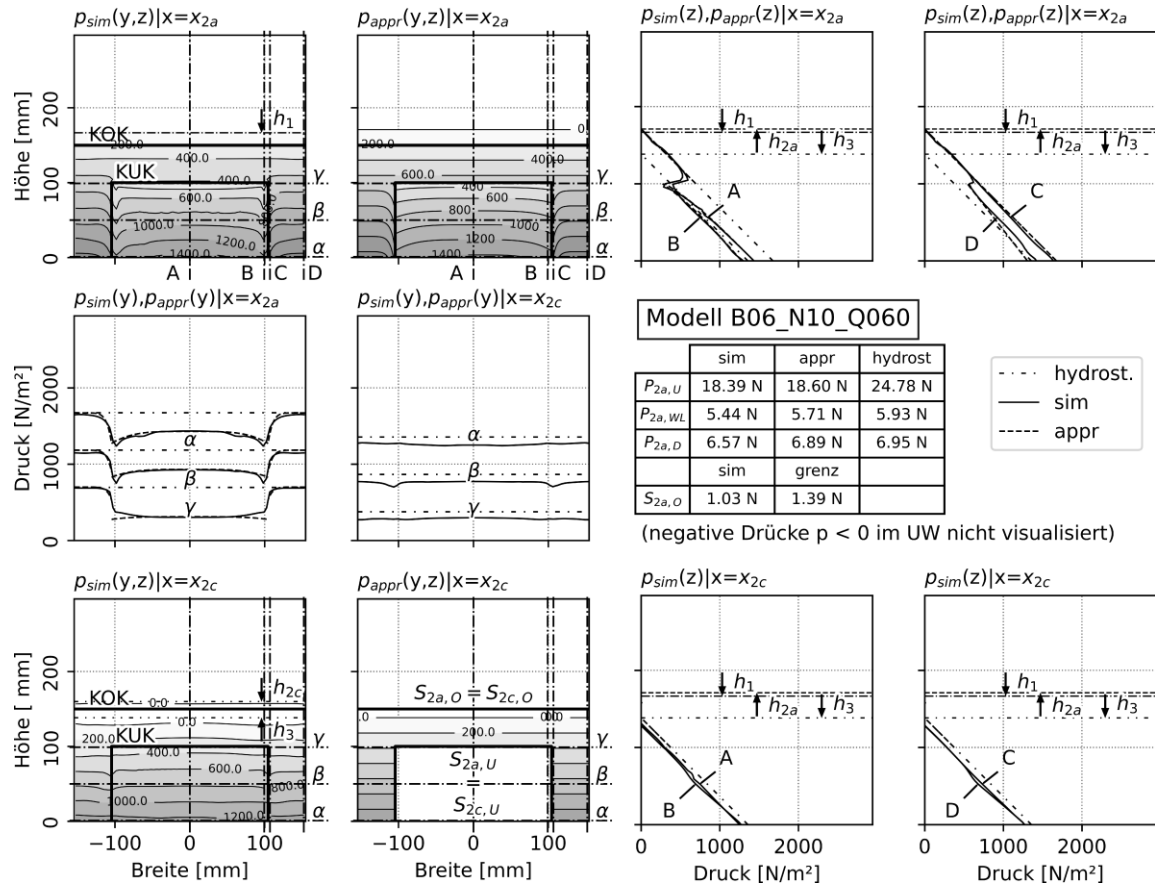


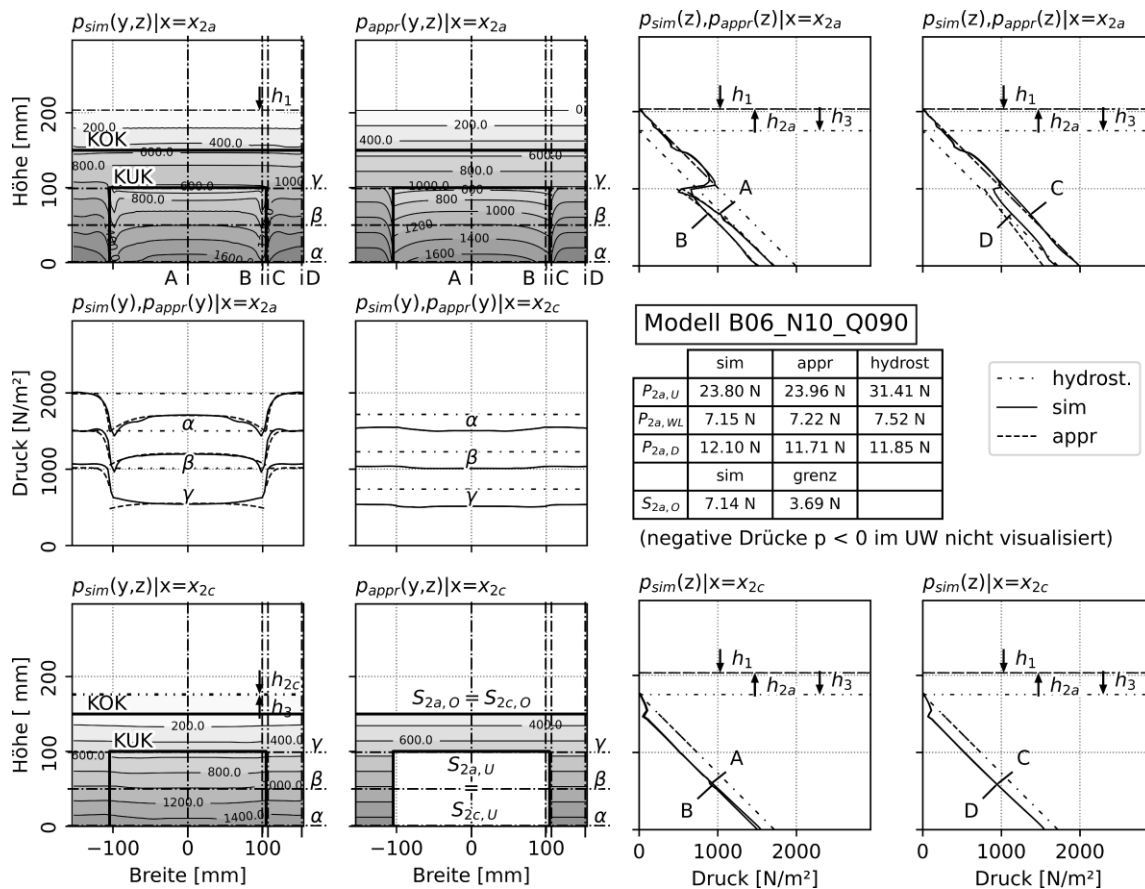
A 2.33 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N08



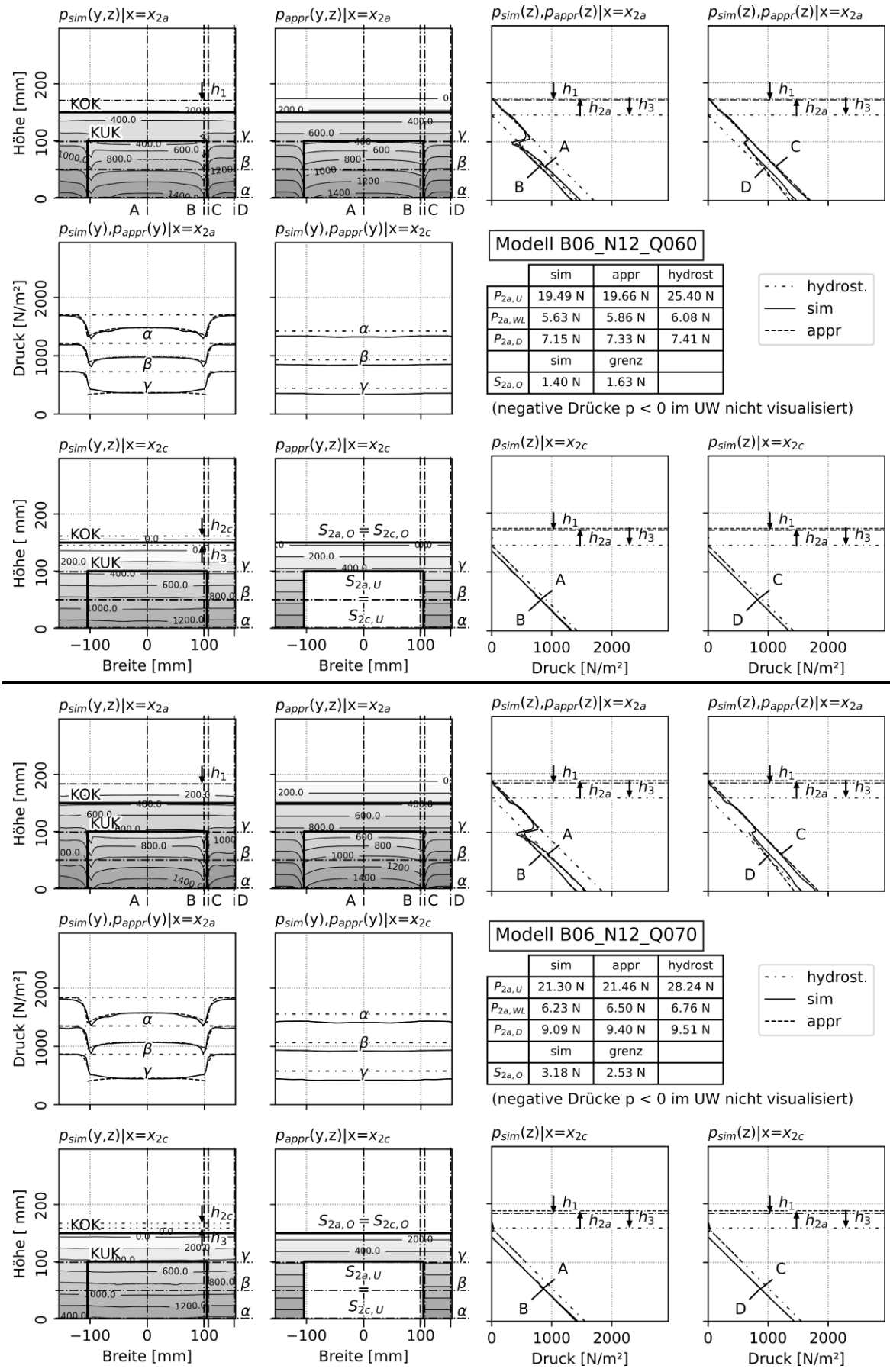


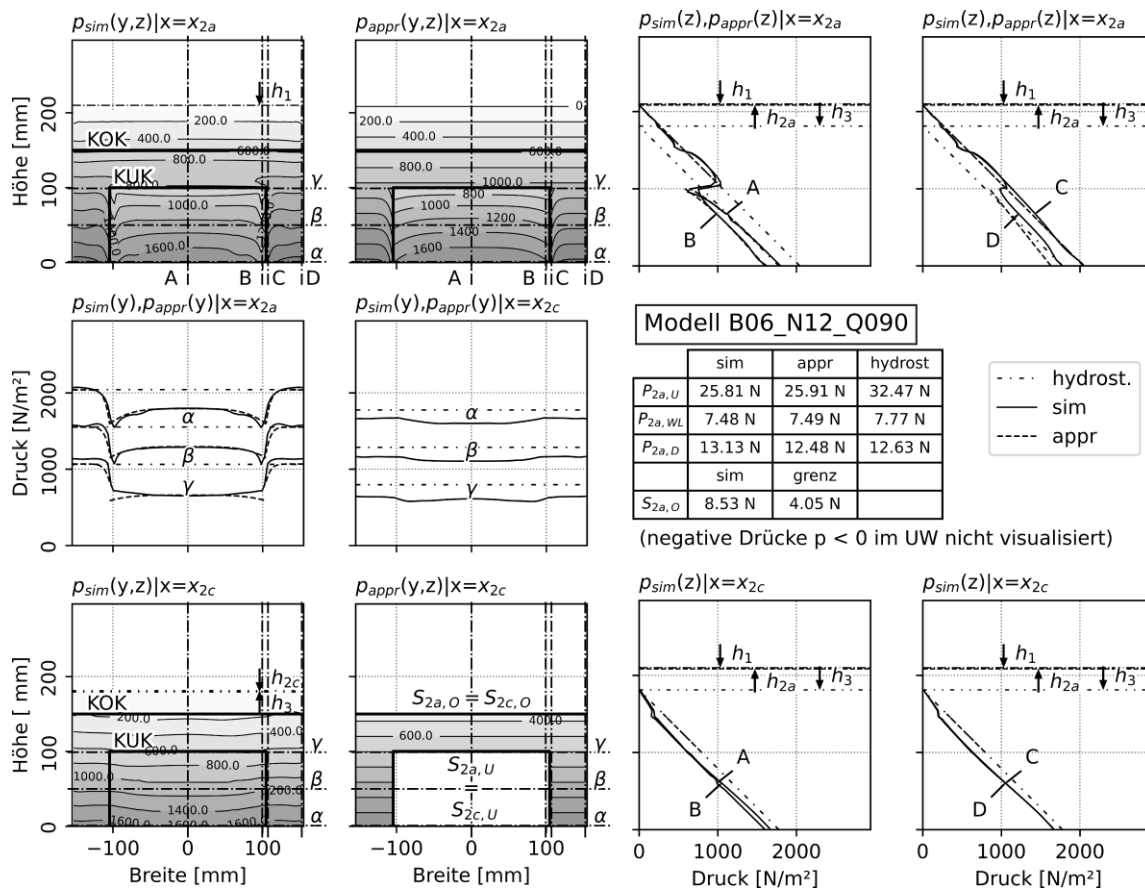
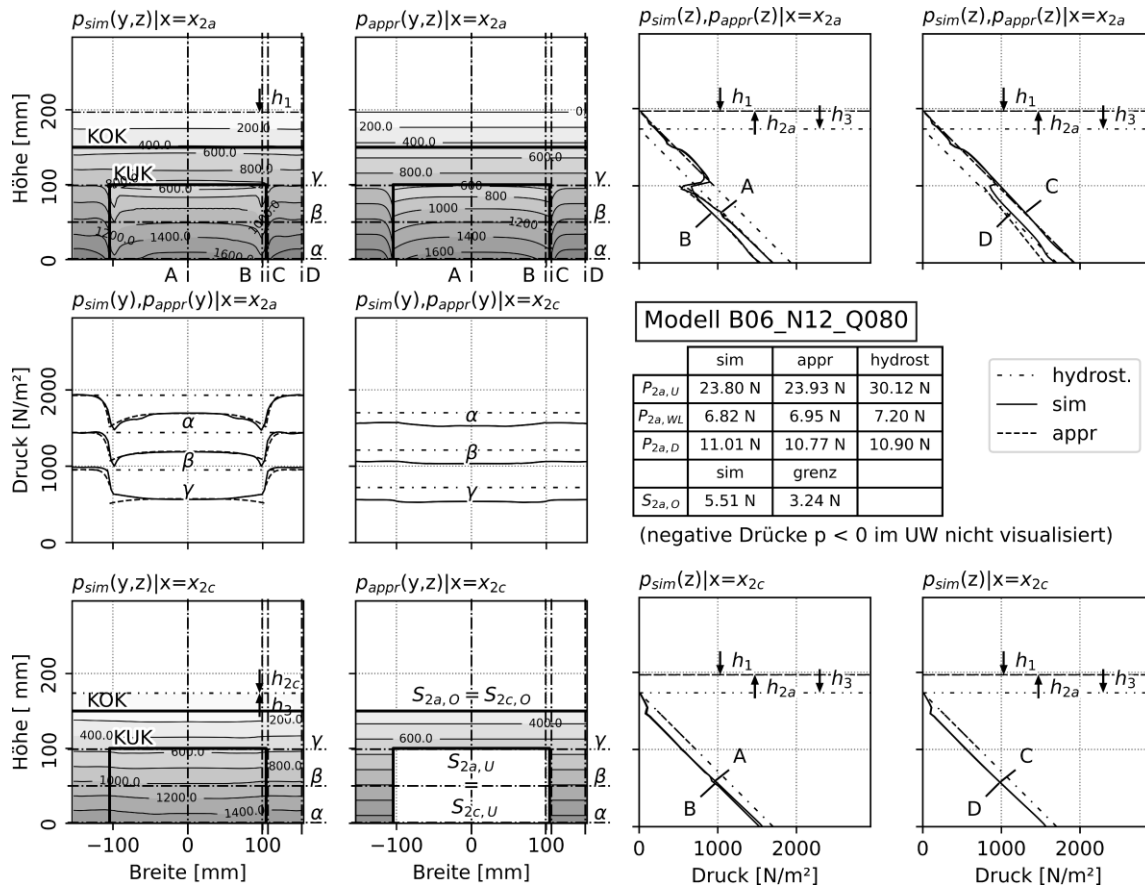
A 2.34 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N10



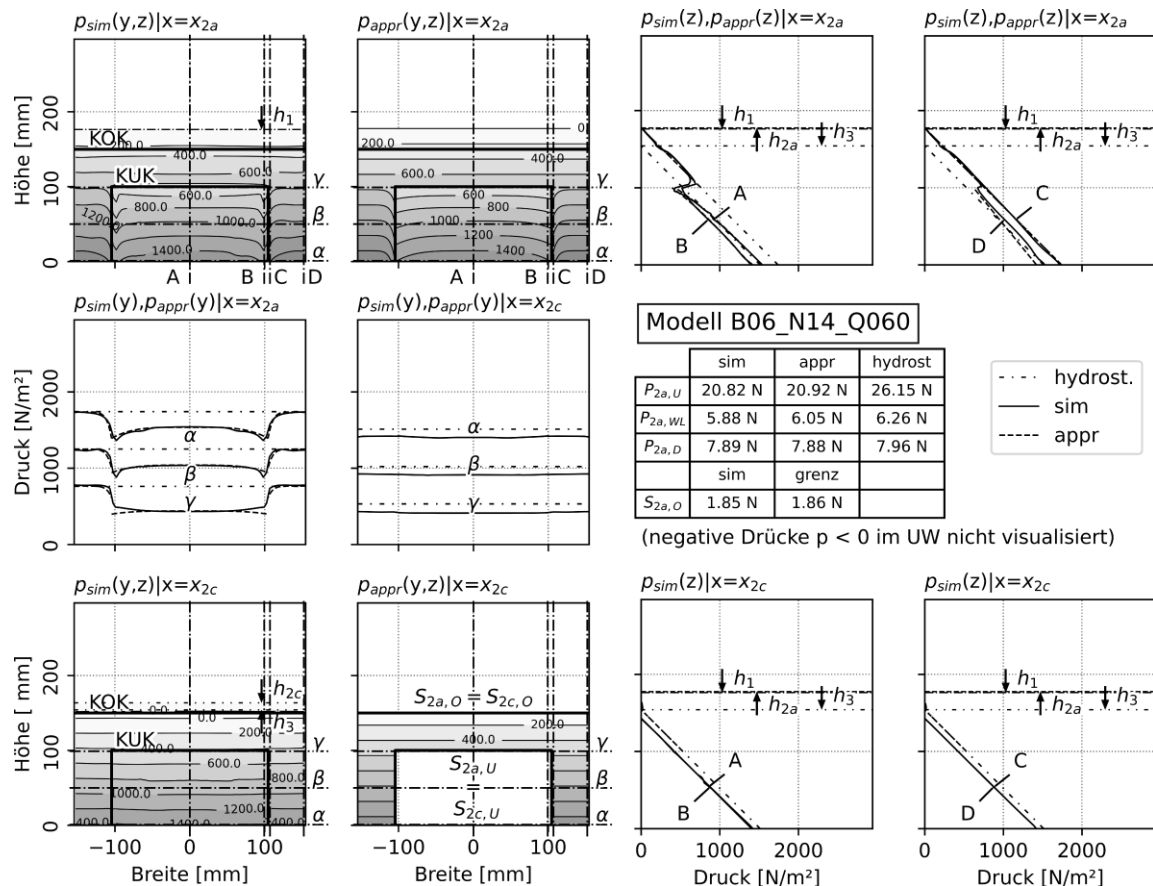
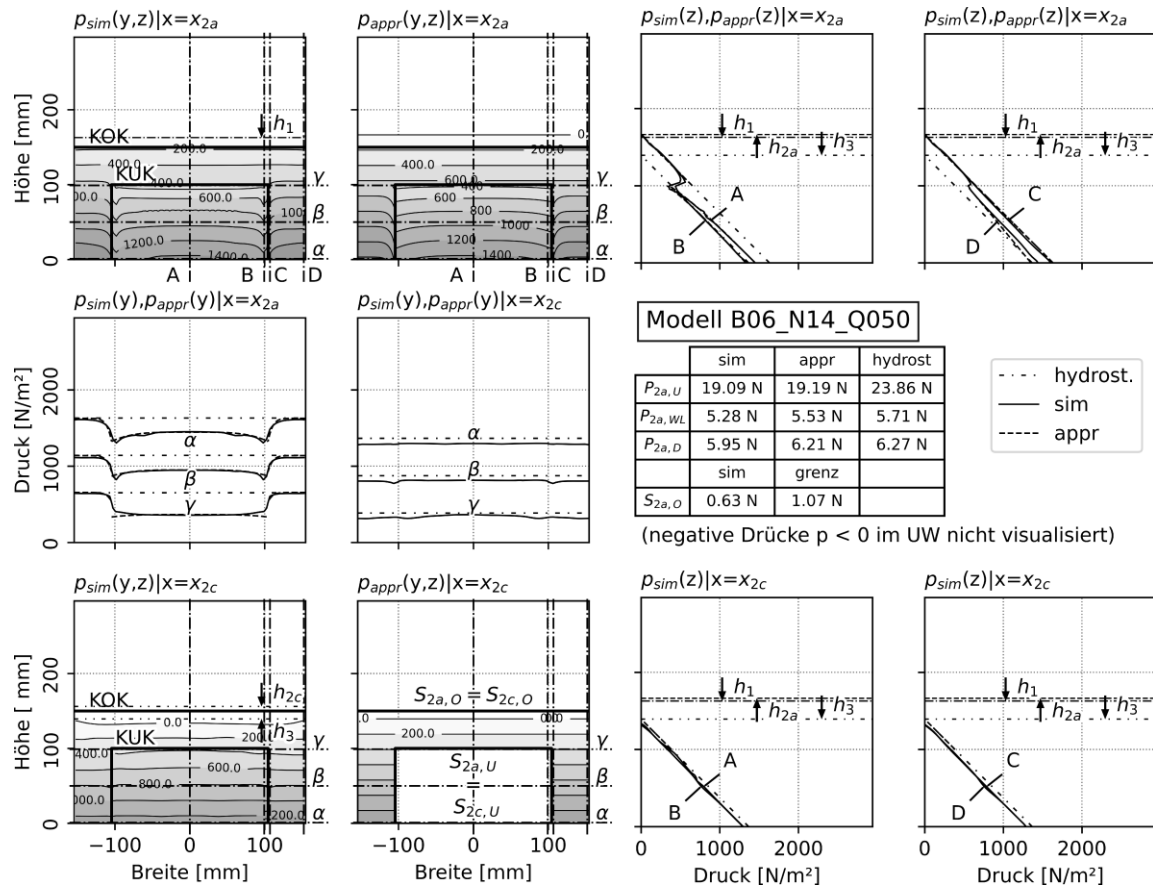


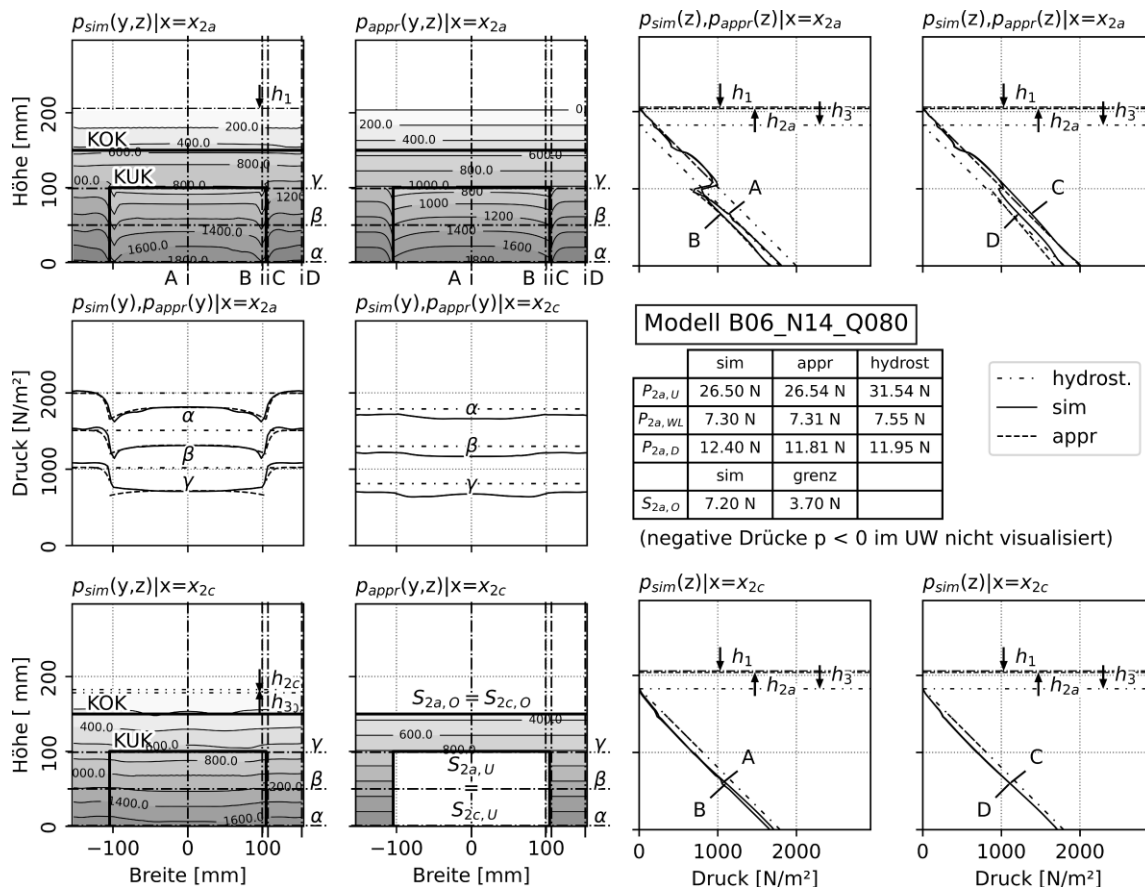
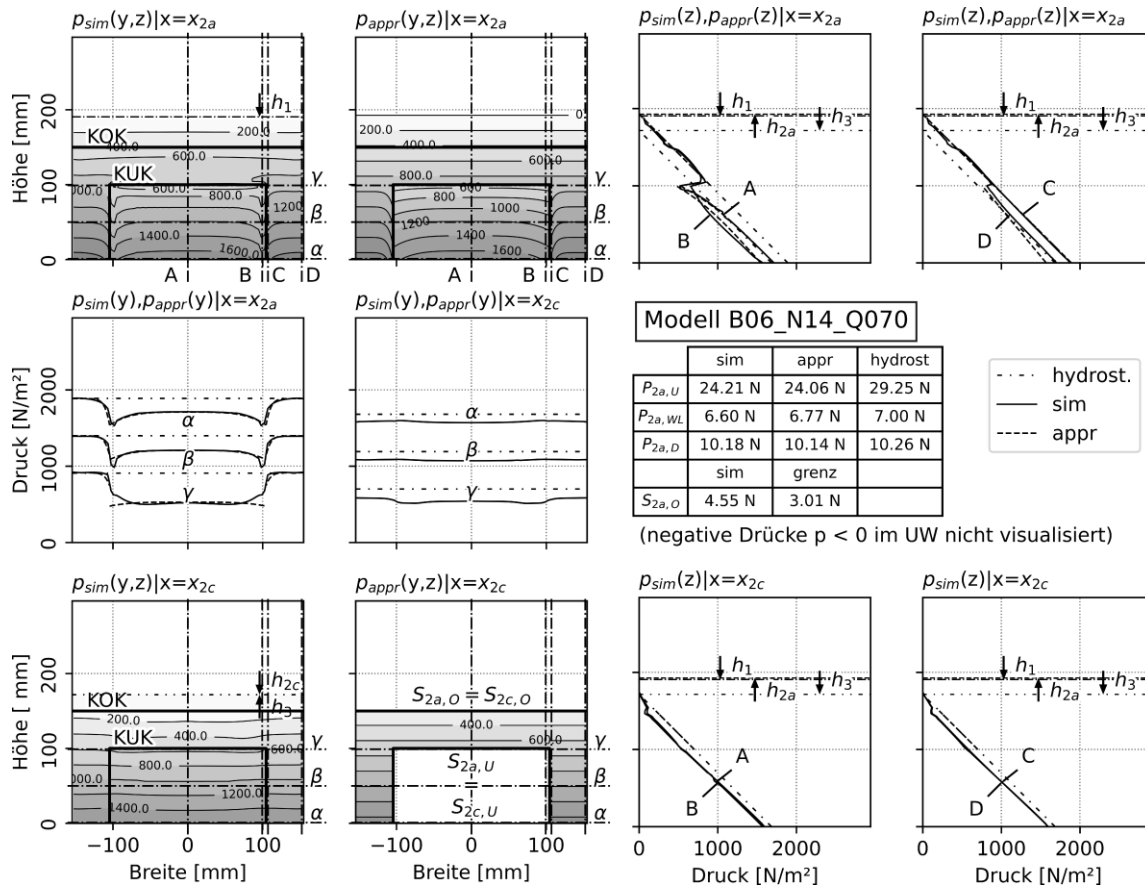
A 2.35 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N12

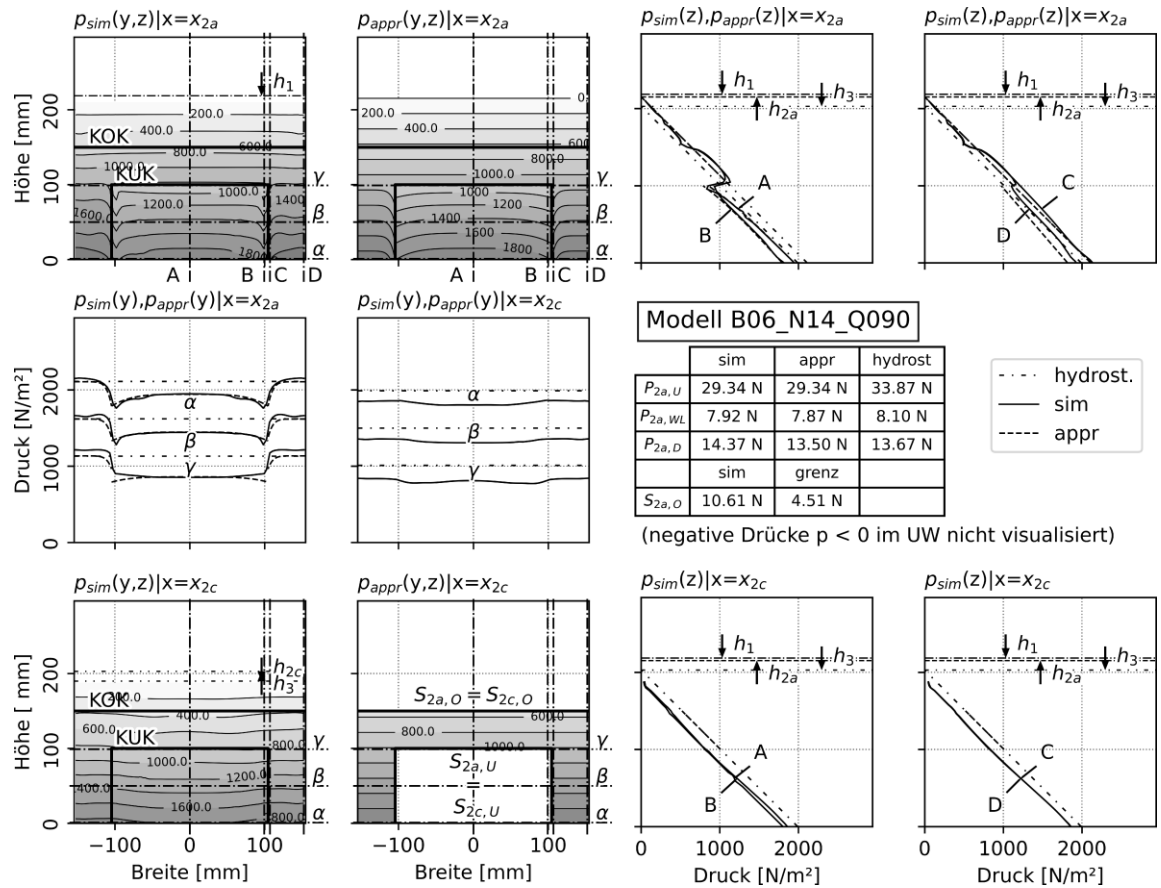




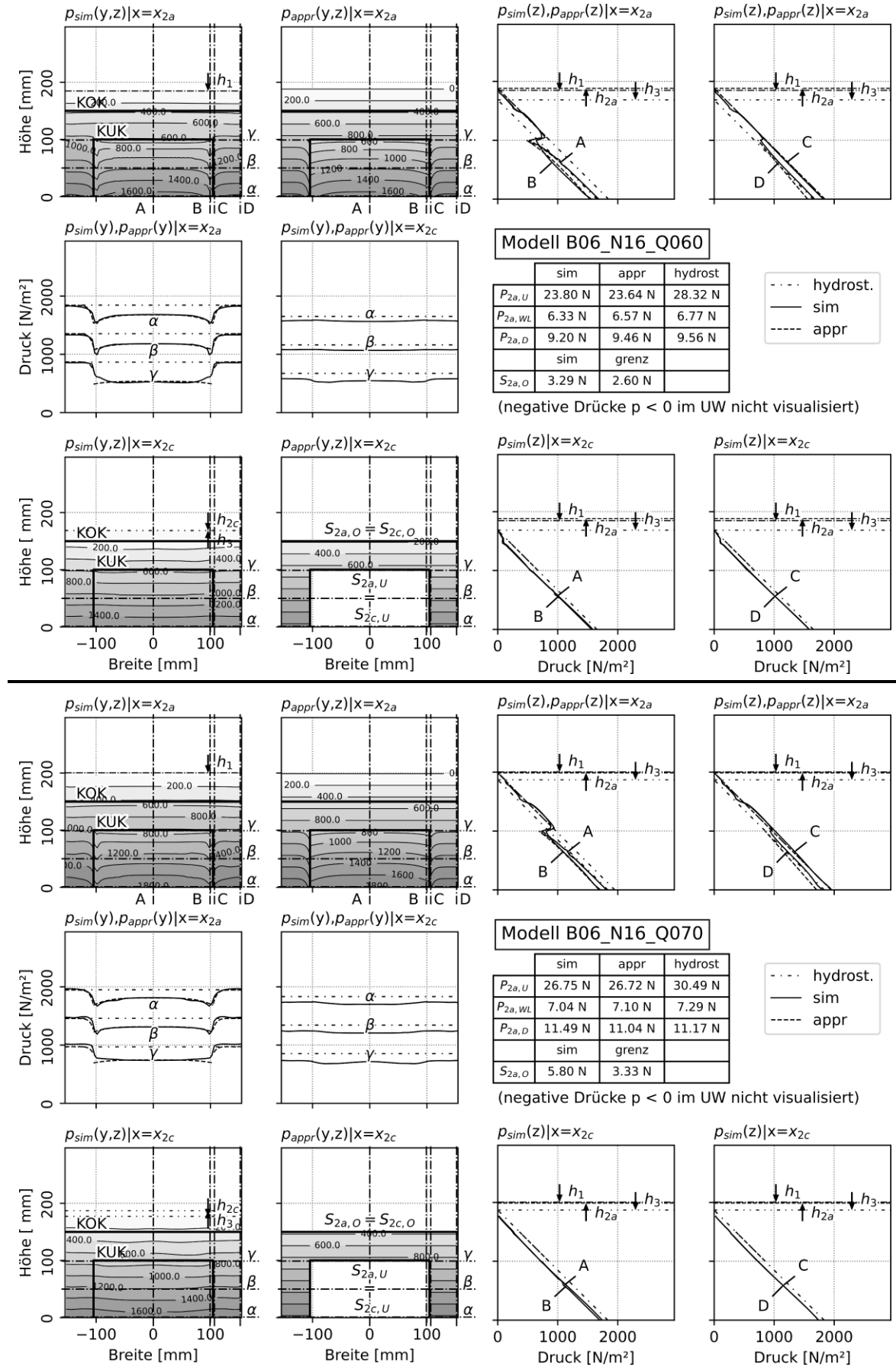
A 2.36 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N14

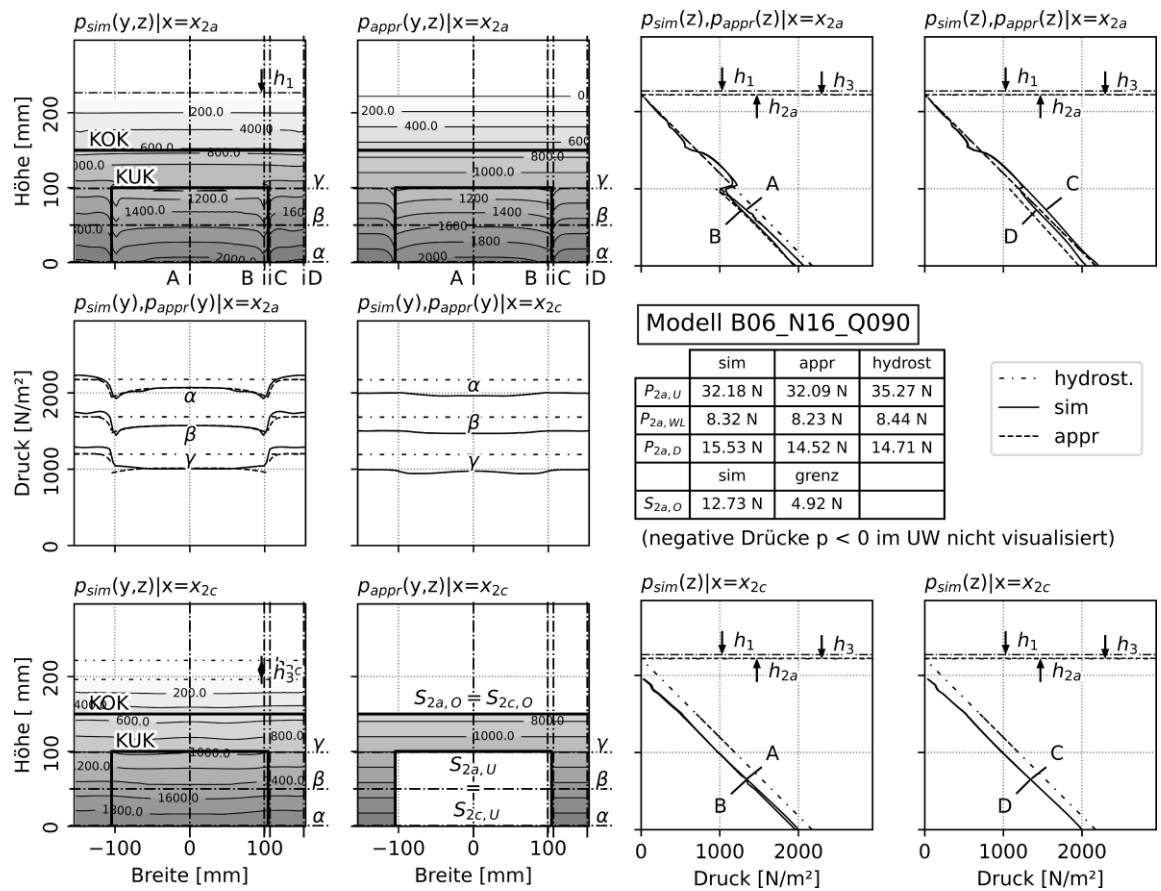
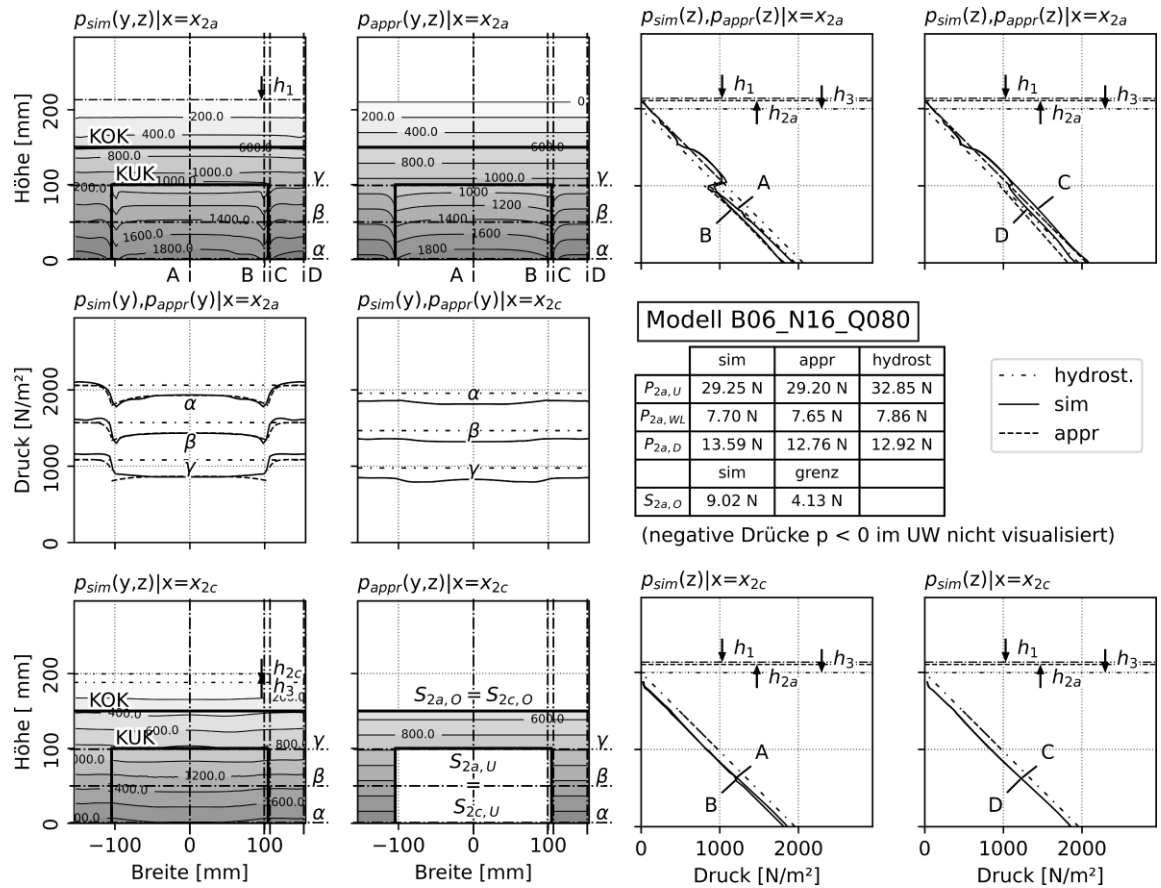




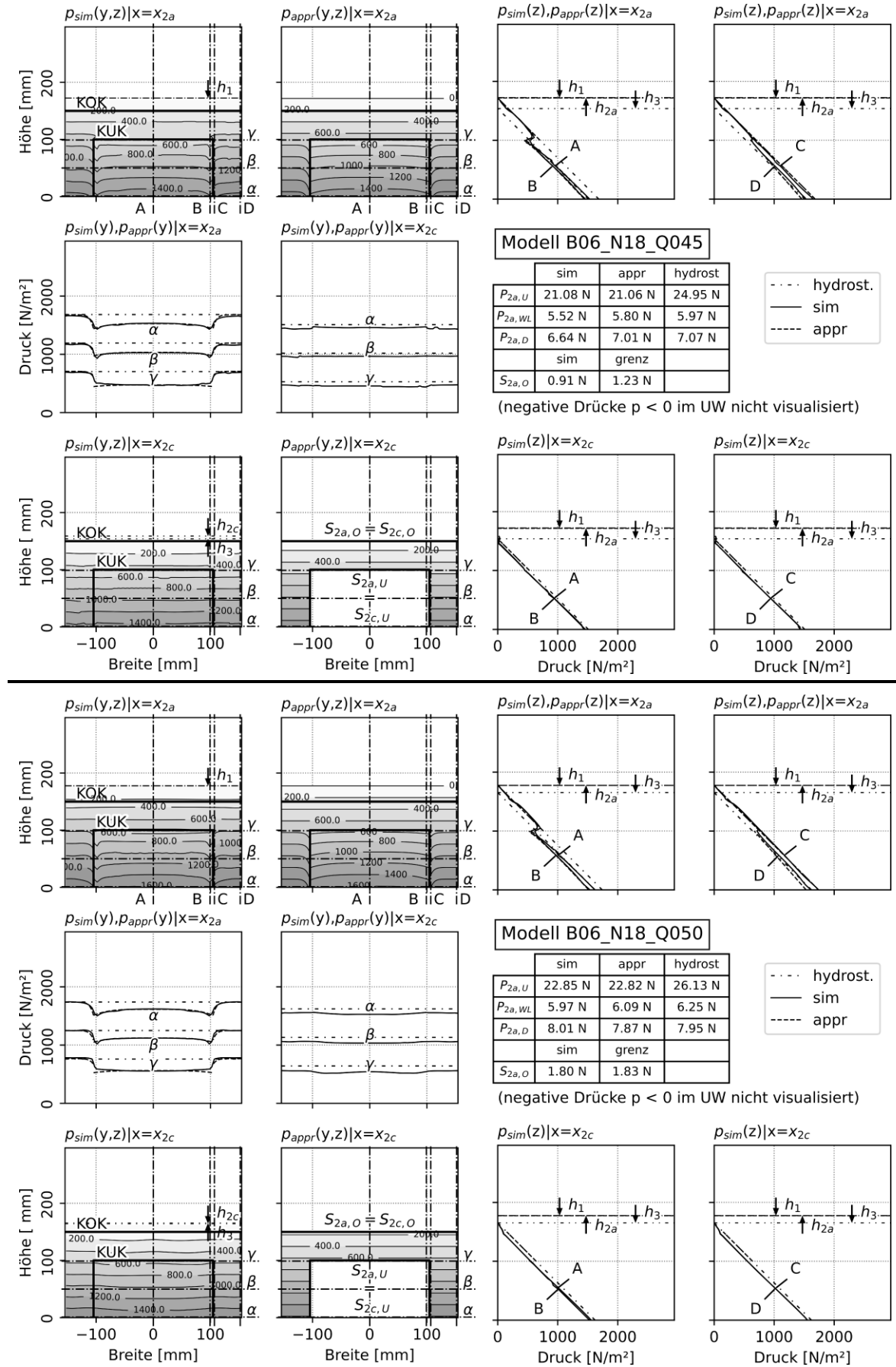


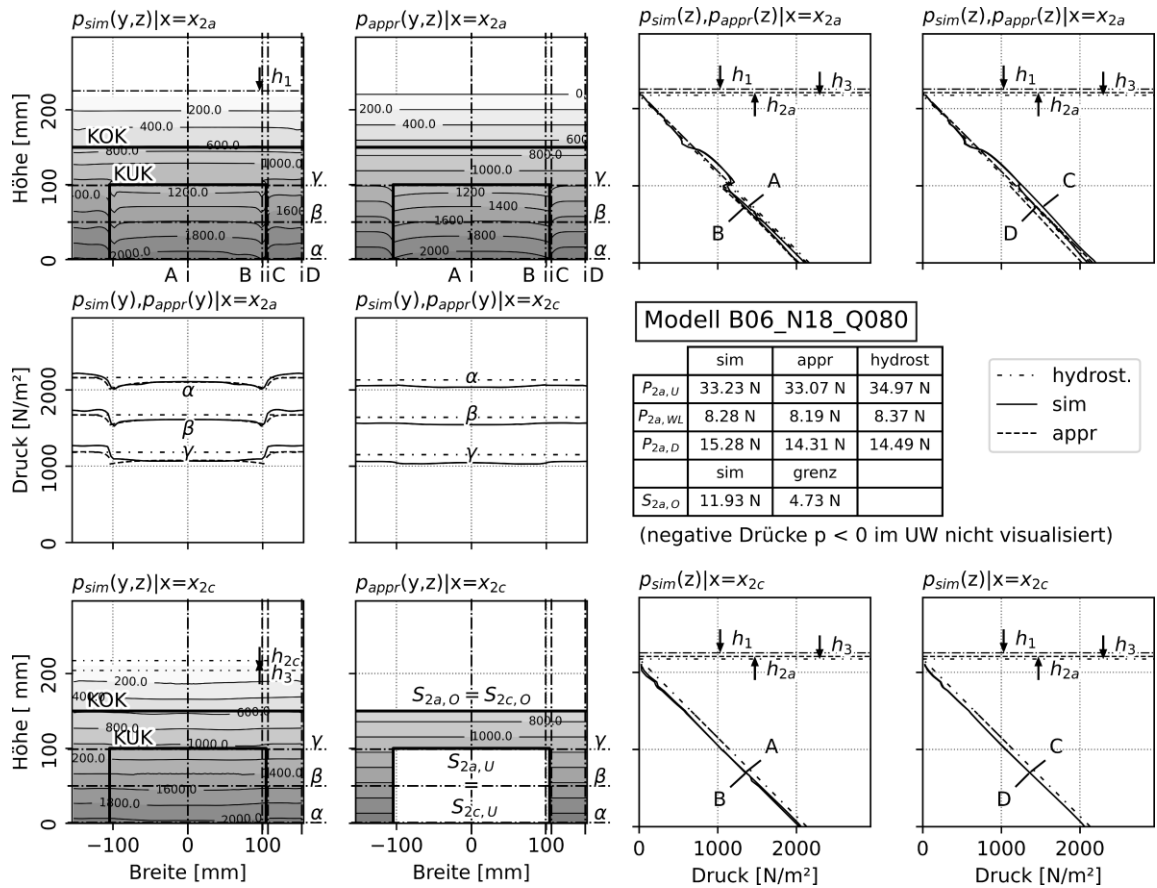
A 2.37 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N16



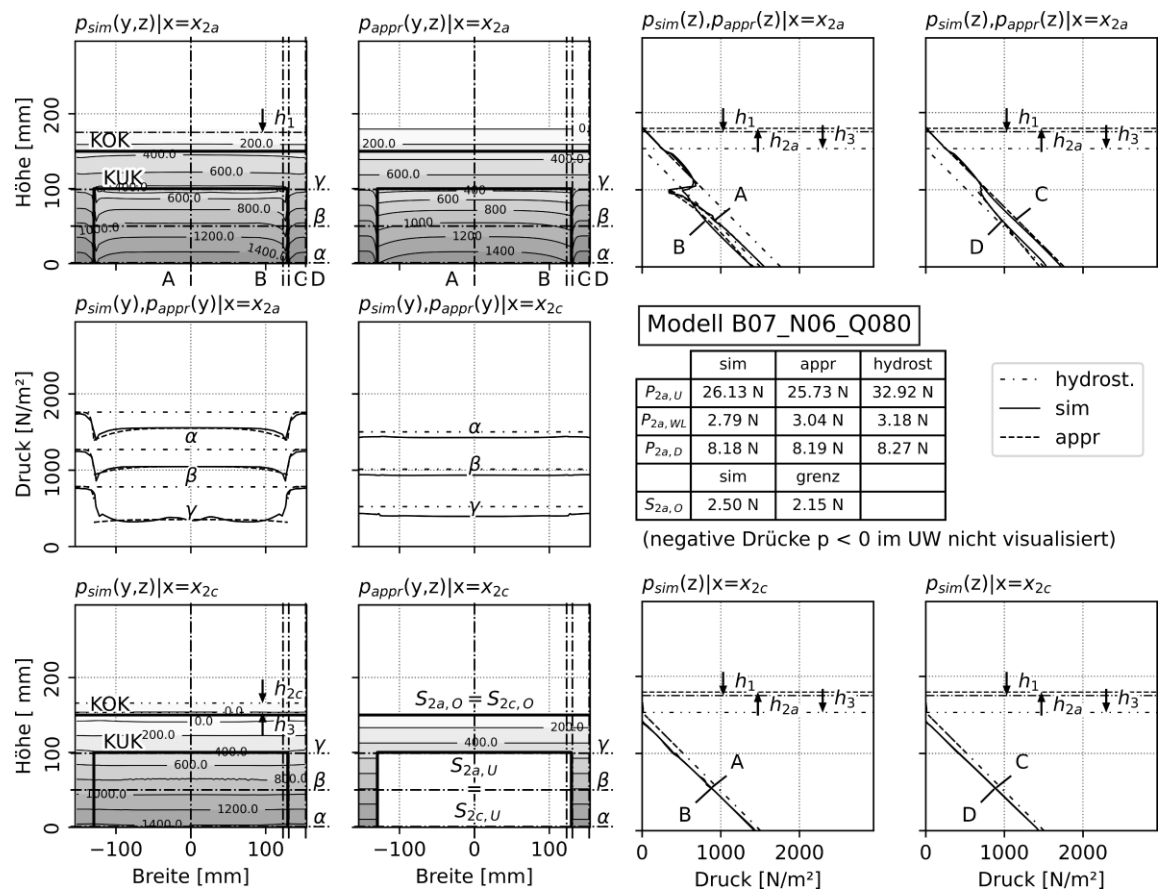
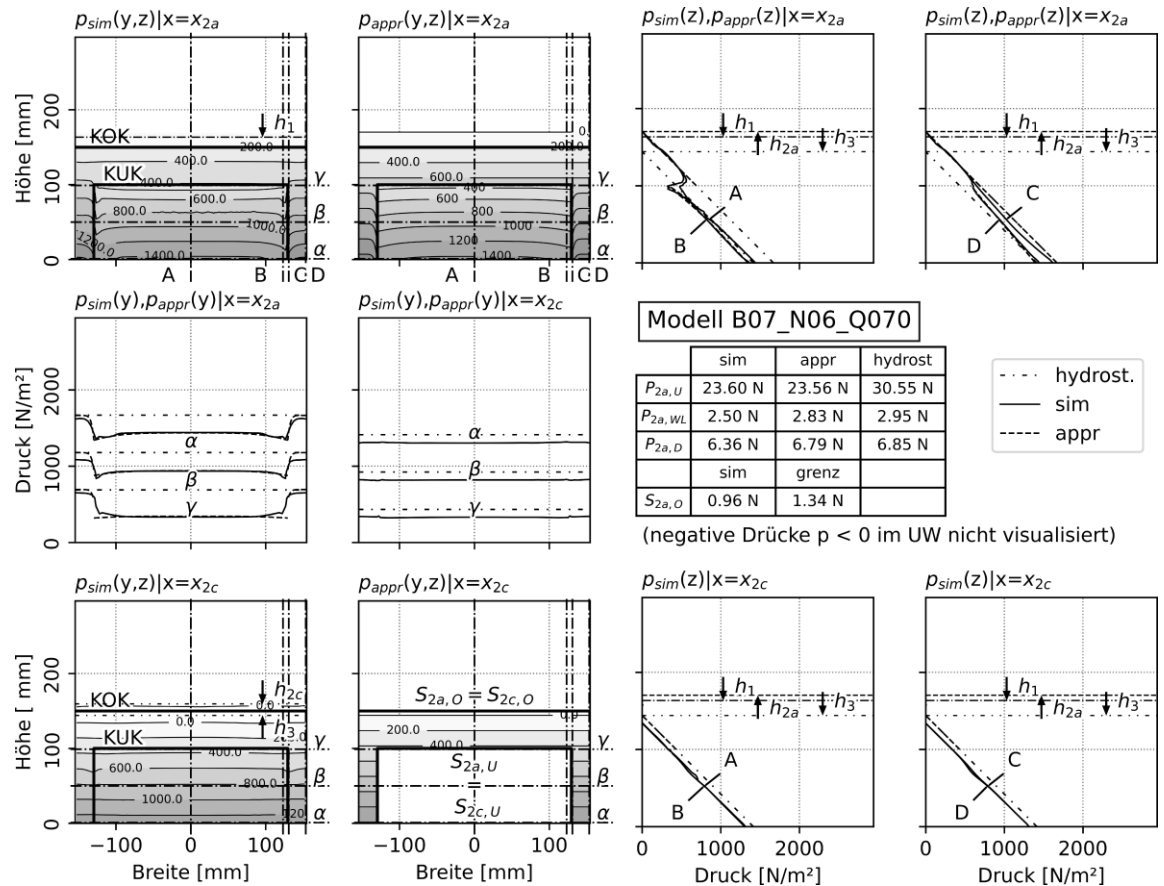


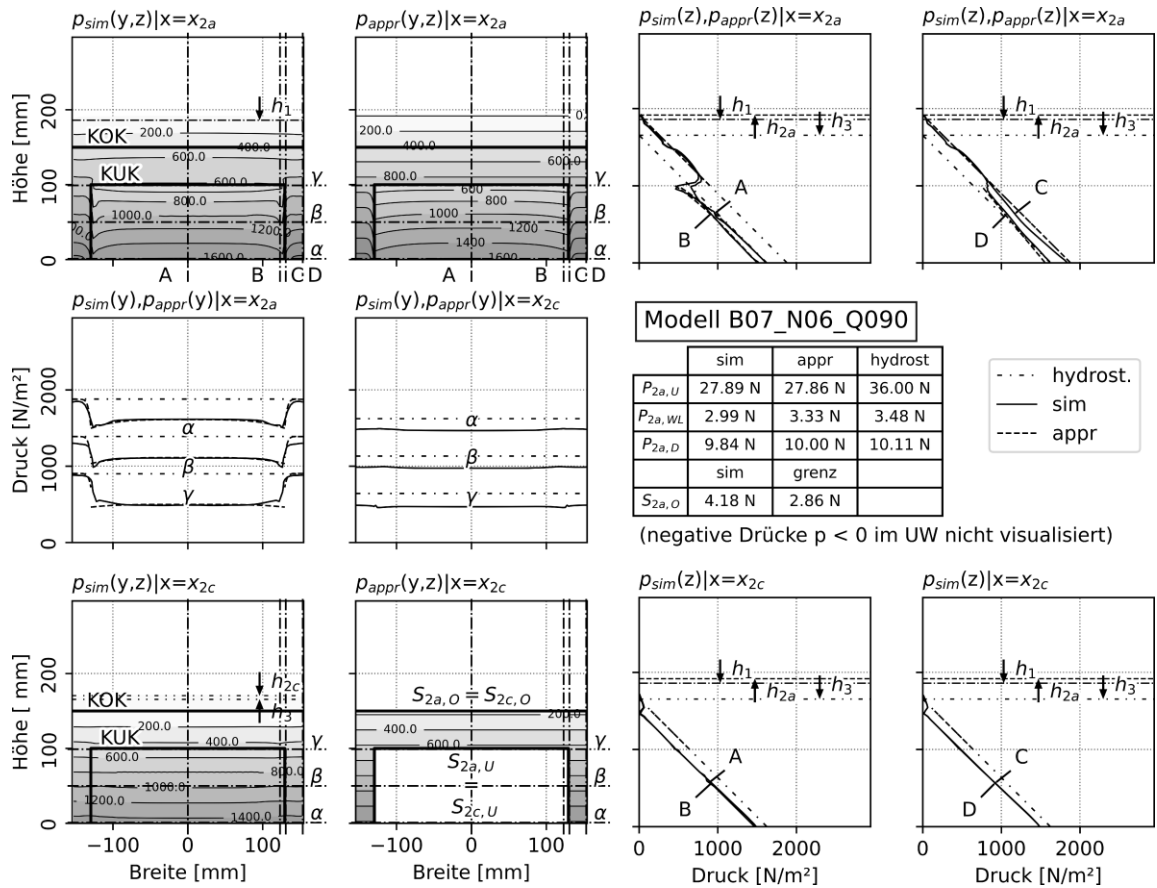
A 2.38 Druckverteilungen für die Modelltests B06_N18



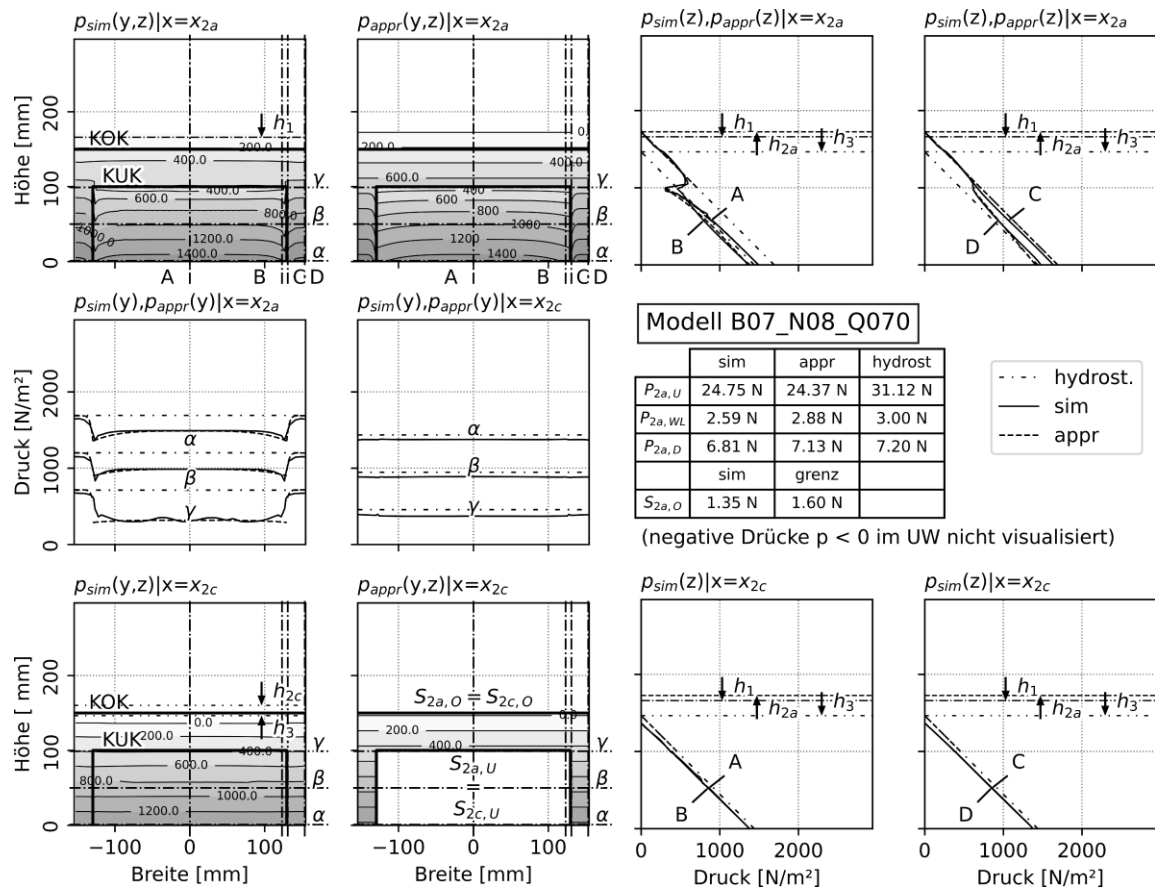
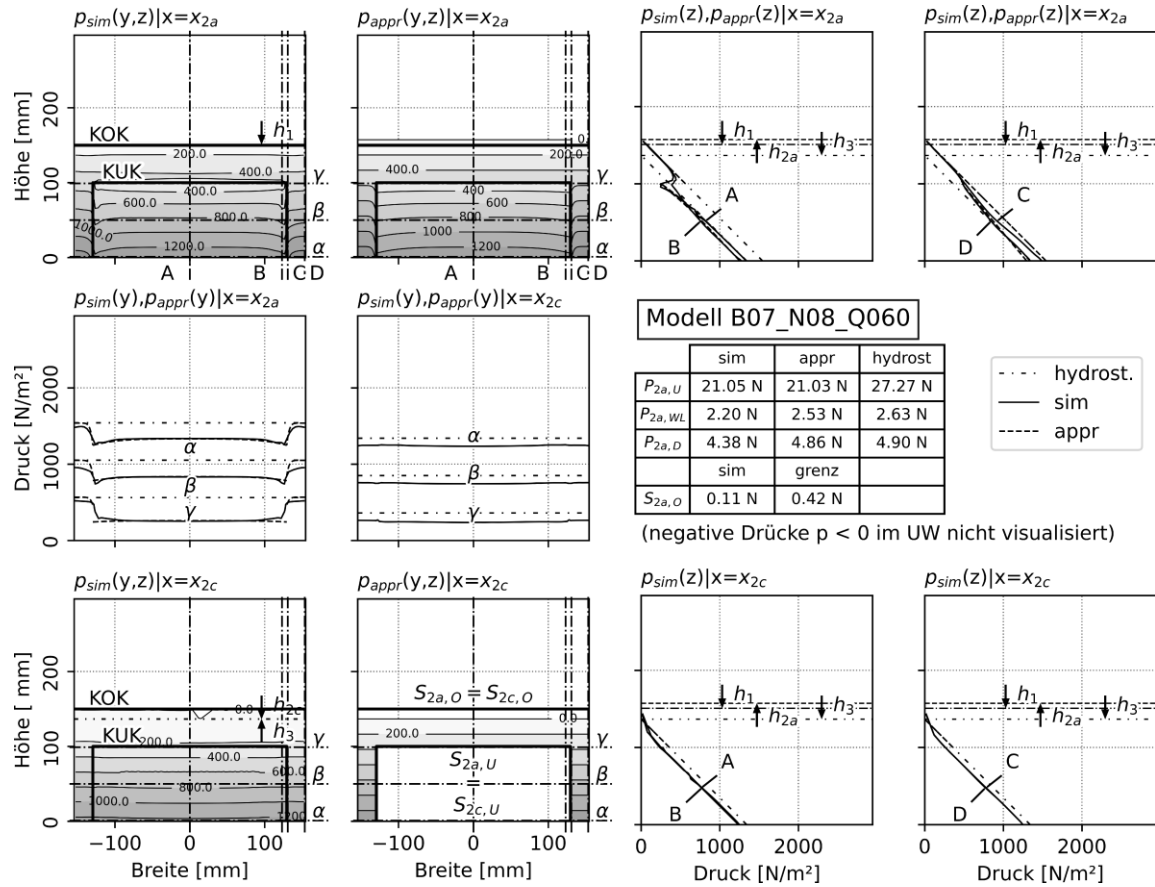


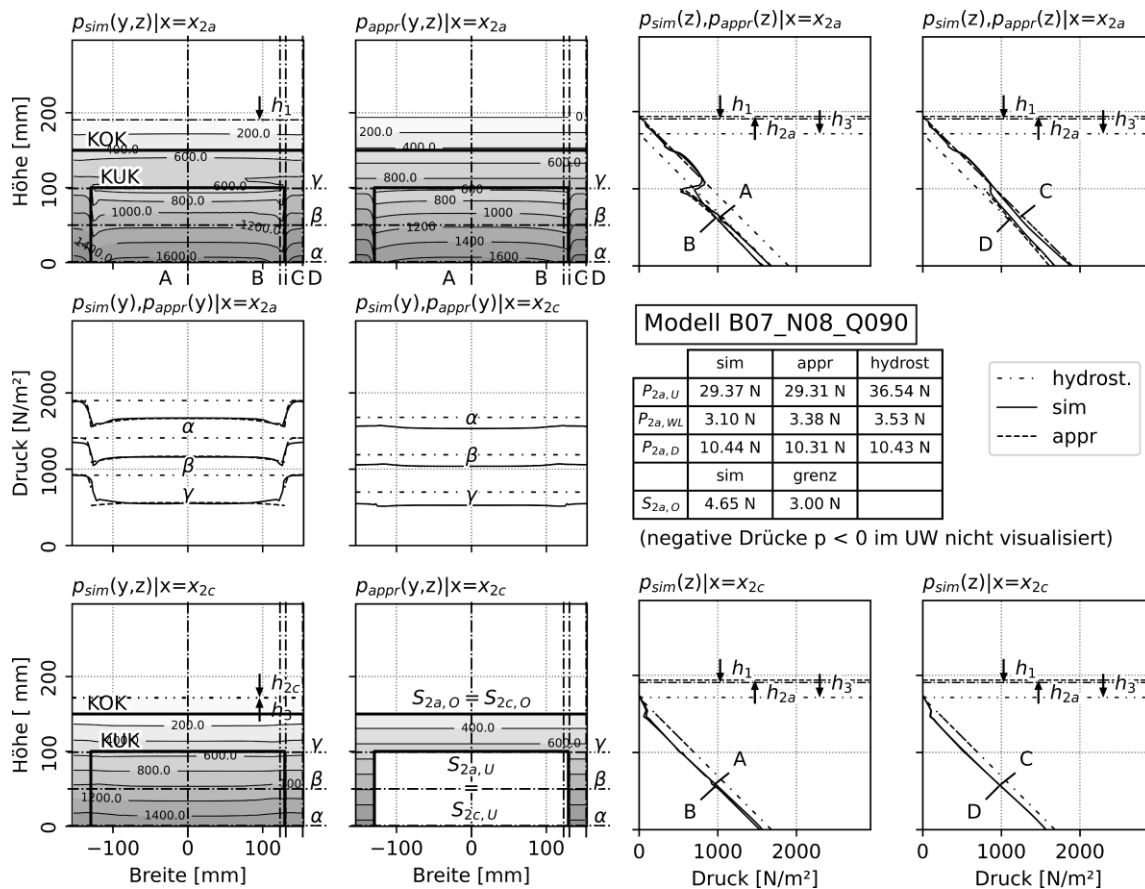
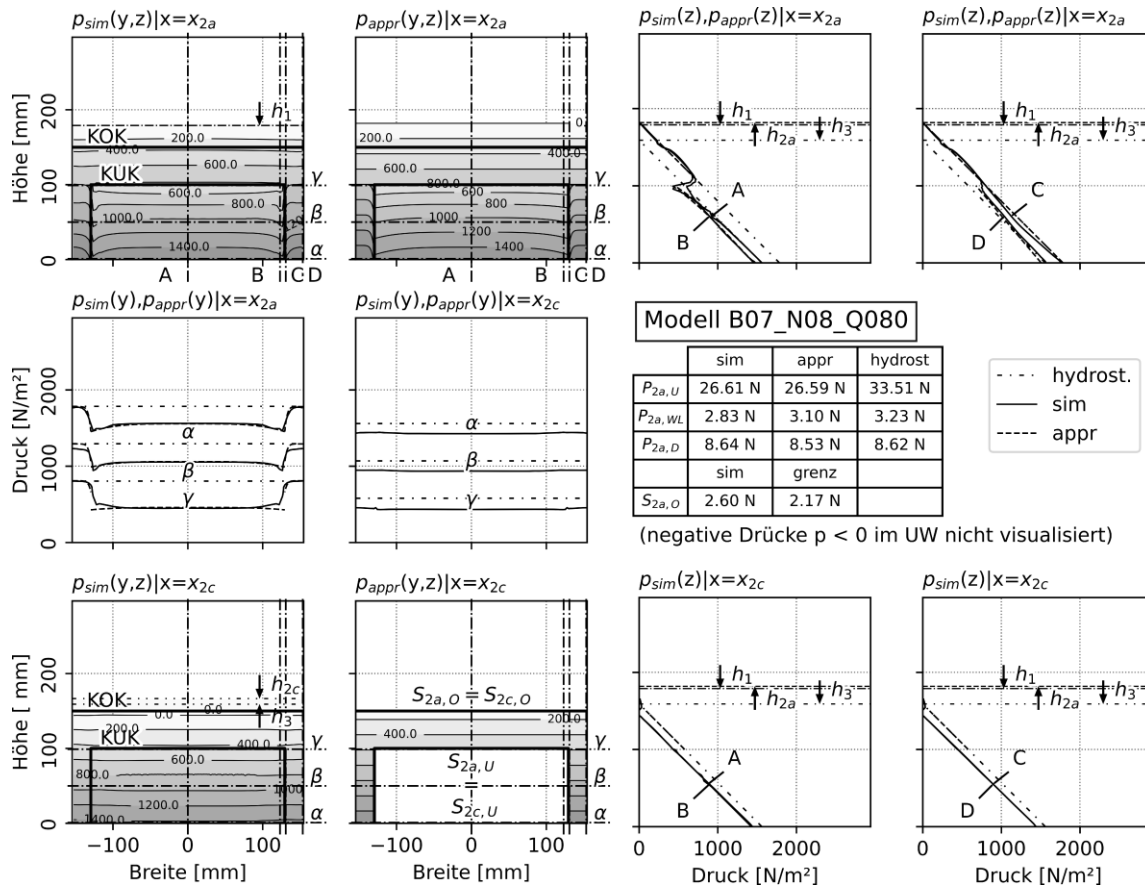
A 2.39 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N06

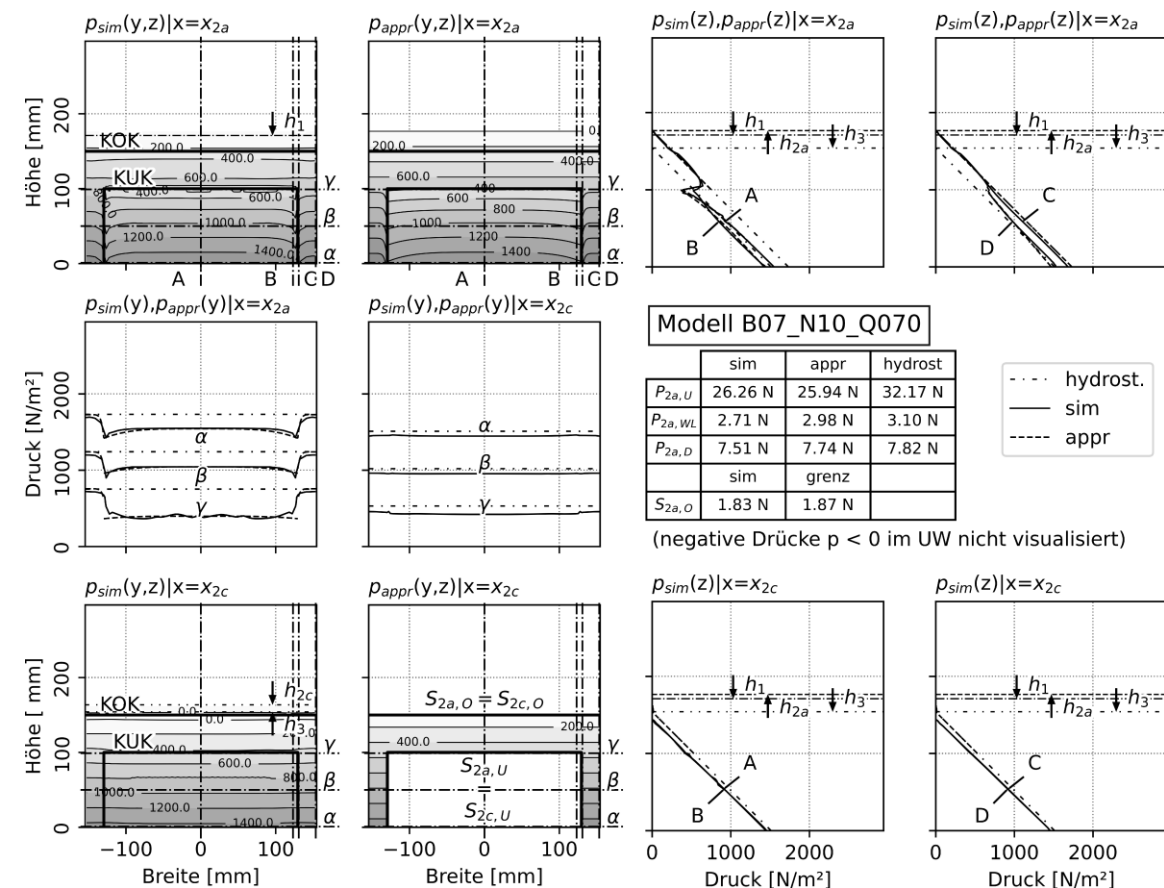


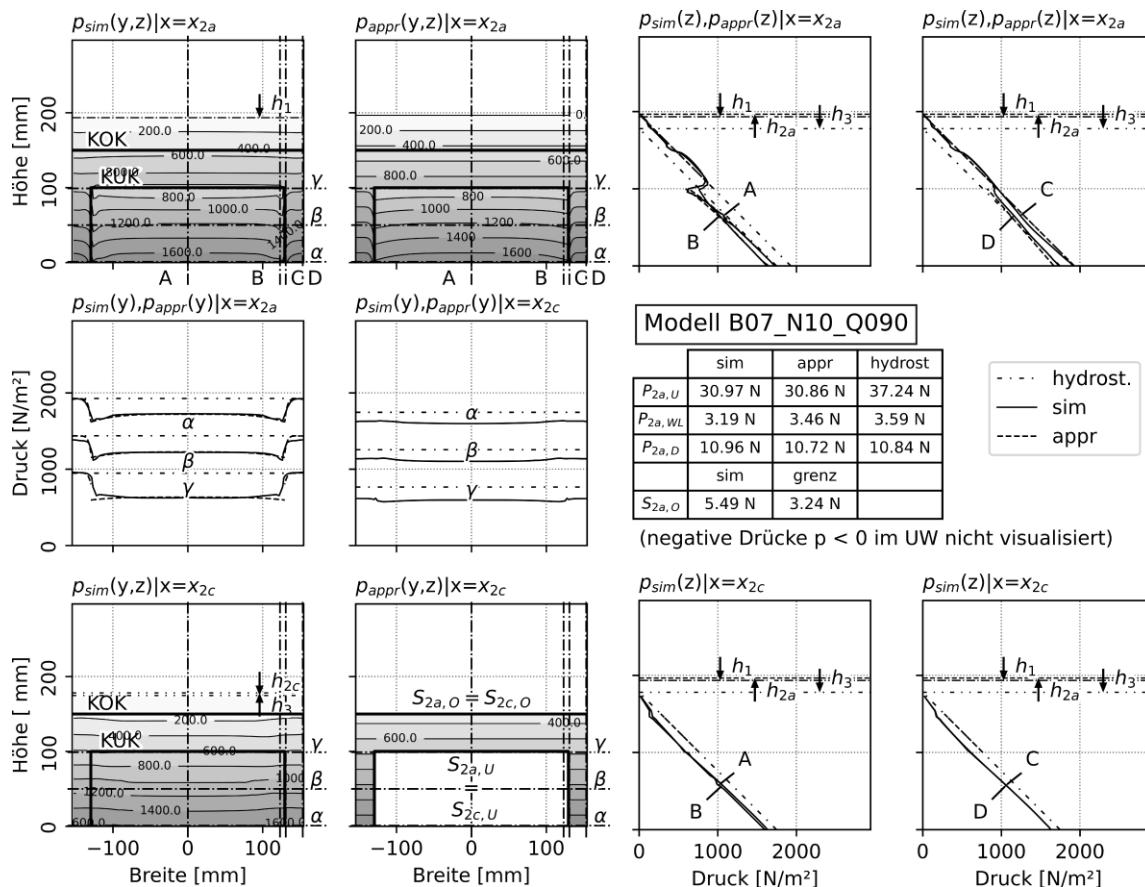
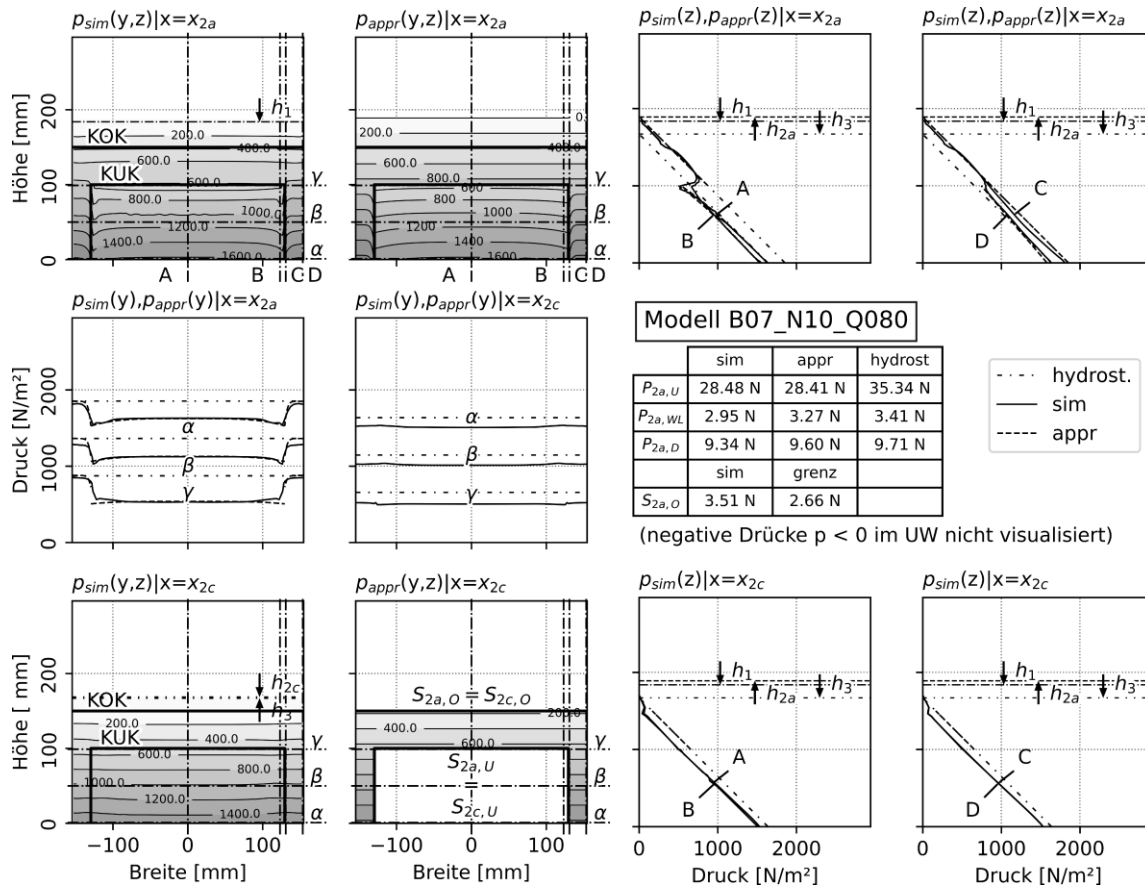


A 2.40 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N08

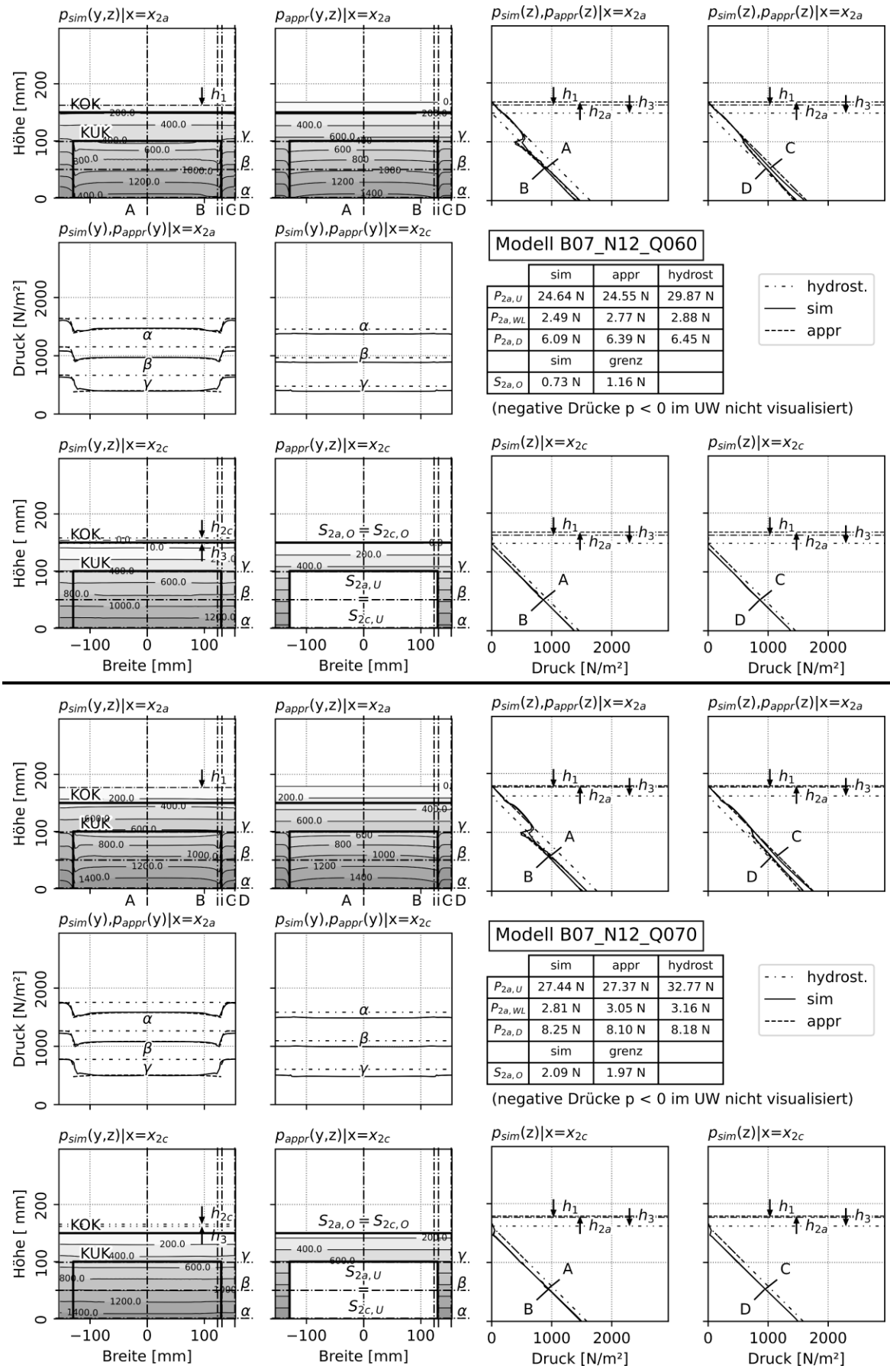


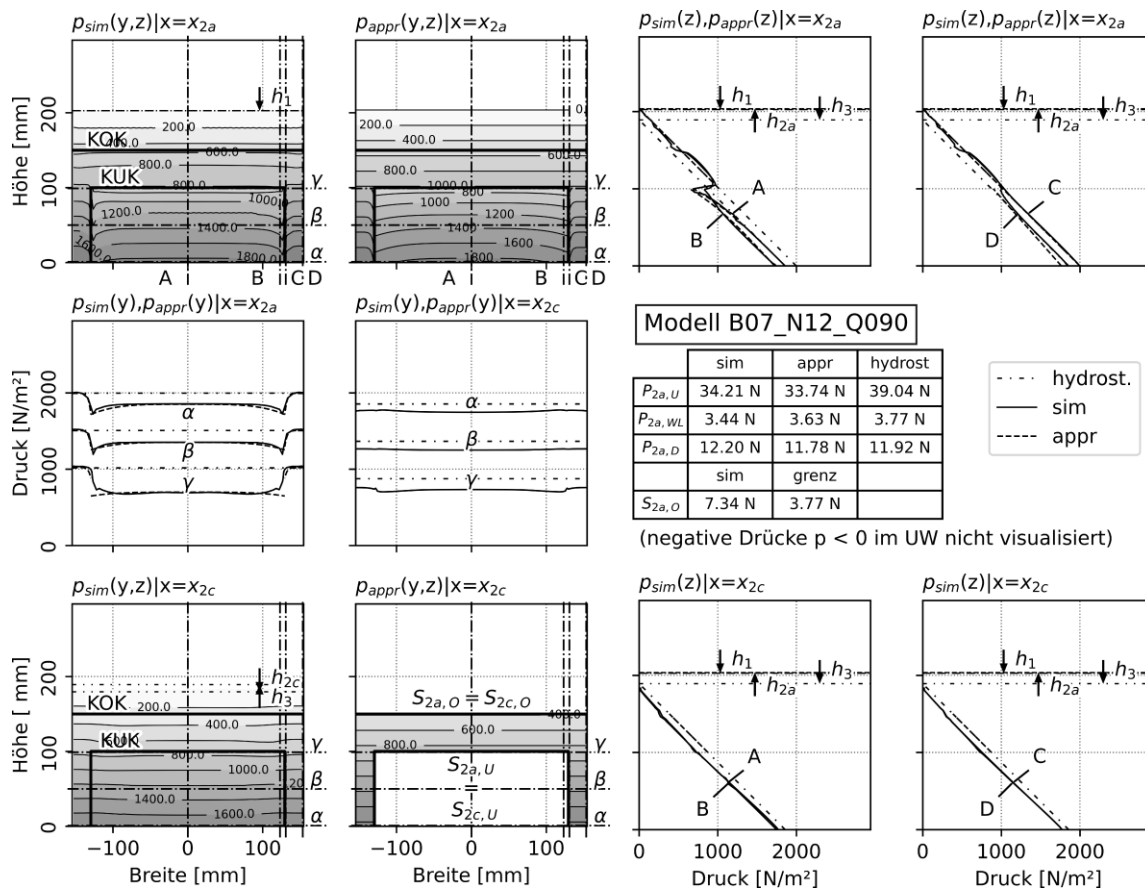
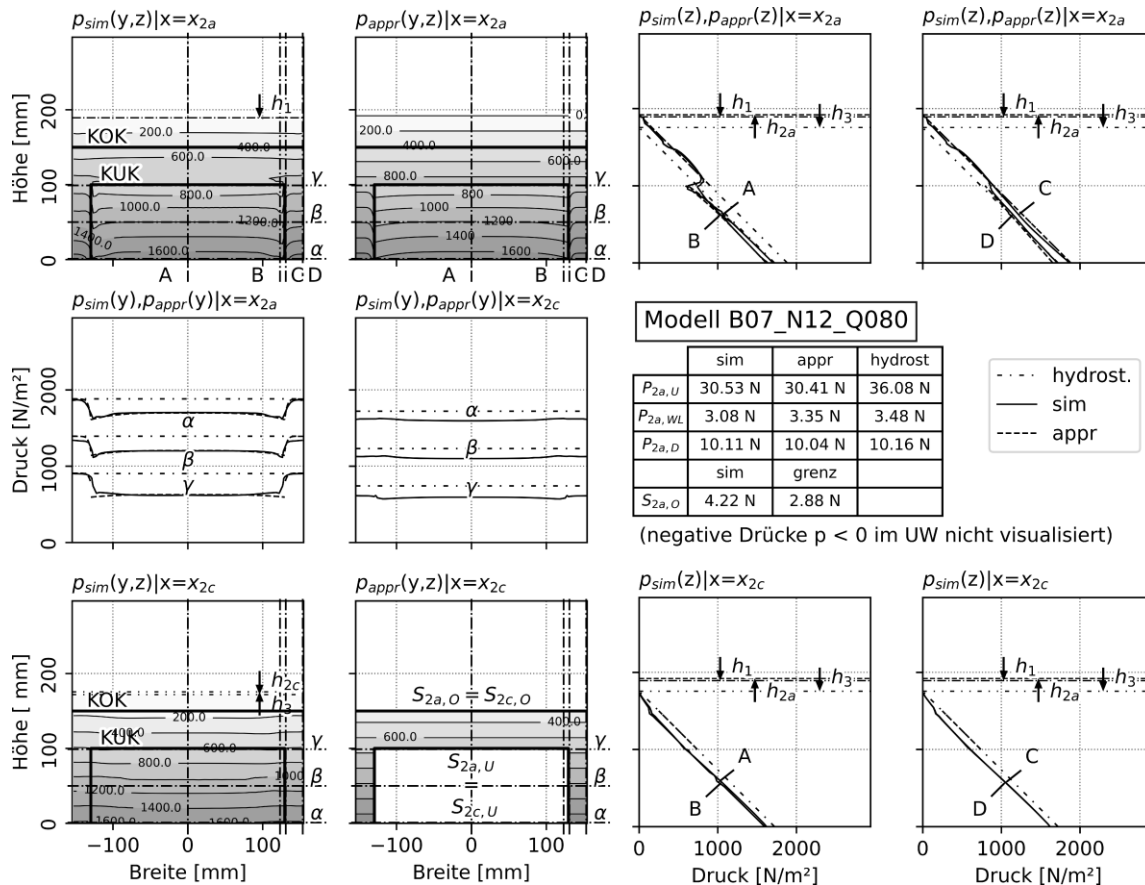




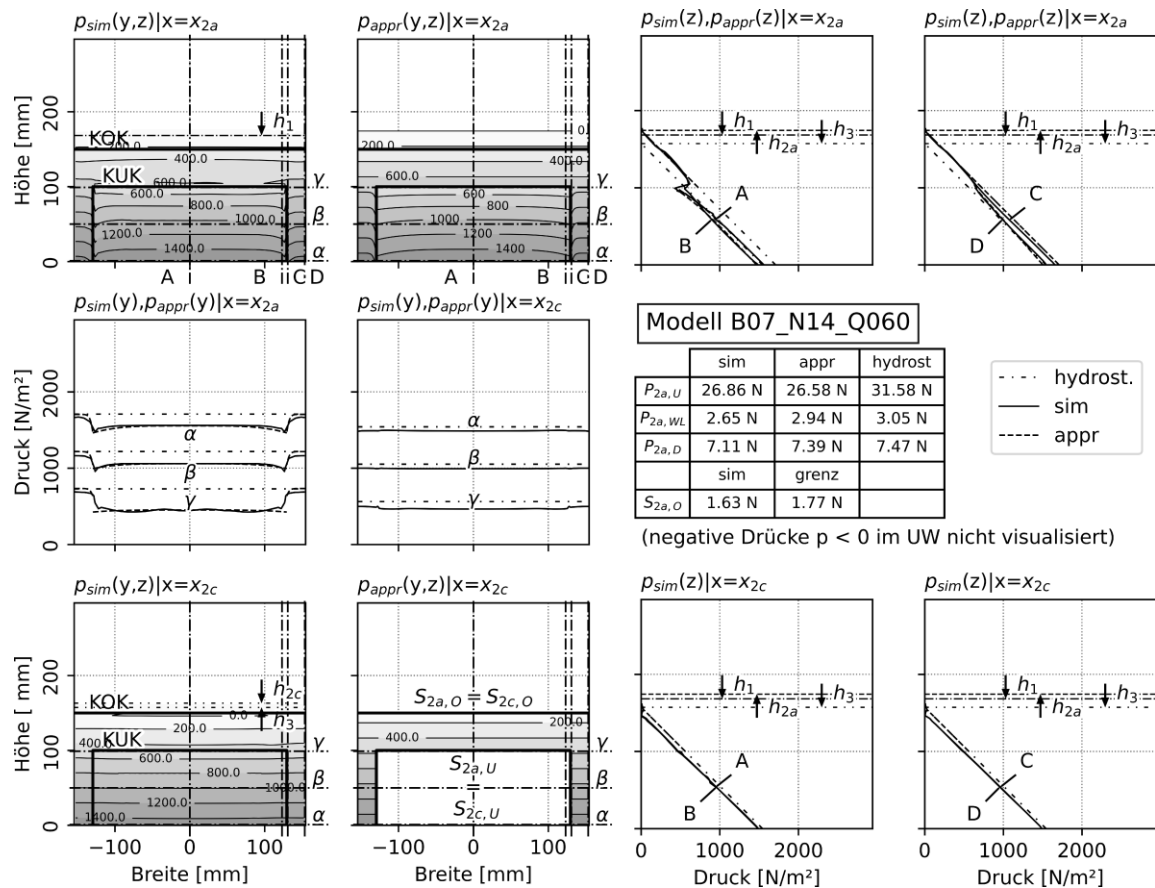
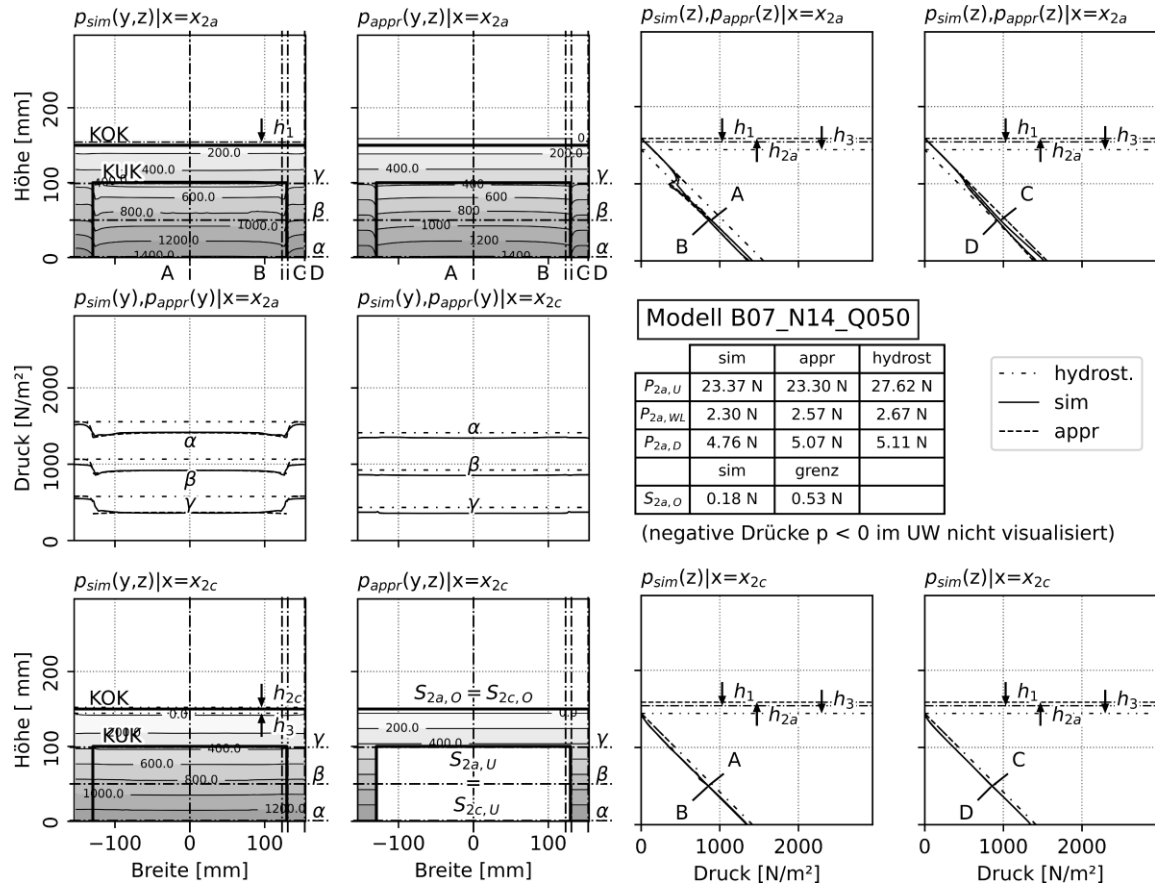


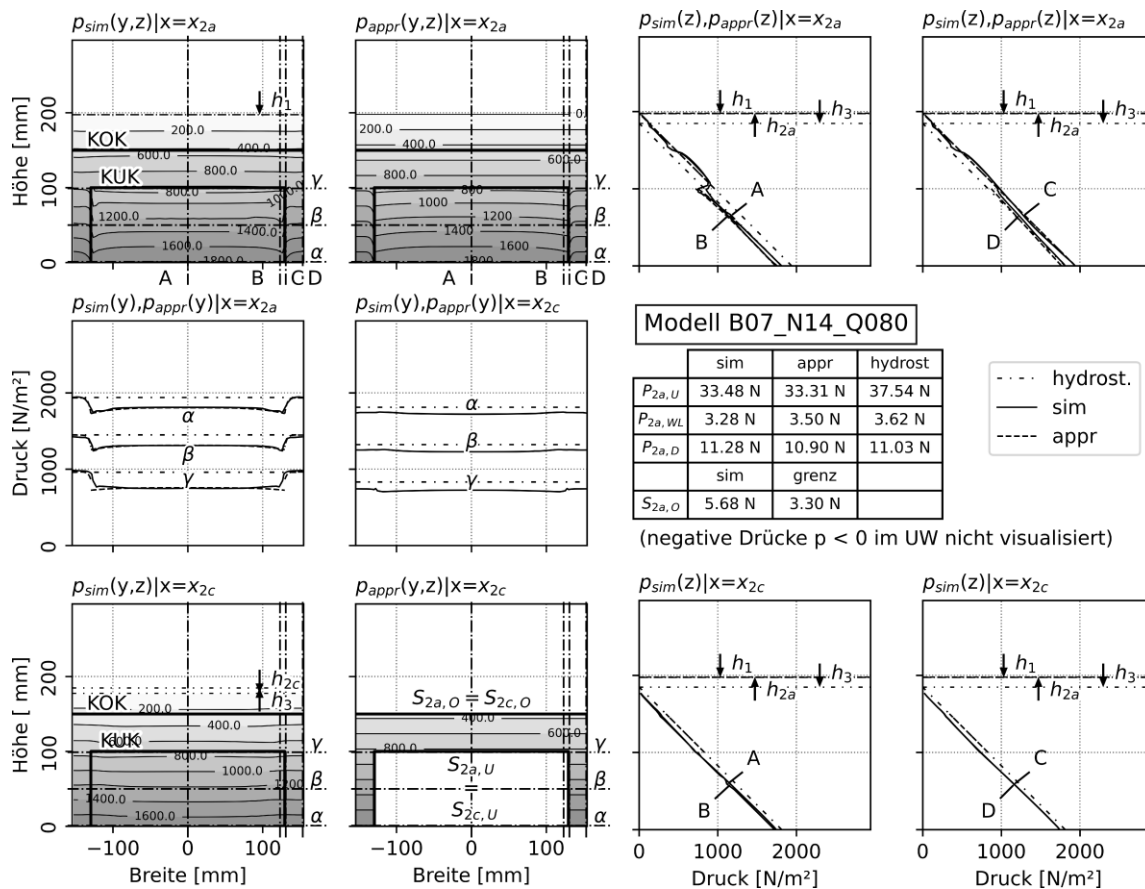
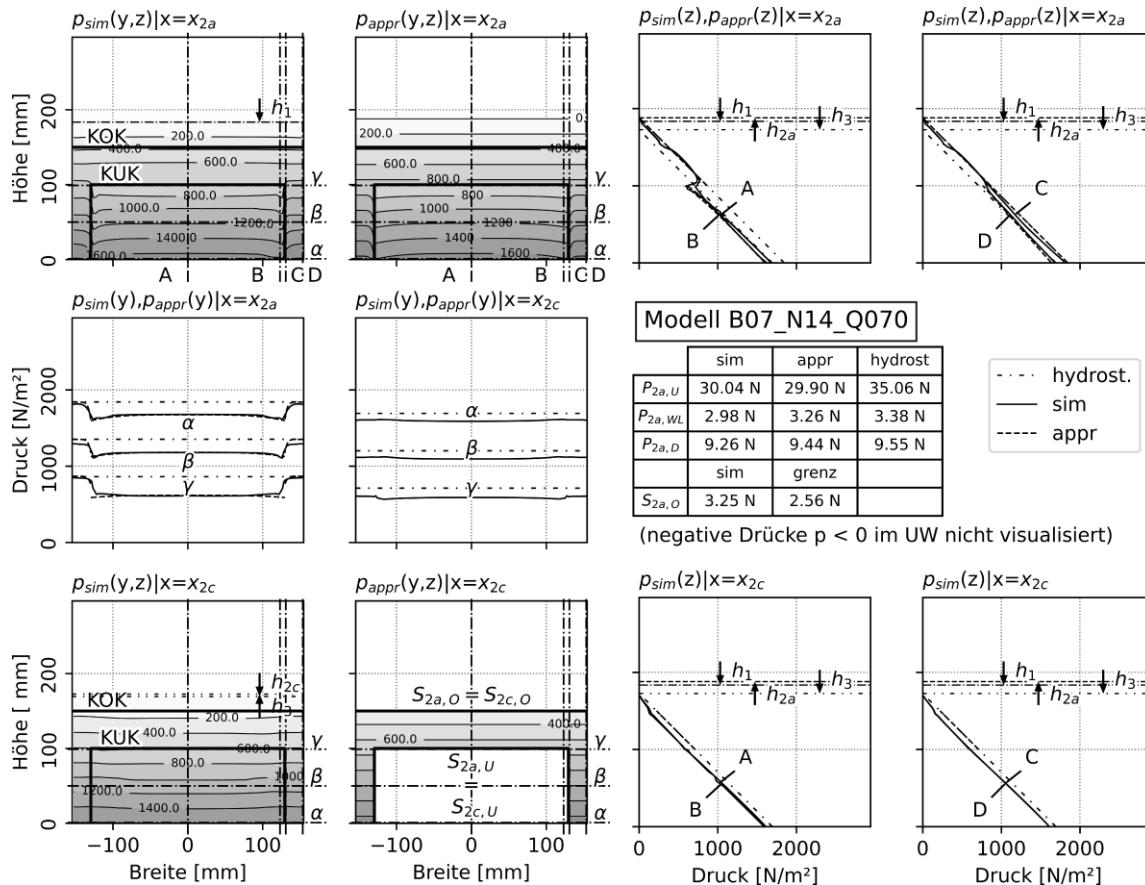
A 2.42 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N12

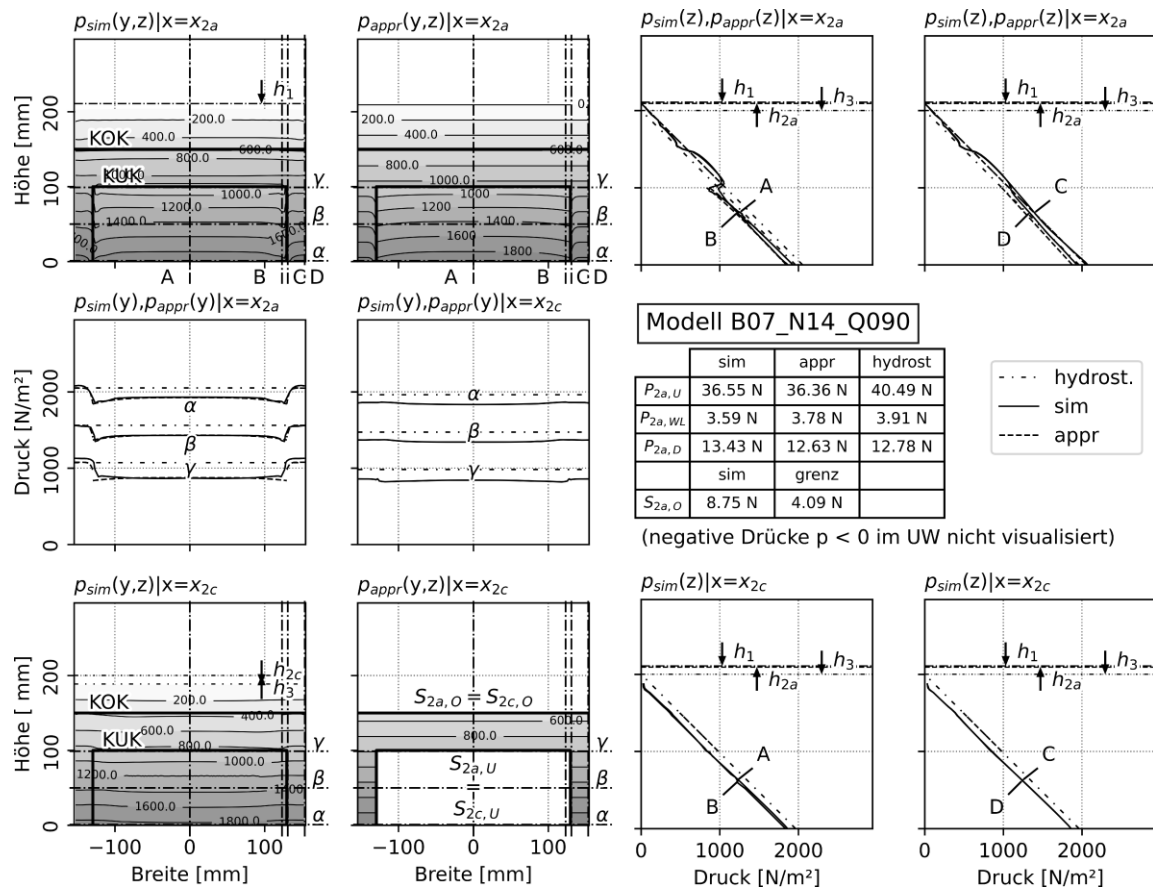




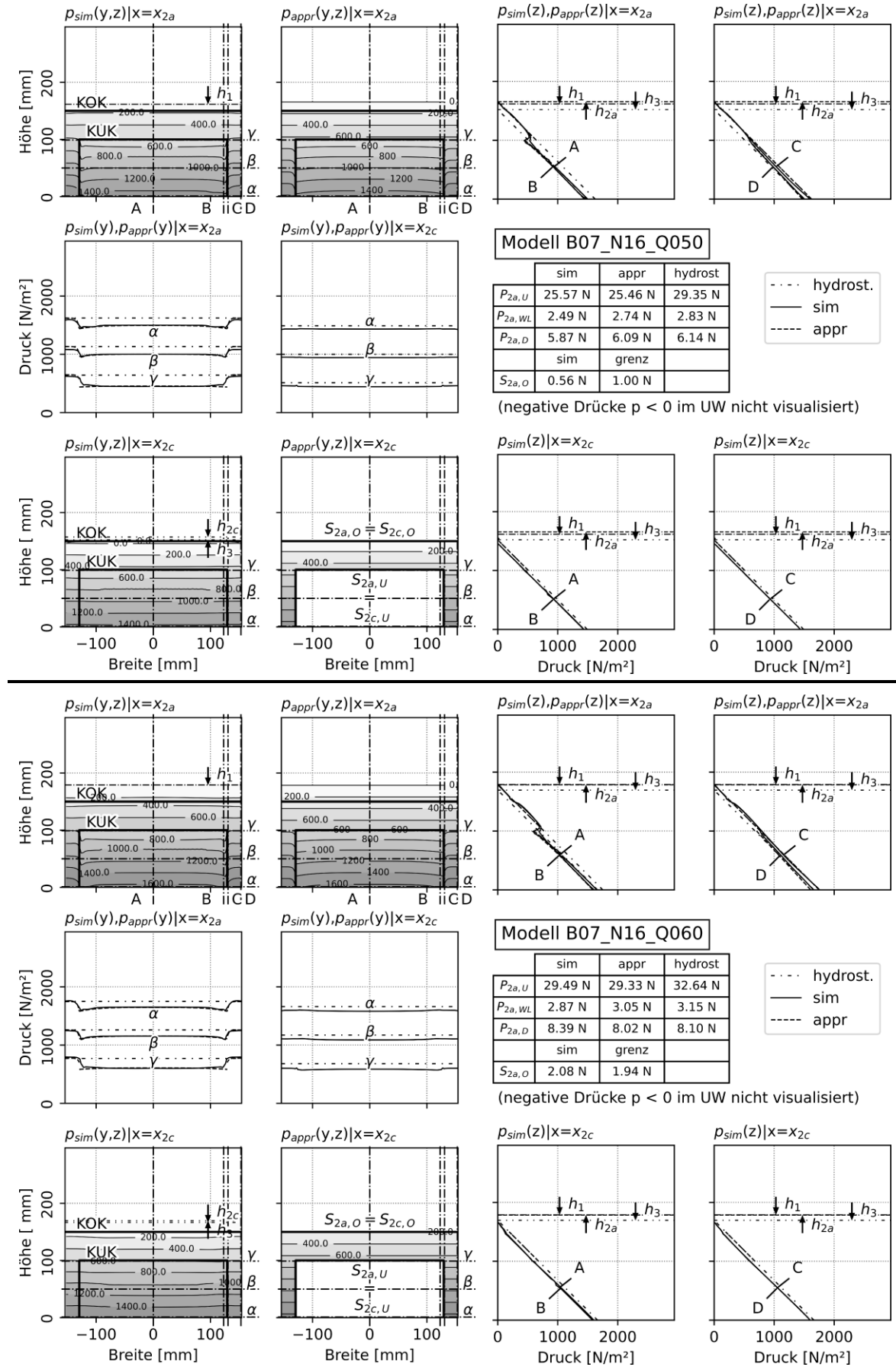
A 2.43 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N14

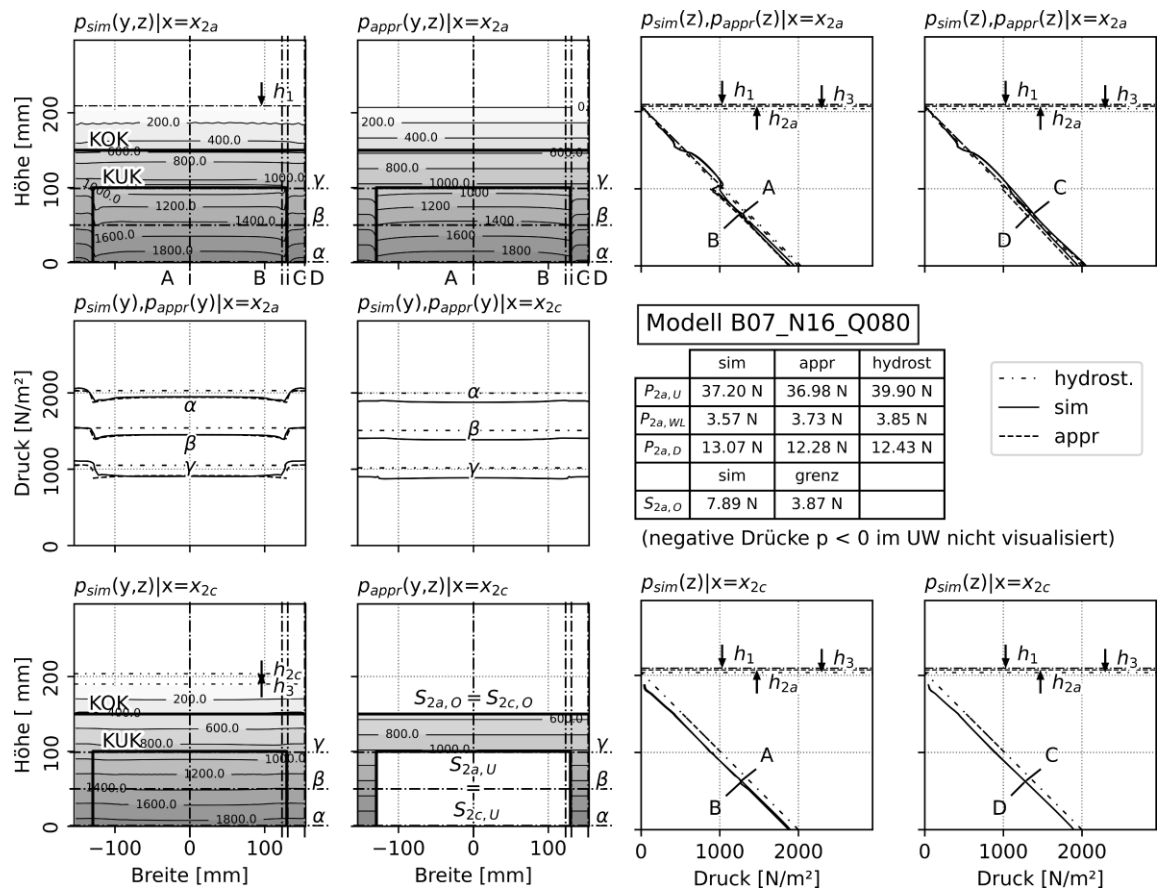
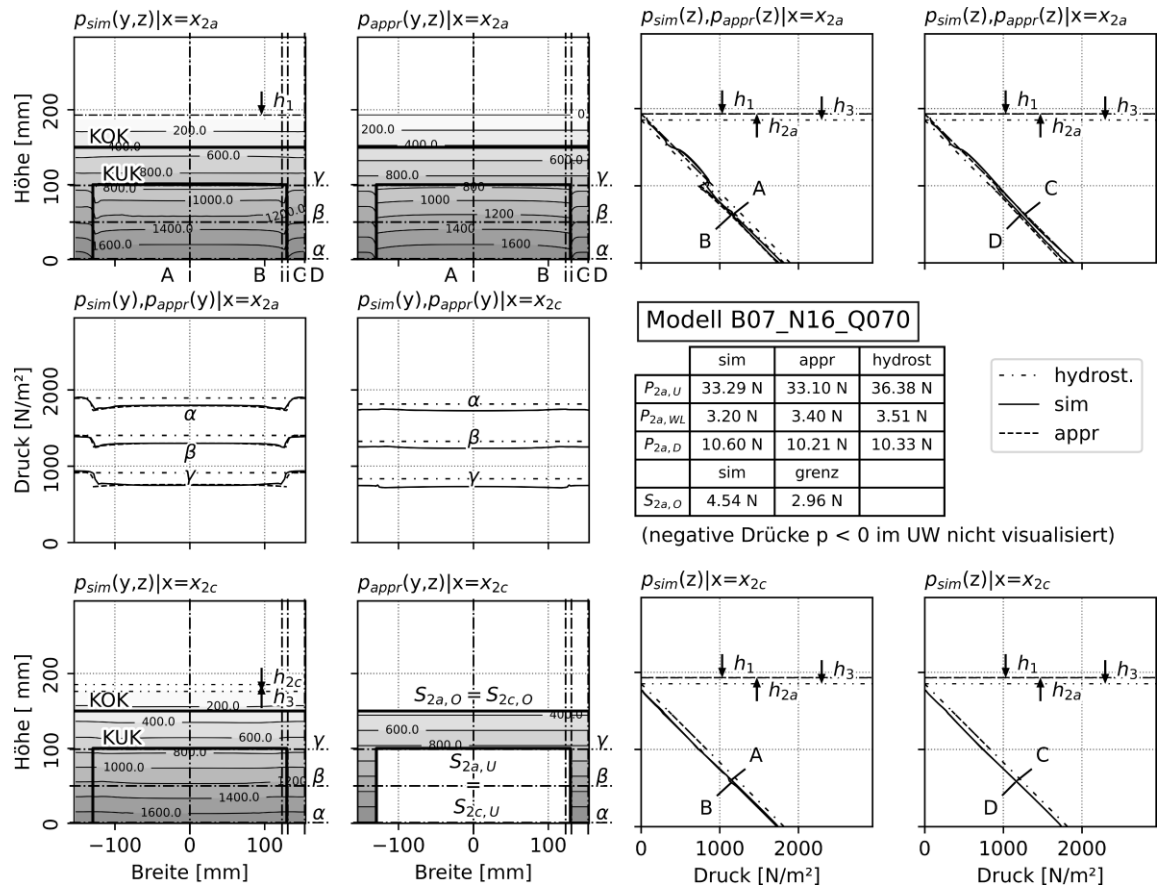


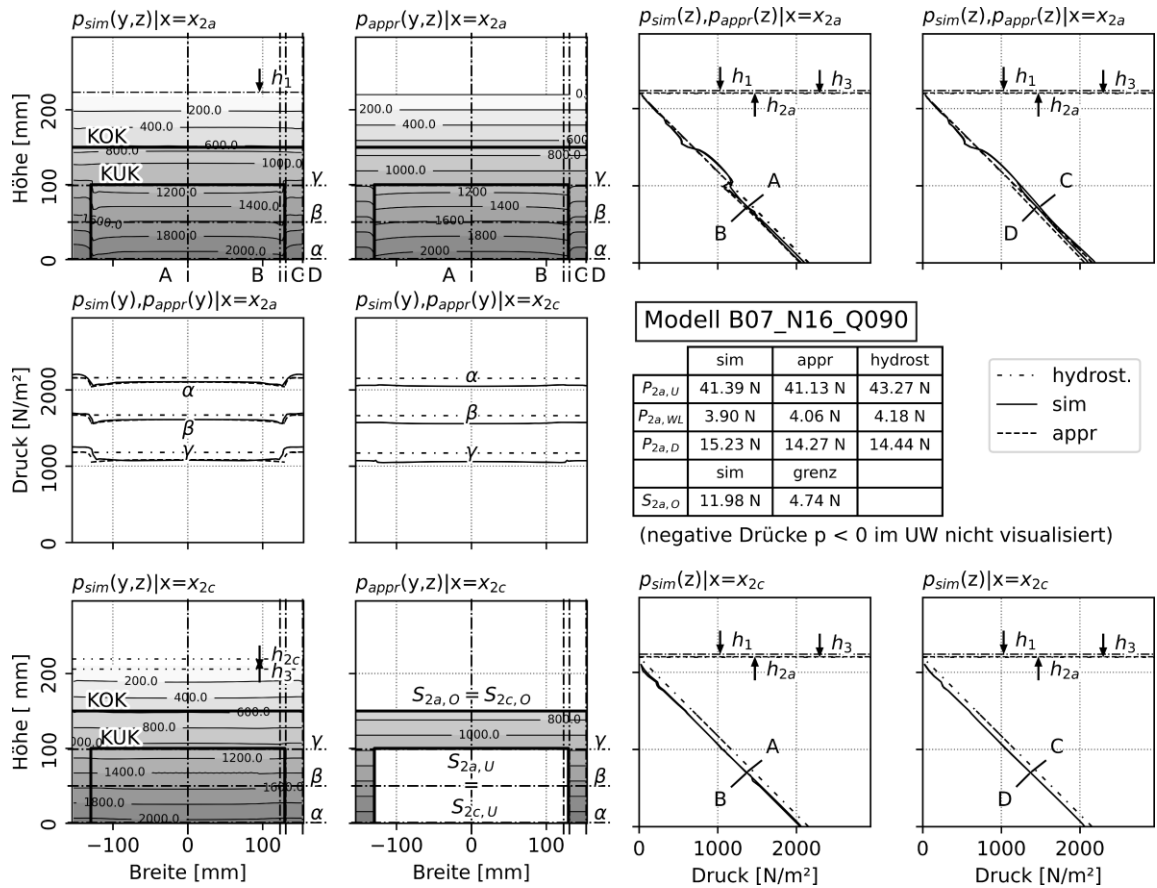




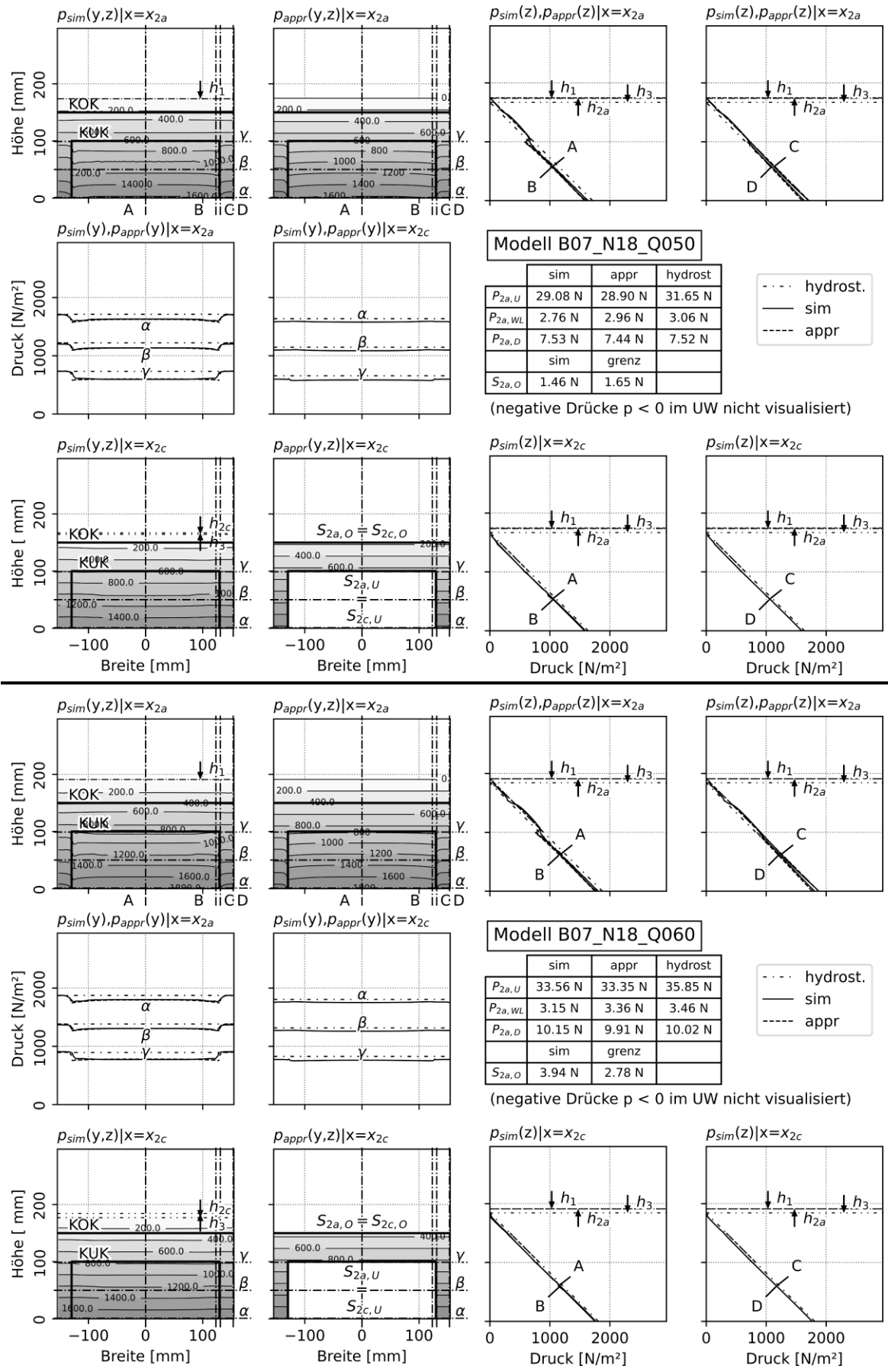
A 2.44 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N16

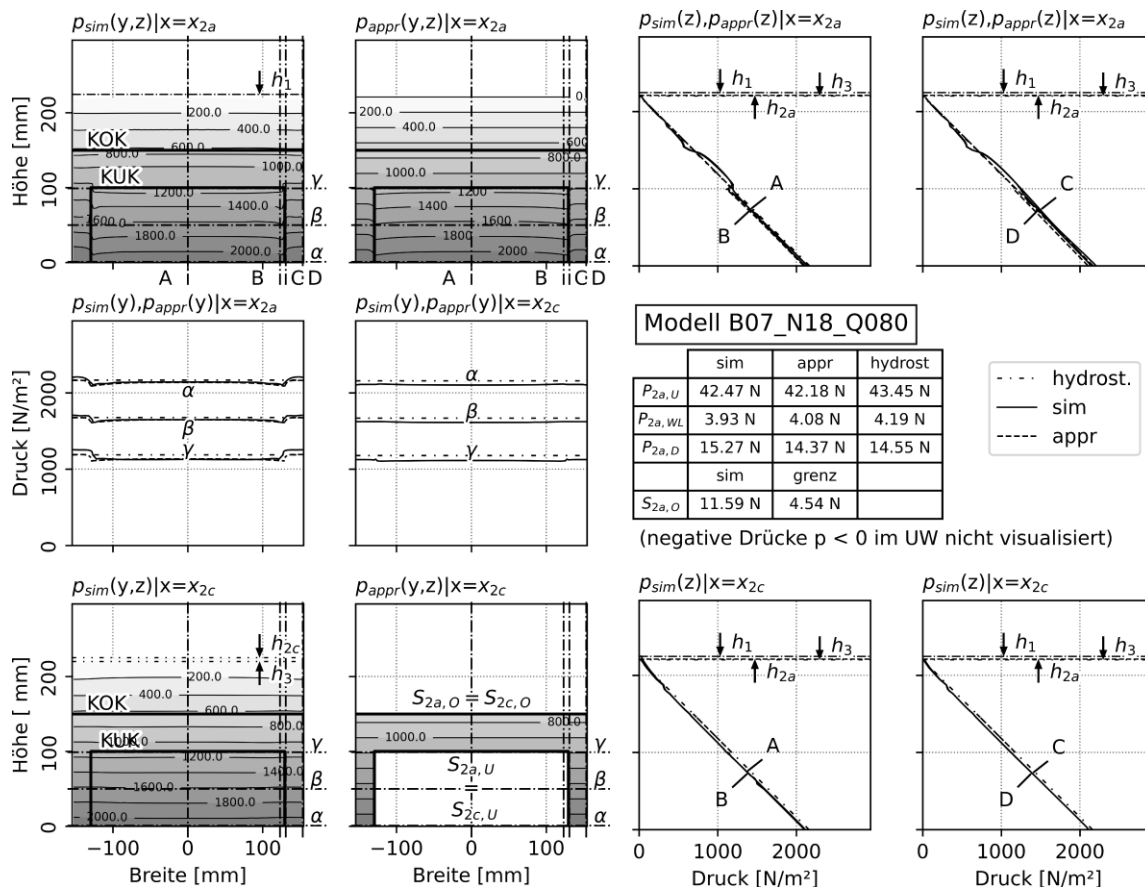
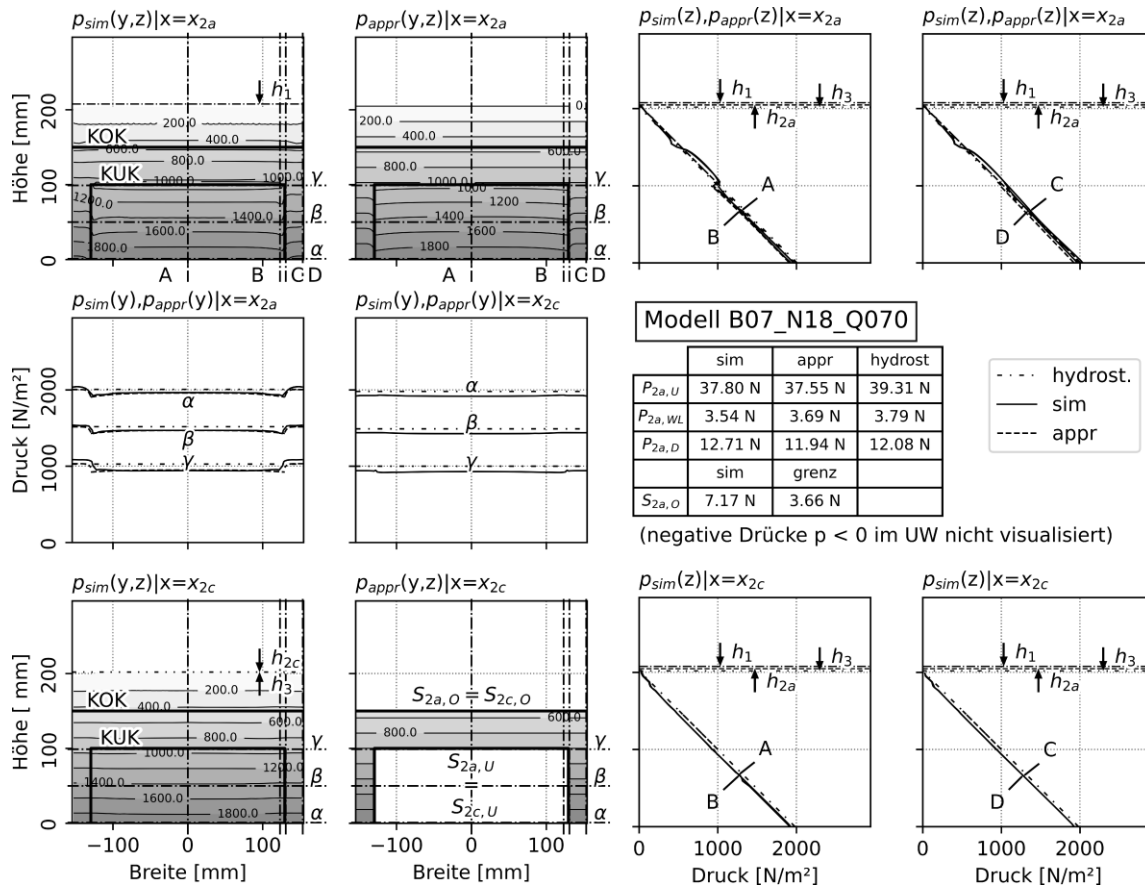




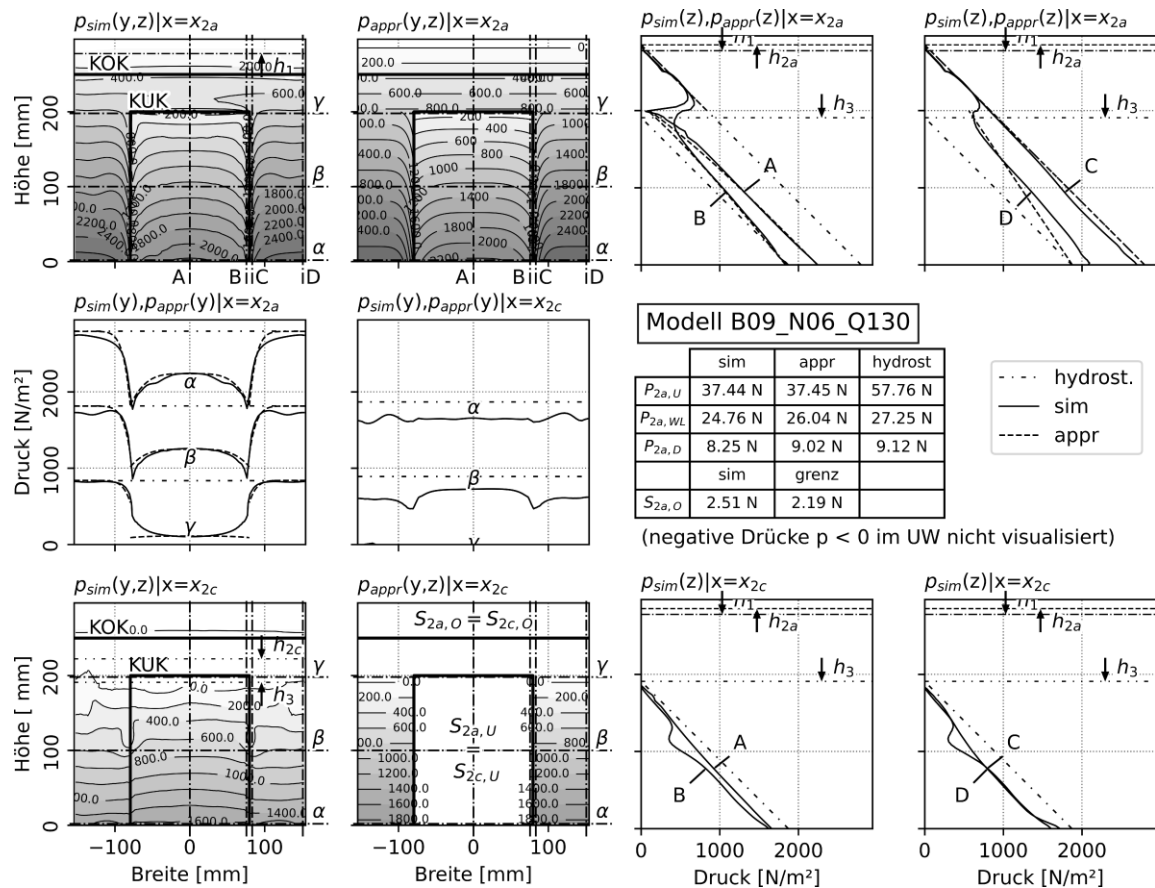
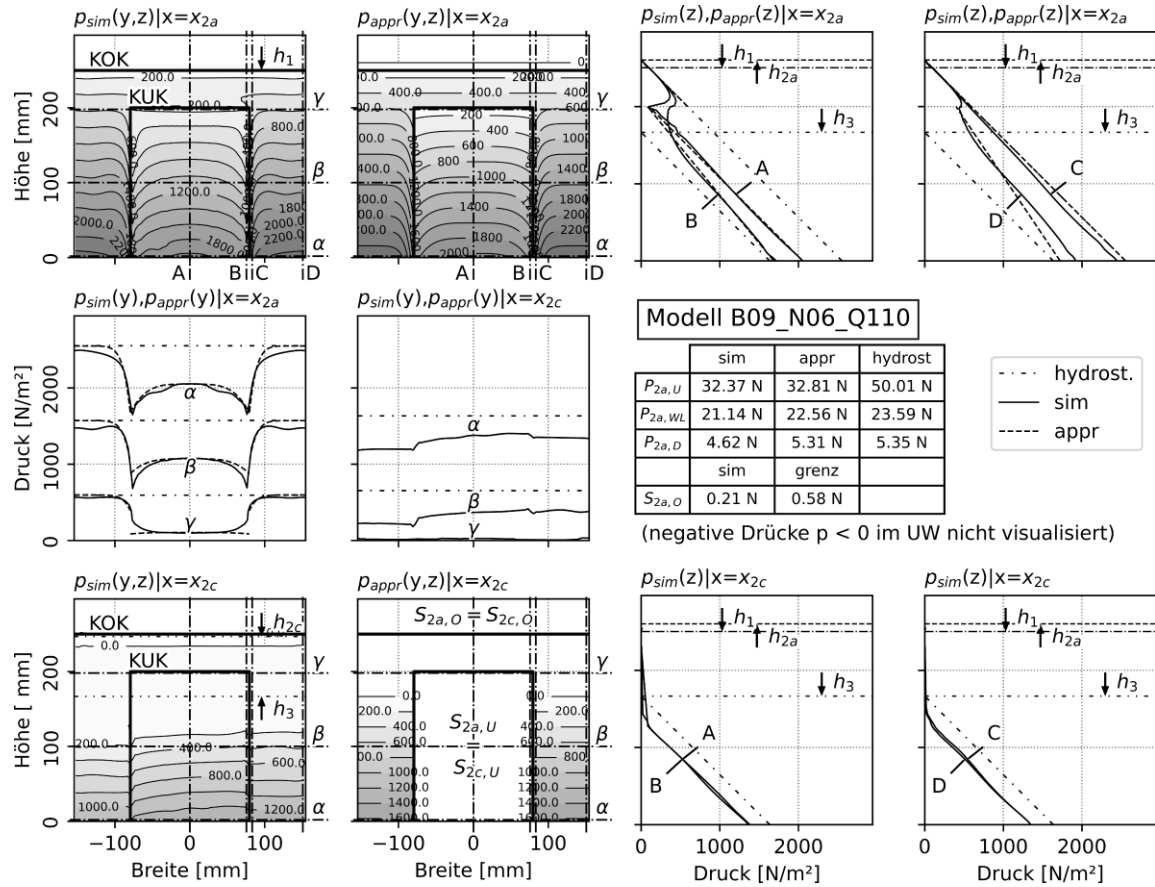


A 2.45 Druckverteilungen für die Modelltests B07_N18

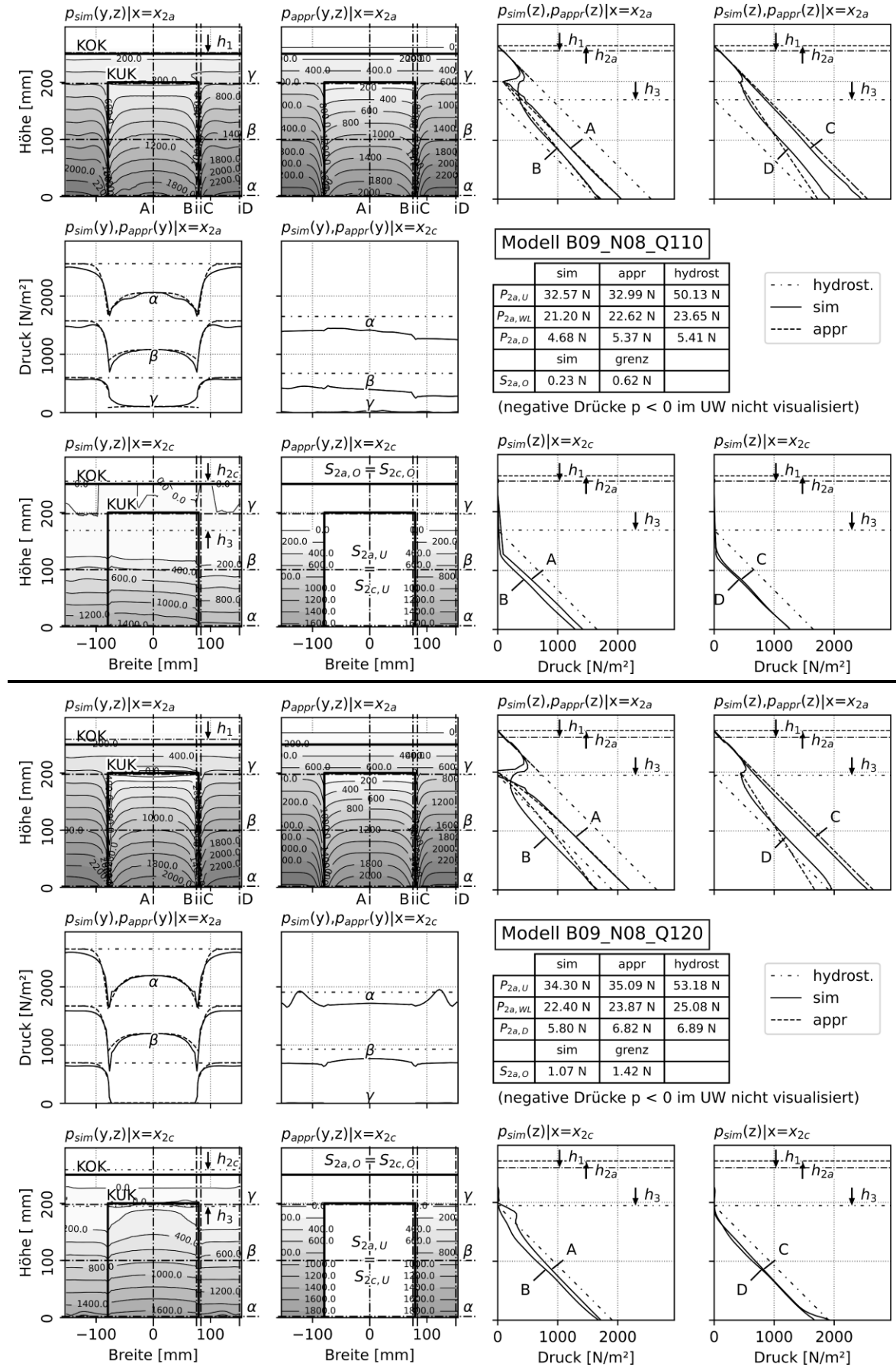


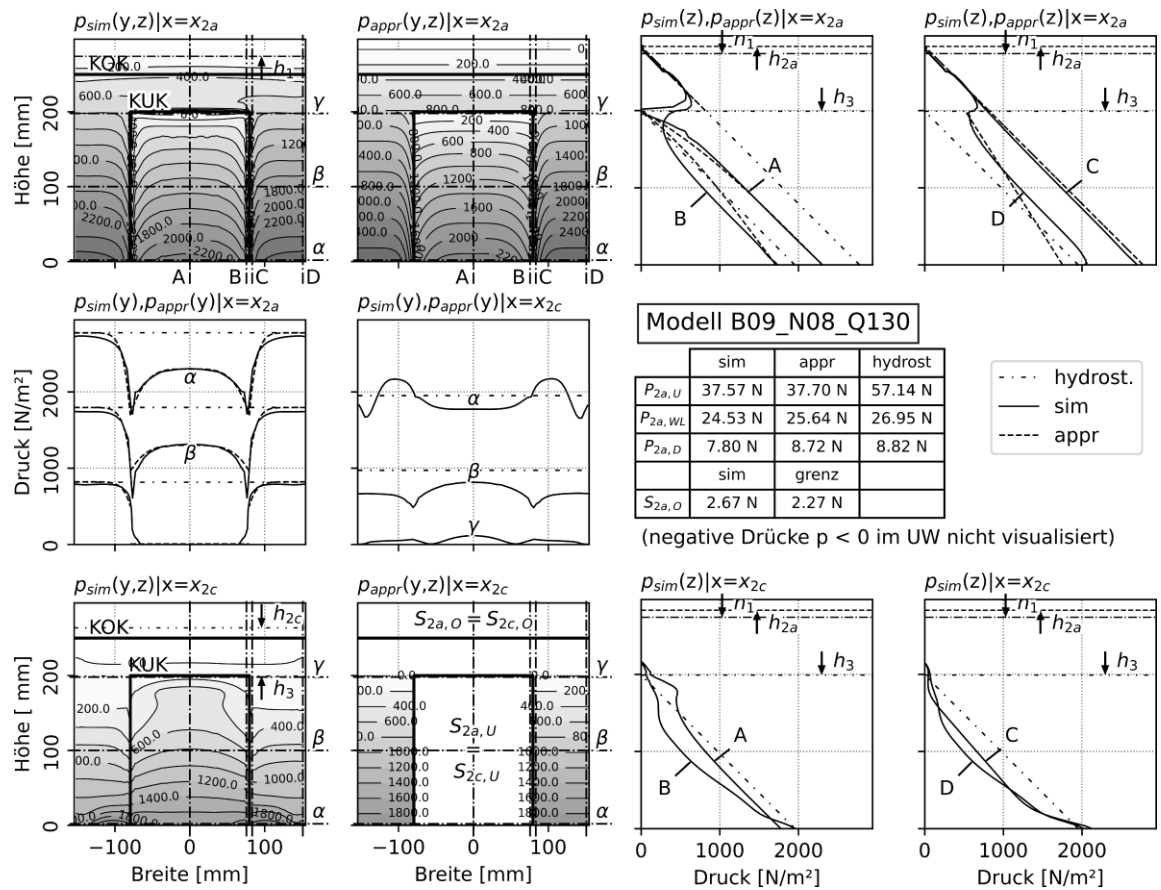


A 2.46 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N06

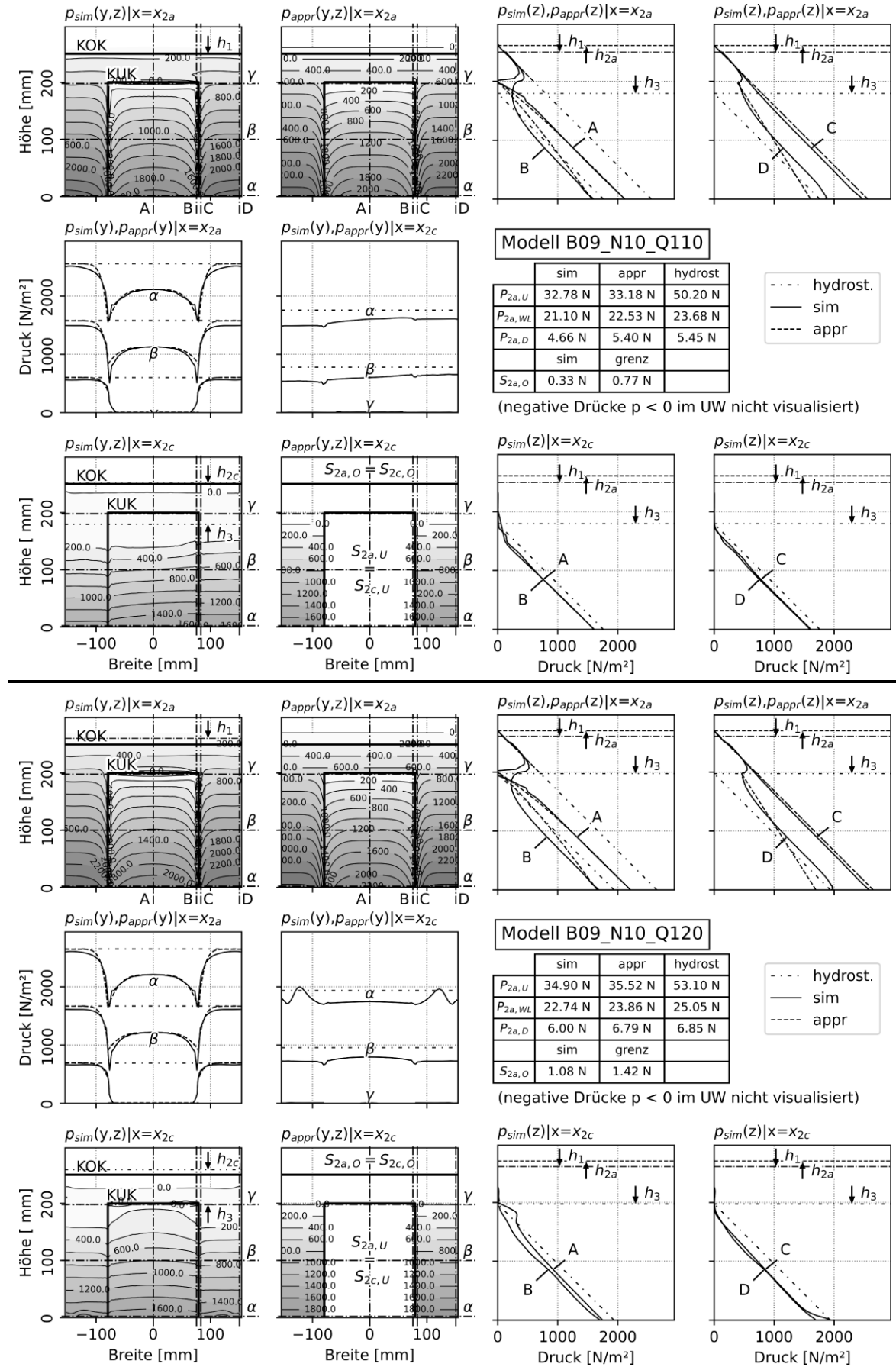


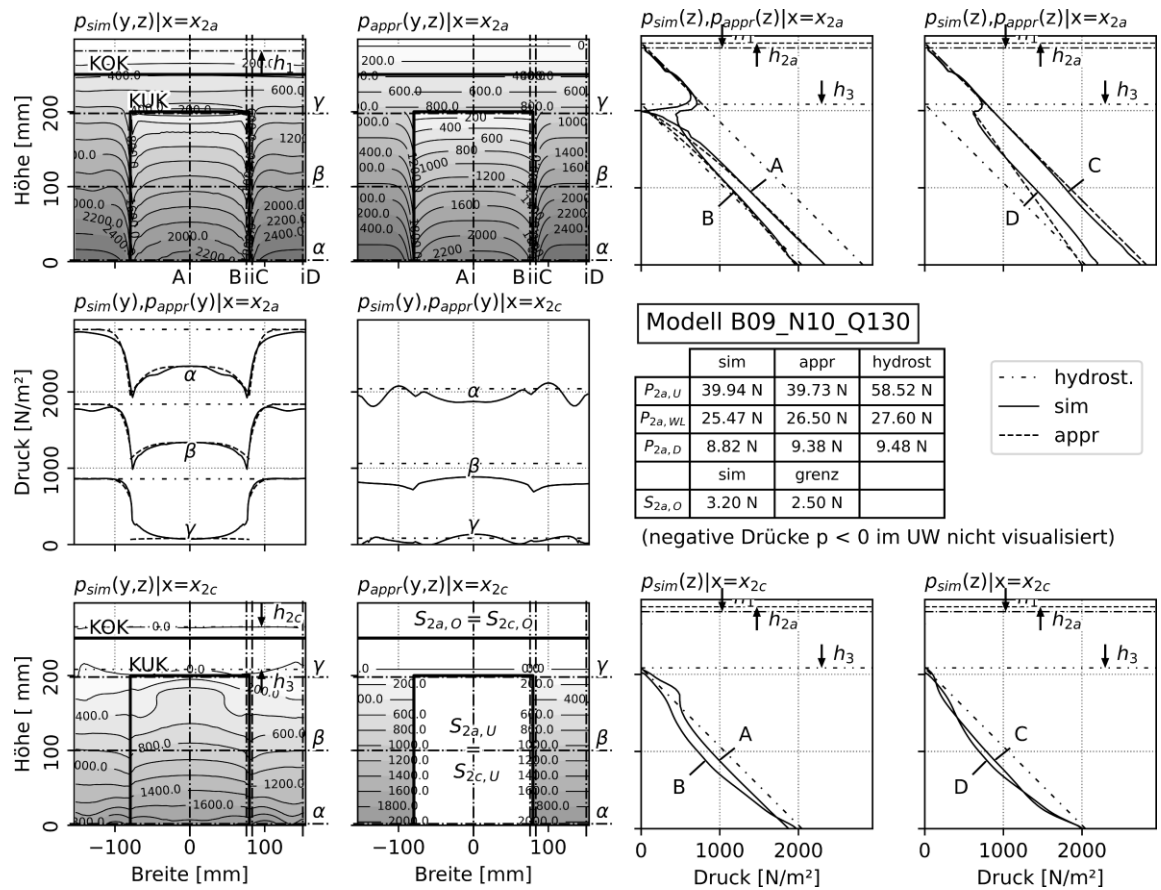
A 2.47 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N08



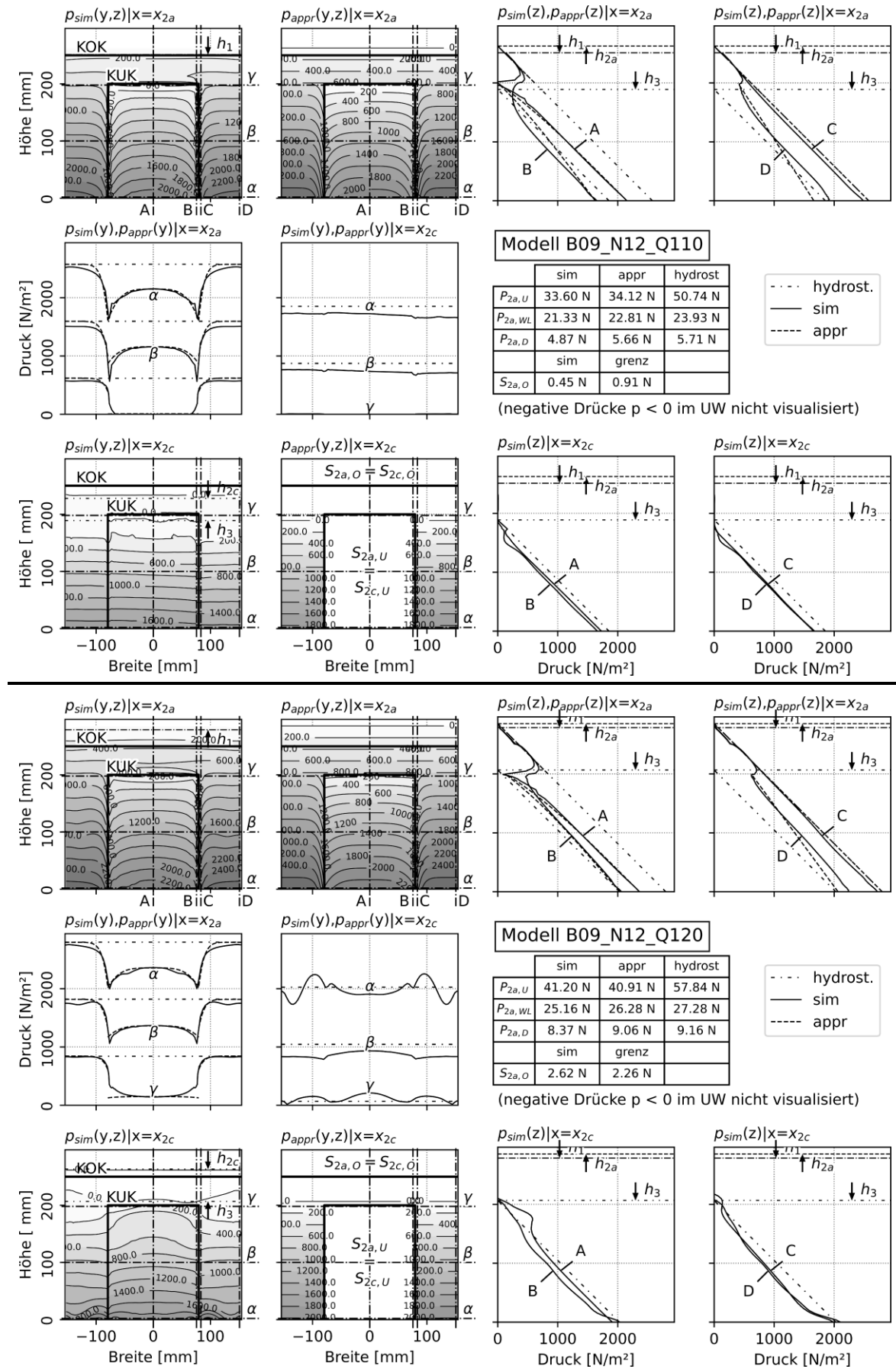


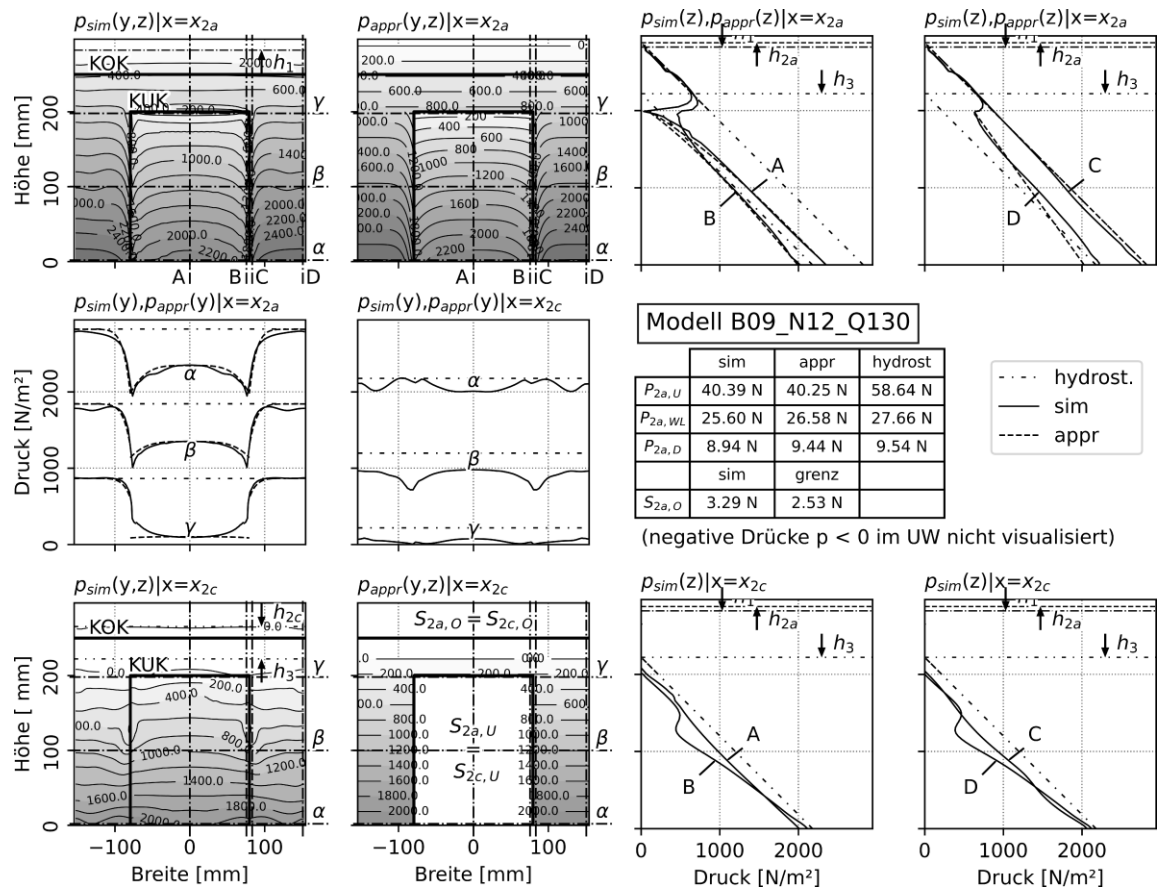
A 2.48 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N10



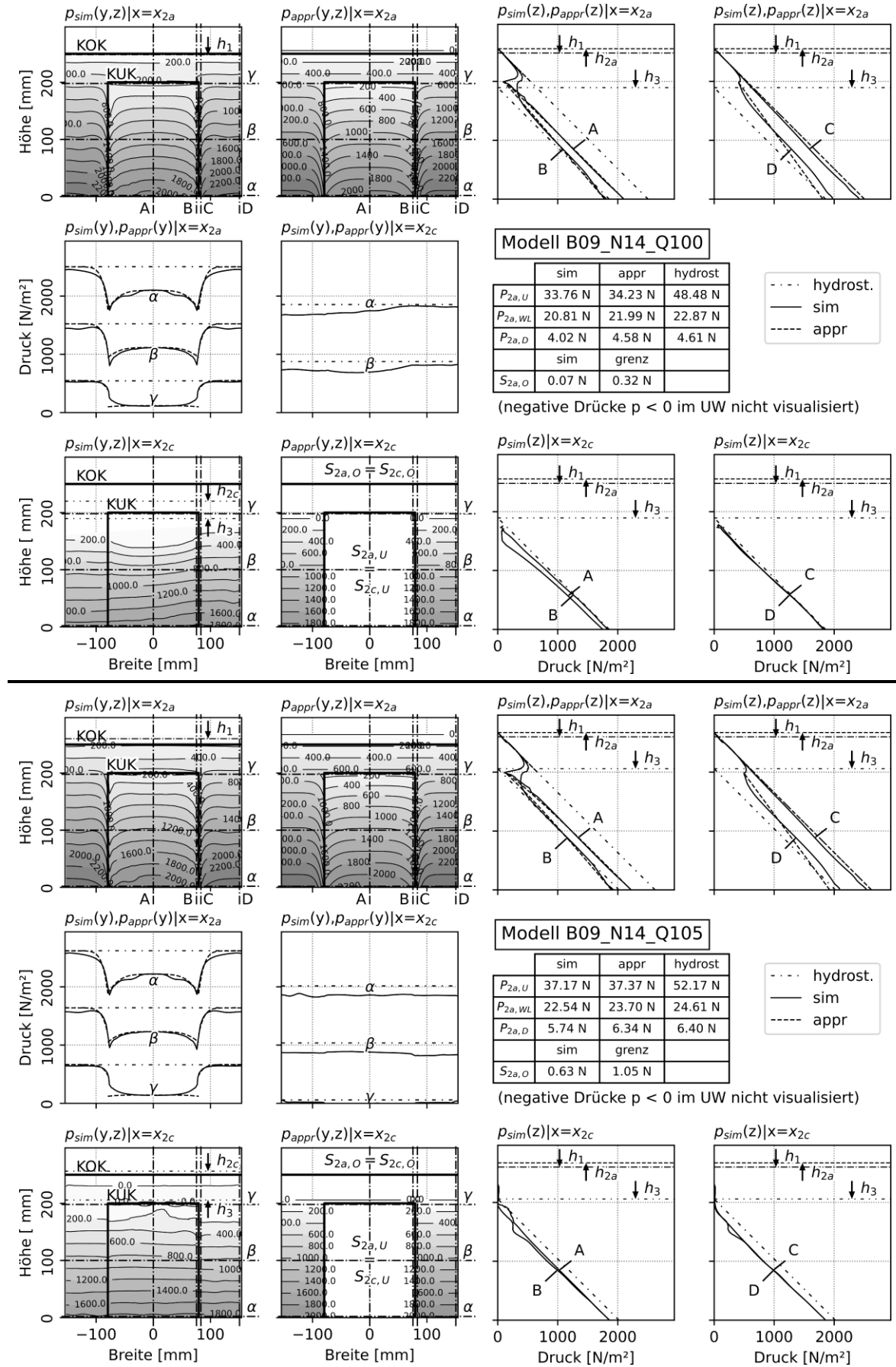


A 2.49 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N12

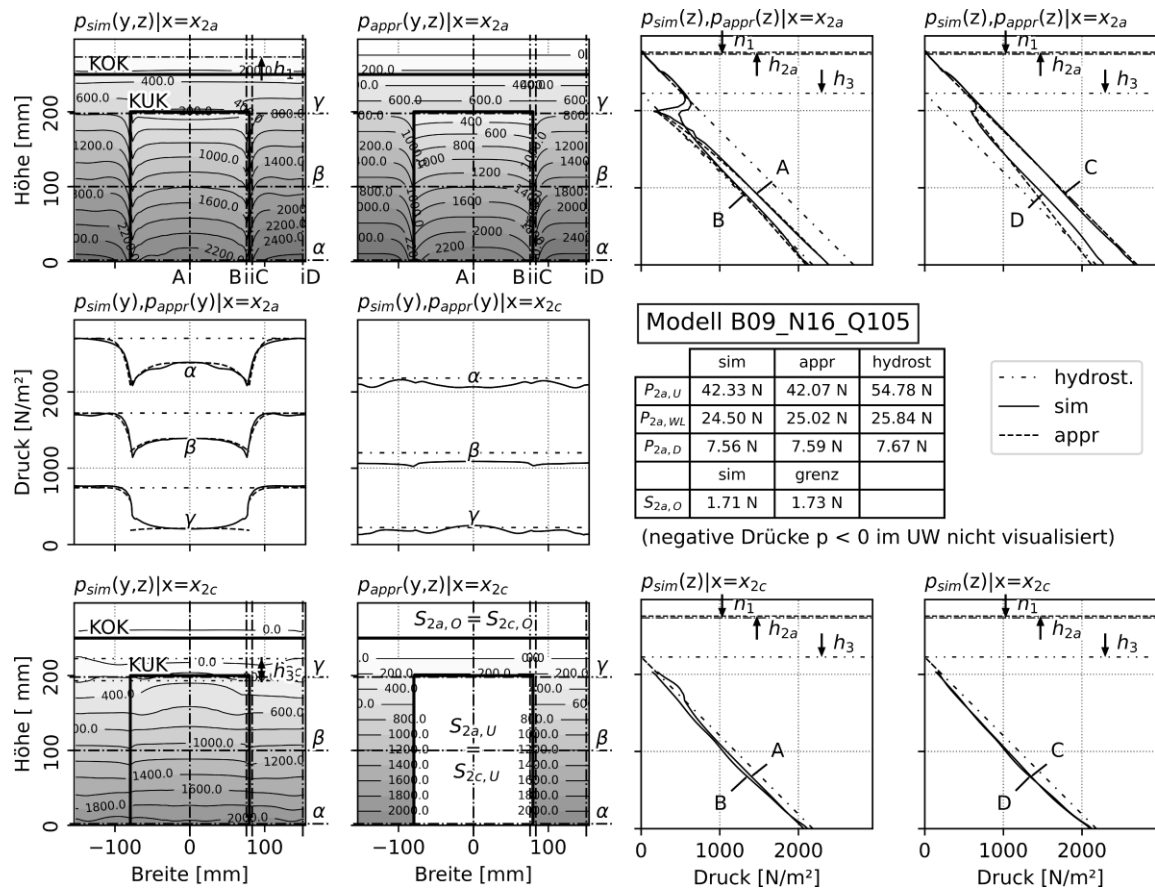
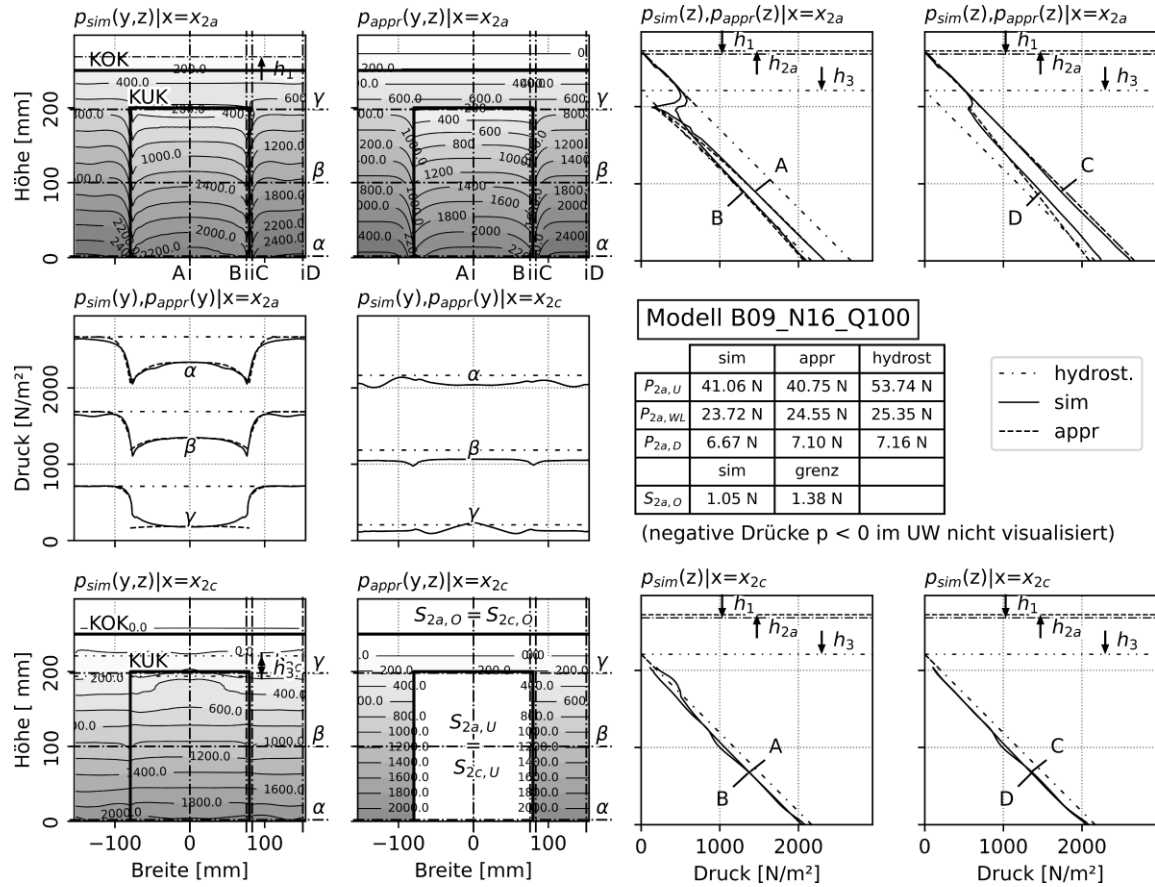


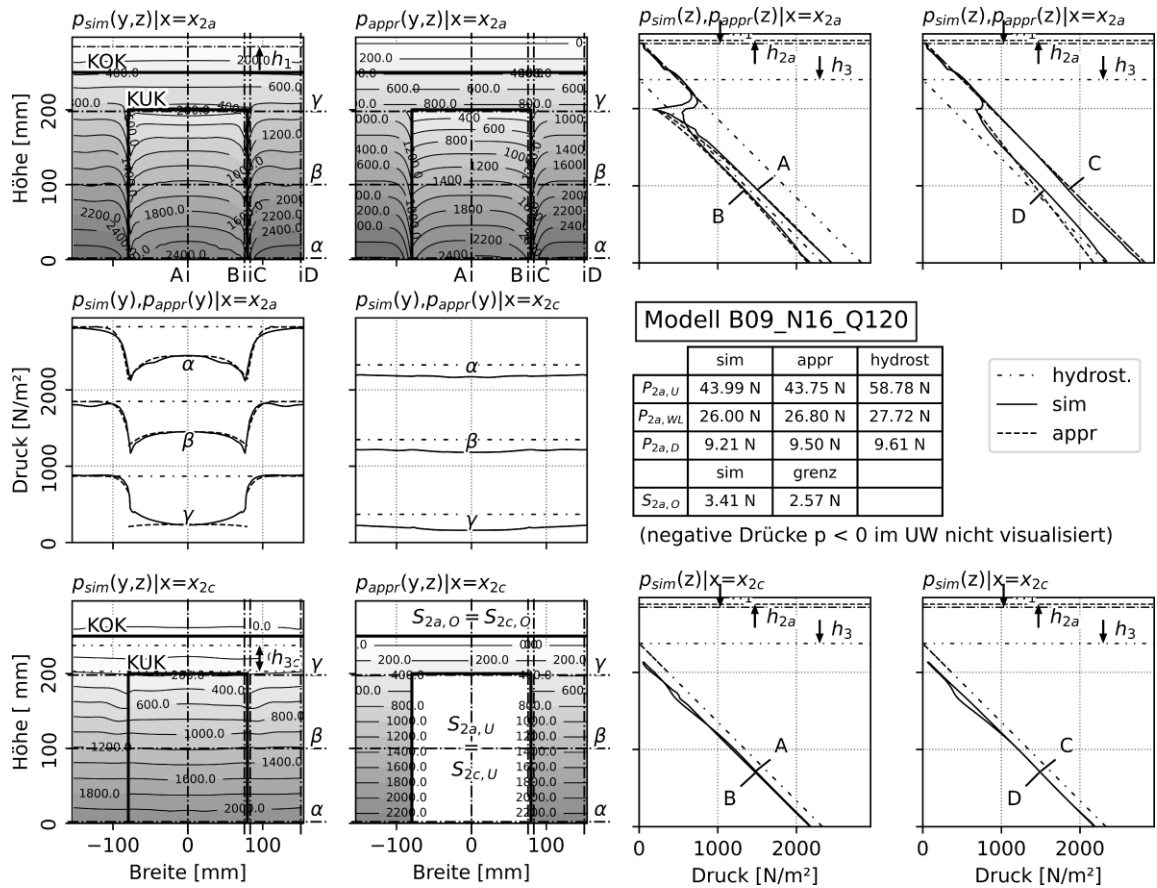


A 2.50 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N14

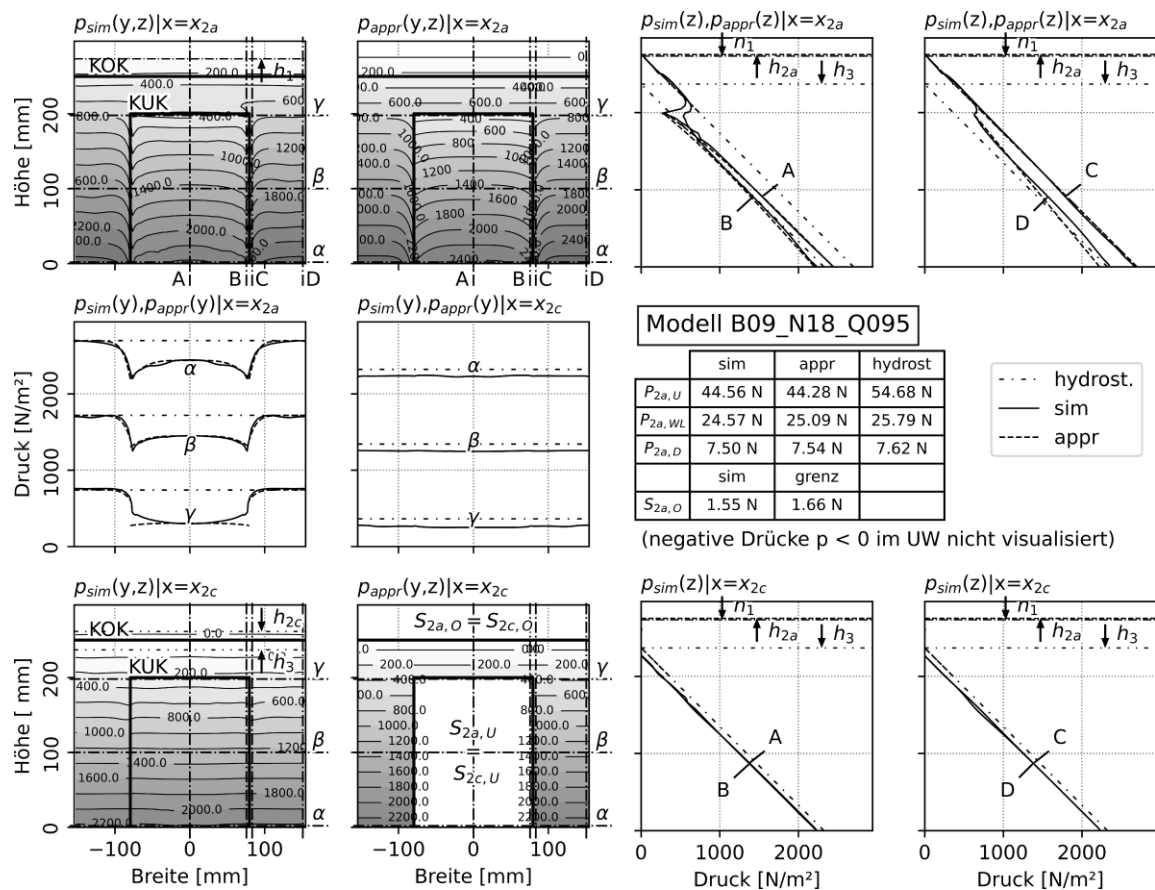
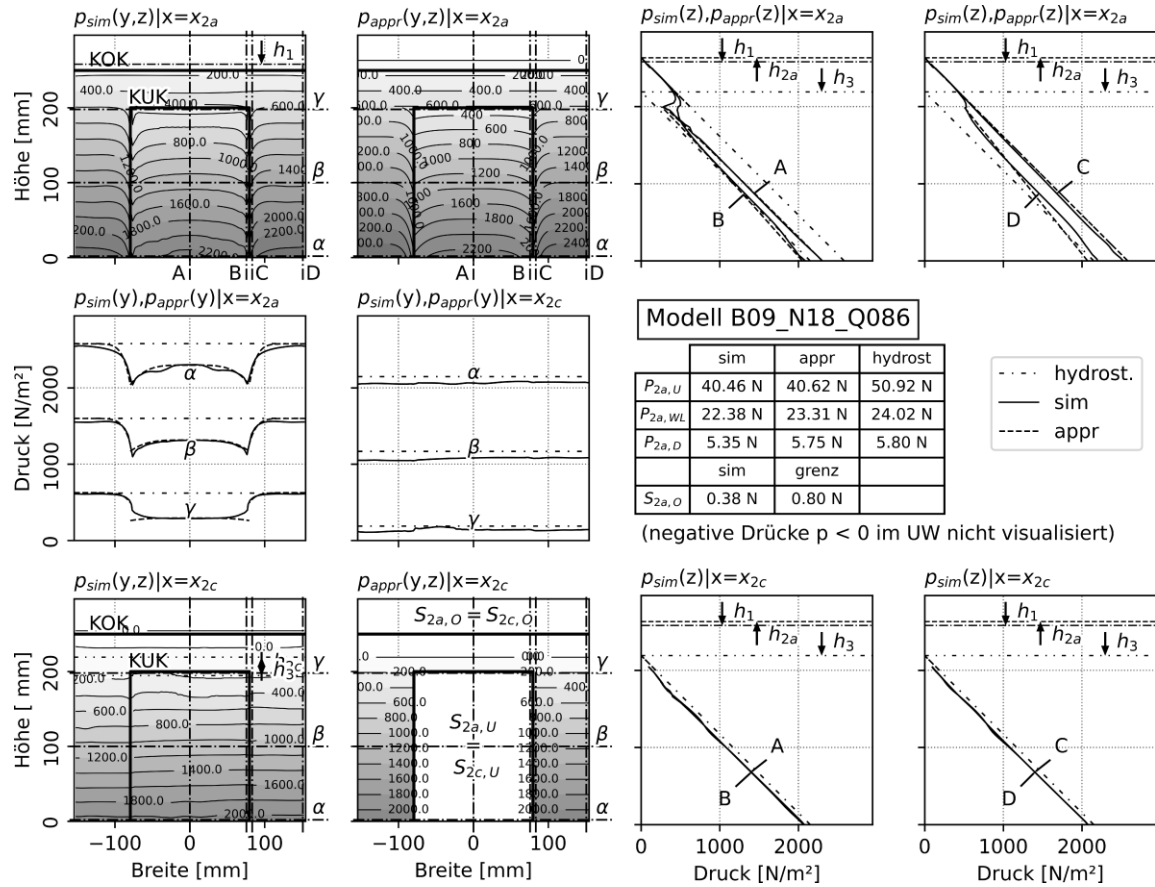


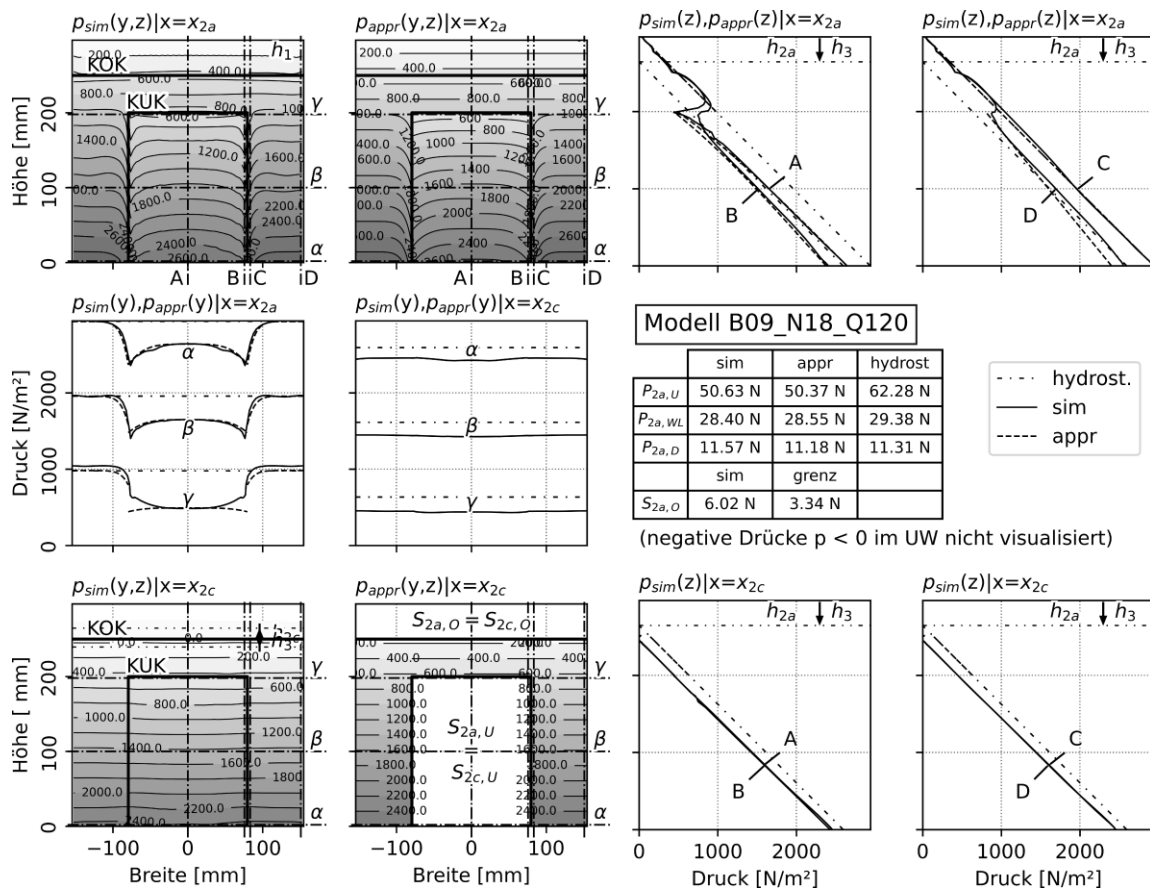
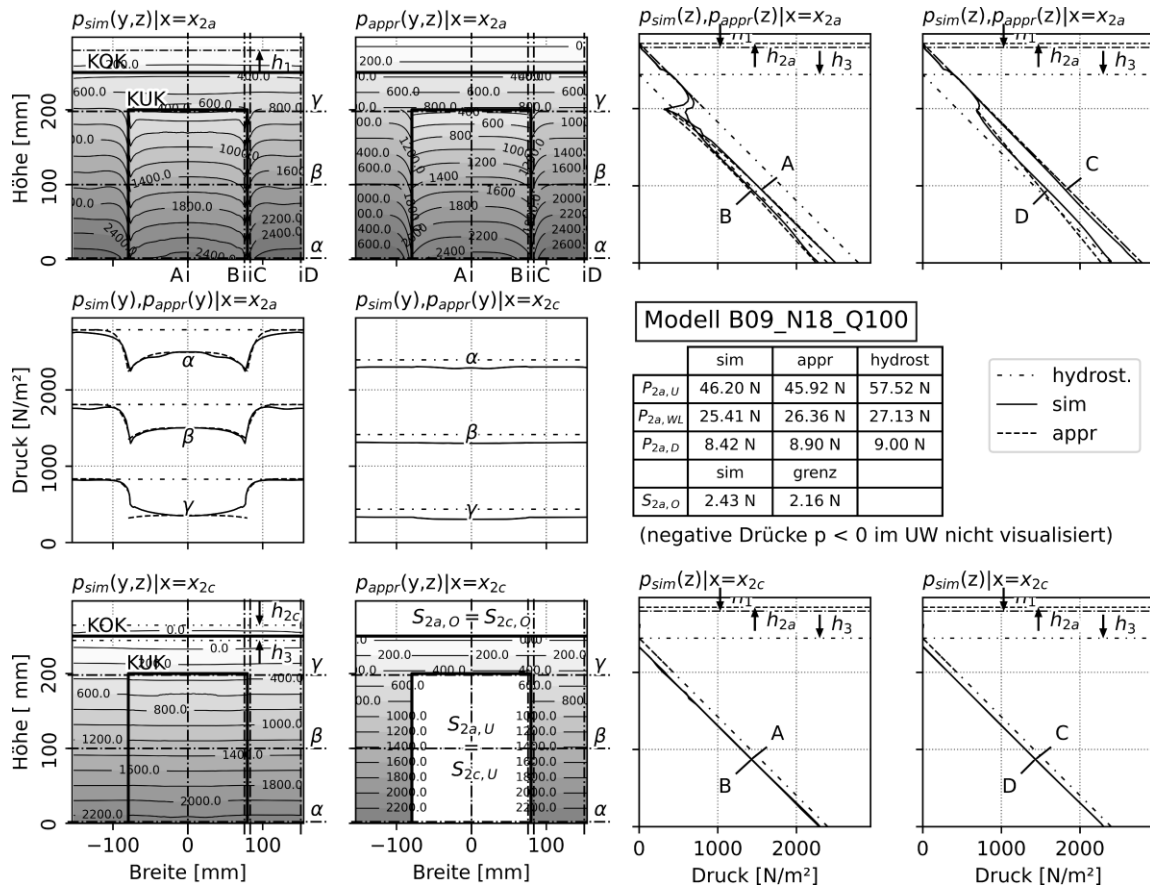
A 2.51 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N16



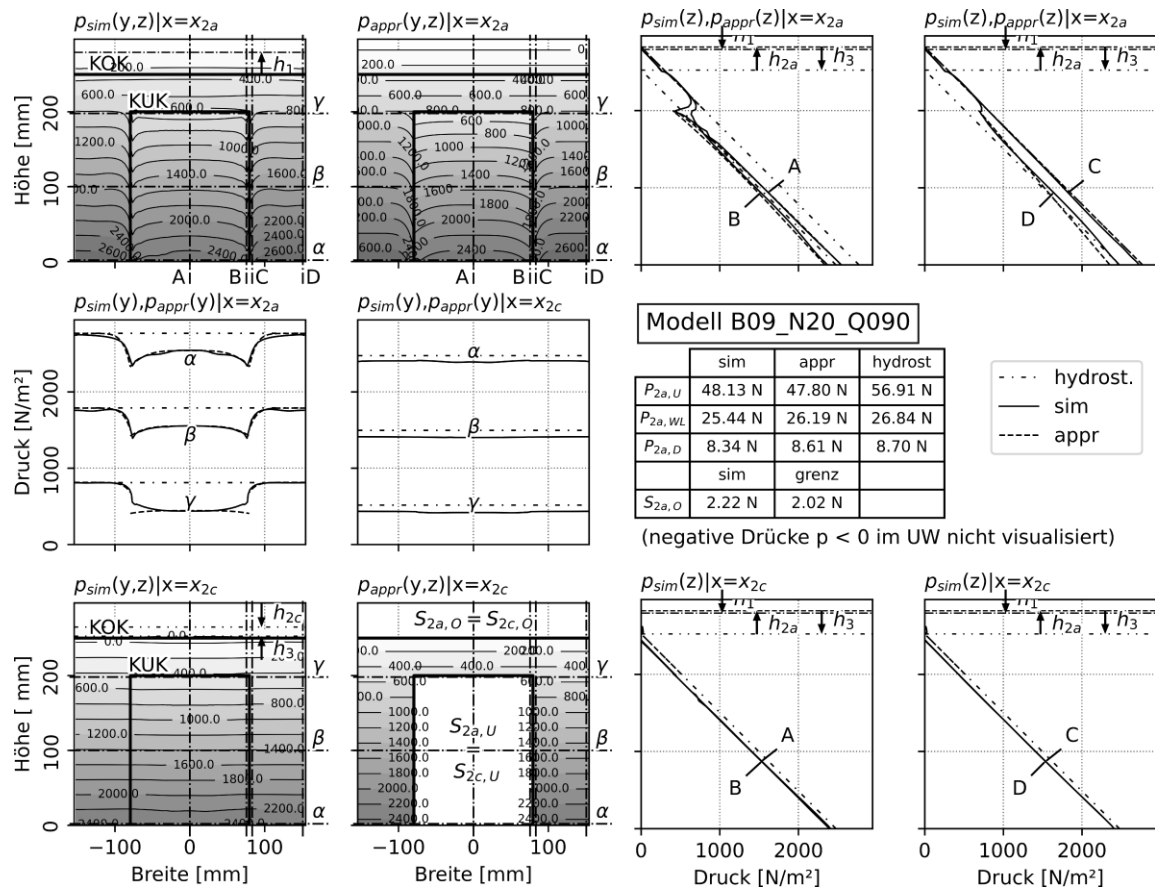
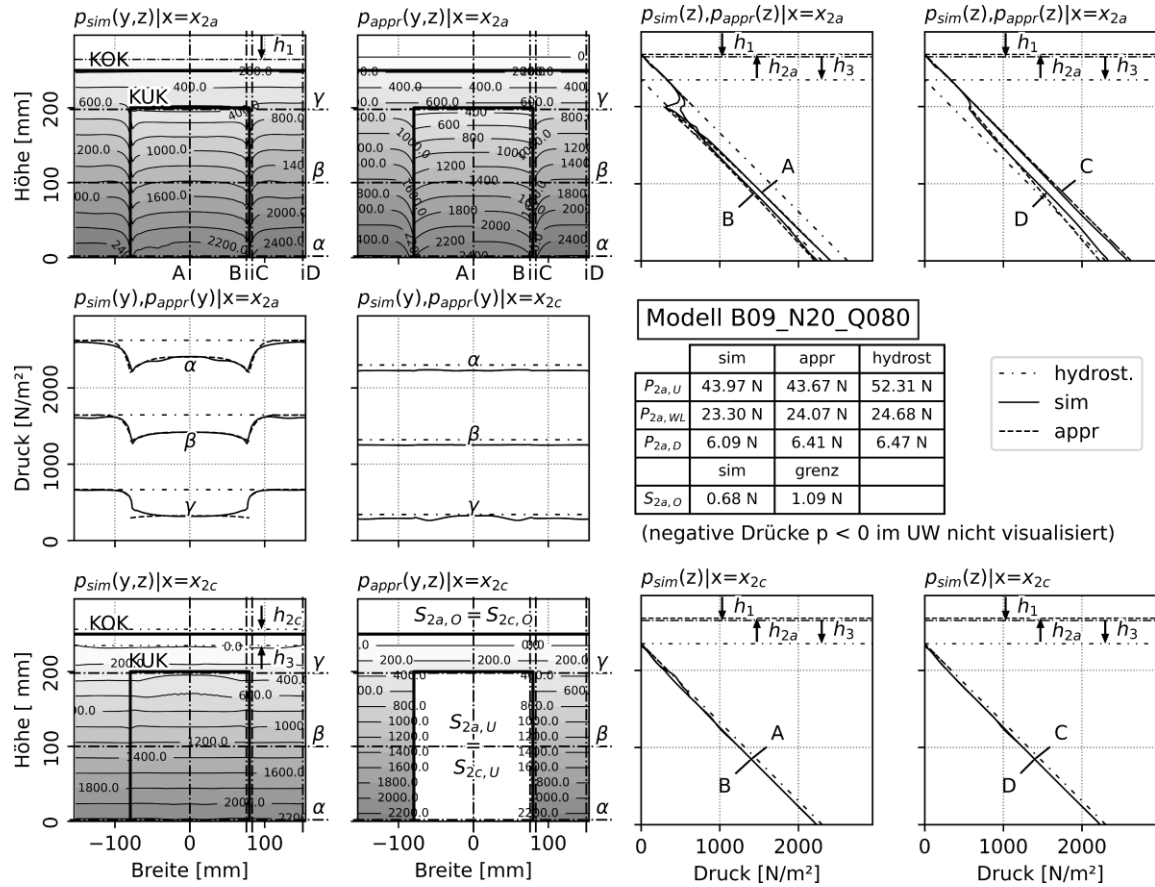


A 2.52 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N18

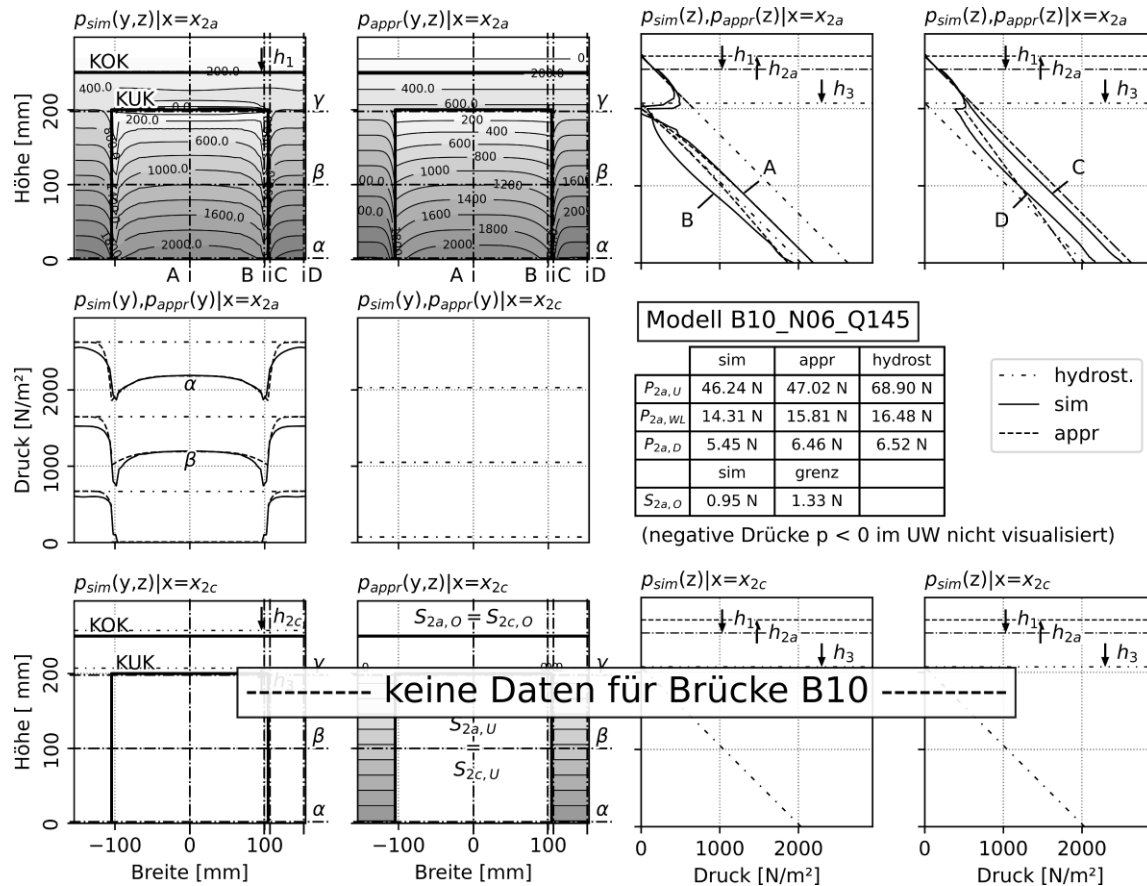




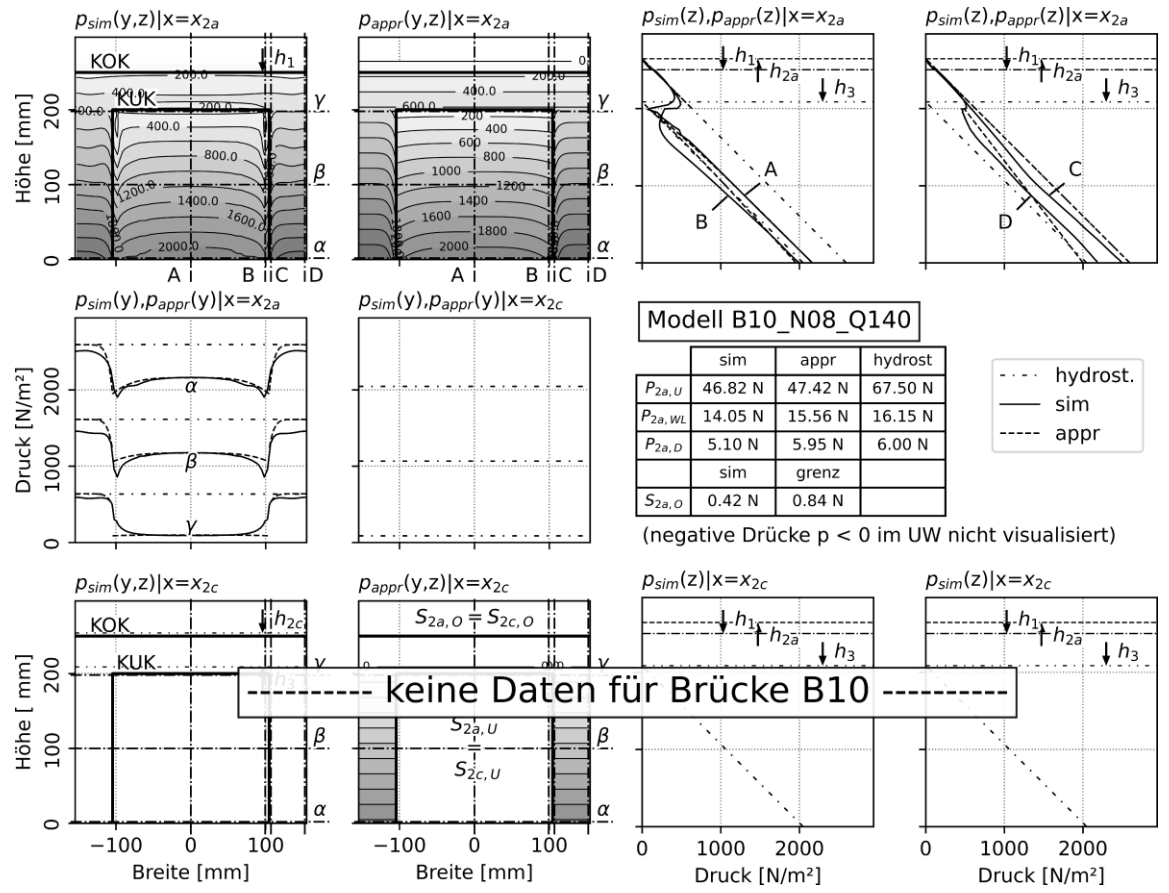
A 2.53 Druckverteilungen für die Modelltests B09_N20



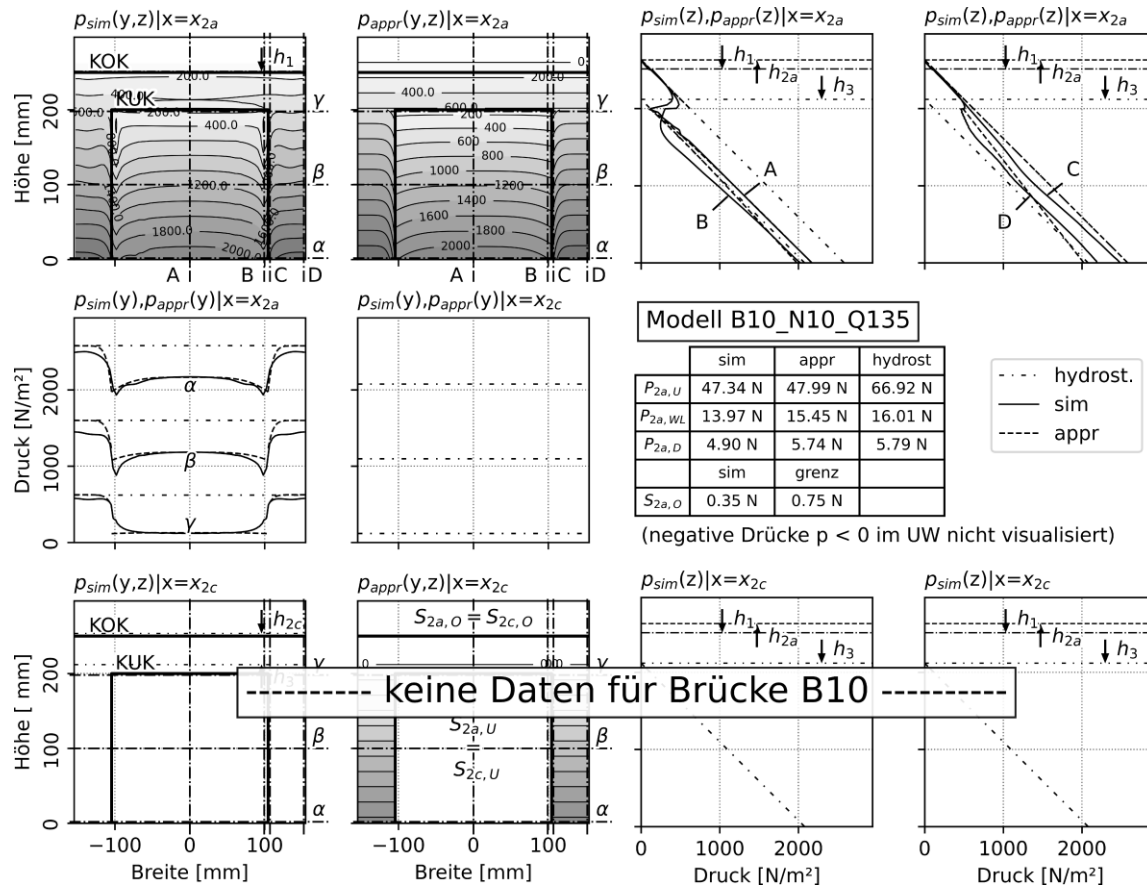
A 2.54 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N06



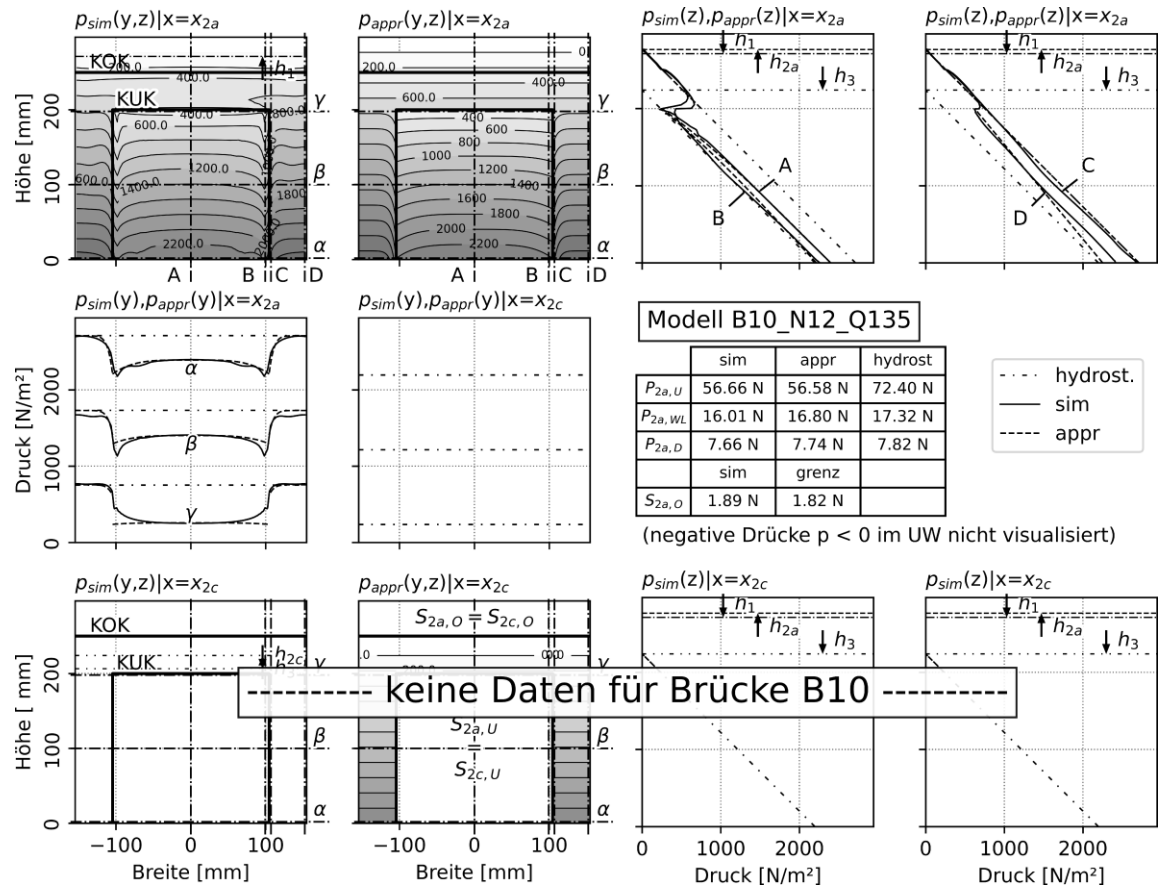
A 2.55 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N08



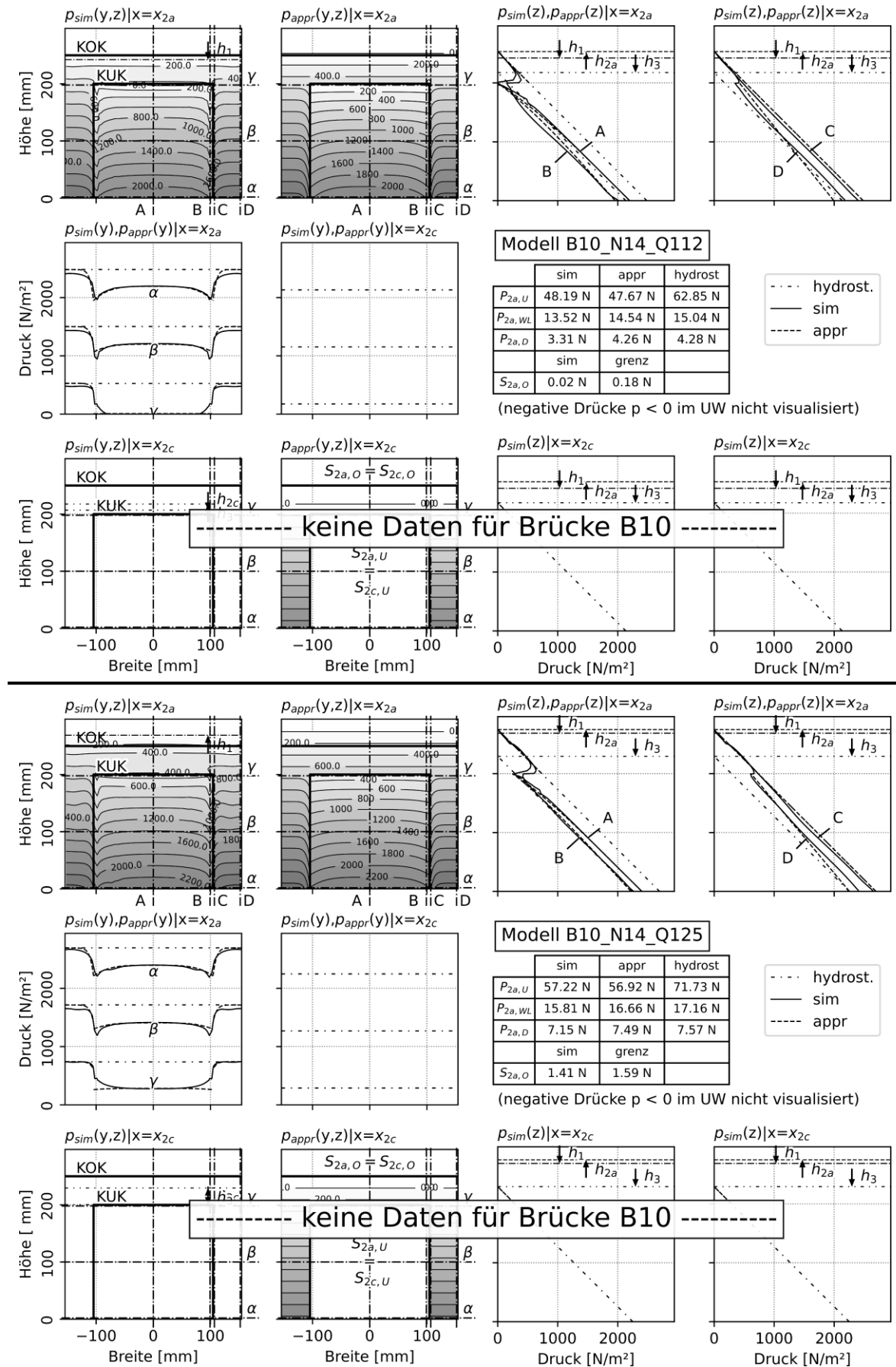
A 2.56 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N10

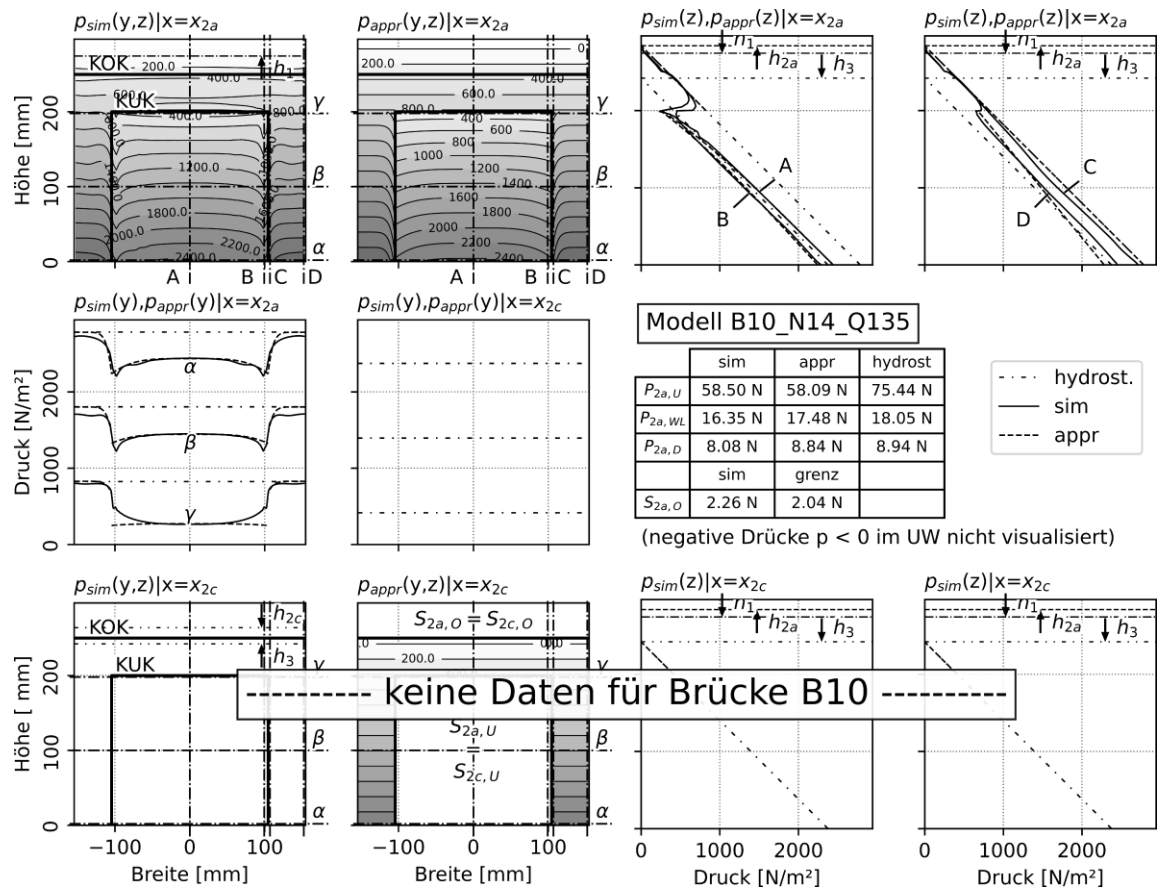


A 2.57 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N12

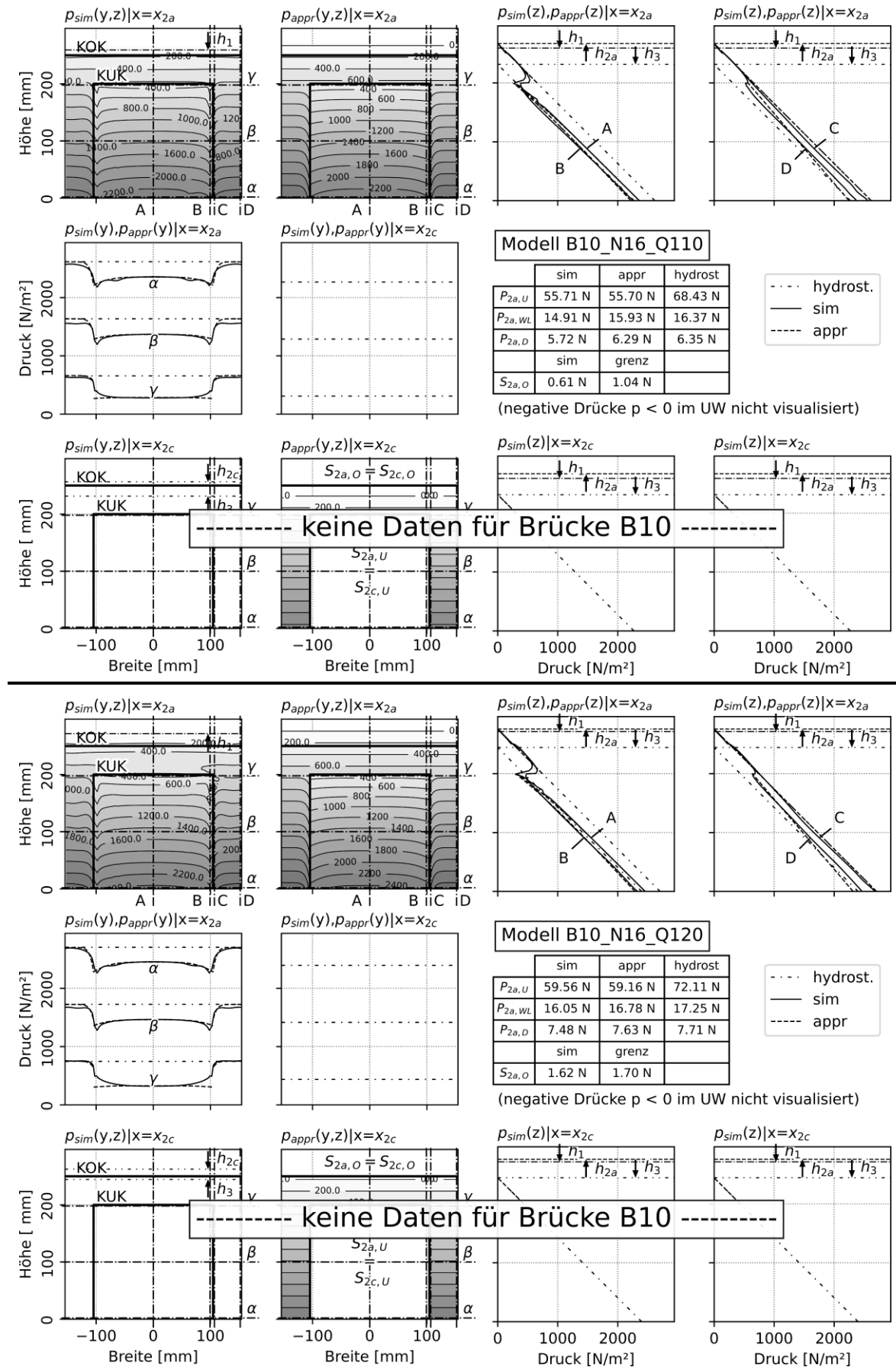


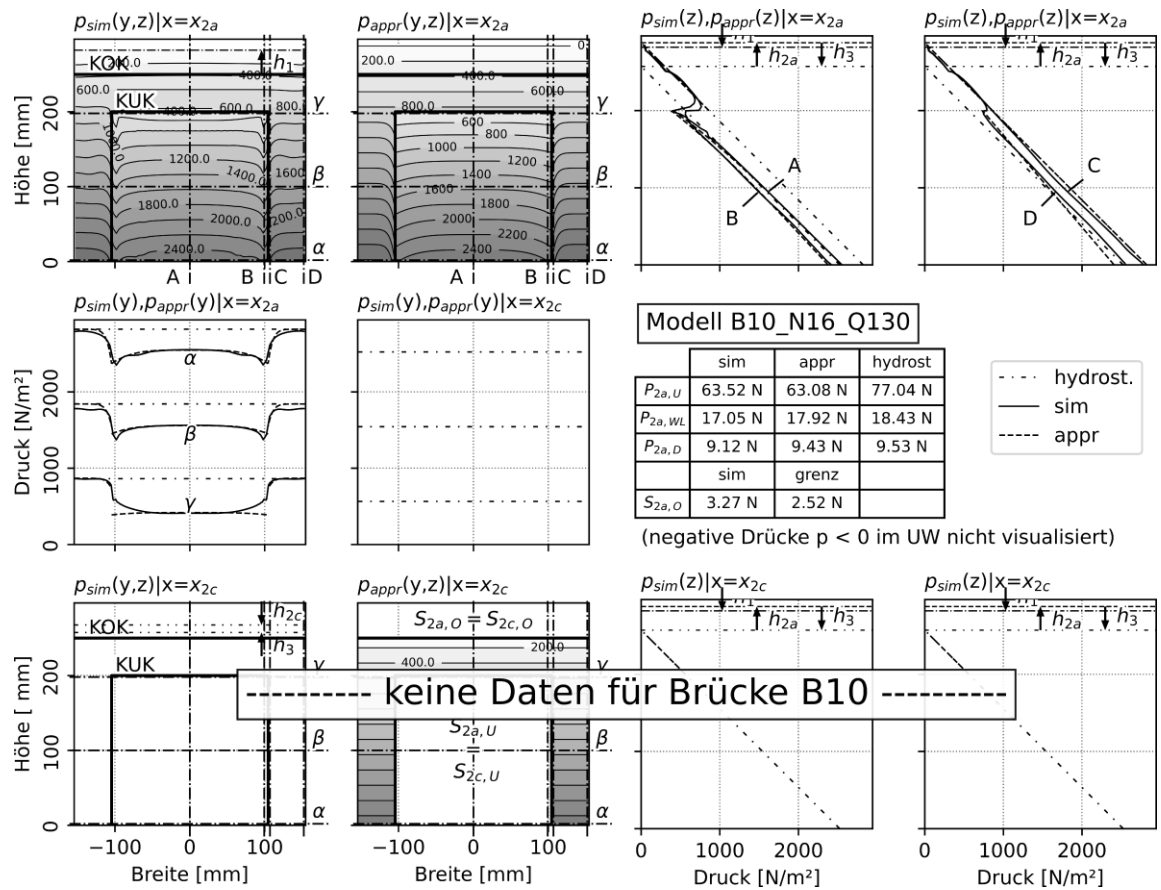
A 2.58 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N14



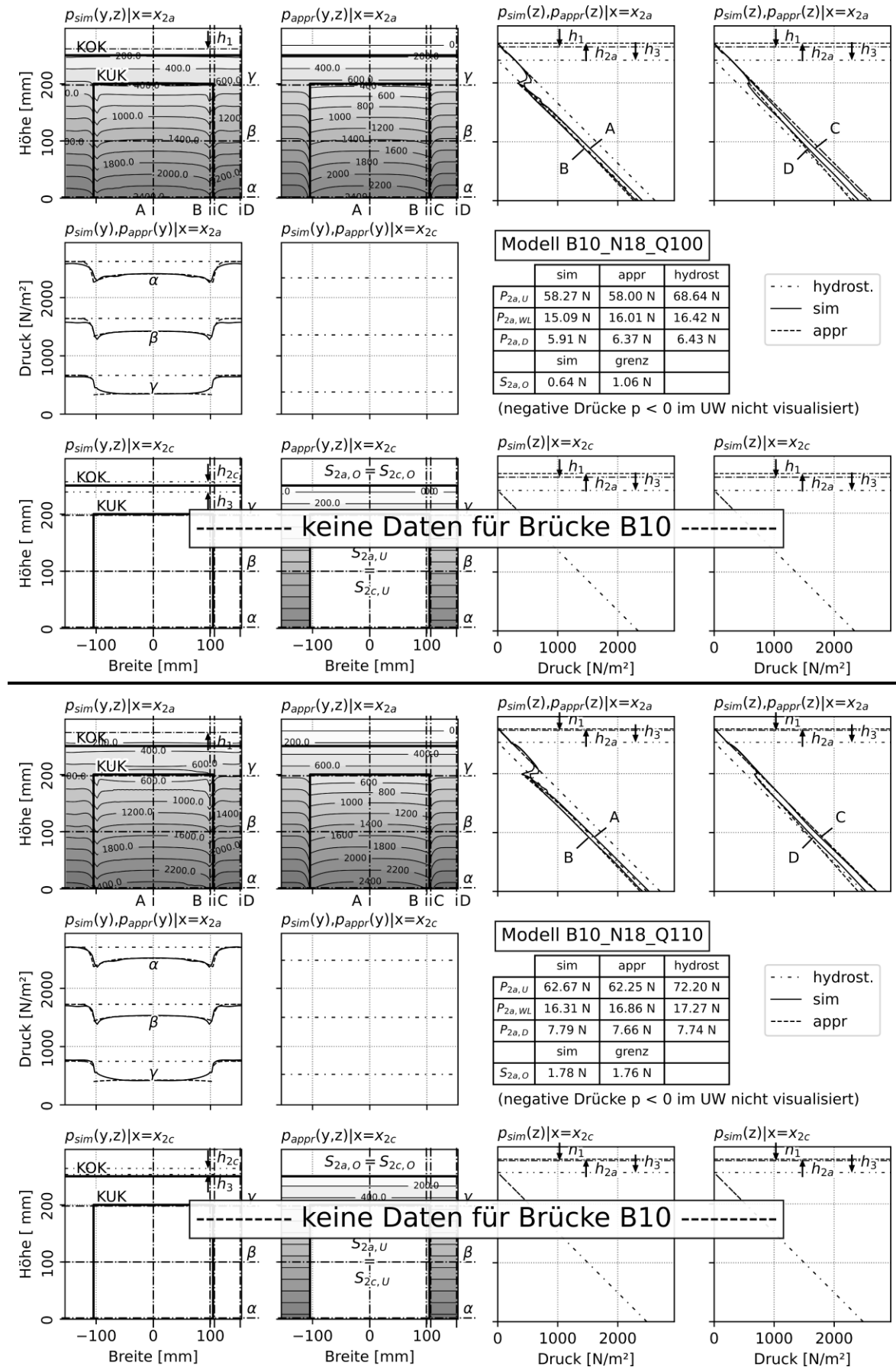


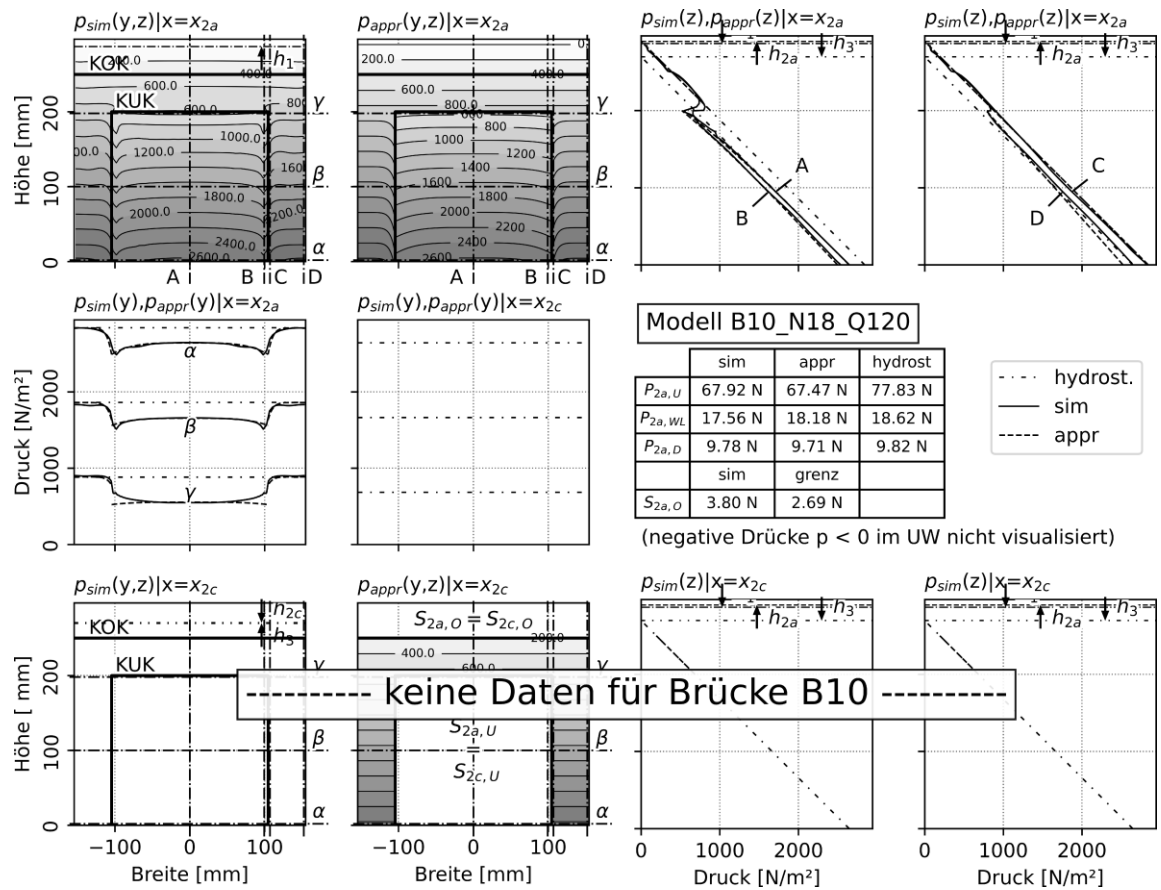
A 2.59 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N16



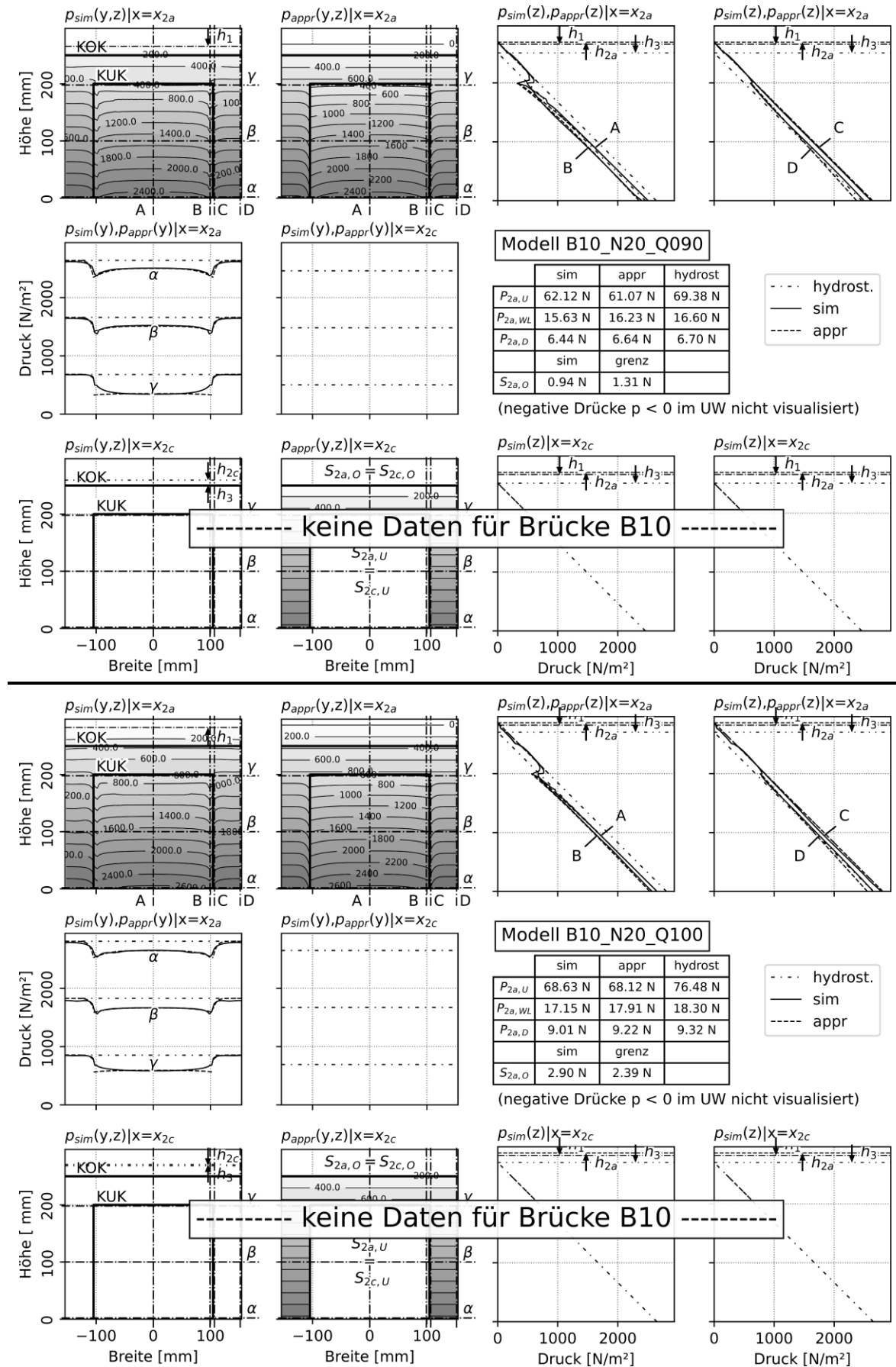


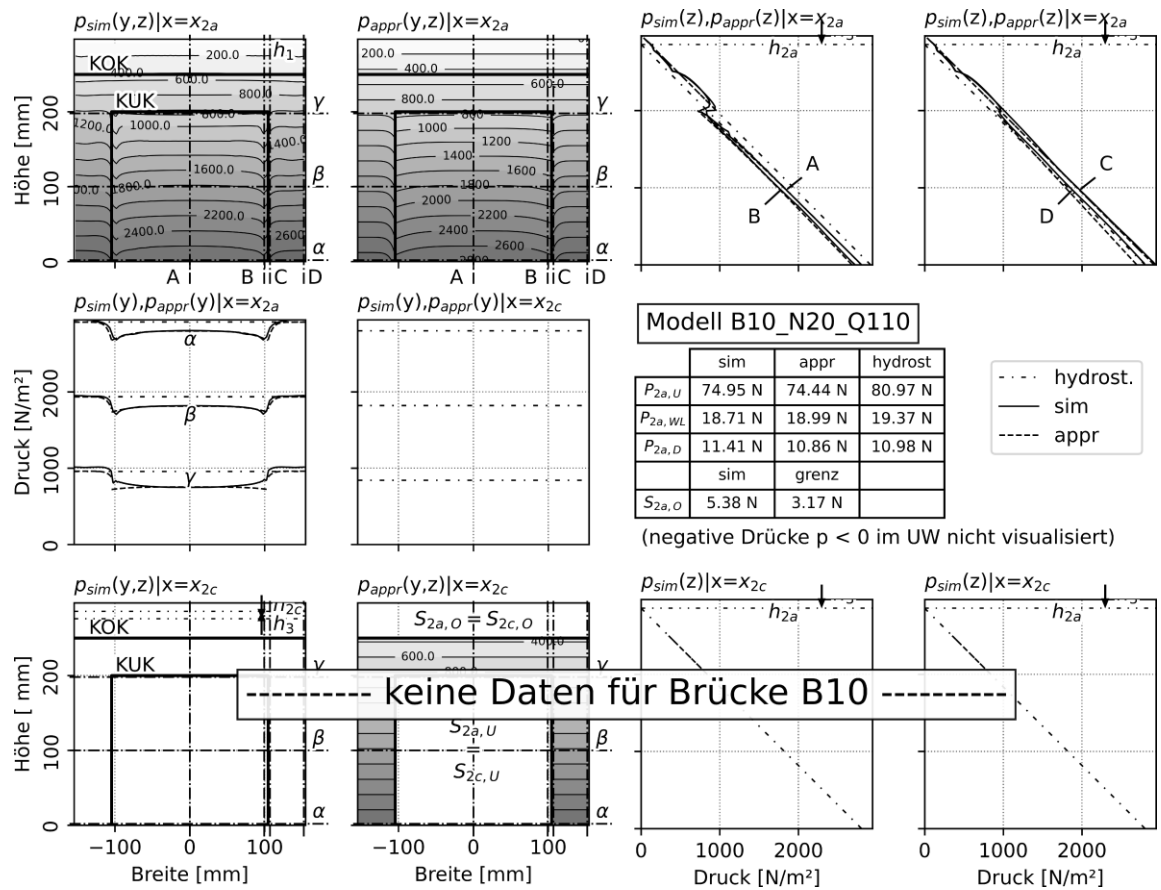
A 2.60 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N18



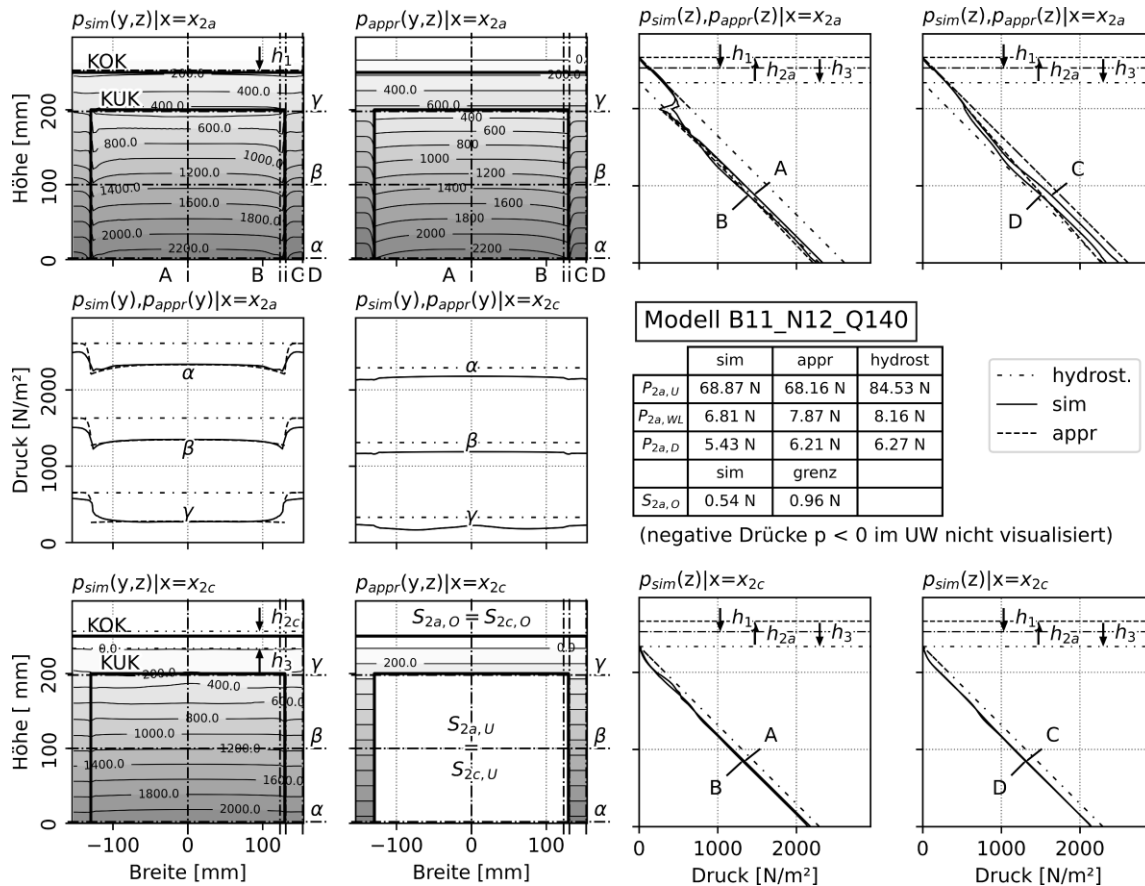


A 2.61 Druckverteilungen für die Modelltests B10_N20

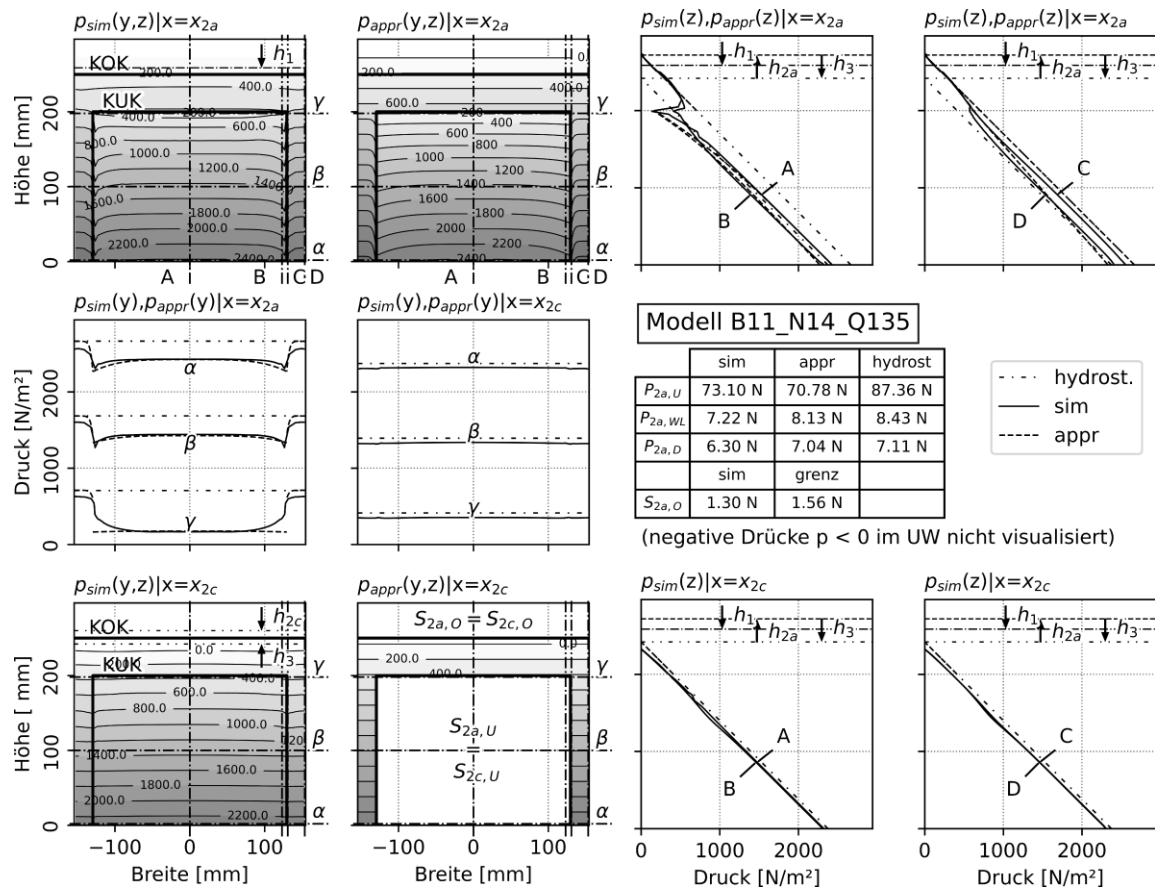
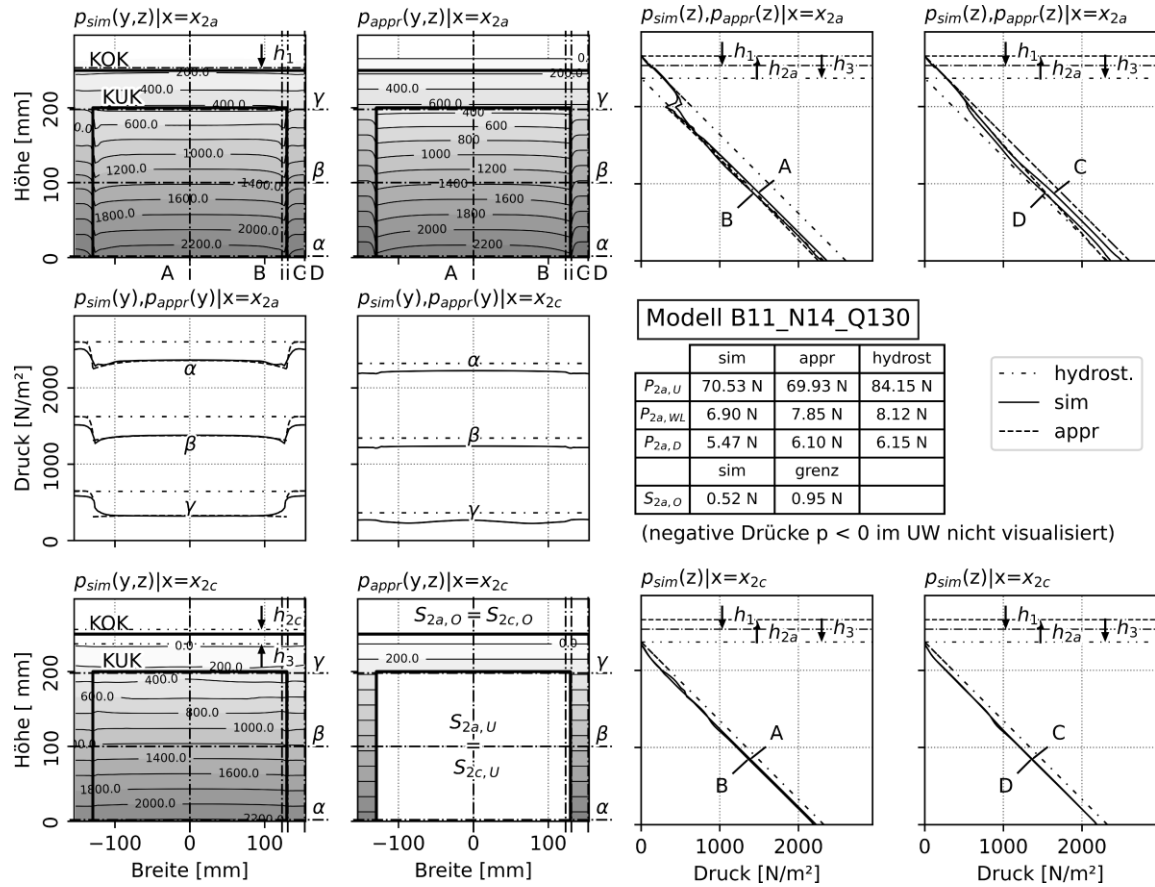




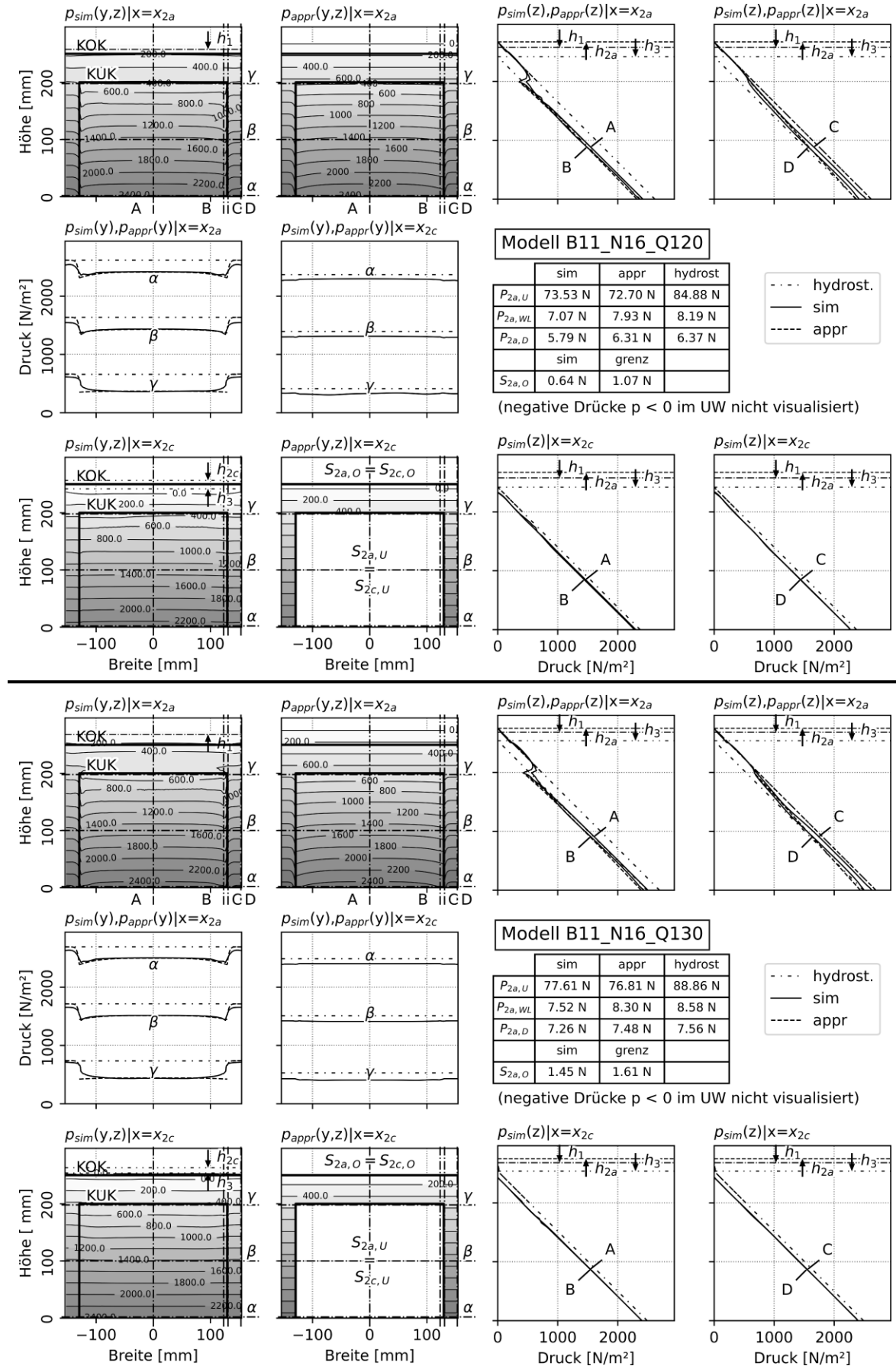
A 2.62 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N12



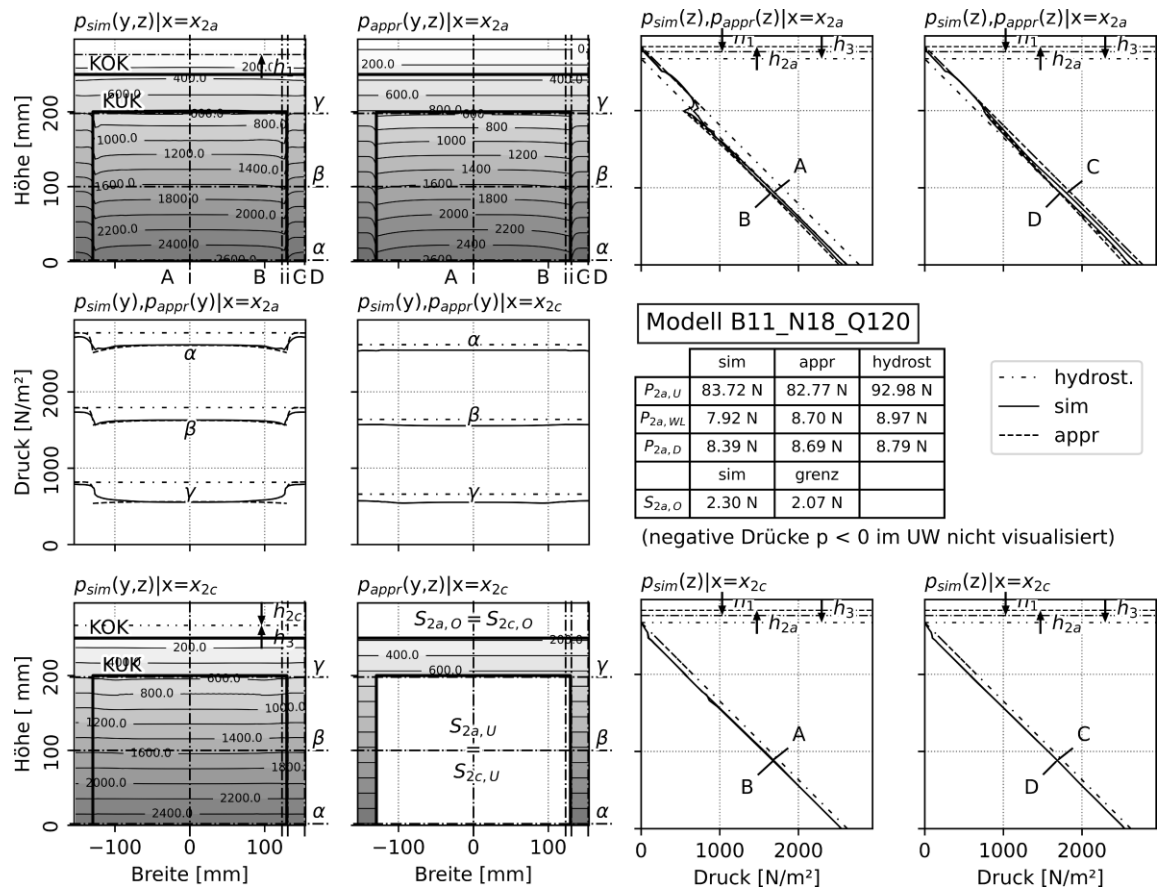
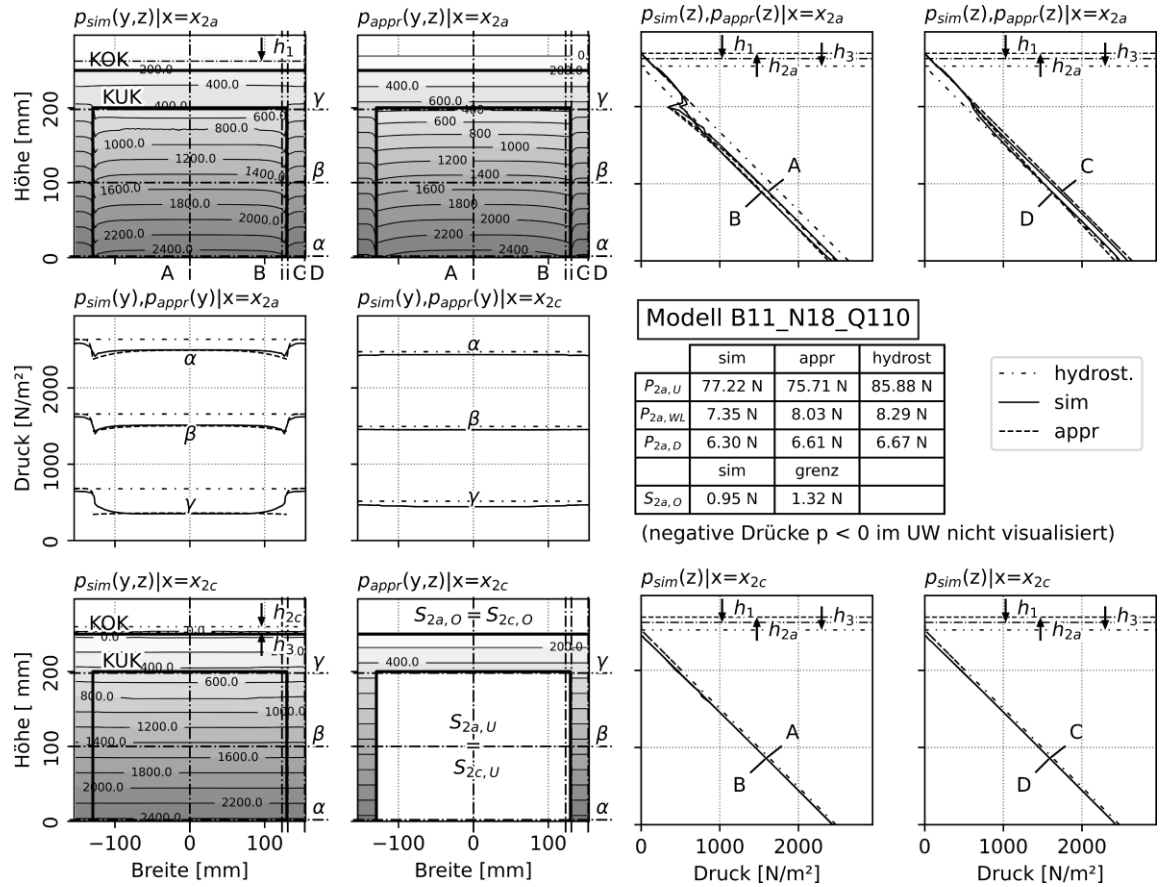
A 2.63 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N14



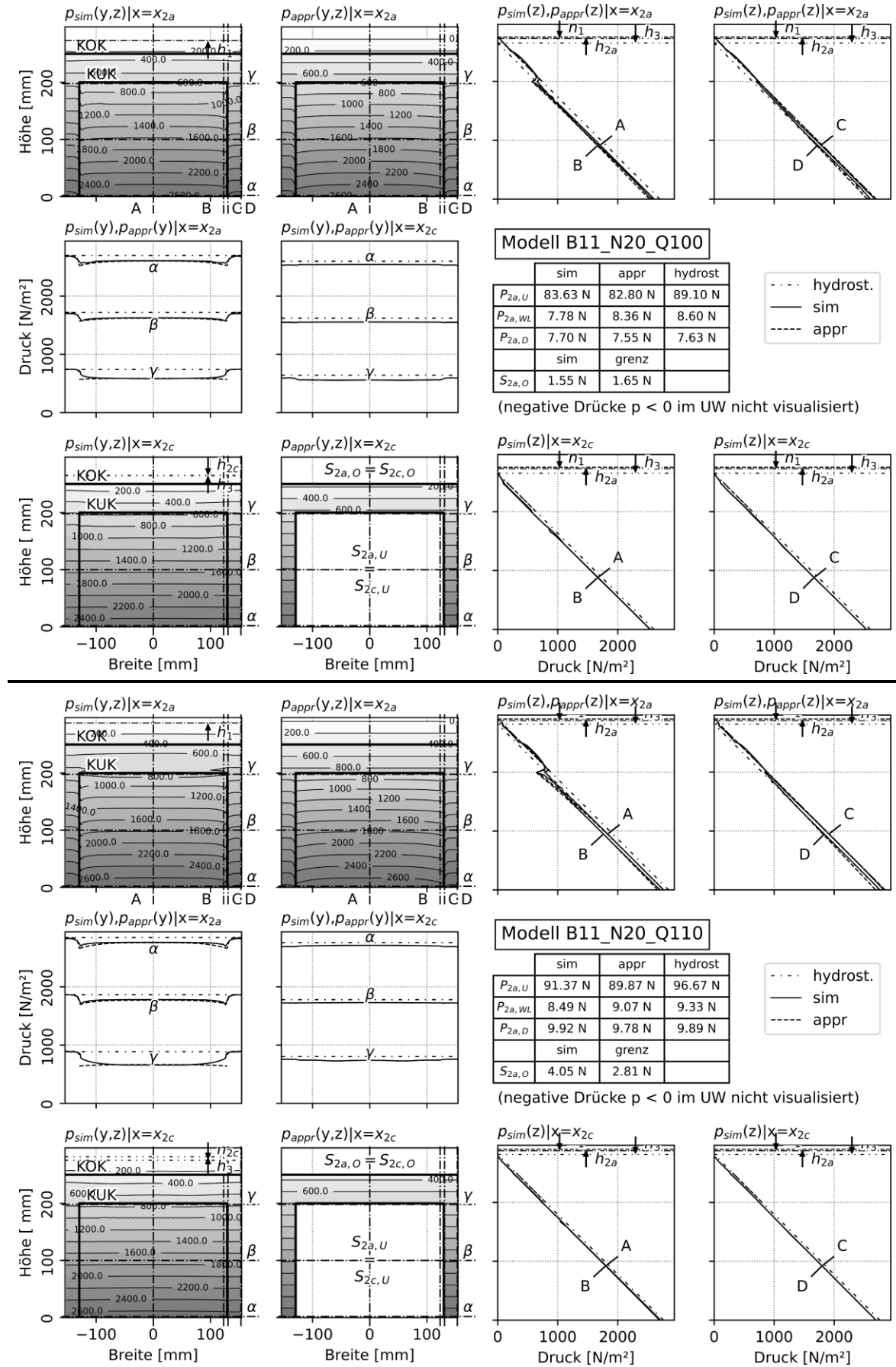
A 2.64 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N16

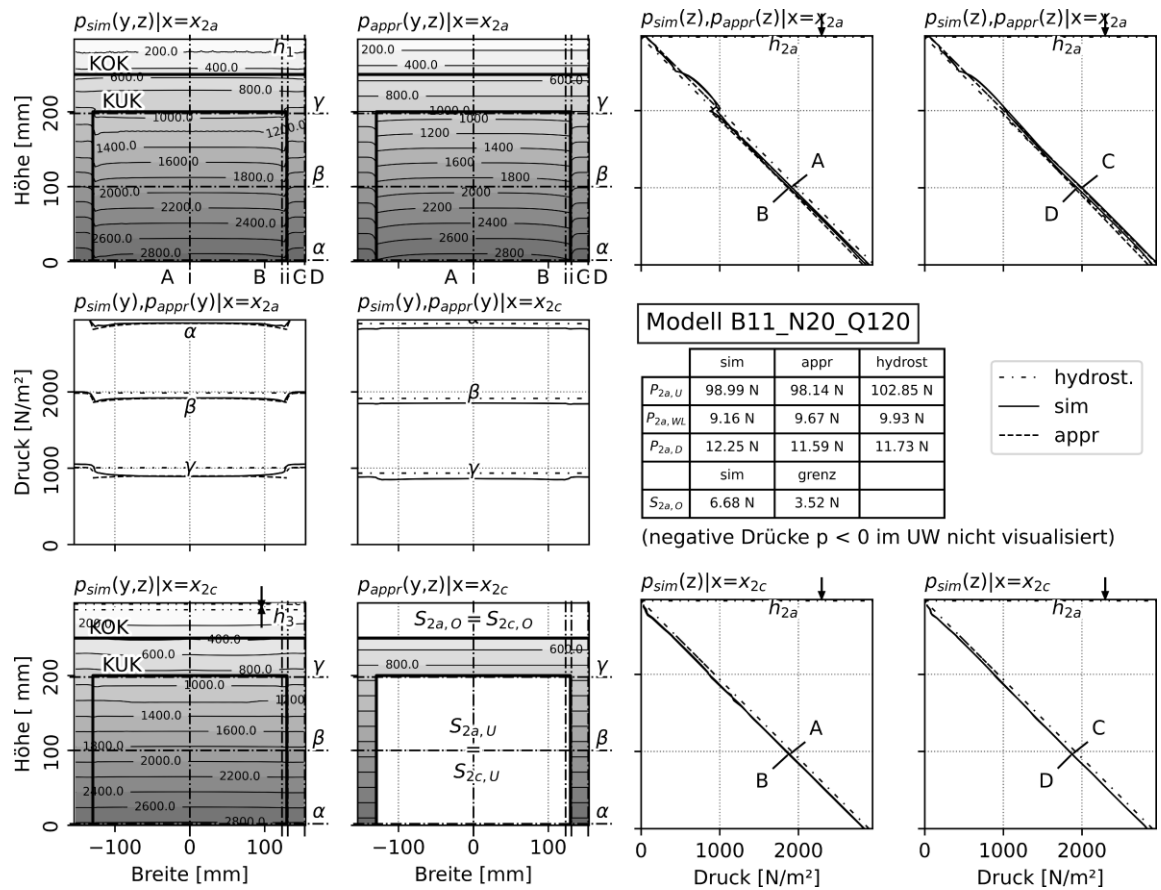


A 2.65 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N18



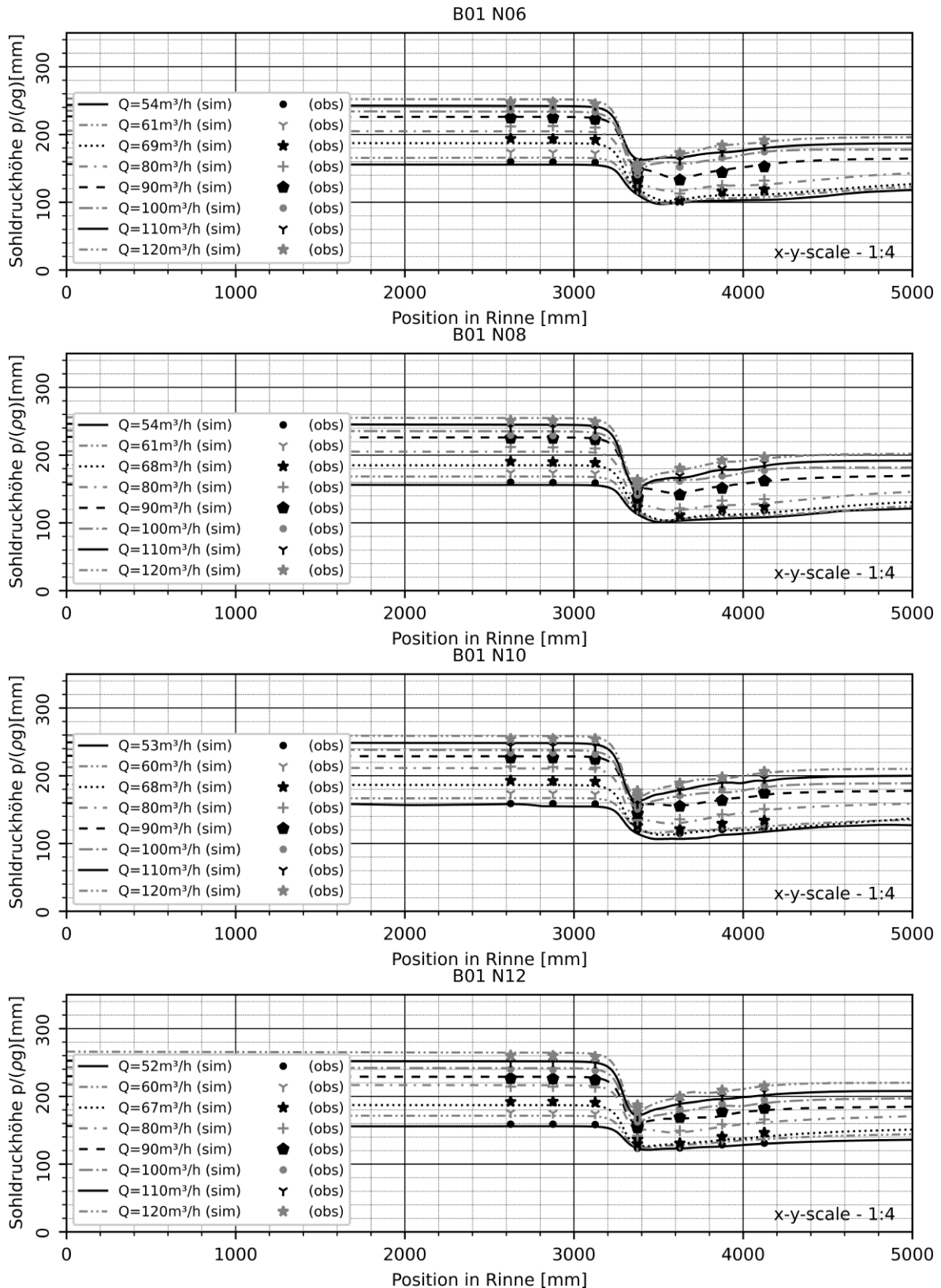
A 2.66 Druckverteilungen für die Modelltests B11_N20

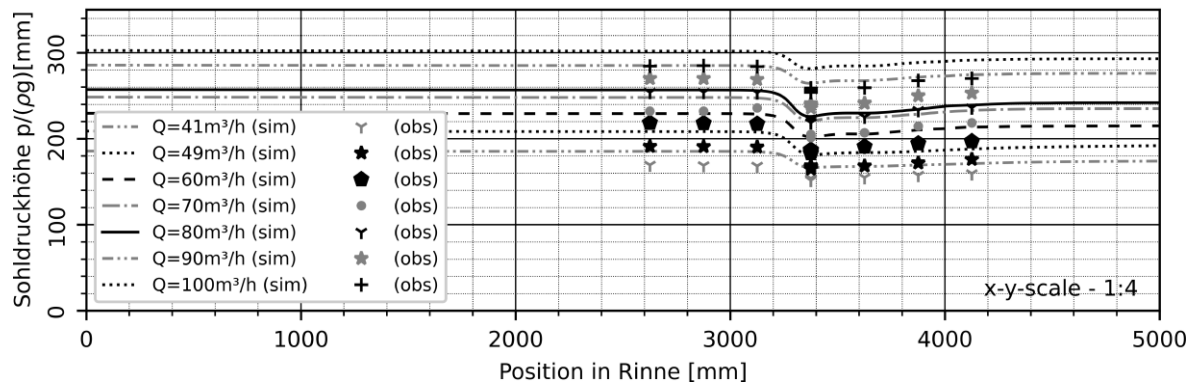
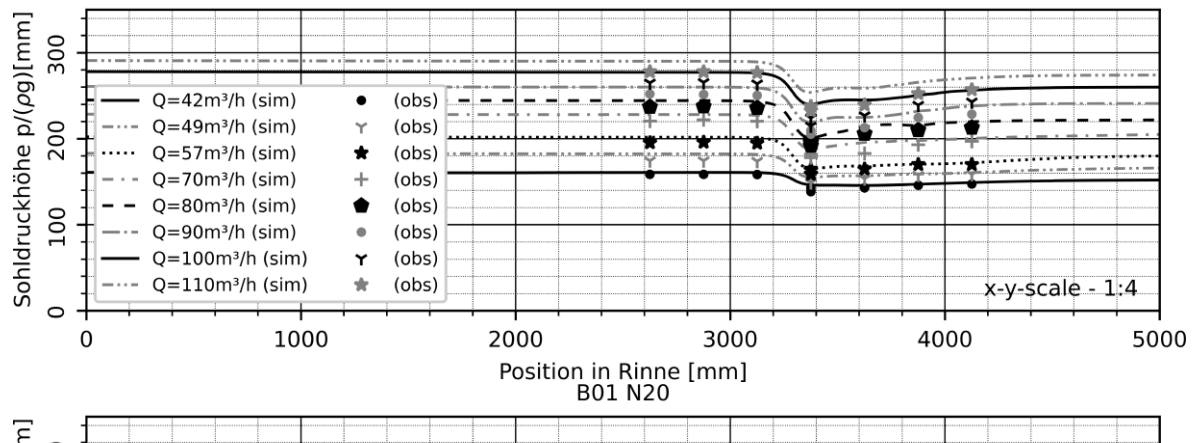
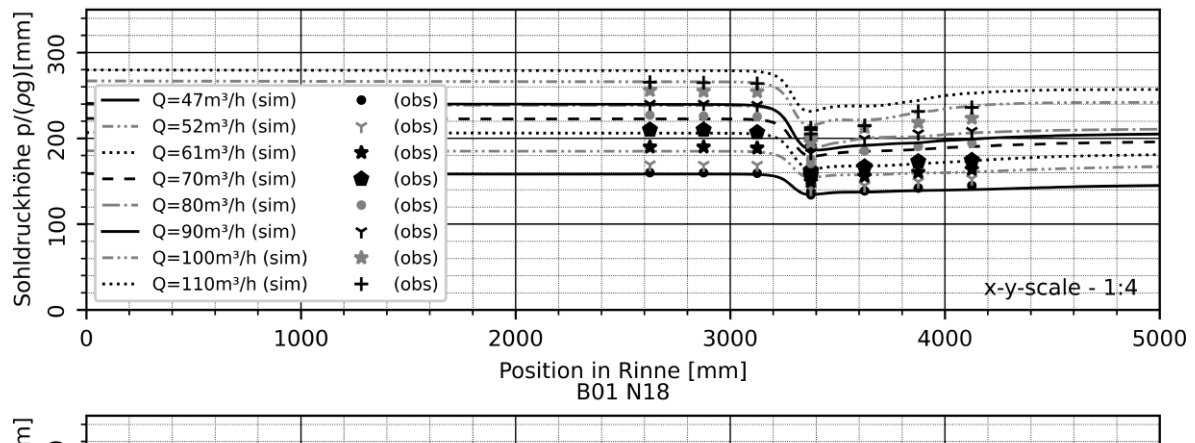
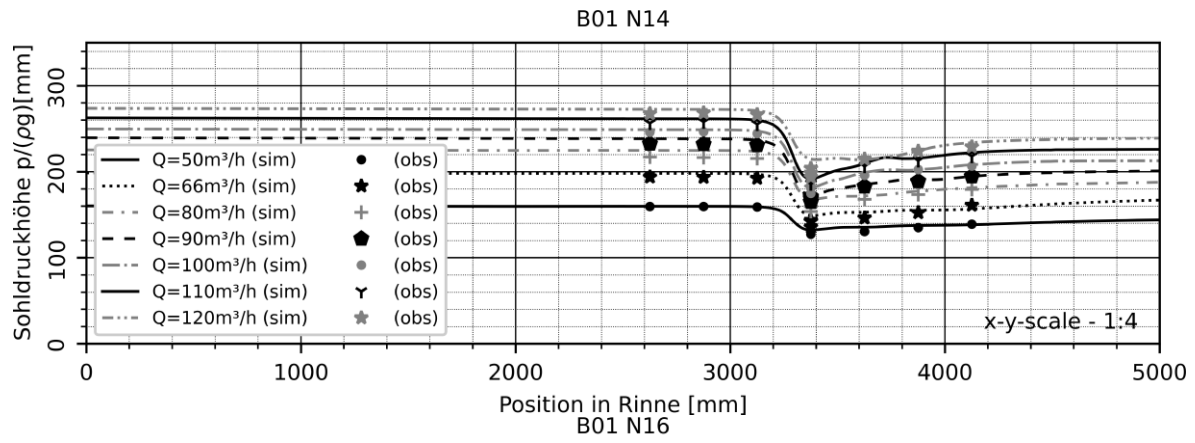




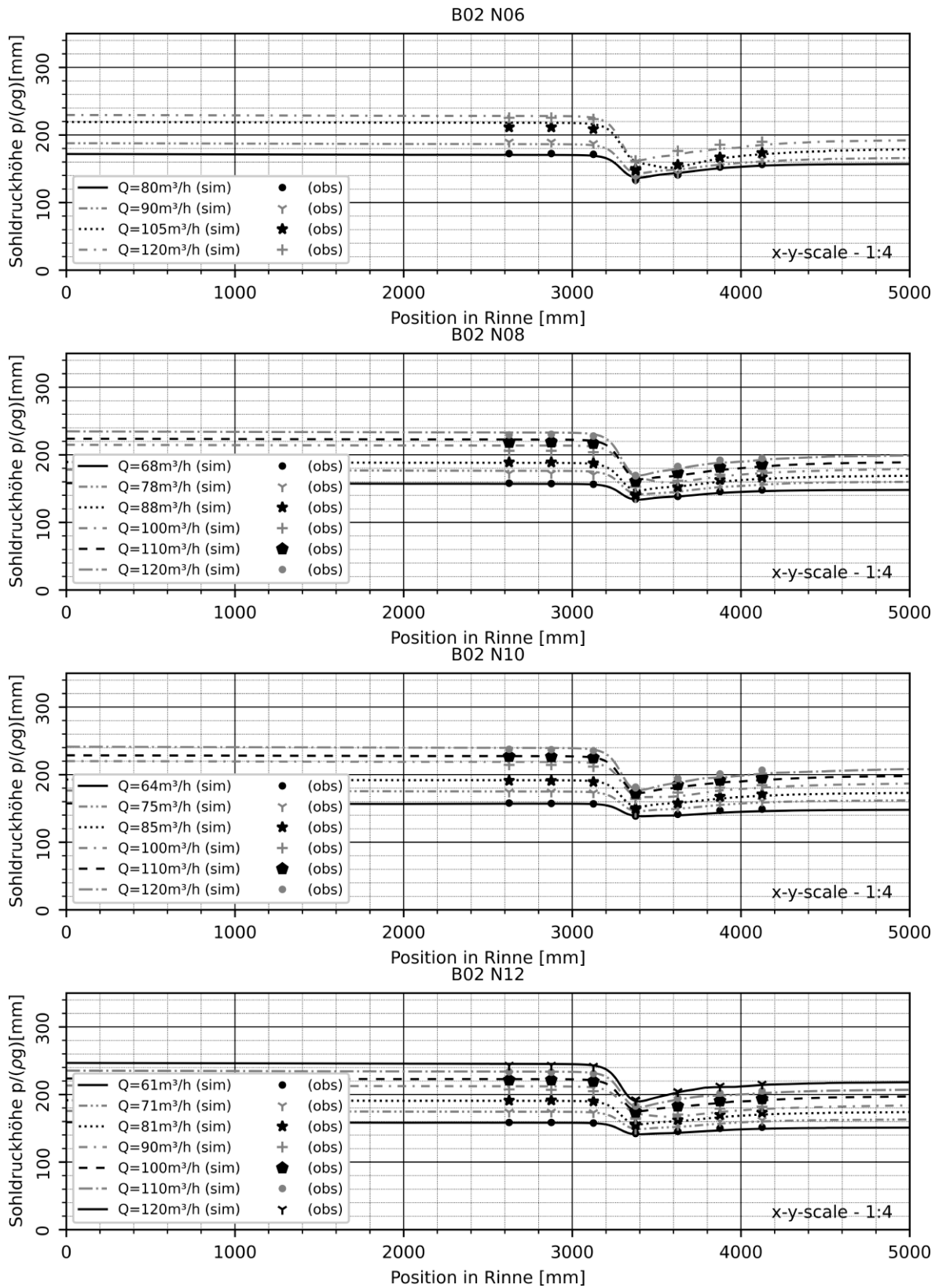
Anhang 3 Längsschnitte der Sohldrücke aus Messung und Simulation im Vergleich

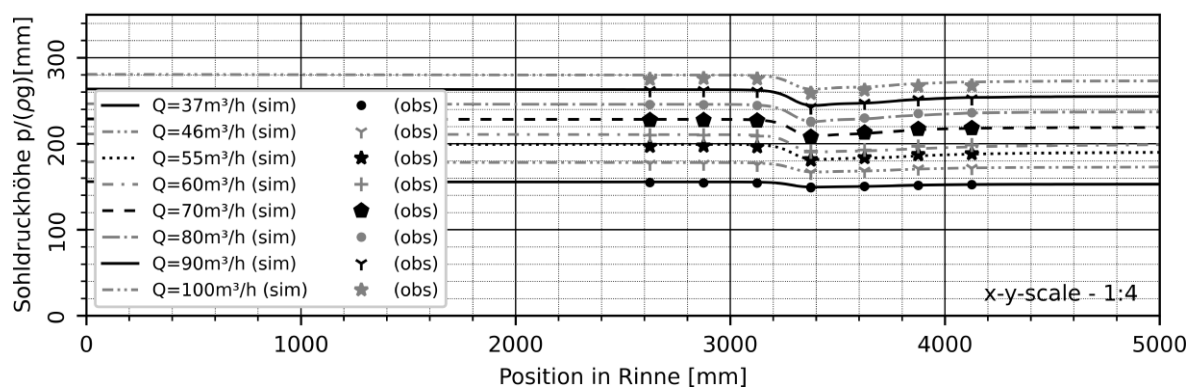
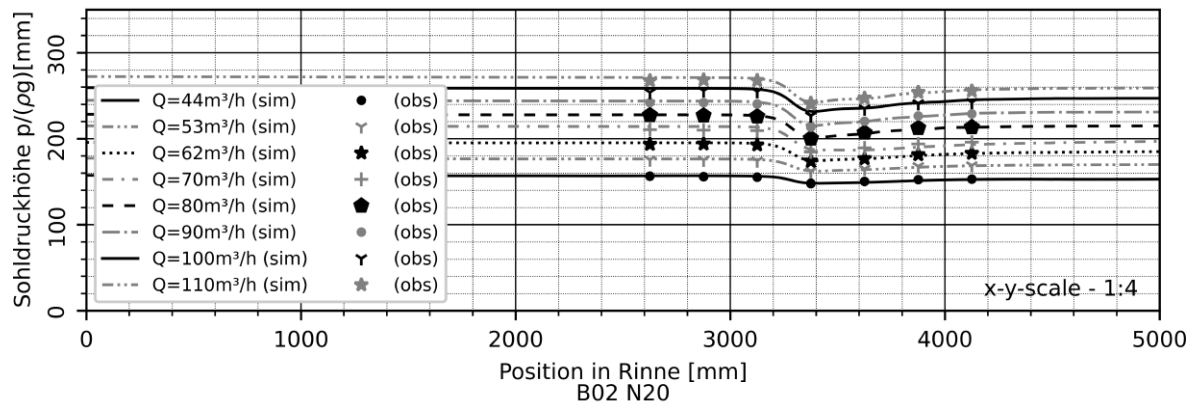
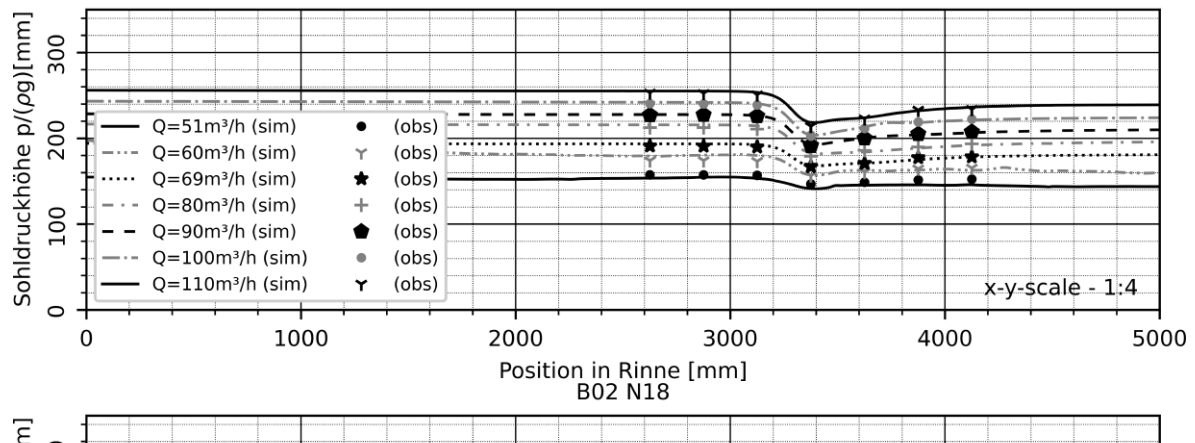
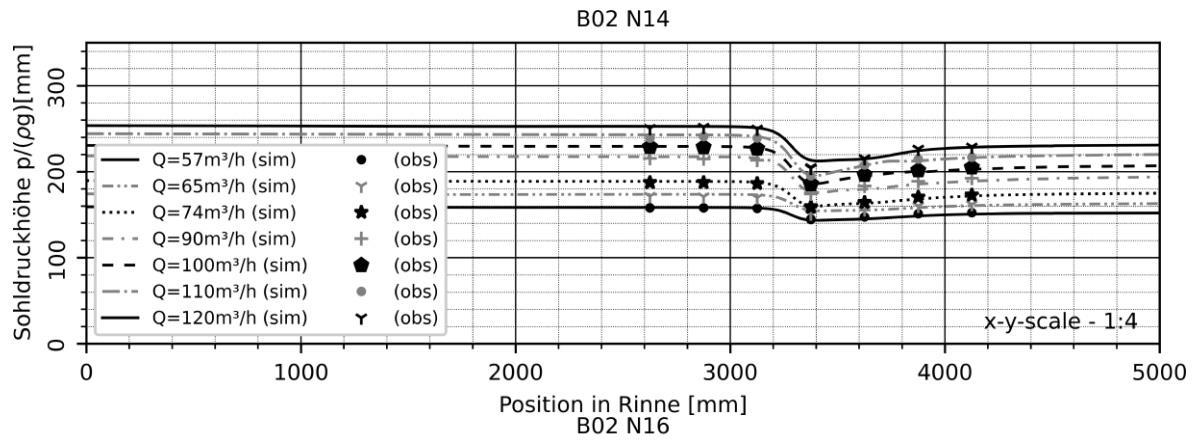
A 3.1 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B01



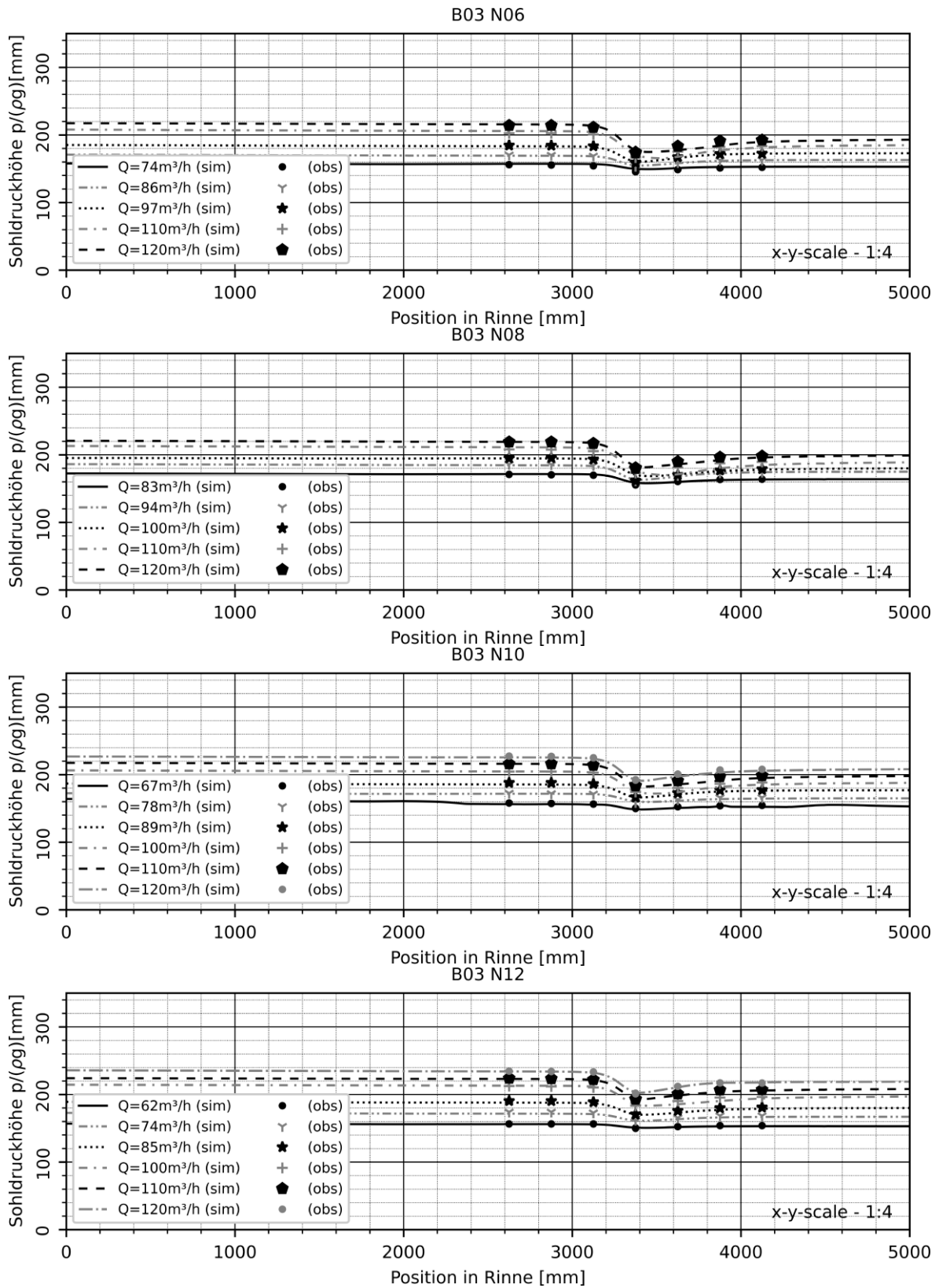


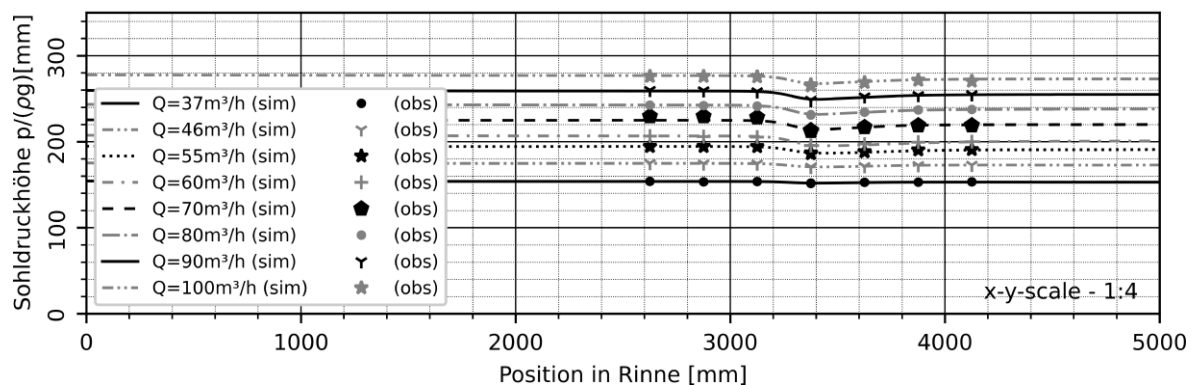
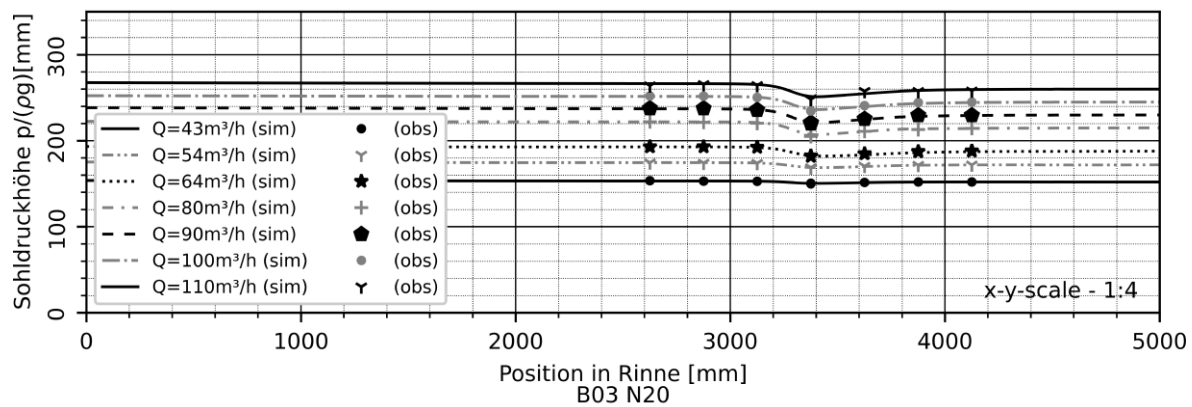
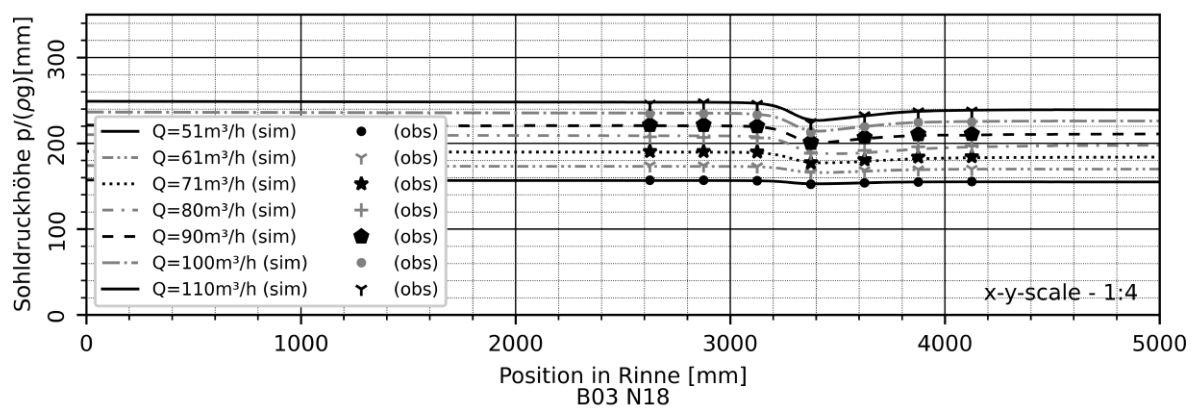
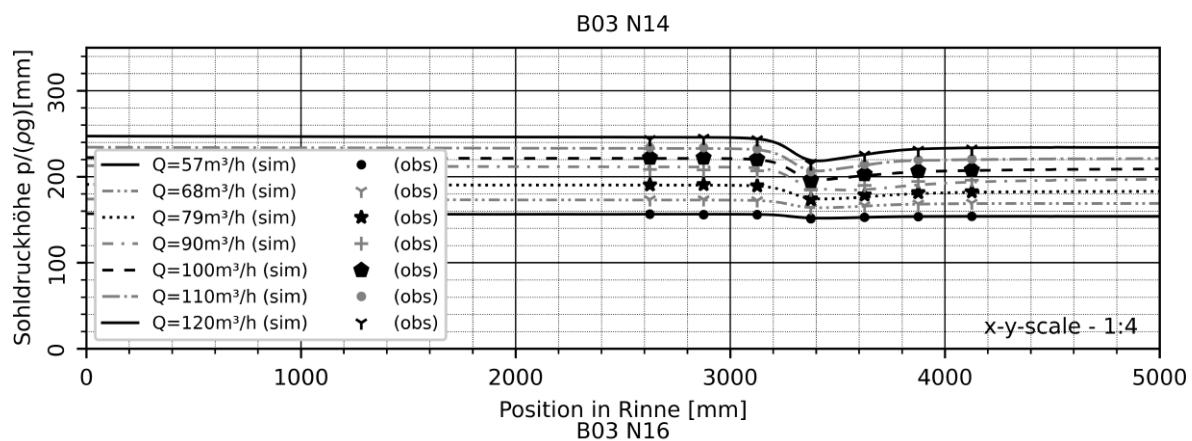
A 3.2 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B02



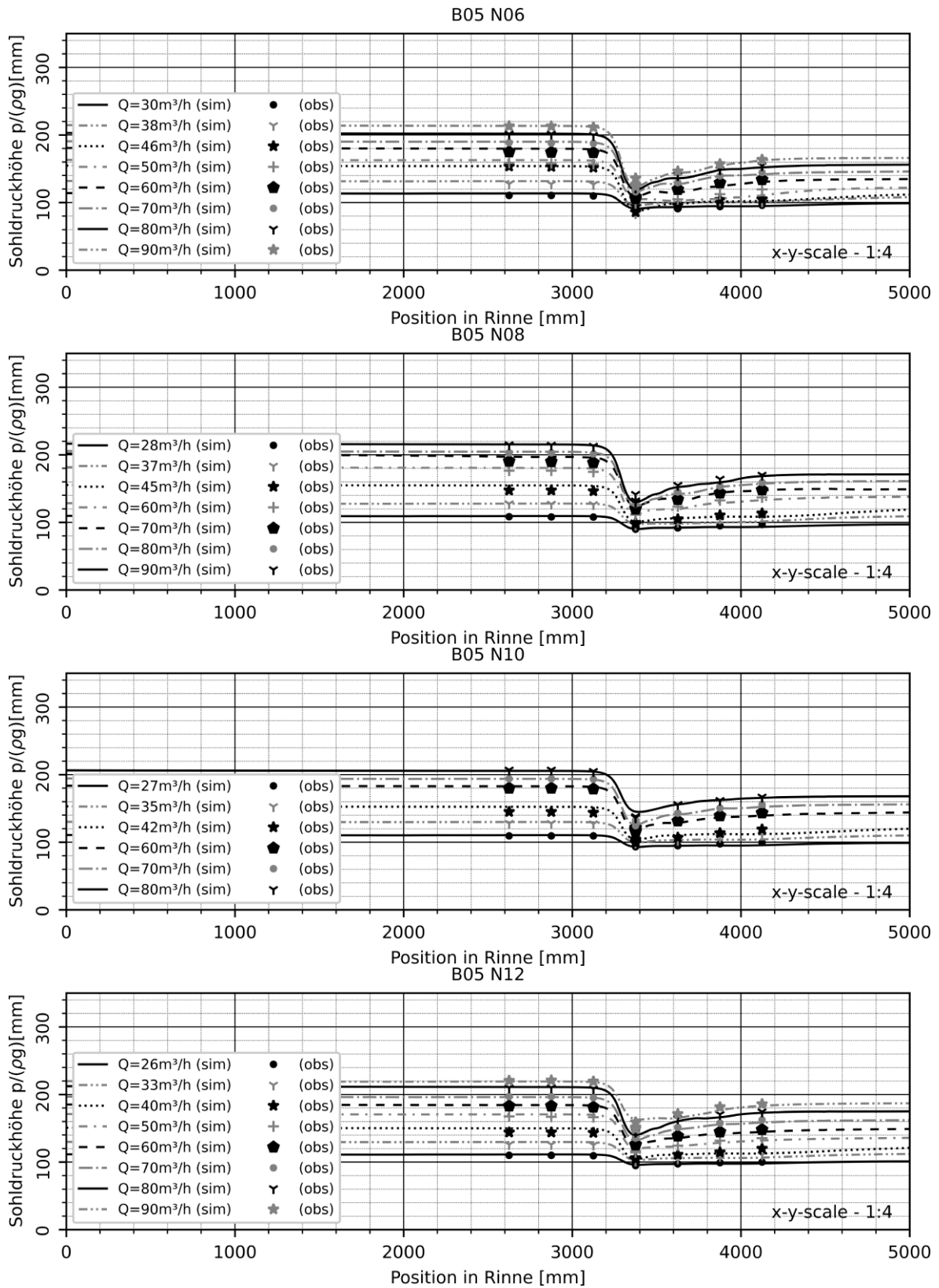


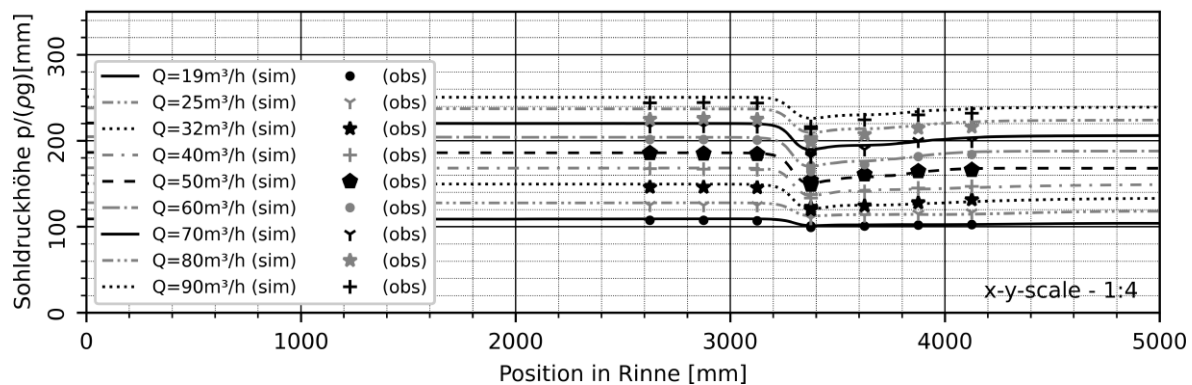
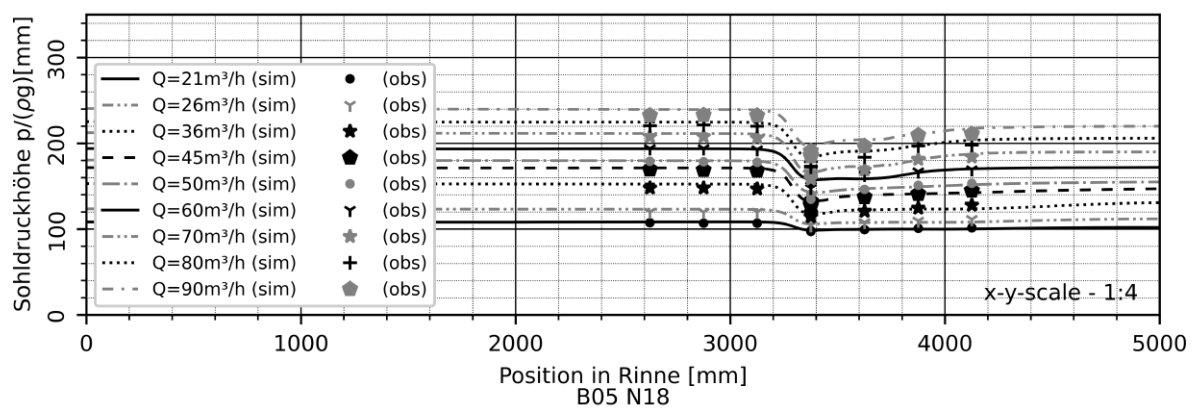
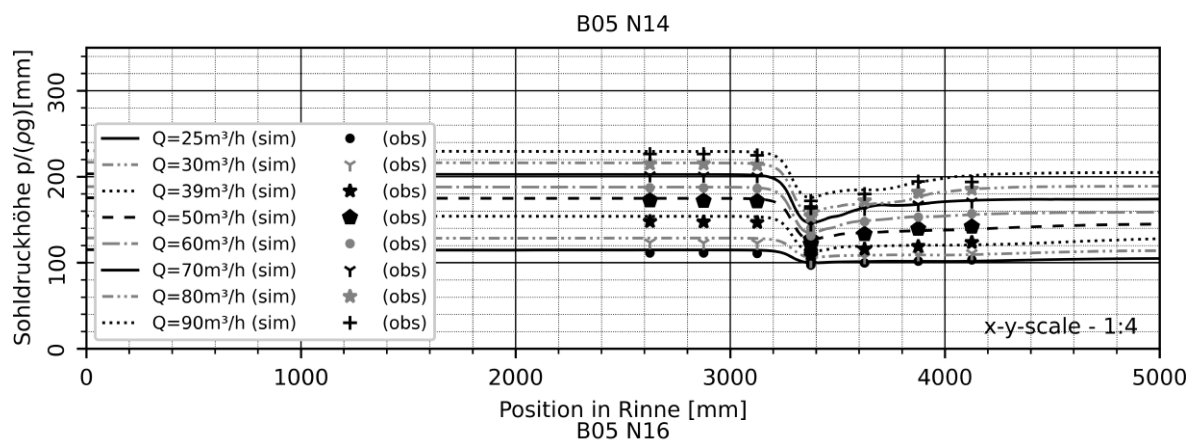
A 3.3 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B03



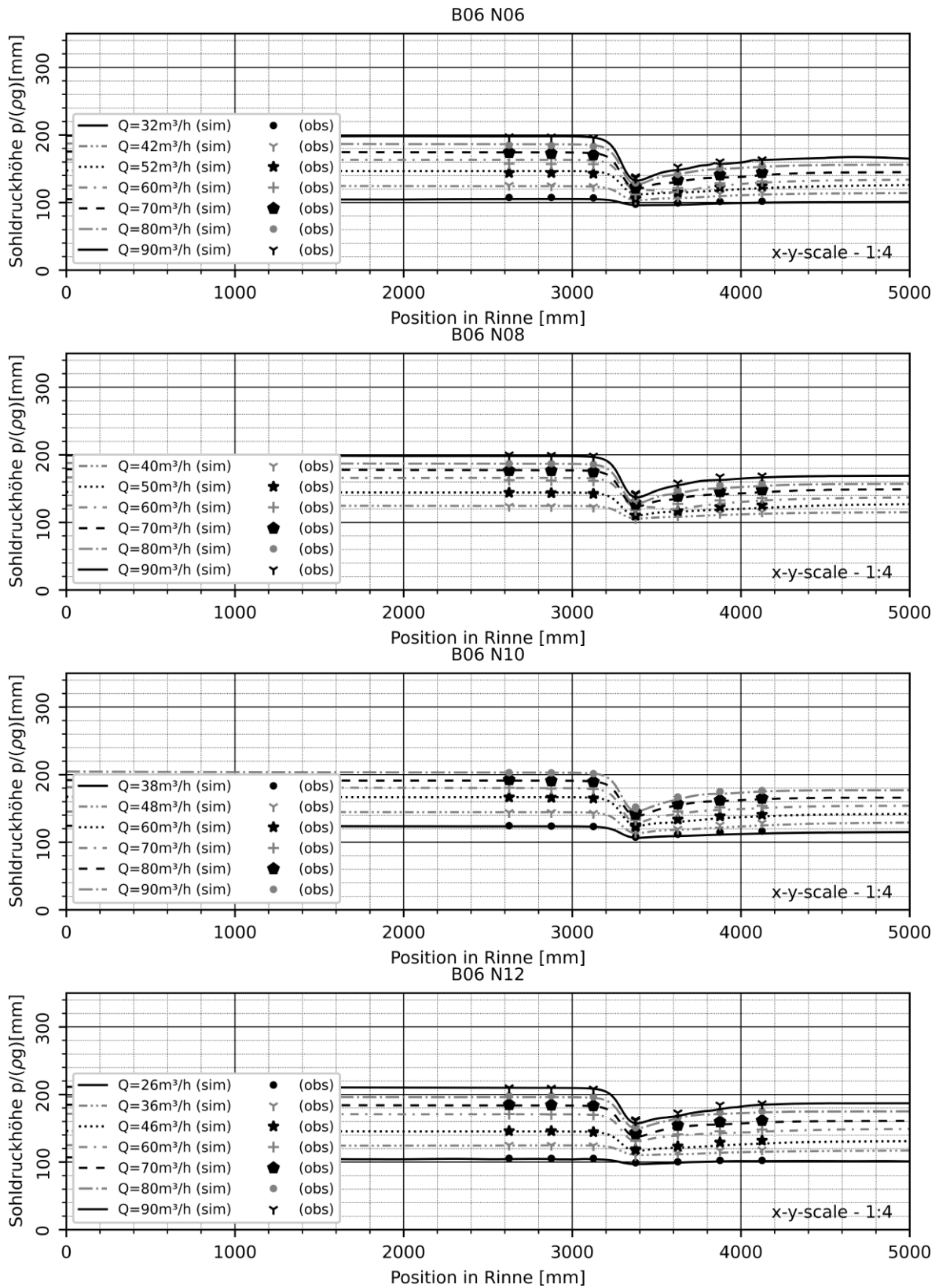


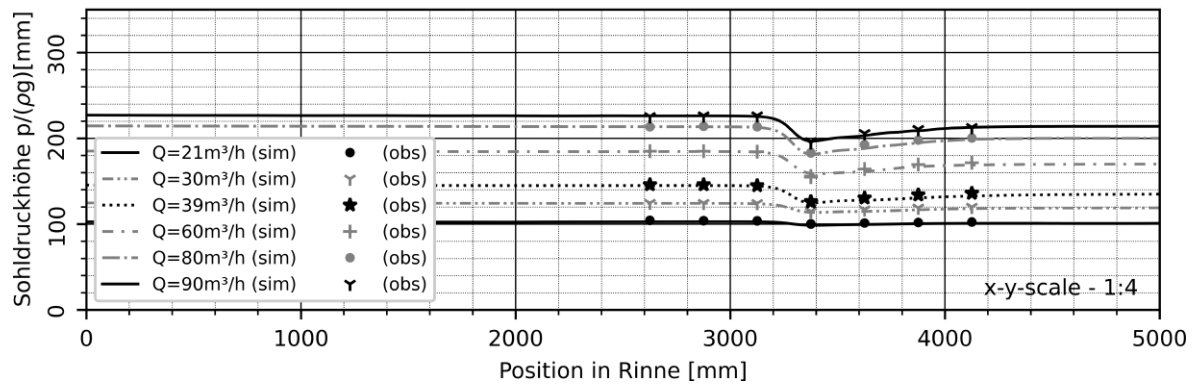
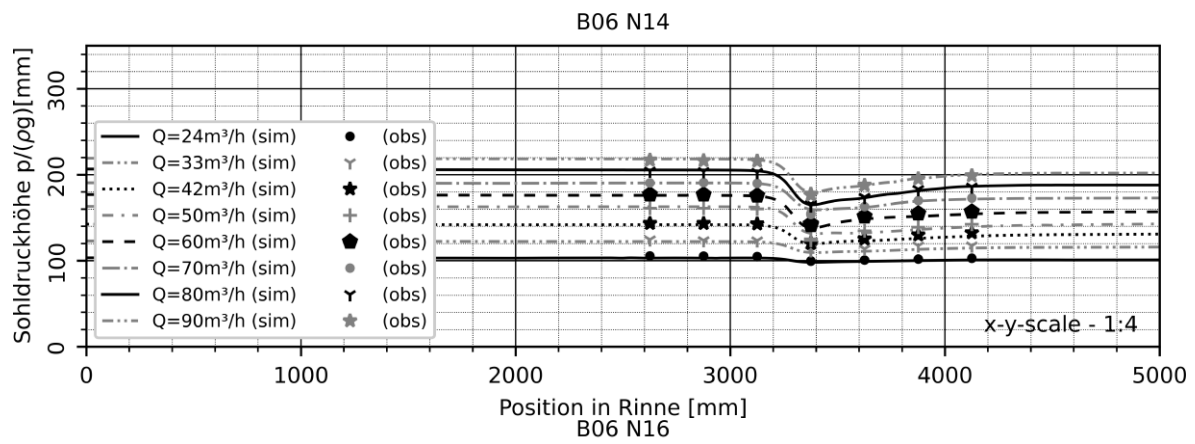
A 3.4 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B05



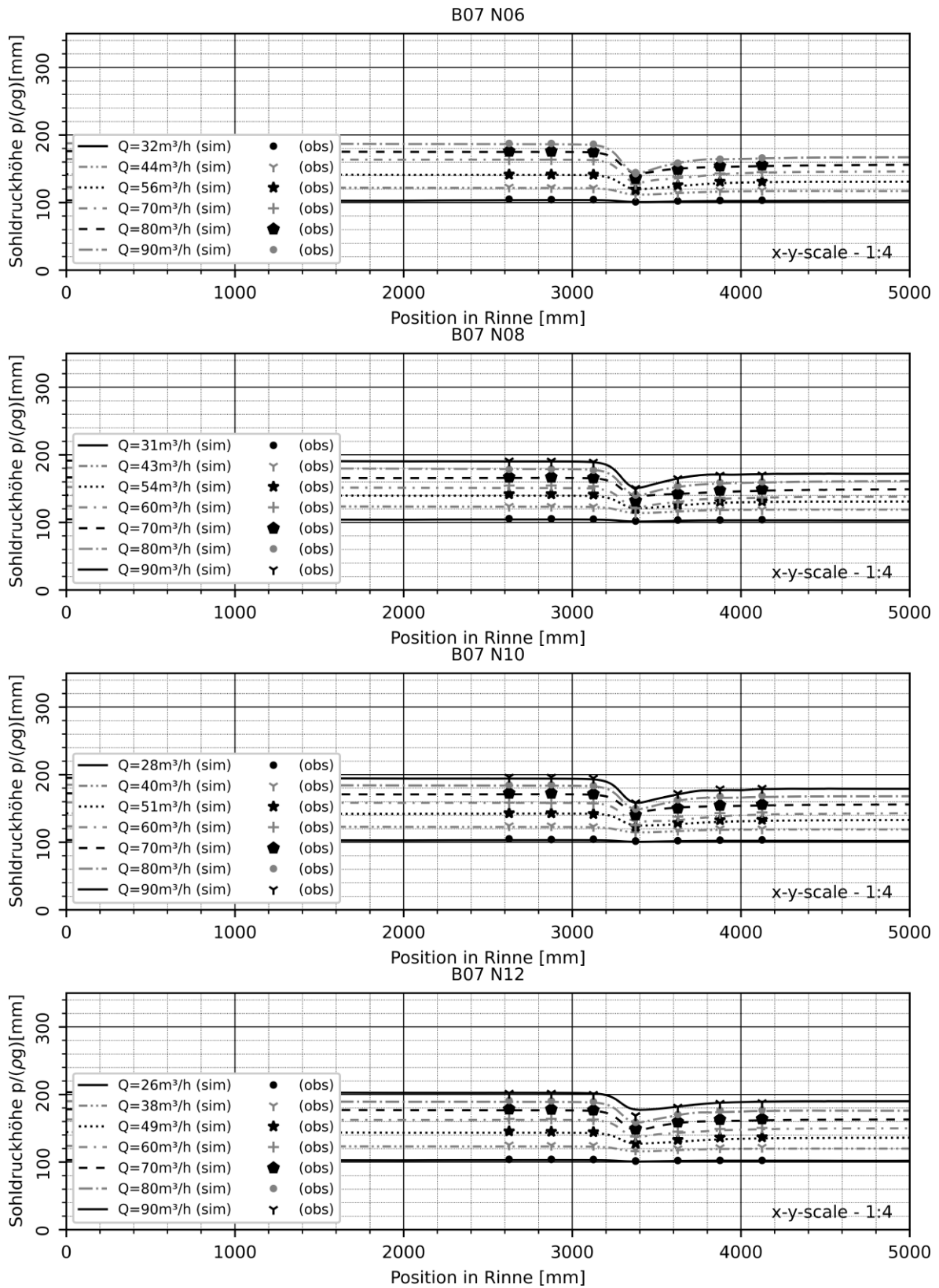


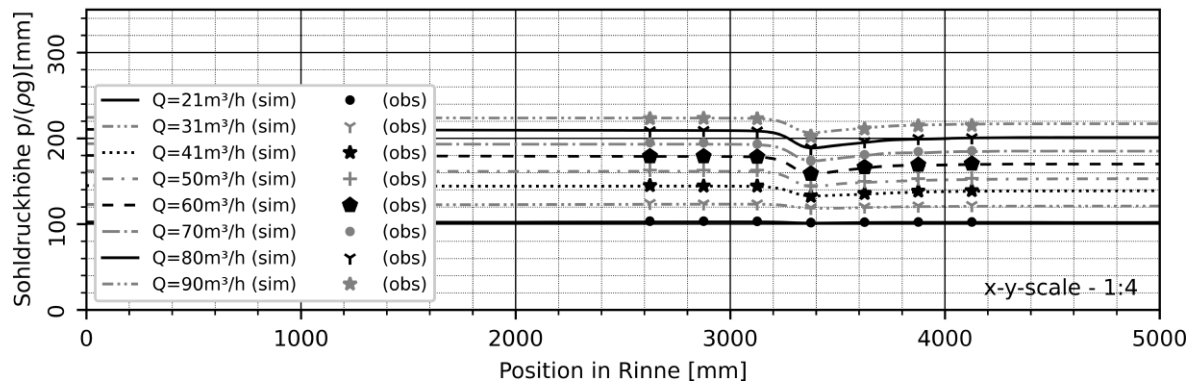
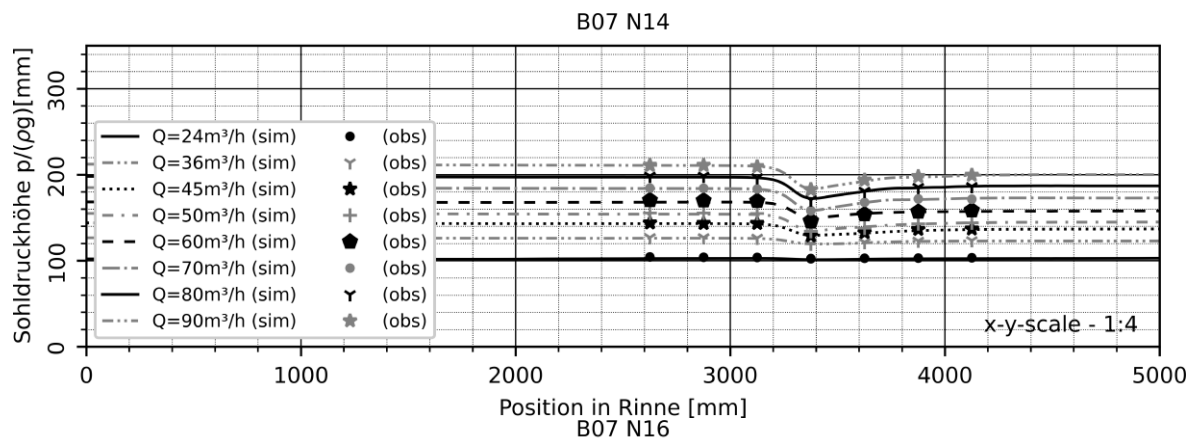
A 3.5 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B06



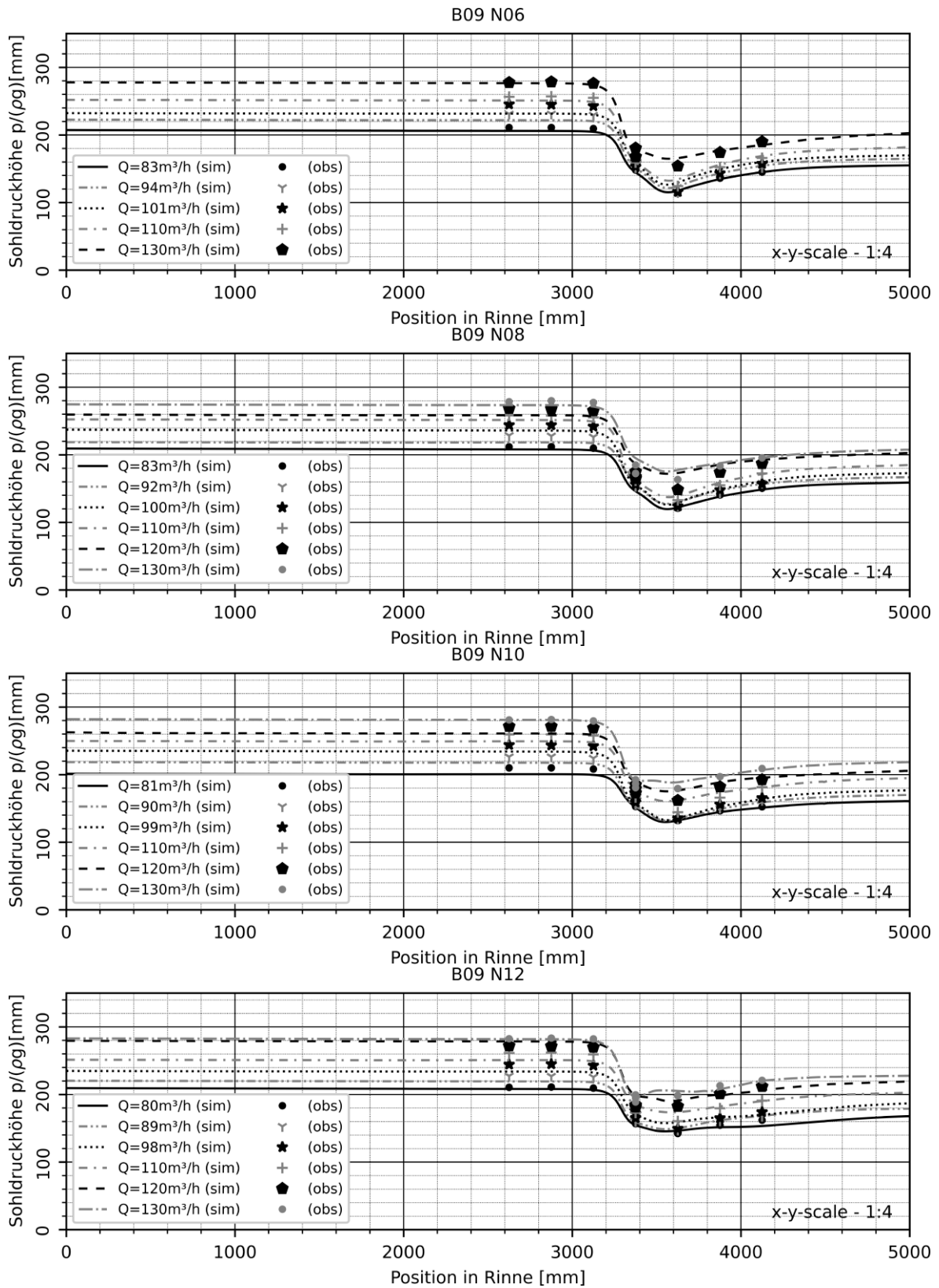


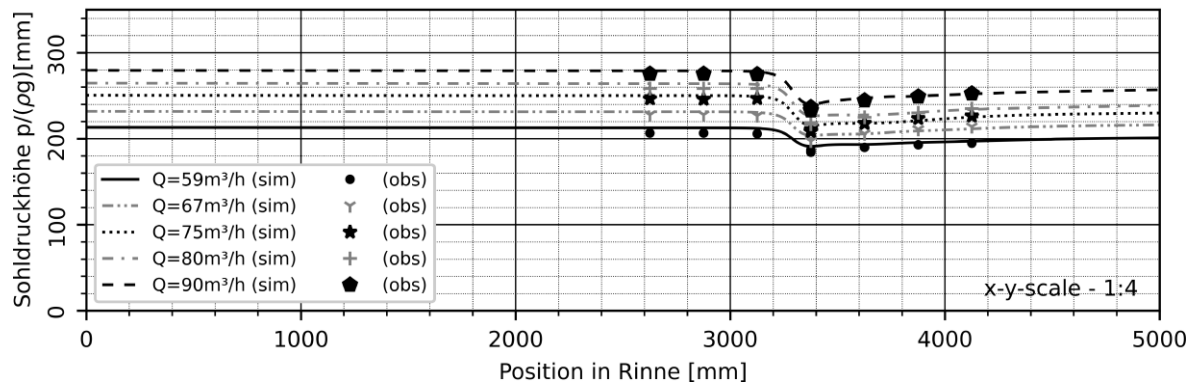
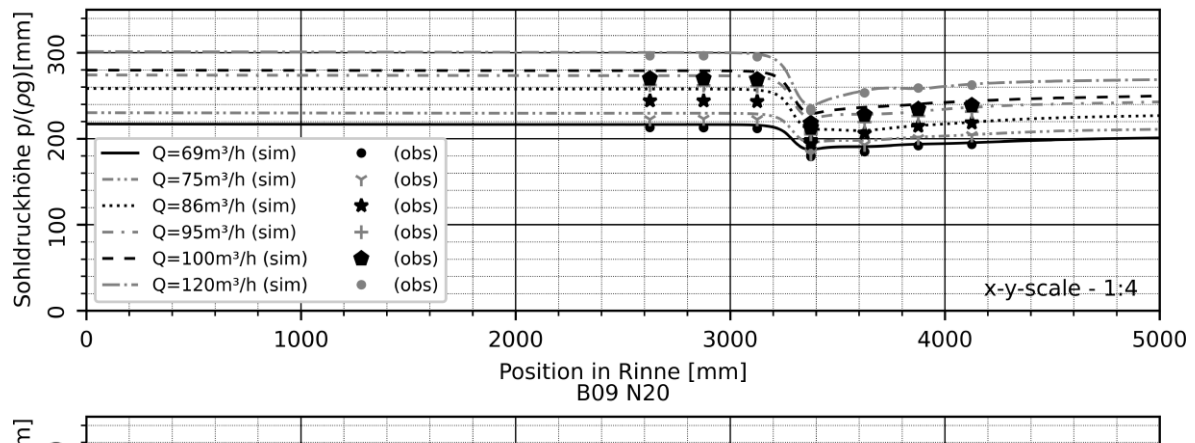
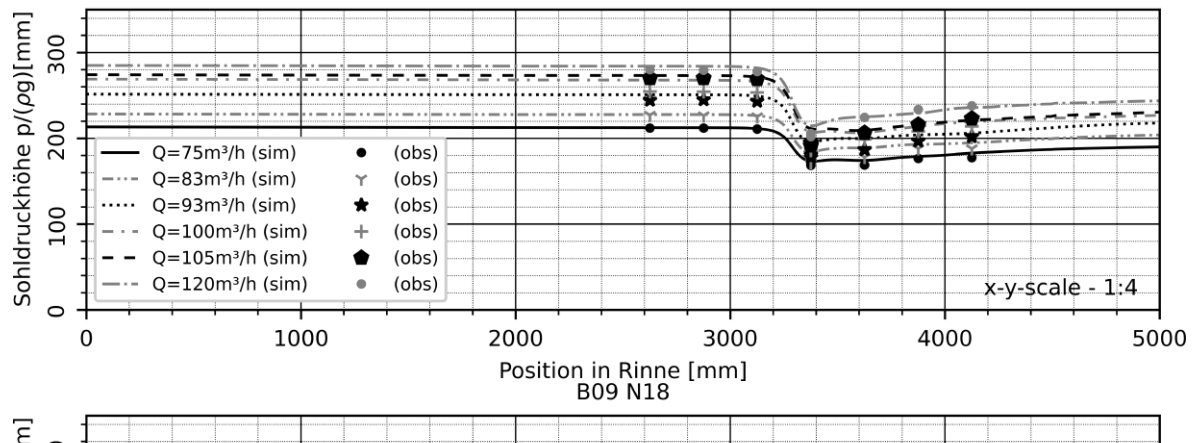
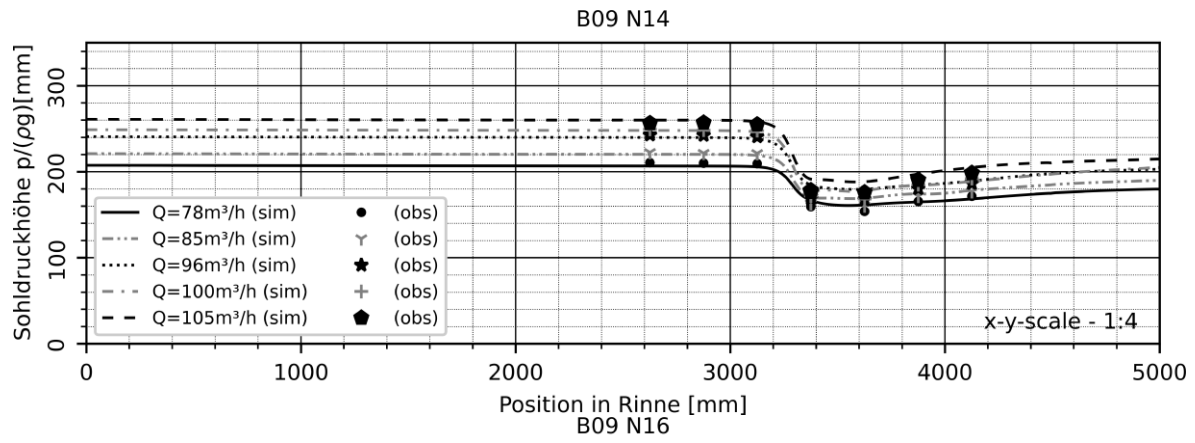
A 3.6 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B07



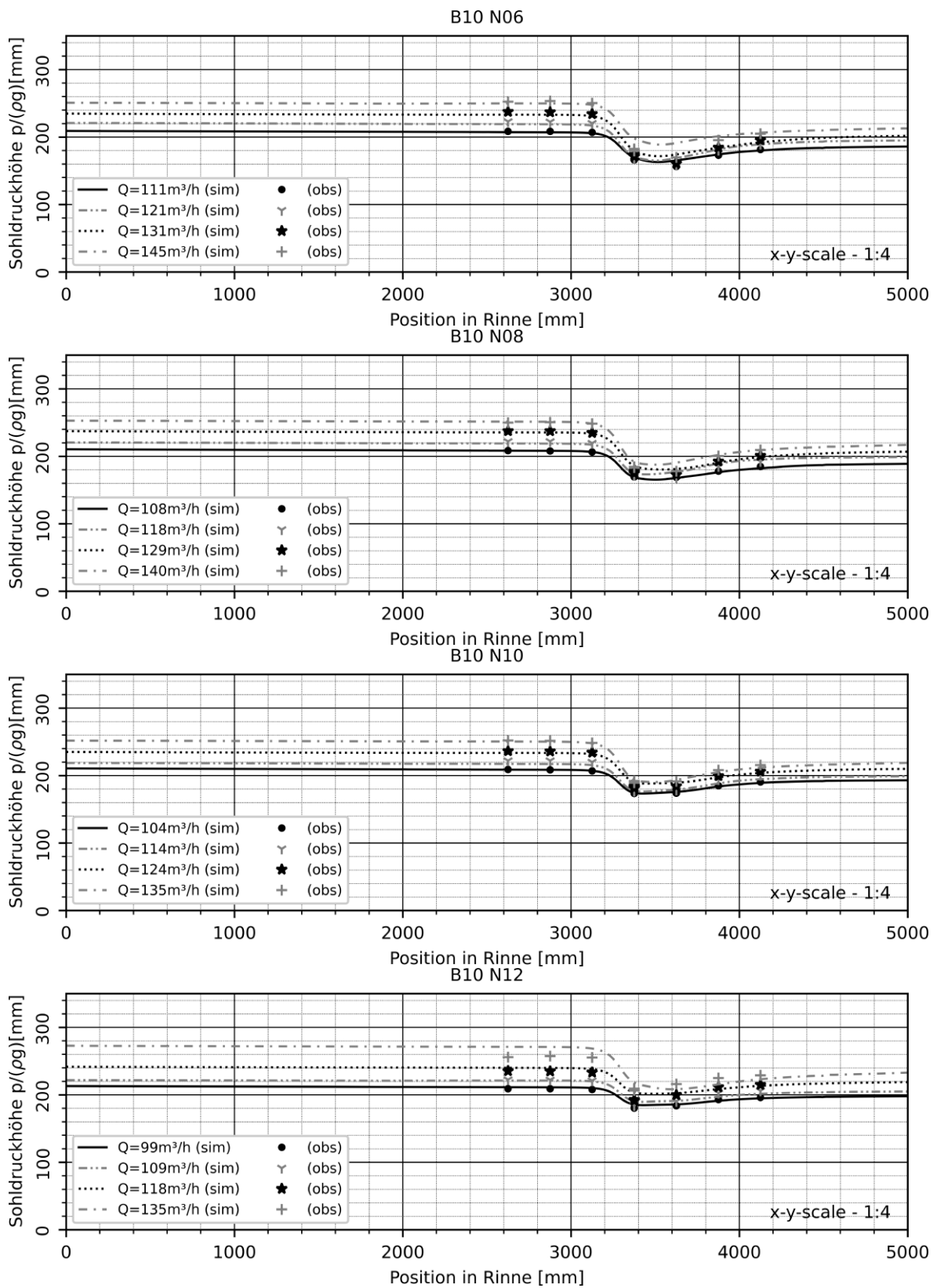


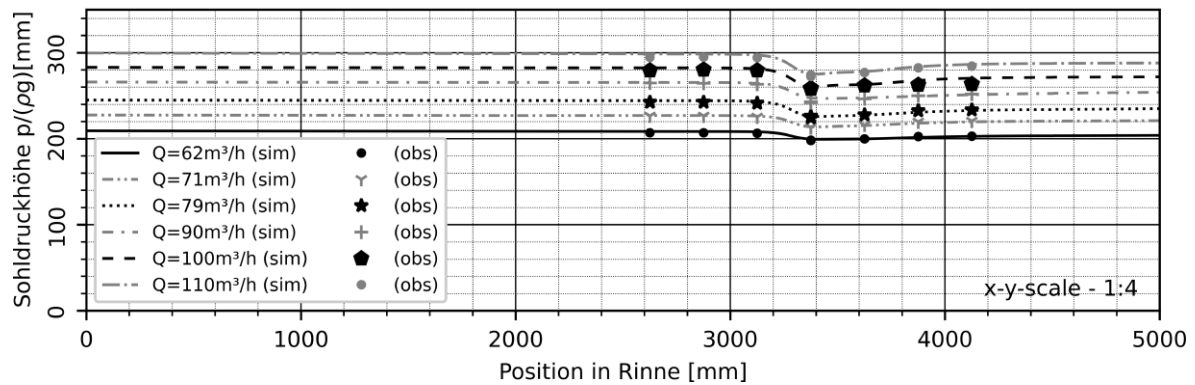
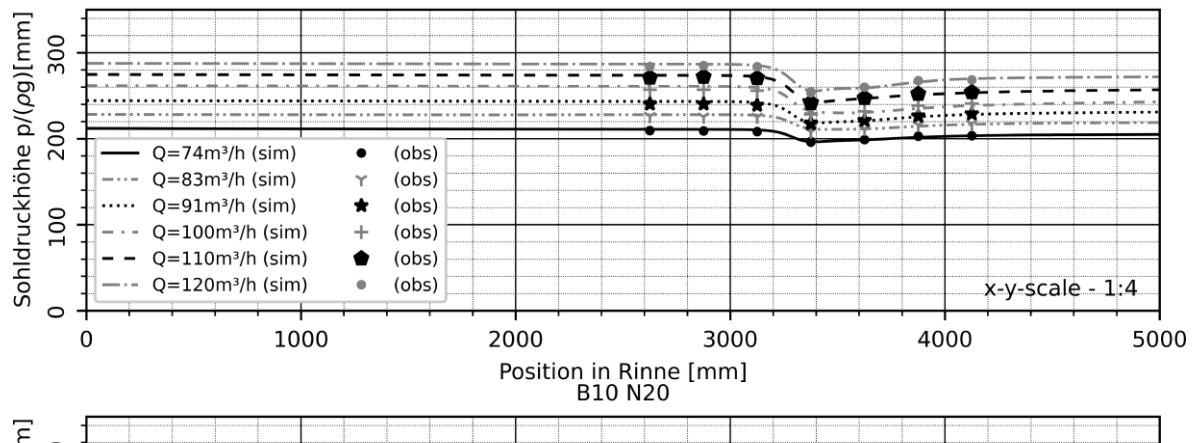
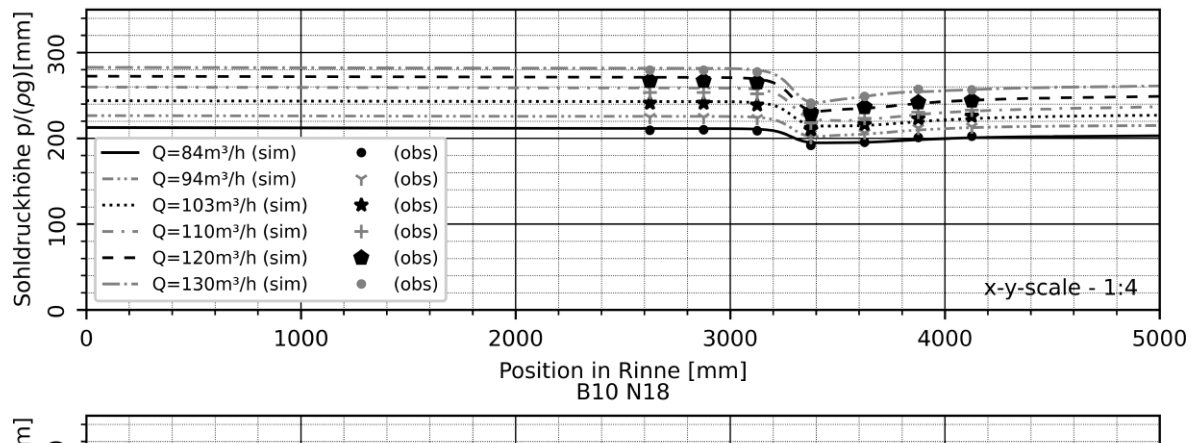
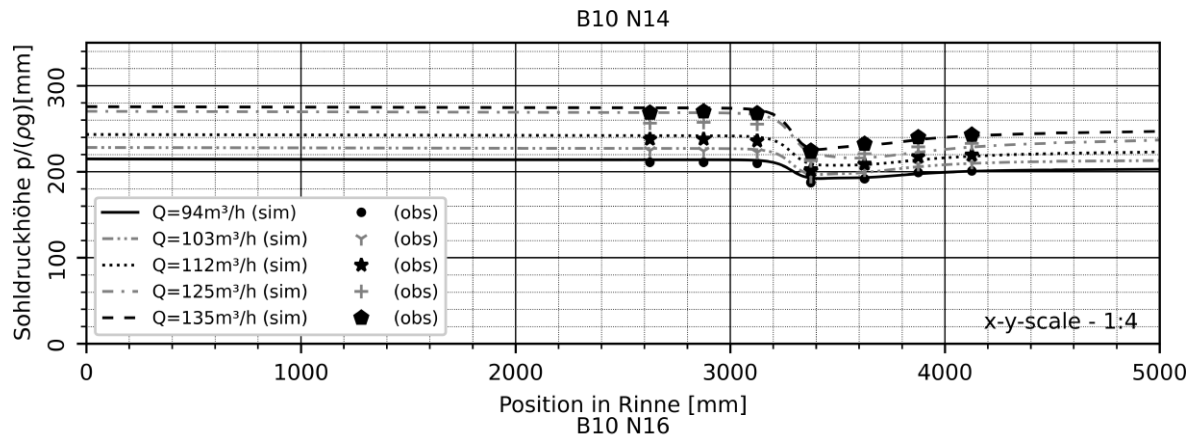
A 3.7 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B09



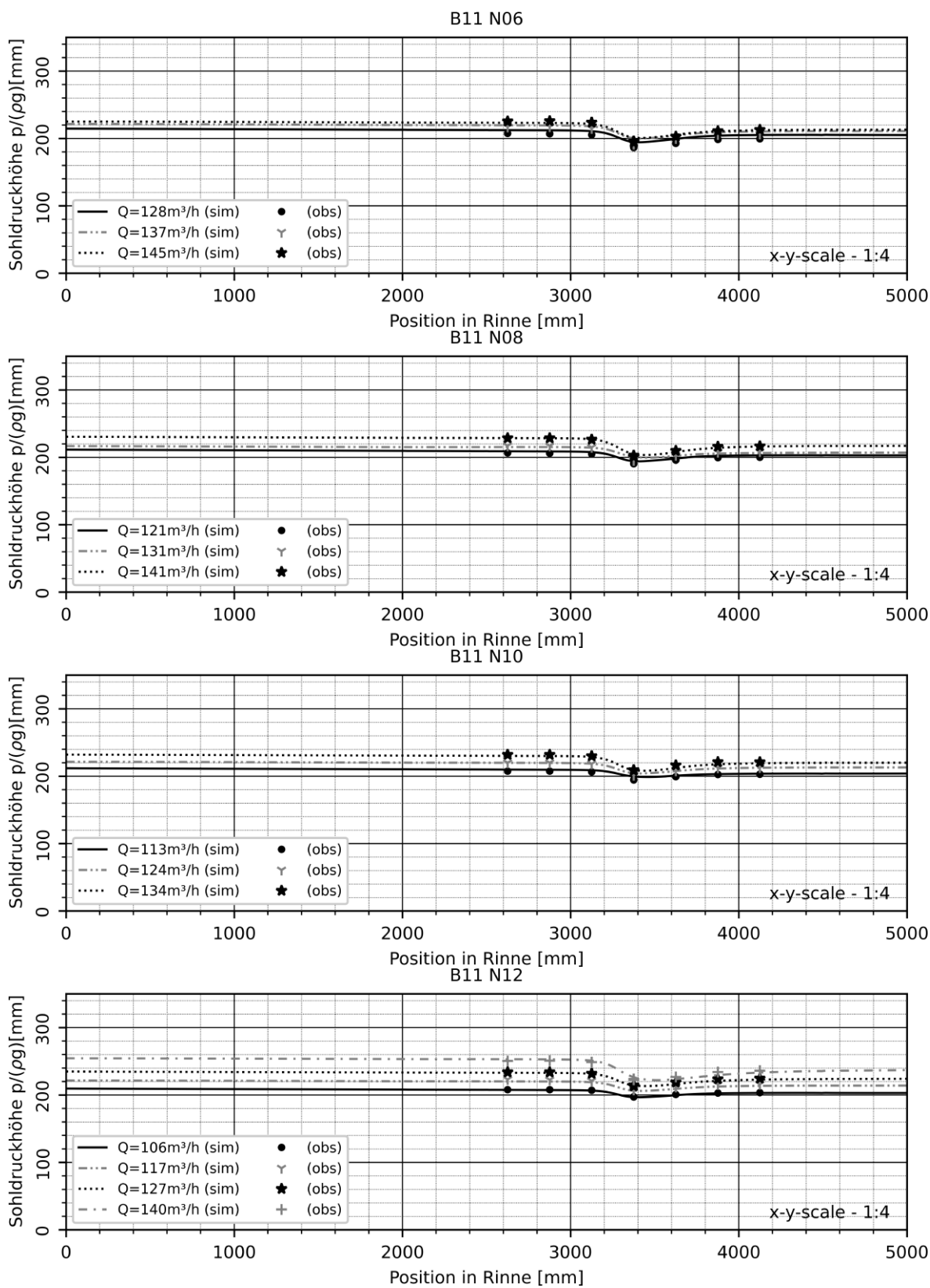


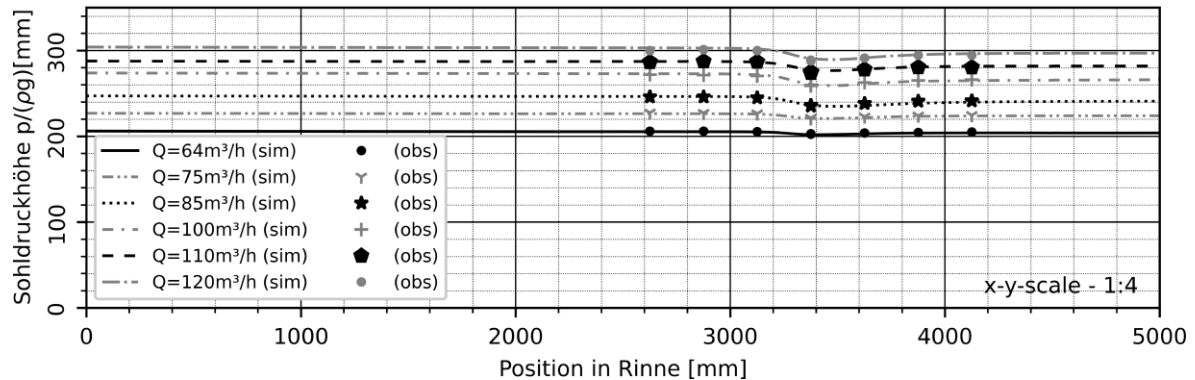
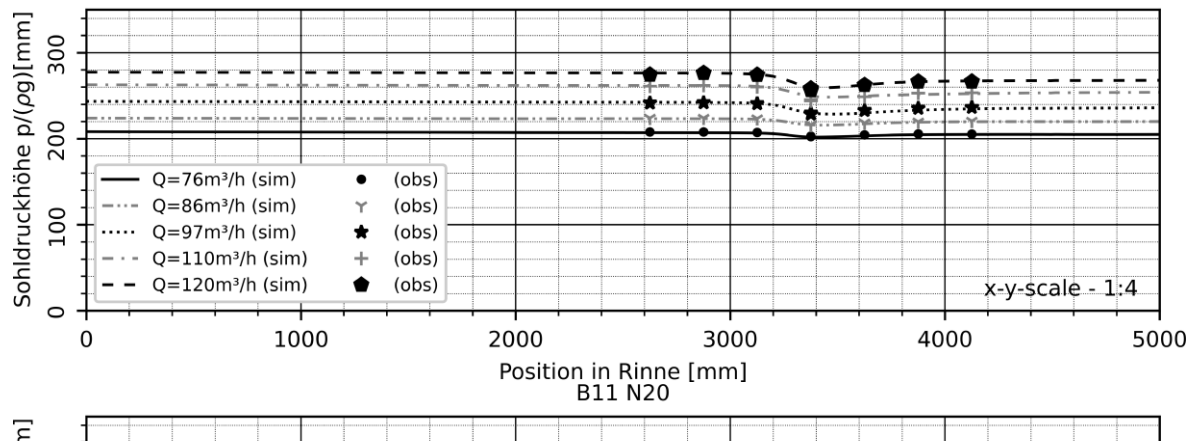
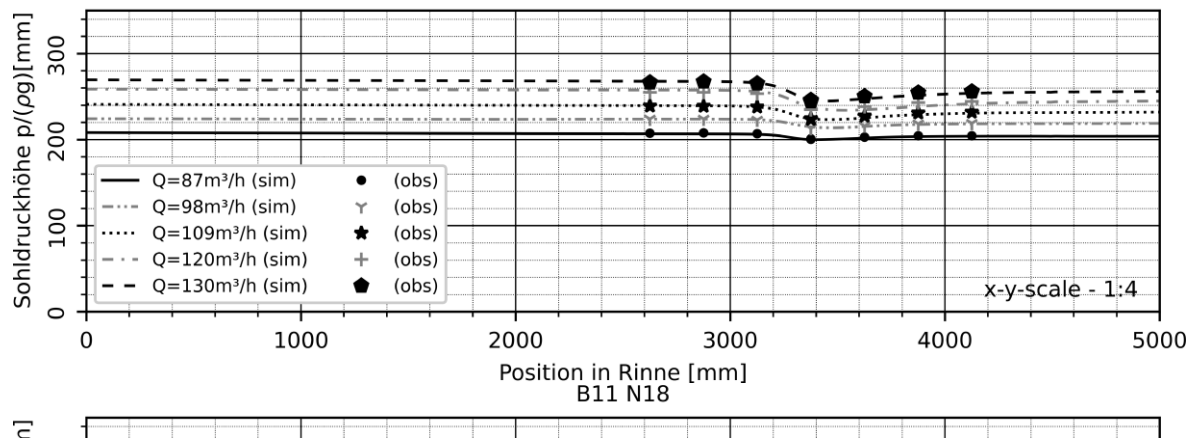
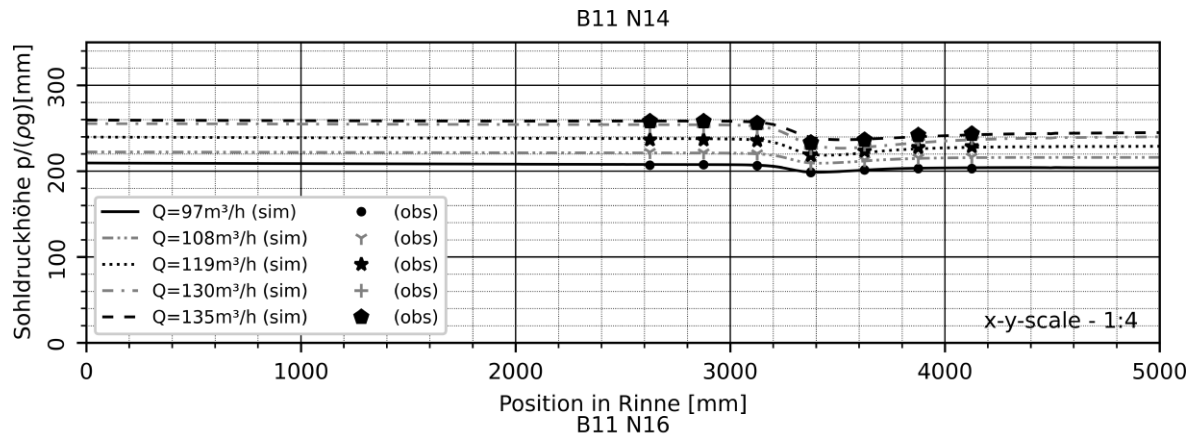
A 3.8 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B10

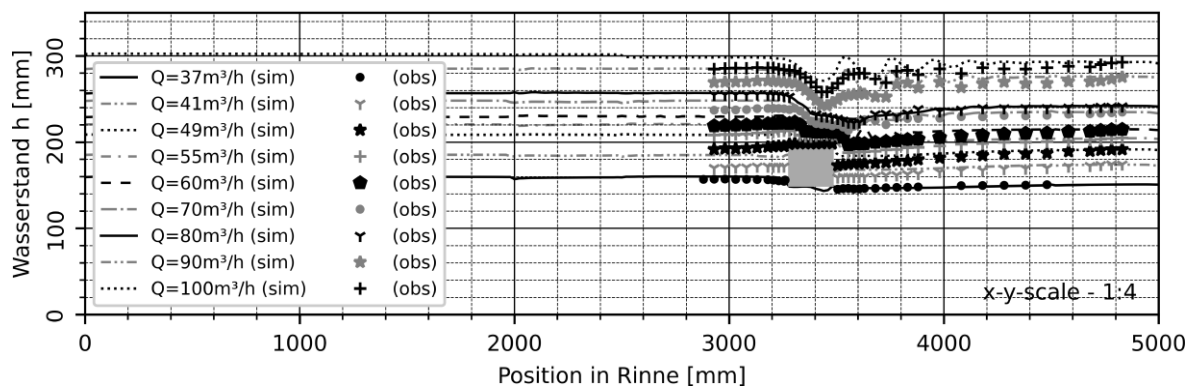
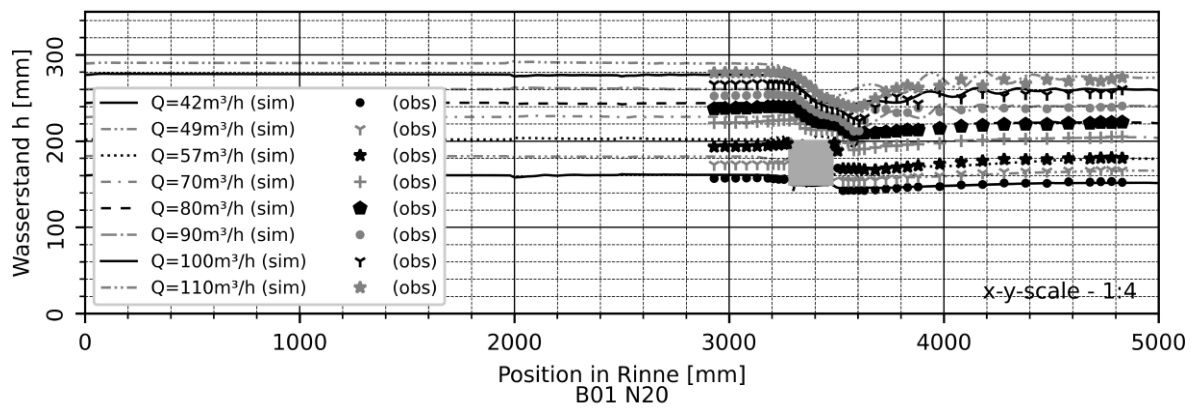
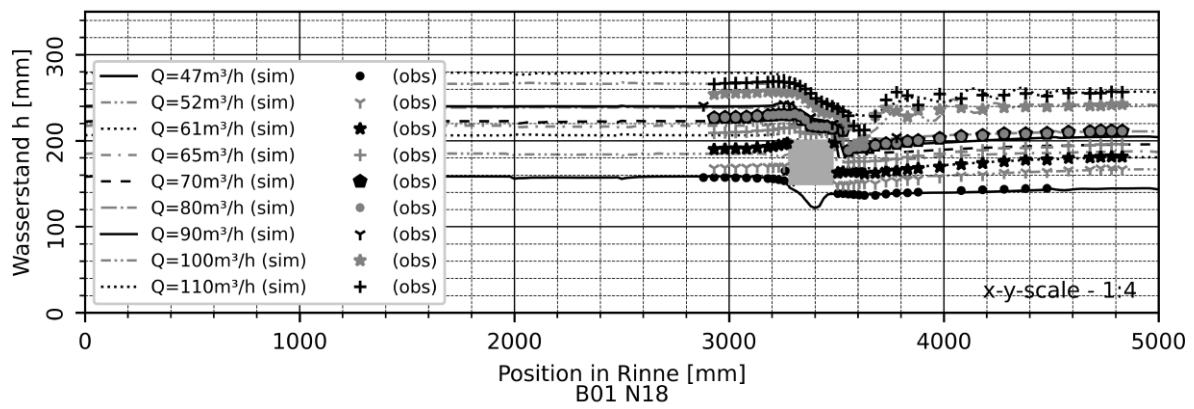
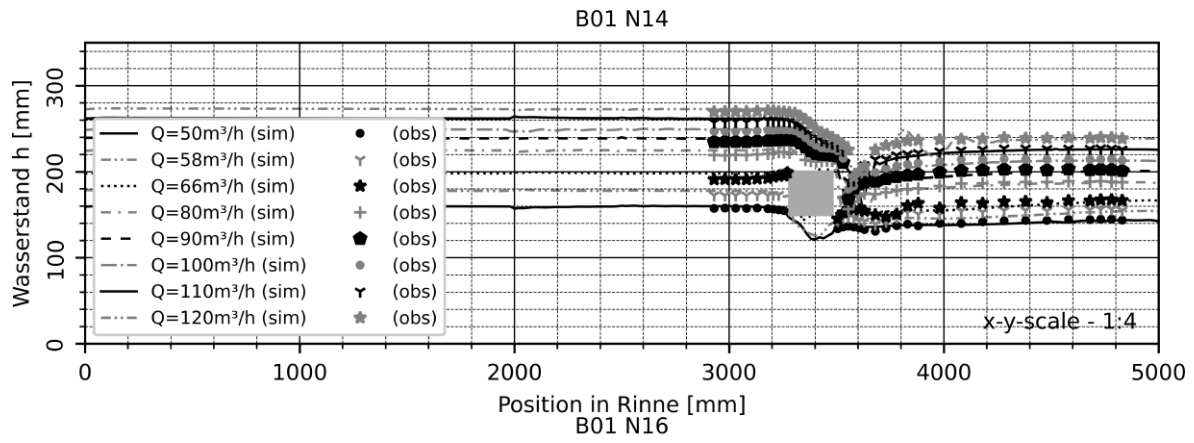




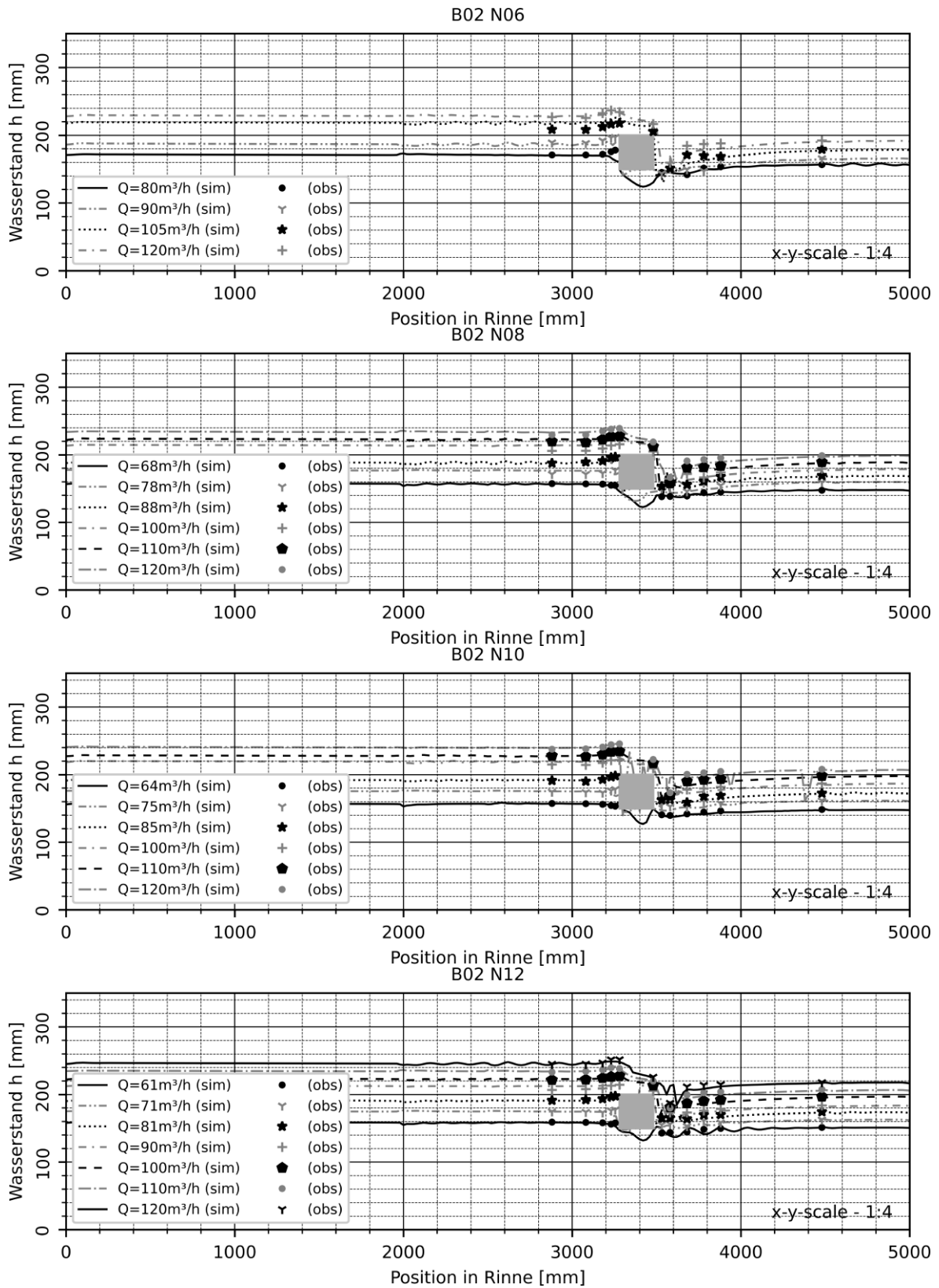
A 3.9 Sohldrücke der Labortests mit Brücke B11

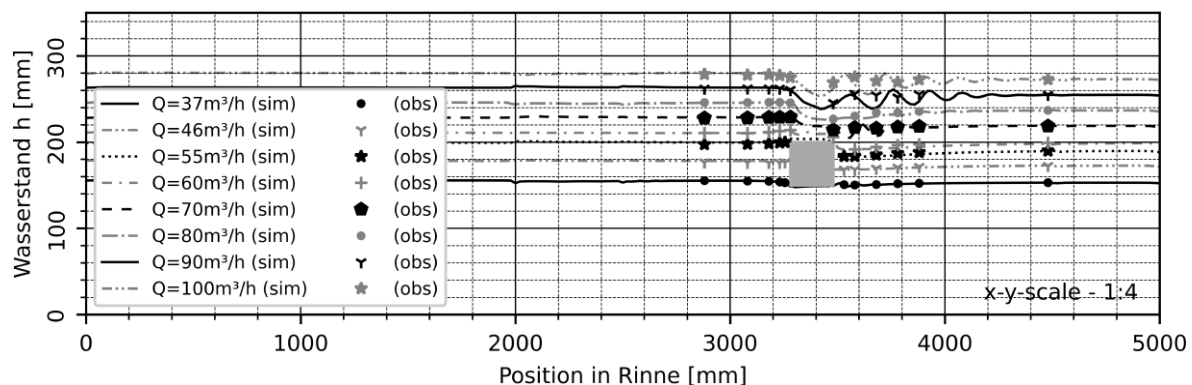
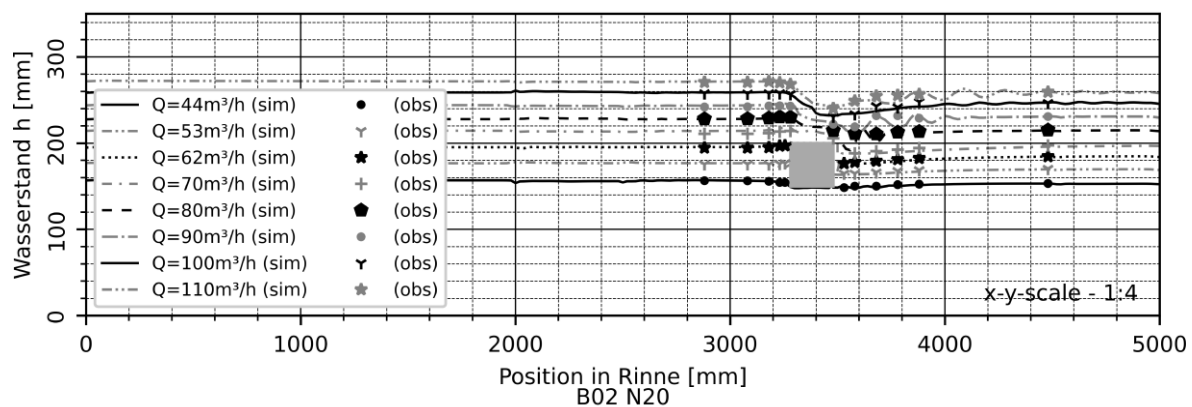
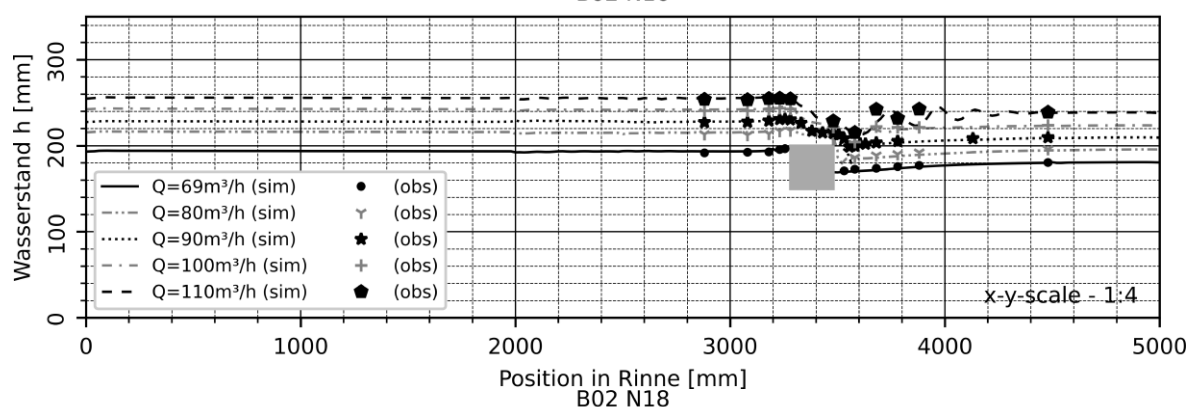
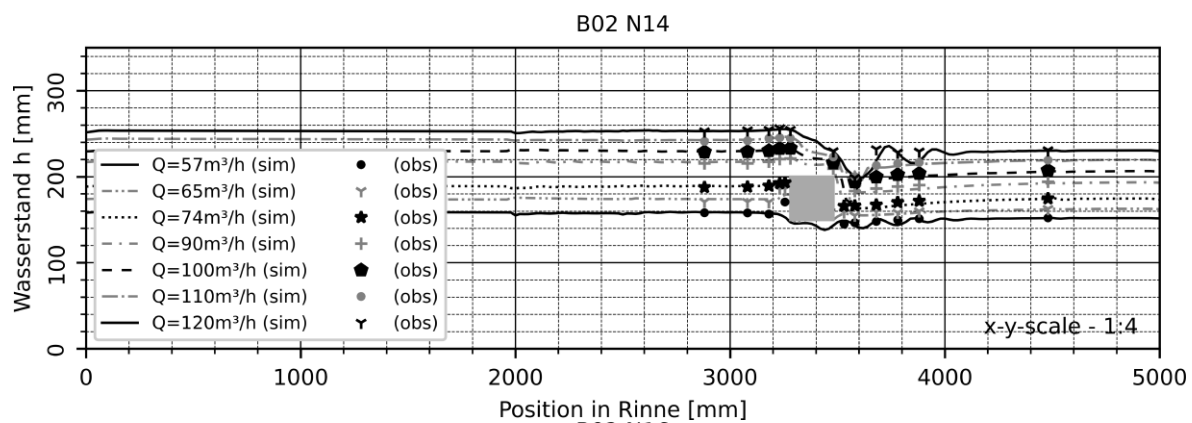




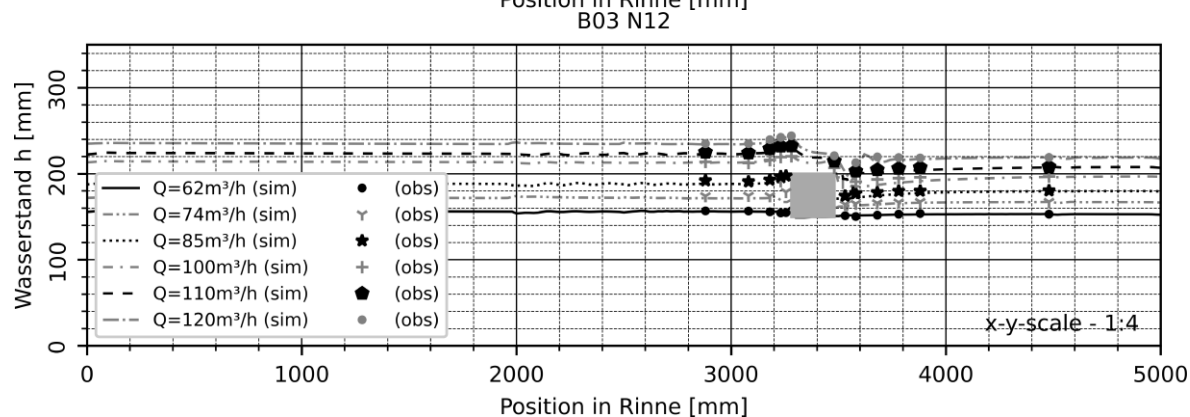
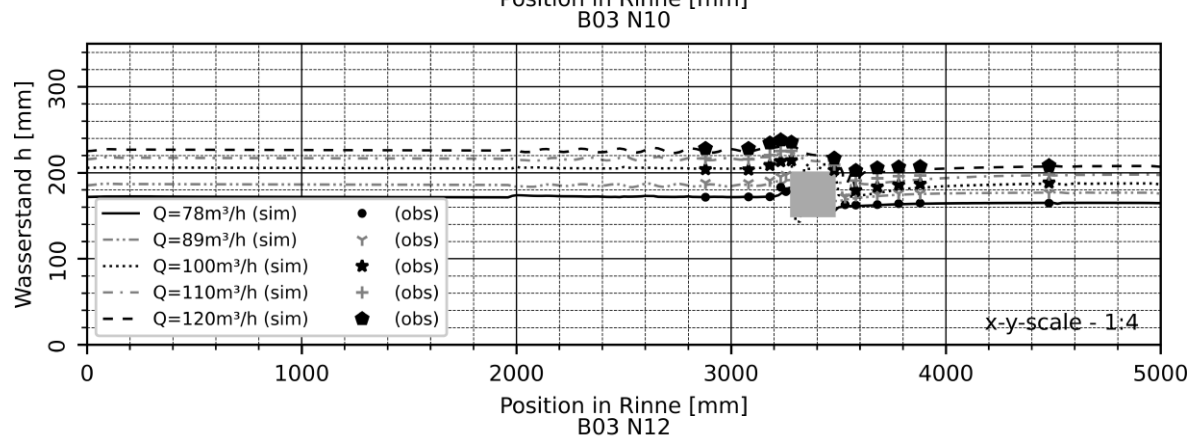
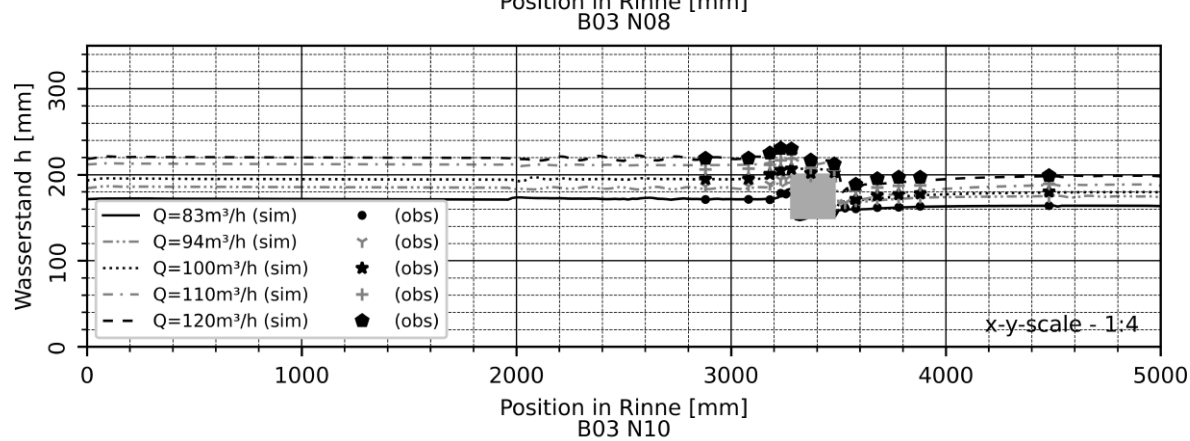
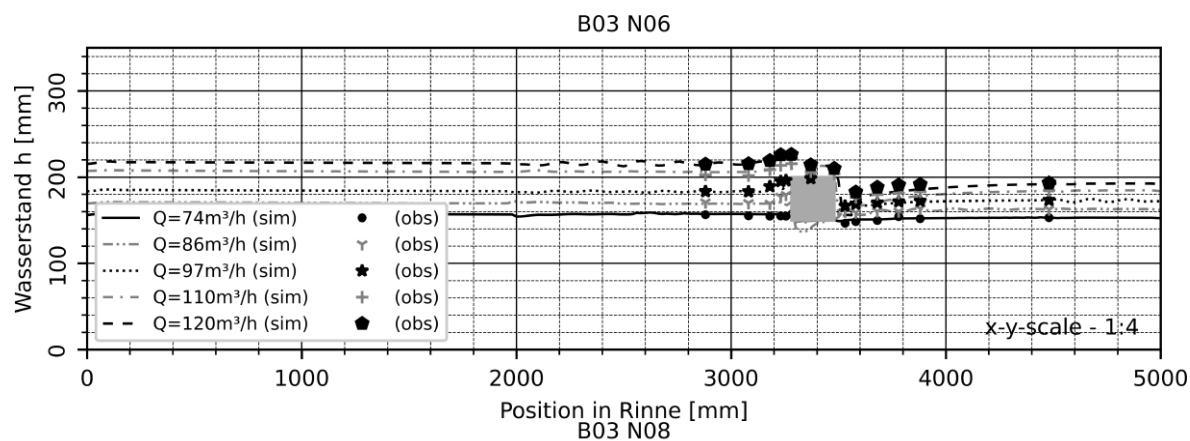


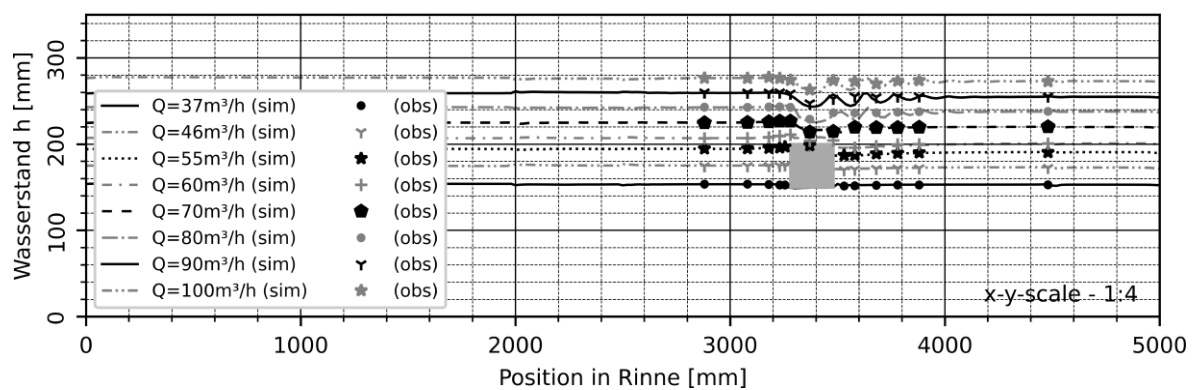
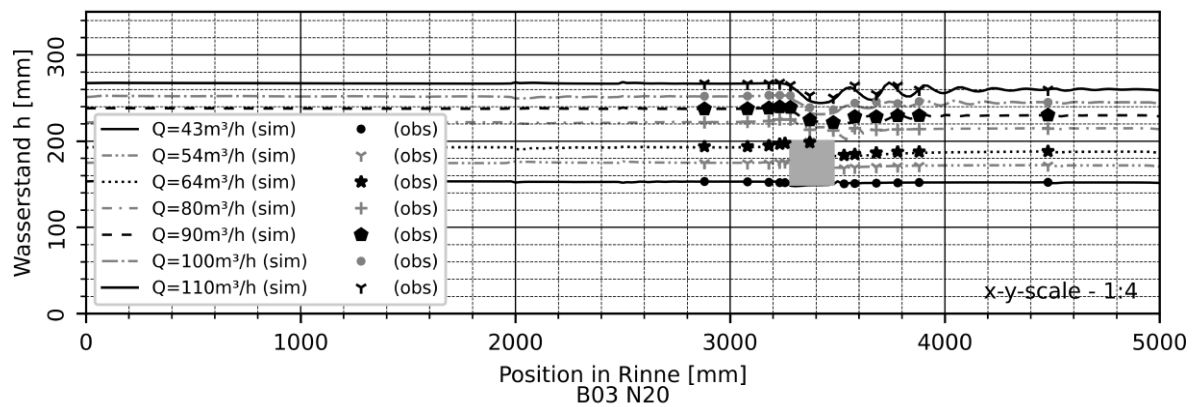
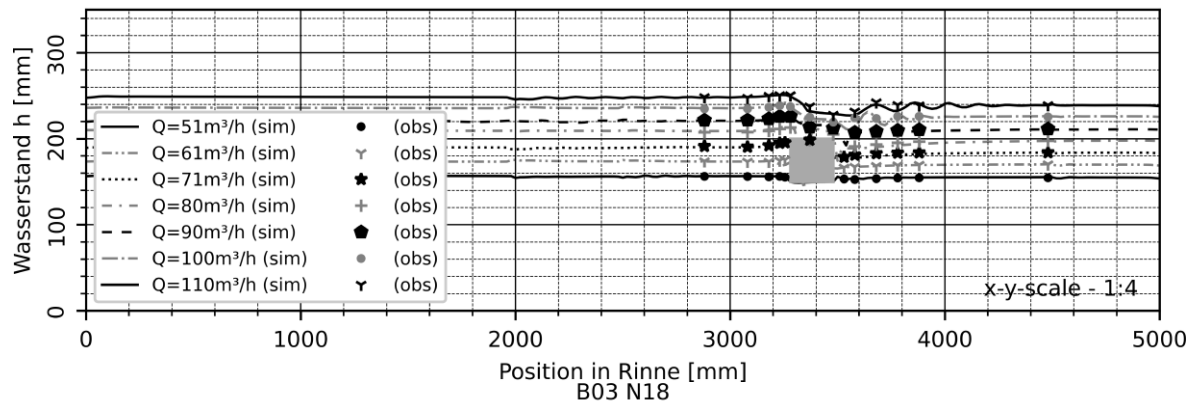
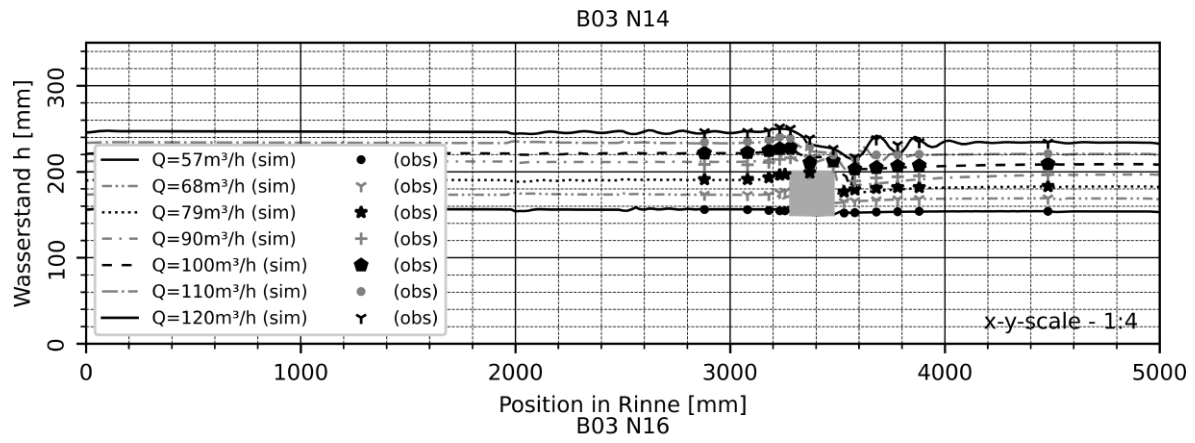
A 4.2 Wasserstände der Labortests mit Brücke B02



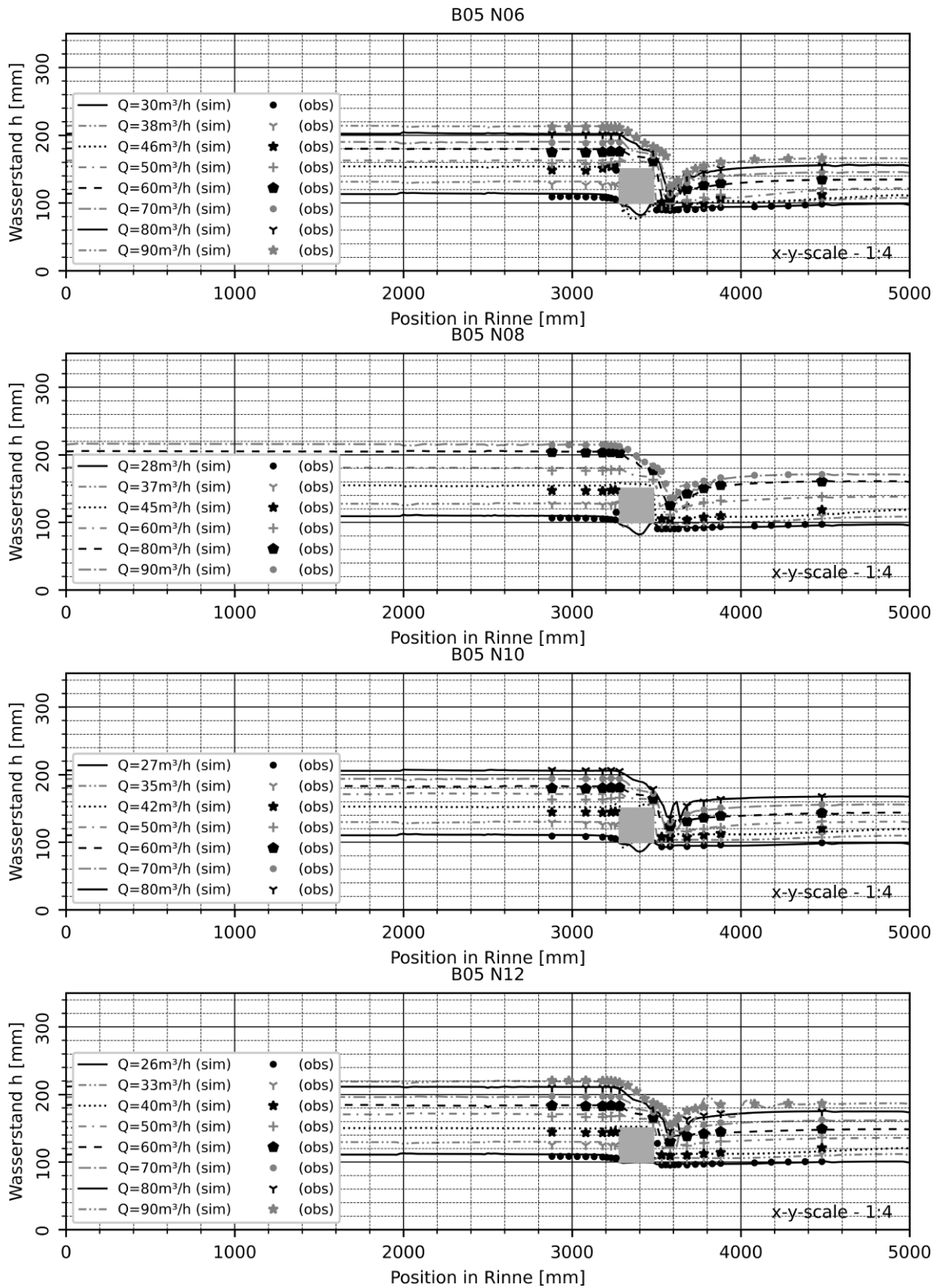


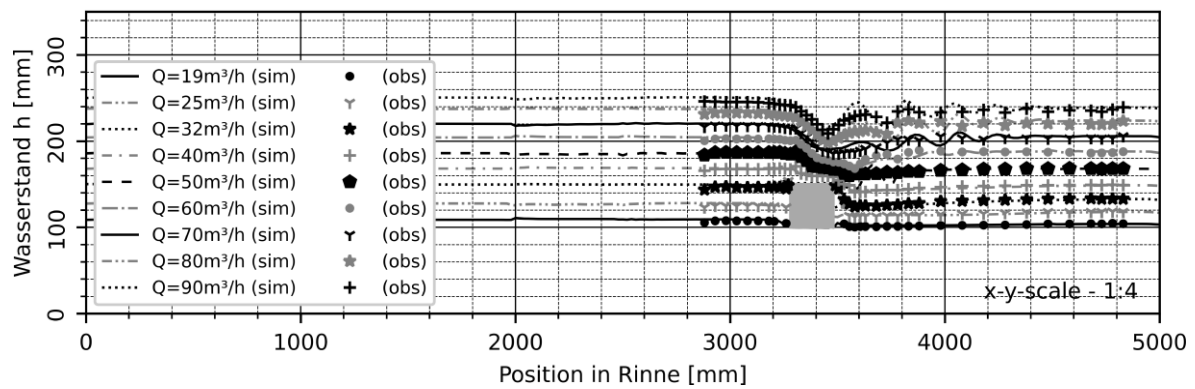
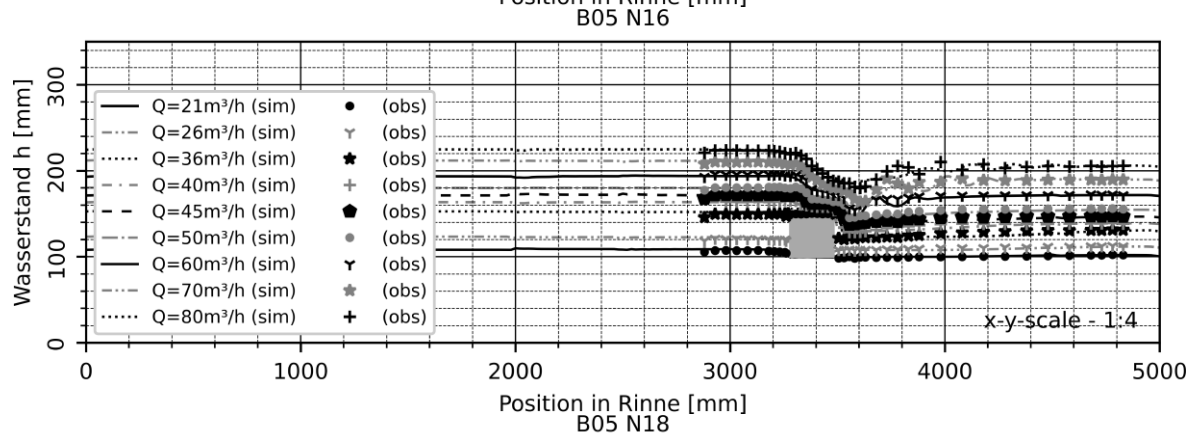
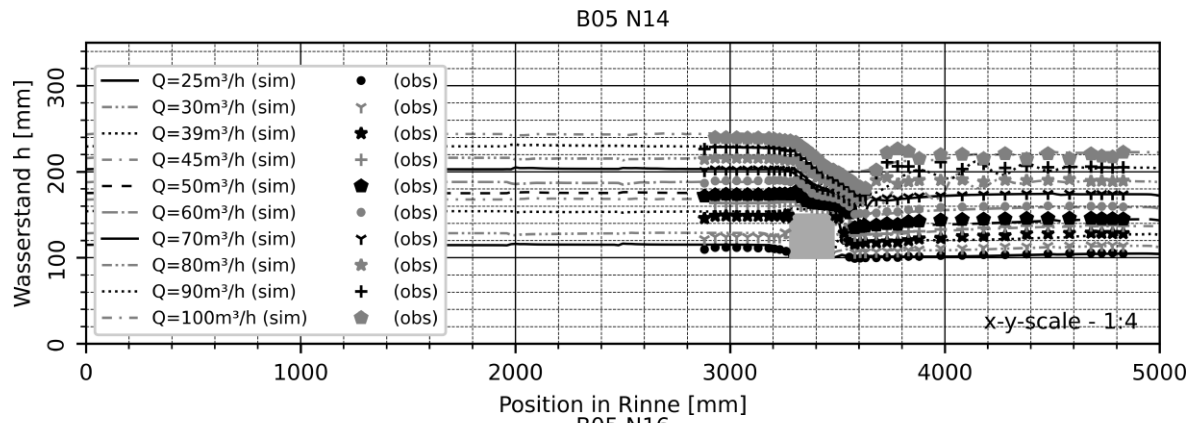
A 4.3 Wasserstände der Labortests mit Brücke B03



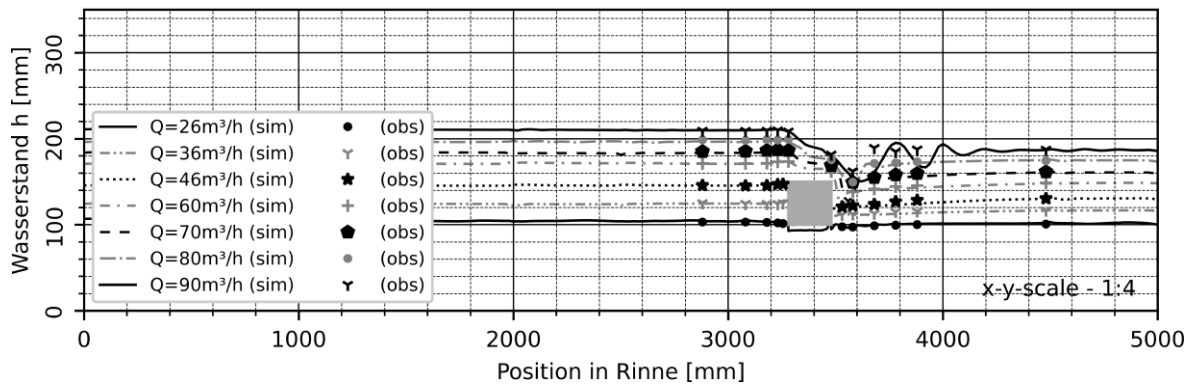
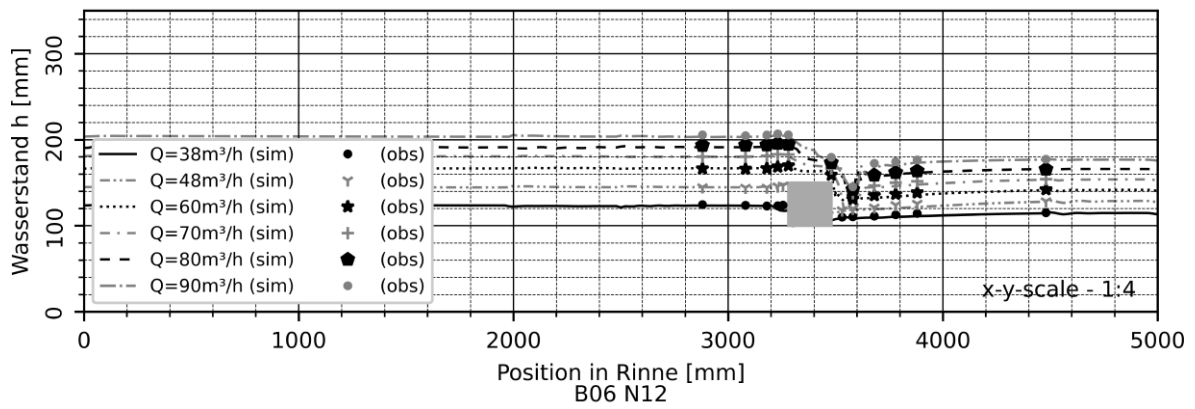
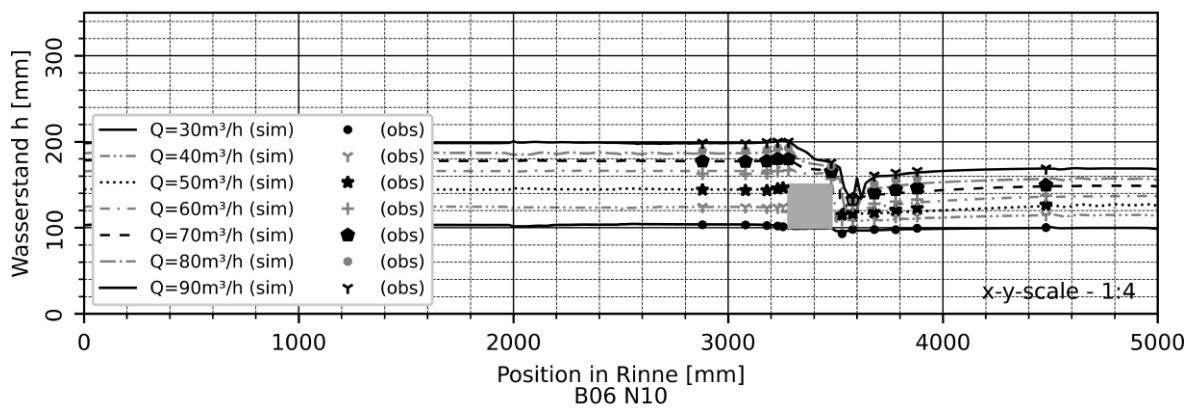
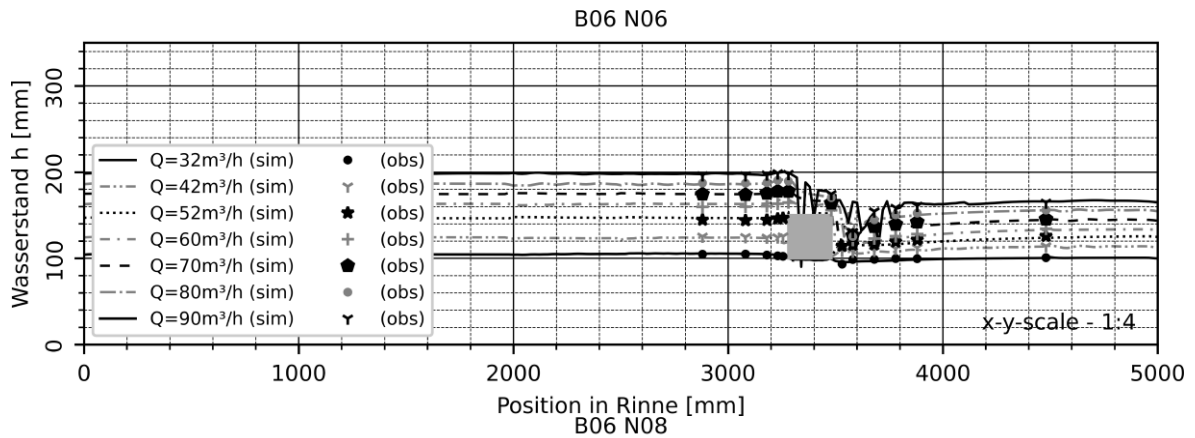


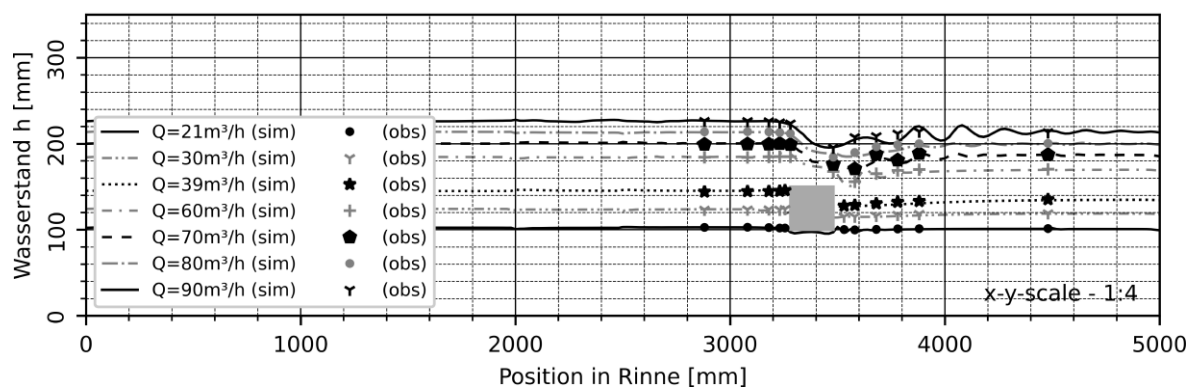
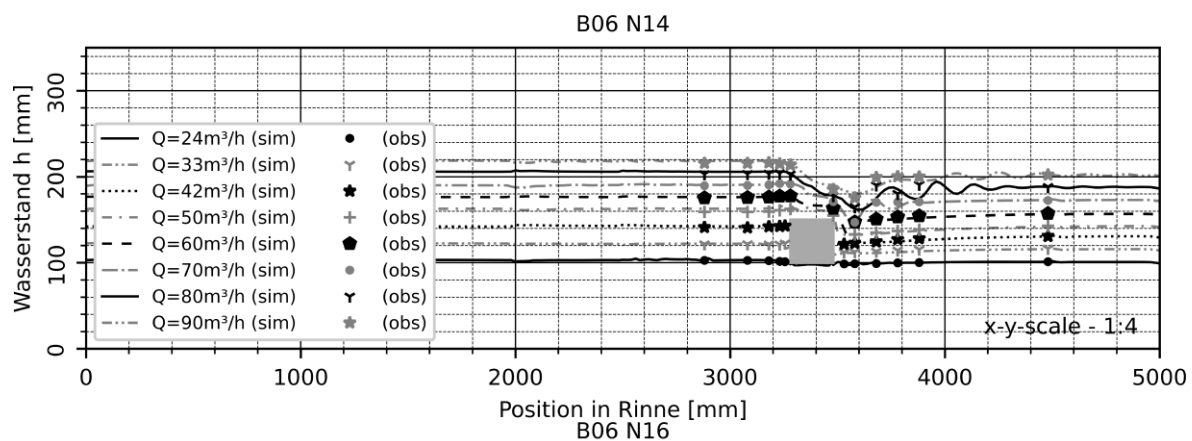
A 4.4 Wasserstände der Labortests mit Brücke B05



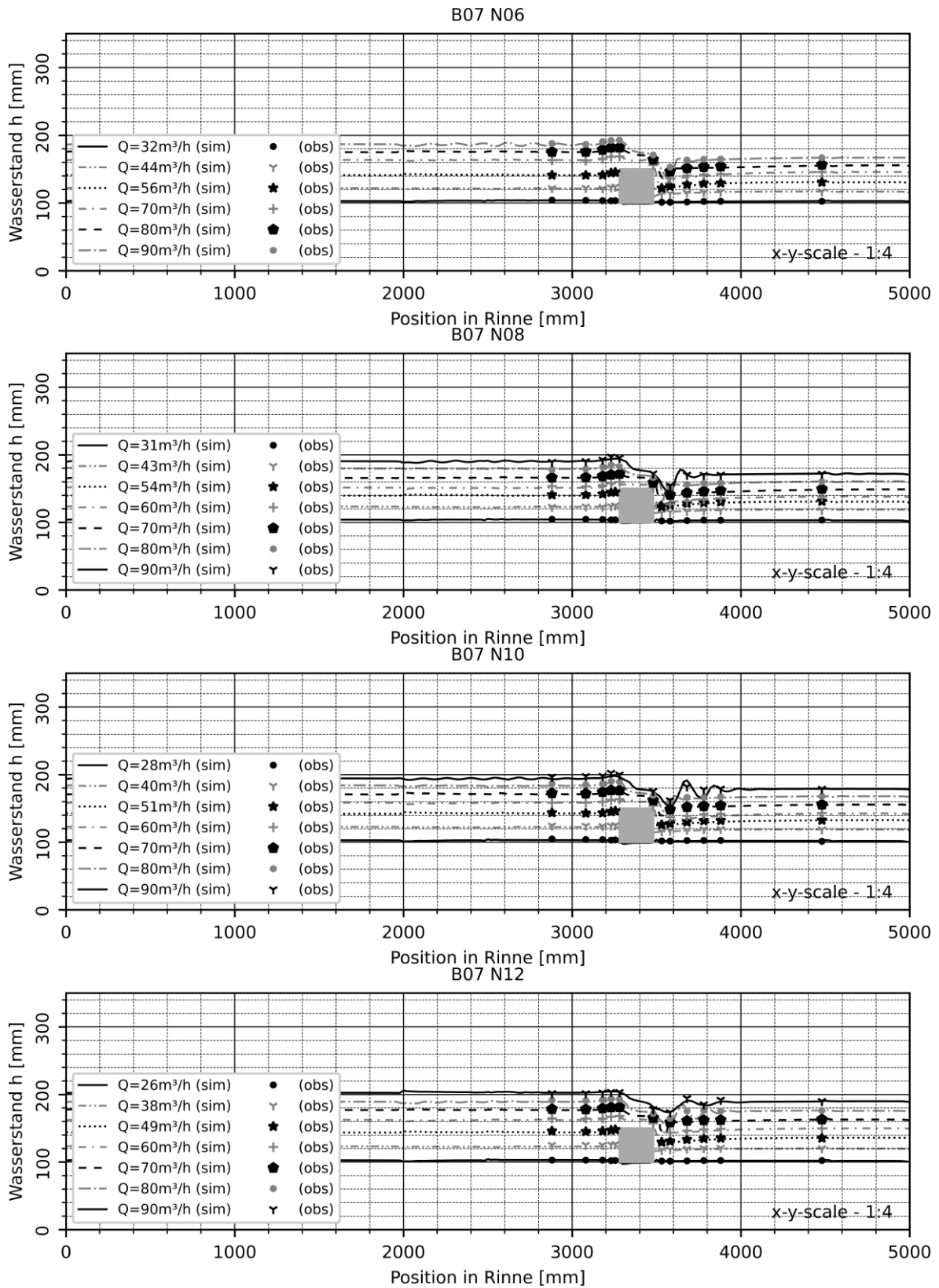


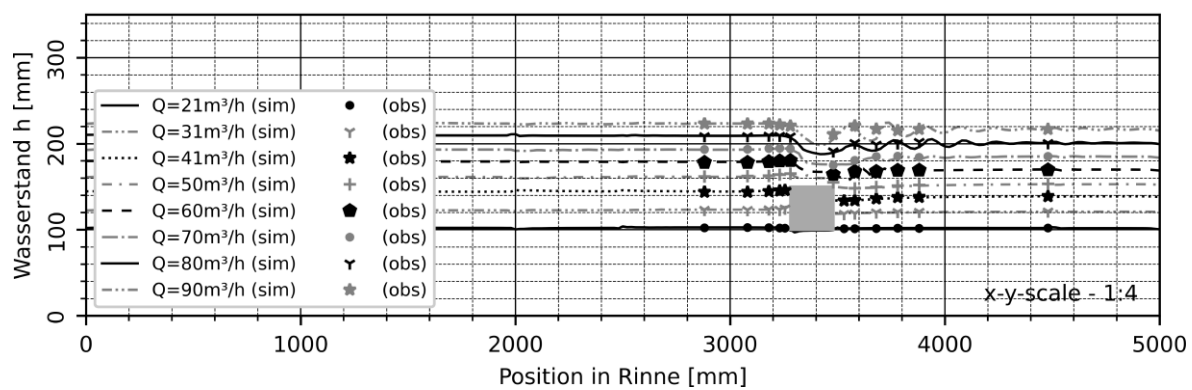
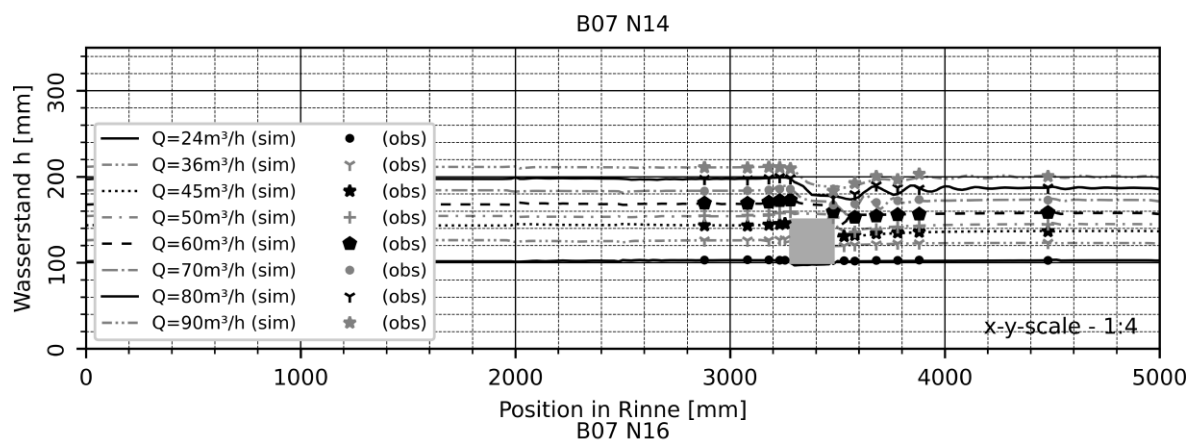
A 4.5 Wasserstände der Labortests mit Brücke B06



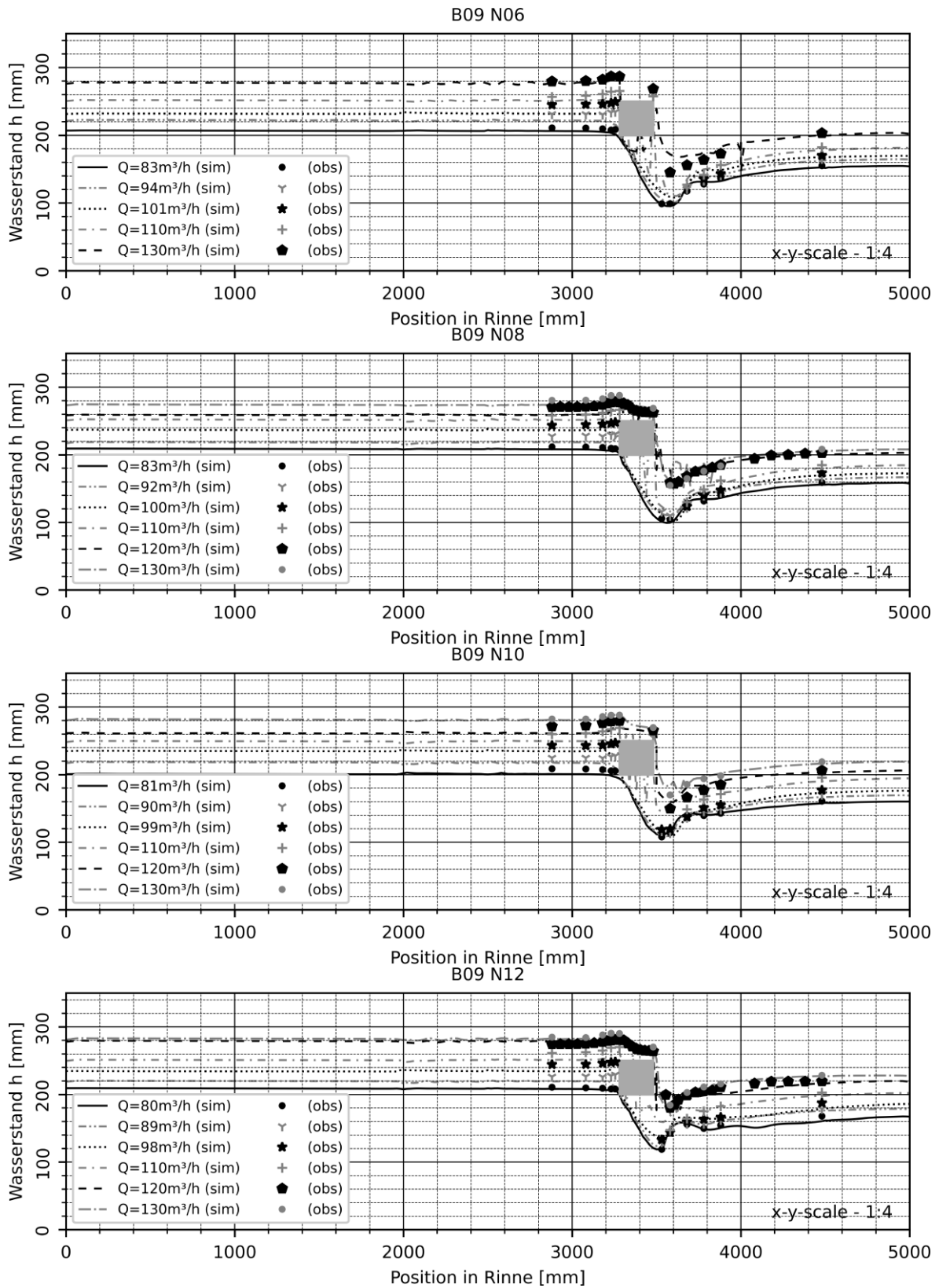


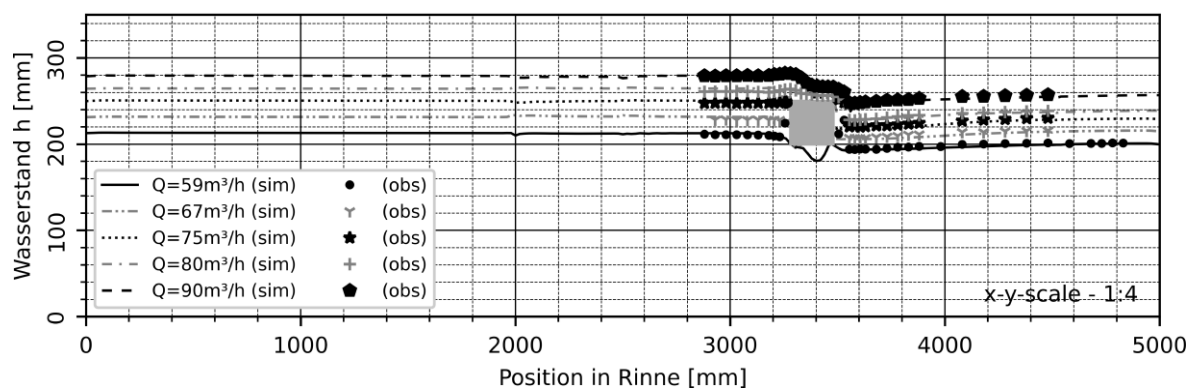
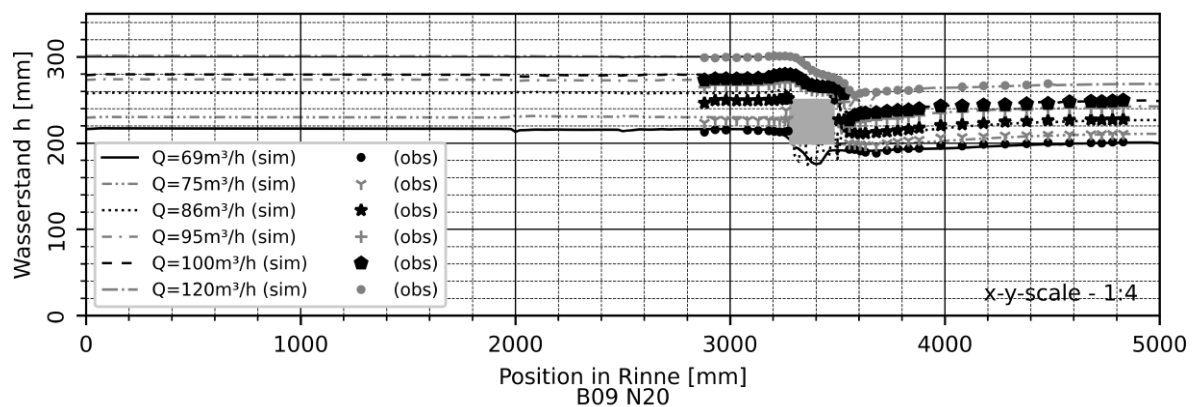
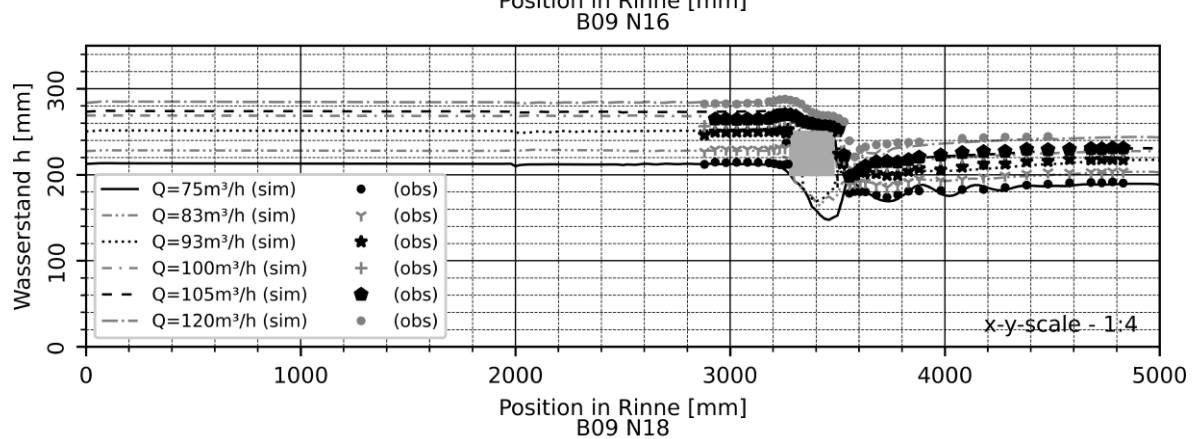
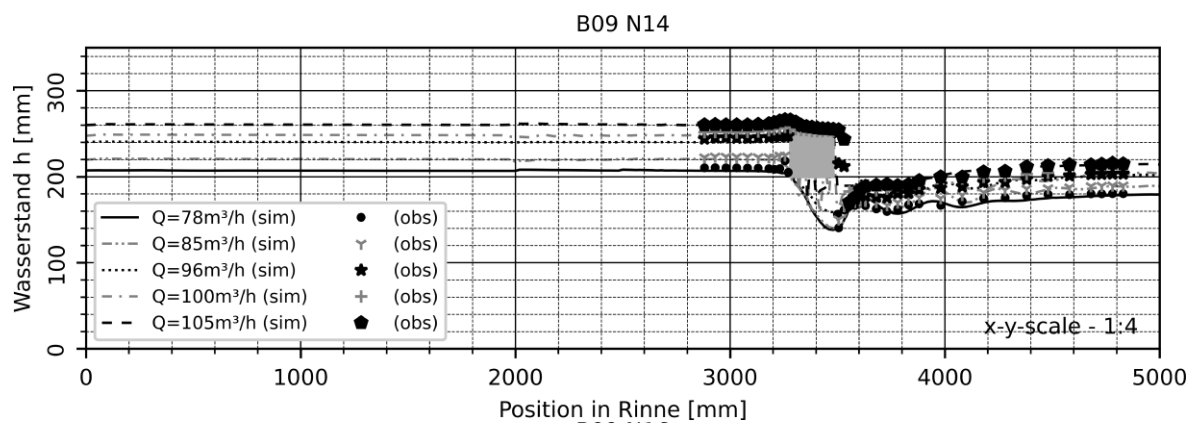
A 4.6 Wasserstände der Labortests mit Brücke B07



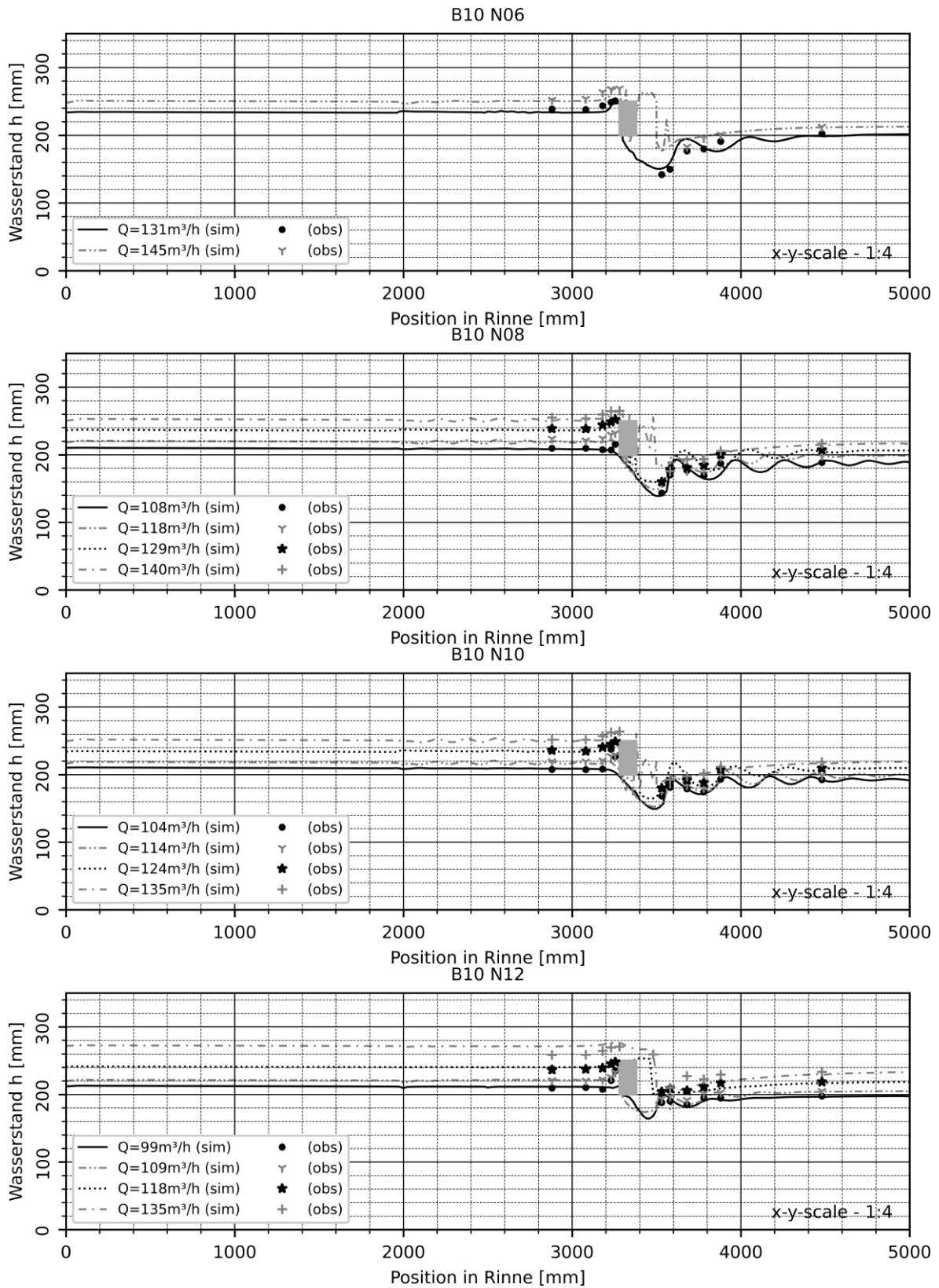


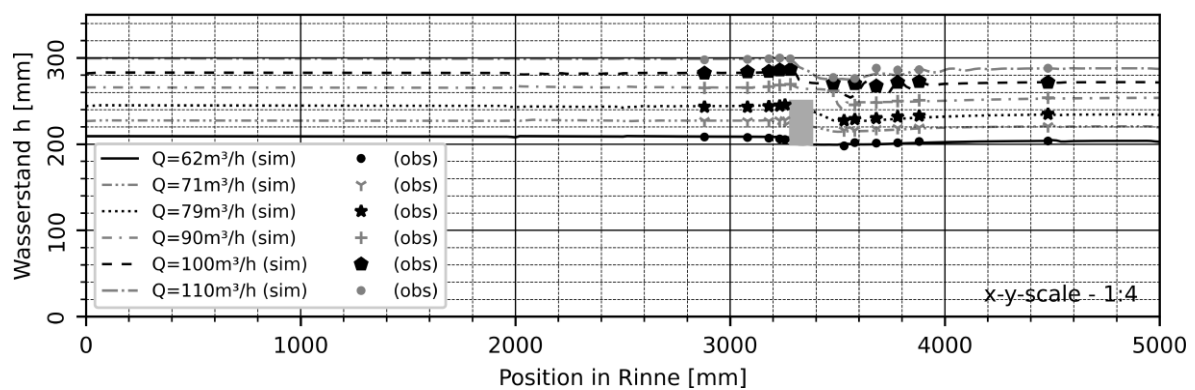
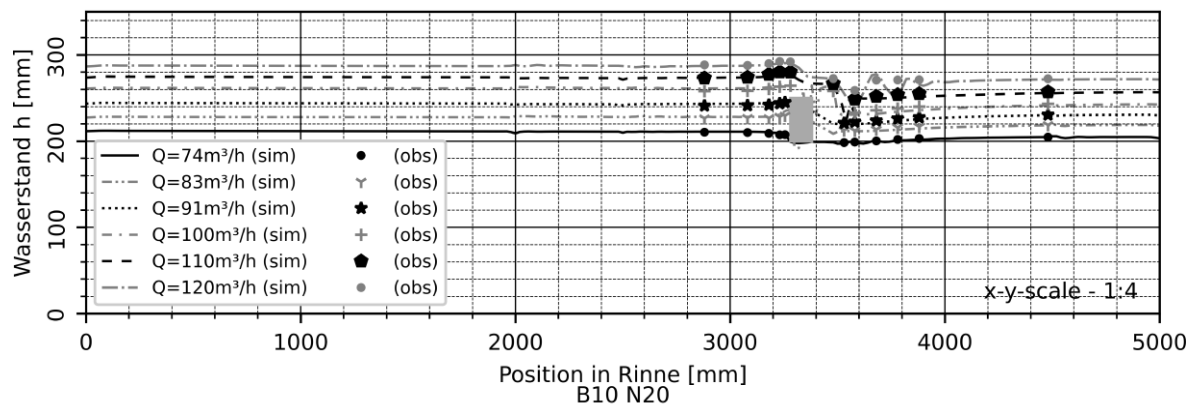
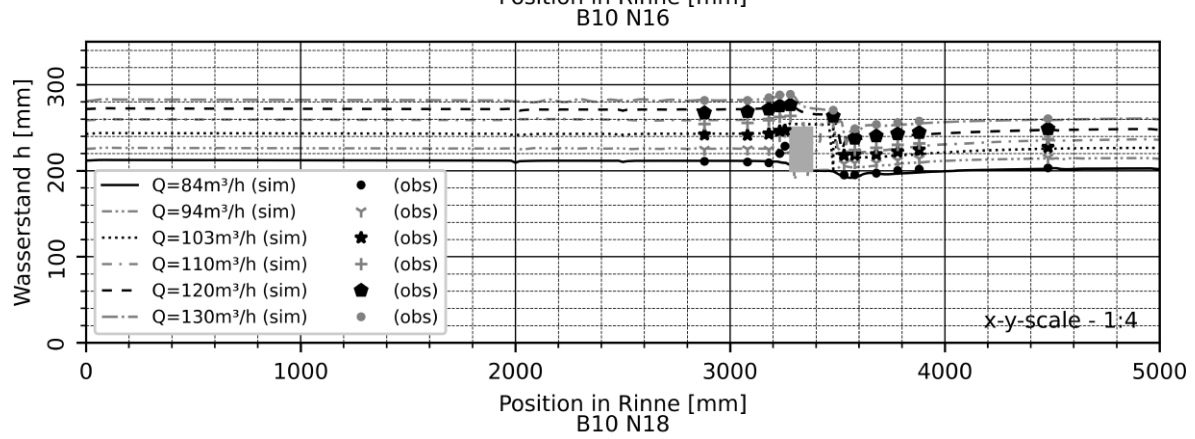
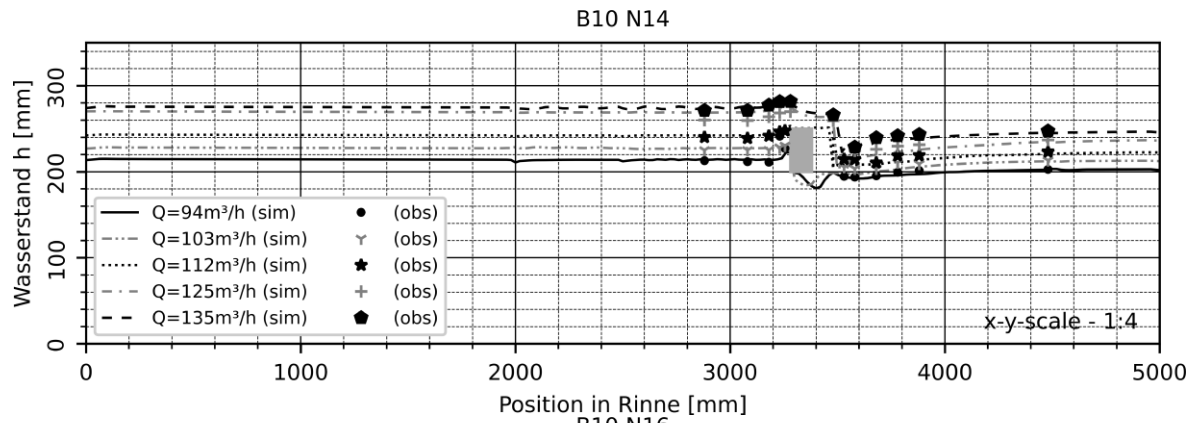
A 4.7 Wasserstände der Labortests mit Brücke B09



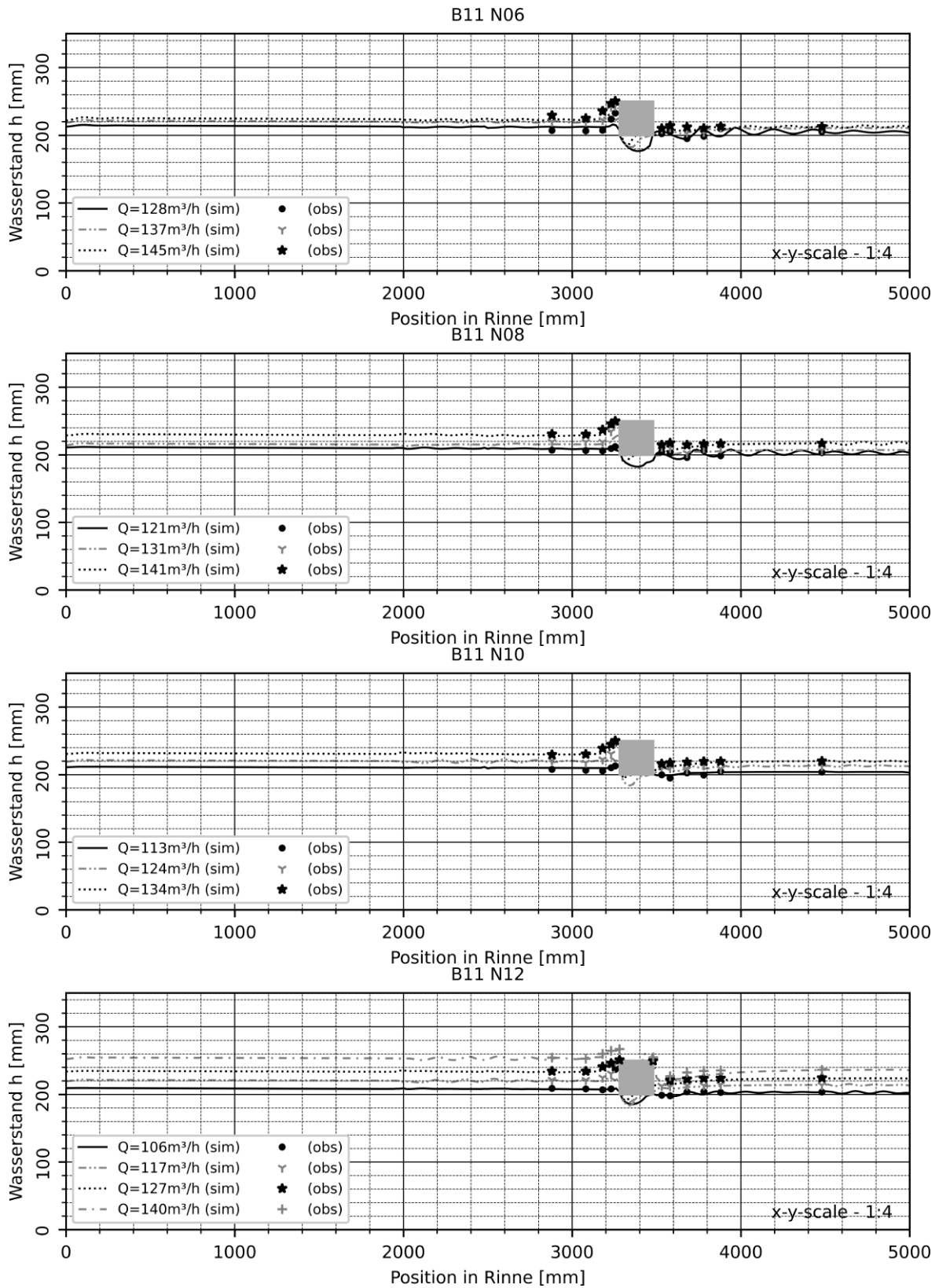


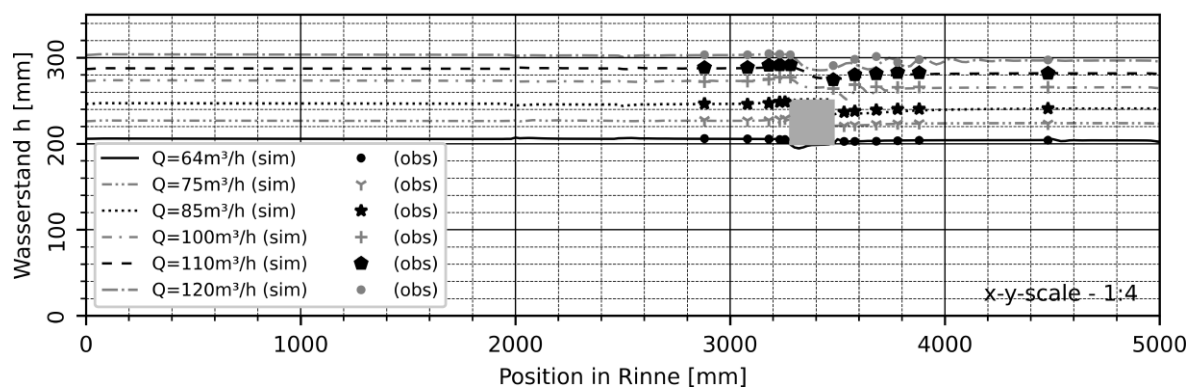
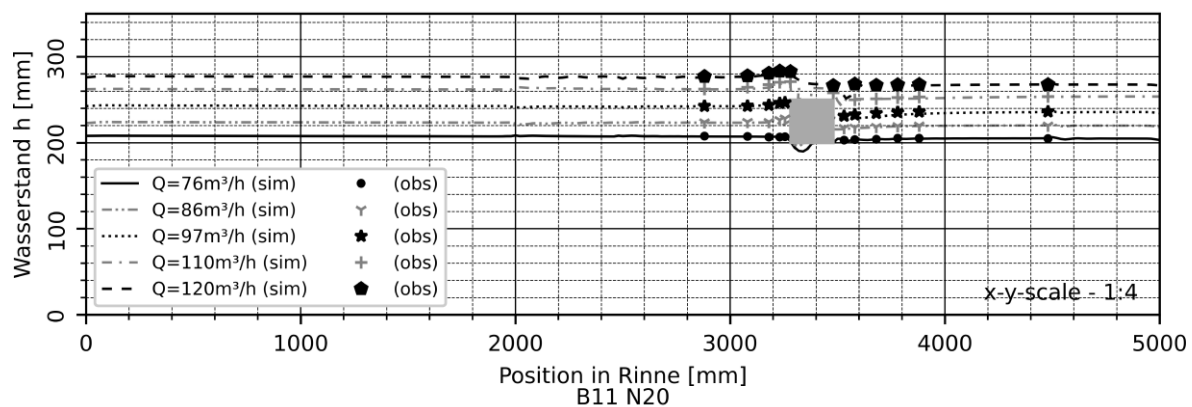
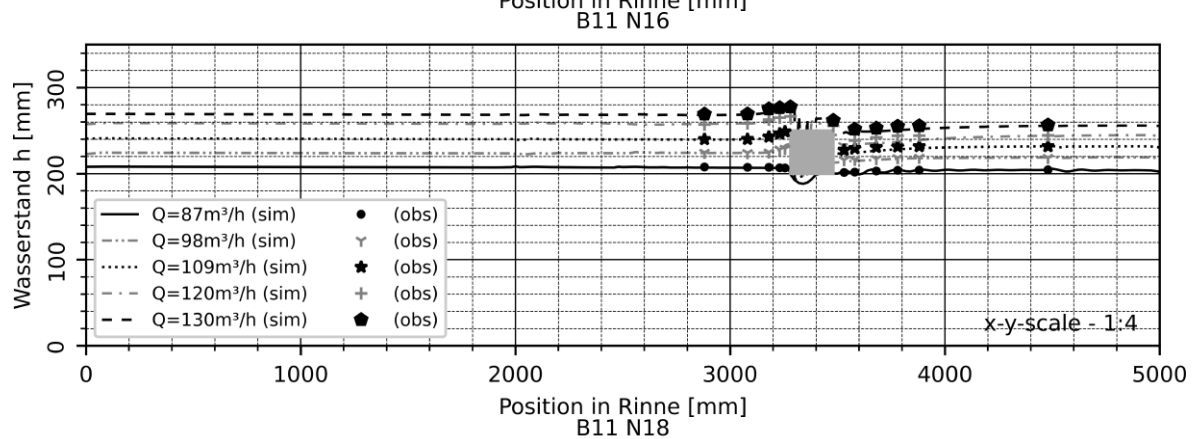
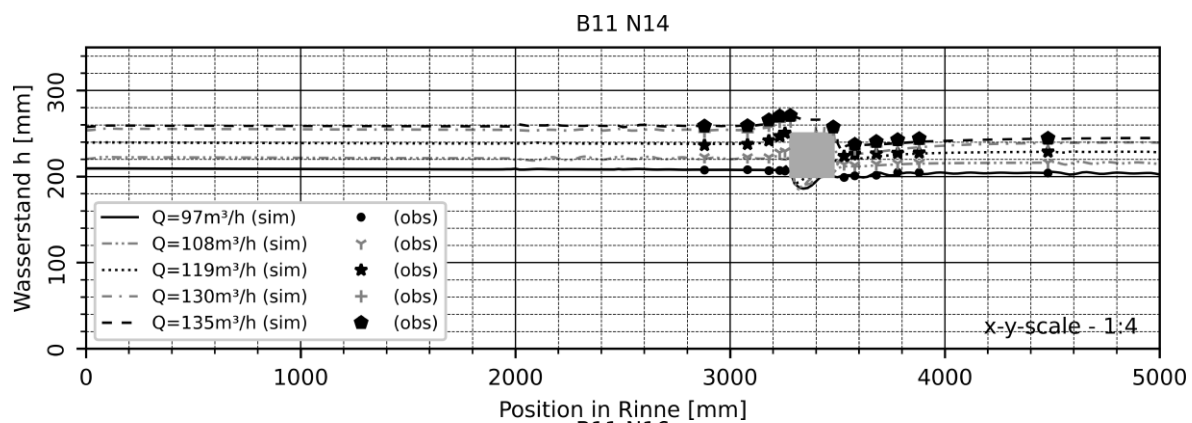
A 4.8 Wasserstände der Labortests mit Brücke B10





A 4.9 Wasserstände der Labortests mit Brücke B11



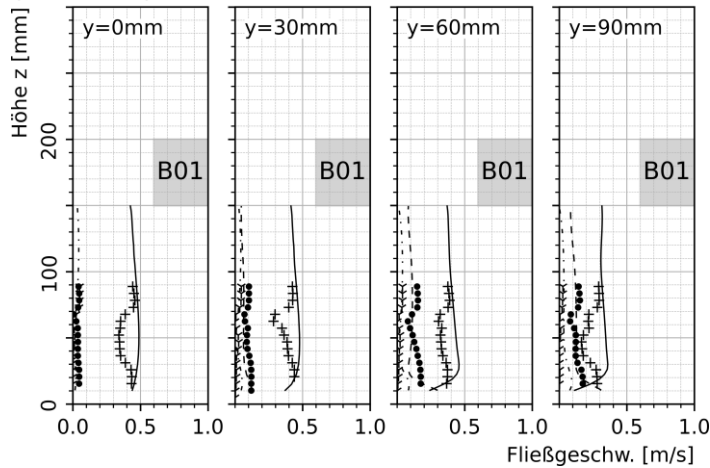


Anhang 5 Gemessene und simulierte Fließgeschwindigkeitsverläufe über die Tiefe bei $x = 3230$ mm im Vergleich

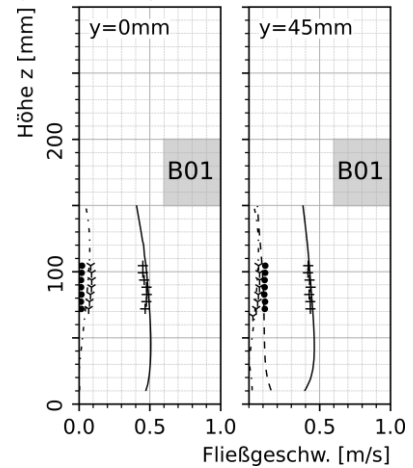
Für alle Darstellungen ist die einheitliche Zeichenerklärung jeweils unten auf den Seiten gültig. Die Größen u , v und w stehen für die Komponenten der Fließgeschwindigkeit an den gemessenen Positionen in x -, y - und z -Richtung in Rinnenkoordinaten.

A 5.1 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N06

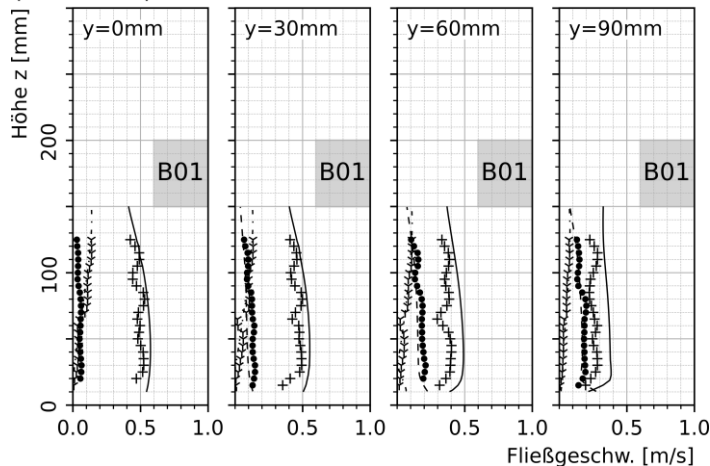
B01, N06, $Q=54\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



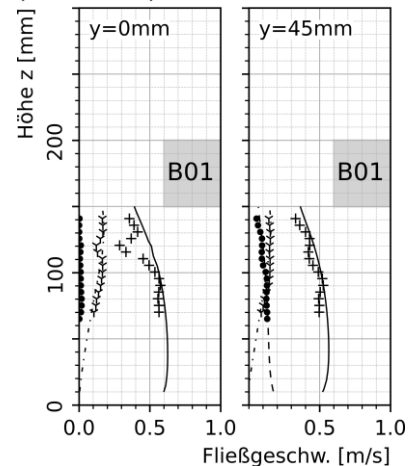
B01, N06, $Q=61\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N06, $Q=69\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

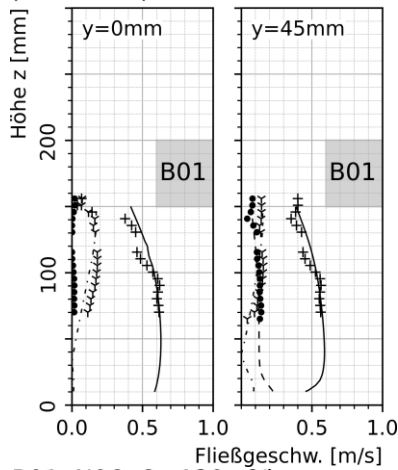


B01, N06, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

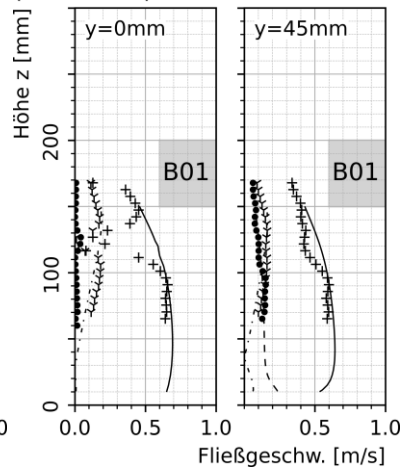


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) † w (obs)

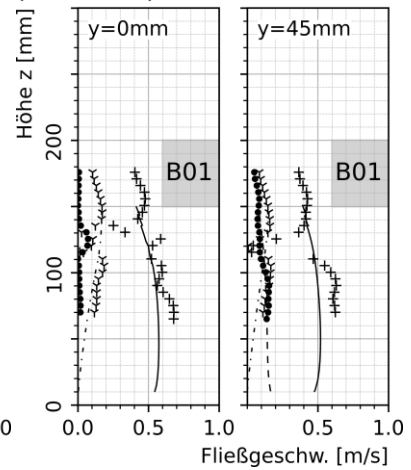
B01, N06, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



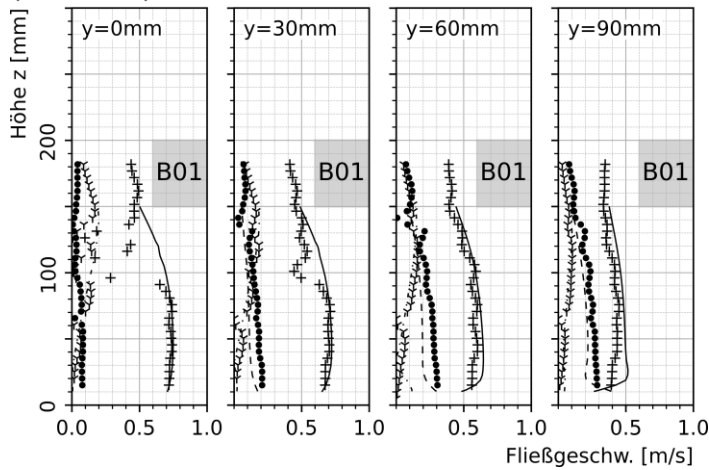
B01, N06, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N06, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

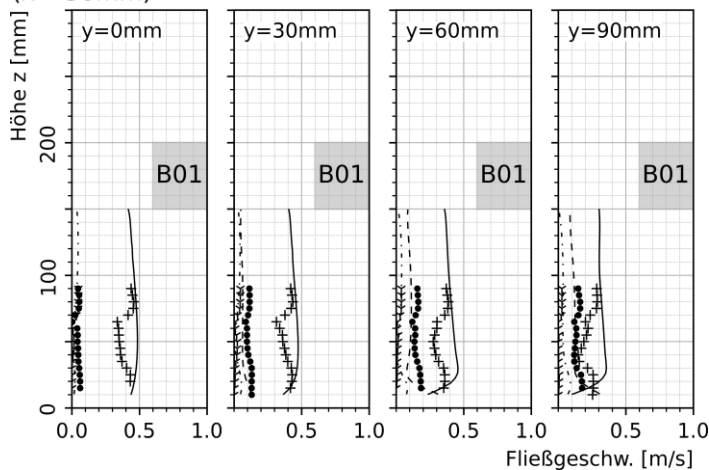


B01, N06, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

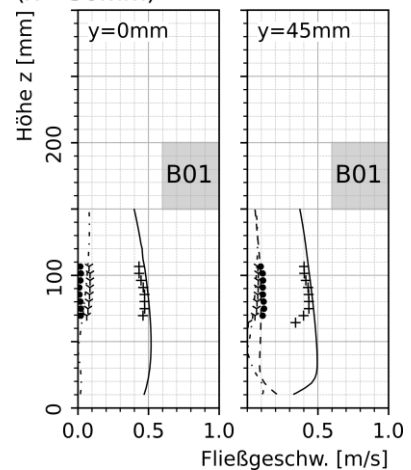


A 5.2 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N08

B01, N08, $Q=54\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

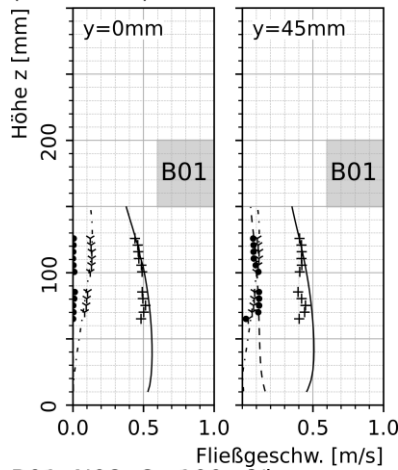


B01, N08, $Q=61\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

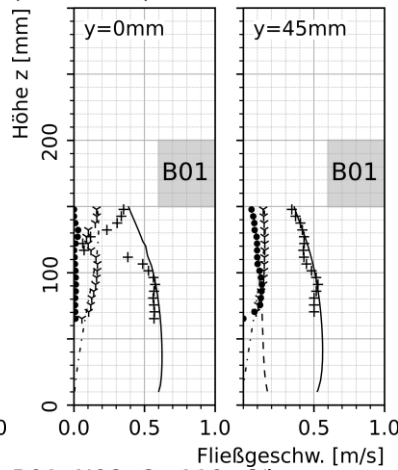


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) √ w (obs)

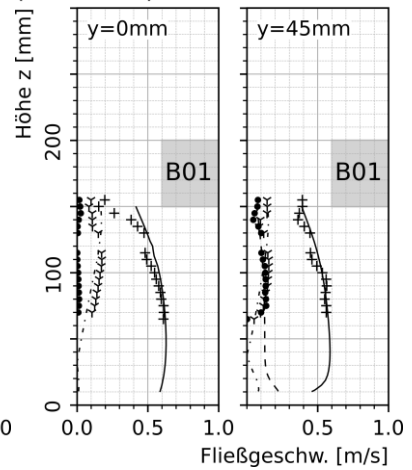
B01, N08, $Q=68\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



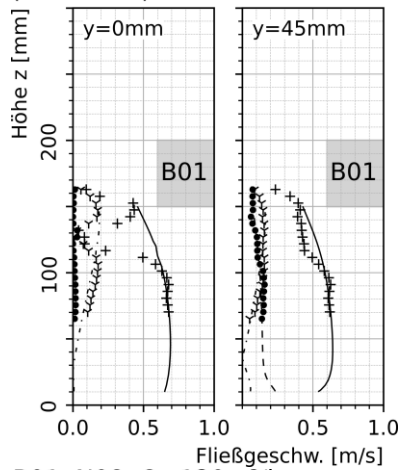
B01, N08, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



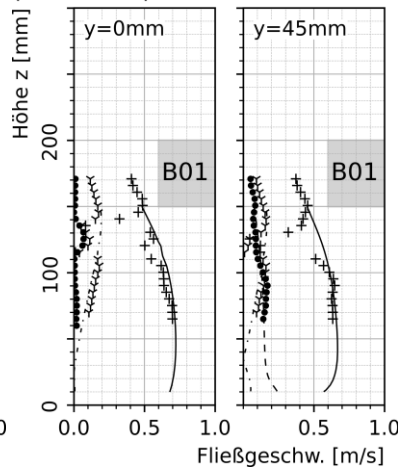
B01, N08, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



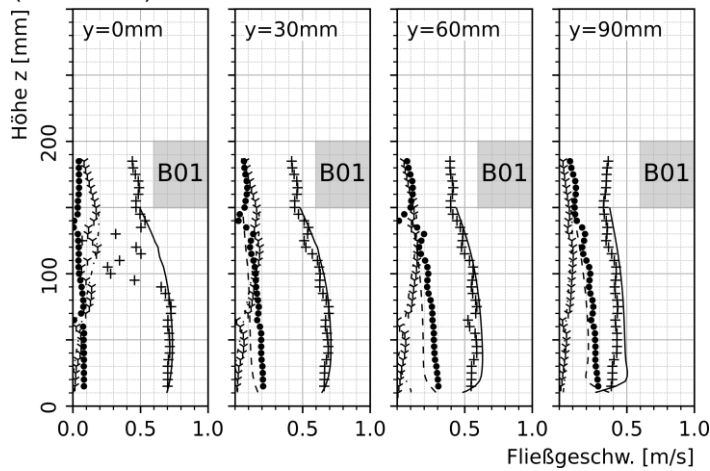
B01, N08, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N08, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



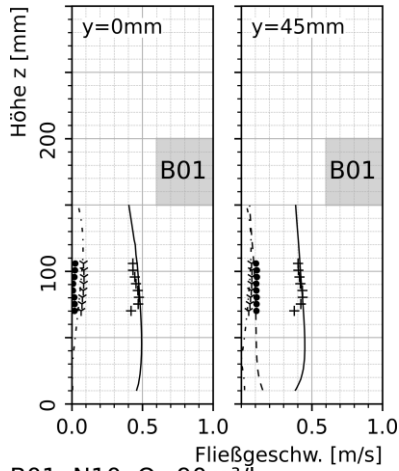
B01, N08, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



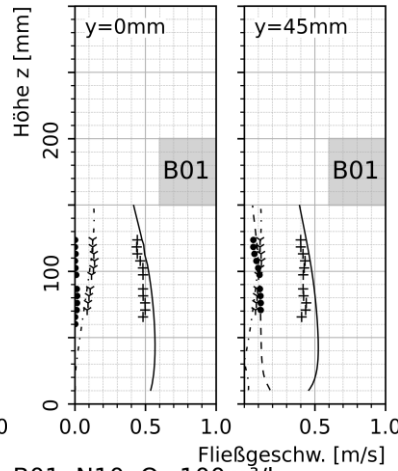
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

A 5.3 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N10

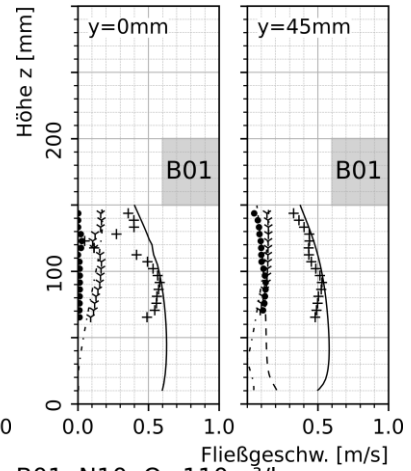
B01, N10, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



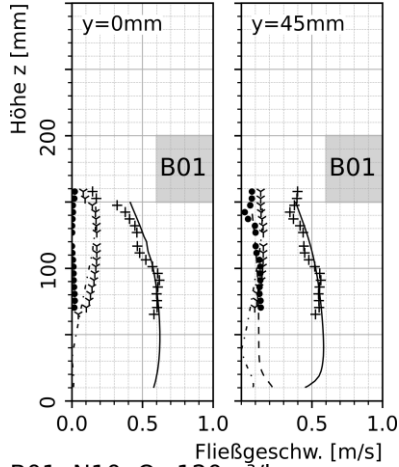
B01, N10, $Q=68\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



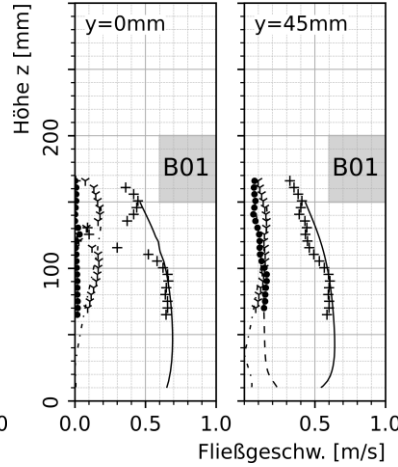
B01, N10, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



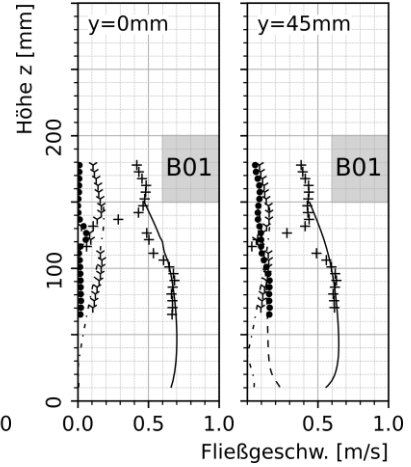
B01, N10, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



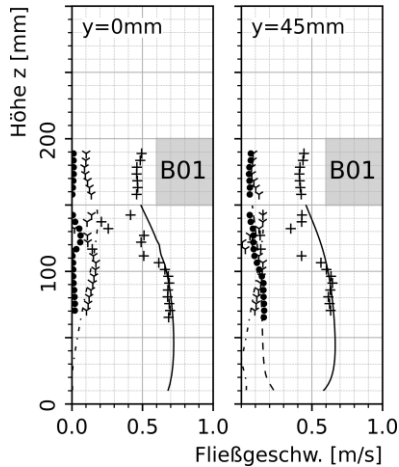
B01, N10, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N10, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



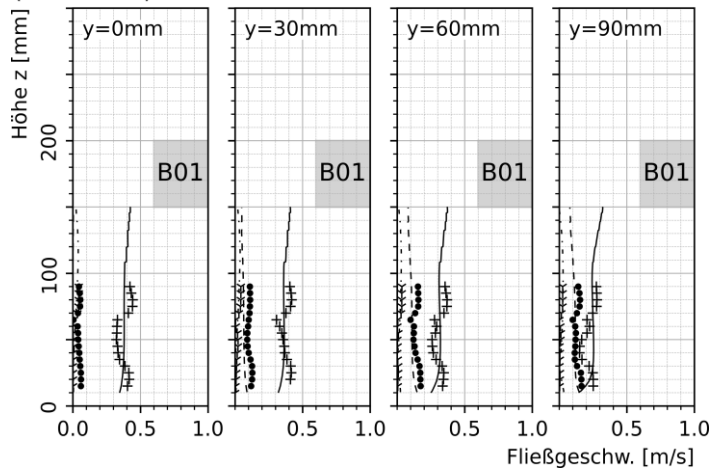
B01, N10, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



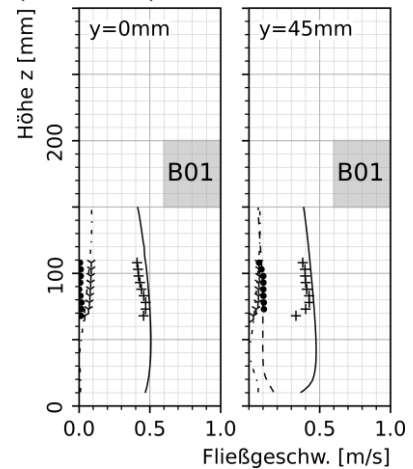
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) † w (obs)

A 5.4 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N12

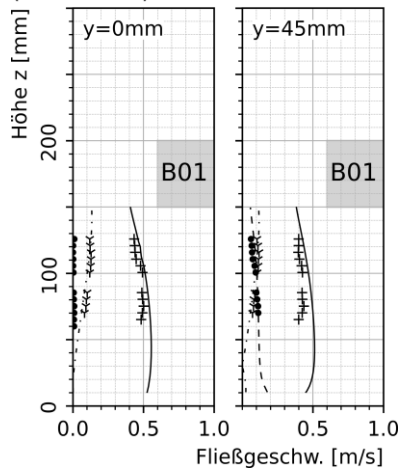
B01, N12, $Q=52\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



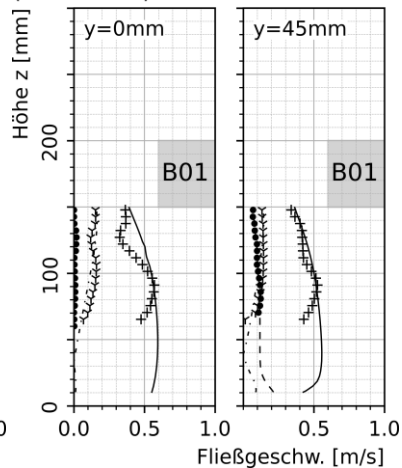
B01, N12, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



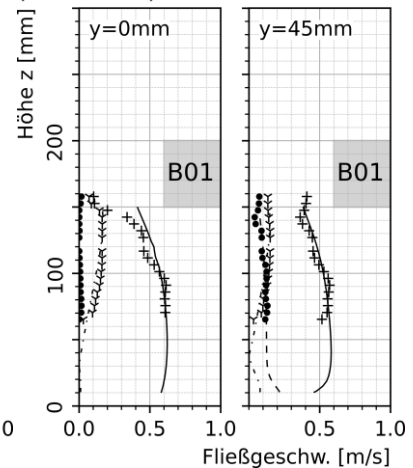
B01, N12, $Q=67\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



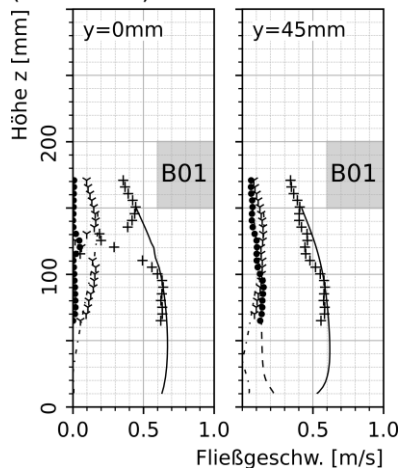
B01, N12, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



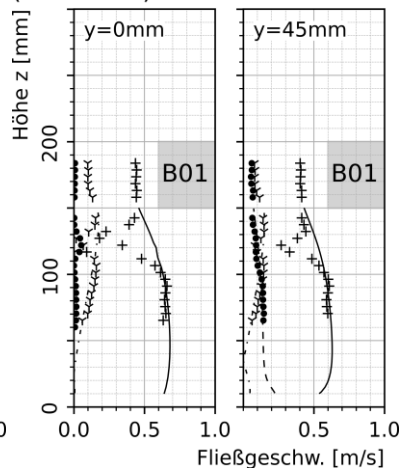
B01, N12, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N12, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

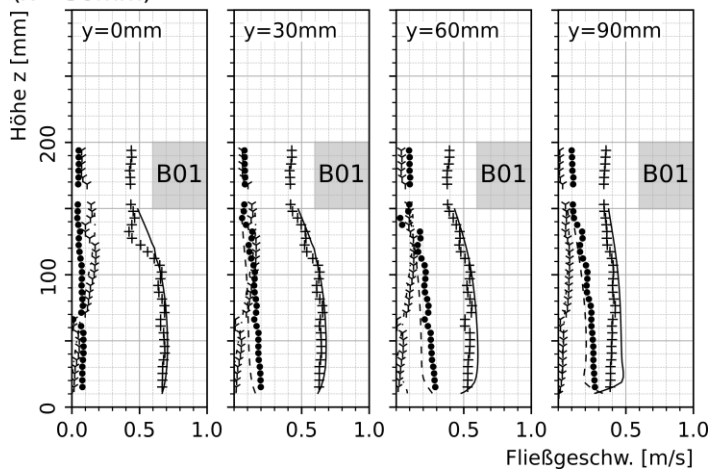


B01, N12, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



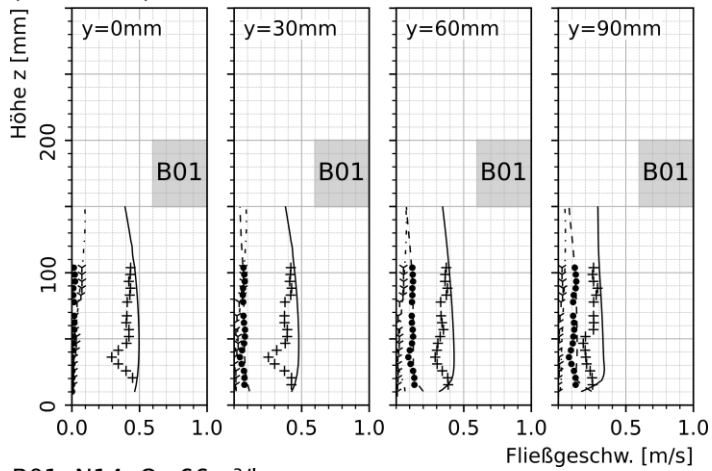
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B01, N12, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

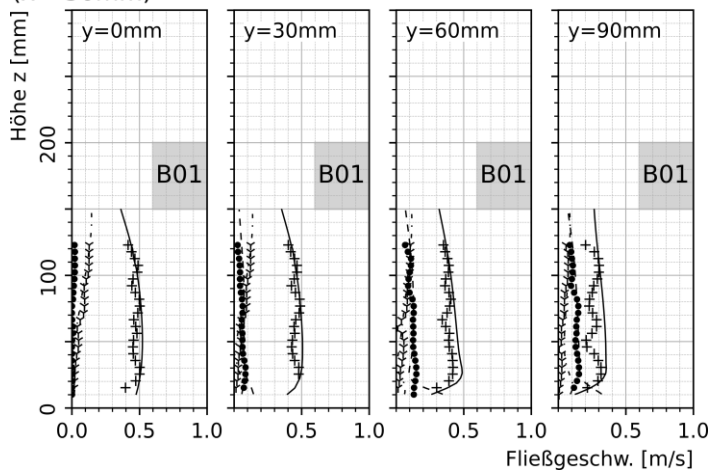


A 5.5 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N14

B01, N14, $Q=58\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

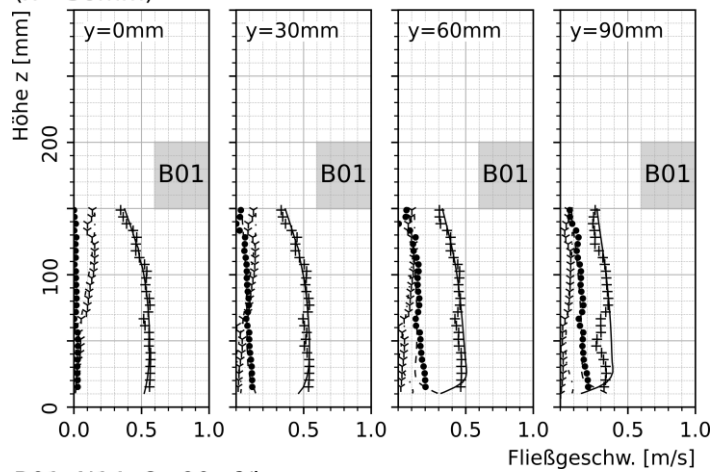


B01, N14, $Q=66\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

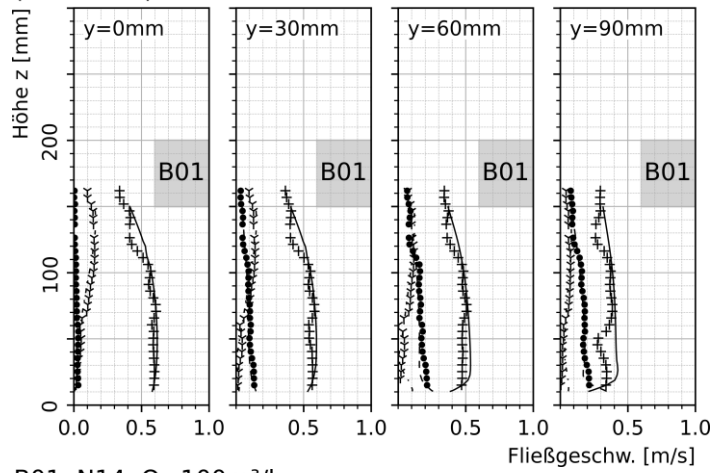


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - w (sim) ʎ w (obs)

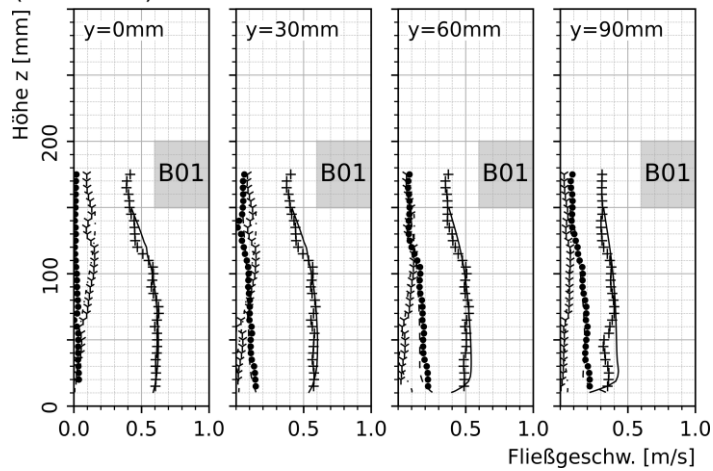
B01, N14, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N14, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

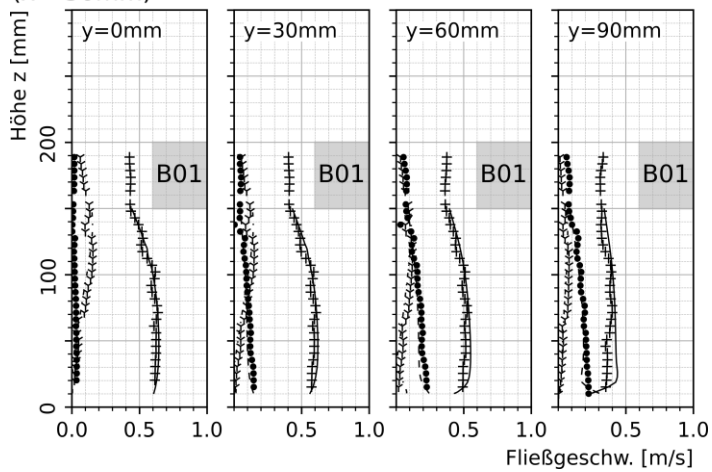


B01, N14, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



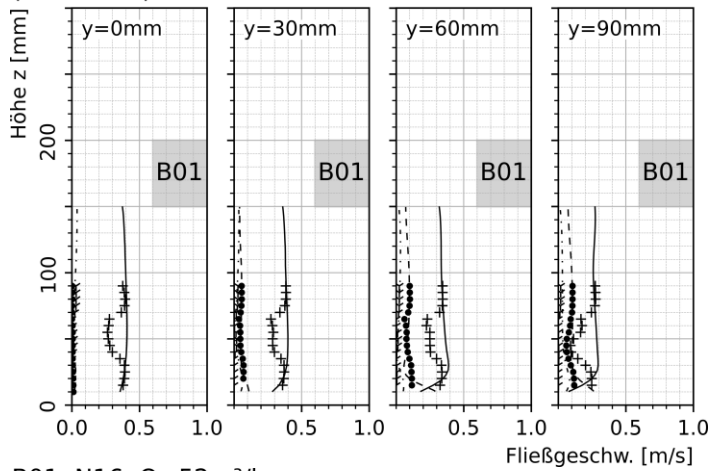
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B01, N14, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

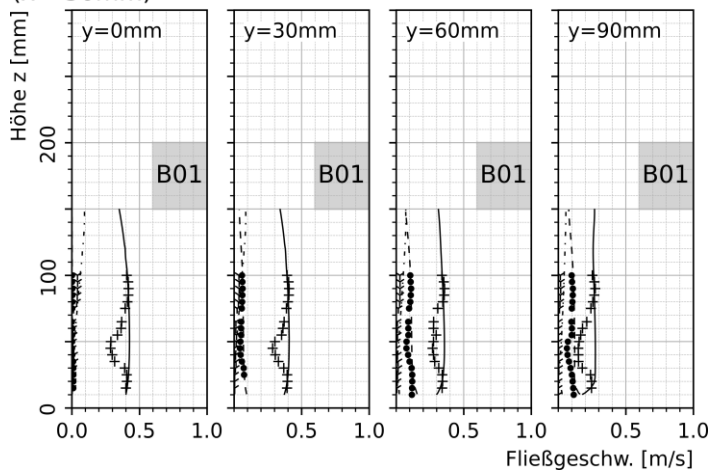


A 5.6 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N16

B01, N16, $Q=47\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

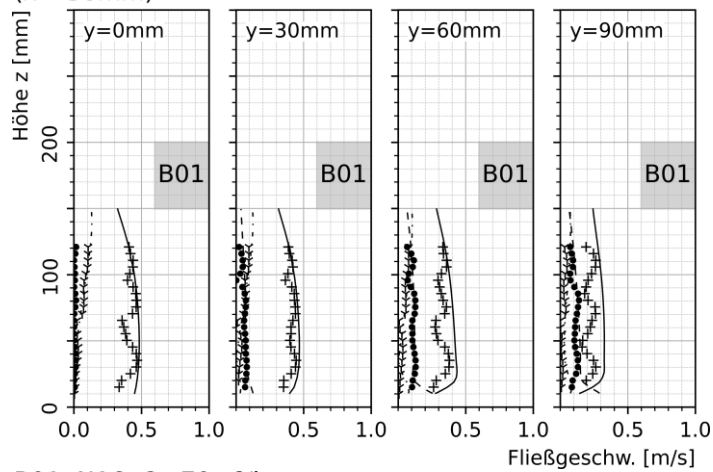


B01, N16, $Q=52\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

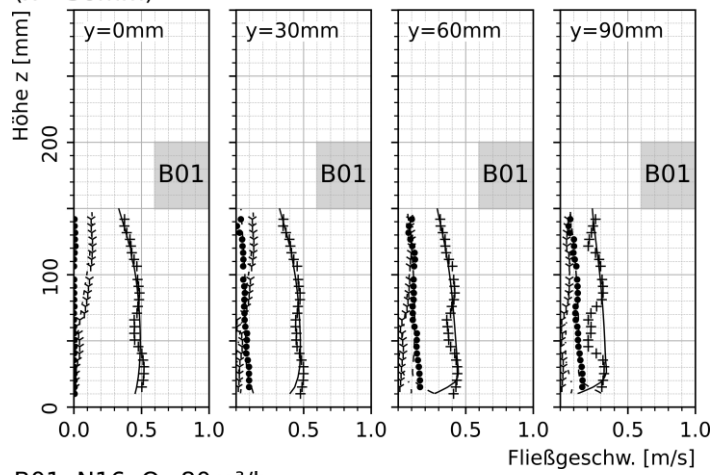


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - w (sim) ʎ w (obs)

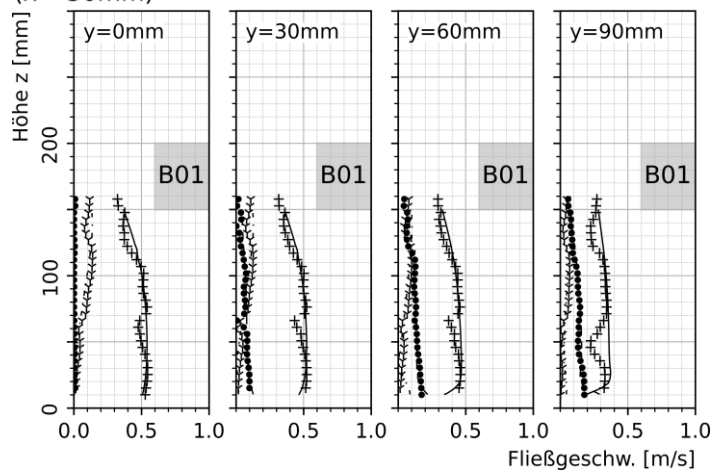
B01, N16, $Q=61\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N16, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

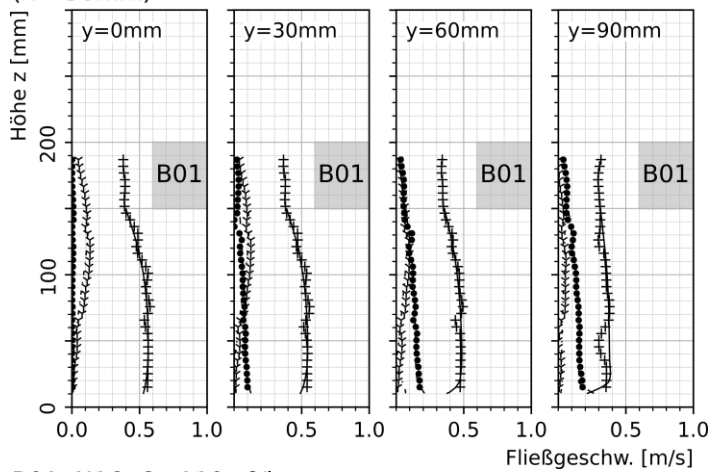


B01, N16, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

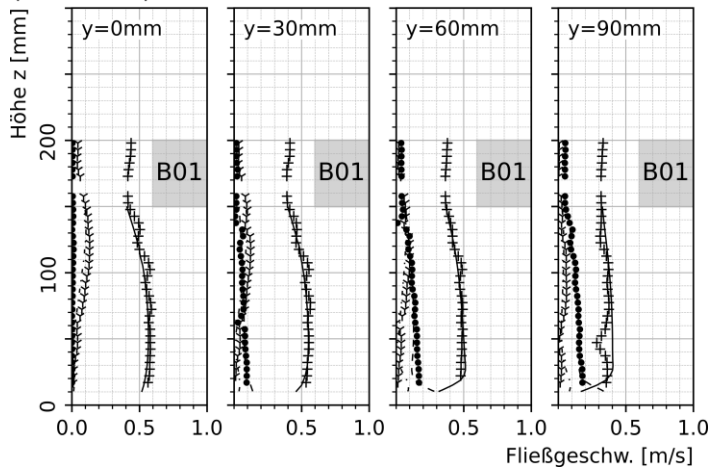


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

B01, N16, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

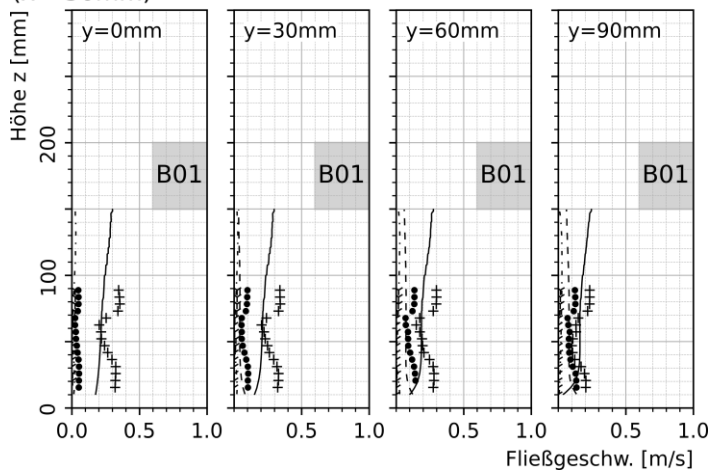


B01, N16, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



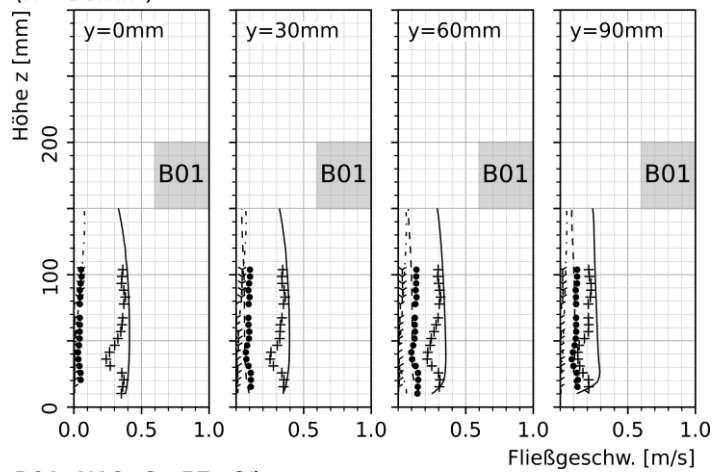
A 5.7 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N18

B01, N18, $Q=42\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

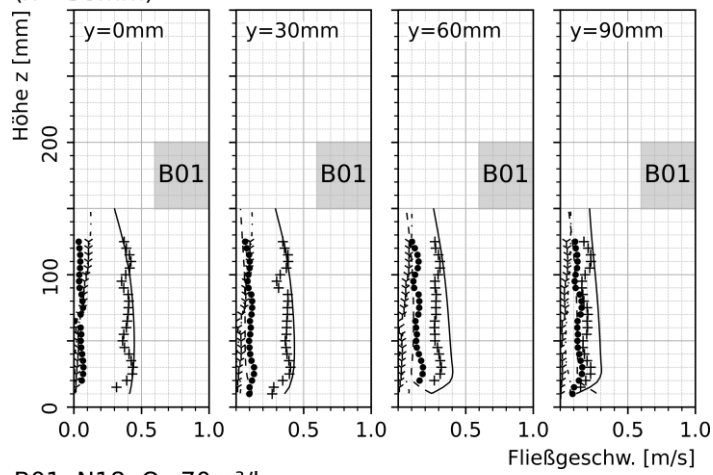


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ¶ w (obs)

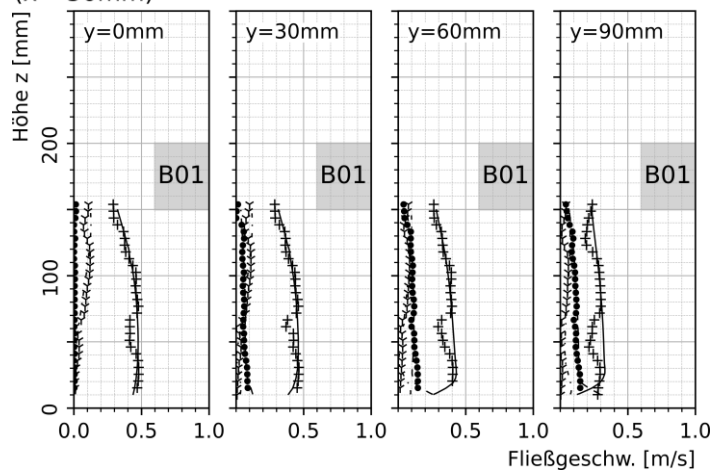
B01, N18, $Q=49\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N18, $Q=57\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

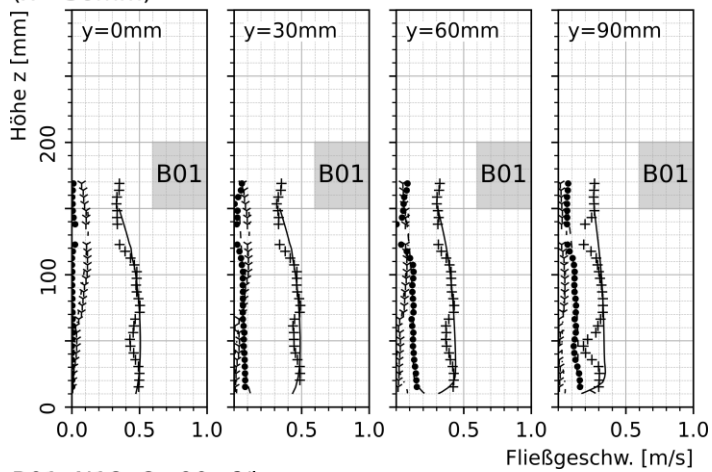


B01, N18, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

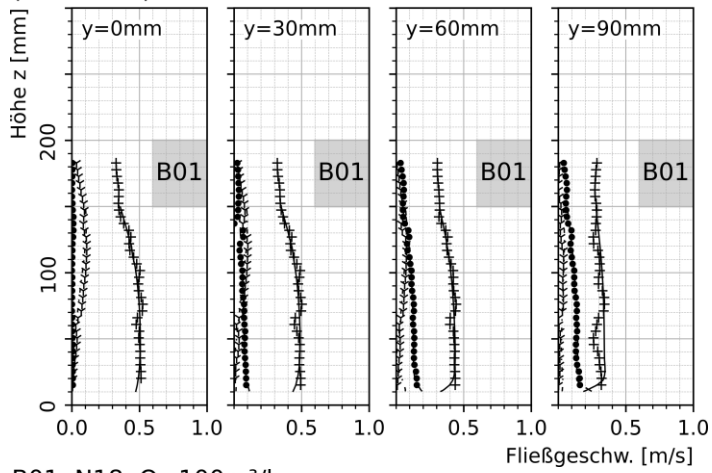


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ʎ w (obs)

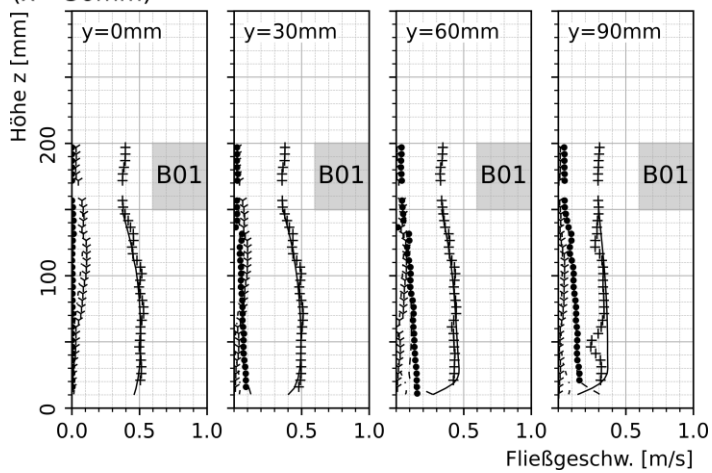
B01, N18, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N18, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

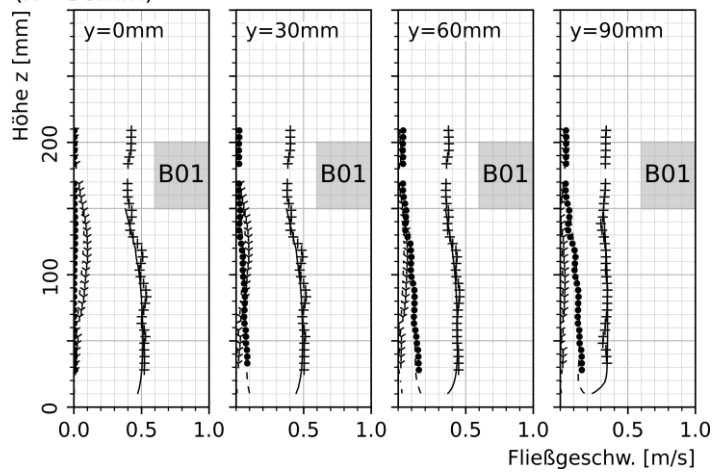


B01, N18, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



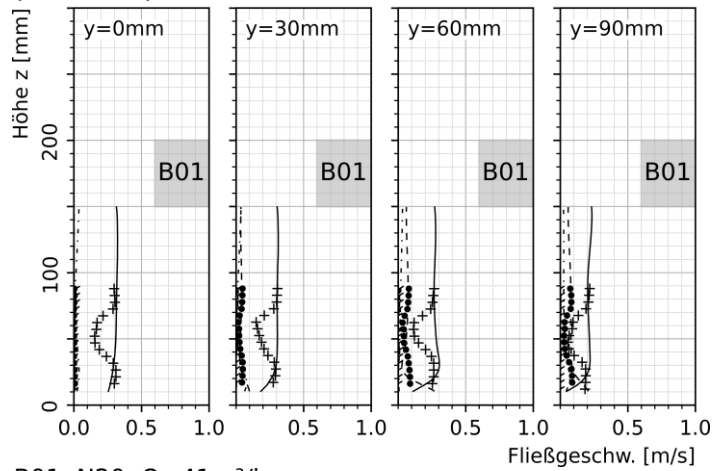
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B01, N18, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

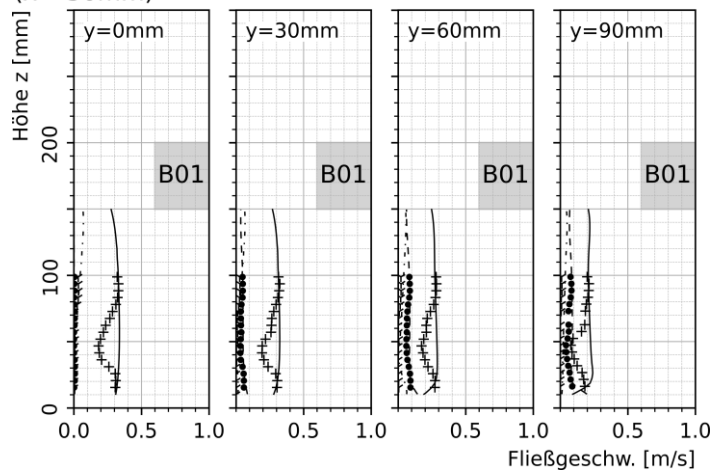


A 5.8 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B01_N20

B01, N20, $Q=37\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

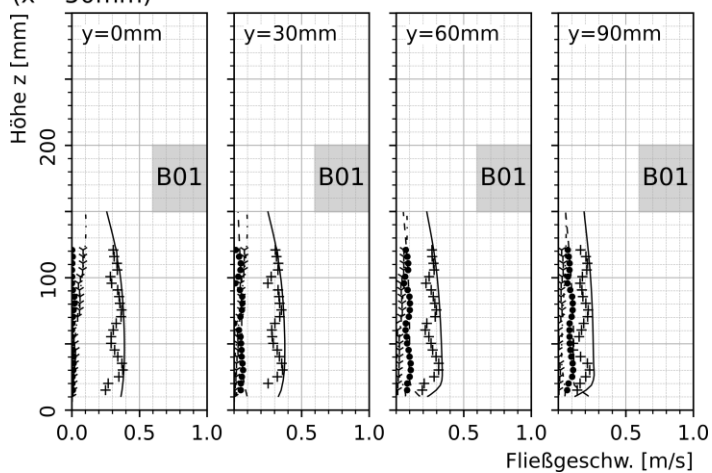


B01, N20, $Q=41\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

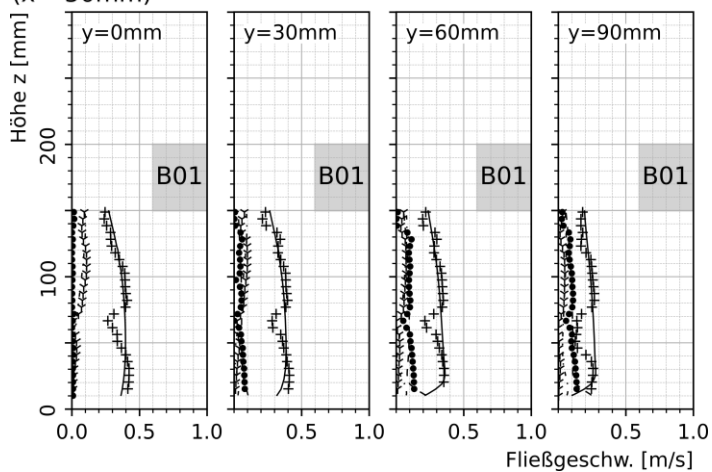


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

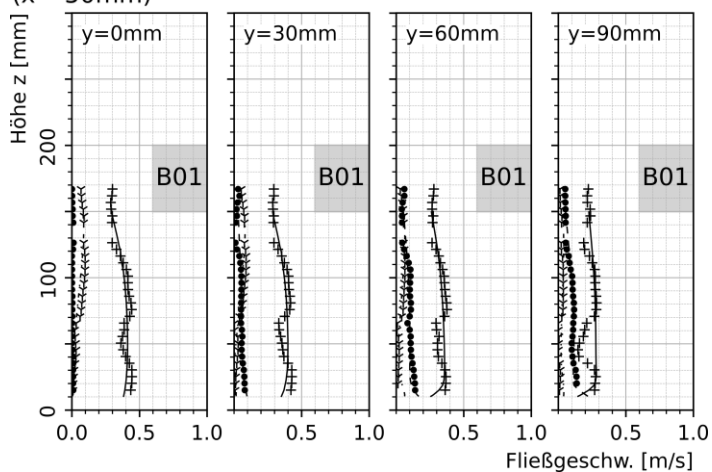
B01, N20, $Q=49\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N20, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

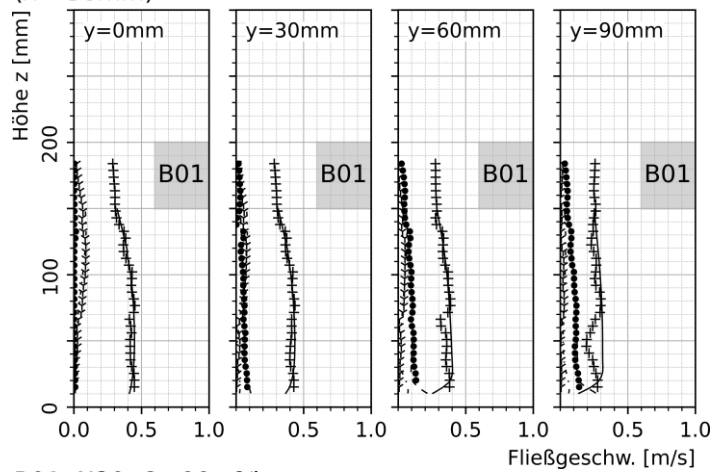


B01, N20, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

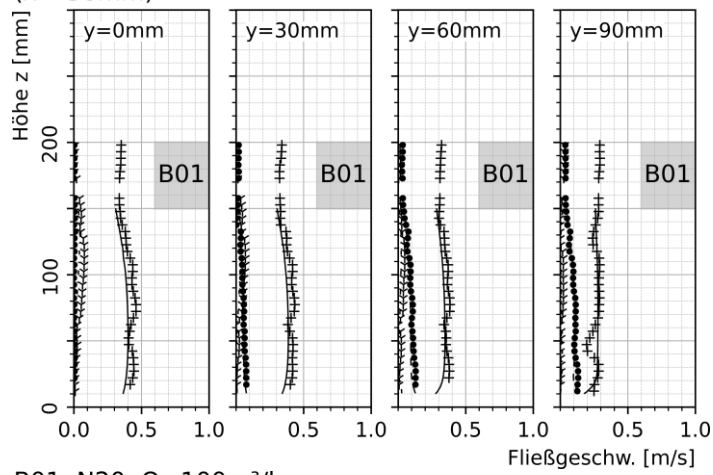


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

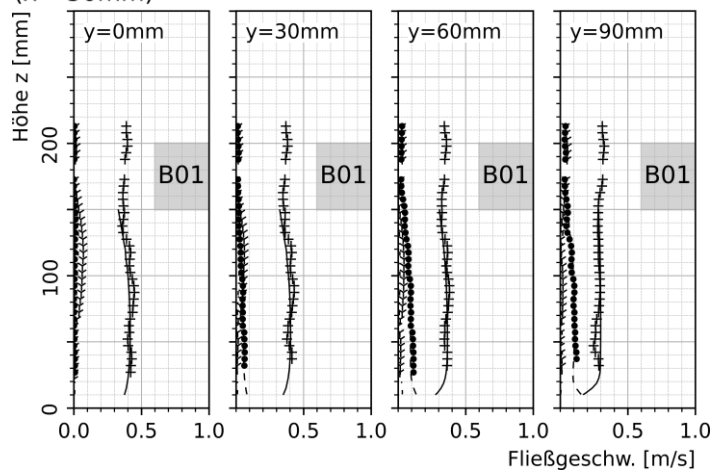
B01, N20, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B01, N20, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

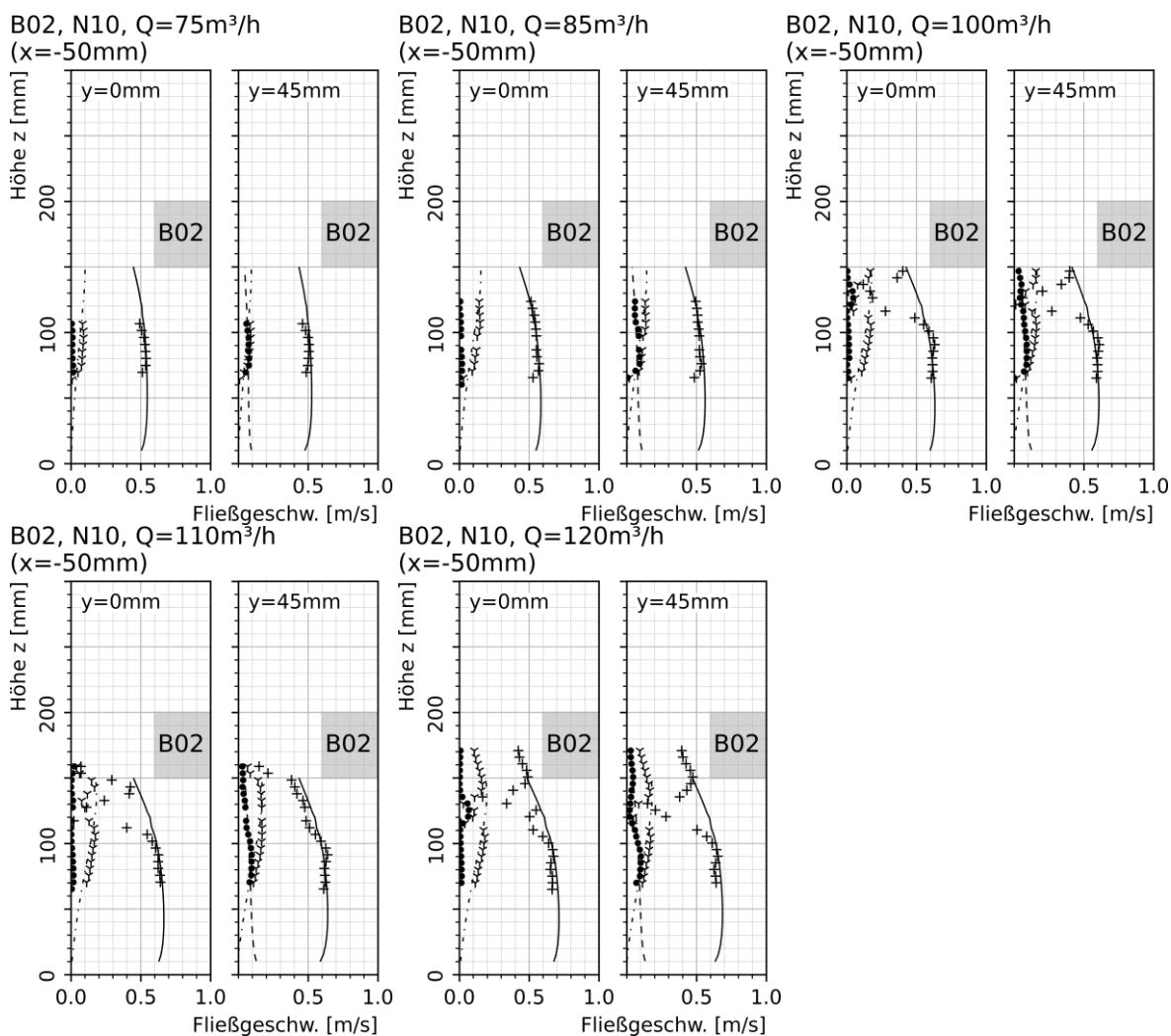


B01, N20, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

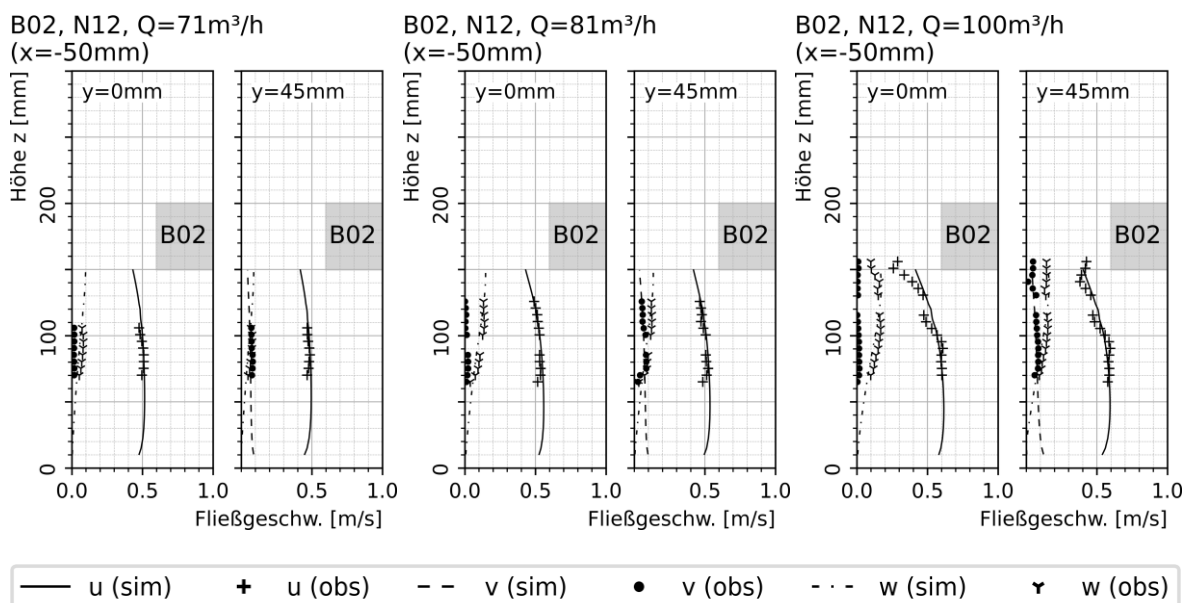


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

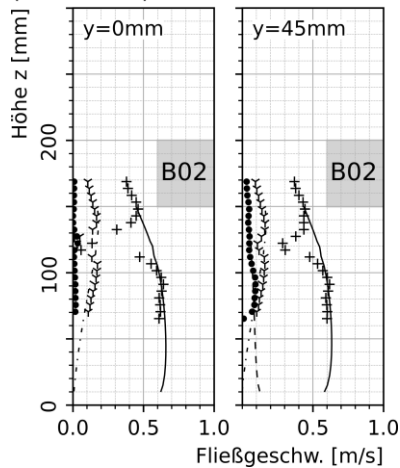
A 5.9 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B02_N10



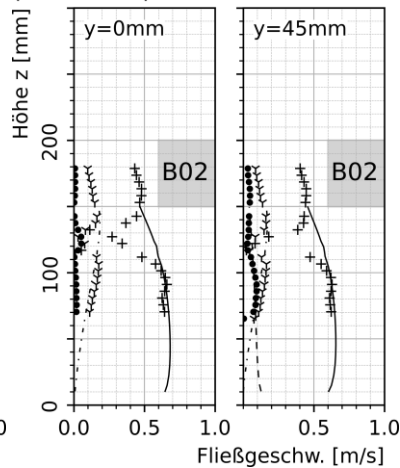
A 5.10 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B02_N12



B02, N12, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

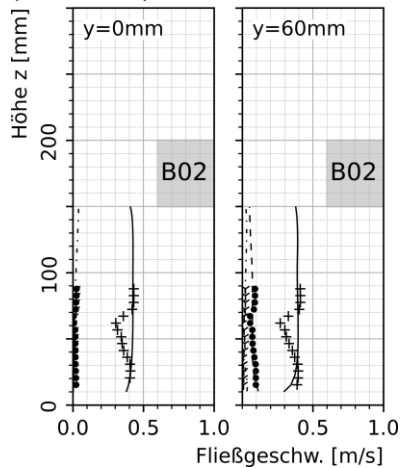


B02, N12, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

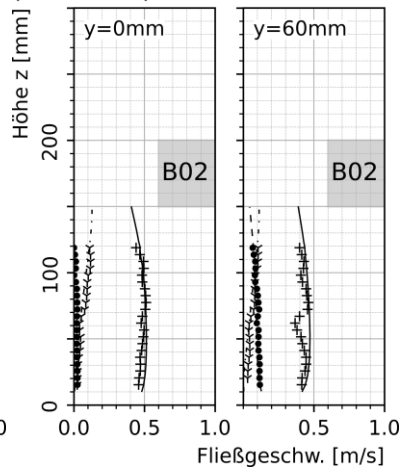


A 5.11 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B02_N14

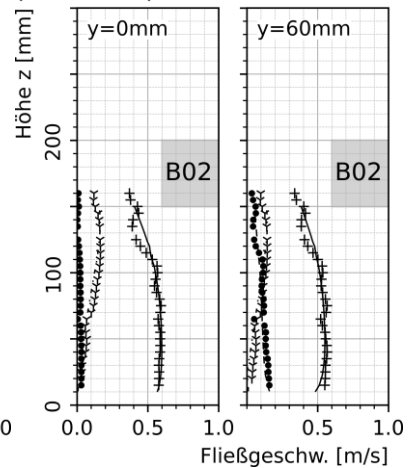
B02, N14, $Q=57\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B02, N14, $Q=74\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

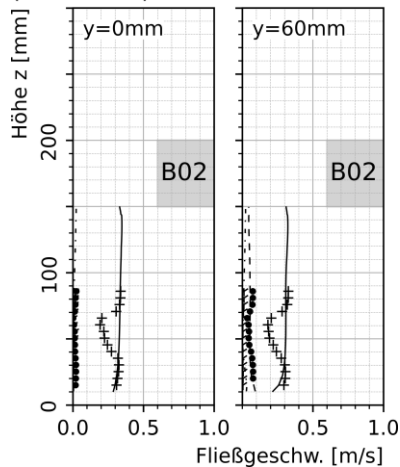


B02, N14, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

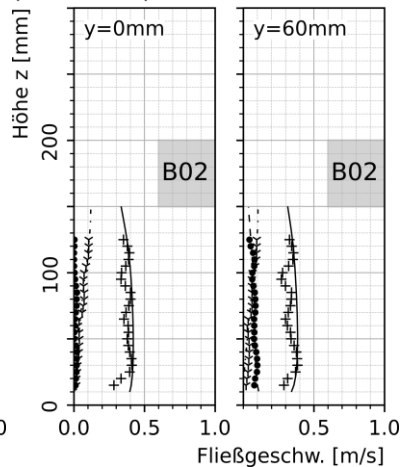


A 5.12 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B02_N18

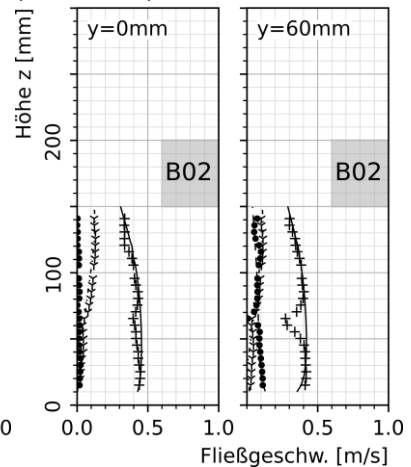
B02, N18, $Q=44\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



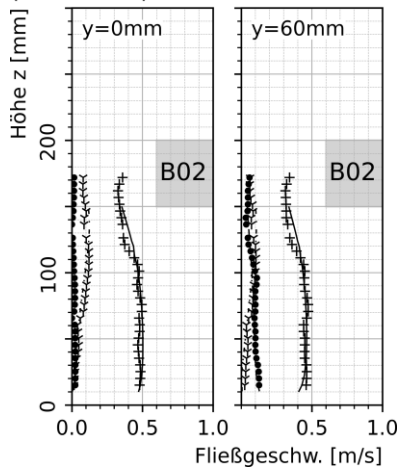
B02, N18, $Q=62\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



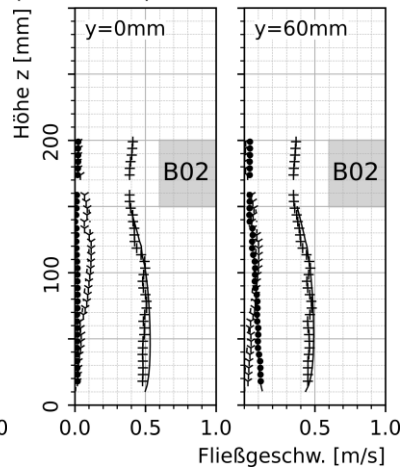
B02, N18, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B02, N18, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

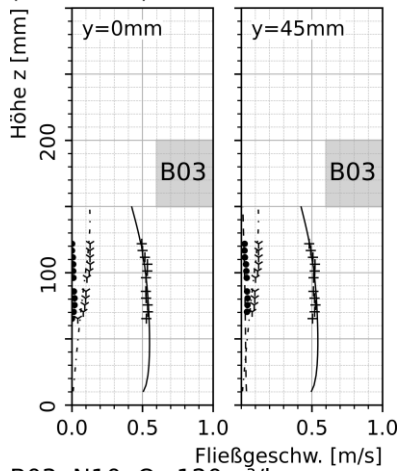


B02, N18, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

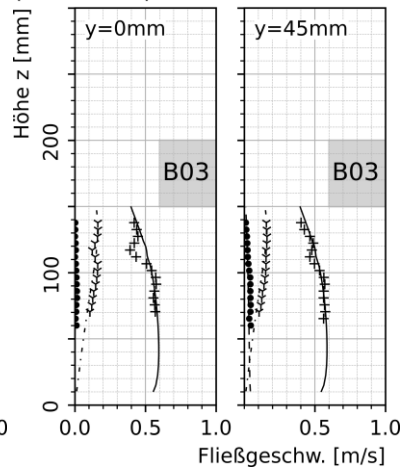


A 5.13 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B03_N10

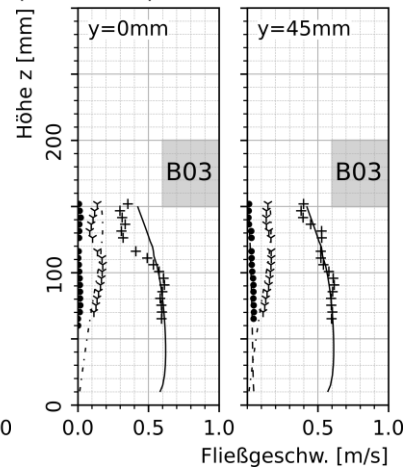
B03, N10, $Q=89\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



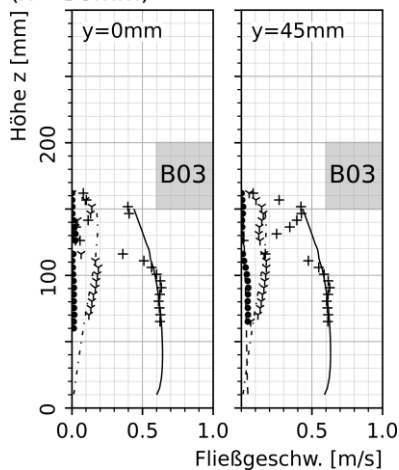
B03, N10, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B03, N10, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



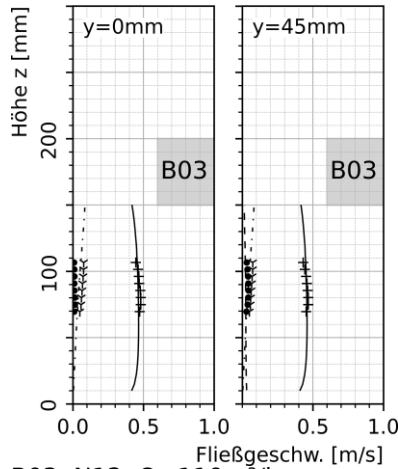
B03, N10, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



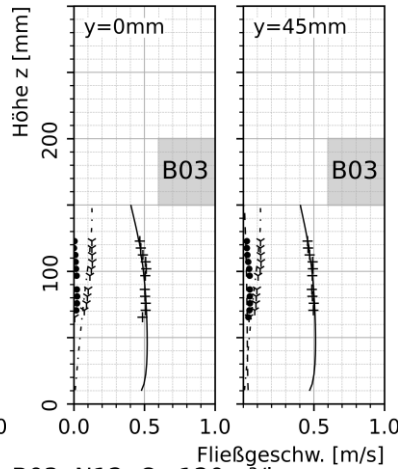
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

A 5.14 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B03_N12

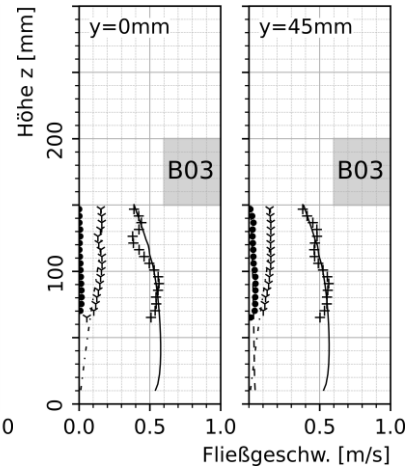
B03, N12, $Q=74\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



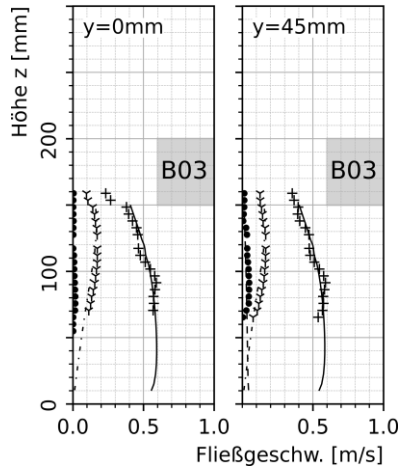
B03, N12, $Q=85\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



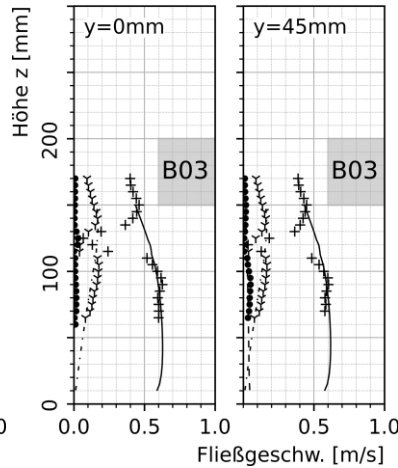
B03, N12, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B03, N12, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

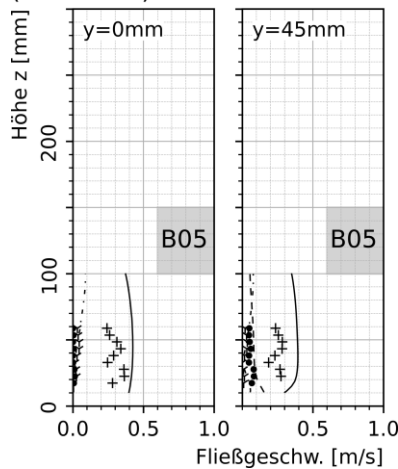


B03, N12, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

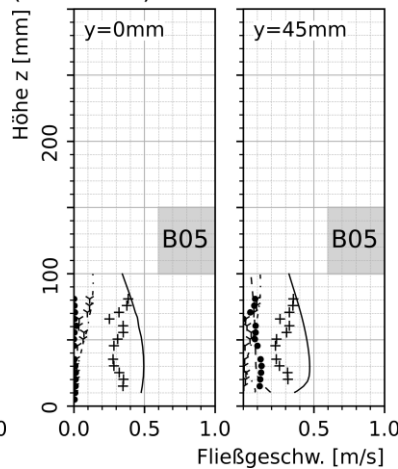


A 5.15 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N06

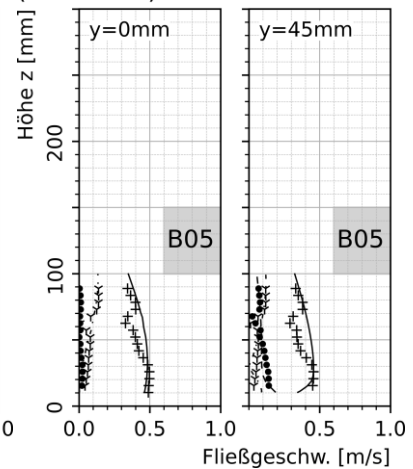
B05, N06, $Q=38\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N06, $Q=46\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

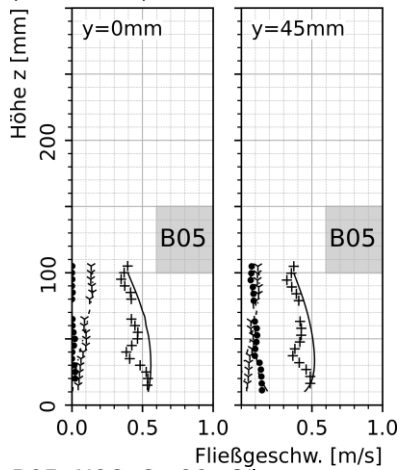


B05, N06, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

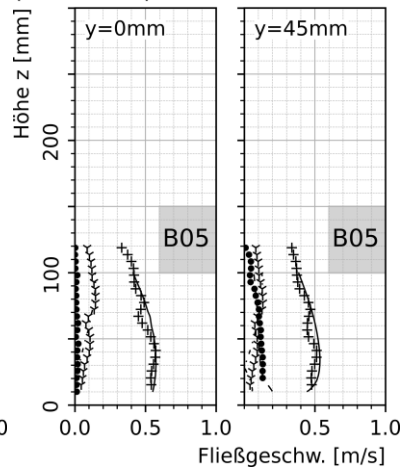


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ✕ w (obs)

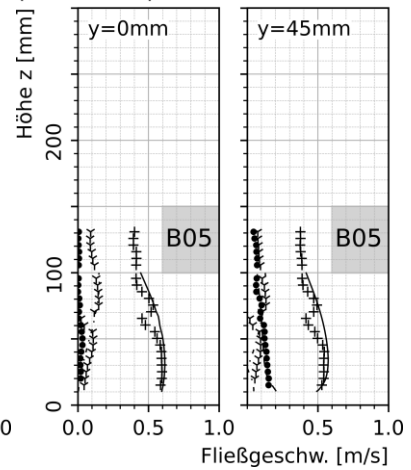
B05, N06, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



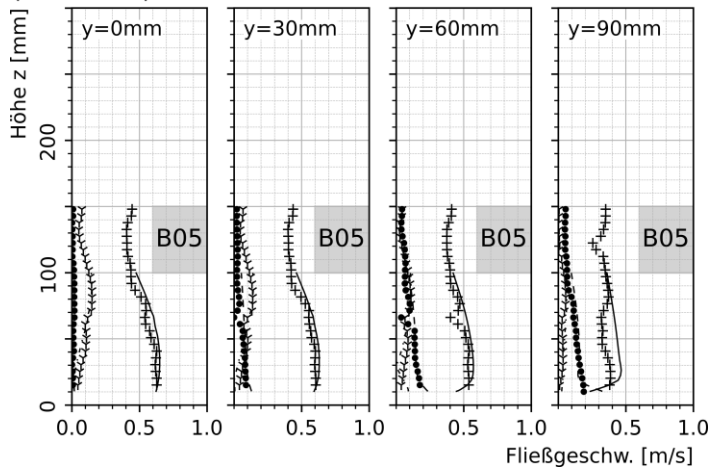
B05, N06, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N06, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

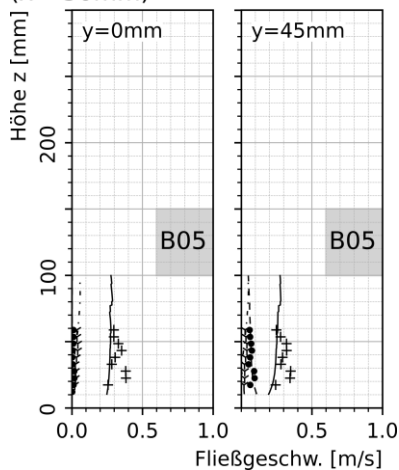


B05, N06, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

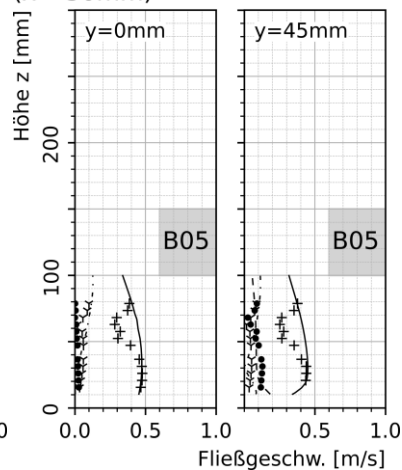


A 5.16 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N08

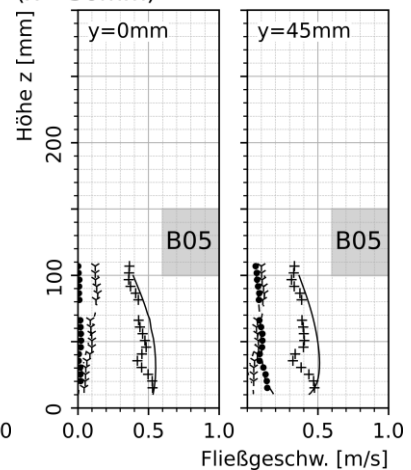
B05, N08, $Q=37\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N08, $Q=45\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

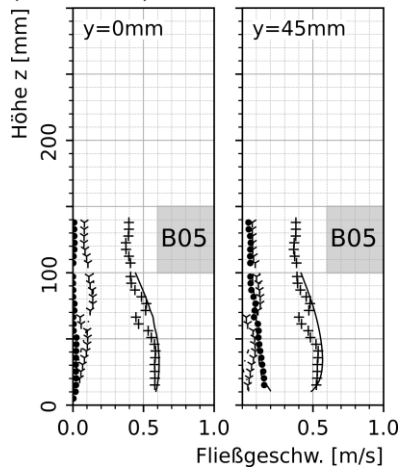


B05, N08, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

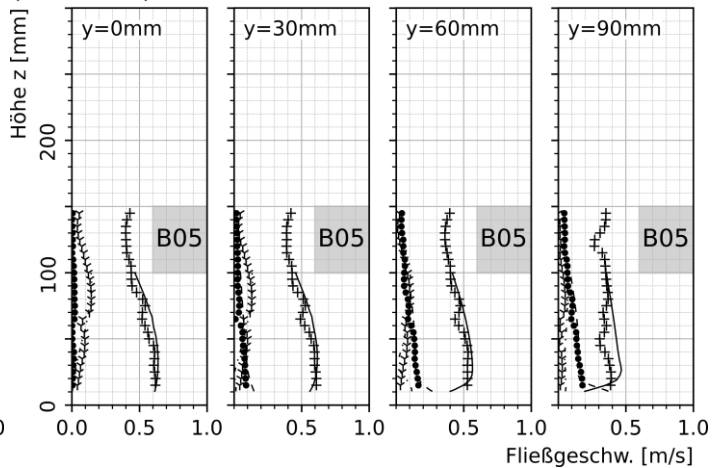


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) √ w (obs)

B05, N08, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

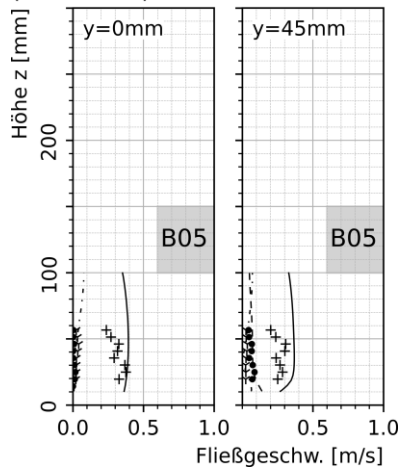


B05, N08, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

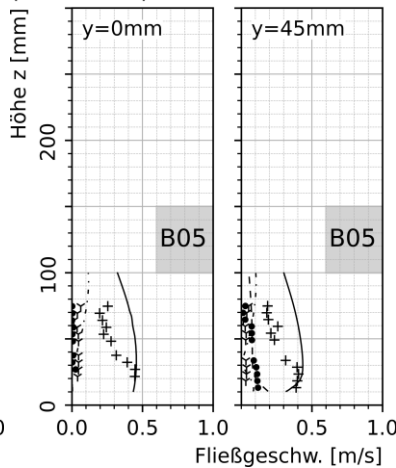


A 5.17 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N10

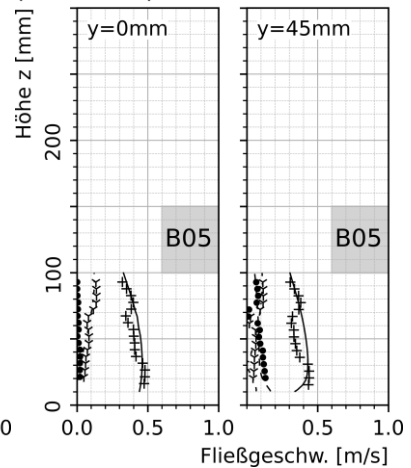
B05, N10, $Q=35\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



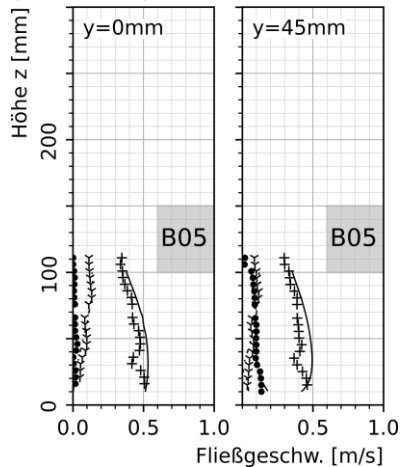
B05, N10, $Q=42\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



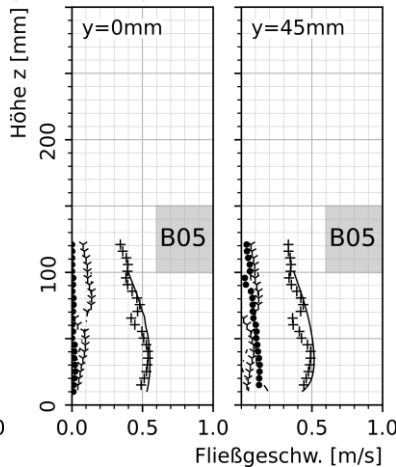
B05, N10, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N10, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



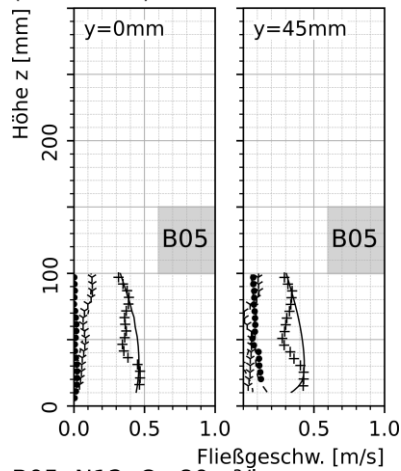
B05, N10, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



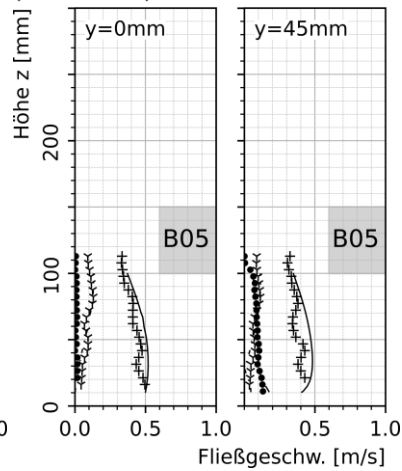
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

A 5.18 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N12

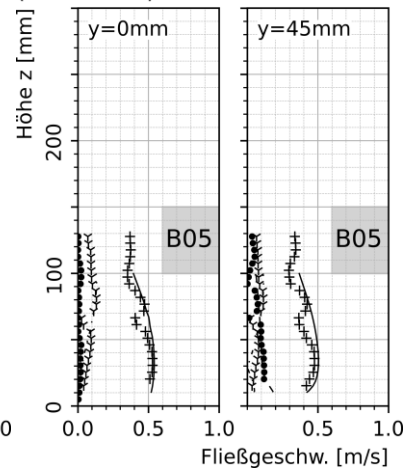
B05, N12, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



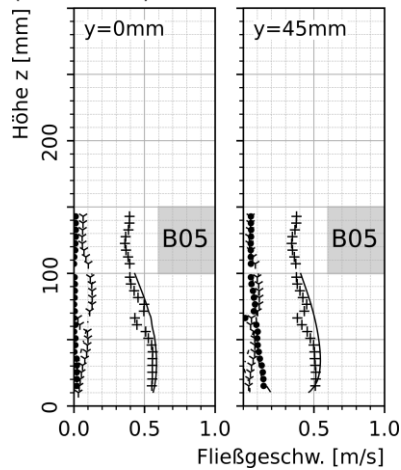
B05, N12, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N12, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

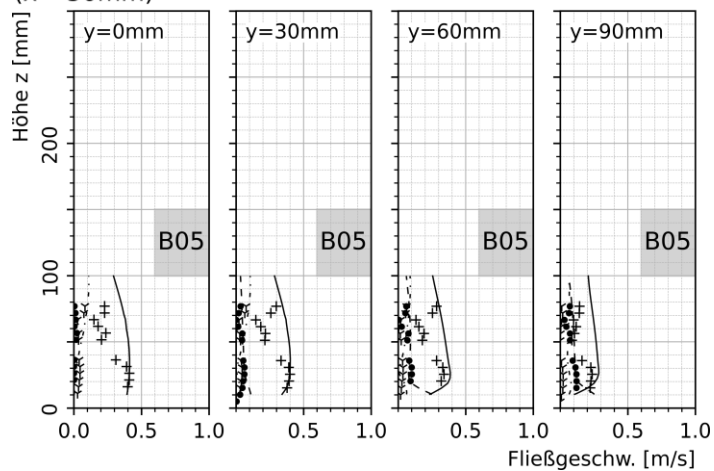


B05, N12, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



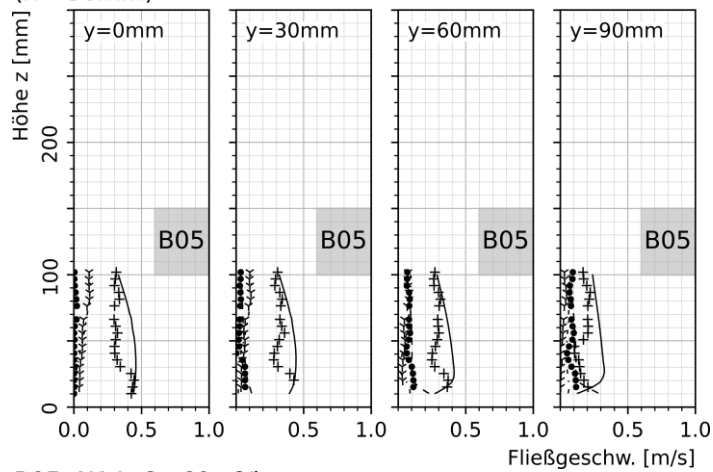
A 5.19 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N14

B05, N14, $Q=39\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

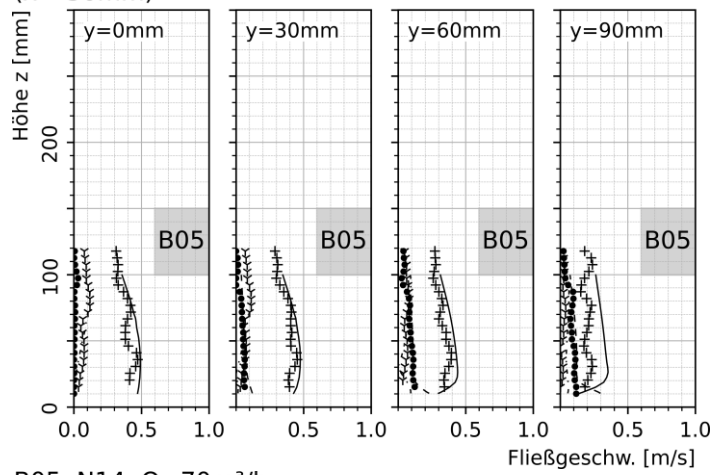


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

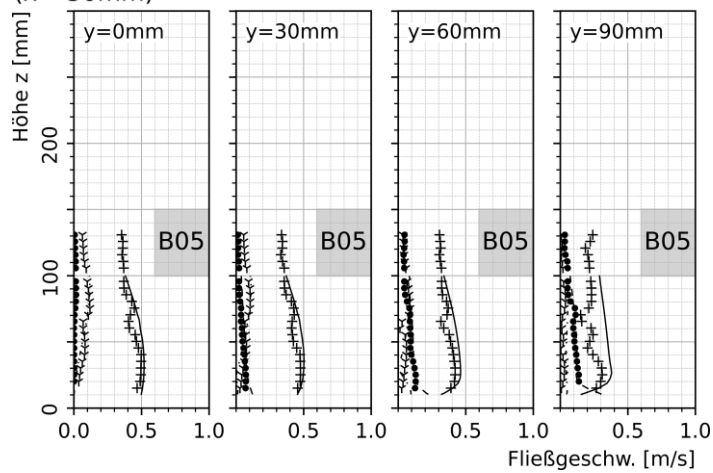
B05, N14, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N14, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

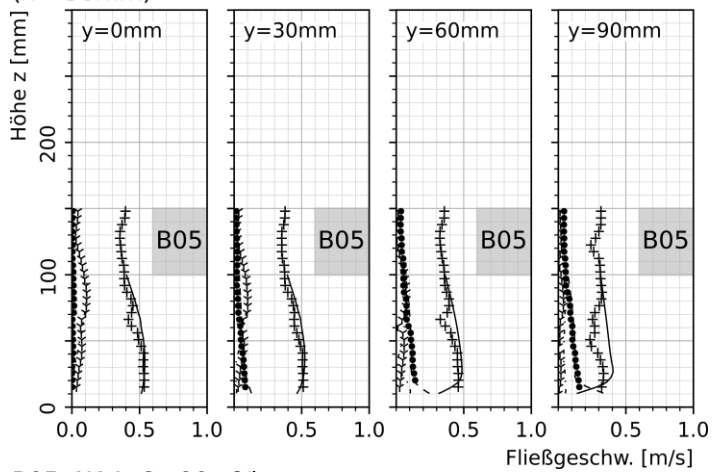


B05, N14, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

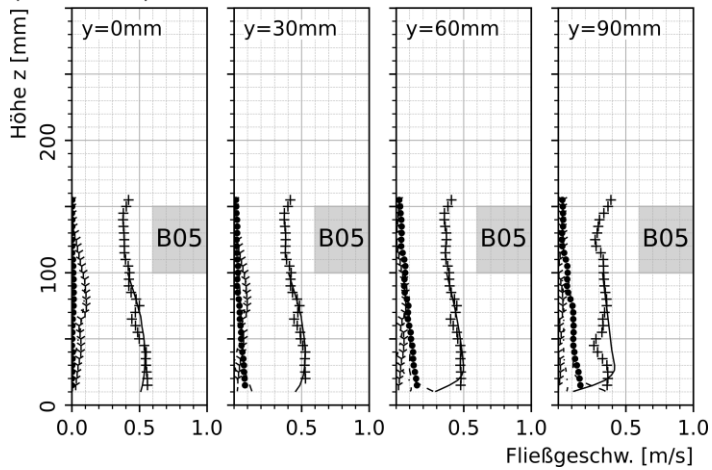


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

B05, N14, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

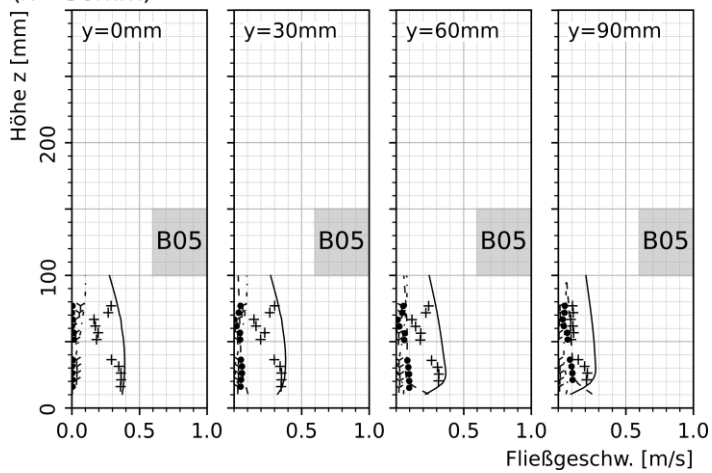


B05, N14, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



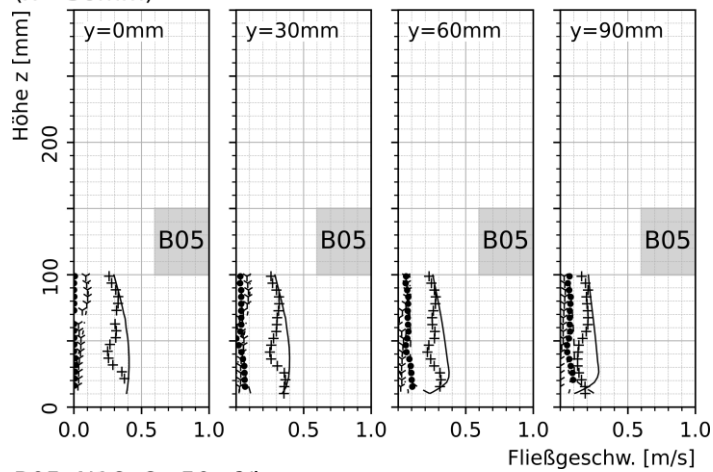
A 5.20 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N16

B05, N16, $Q=36\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

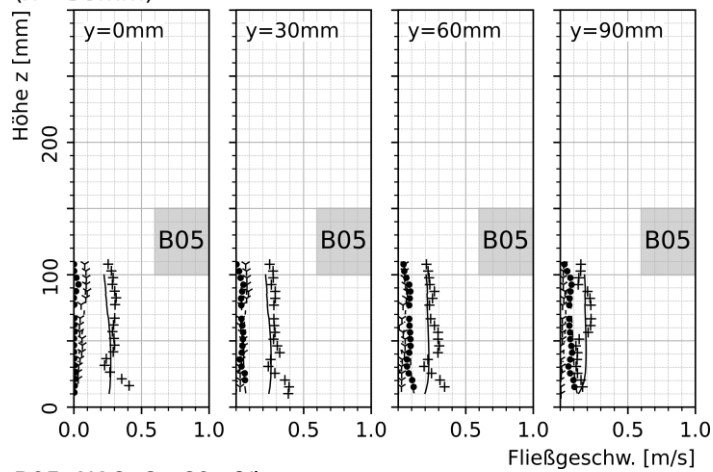


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - . - w (sim) ¶ w (obs)

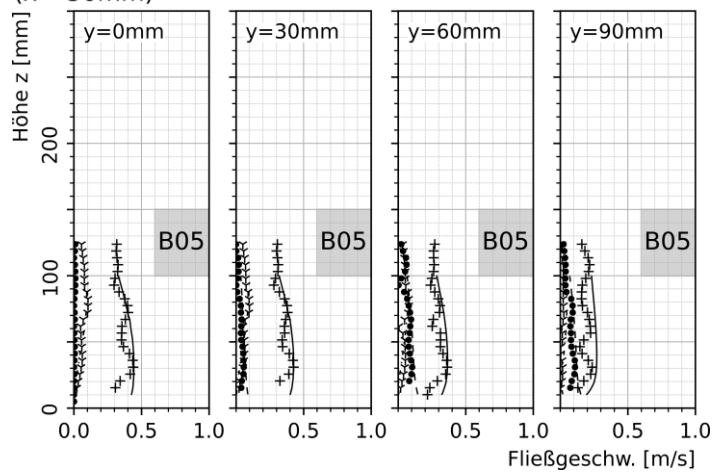
B05, N16, $Q=45\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N16, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

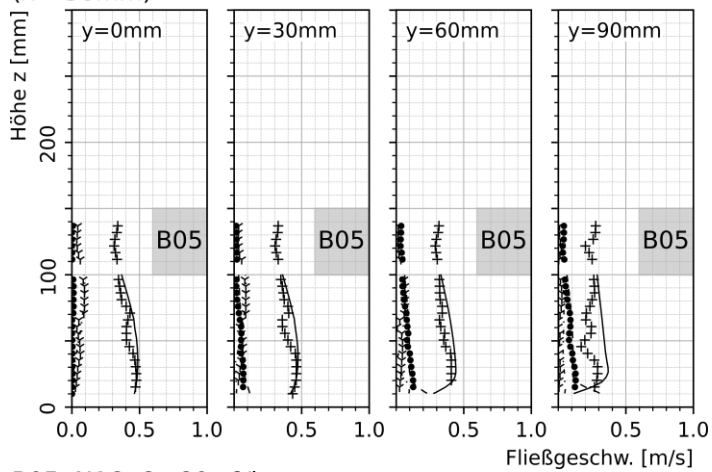


B05, N16, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

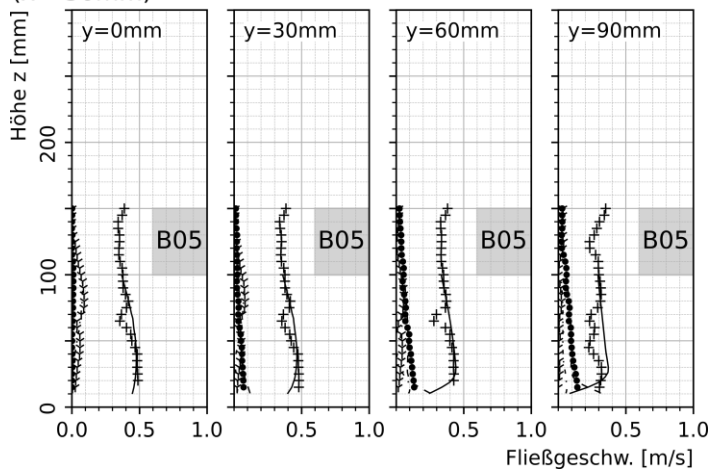


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B05, N16, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

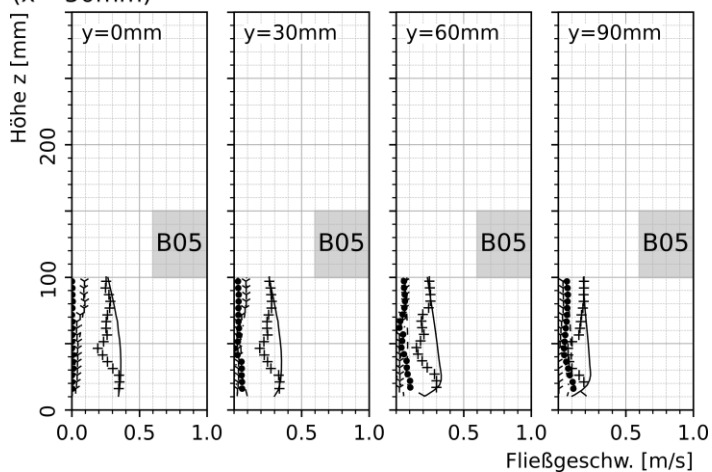


B05, N16, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



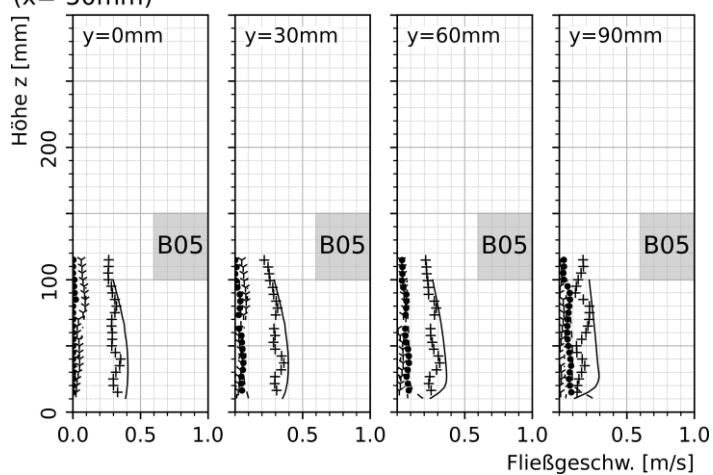
A 5.21 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B05_N18

B05, N18, $Q=40\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

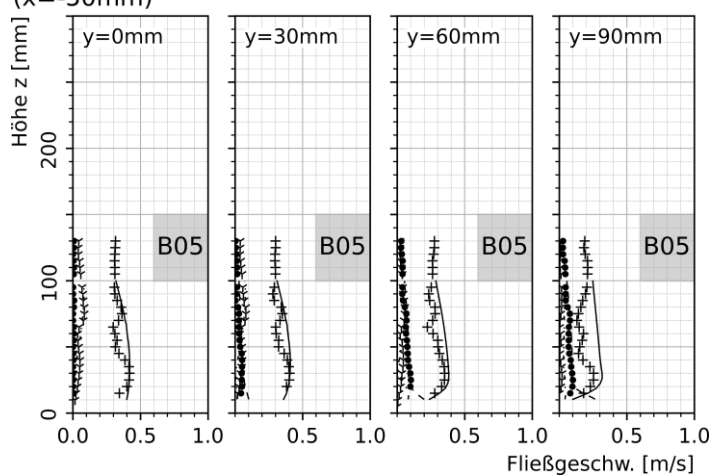


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - w (sim) ¶ w (obs)

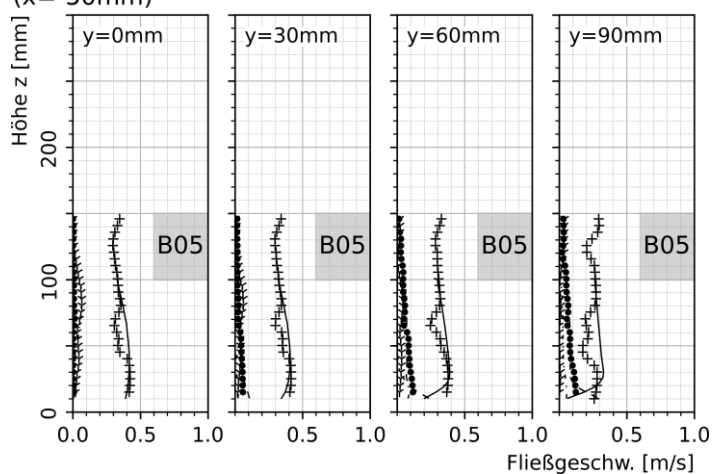
B05, N18, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B05, N18, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

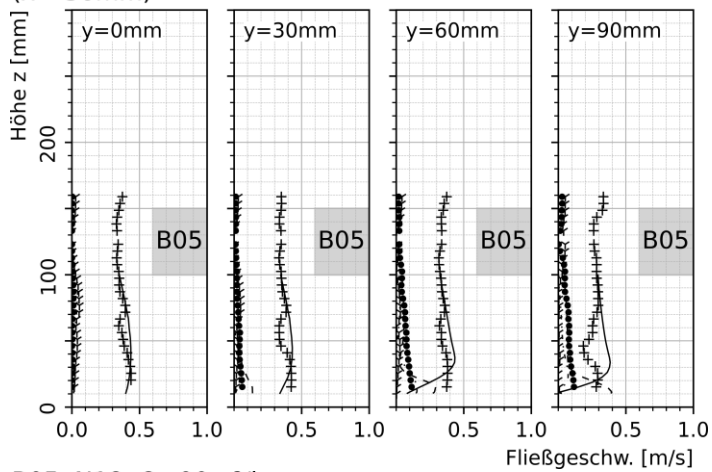


B05, N18, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

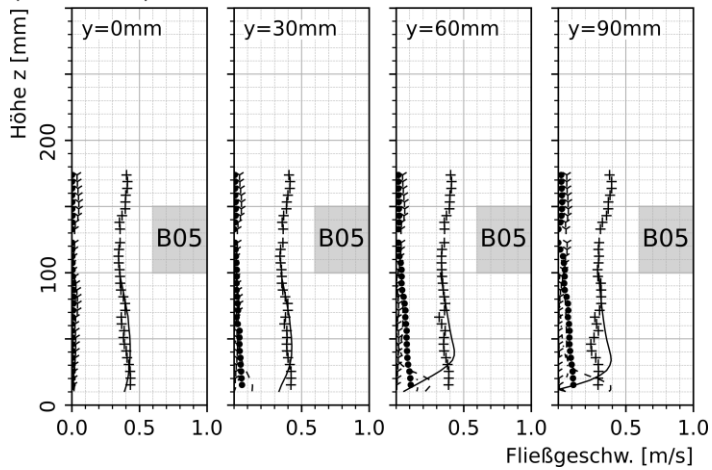


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

B05, N18, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

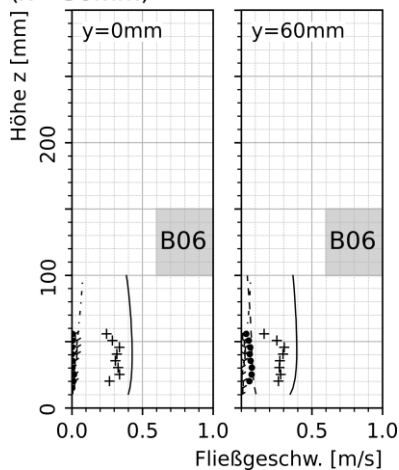


B05, N18, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

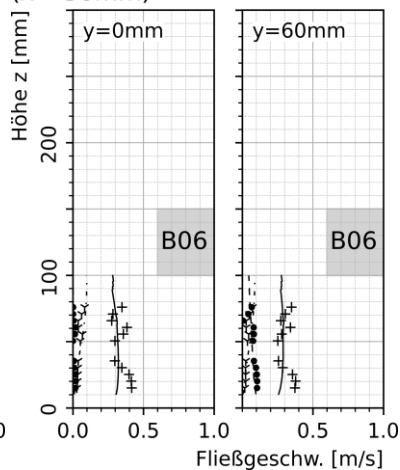


A 5.22 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N06

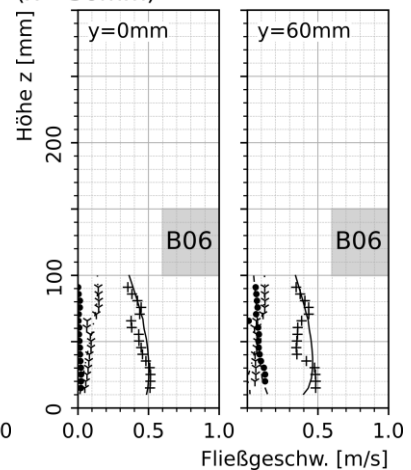
B06, N06, $Q=42\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N06, $Q=52\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

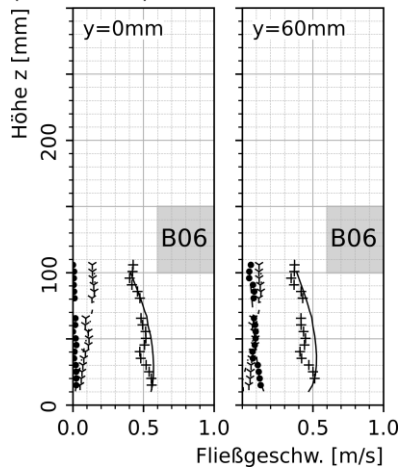


B06, N06, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

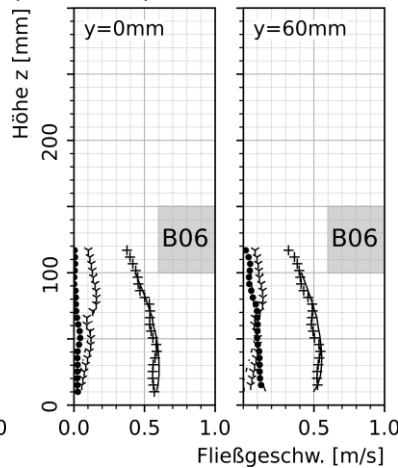


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

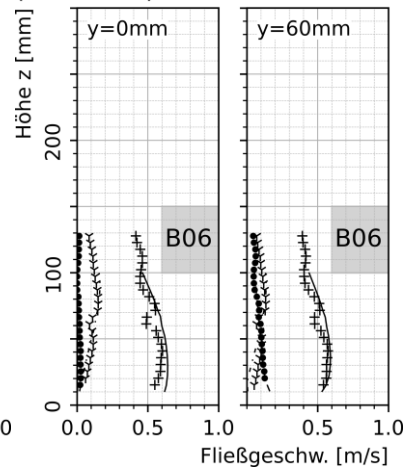
B06, N06, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N06, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

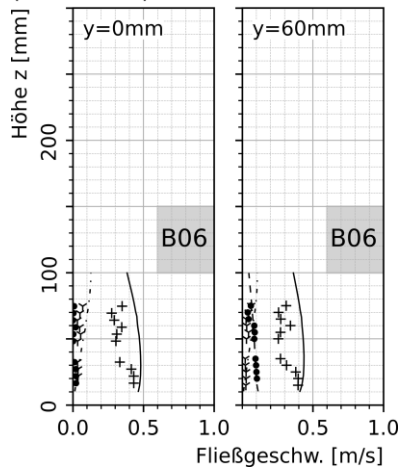


B06, N06, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

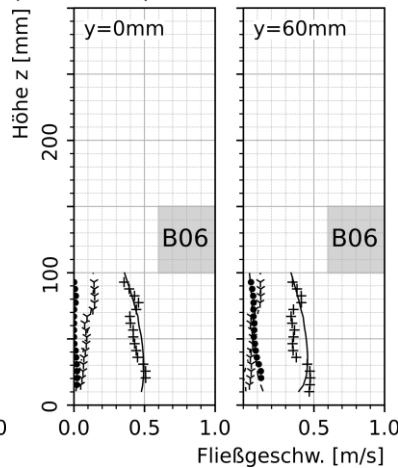


A 5.23 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N08

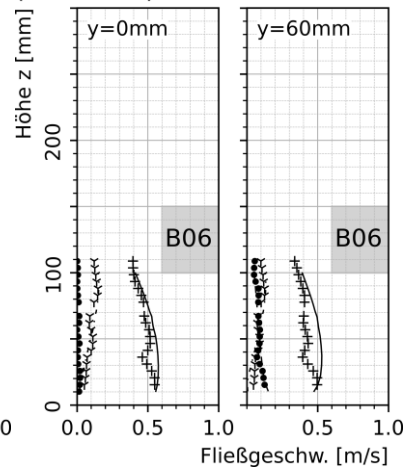
B06, N08, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



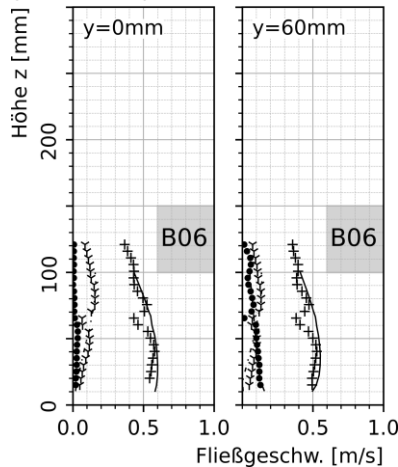
B06, N08, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



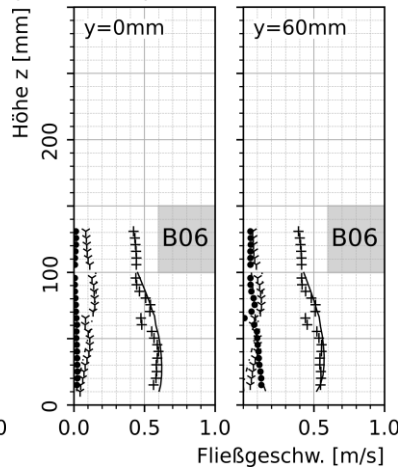
B06, N08, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N08, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

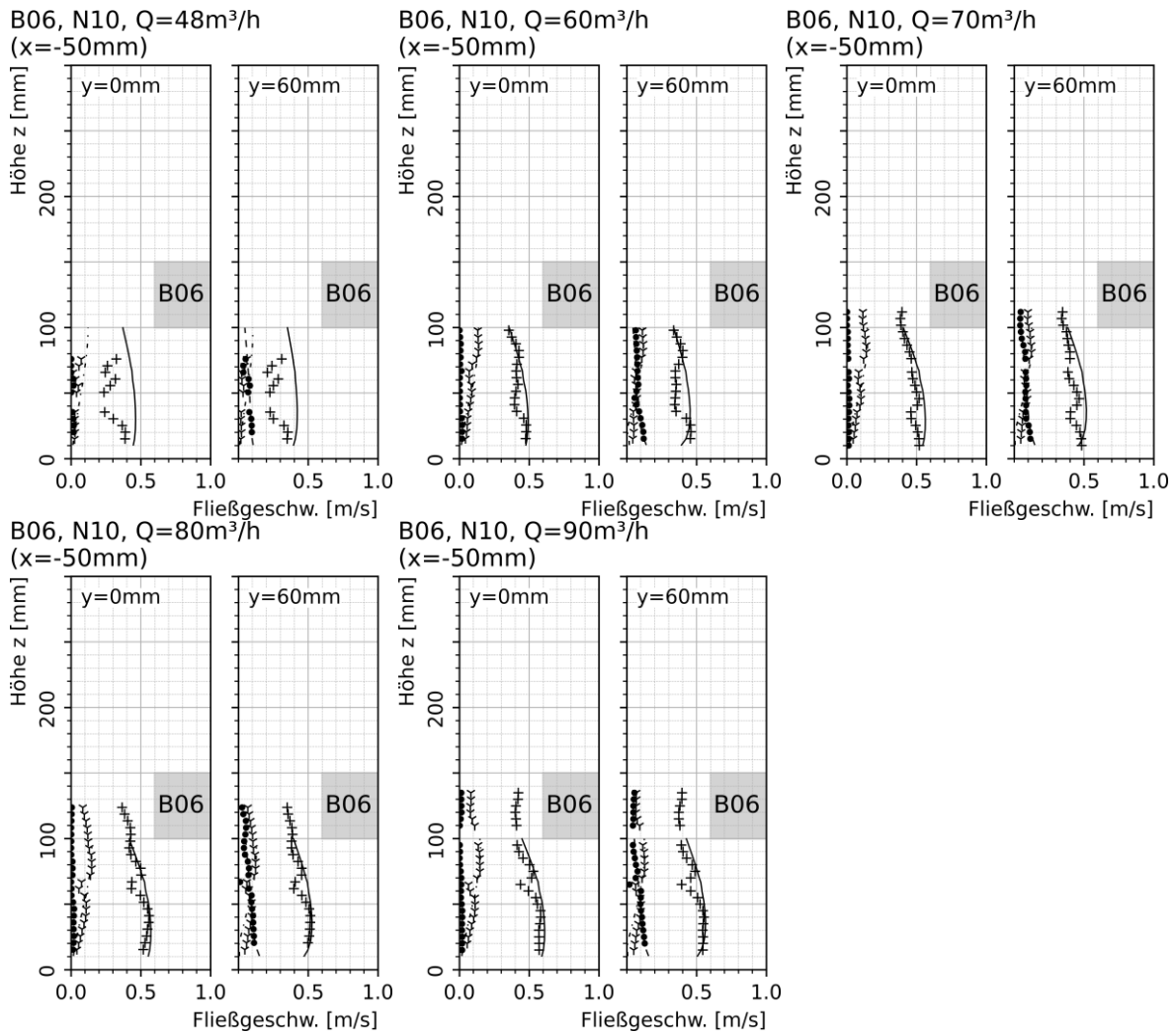


B06, N08, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

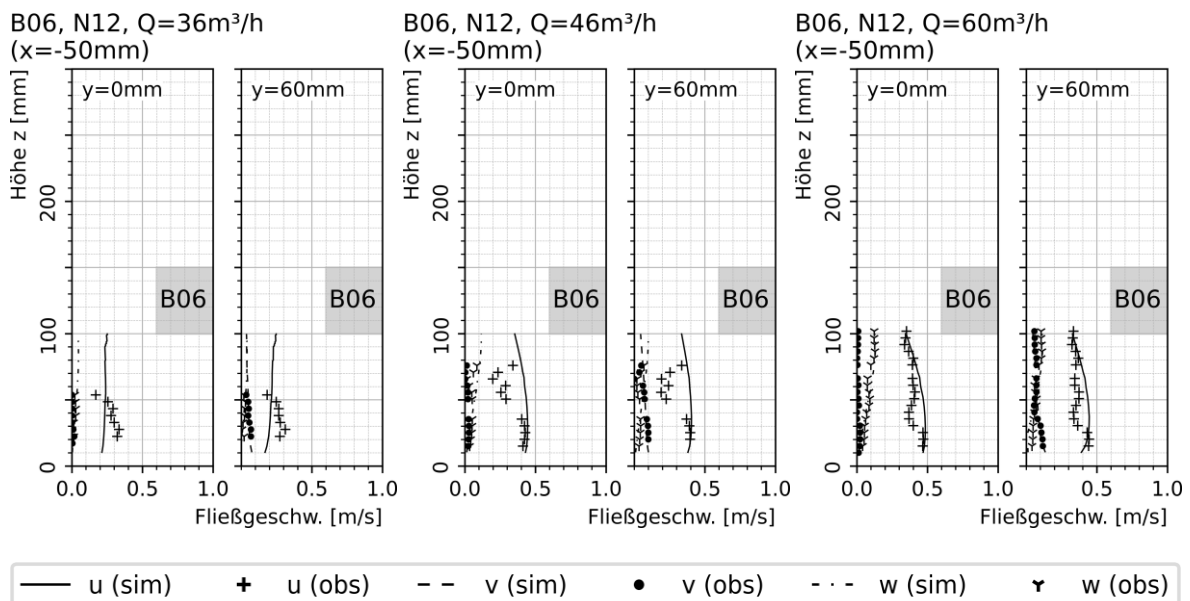


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) √ w (obs)

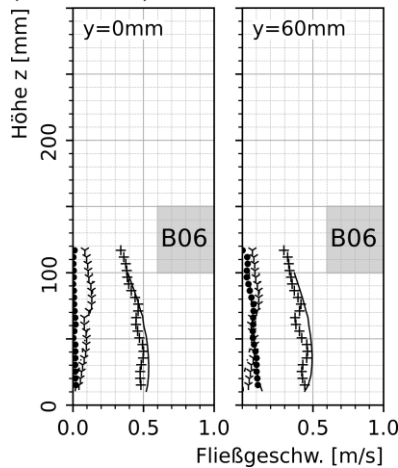
A 5.24 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N10



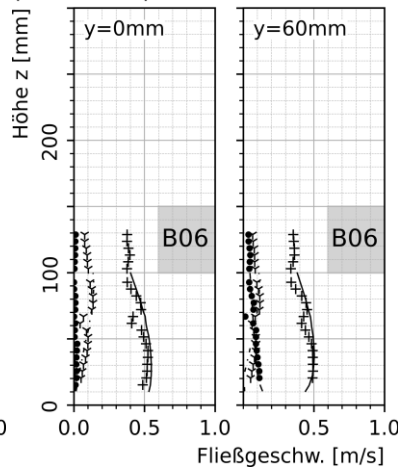
A 5.25 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N12



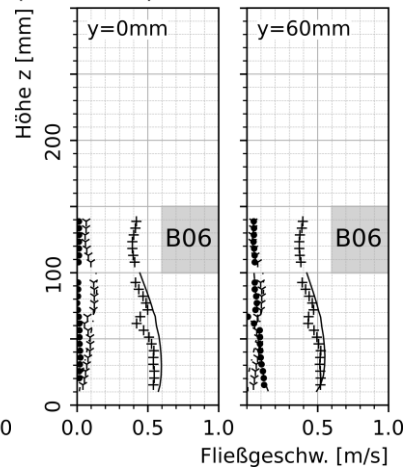
B06, N12, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N12, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

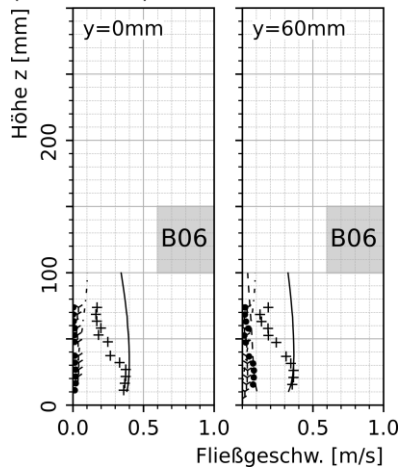


B06, N12, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

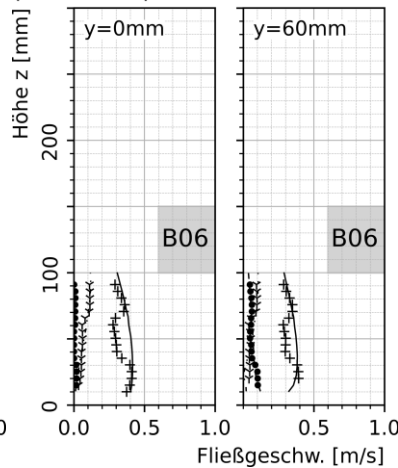


A 5.26 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N14

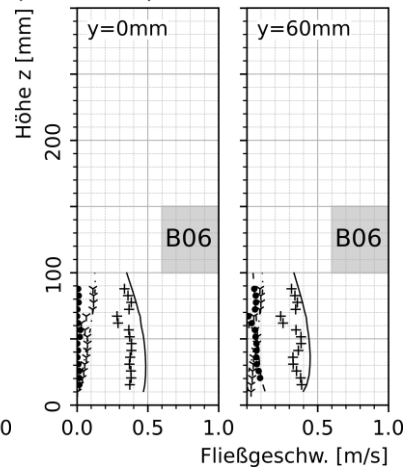
B06, N14, $Q=42\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



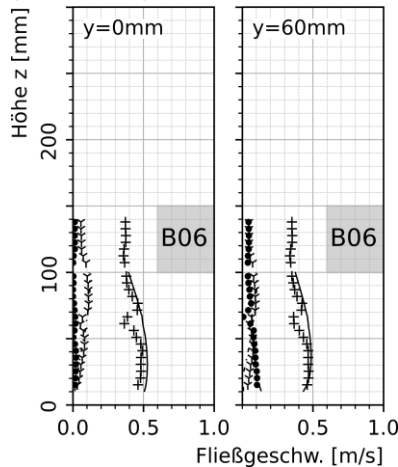
B06, N14, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



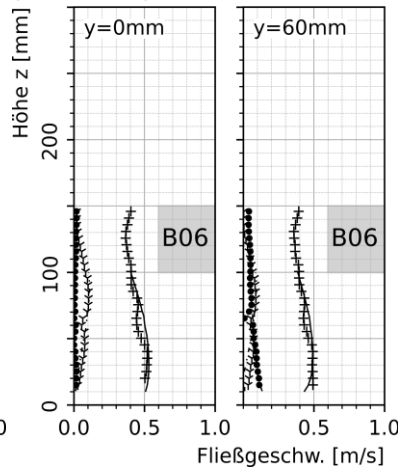
B06, N14, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N14, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



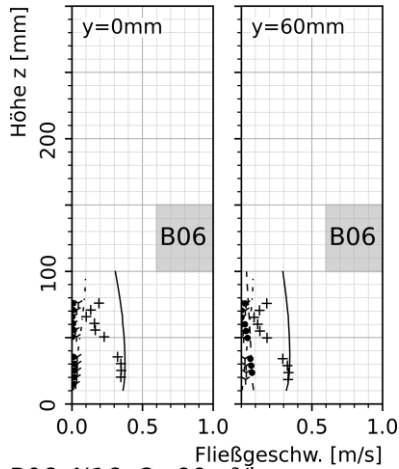
B06, N14, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



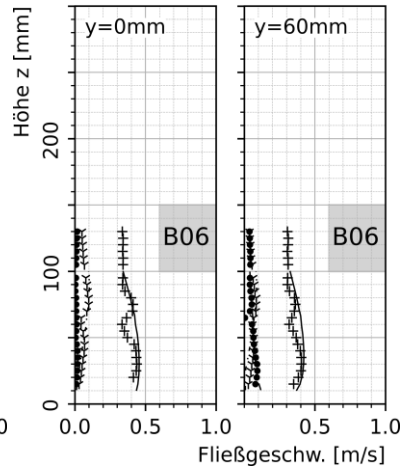
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) √ w (obs)

A 5.27 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N16

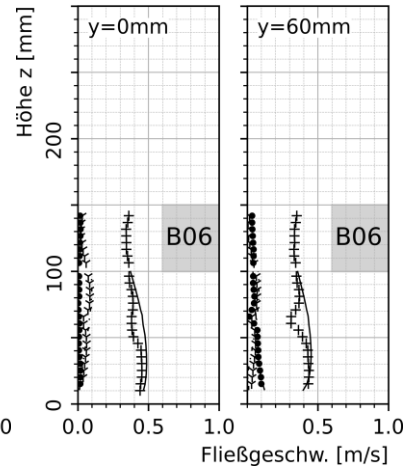
B06, N16, $Q=39\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



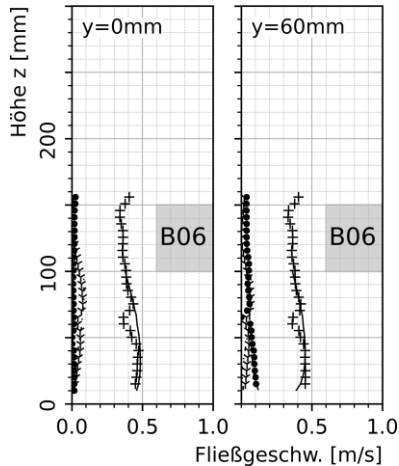
B06, N16, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N16, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

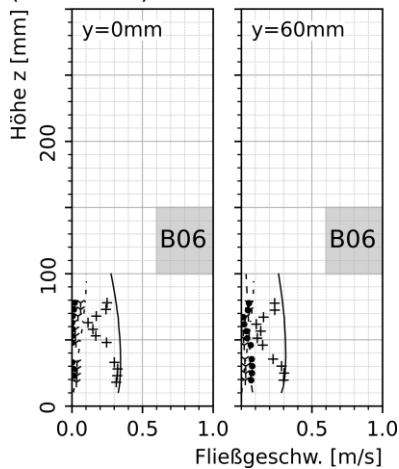


B06, N16, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

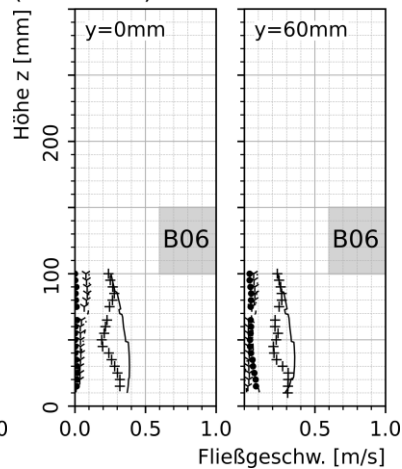


A 5.28 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B06_N18

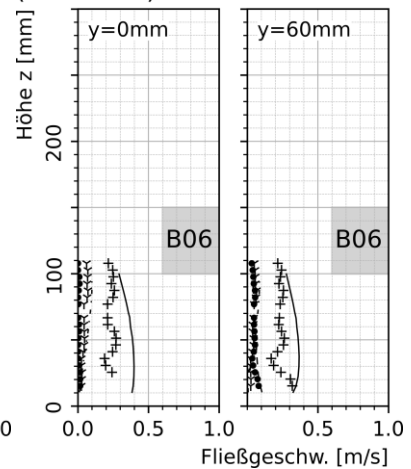
B06, N18, $Q=36\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N18, $Q=45\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

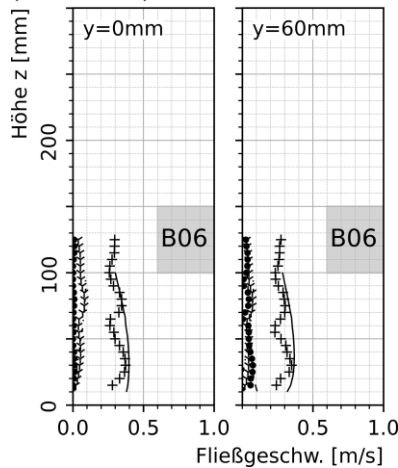


B06, N18, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

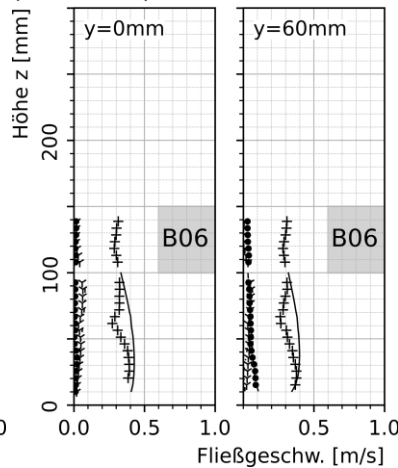


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

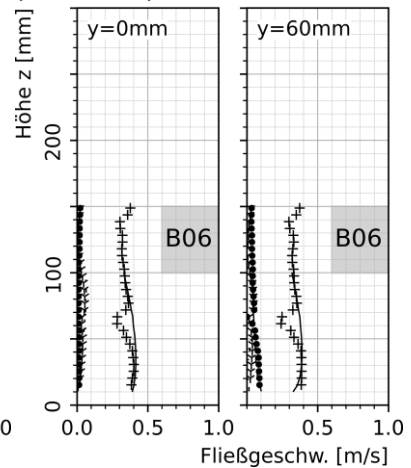
B06, N18, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B06, N18, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

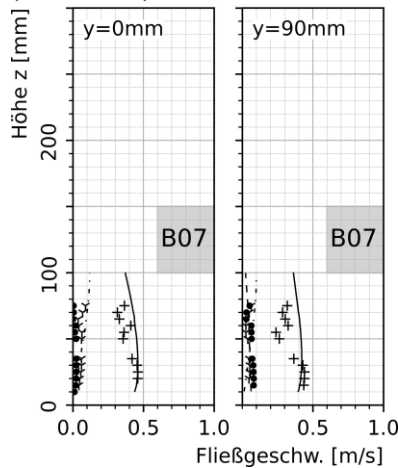


B06, N18, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

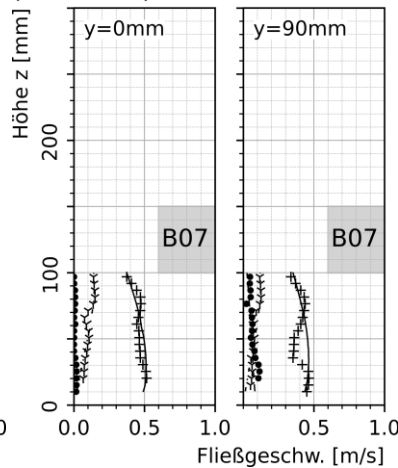


A 5.29 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N06

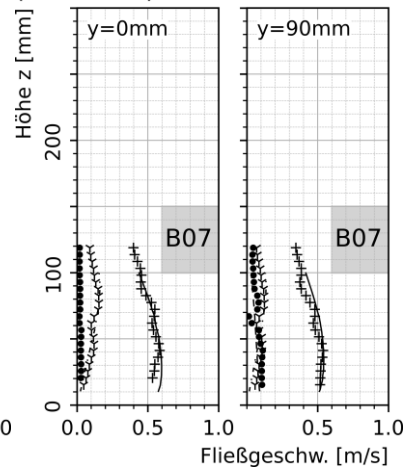
B07, N06, $Q=56\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B07, N06, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

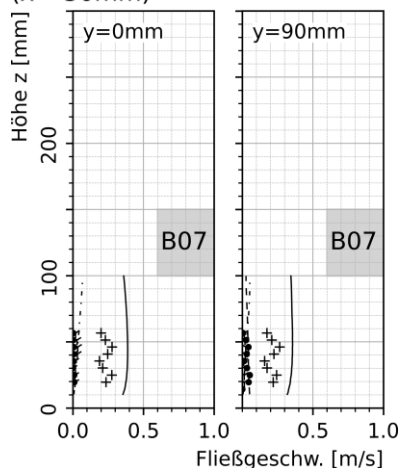


B07, N06, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

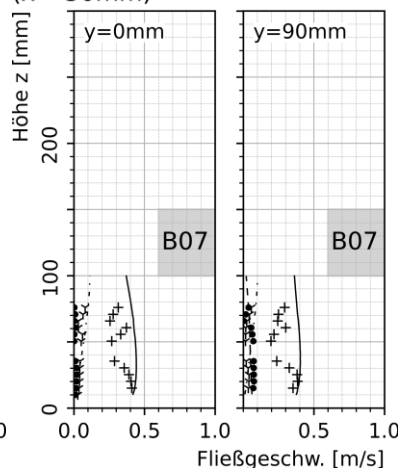


A 5.30 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N08

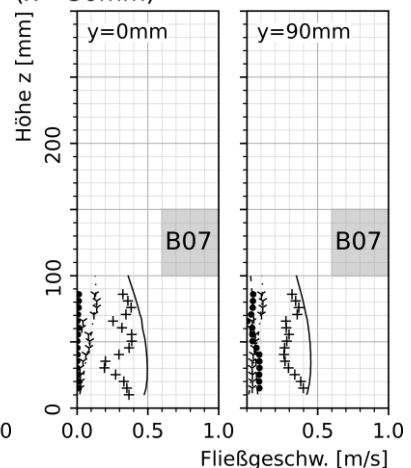
B07, N08, $Q=43\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



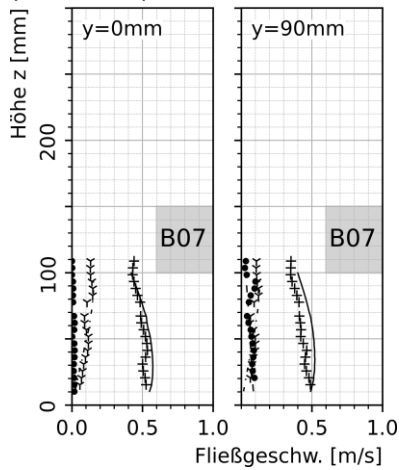
B07, N08, $Q=54\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



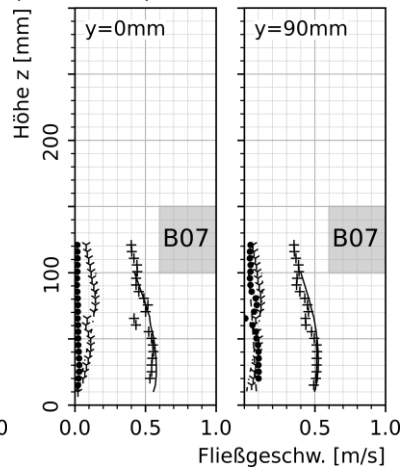
B07, N08, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B07, N08, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

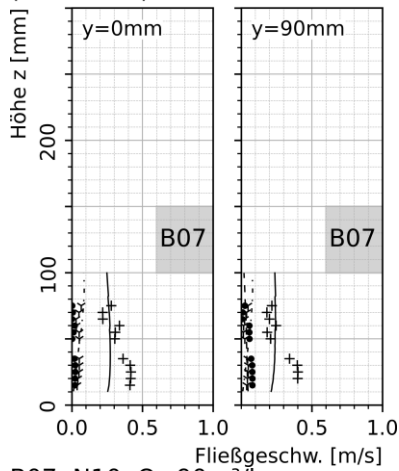


B07, N08, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

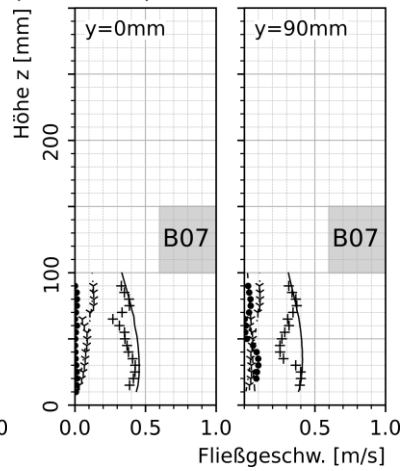


A 5.31 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N10

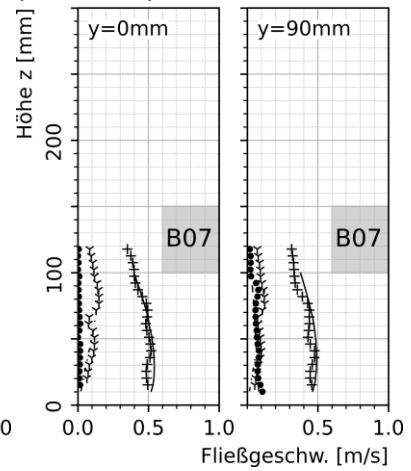
B07, N10, $Q=51\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



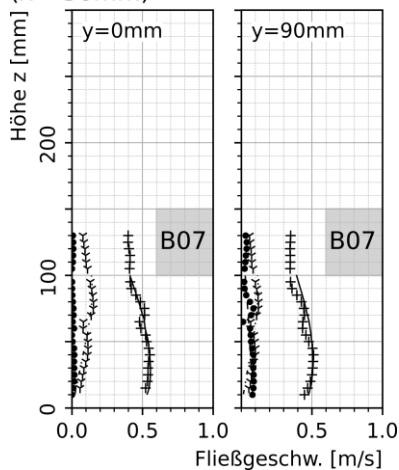
B07, N10, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B07, N10, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



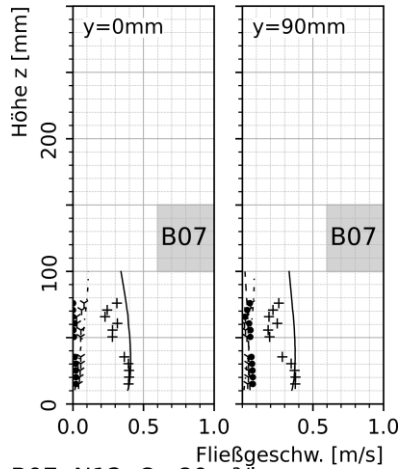
B07, N10, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



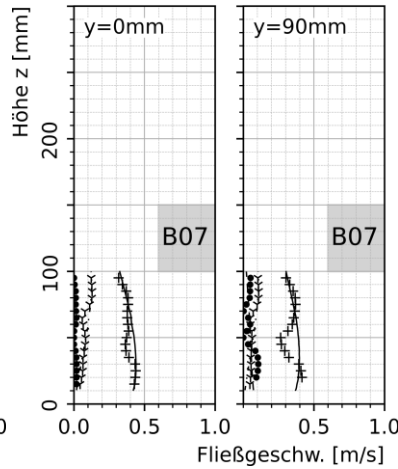
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) y w (obs)

A 5.32 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N12

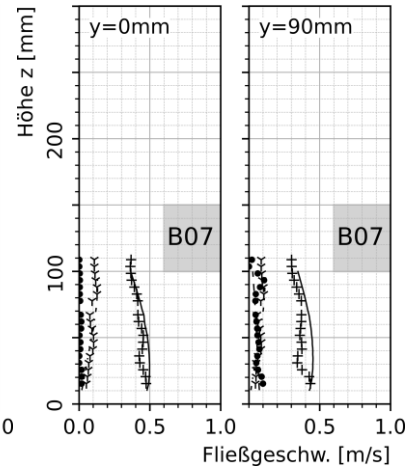
B07, N12, $Q=49\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



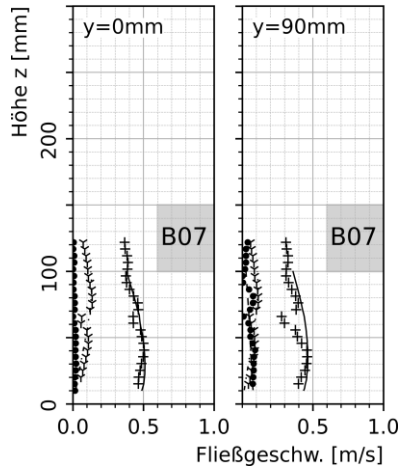
B07, N12, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B07, N12, $Q=70\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

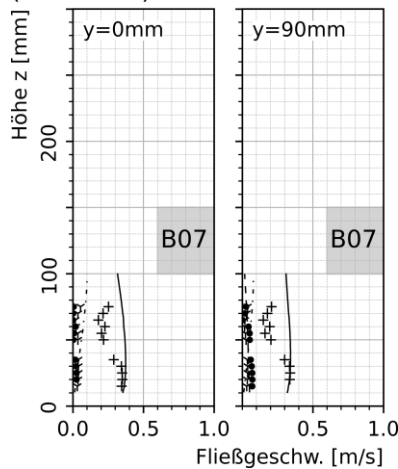


B07, N12, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

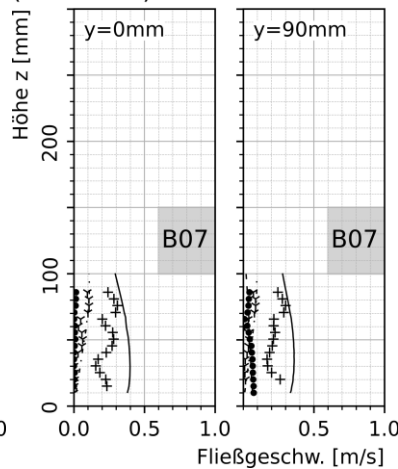


A 5.33 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N14

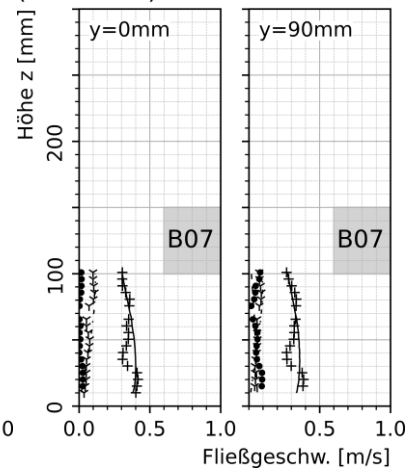
B07, N14, $Q=45\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



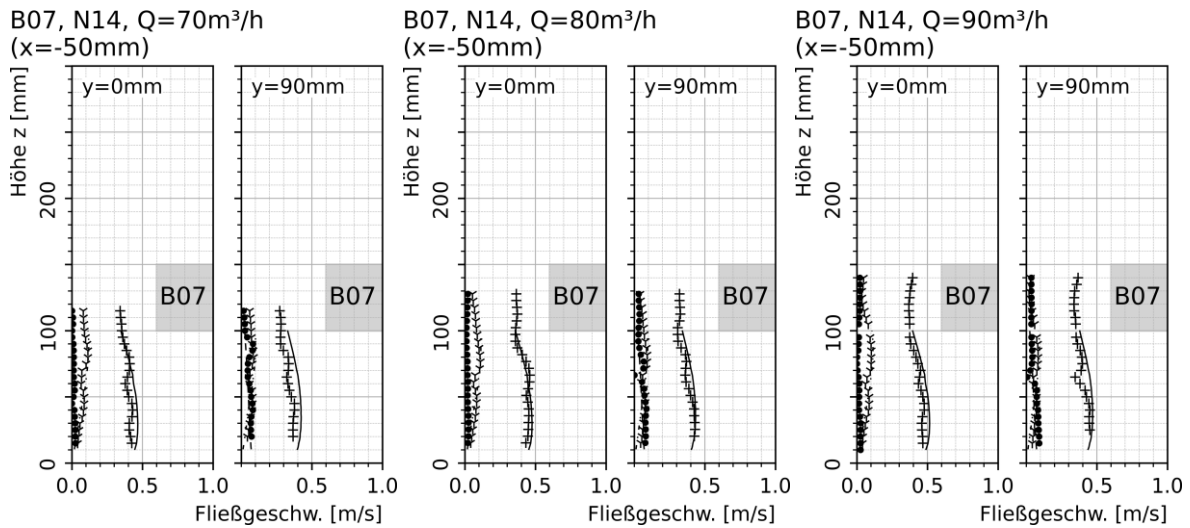
B07, N14, $Q=50\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



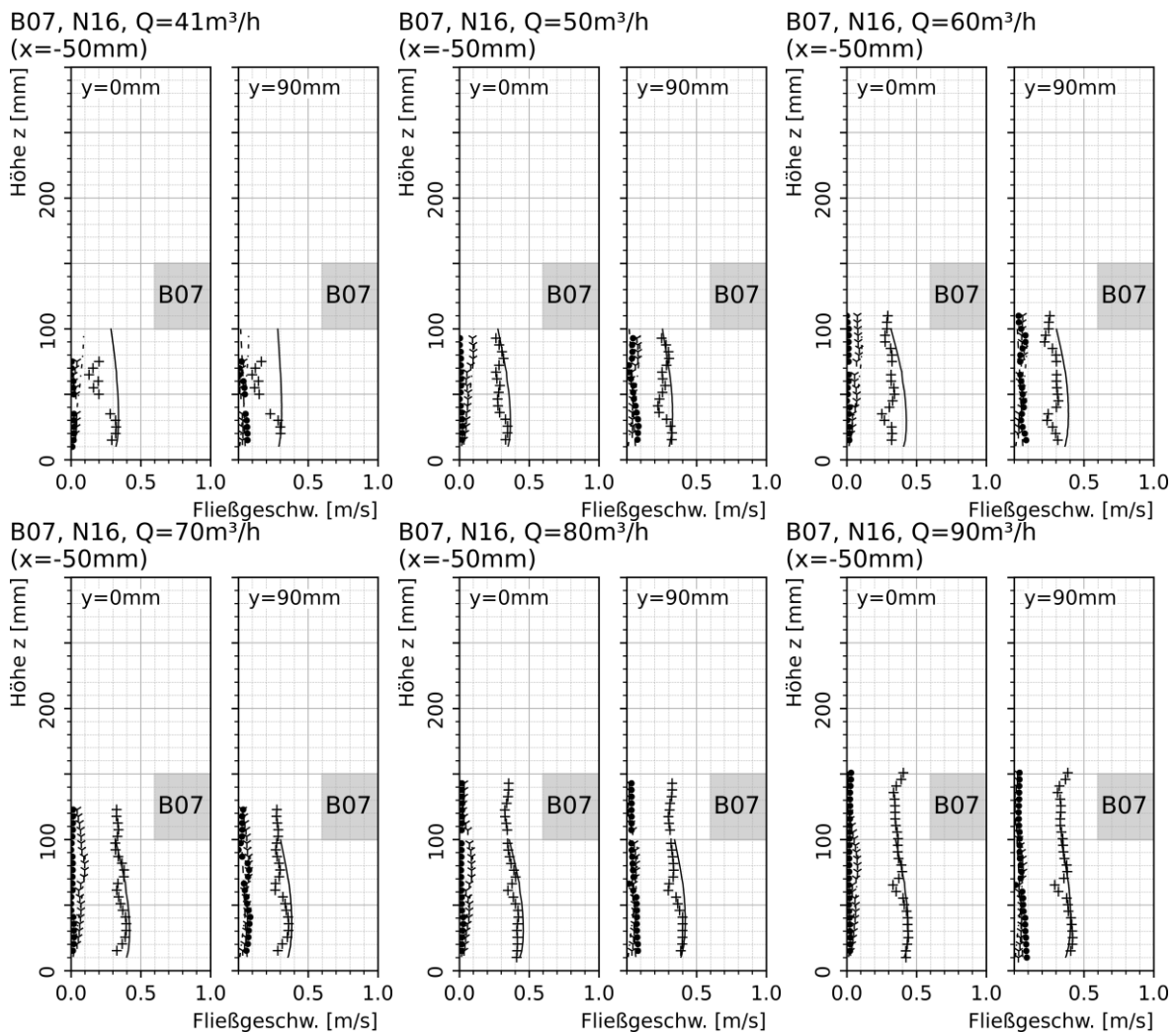
B07, N14, $Q=60\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ✕ w (obs)

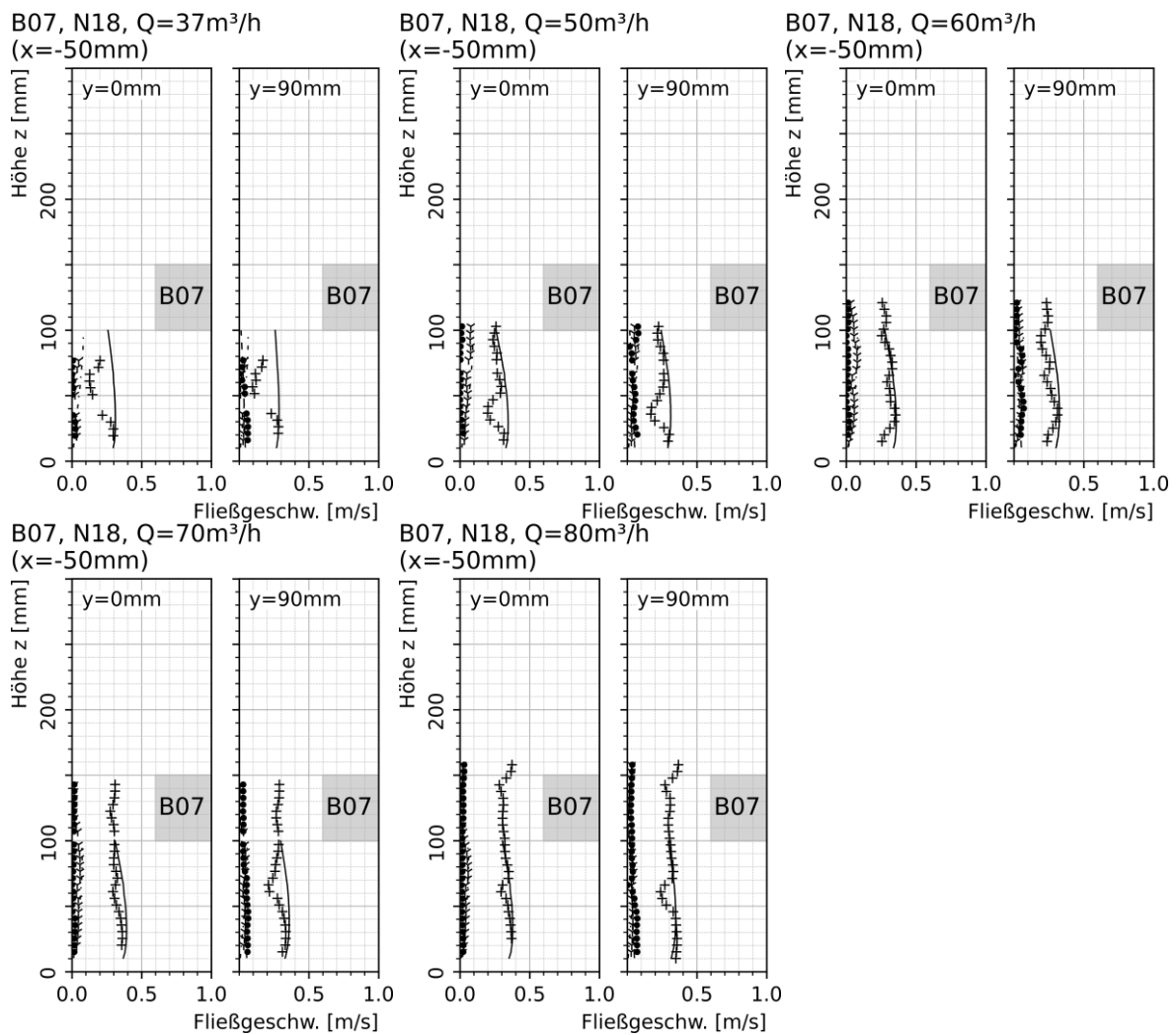


A 5.34 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N16

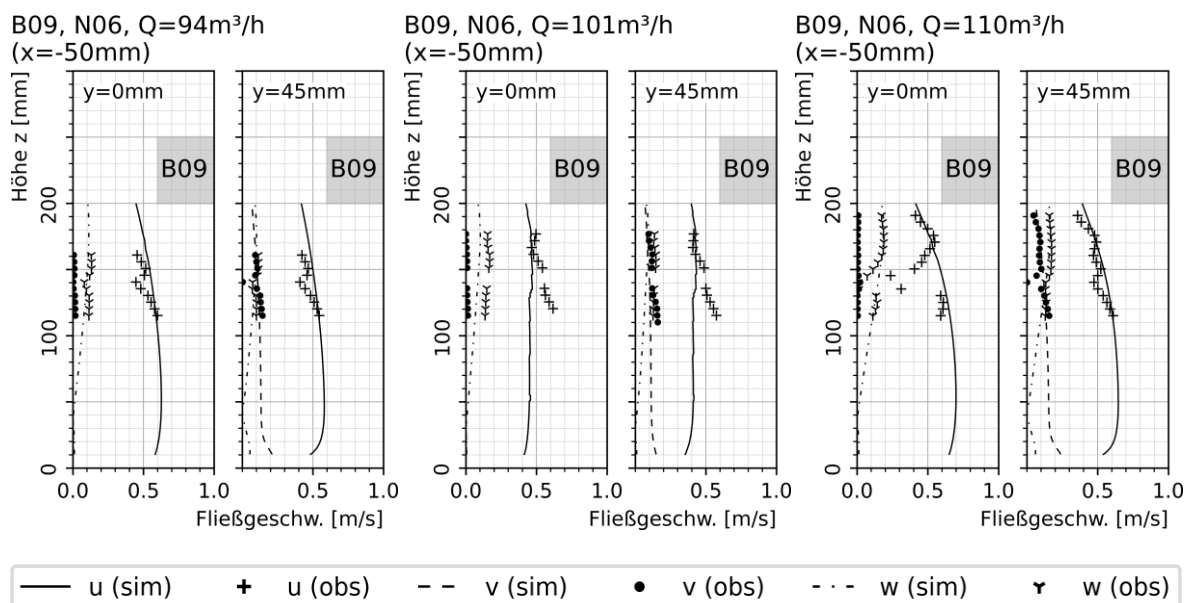


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) v w (obs)

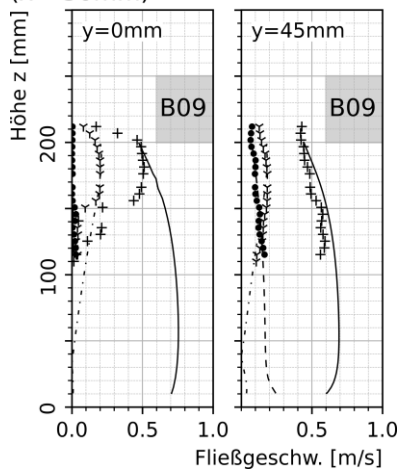
A 5.35 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B07_N18



A 5.36 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N06

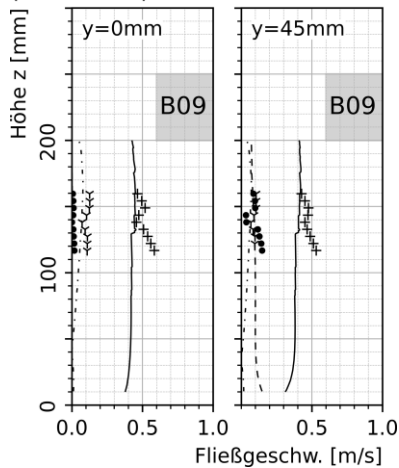


B09, N06, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

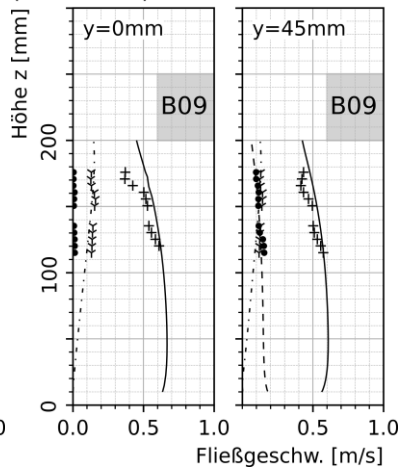


A 5.37 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N08

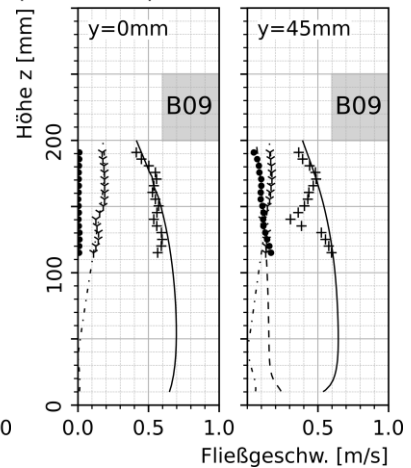
B09, N08, $Q=92\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N08, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

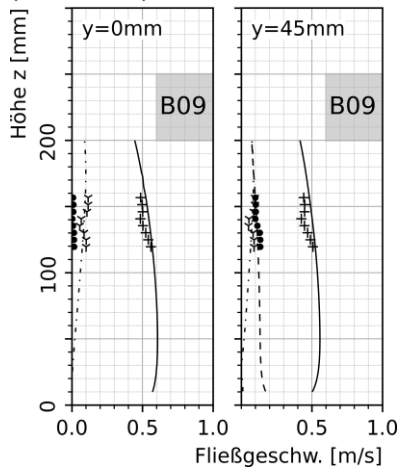


B09, N08, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

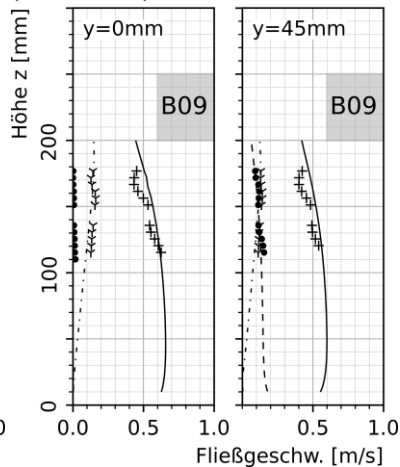


A 5.38 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N10

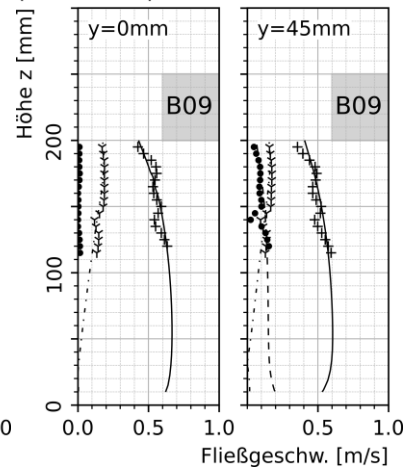
B09, N10, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



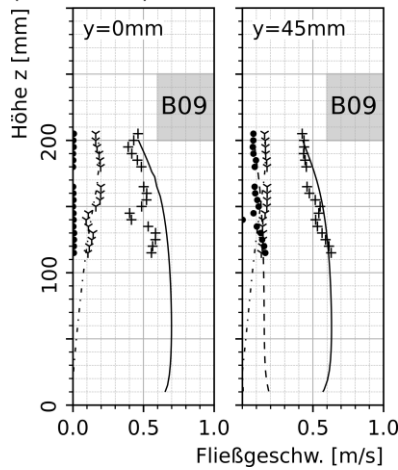
B09, N10, $Q=99\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



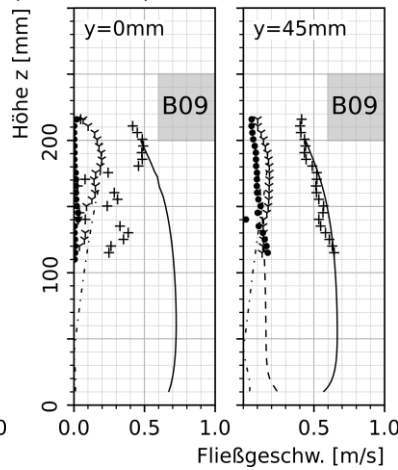
B09, N10, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N10, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

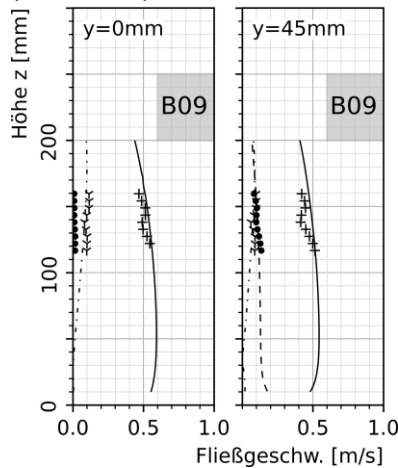


B09, N10, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

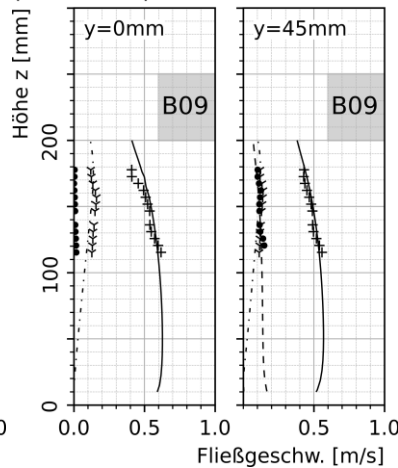


A 5.39 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N12

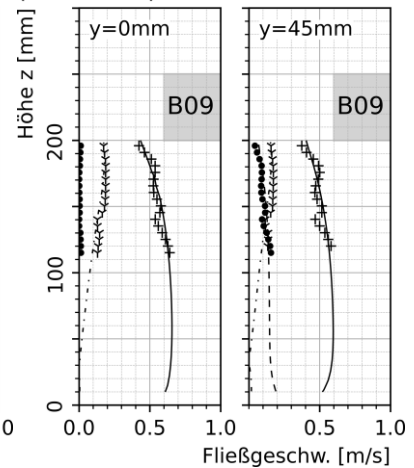
B09, N12, $Q=89\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



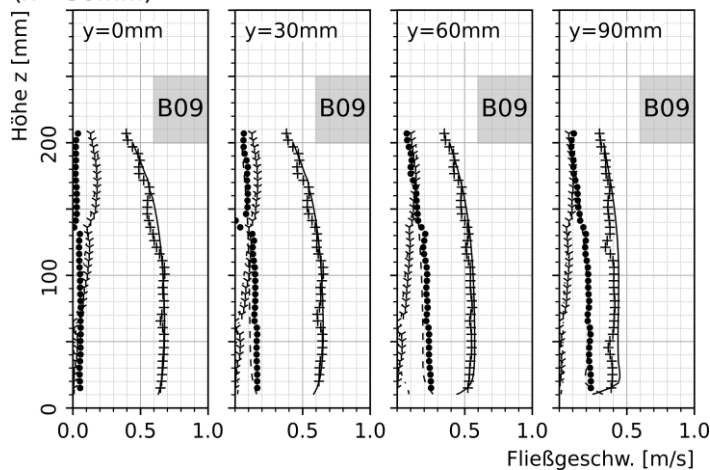
B09, N12, $Q=98\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



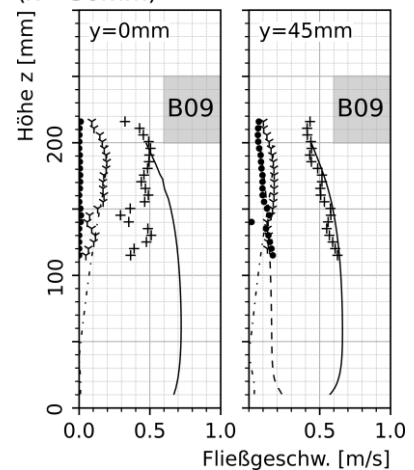
B09, N12, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N12, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



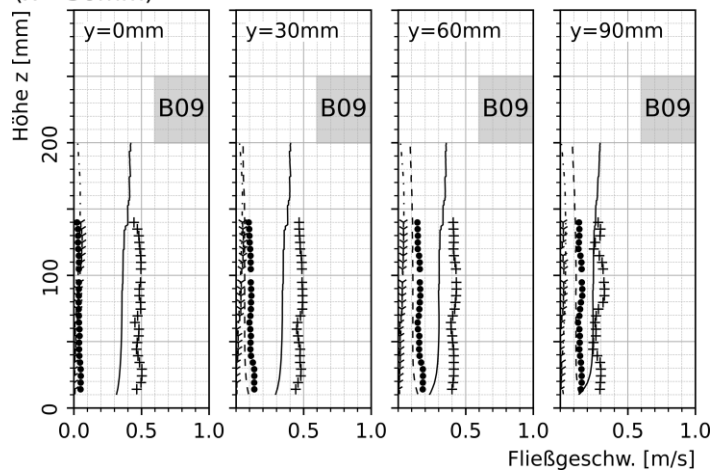
B09, N12, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



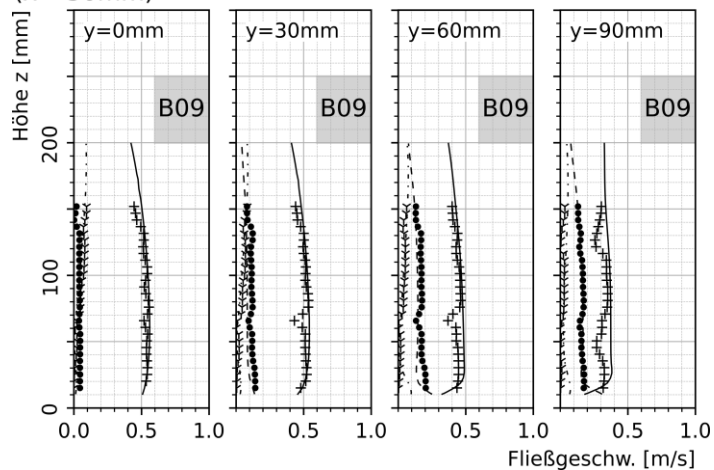
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) √ w (obs)

A 5.40 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N14

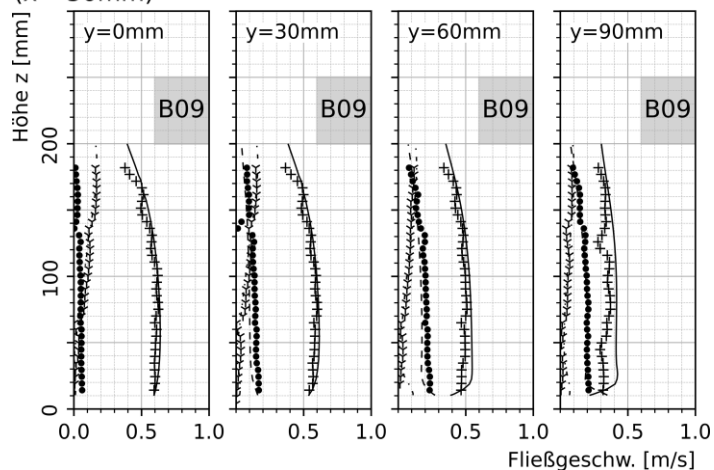
B09, N14, $Q=78\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N14, $Q=85\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

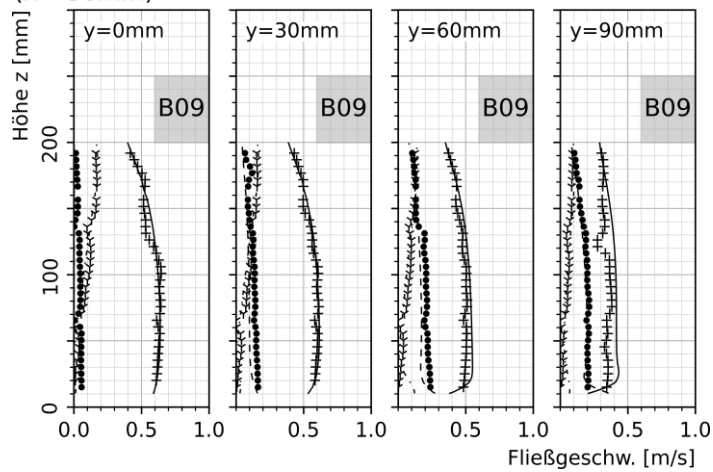


B09, N14, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



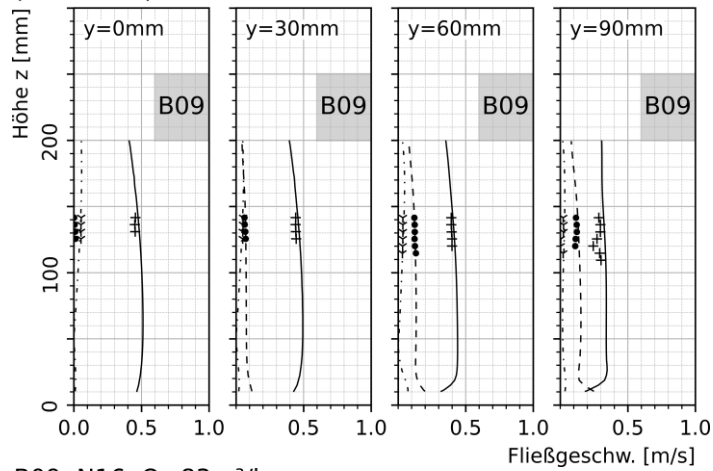
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - w (sim) r w (obs)

B09, N14, $Q=105\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

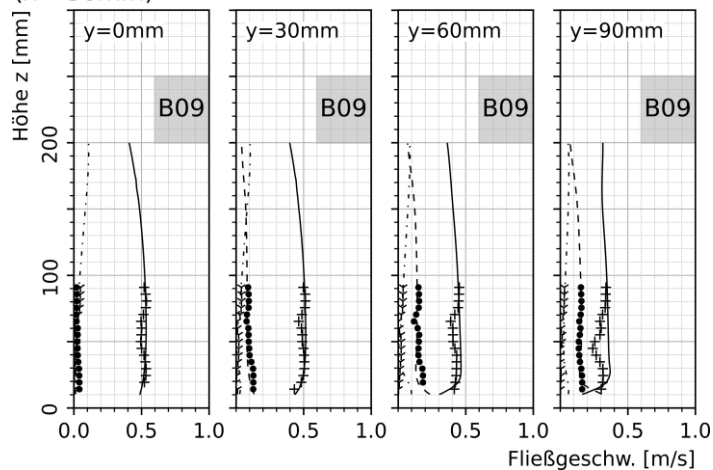


A 5.41 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N16

B09, N16, $Q=75\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

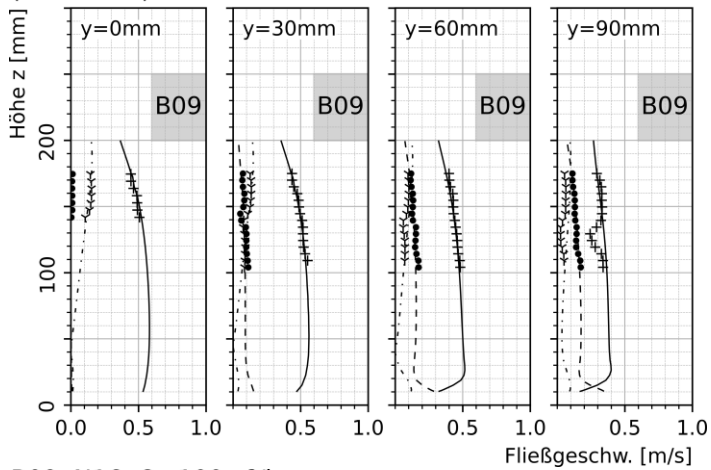


B09, N16, $Q=83\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

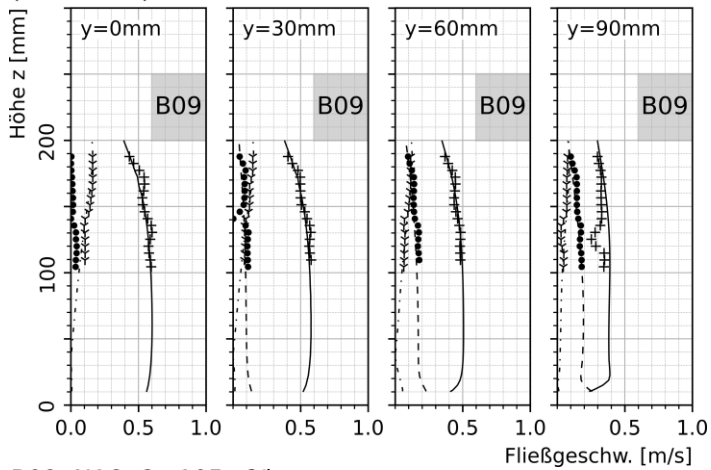


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - . - w (sim) x w (obs)

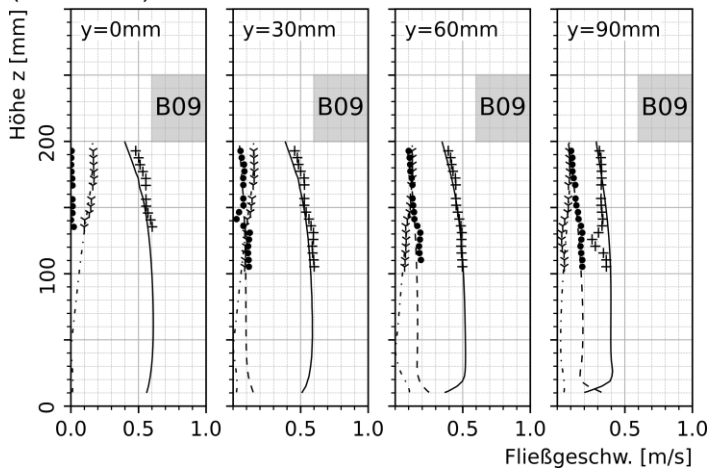
B09, N16, $Q=93\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N16, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

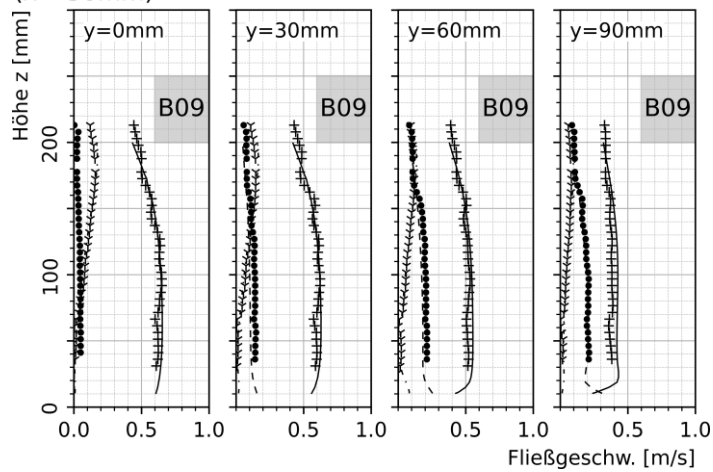


B09, N16, $Q=105\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



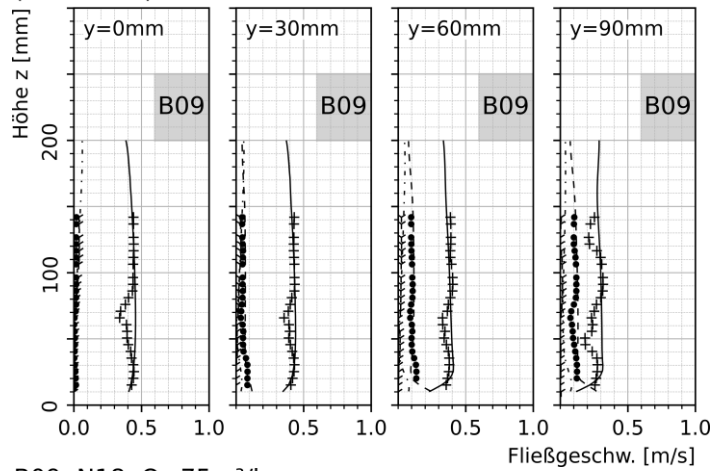
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B09, N16, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

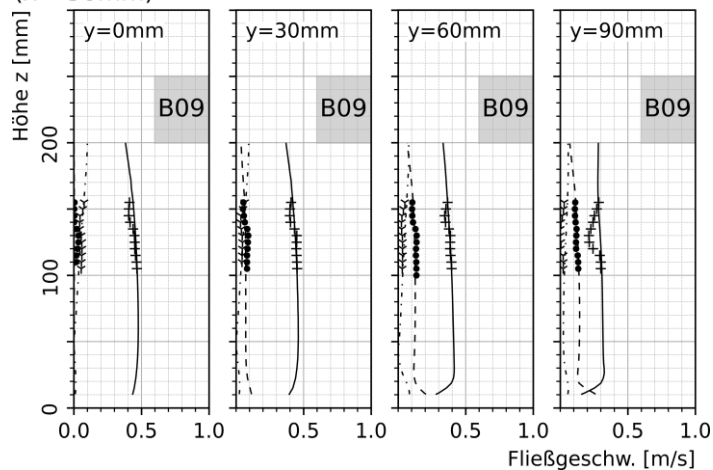


A 5.42 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N18

B09, N18, $Q=69\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

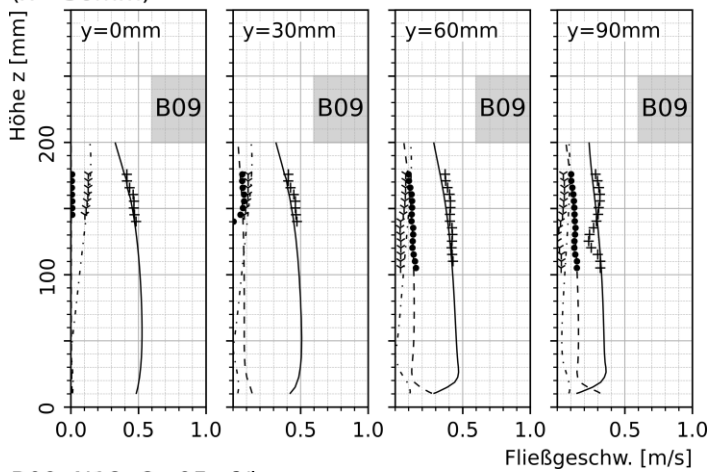


B09, N18, $Q=75\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

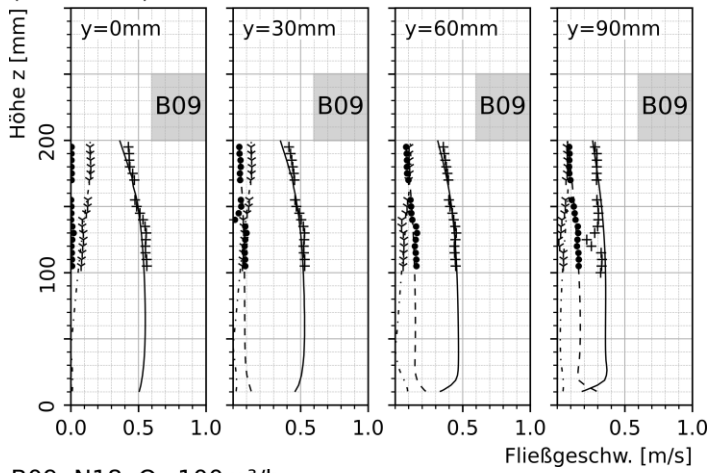


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

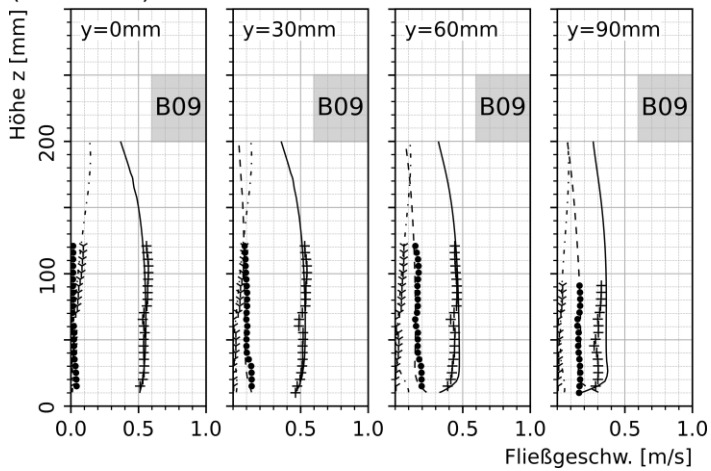
B09, N18, $Q=86\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B09, N18, $Q=95\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

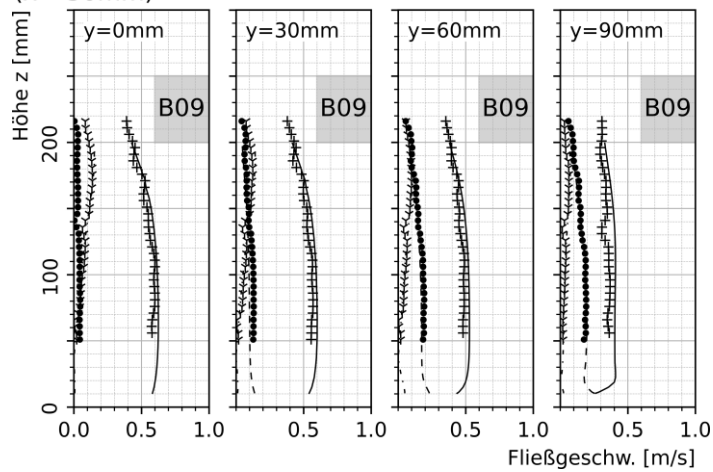


B09, N18, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



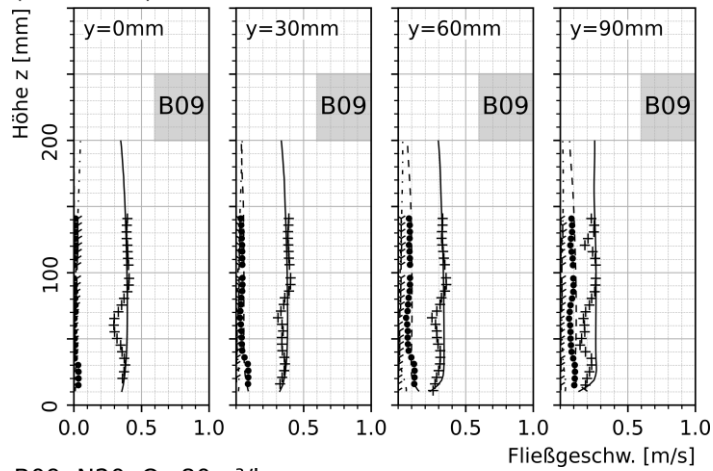
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) x w (obs)

B09, N18, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

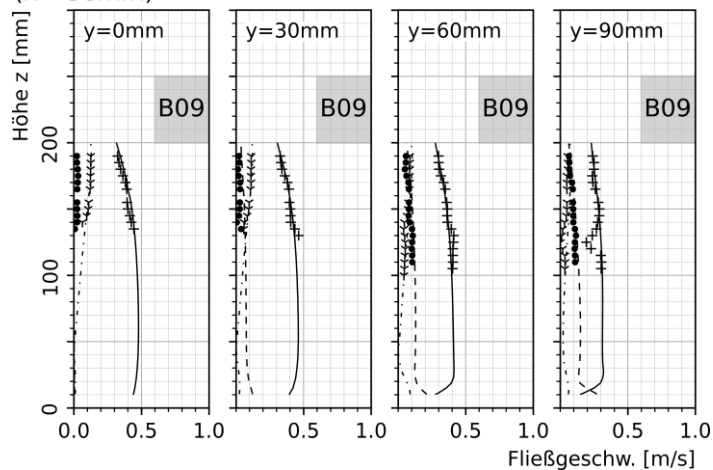


A 5.43 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B09_N20

B09, N20, $Q=59\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

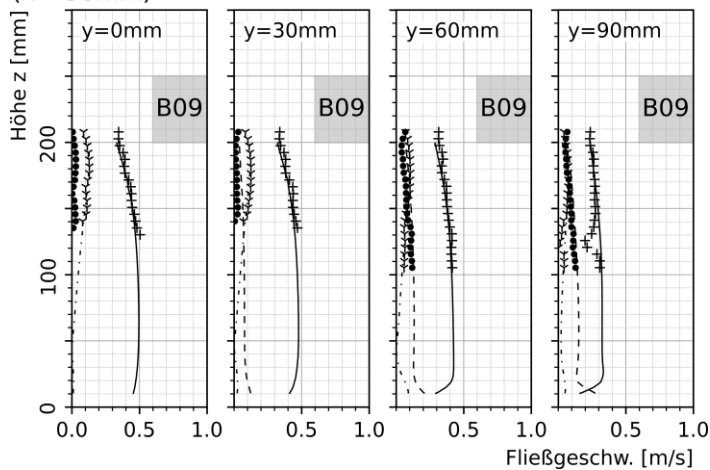


B09, N20, $Q=80\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



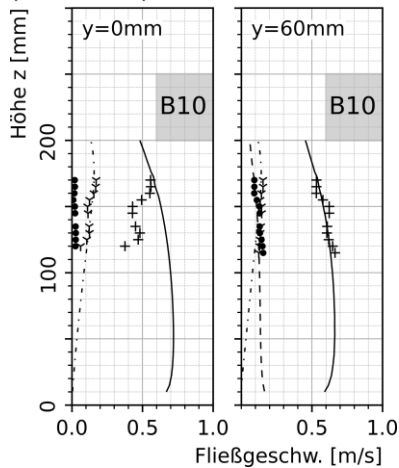
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ▸ w (obs)

B09, N20, $Q=90\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

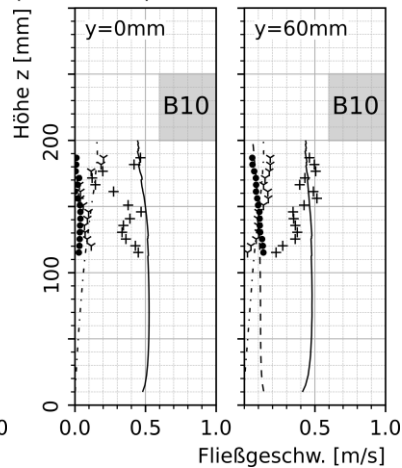


A 5.44 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N06

B10, N06, $Q=131\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

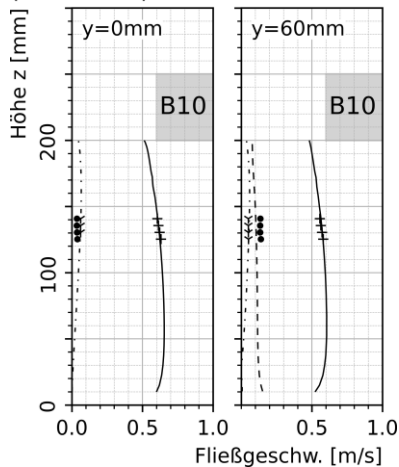


B10, N06, $Q=145\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

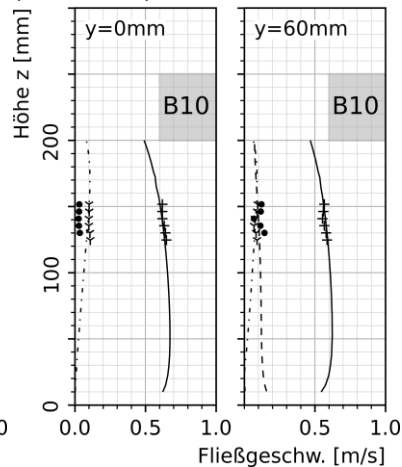


A 5.45 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N08

B10, N08, $Q=108\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



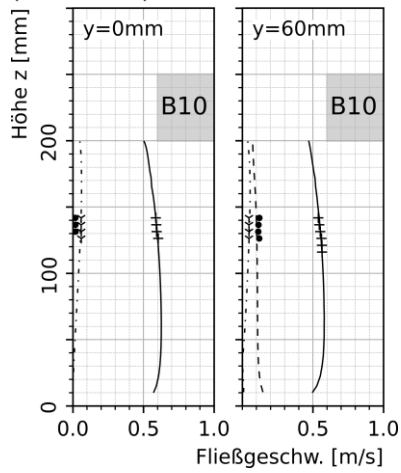
B10, N08, $Q=118\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



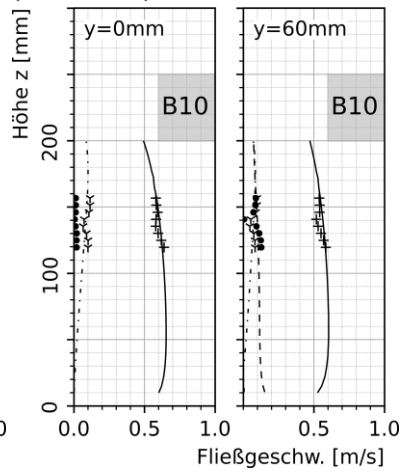
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ⋈ w (obs)

A 5.46 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N10

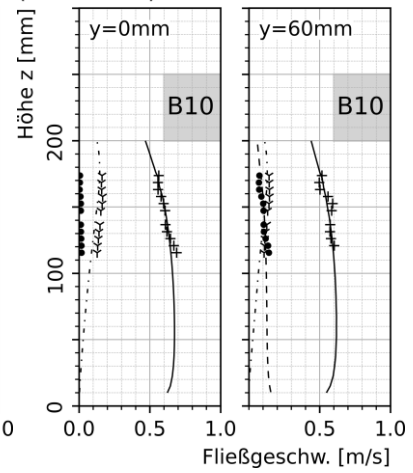
B10, N10, $Q=104\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B10, N10, $Q=114\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

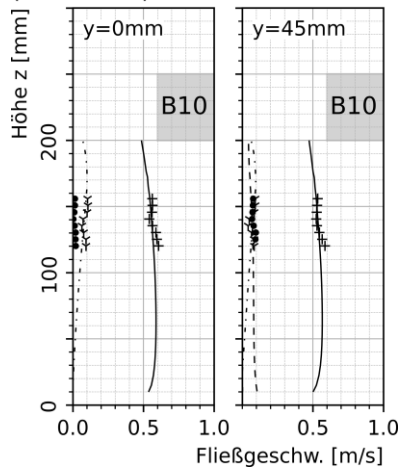


B10, N10, $Q=124\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

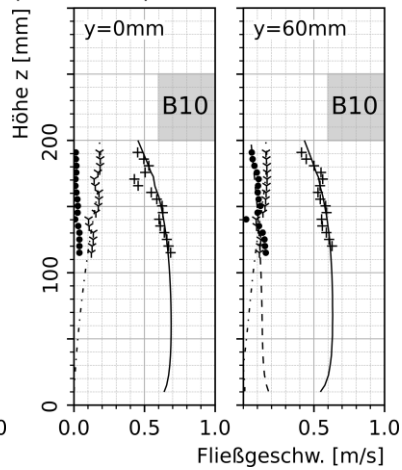


A 5.47 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N12

B10, N12, $Q=109\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



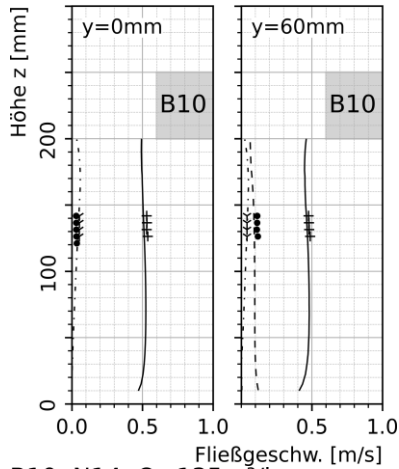
B10, N12, $Q=135\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



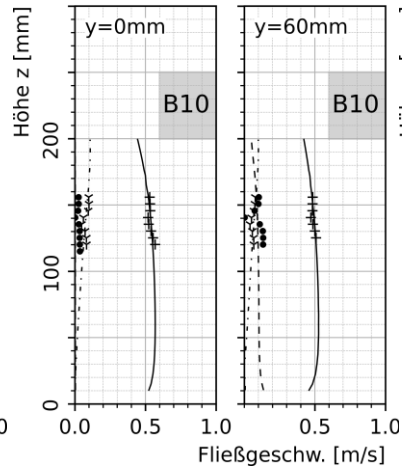
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) γ w (obs)

A 5.48 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N14

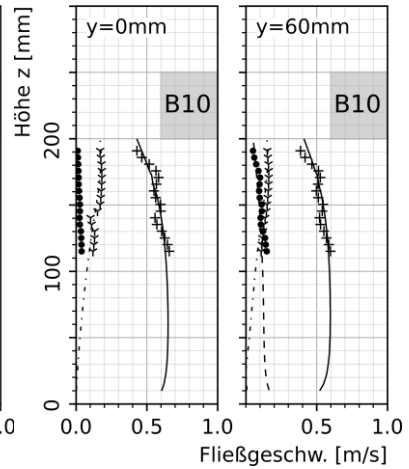
B10, N14, $Q=94\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



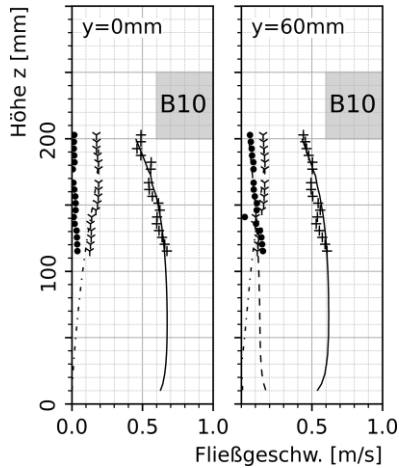
B10, N14, $Q=103\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B10, N14, $Q=125\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

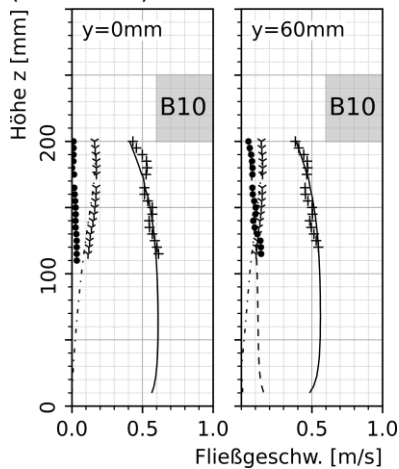


B10, N14, $Q=135\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

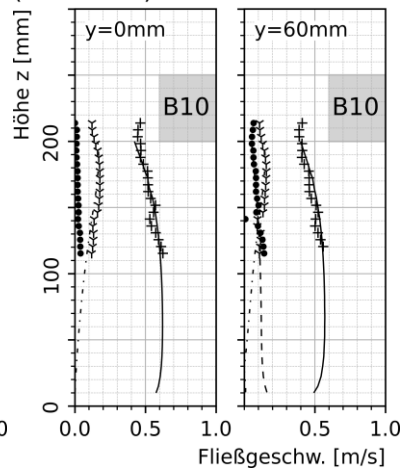


A 5.49 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N16

B10, N16, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

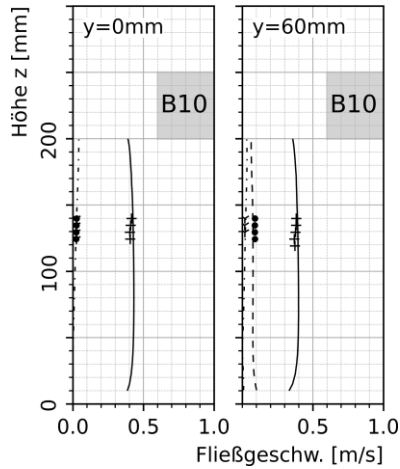


B10, N16, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

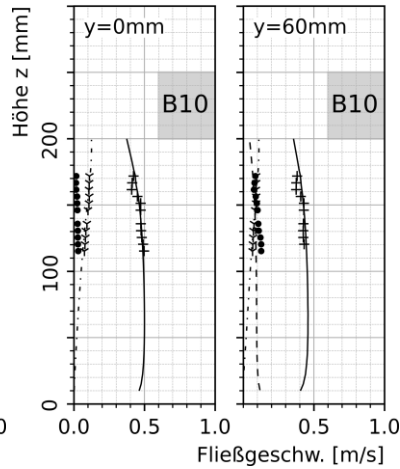


A 5.50 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N18

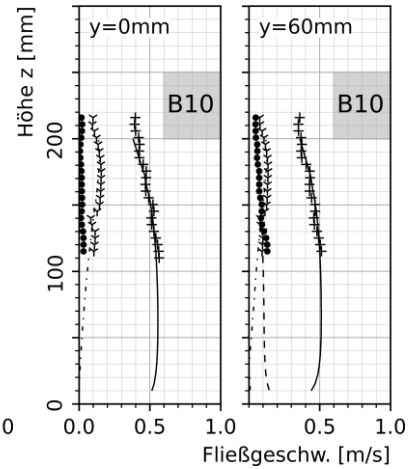
B10, N18, $Q=74\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B10, N18, $Q=91\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

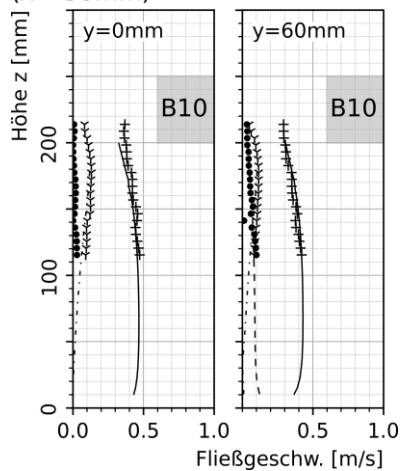


B10, N18, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

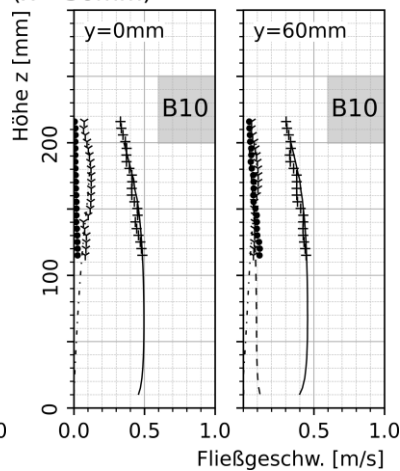


A 5.51 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B10_N20

B10, N20, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



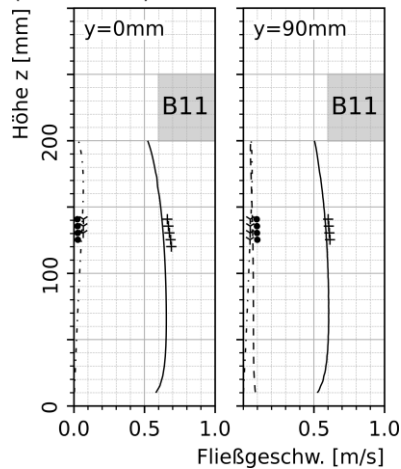
B10, N20, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



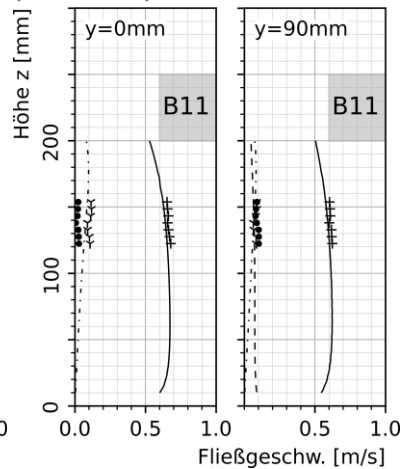
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ✕ w (obs)

A 5.52 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N06

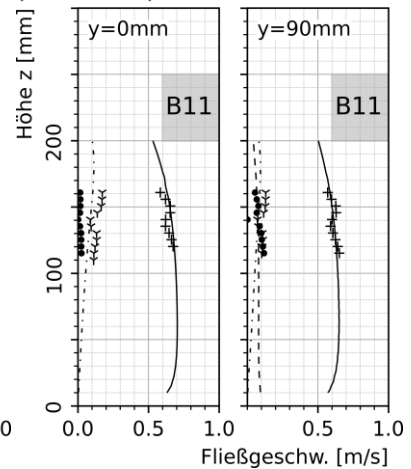
B11, N06, $Q=128\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N06, $Q=137\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

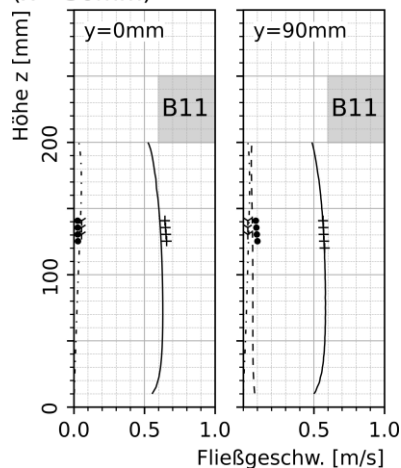


B11, N06, $Q=145\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

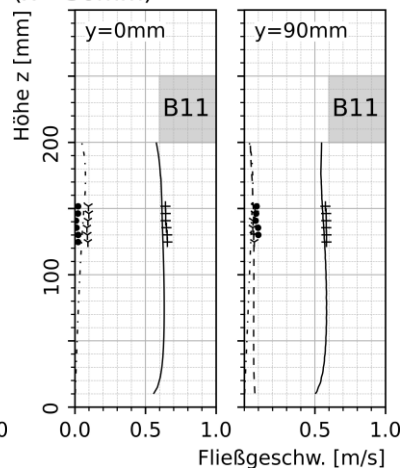


A 5.53 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N08

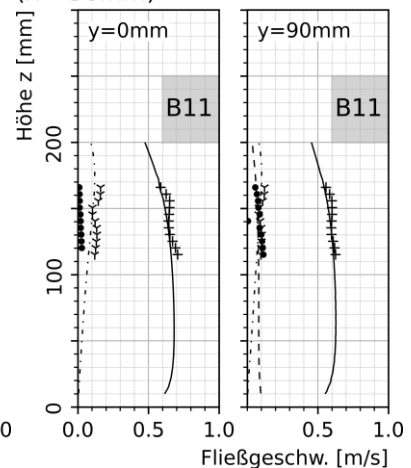
B11, N08, $Q=121\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N08, $Q=131\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



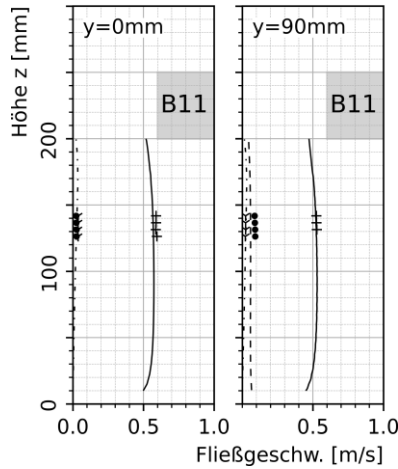
B11, N08, $Q=141\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



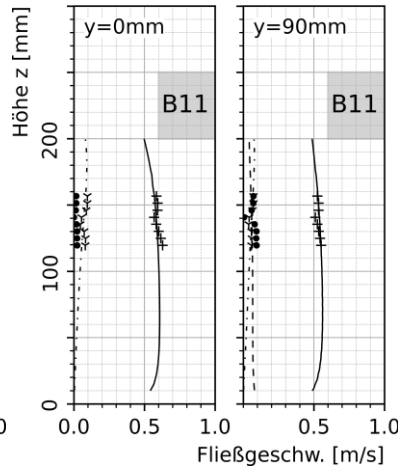
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

A 5.54 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N10

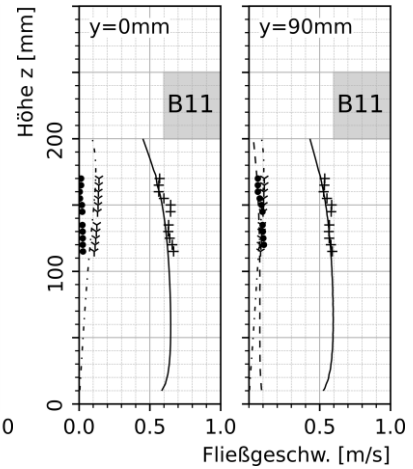
B11, N10, $Q=113\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N10, $Q=124\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

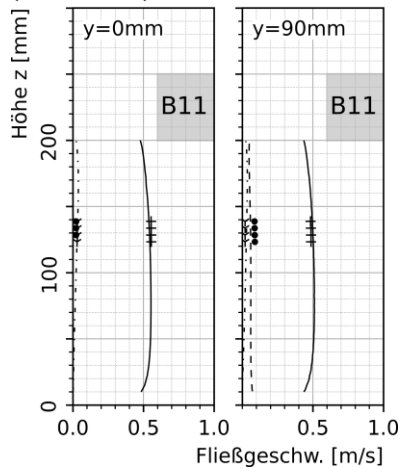


B11, N10, $Q=134\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

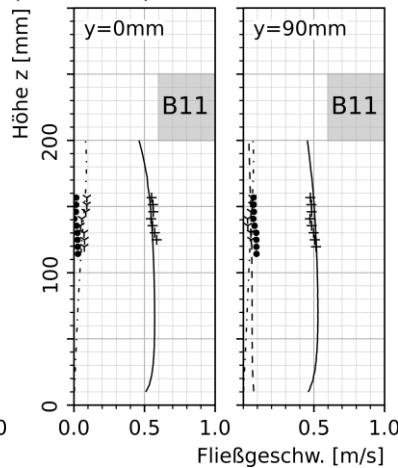


A 5.55 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N12

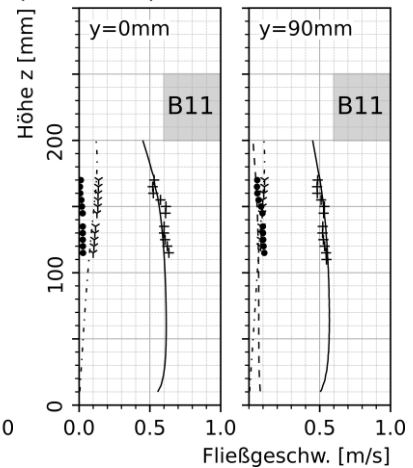
B11, N12, $Q=106\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



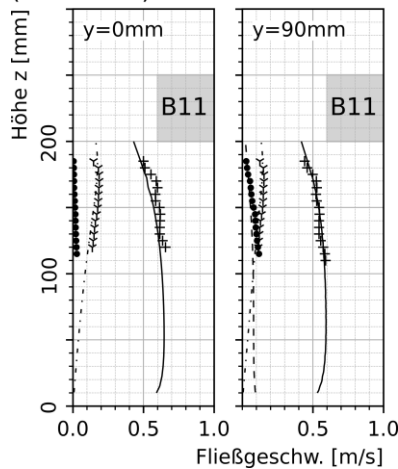
B11, N12, $Q=117\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N12, $Q=127\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



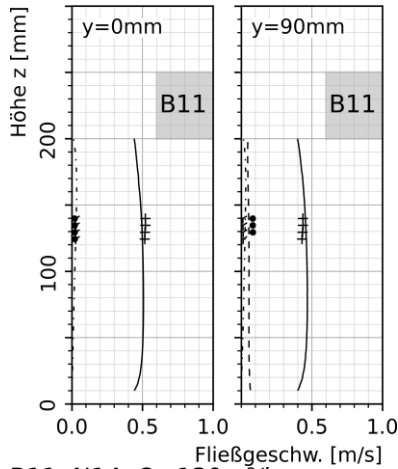
B11, N12, $Q=140\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



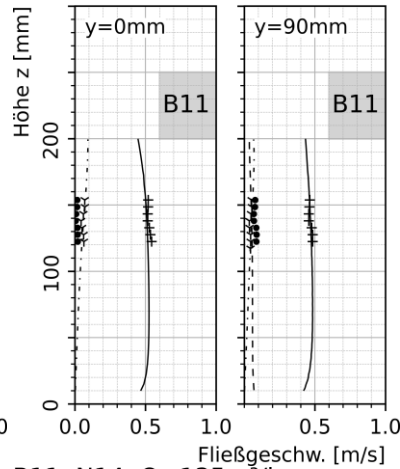
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) ✕ w (obs)

A 5.56 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N14

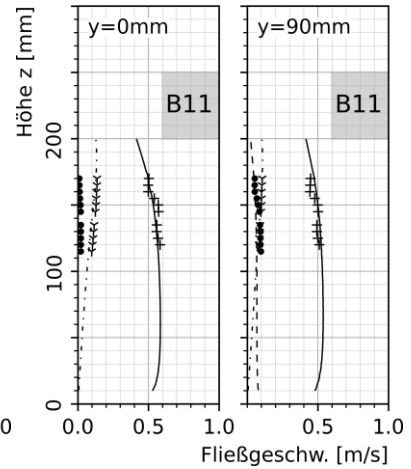
B11, N14, $Q=97\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



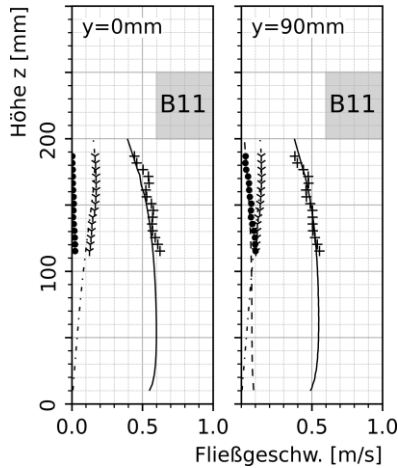
B11, N14, $Q=108\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



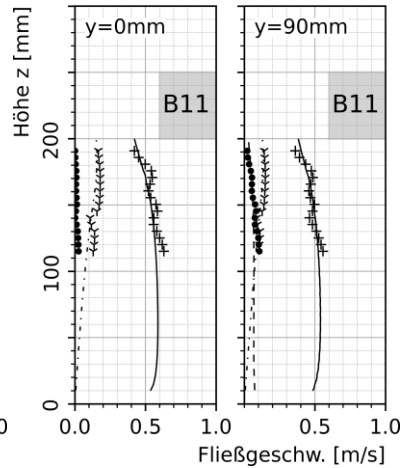
B11, N14, $Q=119\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N14, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

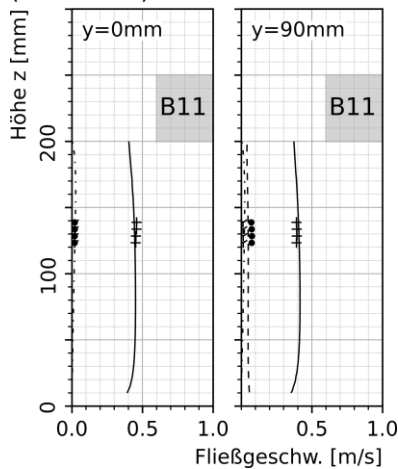


B11, N14, $Q=135\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

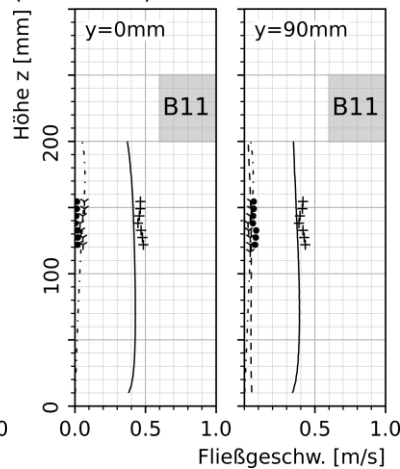


A 5.57 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N16

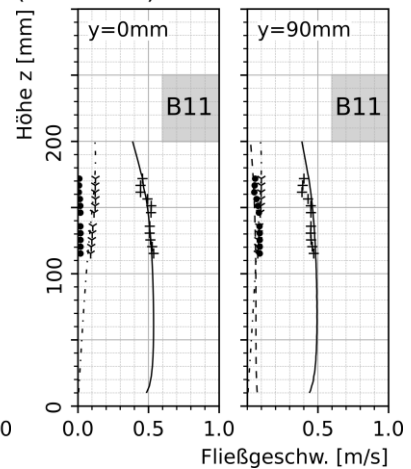
B11, N16, $Q=87\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N16, $Q=98\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

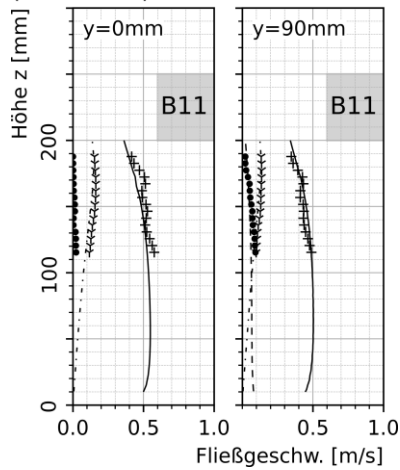


B11, N16, $Q=109\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

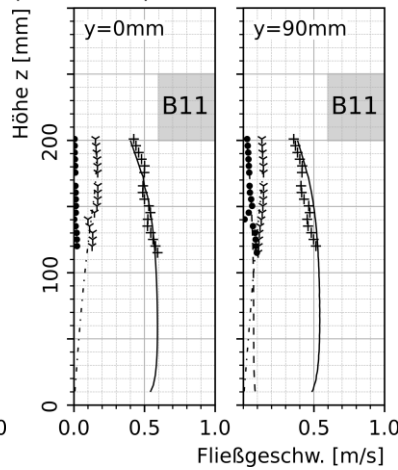


— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - · - w (sim) √ w (obs)

B11, N16, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

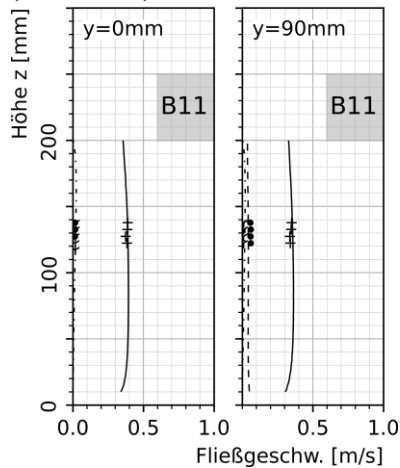


B11, N16, $Q=130\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)

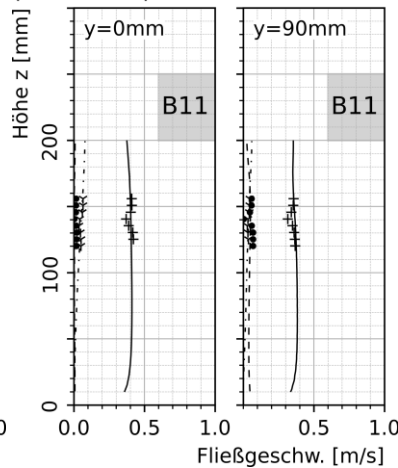


A 5.58 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N18

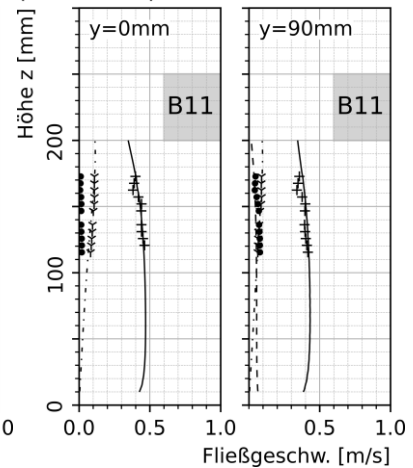
B11, N18, $Q=76\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



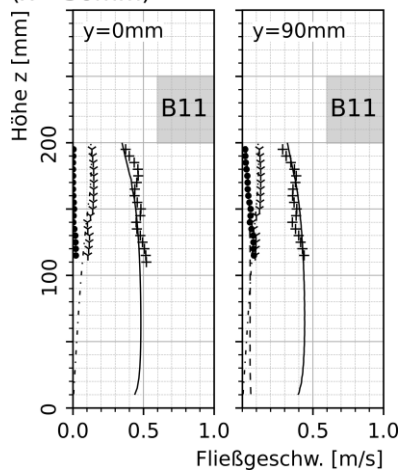
B11, N18, $Q=86\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



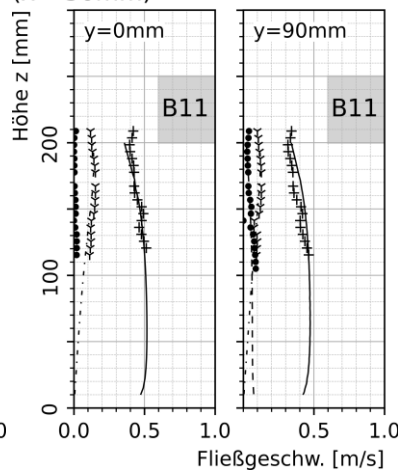
B11, N18, $Q=97\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N18, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



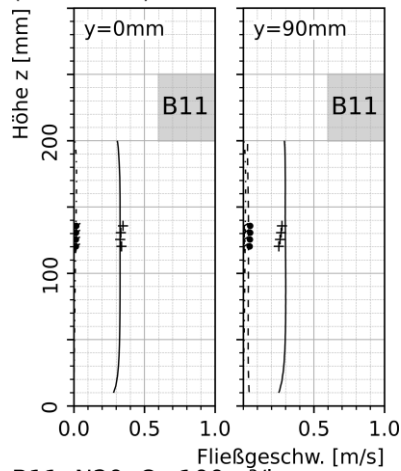
B11, N18, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



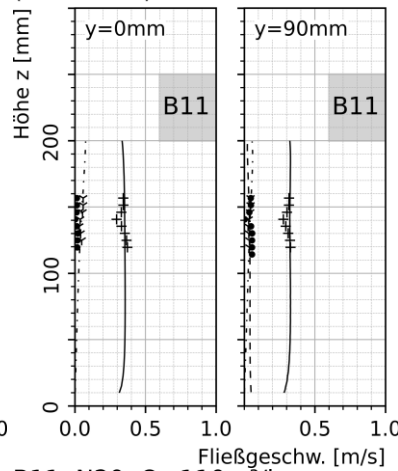
— u (sim) + u (obs) - - v (sim) • v (obs) - - - w (sim) ✕ w (obs)

A 5.59 Fließgeschwindigkeiten für die Modelltests B11_N20

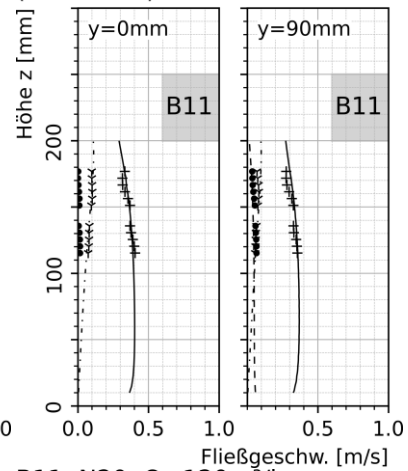
B11, N20, $Q=64\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



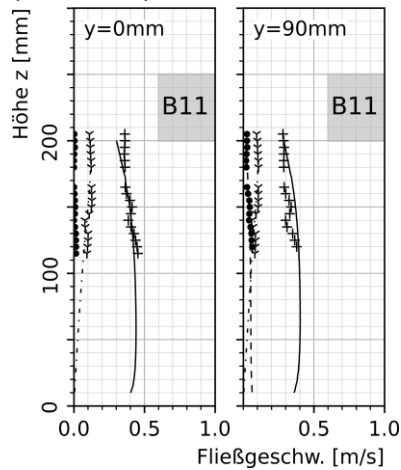
B11, N20, $Q=75\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



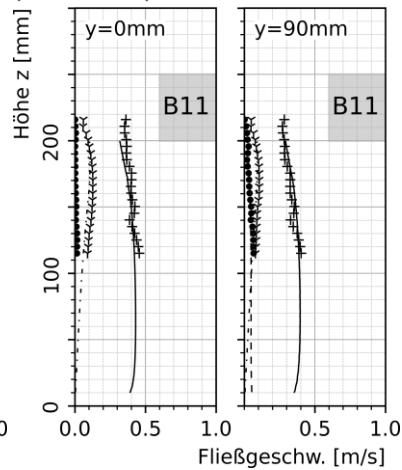
B11, N20, $Q=85\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



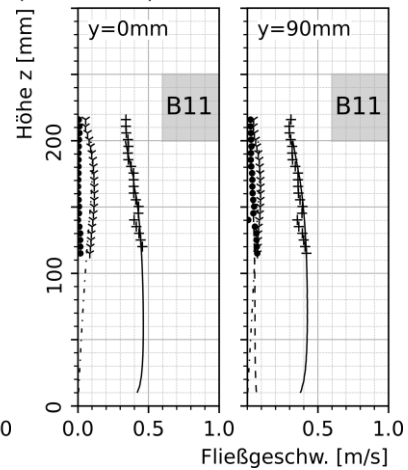
B11, N20, $Q=100\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N20, $Q=110\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



B11, N20, $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
($x=-50\text{mm}$)



Anhang 6 Die Spiegelliniengleichung und kritische Anmerkung

Die Theorie zur Spiegelliniengleichung ist in zahlreichen Lehrbüchern dargelegt (z. B. Henderson, 1966, Naudascher, 1992). Sie wird hier knapp wiedergegeben.

In einem differentiellen Gerinneabschnitt entspricht das Energiegefälle I_E der Änderung der Energiehöhe E entlang des Weges x :

$$\frac{dE}{dx} = \frac{d}{dx} \left(z + h + \frac{v^2}{2g} \right) = -I_E \quad (\text{Gl. A6 -1})$$

Die Änderung der Sohlhöhe z in x -Richtung entspricht dem negativen Sohlgefälle $-I_B$. Die nach Umformung übrige spezifische Energiehöhe in der Klammer ist bei konstantem Abfluss nur von der Tiefe h abhängig. Die Anwendung der Kettenregel liefert:

$$\frac{d}{dh} \left(h + \frac{Q^2}{2g \cdot B^2 h^2} \right) \cdot \frac{dh}{dx} = I_B - I_E \quad (\text{Gl. A6-2})$$

Die Froude-Zahl Fr für einen Rechteckquerschnitt als Funktion des Abflusses $Q = v \cdot hB$ ist:

$$Fr^2 = \frac{v^2}{gh} = \frac{Q^2}{g \cdot B^2 h^3} \quad (\text{Gl. A6-3})$$

Ableiten von Gl. A6-2, Einsetzen von Gl. A6-3 und Umformen ergibt:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I_B - I_E}{1 - Fr^2} \quad (\text{Gl. A6-4})$$

Für strömende Situationen gilt $0 < Fr^2 < 1$. Für den Nenner von Gl. A6-4 gilt dann $1 - Fr^2 > 0$, so dass sich die Änderung der Tiefe aus dem Verhältnis von Reibungs- und Sohlgefälle ergibt und sich daraus drei mögliche Spiegellinienverläufe bei strömenden Umgebungsbedingungen ergeben (vgl. auch Abb. A6-1):

$$I_B = I_E \Rightarrow \frac{dh}{dx} = 0 \quad \mathbf{M_0} \text{ Normalabfluss}$$

$$I_B > I_E \Rightarrow \frac{dh}{dx} > 0 \quad \mathbf{M_1} \text{ Staulinie}$$

$$I_B < I_E \Rightarrow \frac{dh}{dx} < 0 \quad \mathbf{M_2} \text{ Senkungslinie}$$

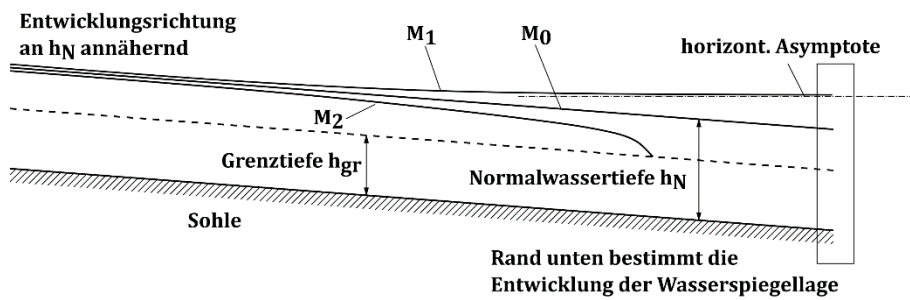


Abb. A6-1 Qualitative Spiegellinien bei mildem Gefälle nach Chow (1988)

Dagegen argumentiert Malcherek (2019), dass sich die ausgelenkte Spiegellinie unter ungestörten Bedingungen immer dem Gleichgewichts-, also Normalzustand annähert. Dieses Verhalten könne aus der Spiegelliniengleichung nicht abgeleitet werden. Durch Umformung der Spiegelliniengleichung, die u. a. bei Malcherek nachvollzogen werden kann, erhält man:

$$\frac{dh}{dx} = I_B \frac{h^3 - h_N^3}{h^3 - h_{gr}^3} \quad (\text{Gl. A6-5})$$

Im strömenden Zustand ($h_N > h_{gr}$) ergibt sich daraus für $h(x) > h_N$ eine mit x ansteigende Wassertiefe. Umgekehrt wird bei einer Ausgangslage $h < h_N$ die Wassertiefe mit x stetig kleiner. In beiden Fällen entfernt sich der Wasserspiegel vom Normalwasserstand.

Die Verwendung der theoretischen Spiegellinienverläufe als Voranalyse beschreibt Nau-dascher (1992). Dabei müsse jeweils der Art der Kontrolle folgend von Abfluss kontrollierenden Stützpunkten ausgegangen werden. Bei einem strömendem Abfluss ist also von UW nach OW vorzugehen. Dies erscheint zwar zunächst logisch, hat aber einen entscheidenden Nachteil, was Malchereks Kritik unterstreicht. Die einzige Möglichkeit, die Normalwassertiefe im UW zu erreichen, besteht darin, dass es im OW keine Abweichung von der Normalwassertiefe gibt. Dies impliziert bei strömenden Bedingungen eine Unveränderlichkeit des Gerinnes in Richtung OW.

Tatsächlich ist eine kombinierte Wasserspiegellage aus zwei einander folgenden Gerinneabschnitten in den Anwendungsbeispielen von Chow (1988) an einem Übergangspunkt immer auf gleiche Weise dargestellt. Entweder findet eine diskontinuierliche Veränderung wie ein Wechselsprung statt, der im UW-seitigen Abschnitt direkt in der Normalwassertiefe mündet, oder der Übergang zur Normalwassertiefe findet vollständig im OW-seitigen Gerinneabschnitt statt. Dies spricht gegen die Beobachtung. Beispielsweise mündet ein Wechselsprung nicht stets in der Normalwassertiefe.

Malcherek schlägt die Verwendung der St. Venant Gleichungen vor und kommt zu einem allgemeingültigen Ergebnis. Auf einer Gewässerstrecke mit mildem Gefälle ($h_N > h_{gr}$) entwickeln sich alle Abflusssituationen zum Normalwasserstand, wenn im OW ein Wasserstand $h \neq h_N$ angegeben wird und im UW h_N als Randwert vorherrscht.

