


Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung

Report**Author(s):**

Dazio, Alessandro; [Wenk, Thomas](#) ; Bachmann, Hugo

Publication date:

1999

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-003862530>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Originally published in:

IBK Bericht 239

Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung

Alessandro Dazio, dipl. Bau-Ing. ETH
Thomas Wenk, dipl. Bau-Ing. ETH
Prof. Dr. Hugo Bachmann

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
März 1999

Vorwort

Bei der Erdbebensicherung der Bauwerke besteht in der Schweiz – wie anderswo auch – ein grosser Nachholbedarf. Forschungsarbeiten zur Entwicklung effizienter Konstruktionen und Verfahren sind deshalb von grosser technischer und volkswirtschaftlicher Bedeutung.

Eine sehr wirksame und kostengünstige Massnahme bei Gebäuden ist die Aussteifung des Tragskeletts durch einige wenige, horizontal kurze und über die ganze Gebäudehöhe reichende, schlanke Stahlbetontragwände. Voraussetzung dazu ist vor allem ein angemessenes inelastisch-plastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen der Wände. Deshalb wurden im Rahmen einer Serie von untereinander vernetzten numerischen und experimentellen Forschungsprojekten des Instituts für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich zum Erdbebenverhalten von Tragwerken die folgenden Versuchsserien an Stahlbetontragwänden durchgeführt:

- Zyklisch-statische Versuche
- Dynamische Versuche auf dem ETH-Erdbebensimulator
- Pseudodynamische Versuche

Der vorliegende Bericht beschreibt zyklisch-statische Versuche an sechs unteren Teilen von 6-geschossigen Stahlbetontragwänden im Massstab 1:2. Mit der Entwicklung, Durchführung und Auswertung dieser Versuche ist Herrn Alessandro Dazio mit kompetenter Unterstützung durch Herrn Thomas Wenk eine ausgezeichnete und sehr wertvolle Arbeit gelungen. Auf die hochinteressanten Versuchsergebnisse und die gewonnenen Erkenntnisse – wie auch auf die noch in Ausarbeitung befindliche entsprechende Dissertation – werden zahlreiche praktisch tätige Bauingenieure, Forscher und Normenschaffende mit grossem Vorteil greifen können.

Zürich, März 1999

Prof. Dr. Hugo Bachmann

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung

1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Versuchsprogramm	3

2 Versuchskörper

2.1 Planung	7
2.1.1 Referenzgebäude	7
2.1.2 Bemessung	9
2.1.3 Bestimmung des maximalen Biege­widerstandes	12
2.2 Abmessungen und Bewehrung	13
2.2.1 Abmessungen	13
2.2.2 Bewehrung	13
2.3 Herstellung	18
2.4 Materialversuche am Beton	20
2.5 Materialversuche am Bewehrungsstahl	21
2.5.1 Versuchsdurchführung	23
2.5.2 Bezeichnungen	24
2.5.3 Auswertung	26
2.5.4 Resultate	26

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsanlage	31
3.1.1 Reaktionsrahmen	31
3.1.2 Prüfzylinder mit Kolben	31
3.1.3 Versuchskörper	31
3.2 Messeinrichtung	35
3.2.1 Fest verdrahtete Messstellen beim Versuchskörper WSH1	36
3.2.2 Fest verdrahtete Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 - 6	38
3.2.3 Manuelle Messstellen	40
3.2.4 Rissaufnahme	42
3.3 Versuchsdurchführung	43
3.3.1 Versuchsvorbereitung	43
3.3.2 Versuchsablauf	46
3.3.3 Bestimmung des idealisierten Wandverhaltens	48

4 Versuchsergebnisse

4.1 Auswertung und Darstellung der Messdaten	51
4.1.1 Manuelle Messstellen	51
4.1.2 Fest verdrahtete Messstellen	51

4.1.3 Darstellungen	52
4.2 Wand WSH1	56
4.3 Wand WSH2	67
4.4 Wand WSH3	81
4.5 Wand WSH4	95
4.6 Wand WSH5	109
4.7 Wand WSH6	123
4.8 Bestimmung des effektiven Wandwiderstandes	137
4.9 Energie- und Steifigkeitsberechnungen	138
4.9.1 Energie	138
4.9.2 Steifigkeit	139
Zusammenfassung	143
Summary	148
Riassunto	150
Verdankungen	152
Bezeichnungen und Abkürzungen	153
Literatur	156

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

In Mitteleuropa sind Stahlbetontragwände sehr beliebte und oft verwendete Aussteifungselemente in Skelettbauten, um horizontale Wind- und Erdbebenkräfte abzutragen (Bild 2.1). Für deren Bemessung erlauben moderne Erdbebennormen eine Reduktion der einwirkenden "elastischen" Erdbebenkräfte, falls ein angemessenes inelastisches Verformungs- und Energiedissipationsvermögen des Tragwerkes gewährleistet werden kann. Innovative neue Arbeiten [FK 97] schlagen verformungsbasierte Bemessungsmethoden für Stahlbetontragwände vor (Displacement Based Design). Dabei wird vorausgesetzt, dass

- Verformungsverhalten
(beschrieben z.B. durch die Fließverschiebung Δ_y und durch die Verschiebung beim Versagen Δ_u)
- Steifigkeitsänderungen
(beschrieben z.B. durch die Steifigkeit beim noch weitgehend elastischen Verhalten k_{el} , durch den Verfestigungsfaktor r_o oder durch die effektive Steifigkeit k_{eff})
- Energiedissipation
(beschrieben z.B. durch die äquivalente viskose Dämpfung ξ_{eq})

der Wände unter stark inelastischer zyklischer Beanspruchung gut bekannt seien. Bei dieser Methode sind zusätzlich die Grenz-Dehnungen und Grenz-Stauchungen, die in den plastischen Bereichen der Wände vor deren Versagen erreicht werden können, von entscheidender Bedeutung. Um diese Grössen zu quantifizieren und ganz allgemein das Erdbebenverhalten von Stahlbetontragwänden besser zu verstehen, wurden v.a. in den USA, in Neuseeland und Japan experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt. In [Woo 89] sind die bedeutendsten Versuche an Stahlbetontragwänden der letzten Jahre zusammengefasst. Die dort aufgeführten Versuchskörper weisen jedoch Abmessungen, einwirkende Kräfte und mechanische Eigenschaften der Baustoffe auf, wie sie im Bauwesen der Länder, in welchen sie geprüft wurden, üblich sind. In Mitteleuropa herrschen unterschiedliche Verhältnisse vor v.a. im Bezug auf die Duktilitätseigenschaften der Bewehrungsstähle (Bild 1.1) oder – infolge geringerer Seismizität – auf das Verhältnis zwischen Schwerlasten und Trägheitskräfte, die auf die Tragelemente wirken. Diese Unterschiede beeinflussen das Erdbebenverhalten der Stahlbetontragwände massgeblich und müssen deshalb sorgfältig untersucht werden.

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" soll für den in der Praxis tätigen Ingenieur eine Methode entwickelt werden, um Stahlbetontragwandgebäude für die Einwirkung Erdbeben einfach und zuverlässig zu bemessen und konstruktiv durchzubilden. Die Bemessungsmethode soll aufbauend auf den Erfahrungen aus Ländern höherer Seismizität an mitteleuropäische Verhältnisse angepasst werden. Die vorliegenden Versuche sollen eine wichtige Grundlage zur Ausarbeitung dieser Methode bilden.

Einleitung

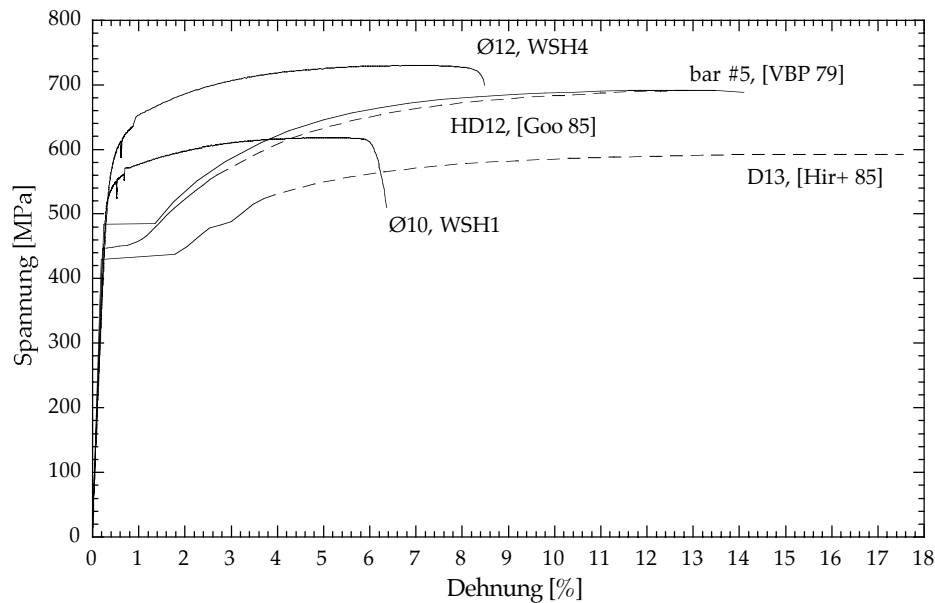


Bild 1.1: Spannungs-Dehnungs-Diagramme von europäischen ($\varnothing 10$, WSH1 und $\varnothing 12$, WSH4), amerikanischen (bar #5, [VBP 79]), japanischen (D13, [Hir+ 85]) und neuseeländischen (HD12, [Goo 85]) Bewehrungsstählen.

1.2 Zielsetzung

Ziel der in diesem Bericht beschriebenen Versuche ist die Überprüfung der Anwendbarkeit von bewährten Bemessungsregeln aus Ländern mit hoher Seismizität auf Stahlbetontragwände, die unter mitteleuropäischen Bedingungen und für mässige Seismizität gebaut werden. Die Versuchsergebnisse sollen zeigen, dass diese Bemessungsregeln, allenfalls mit gewissen Anpassungen, auch bei unseren Verhältnissen ein hervorragendes Erdbebenverhalten von Stahlbetontragwänden garantieren. Um den Einfluss von schwer abschätzbaren Massstabeffekten zu minimieren, wurden die Versuche an Stahlbetontragwänden im Massstab 1:2 und daher mit realistischen Abmessungen durchgeführt.

Insbesondere wurden folgende Einflüsse untersucht:

- Duktilitätseigenschaften des Bewehrungsstahls (Verformungs- und Verfestigungsvermögen)
- Bewehrungsgehalt
- Normalkraft
- Bemessungsmethode

Bei allen Versuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchskörper bis zum Versagen kontinuierlich beobachtet und erfasst.

1.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasste die zyklisch-statische Prüfung von sechs kapazitätsbemessenen Stahlbetontragwänden. Diese Versuchskörper stellen im Massstab 1:2 den unteren Teil von Stahlbetontragwänden eines 6-geschossigen Referenzgebäudes dar. Vier davon sind in Bild 1.2 dargestellt.

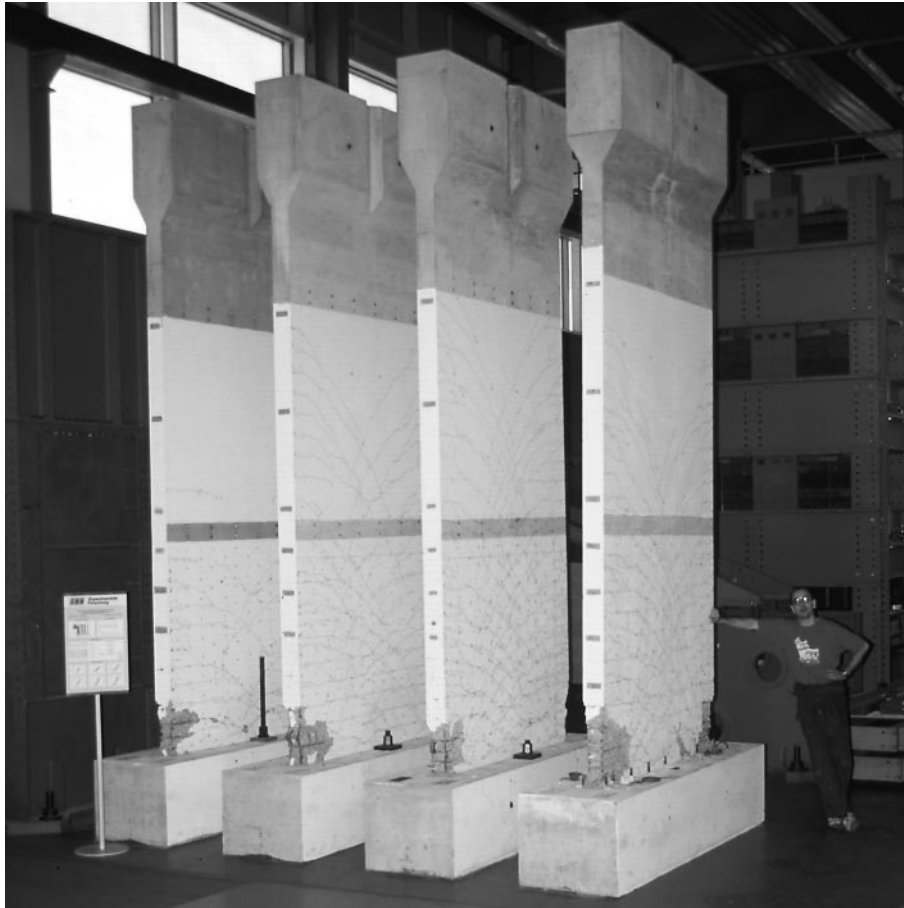


Bild 1.2: Vier untere Teile von 6-stöckigen Stahlbetontragwänden nach zyklisch-statischen Versuche.

Mit der im Bild 1.3 dargestellten Versuchseinrichtung konnten im plastischen Bereich der Versuchskörper gleiche Schnittkraftverhältnisse erzeugt werden, wie sie in den Tragwänden des Referenzgebäudes unter Erdbebeneinwirkung auftreten. Der Sockel der Versuchskörper wurde am Aufspannboden biegesteif befestigt und der Wandkopf mittels eines Prüfzylinders in der Wandebene hin- und herbewegt. Die Normalkraft N infolge Schwerelasten wurde im wesentlichen durch Spannglieder erzeugt (Bild 1.4). Alle sechs Versuchskörper wiesen gleiche Betonabmessungen auf. Auch die Lagerung, die Belastungseinrichtung und die Belastungsgeschichte waren bei allen Versuchen gleich. Die Messeinrichtung wurde nach Abschluss des ersten Versuches WSH1 für die folgenden fünf Versuche modifiziert, um zusätzlich zu den angreifenden Kräften auch die horizontalen und vertikalen Verschiebungen, die Dehnungen entlang der Eckbewehrungsstäbe sowie die Verzerrungen des plastischen Bereichs zu messen.

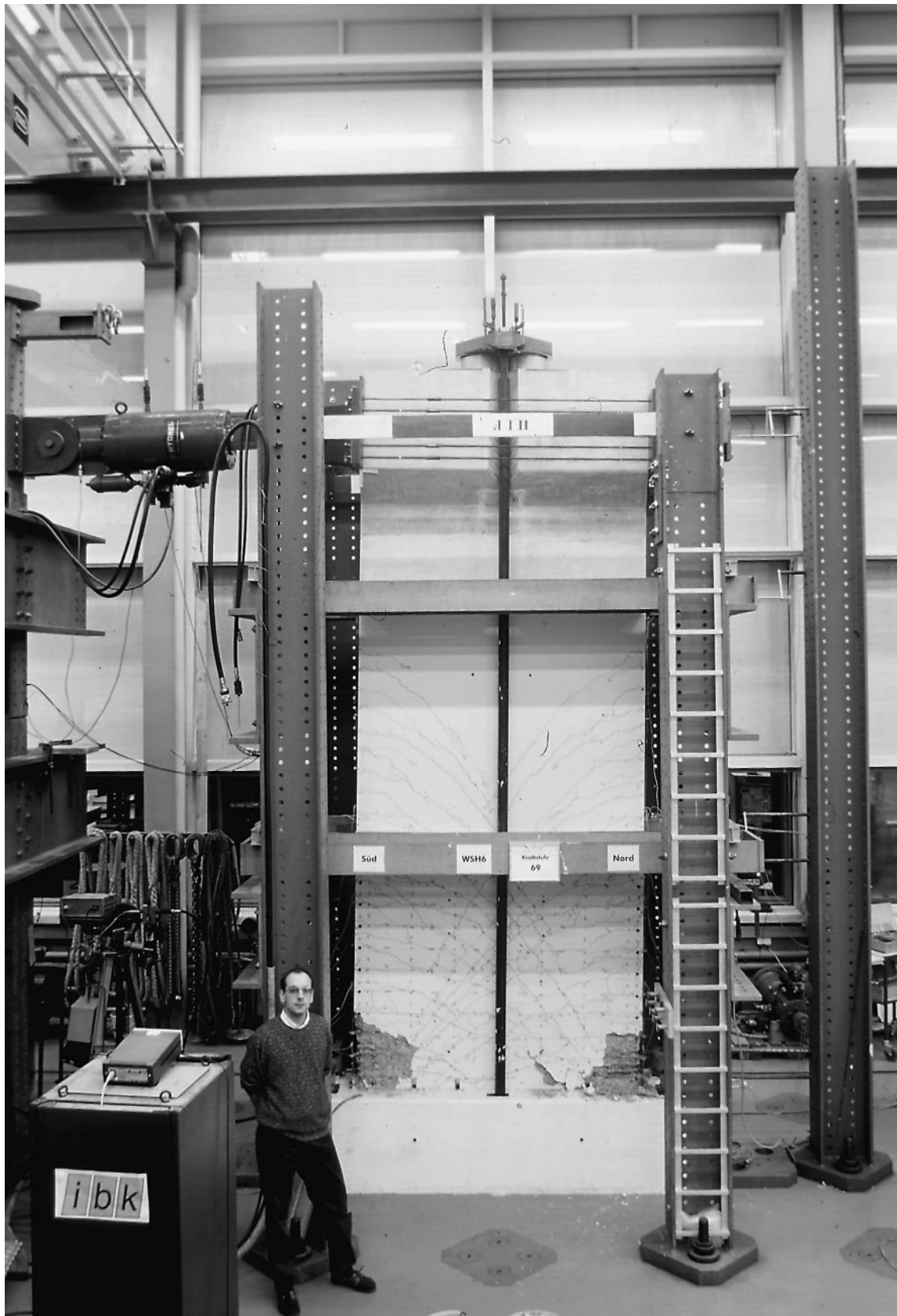


Bild 1.3: Versuchseinrichtung mit Versuchskörper WSH6.

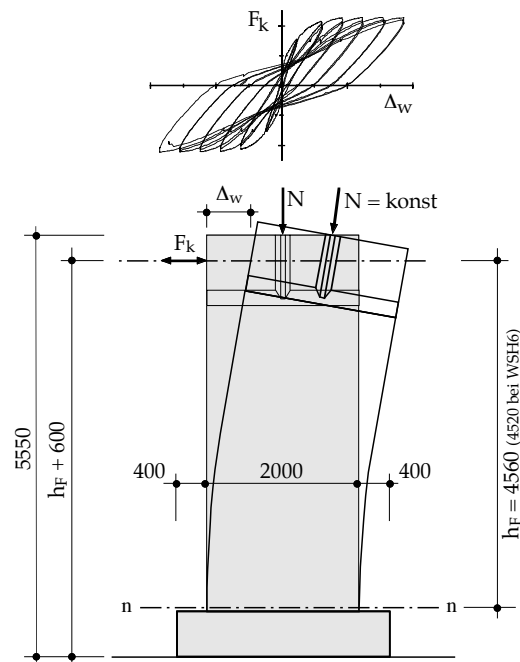


Bild 1.4: Schematische Darstellung des Versuchskonzeptes [mm].

Bild 1.5 gibt einen Überblick über die wesentlichen Versuchsparameter und über deren Variation zwischen den sechs Versuchskörpern:

- WSH1 wurde für beschränkte Duktilität nach [PP 92] bemessen und mit handelsüblichem Bewehrungsstahl konstruiert.
- Von WSH2 an wurde ein duktilerer Bewehrungsstahl verwendet, weil der von WSH1 sich als deutlich ungenügend erwies.
- Bei WSH3 wurde der Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t erhöht und die konstruktiven Regeln für "volle Duktilität" angewandt, weil klar wurde, dass mit bescheidenen konstruktiven Mehraufwendungen eine erhebliche Verbesserung des Wandverhaltens erzielt werden kann.
- Wand WSH4 wurde nach dem Eurocode 2 [EC 2] konventionell bemessen.
- Bei WSH6 wurde, im Vergleich zu WSH3, die Normalkraft N erhöht und der vertikale Abstand s_h der Bügel zur Stabilisierung der Längsbewehrung (Stabilisierungsbewehrung) deutlich verkleinert, um deren vorzeitiges Ausknicken zu verhindern. In Bild 1.5 wird s_h als Vielfaches des Durchmessers der zu stabilisierenden Längsbewehrung angegeben.
- Bei WSH5 wurde der Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t reduziert, um das Verhalten von minimal bewehrten Wänden zu untersuchen.

Im vorliegenden Bericht werden die durchgeführten Arbeiten möglichst detailliert und umfassend dargestellt, so dass Interessenten die Messdaten dieser aufwendigen Versuche problemlos weiterverwenden können.

Alle Messdaten sind sowohl auf der beigelegten CD als auch auf der Web-Seite des Instituts für Baustatik und Konstruktion (<http://www.ibk.baum.ethz.ch>) zu finden.

Einleitung

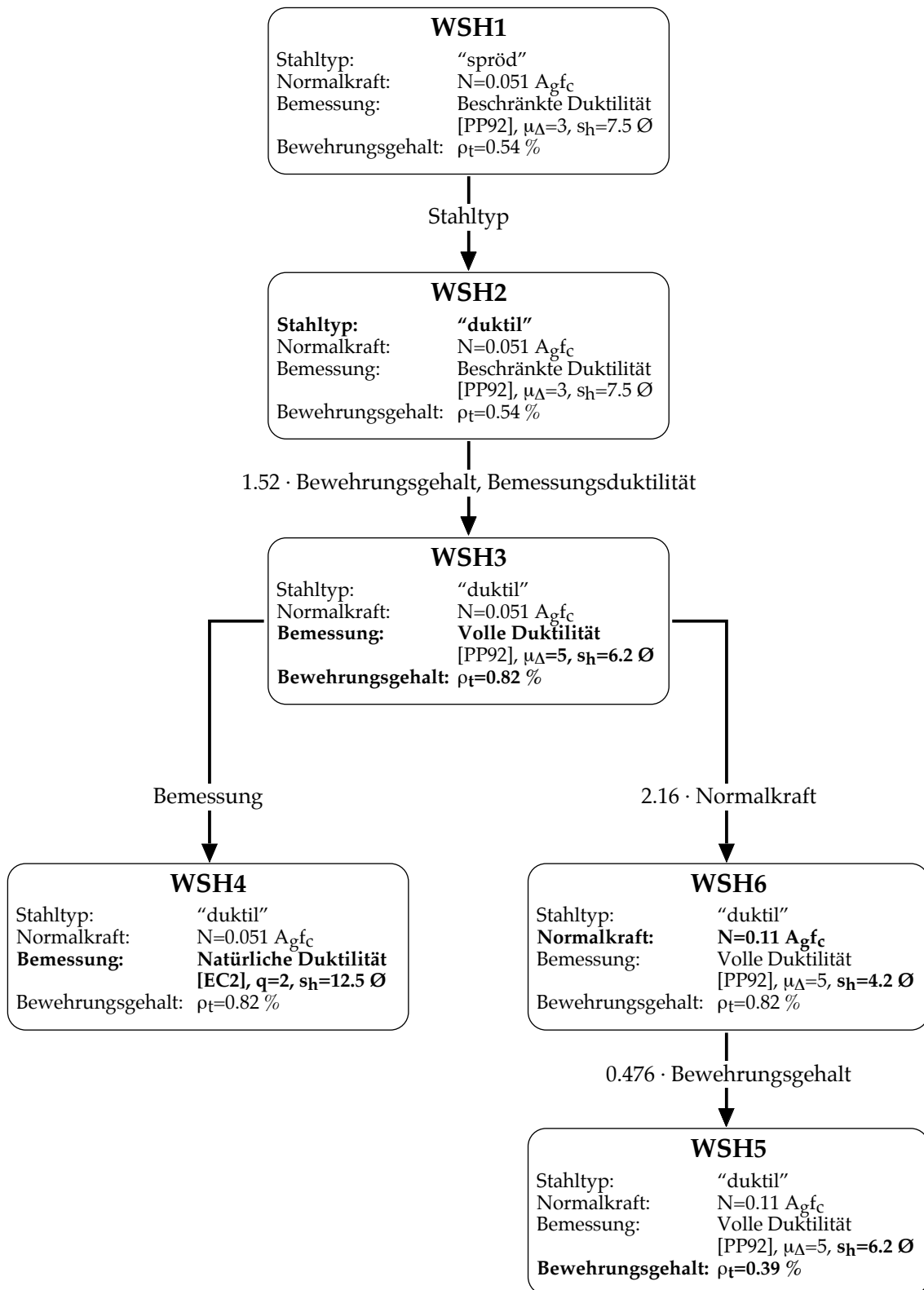


Bild 1.5: Zusammenhänge zwischen den Versuchsparametern der sechs Versuchskörper.

2 Versuchskörper

2.1 Planung

Die Versuchskörper sollten, was Abmessungen, Bauweise und Beanspruchungen anbelangt, Tragwänden entsprechen, die in der Schweiz und Mitteleuropa zur Aussteifung von Gebäuden üblich sind. Bei Skelettbauten können die Abmessungen der Tragwände am besten aus Verformungsbetrachtungen bestimmt werden [BD 97]. Wenn die Abmessungen festgelegt sind, liegt typischerweise der erforderliche Gesamtbewehrungsgehalt ρ_v um einen ausreichenden Widerstand zu gewährleisten, im Bereich von 0.25 - 1%. Die in den Tragwänden vorhandene Normalkraft liegt typischerweise im Bereich 0.025 - 0.15 N/A_gf_c. Bei der Planung der Versuche wurden Versuchskörper mit diesen Eigenschaften angestrebt. Zudem sollten die Versuchskörper für mittlere bis hohe Duktilität im Sinne von [EC 8] Teil 1-3 ausgelegt werden.

Um alle diese Voraussetzungen erfüllen zu können, wurde der Planung der Versuchskörper ein Referenzgebäude zu Grunde gelegt.

2.1.1 Referenzgebäude

Das betrachtete 6-geschossige Referenzgebäude ist in Bild 2.1 stark idealisiert dargestellt. Es handelt sich um einen Skelettbau mit Stahlbetonflachdecken und dünnen Stützen, die nur die Aufgabe haben, Schwerlasten der Decken abzutragen. Das Aussteifungssystem besteht aus Stahlbetontragwänden, die mit konstanten Abmessungen über die ganze Gebäudehöhe laufen und im Fundationskasten voll eingespannt sind.

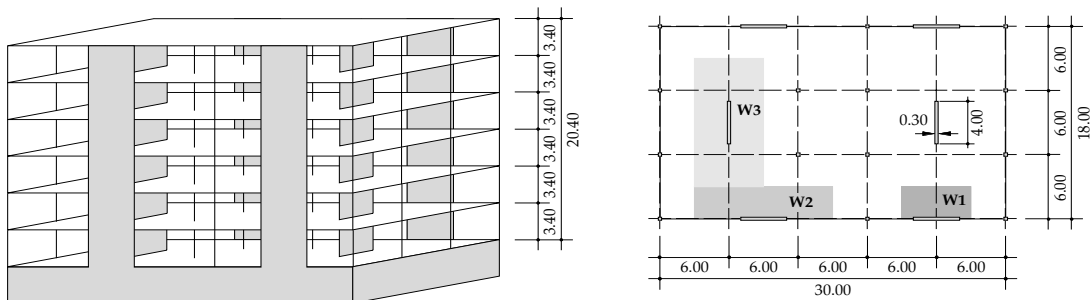


Bild 2.1: 6-geschossiges Referenzgebäude: Isometrie (links), Grundriss eines Obergeschosses (rechts). [m].

Diese Tragwände dienten als Prototypen für die Planung der Versuchskörper. Zusätzlich gab es viele Randbedingungen versuchstechnischer Art, welche die Wahl des Referenzgebäudes und der Versuchskörper beeinflussten, nämlich:

- 1) Die Versuchskörper sollten aus wirklichkeitsnahen Baustoffen bestehen; d.h. der Beton sollte ein Grösstkorn von mindestens 16 mm haben und die Stäbe der Vertikalbewehrung sollten mindestens $\varnothing 6$ mm aufweisen (kleinster handelsüblicher Durchmesser in der Schweiz).

Versuchskörper

- 2) Das Gesamtgewicht eines Versuchskörpers sollte 10 Tonnen nicht überschreiten, sonst wäre seine Handhabung erheblich erschwert gewesen.
- 3) Die Höhe der Versuchskörper musste auf 6 m beschränkt werden, damit sie in die Versuchshalle passten.
- 4) Der Biege widerstand der Versuchskörper sollte 2500 kNm nicht übersteigen, da sonst die an der ETH verfügbare grösstmögliche Versuchseinrichtung überfordert gewesen wäre.

Die erste Randbedingung führte zur Wahl eines Modellmassstabes von 1:2, während die anderen Randbedingungen die Abmessungen der Tragwände im Referenzgebäude bestimmten. Die weiteren Abmessungen des Gebäudes wurden so gewählt, dass unter Annahme von vernünftigen Decken-Flächenlasten und Bodenbeschleunigungen Versuchskörper resultierten, welche die gestellten Anforderungen erfüllten (Tabelle 2.1).

Die Tragwände des Referenzgebäudes hatten alle die gleichen Abmessungen von $l_w \times b_w \times h_w = 4.00 \times 0.30 \times 20.40$ m, aber unterschiedlich grosse Einzugsflächen. Die zwei Tragwände des Typs W1 hatten je eine Einzugsfläche für die Normalkraft aus Schwere lasten von $A_{N,1} = 18 \text{ m}^2$ und für die Trägheitskraft von $A_{V,1} = 135 \text{ m}^2$. Bei den zwei Tragwänden des Typs W2 betragen die Einzugsflächen $A_{N,2} = 36 \text{ m}^2$ bzw. $A_{V,2} = 135 \text{ m}^2$, und bei den zwei Tragwänden des Typs W3 $A_{N,3} = 72 \text{ m}^2$ bzw. $A_{V,3} = 270 \text{ m}^2$. Die Eigenfrequenz des Gebäudes wurde am Ersatzstab nach Rayleigh unter Annahme einer vollen Einspannung OK-Boden und der ungerissenen Steifigkeit der Tragwände berechnet. Diese letzte vereinfachende Annahme wurde durch die Tatsache gerechtfertigt, dass in diesem Fall die Tragwerksversteifung durch die Rahmenwirkung zwischen den Flachdecken und den vertikalen Elementen nicht berücksichtigt wurde [BD 97].

Die Schnittkräfte M_E , V_E und N_E , die in den Tragwänden infolge Erdbeben erzeugt werden, wurden mit dem Ersatzkraftverfahren unter Verwendung der Bemessungsspektren nach EC 8 bestimmt. Es wurden keine Torsionseffekte berücksichtigt. Die getroffenen Annahmen betreffend Wandtyp, Flächenlast, Bodenart, Bodenbeschleunigung a_g und Verhaltensbeiwert q sind in der Tabelle 2.1 zusammengefasst.

Beim Referenzgebäude wurden die Erdbebenersatzkräfte nach EC 8 dreieckförmig über die Höhe verteilt, bei den Versuchskörpern hingegen wurden die Erdbebenersatzkräfte auf ihrer Wirkungslinie konzentriert und durch eine einzige Kraft V_E simuliert, wie im Bild 2.2 gezeigt wird. Die Wirkungslinie der Erdbebenersatzkräfte wurde unter Berücksichtigung der höheren Eigenformen nach [PP 92] Kapitel 5.4.4(a) bestimmt und lag bei den Versuchskörpern auf einer Höhe von $h_F = 4.56$ m (bei Versuchskörper WSH6: $h_F = 4.52$ m) ab OK-Wandsockel (siehe Bild 3.1). Es gilt deshalb folgende Beziehung:

$$V_{E, \text{Versuchskörper}} = \frac{M_{E, \text{Versuchskörper}}}{h_F} \quad (2.1)$$

Der Modellmassstab von 1:2 führt zusätzlich zu folgenden Ähnlichkeitsgesetzen bezüglich der Schnittkräfte:

$$M_{E, \text{Versuchskörper}} = \frac{1}{8} \cdot M_{E, \text{Prototyp}} \quad (2.2)$$

$$N_{E, \text{Versuchskörper}} = \frac{1}{4} \cdot N_{E, \text{Prototyp}} \quad (2.3)$$

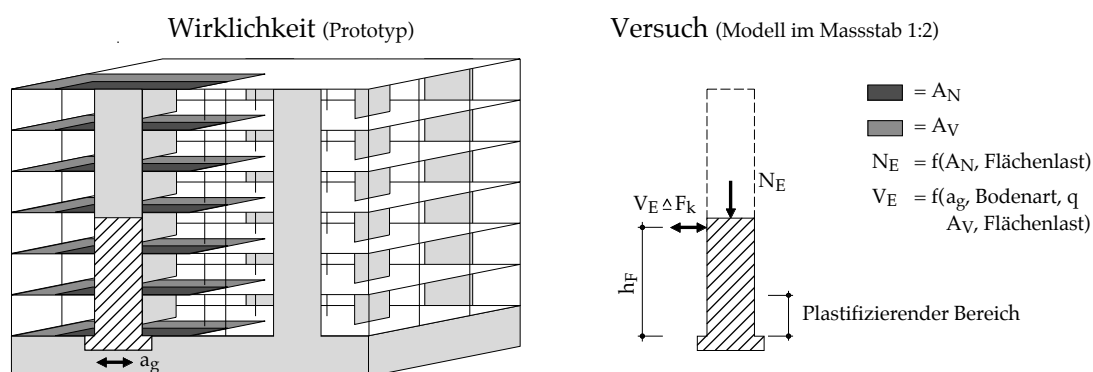


Bild 2.2: Vergleich zwischen Wirklichkeit und Versuch.

Die vertikale Bewehrung der Versuchskörper wurde so gewählt, dass unter Berücksichtigung von einer Normalkraft $N_{E, \text{Versuchskörper}}$ gemäss Gleichung (2.3) und von effektiven Werten für die Zylinderdruckfestigkeit des Betons und für die Fließgrenze des Bewehrungsstahls ein ideeller Biege widerstand M_i resultierte, der etwa gleich gross wie $M_{E, \text{Versuchskörper}}$ aus Gleichung (2.2) war. Wie M_i berechnet wurde, ist im Kapitel 2.1.2 ausführlich erklärt. Die numerischen Werte sind in der Tabelle 2.1 zusammengefasst.

Wand	Typ	Prototyp						Versuchskörper				
		Flächenlast [kN/m ²]	a_g [g]	Bodenart	Verhaltens- beiwert q	M_E [kNm]	V_E [kN]	N_E [kN]	M_i [kNm]	$M_{0,w}$ [kNm]	M_m [kNm]	N_E [kN]
WSH1	W2	10.0	0.16	steif	3	10986	746	2772	1444	1514	1531	690
WSH2	W2	10.0	0.16	steif	3	10986	746	2772	1416	1590	1574	690
WSH3	W2	10.0	0.20	weich	4	14440	980	2772	1848	2180	2040	690
WSH4	W2	10.0	0.10	weich	2	14440	980	2772	1799	-	1880	690
WSH5	W3	12.5	0.16	steif	4	14747	1001	6012	1772	1871	1878	1500
WSH6	W3	12.5	0.16	mittelsteif	4	19299	1310	6012	2336	2580	2550	1500

Tabelle 2.1: Schnittkräfte zur Bemessung der Versuchskörper infolge Erdbebeneinwirkung.

2.1.2 Bemessung

Die Versuchskörper wurden im Allgemeinen in Anlehnung an [PP 92] kapazitätsbemes sen. Nur der Versuchskörper WSH4 wurde zu Vergleichszwecken gemäss [EC 2] kon ventionell bemessen. Um die Bemessungsschritte und die Versuchsergebnisse von Kapi tel 4 besser nachvollziehen zu können, sind folgende erklärende Bemerkungen not wendig.

Bei der Kapazitätsbemessung wird zwischen Schubbewehrung, Umschnürungsbeweh rung und Stabilisierungsbewehrung unterschieden, diese Bewehrungen werden zu un terschiedlichen Zwecken verlegt. Die Schubbewehrung dient zur Übertragung der Querkraft $V_{0,w}$ und wird anhand eines Fachwerkmodells bestimmt. Die Umschnü rungsbewehrung wird in den Endbereichen der Wände verlegt und soll grössere Stau chungen der Biegedruckzone ermöglichen. Die Stabilisierungsbewehrung wird eben falls in den Endbereichen der Wände verlegt und soll das Ausknicken der Längsbeweh rung in der Biegedruckzone verhindern, wenn die Betonüberdeckung abgeplatzt ist. Wenn gewisse geometrische Bedingungen erfüllt sind, kann der gleiche Bügel für alle drei Zwecke gleichzeitig eingesetzt werden. In diesem Fall entspricht der erforderliche

Versuchskörper

Stahlquerschnitt dem Maximum und nicht der Summe der Stahlquerschnitte der einzelnen Zwecke [PP 92]. In diesem Bericht wird ein Bügel je nach Einsatzzweck entweder als Schubbewehrung oder Umschnürungsbewehrung oder Stabilisierungsbewehrung bezeichnet.

Die Erdbebeneinwirkung wurde nach [EC 8] bestimmt und die Bemessung nach [PP 92] bzw. [NZS 3101] durchgeführt. Die Kompatibilität zwischen diesen unterschiedlichen Normen wurde für die Versuchsplanung auf einfache Art und Weise folgendermassen sichergestellt:

- 1) Es wurde eine Beziehung zwischen dem Verhaltensbeiwert q und der Bemessungsduktilität μ_{Δ} gemäss Tabelle 2.2 zugrundegelegt.
- 2) Auf der Beanspruchungsseite wurden die Schnittkräfte M_E , V_E und N_E (Achtung: auch Schwerelasten) ohne Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes bestimmt.
- 3) Die Widerstände wurden direkt mit den gemessenen Materialeigenschaften ebenfalls ohne Sicherheitsbeiwert berechnet.

	[EC 8]	[PP 92] bzw. [NZS 3101]
Natürliche Duktilität	$q=2$	$\mu_{\Delta}=2$
Beschränkte Duktilität	$q=3$	$\mu_{\Delta}=3$
Volle Duktilität	$q=4$ (maximal erlaubt)	$\mu_{\Delta}=5$ (maximal erlaubt)
Verwendungszweck	Bestimmung der inelastischen Antwortspektren zur Festlegung der Erdbebeneinwirkung (Tabelle 2.1).	Bestimmung der konstruktiven Details der Wandbewehrung (siehe Bilder 2.8 bis 2.10).

Tabelle 2.2: Einfacher Vergleich zwischen Verhaltensbeiwert q nach [EC 8] und Verschiebeduktilität μ_{Δ} nach [NZS 3101].

Anstelle einer ausführlichen Wiedergabe jedes einzelnen Bemessungsschrittes der Versuchskörper werden im Folgenden die wesentlichen Bemessungsannahmen erläutert.

Die Bemessung nach [PP 92] folgte dem dortigen Kapitel 5.5.1 mit den Annahmen:

- Steps 1 to 5:
Die Bemessung erfolgte ausgehend von den Schnittkräften $M_{E, \text{Versuchskörper}}$ und $N_{E, \text{Versuchskörper}}$, die in der Tabelle 2.1 angegeben sind.
- Step 6:
 - i) Bestimmung des ideellen Biege widerstandes $M_i \geq M_E$ mit:
Beton: äquivalenter Spannungsblock (siehe Bild 2.3) mit:
 $f_c=45 \text{ MPa}$, $\epsilon_{cu}=0.035$, $\alpha=\beta=0.85$, $k=1.0$
Stahl: elastisch/ideal-plastisch mit f_y aus Tabelle 2.3.
 - ii) Bestimmung des Biege widerstandes bei Überfestigkeit $M_{o,w}$ mit:
Beton: äquivalenter Spannungsblock (siehe Bild 2.3) mit:
 $f_c=45 \text{ MPa}$, $\epsilon_{cu}=0.04$, $\alpha=\beta=0.85$, $k=1.0$
Stahl: elastisch/ideal-plastisch mit $f_y = f_t$ aus Tabelle 2.3.
- Step 7:
Die Bemessungsquerkraft bei Überfestigkeit $V_{o,w}$ geht aus Gleichung (2.4) hervor (ähnlich wie Gleichung (2.1)):

$$V_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{h_F} \quad (2.4)$$

- Step 8:
Die Umschnürungsbewehrung wurde mit den Gleichungen (12.8) und (12.9) in [NZS 3101] bemessen. Die Bestimmungen in [NZS 3101] basieren auf neueren Forschungsarbeiten und wurden deshalb gegenüber [PP 92] bevorzugt.

Wand	$f_y, \varnothing 12$ [MPa]	$f_y, \varnothing 10$ [MPa]	$f_y, \varnothing 8$ [MPa]	$f_y, \varnothing 6$ [MPa]	$f_t, \varnothing 12$ [MPa]	$f_t, \varnothing 10$ [MPa]	$f_t, \varnothing 8$ [MPa]	$f_t, \varnothing 6$ [MPa]
WSH1	-	549	-	584	-	620	-	602
WSH2	-	578	-	486	-	750	-	540
WSH3	578	-	578	486	750	-	750	-
WSH4	583	-	525	486	-	-	-	-
WSH5	-	-	525	486	-	-	683	540
WSH6	535	-	546	486	660	-	705	-

Tabelle 2.3: Materialeigenschaften zur Bemessung der Versuchskörper.

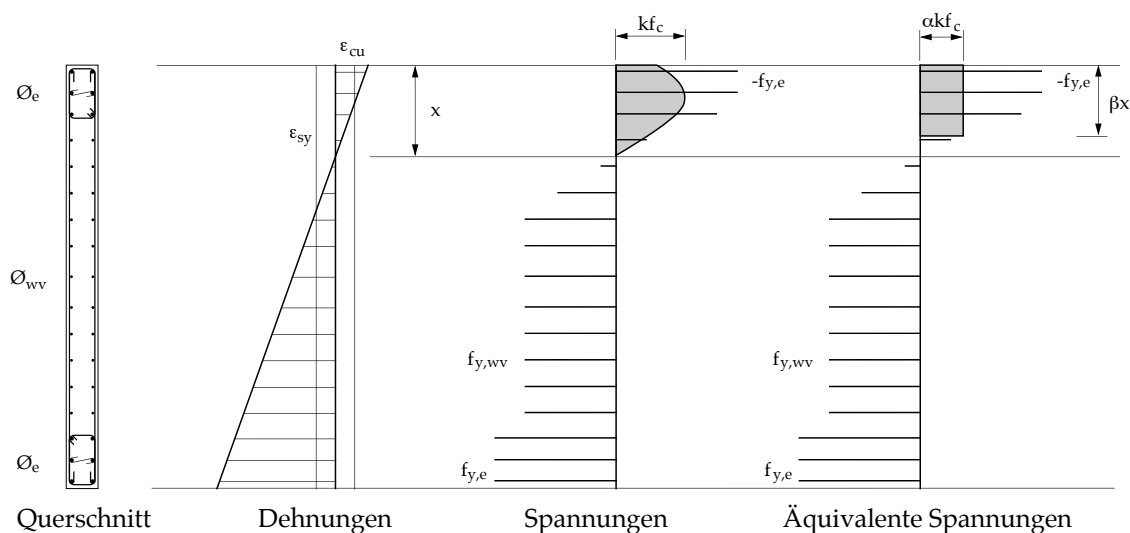


Bild 2.3: Äquivalente Spannungen zur Bestimmung des Querschnittswiderstandes.

Die Bemessung des Versuchskörpers WSH4 erfolgte konventionell nach [EC 2] unter folgenden Annahmen:

- Der Tragsicherheitsnachweis nach [EC 1] lautet: $F_d \leq R_d$. Auf der Einwirkungsseite wurde angenommen, dass $M_d = M_E$, $V_d = M_d / h_F$ und $N_d = N_E$. Auf der Widerstandseite gilt: $R_d = R \{X_k / \gamma_M, a_{nom}\}$. Es wurde mit wirklichen, gemessenen Materialkennwerten gerechnet, deshalb wurde $\gamma_M = 1.0$ gesetzt.
- Materialgesetze für die Querschnittsbemessung:
Beton: äquivalenter Spannungsblock (siehe Bild 2.3) mit:
 $f_c = 45 \text{ MPa}$, $\epsilon_{cu} = 0.035$, $\alpha = \beta = 0.80$, $k = 1.0$
Stahl: elastisch/ideal-plastisch mit f_y aus Tabelle 2.3.

Tabelle 2.4 fasst die wichtigsten Bemessungseigenschaften der Versuchskörper zusammen.

Versuchskörper

Wand	Auslegung [EC 8] Teil 1-3 Kap. 2.1.3(3)P	Bewehrungsgehalte				Normalkraft $N/A_g f_c$ [-]	Schub $V_{o,w}/0.8l_w b_w$ [MPa]
		Endbereich ρ_e [%]	Steg vertikal ρ_{wv} [%]	Gesamt ρ_t [%]	Steg horizontal ρ_{wh} [%]		
WSH1	DC''M''	1.32	0.30	0.54	0.25	0.05	1.38
WSH2	DC''M''	1.32	0.30	0.54	0.25	0.05	1.45
WSH3	DC''H''	1.54	0.54	0.82	0.25	0.05	1.99
WSH4	DC''L''	1.54	0.54	0.82	0.25	0.05	(1.64)
WSH5	DC''H''	0.67	0.27	0.39	0.25	0.11	1.71
WSH6	DC''H''	1.54	0.54	0.82	0.25	0.11	2.38

Tabelle 2.4: Bemessungseigenschaften der Versuchskörper.

2.1.3 Bestimmung des maximalen Biege widerstandes

Die im Versuch effektiv auftretenden Kräfte sollten im voraus möglichst genau bekannt sein, deshalb musste der zu erwartende maximale Biege widerstand M_m der Versuchskörper abgeschätzt werden. Zu diesem Zweck wurde ein Querschnittsprogramm basierend auf einem Fasermodell entwickelt. Zur Beschreibung des Betonverhaltens wurden die Modelle aus [MPP 88] unter Annahme einer Zylinderdruckfestigkeit von $f_c=45$ MPa und einer Zugfestigkeit gleich null verwendet. Es wurde zwischen Bereichen mit umschnürtem und Bereichen mit nicht umschnürtem Beton unterschieden. Die vorhandene Umschnürungsbewehrung ist in den Bildern 2.8 bis 2.10 dargestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der Bewehrungsstäbe wurden polygonal approximiert unter Berücksichtigung der tatsächlich gemessenen Werte (Tabelle 2.9). Die berechneten Momenten-Krümmungs-Beziehungen unter Berücksichtigung der planmässigen Normalkraft sind in Bild 2.4 für die sechs Versuchskörper dargestellt. Das maximal erreichte Moment wird als maximaler Biege widerstand M_m bezeichnet. Die entsprechenden Zahlenwerte von M_m sind in Tabelle 2.1 angegeben.

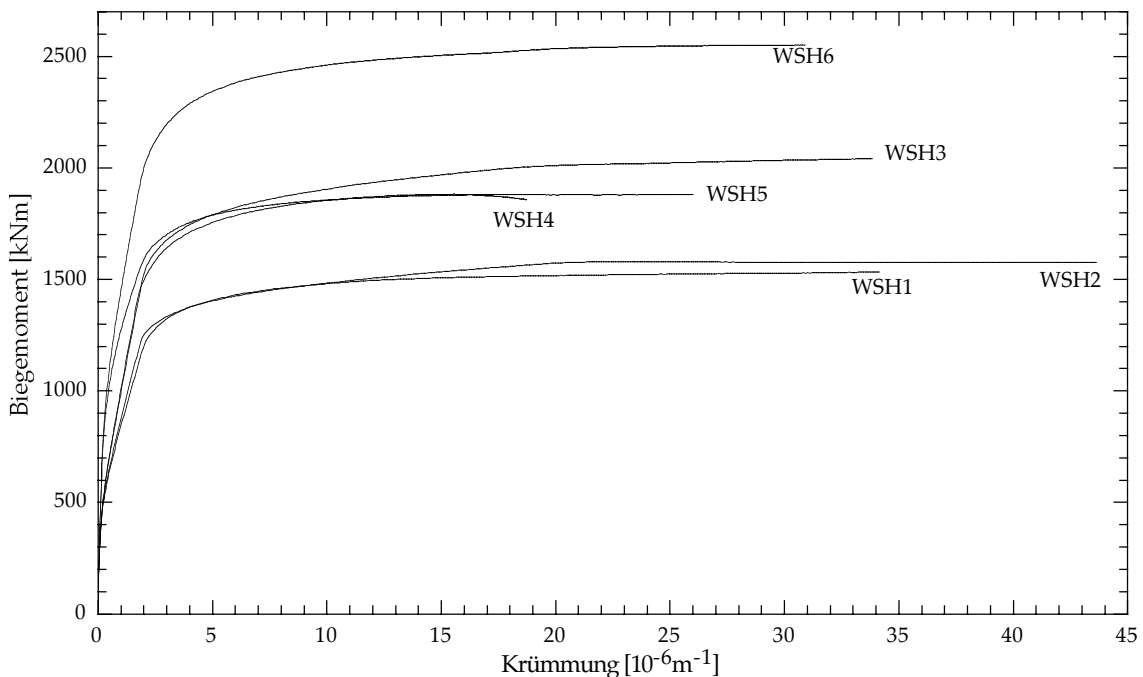


Bild 2.4: Unter Berücksichtigung der planmässigen Normalkraft berechnete Momenten-Krümmungs-Beziehungen der sechs Versuchskörper für die Bestimmung des maximalen Biege widerstandes M_m .

2.2 Abmessungen und Bewehrung

2.2.1 Abmessungen

Die Betonabmessungen aller Versuchskörper waren gleich und können dem Bild 2.5 entnommen werden. Die Versuchskörper bestanden aus drei verschiedenen Bereichen: Der Wandsockel (zwischen den Höhen ± 0 und ± 600 , siehe Bild 2.5 Schnitt B-B), die Wand ($+600/+4630$) und der Wandkopf ($+4630/+5550$). Der Wandsockel wurde, um Gewicht zu sparen, möglichst kompakt ausgebildet. Er diente dazu, den Versuchskörper auf dem Aufspannboden zu verankern. Er musste deshalb an dessen Lochraster angepasst werden, d.h. die Lage der Aussparungen war fest vorgegeben. Zudem sollte der Wandsockel genügend steif sein, damit seine Verformungen während des Versuches vernachlässigbar klein bleiben. Die Abmessungen der Wand gehen aus den in Kapitel 2.1 dargestellten Überlegungen hervor. Der Wandkopf diente der Einleitung der Horizontal- und der Vertikalkraft in die Wand (siehe auch Kapitel 3.1.3). Bei den Wänden WSH1 und WSH2 fehlten die beiden trapezförmigen Aussparungen im Wandkopf, da bei diesen Versuchskörpern die Normalkraft nicht mit externen sondern mit internen Spanngliedern erzeugt wurde (Kapitel 3.1.3).

2.2.2 Bewehrung

Bei allen Versuchskörpern wurde die Bewehrung nach dem gleichen Schema verlegt. Aus diesem Grunde wird der vollständige Bewehrungsplan nur für den Versuchskörper WSH3 in den Bildern 2.6 und 2.7 gezeigt. Die Bewehrung des Wandsockels und des Wandkopfes war bei allen Versuchskörpern grundsätzlich ebenfalls gleich und für die vorhandenen Kräfte deutlich überdimensioniert. Die Bewehrung im Wandbereich war hingegen einer der Versuchsparameter, deshalb sind in den Bildern 2.8 bis 2.10 pro Versuchskörper je ein Grundriss und eine Ansicht der Bewehrung dargestellt. Die Bemessung geht aus Kapitel 2.1 hervor und die Ausbildung der konstruktiven Details folgte [PP 92], berücksichtigte aber auch die Baugewohnheiten in der Schweiz:

- Die Vertikalbewehrung war mit einer 180° -Abbiegung im Wandsockel vollständig verankert.
- Der Stoss der Vertikalbewehrung war als üblicher Überlappungsstoss ausgebildet oberhalb des Bereiches, wo plastische Verformungen der Vertikalbewehrung zu erwarten sind.
- Die Vertikalbewehrung wurde nicht nach der Momentenlinie abgestuft, sondern über die Höhe konstant gehalten, um sicherzustellen, dass plastische Verformungen nur im unteren Teil der Wand auftreten können.
- Die Stabilisierungs- bzw. Umschnürungsbewehrung wurde über eine Höhe von 3.4 m ab OK-Wandsockel konstant gehalten.

Die Betonüberdeckung der äussersten Bewehrungslagen betrug 15 mm und wurde mit handelsüblichen Distanzhaltern erzeugt. Die Bewehrungsstäbe waren nur durch Bindedrähte ohne jede Schweissungen verbunden.

Versuchskörper

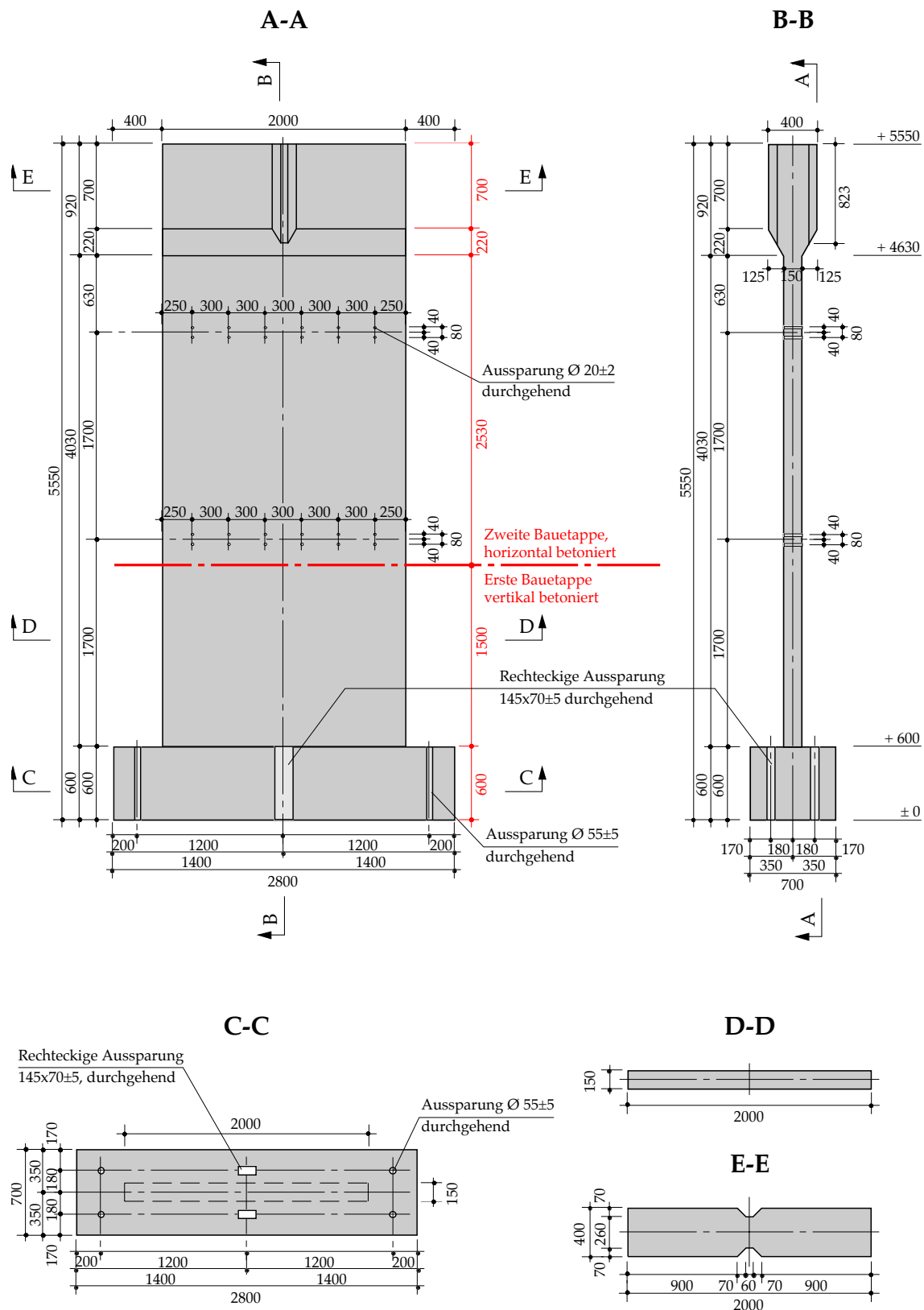


Bild 2.5: Schalungsplan der Versuchskörper. Abmessungen in [mm].

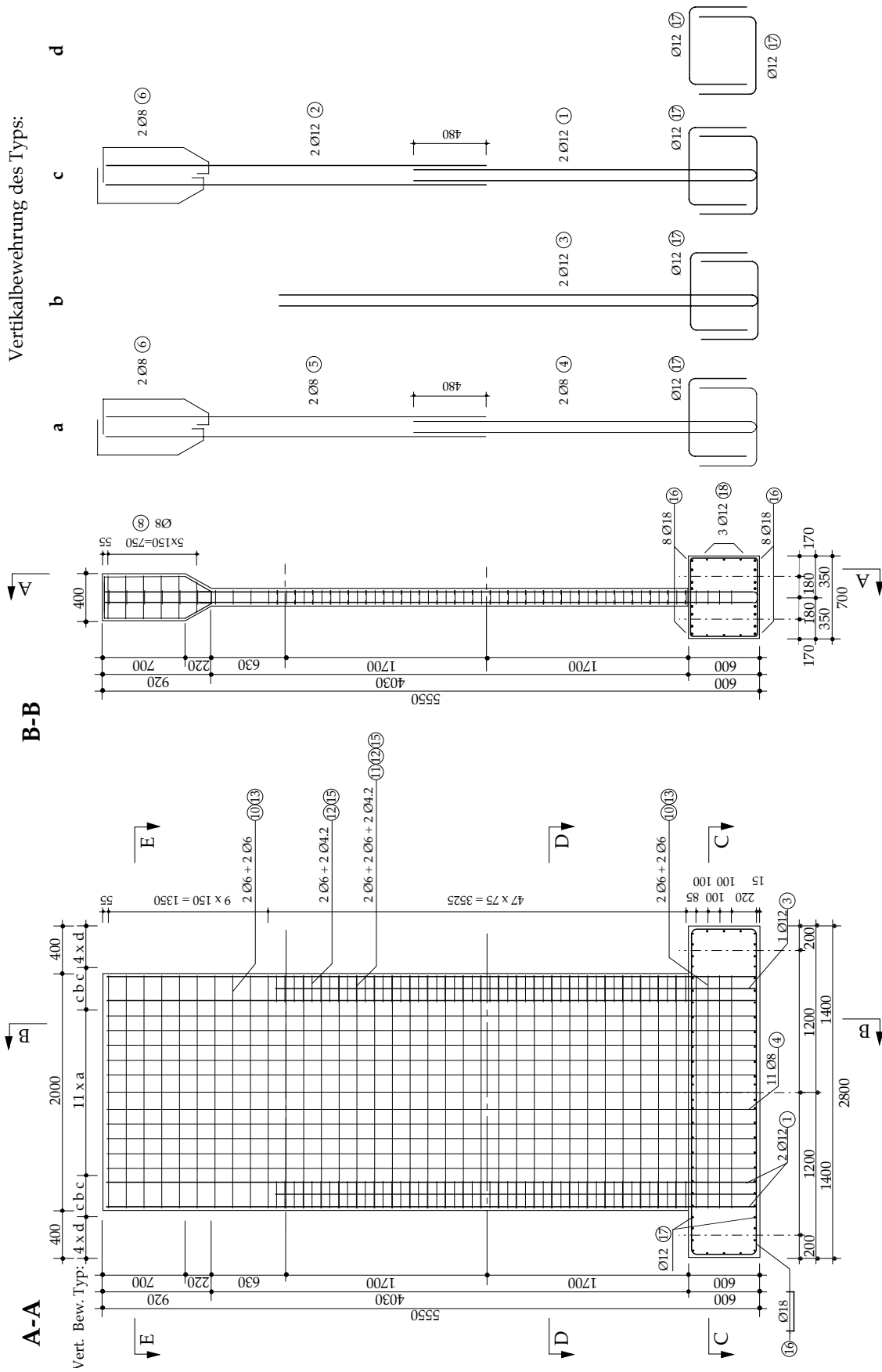


Bild 2.6: Bewehrung des Versuchskörpers WSH3. Abmessungen in [mm].

Versuchskörper

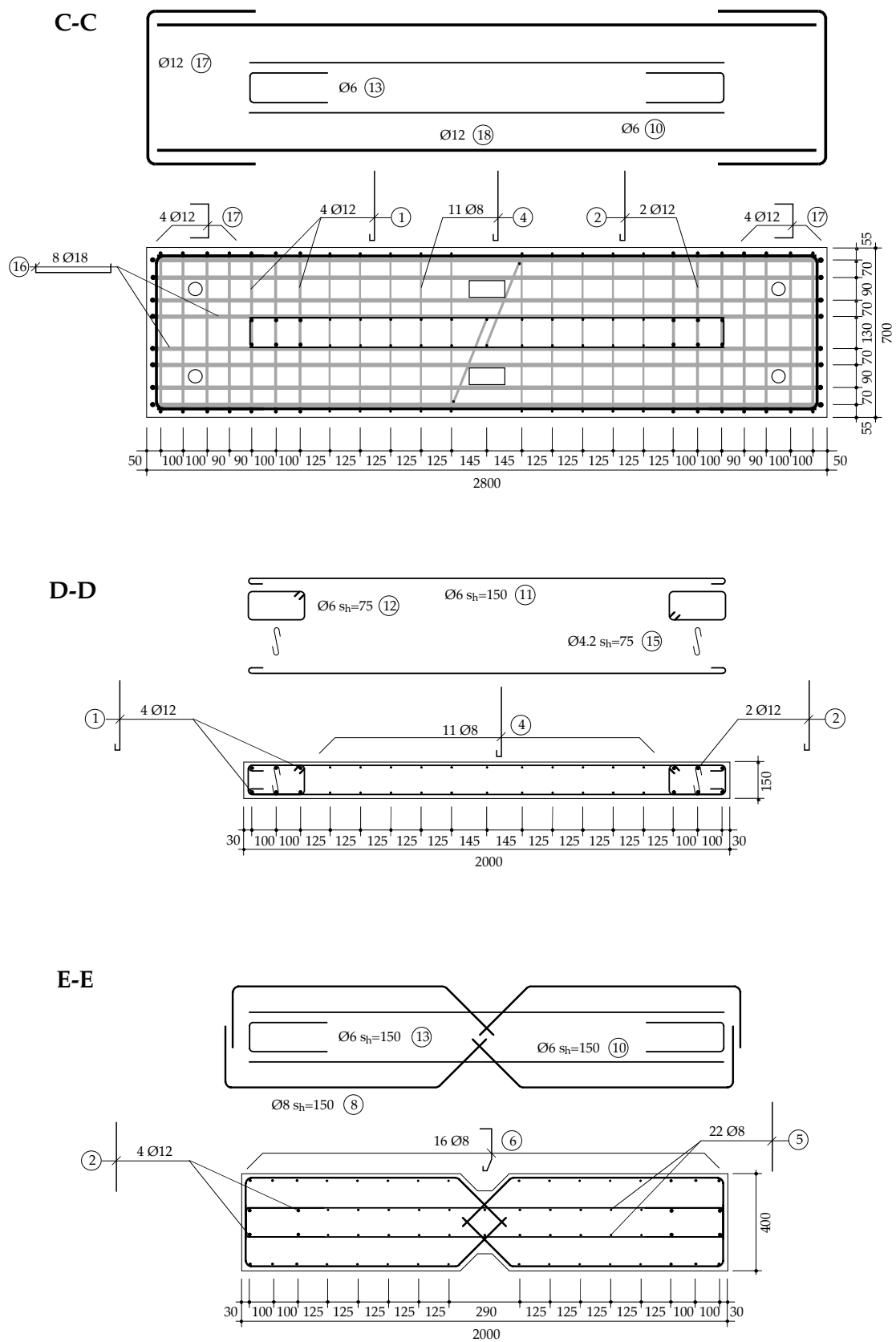
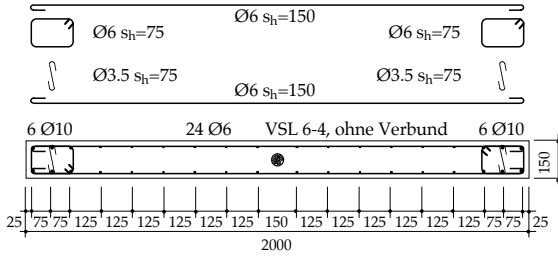
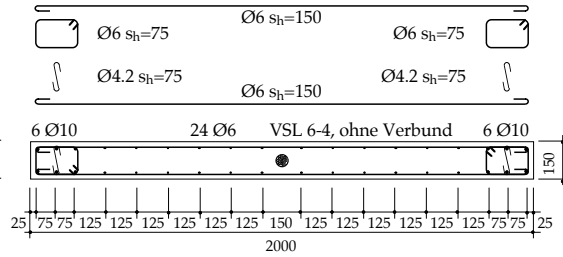


Bild 2.7: Wand WSH3. Schnitte C-C, D-D und E-E, vgl. Bild 2.6. Betonüberdeckung 15 mm. Abmessungen in [mm].

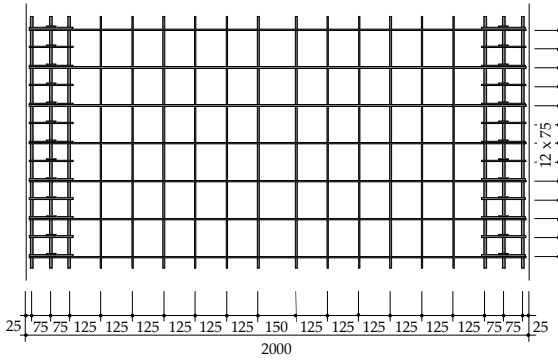
WSH1, Grundriss



WSH2, Grundriss



WSH1, Ansicht



WSH2, Ansicht

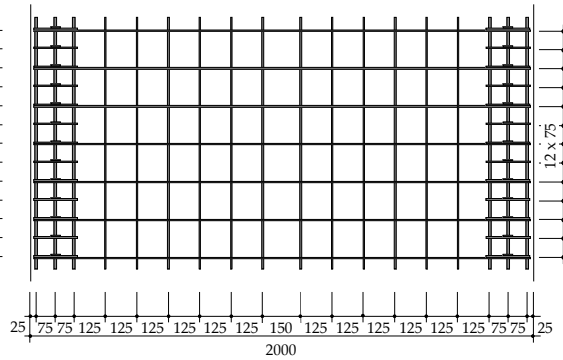
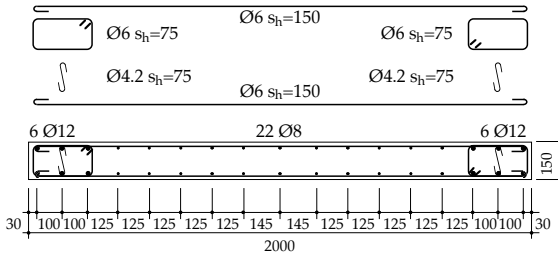
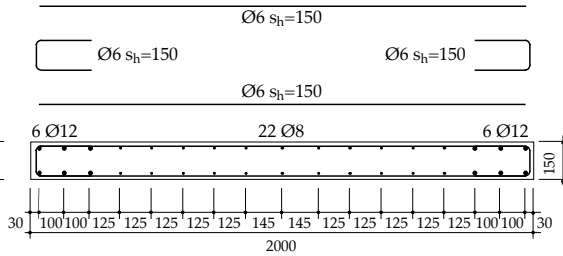


Bild 2.8: Bewehrung im Wandbereich zwischen +600 mm und +4000 mm (Bild 2.5) der Versuchskörper WSH1 (links) und WSH2 (rechts). Abmessungen in [mm].

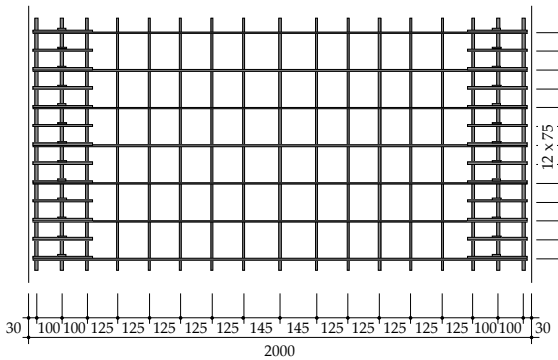
WSH3, Grundriss



WSH4, Grundriss



WSH3, Ansicht



WSH4, Ansicht

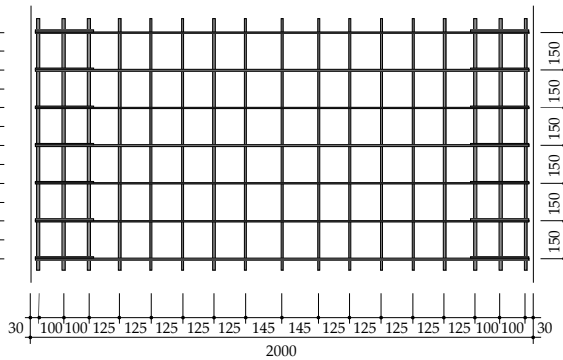


Bild 2.9: Bewehrung im Wandbereich zwischen +600 mm und +4000 mm (Bild 2.5) der Versuchskörper WSH3 (links) und WSH4 (rechts). Abmessungen in [mm].

Versuchskörper

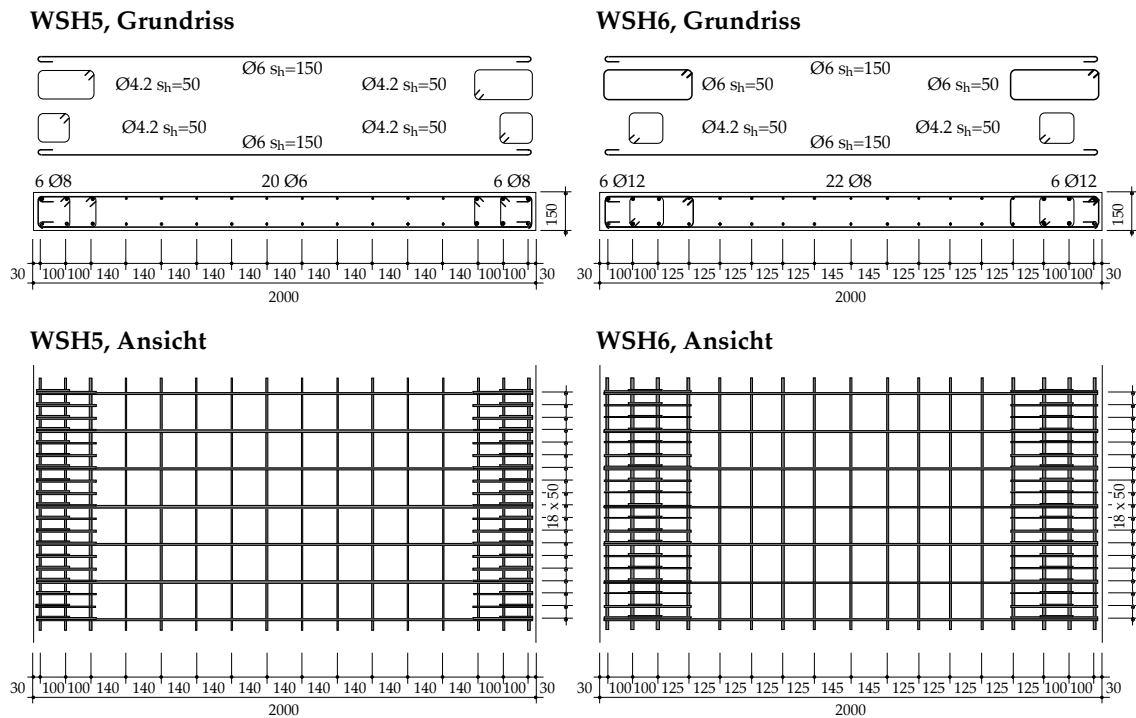


Bild 2.10: Bewehrung im Wandbereich zwischen +600 mm und +4000 mm (Bild 2.5) der Versuchskörper WSH5 (links) und WSH6 (rechts). Abmessungen in [mm].

2.3 Herstellung

Die Versuchskörper wurden in der Betonierhalle der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA) in Dübendorf mit entscheidender Unterstützung durch die Mitarbeiter der Abteilung für Massivbau hergestellt. Jeder Versuchskörper wurde in zwei Etappen hergestellt. In der ersten Etappe wurden der Wandsockel und die Wand bis zu einer Höhe von 1.5 m ab Wandsockel gebaut (Bild 2.11 links) und bei der zweiten das restliche Wandstück und der Wandkopf (Bild 2.11 rechts). Da das Hauptziel der Versuche die Untersuchung des Verhaltens des plastischen Bereichs ist, wurde die erste Etappe des Versuchskörpers vertikal betoniert, um eine wirklichkeitsnahe Schichtung und Verdichtung des Betons zu bekommen. Die zweite Etappe wurde hingegen horizontal betoniert, um den Herstellungsaufwand zu reduzieren. Die Bau Mannschaft bestand aus drei Personen und wurde für Spezialarbeiten (Betonieren, usw.) ad hoc erweitert.

Der Bau der ersten Etappe begann mit dem Flechten des Bewehrungskorbes. Je nach Anzahl und Biegegenauigkeit der Bügel in den Endbereichen der Wand dauerte diese Tätigkeit zwei bis fünf Tage. Bei der Methode der Kapazitätsbemessung wird angenommen, dass die vertikalen Bewehrungsstäbe gegen das lokale Ausknicken durch eine Stabilisierungsbewehrung gesichert werden. Dies ist nur gewährleistet, wenn die dafür vorgesehenen Bügel ohne Spiel an die vertikalen Bewehrungsstäbe gebunden werden können. Oft war es jedoch nötig, die Bügel von Hand nachzurichten, da die Herstellungsgenauigkeit der Bügel ungenügend war.

Bei den Versuchskörpern WSH1 und WSH2 wurde ein Vorspannkabel des Typs VSL 6-4 mit Blechhüllrohr montiert. Nach der Fertigstellung des Bewehrungskorbes wurden die Aussparungen für die Montage der Messgeräte an den Holzschalungen befestigt

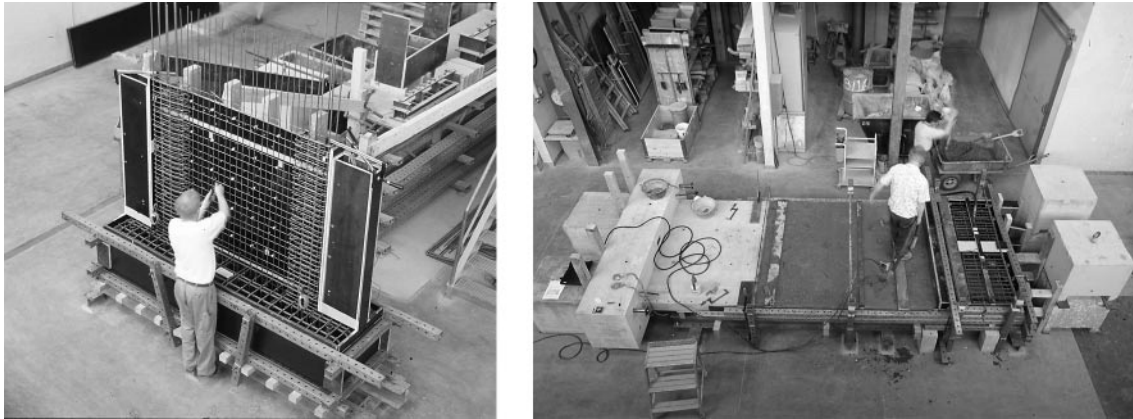


Bild 2.11: Herstellung des Versuchskörpers WSH6 in der EMPA Dübendorf.
Erste Betonieretappe vertikal (links), zweite Betonieretappe horizontal (rechts).

(Kapitel 3.2.3). Anschliessend wurde die Schalung geschlossen. Diese Tätigkeit nahm drei Tage in Anspruch. Die Betonierung der ersten Etappe wurde jeweils an einem Freitag durchgeführt. Es dauerte 4 Stunden bis die 4 Chargen zu je ca. 450 Litern eingebracht und mittels zwei Vibriernadeln $\varnothing 30$ mm und einer Vibriernadel $\varnothing 90$ mm verdichtet waren. Das Ausschalen und die Nachbearbeitung erfolgten am nächsten Montag. Bereits am folgenden Mittwoch war der Beton schon genügend hart, um den Versuchskörper auf die horizontalliegende Wandschalung kippen zu können. Das Flechten des Bewehrungskorbes für die zweite Etappe und die Zuschalungsarbeiten dauerten weitere zwei bis fünf Tage. Das Betonieren (3 Chargen zu je 520 Liter) und die Oberflächenbehandlung der zweiten Etappe dauerte ca. 5 Stunden. Nach einer Woche wurde ein schweres Stahlprofil auf die Wand befestigt, um die Steifigkeit um die schwache Achse für den Transport in die Bauforschungshalle der ETH auf dem Höggerberg zu vergrössern. Dort wurde der Versuchskörper mit zwei Hallenkränen in vertikaler Lage aufgestellt.

Wie in der Tabelle 2.5 ersichtlich, hat die Herstellung der Versuchskörper relativ viel Zeit benötigt, weil sehr hohe Ansprüche an die Toleranzen gestellt wurden. Alle wichtigen Abmessungen in den Schalungs- und Bewehrungsplänen konnten mit einer Genauigkeit von ± 1 mm eingehalten werden.

Versuchskörper	WSH1	WSH2	WSH3	WSH4	WSH5	WSH6
Betonierung 1. Etappe	17.11.95	23.8.96	14.1.97	12.5.97	21.2.97	6.6.97
Betonierung 2. Etappe	28.11.95	30.8.96	28.1.97	23.5.97	28.2.97	13.6.97
Transport an ETH	12.12.95	5.9.96	11.2.97	3.6.97	12.3.97	20.6.97
Versuchsbeginn	11.1.96	26.9.96	21.7.97	18.11.97	18.8.97	7.1.98
Versuchsende	17.1.96	1.10.96	30.7.97	26.11.97	26.8.97	16.1.98
Materialversuche Beton	15.1.96	2.10.96	25.7.97	2.12.97	1.9.97	19.1.98
Materialversuche Vorversuche Stahl	4.1.96	3.8.96	27.11.96	3.2.97 ($\varnothing 6/8$) 11.4.97 ($\varnothing 12$)	3.2.97	3.2.97 ($\varnothing 6/8$) 11.4.97 ($\varnothing 12$)
Materialversuche Hauptversuche Stahl	23.5.96	27.11.96	28.1.98	28.1.98	28.1.98	28.1.98

Tabelle 2.5: Termine der Herstellung und Prüfung der Versuchskörper.

2.4 Materialversuche am Beton

Die Zusammensetzung des Betons ist in der Tabelle 2.6 aufgeführt. Es handelt sich um das gleiche Betonrezept, das schon im Rahmen der Vorversuche verwendet wurde [DWB 95].

Komponente	Korngrösse 0-4 mm [Gewicht %]	Korngrösse 4-8 mm [Gewicht %]	Korngrösse 8-16 mm [Gewicht %]	Sollwerte [kg/m ³]
Kiessand (trocken)	44	24	32	1885
Zement (PC)	-	-	-	350
Wasser (W/Z=0.48)	-	-	-	268
Raumgewicht [kg/m ³]	829	452	604	2403

Tabelle 2.6: Betonrezept.

Aus Erfahrung liefert dieses Rezept auch ohne Zusatzmittel einen Beton mit plastischer Konsistenz, der sich trotz engmaschigen Bewehrungen gut einbringen und verarbeiten lässt. Die zu erwartende Würfeldruckfestigkeit f_{cw} nach 28 Tagen liegt im Bereich von 50 MPa. Die Zuschlagstoffe wiesen ein Grosskorn von 16 mm auf und wurden vor dem Gebrauch luftgetrocknet, so dass der angestrebte W/Z-Wert allein mit der Kontrolle der Anmachwassermenge mit genügender Genauigkeit eingehalten werden konnte. Die Betonanlage konnte maximal 550 l pro Charge liefern. Für die Betonierung der ersten Etappe jedes Versuchskörpers waren 1780 l erforderlich. Dies entsprach 4 Chargen (3x420 l + 1x520 l). Die unterschiedliche Grössen der Chargen wurden so festgelegt, dass der Wandbereich ausschliesslich mit der letzten Charge betoniert werden konnte. Für die zweite Etappe wurden 1560 l in 3 Chargen (1x500 l + 2x530 l) benötigt. Während der Betonierung wurden Frischbetonkontrollen durchgeführt, deren Resultate in der Tabelle 2.7 aufgelistet sind. Bevor eine Charge eingebracht wurde, wurde zuerst die Frischbetonrohddichte mit dem 8 l-Luftporentopf bestimmt, um grobe Fehler bei der Zusammenstellung der Charge ausschliessen zu können.

Versuch	WSH1		WSH2		WSH3		WSH4		WSH5		WSH6	
	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7
Charge												
Rohddichte $\rho_{c,frisch}$ [kg/m ³]	-	-	2406 ±6	2390 ±4	2397 ±14	2395 ±8	2400 ±15	2405 ±18	2401 ±19	2408 ±6	2399 ±10	2418 ±6
Verdichtungsmass nach Walz	1.20	1.13	1.17	1.18	1.19	1.20	1.14	1.19	1.17	1.22	1.21	1.13
Ausbreitmass [cm]	30	35	38	37	37	39	41	36	38	36	42	38

Tabelle 2.7: Eigenschaften des Frischbetons (Mittelwert und Standardabweichung).

Zur Ermittlung der Festigkeitswerte und des Elastizitätsmoduls wurden bei jedem Versuchskörper 15 Würfel (Kantenlänge 200 mm) und 8 Zylinder (Ø 150 mm, h=300 mm) hergestellt. Nicht alle diese Prüfkörper konnten erfolgreich getestet werden. Die genaue Anzahl und Aufteilung der Prüfkörper zwischen den verschiedenen Betonchargen ist in der Tabelle 2.8 ersichtlich. Die Prüfkörper wurden mit genauen Stahlschalungen hergestellt und mit einer Vibriernadel Ø 30 mm verdichtet. Dies erklärt möglicherweise, warum die Bruchstauchung und das Verhältnis der Zylinder- zur Würfeldruckfestigkeit eher klein sind. Ein weiterer Grund für das kleine Festigkeitsverhältnis ist die geringere Belastungs- bzw. Dehngeschwindigkeit bei der Prüfung der Zylinder verglichen mit

derjenigen bei den Würfeln. Die mechanischen Kennwerte des Betons sind in der Tabelle 2.8 zusammengefasst.

Versuch	WSH1		WSH2		WSH3		WSH4		WSH5		WSH6	
	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7	1-4	5-7
Charge												
Anzahl Würfel	6	6	7	6	9	6	9	6	9	6	9	6
Anzahl Zylinder	5	3	3	1	5	3	5	3	4	3	5	3
Alter [d]	59	48	40	33	192	178	203	193	192	185	227	216
Rohdichte ρ_c [kg/m ³]	2397 ±28	2399 ±22	2421 ±23	2408 ±26	2381 ±18	2373 ±15	2378 ±15	2388 ±28	2404 ±19	2402 ±18	2383 ±22	2384 ±8
Würfeldruckfestigkeit f_{cw} [MPa]	55.3 ±1.8	55.0 ±1.0	55.0 ±2.1	52.3 ±1.9	56.8 ±1.6	53.4 ±1.0	58.8 ±1.7	61.7 ±0.9	56.0 ±2.3	54.7 ±2.6	59.2 ±2.9	57.3 ±1.0
Zylinderdruckfestigkeit f'_c [MPa]	45.0 ±2.1	46.0 ±0.5	40.5 ±2.8	39.2 -	39.2 ±2.1	39.6 ±2.2	40.9 ±1.8	44.8 ±1.1	38.3 ±1.4	38.6 ±0.5	45.6 ±0.3	44.7 ±1.2
Bruchstauchung ϵ'_{cu} [‰]	1.96 ±0.03	2.10 ±0.17	1.86 ±0.39	1.67 -	1.81 ±0.20	2.04 ±0.26	1.80 ±0.40	1.88 ±0.10	1.68 ±0.18	1.72 ±0.06	1.99 ±0.18	2.02 ±0.13
Elastizitätsmodul E_c [GPa]	44.4 ±5.1	41.4 ±5.5	37.1 ±0.1	38.6 -	35.2 ±1.5	36.2 ±3.8	38.5 ±2.0	39.7 ±1.4	36.1 ±1.5	35.0 ±1.8	36.9 ±0.7	38.0 ±0.3

Tabelle 2.8: Mechanische Kennwerte des Betons (Mittelwert und Standardabweichung).

Die Rohdichte ρ_c und die Würfeldruckfestigkeit f_{cw} wurden aus den Würfelversuchen bestimmt. Die Prüfung erfolgte kraftgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma}_c = 0.6$ MPa/s. Die Zylinderdruckfestigkeit f'_c , die Bruchstauchung ϵ'_{cu} und der Elastizitätsmodul E_c wurden aus den Zylinderversuchen bestimmt. Die Prüfung erfolgte weggesteuert mit einer Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_c = 3.3 \cdot 10^{-3}$ ‰/s, die bei einer Prüflänge von 300 mm einer Geschwindigkeit von 0.001 mm/s entspricht. Die Stauchungen wurden als Mittelwert aus den Messwerten von 3 Weggeber (Typ HBM W5K, Auflösungsvermögen 1 μ m) mit einer Basislänge von 100 mm, die an den Drittelpunkten über den Umfang des Prüfkörpers geklebt waren. Die gemessenen Spannungs-Stauchungs-Diagramme sind in Bild 2.12 dargestellt.

Der Elastizitätsmodul E_c des Betons wurde gemäss [SIA 162/1] als Sekantenmodul beim ersten Wiederbelastungszyklus zwischen einer Unterspannung von 0.5 MPa und einer Oberspannung von ca. einem Drittel der Druckfestigkeit des jeweiligen Prüfkörpers bestimmt.

2.5 Materialversuche am Bewehrungsstahl

Im Rahmen der Materialversuche am Bewehrungsstahl wurden pro Wand nur die Bewehrungsstäbe geprüft, die das Wandverhalten massgeblich beeinflussen, nämlich die Stäbe $\varnothing 3.5$ und $\varnothing 4.2$ der Stabilisierungs- bzw. Umschnürungsbewehrung, die Stäbe $\varnothing 6$ der horizontalen Stegbewehrung und die Stäbe $\varnothing 6$, $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ und $\varnothing 12$ der vertikalen Wandbewehrung.

Bei der Durchführung dieser Versuche konnten zwei wichtige Erkenntnisse in Bezug auf die mechanischen Eigenschaften von Bewehrungsstählen gewonnen werden:

- 1) **Gewisse Bewehrungsstähle, die zwar die Anforderungen nach [SIA 162] und [SIA 162/1] erfüllen, weisen ungenügende Duktilitätseigenschaften auf, d.h. ein ungenügendes Verformungs- und Verfestigungsvermögen.** Die Duktilitätseigenschaften (Verfestigungsverhältnis R_m/R_p und Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt})

Versuchskörper

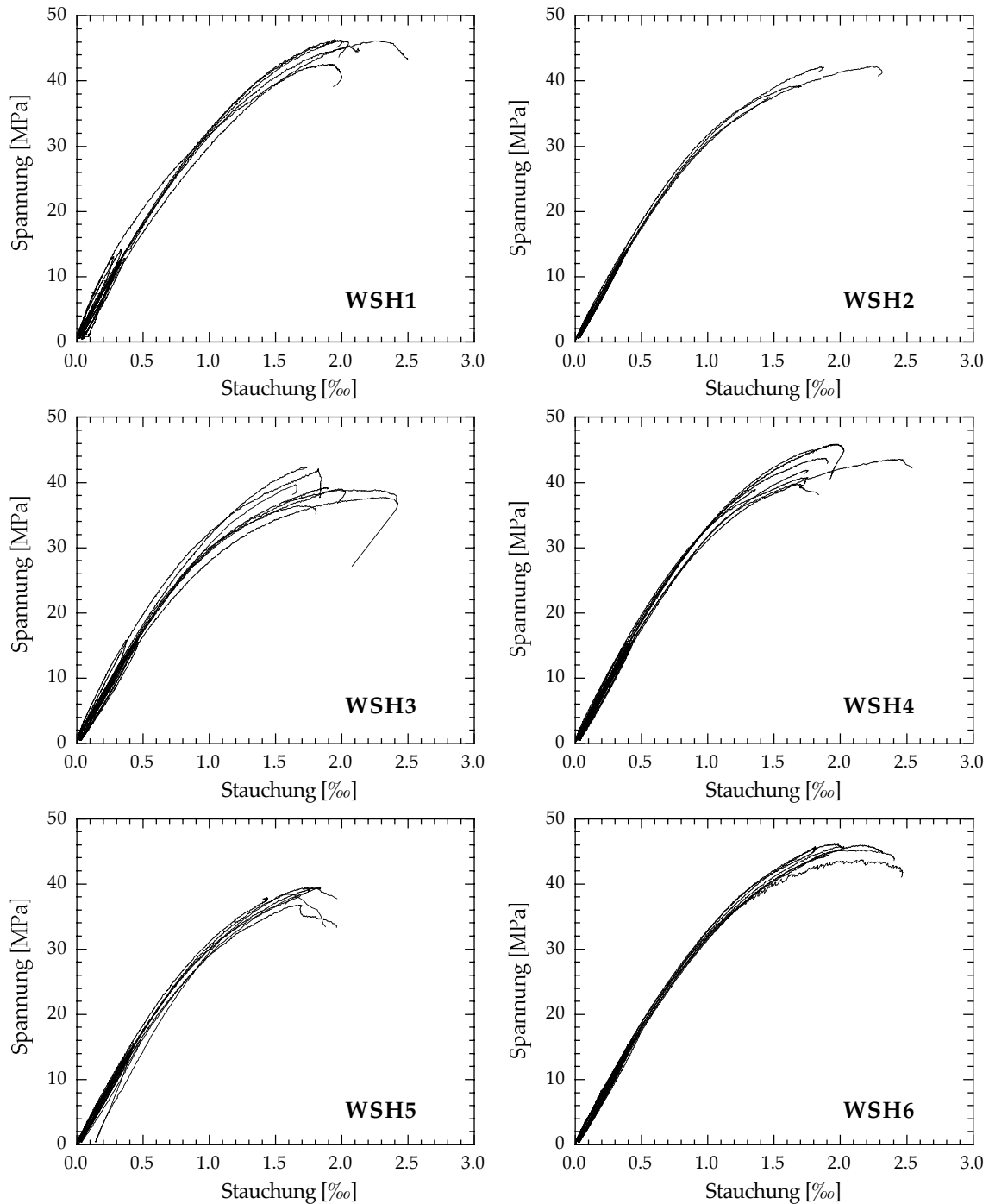


Bild 2.12: Spannungs-Stauchungs-Diagramme des Betons.

sind die entscheidende Kenngrößen des Bewehrungsstahls im Hinblick auf das plastische Verformungsverhalten, d.h. der Duktilität, der Bauteile. Bei der Wand WSH1 wurden handelsübliche gerippte Bewehrungsstähle verwendet, die zu einem ungenügenden Verformungsvermögen des Versuchskörpers geführt haben. Bei allen anderen Wänden wurden besondere Bewehrungsstähle verwendet, nämlich:

- i) Je eine Rolle von Bewehrungsstahl $\varnothing 4.2$ und $\varnothing 6$ wurde speziell wärmebehandelt, um die Zugfestigkeit zu reduzieren und die Gesamtdehnung bei Höchstkraft zu erhöhen. Der Bewehrungsstahl wurde während 8 Stunden bei 580°C ge-

glüht (am 31.5.96) und anschliessend kurz vor der Prüfkörperherstellung auf einem Rollenrichtapparat rotierend gerichtet.

- ii) Für die Stäbe $\varnothing 8$, $\varnothing 10$ und $\varnothing 12$ wurde erst Bewehrungsstahl des Typs Topar-R 500S (Ringmaterial, warmgewalzt) verwendet, der aus einem speziell ausgesuchten Herstellungslos pro Wand stammte. Durch eine weitgehende Vorprüfung der Stahleigenschaften (Tabelle 2.9) konnte sichergestellt werden, dass bei den Wänden WSH2 bis WSH6 nur Bewehrungsstahl mit ausreichenden Duktilitätseigenschaften verwendet wurde.

- 2) **Bewehrungsstähle sind einem Alterungsprozess unterworfen, bei welchem tendenziell die Fließgrenze grösser und die Gesamtdehnung bei Höchstkraft kleiner werden und die Zugfestigkeit konstant bleibt (Tabelle 2.9).** Da die gesamte Dauer der sechs Wandversuche zwei Jahre in Anspruch nahm, war es infolge dieses Alterungsprozess nicht möglich, für alle Prüfkörper gleiche mechanische Eigenschaften der Bewehrungsstäbe sicherzustellen. Durch die Verwendung von Bewehrungsstahl aus ausgewählten Herstellungslosen für jeden Versuchskörper konnten die Unterschiede in den mechanischen Eigenschaften klein gehalten werden.

Die Versuche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Bewehrungsstäben sind zwar genormt, gewisse Grössen sind jedoch nicht eindeutig definiert. In Abhängigkeit der getroffenen Annahmen können markante Unterschiede in den Resultaten, v.a. was die Verformungskennwerte anbelangt, festgestellt werden. Aus diesem Grunde werden die durchgeführten Materialversuche am Bewehrungsstahl im folgenden Kapitel ausführlich beschrieben.

2.5.1 Versuchsdurchführung

Die Materialversuche wurden gemäss [ISO 6892] und [SIA 162/1] durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe wurden unter Berücksichtigung von [SIA 162/1] 5.01 ausgewählt. Sie wurden in Längen von $L_t=1020\pm 25$ mm geschnitten, und der effektive Querschnitt wurde über eine Wägung der Probestücke gemäss [SIA 162/1] 5.02 bestimmt. Die Bewehrungsstäbe wurden gemäss [ISO 6892] Annex G mit Strichmarken im Abstand 10 mm markiert.

Die Stäbe wurden in eine Universalprüfmaschine Schenk ± 480 kN eingebaut. Die freie Prüflänge wurde auf $L_c=750$ mm festgelegt und bei allen Stabdurchmessern konstant gehalten. Ungefähr in der Mitte der freien Prüflänge wurde ein Feindehnungsmessgerät (Extensometer, Typ MFI-40, mit eingebautem Wegaufnehmer Typ HBM W20K, Auflösungsvermögen 2 μ m) mit einer Basis von $L_{e,300}=300$ mm angebracht.

Die Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, die Belastungsgeschichte ist in Bild 2.13 ersichtlich und bestand aus folgenden Schritten:

- Bei Punkt 1 sind Kolbenweg, Kolbenkraft und Extensometerweg gleich Null. Anschliessend wird die Probe bis 2 mit einer Geschwindigkeit belastet, die einem Spannungszuwachs von ca. $\dot{\sigma}_s=10$ MPa/s entspricht.
- Bei 2 beträgt die Feindehnung $\epsilon_{e,300}=0.5\%$. Anschliessend wird der Kolbenweg während 120 Sekunden konstant gehalten ([SIA 162/1] 5.03.37), die Kolbenkraft sinkt bis 3. Anschliessend wird weiterbelastet bis eine Feindehnung von ca. $\epsilon_{e,300}=0.7\%$ erreicht wird (4).
- Bei 4 wird die Probe bis auf ca. 10% der vorhandenen Kraft entlastet ([ISO 6892] 12) (5) und wiederbelastet (6).

Versuchskörper

- Bei 6 wird eine neue Geschwindigkeit eingestellt, bei der eine Dehnungszunahme von $\dot{\epsilon}_s = 2\%$ pro Minute entsteht. Anschliessend wird die Probe bis zum Bruch (7) weiterbelastet.

Die Angaben zur Festlegung der Belastungsgeschwindigkeit stammen aus [SIA 162/1] 5.03.33 und liegen innerhalb der von [ISO 6892] 10.1 festgelegten Grenzen.

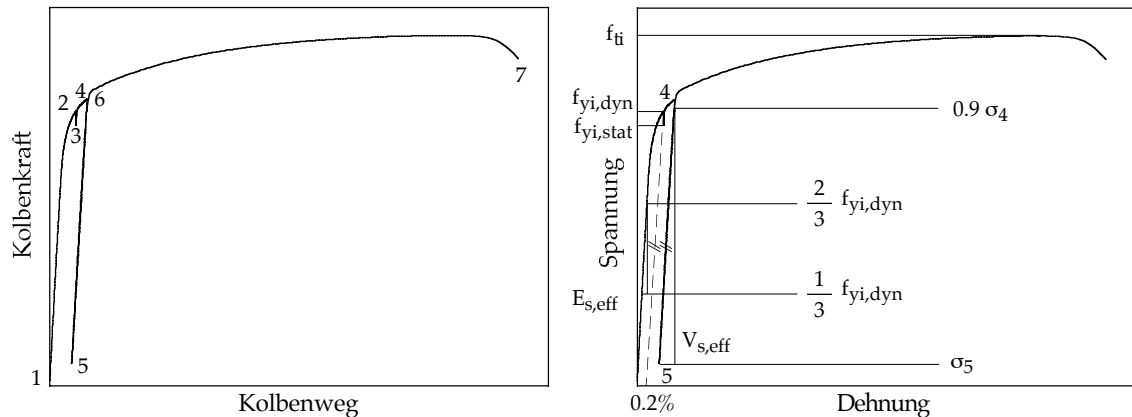


Bild 2.13: Materialversuche am Bewehrungsstahl. Belastungsgeschichte (links).
Bezeichnungen nach [SIA 162] und [SIA 162/1] (rechts).

2.5.2 Bezeichnungen

Die Resultate der Materialversuche wurden zu Vergleichszwecken sowohl gemäss [SIA 162/1] als auch gemäss [ISO 6892] ausgewertet. Die Bezeichnungen, die in den Normen Eurocode 2 und 8 verwendet werden, entsprechen jenen von [ISO 6892].

Bezeichnungen nach den Normen SIA 162 und 162/1

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Bezeichnungen ist in Bild 2.13 rechts ersichtlich.

- $f_{yi,dyn}$ Dynamische Fließgrenze. In unserem Fall als 0.2%-Dehngrenze bestimmt. Wird mit der **effektiven** Querschnittsfläche berechnet.
- $f_{yi,stat}$ Statische Fließgrenze. Nach einer Relaxationsphase nach Erreichen von $f_{yi,dyn}$ bestimmt. Wird mit der **effektiven** Querschnittsfläche berechnet.
- f_{ti} Zugfestigkeit. Wird mit der **effektiven** Querschnittsfläche berechnet.
- ϵ_5 Dehnung nach Bruch als Verlängerung über der Bruchstelle (Einschnürungszone) gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=5\emptyset$. Handmessung mit Schublehre.
- ϵ_{10} Dehnung nach Bruch als Verlängerung über der Bruchstelle (Einschnürungszone) gegenüber der ursprünglichen Länge $L_{0,10\emptyset}=10\emptyset$. Handmessung mit Schublehre.
- ϵ_g Gleichmassdehnung (bleibende Verlängerung ausserhalb der Einschnürungszone) aus den Bruchdehnungen $\epsilon_g = 2 \cdot \epsilon_{10} - \epsilon_5$ berechnet.

- $E_{s,eff}$ Elastizitätsmodul. Wird mit der **effektiven** Querschnittsfläche berechnet.
 $V_{s,eff}$ Wiederbelastungsmodul. Wird mit der **effektiven** Querschnittsfläche berechnet.

Bezeichnungen nach den Normen EC2 und EC8

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Bezeichnungen ist in Bild 2.14 links ersichtlich.

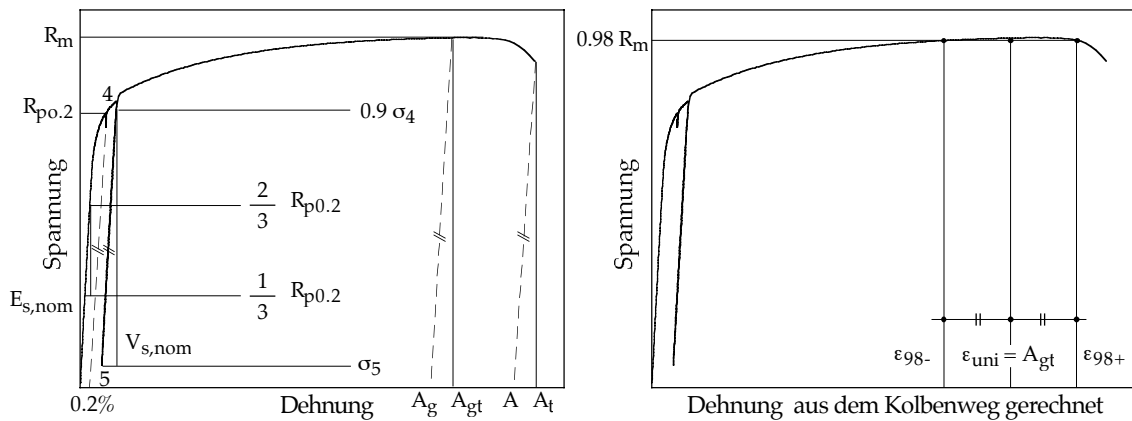


Bild 2.14: Materialversuche am Bewehrungsstahl. Bezeichnungen nach [ISO 6892] (links). Bestimmung der Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} nach [Ril 90] (rechts).

- $R_{p0.2}$ "Proof stress at 0.2% non-proportional elongation". Entspricht der 0.2%-Dehngrenze und wird mit der **nominellen** Querschnittsfläche berechnet.
 $R_{t0.5}$ "Proof stress at 0.5% total elongation". Wird mit der **nominellen** Querschnittsfläche berechnet.
 R_m "Tensile strength". Entspricht der Zugfestigkeit und wird mit der **nominellen** Querschnittsfläche berechnet.
 A_{gt} "Percentage total elongation at maximum force". Entspricht der Gesamtdehnung bei Höchstkraft.
 A_g "Percentage non-proportional elongation at maximum force". Entspricht der bleibenden Dehnung bei Höchstkraft. Es gilt:

$$A_g = A_{gt} - \frac{R_m}{E_s} \approx \epsilon_g \quad (2.5)$$

Gemäss Definition sollte dies der Gleichmassdehnung ϵ_g entsprechen.

- A "Percentage elongation after fracture". Verlängerung über die Bruchstelle (Einschnürungszone) gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=5\phi$. Handmessung mit Schublehre. Entspricht ϵ_5 .
 $E_{s,nom}$ Elastizitätsmodul. Wird mit der **nominellen** Querschnittsfläche berechnet.
 $V_{s,nom}$ Wiederbelastungsmodul. Wird mit der **nominellen** Querschnittsfläche berechnet.

2.5.3 Auswertung

In der Folge wird erklärt, wie die mechanischen Kennwerte, die in der Literatur nicht eindeutig definiert sind, in diesem Fall berechnet worden sind. Die getroffenen Konventionen sind zusätzlich in den Bildern 2.13 und 2.14 graphisch dargestellt.

- Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt}
 A_{gt} wurde aus dem gemessenen Kolbenweg unter Berücksichtigung einer Basislänge $L_e = L_c = 750$ mm zurückgerechnet. Es war nicht möglich, A_{gt} aus der Feindehnungsmessung zu bestimmen, weil bei zu wenigen Stäben der Einschnürungsbereich innerhalb der Messlänge lag [Rus 93]. A_{gt} wurde nach Gleichung (2.6) mit den Grössen gemäss Bild 2.14 bestimmt [Ril 90]:

$$A_{gt} = \varepsilon_{uni} = \frac{\varepsilon_{98+} + \varepsilon_{98-}}{2} \quad (2.6)$$

- Wiederbelastungsmodul V_s
 V_s wurde aus dem Spannungs-Feindehnungs-Diagramm bestimmt. Die untere Spannung wurde beim Umkehrpunkt zwischen Entlastung und Wiederbelastung (5) angenommen. Die obere Spannung wurde bei 90% der maximalen Spannung, die vor der Entlastung erreicht wurde (4), festgelegt. Die zugehörige Feindehnung wurde als Mittelwert zwischen der Entlastungs- und Wiederbelastungskurve angenommen.
- Dynamische Fließgrenze $f_{yi,dyn}$ bzw. $R_{p0.2}$
Bei keinem der geprüften Stäbe war ein Fließplateau vorhanden. Aus diesem Grund wurden sowohl $f_{yi,dyn}$ als auch $R_{p0.2}$ als 0.2%-Dehngrenze bestimmt. Zur Festlegung der 0.2%-Dehngrenze wurde in Anlehnung an [ISO 6892] $V_{s,eff}$ bzw. $V_{s,nom}$ anstelle von $E_{s,eff}$ bzw. $E_{s,nom}$ verwendet.
- Statische Fließgrenze $f_{yi,stat}$
 $f_{yi,stat}$ wurde mit Gleichung (2.7) bestimmt, wobei $\Delta\sigma_{2,3}$ der Spannungsdifferenz entspricht, die zwischen dem Anhalten des Prüfvorganges (2) und dem Anfang des Weiterbelastens (3) gemessen wurde. Diese Umrechnung ist notwendig, weil der Prüfvorgang nie genau bei $f_{yi,dyn}$ angehalten werden konnte.

$$f_{yi,stat} = f_{yi,dyn} - \Delta\sigma_{2,3} \quad (2.7)$$

- Elastizitätsmodul E_s
 E_s wurde durch lineare Interpolation der Messwerte zwischen $\frac{1}{3} f_y$ und $\frac{2}{3} f_y$ (dynamische Fließgrenze) aus dem Spannungs-Feindehnungs-Diagramm bestimmt.

2.5.4 Resultate

Die Resultate der Materialversuche am Bewehrungsstahl sind in der Tabelle 2.9 zusammengefasst. In den Bildern 2.16 bis 2.21 werden zusätzlich pro Durchmesser typische Last-Verformungs-Diagramme dargestellt. Die Sterne (*) in den Darstellungen kennzeichnen diejenigen Stäbe, bei denen die Einschnürung innerhalb des Messbereiches der Feindehnungsmessung lag.

Die Resultate der Materialversuche am Bewehrungsstahl lassen sich in folgenden Punkten zusammenfassen:

- Alle geprüften Bewehrungsstäbe (Ausnahme $\varnothing 3.5$) erfüllen die Anforderungen bezüglich der Bruchdehnung $\epsilon_5 \geq 14\%$ nach [SIA 162] und [SIA 162/1] (Zum Vergleich sind in Bild 2.15 auch die in [EC 8] für mittlere Duktilität der Bauwerke vorgeschlagenen Werte $A_{gt}=6\%$ und $R_m/R_p=1.15$ eingetragen).
- Die Gleichmassdehnung ϵ_g ist immer deutlich grösser als die bleibende Dehnung bei Höchstkraft A_g . Dies beruht vermutlich darauf, dass entlang des Bewehrungsstabes Dehnungskonzentrationen auftreten, bevor die Höchstzugkraft erreicht wird. Aus diesem Grunde ist die Gleichmassdehnung stark abhängig von der betrachteten Basislänge. Die genaue Festlegung der Basislänge in Prüfnormen hat deshalb eine entscheidende Bedeutung auf die Grösse des Messwertes.
- In einigen Fällen sind markante Unterschiede zwischen den Resultaten der Vor- und Nachprüfungen feststellbar. Um diesen Alterungsprozess bei der Nachrechnung der Versuche an den Stahlbetontragwänden berücksichtigen zu können, werden soweit vorhanden die Werte der Vor- und Nachprüfung angegeben. Das Datum der Materialversuche ist in der Tabelle 2.5 ersichtlich.

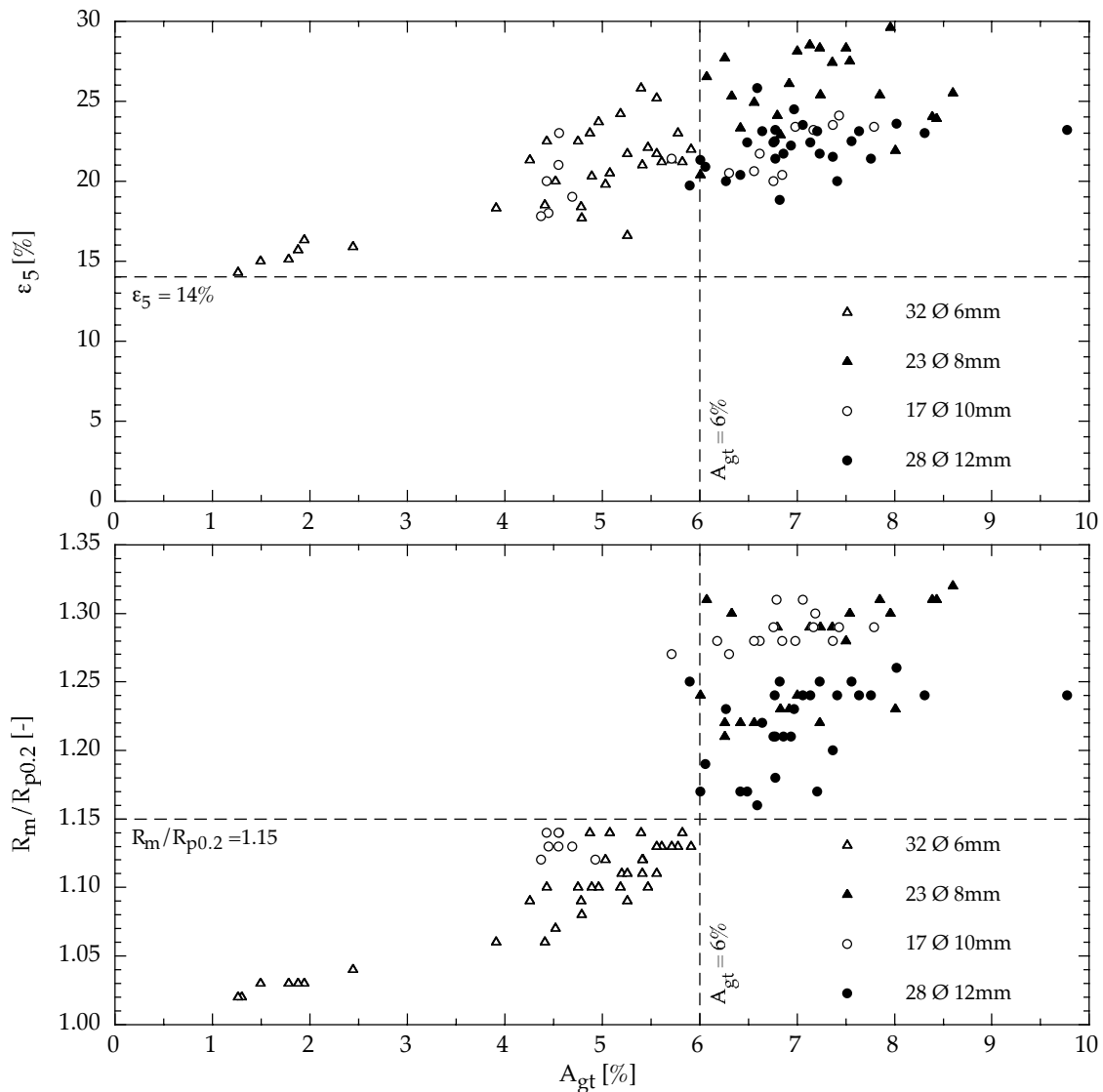


Bild 2.15: Dehnung nach Bruch ϵ_5 (oben) und Verfestigungsverhältnis $R_m/R_{p0.2}$ (unten) in Funktion der Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} aus den Materialversuchen am Bewehrungsstahl.

Versuchskörper

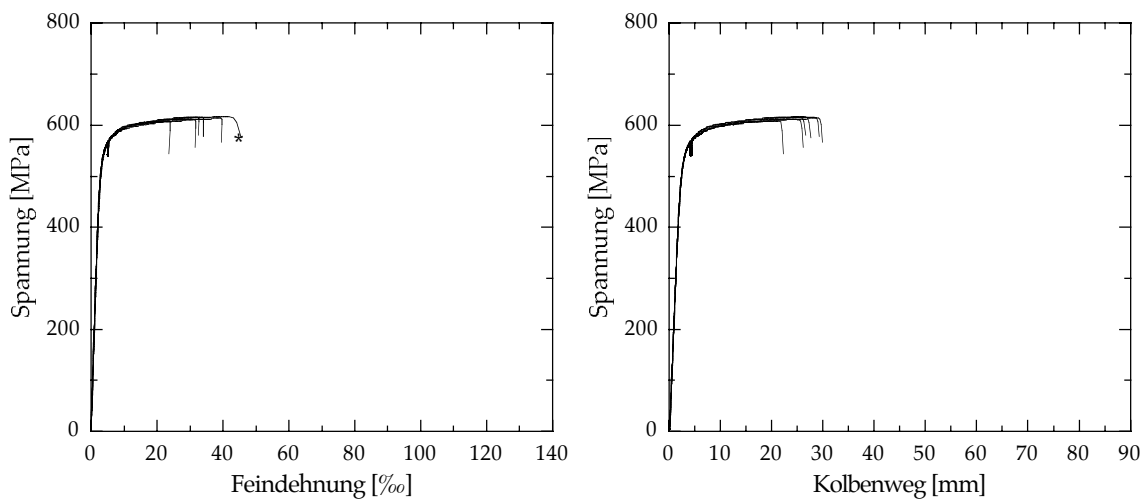


Bild 2.16: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls Ø4.2 mm, Wand WSH3, Nachprüfung.

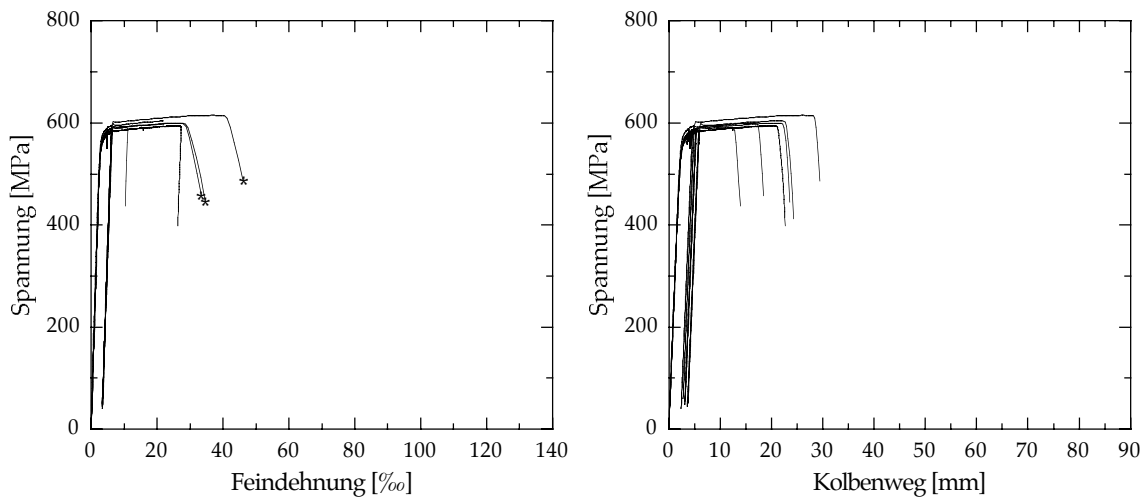


Bild 2.17: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls Ø6 mm, Wand WSH1, Nachprüfung.

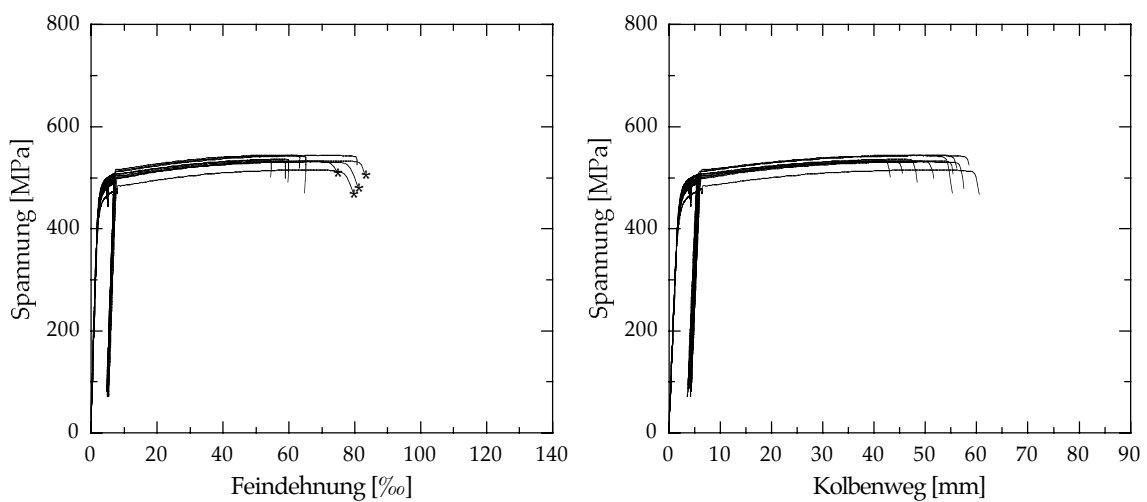


Bild 2.18: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls Ø6 mm, Wand WSH2, Nachprüfung.

Materialversuche am Bewehrungsstahl

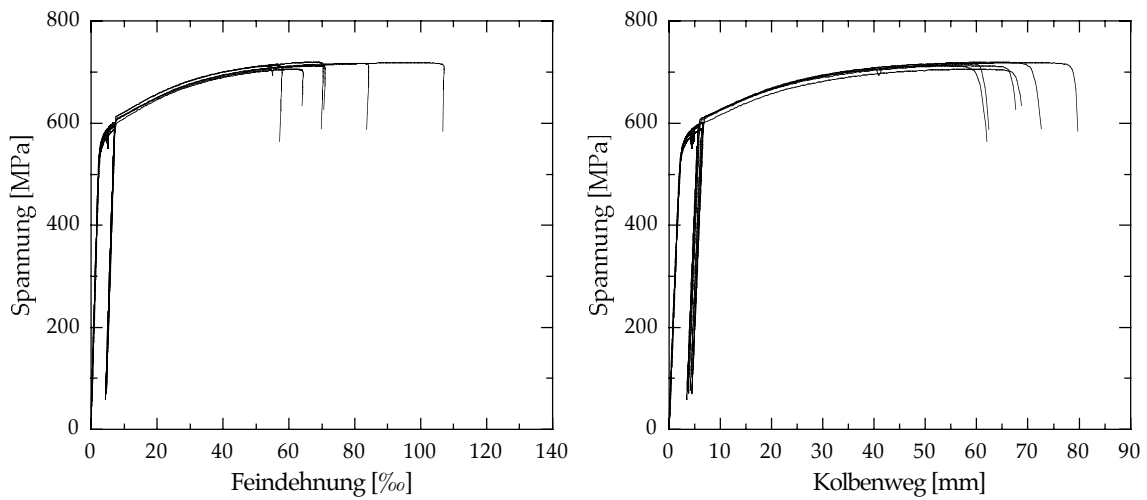


Bild 2.19: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls $\text{\O}8$ mm, Wand WSH4-6, Nachprüfung.

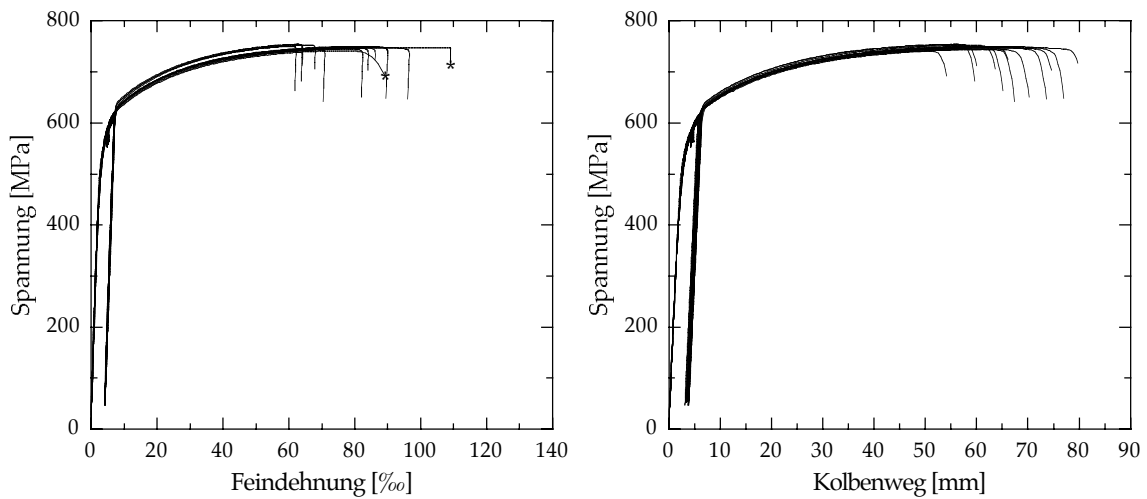


Bild 2.20: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls $\text{\O}10$ mm, Wand WSH2, Nachprüfung.

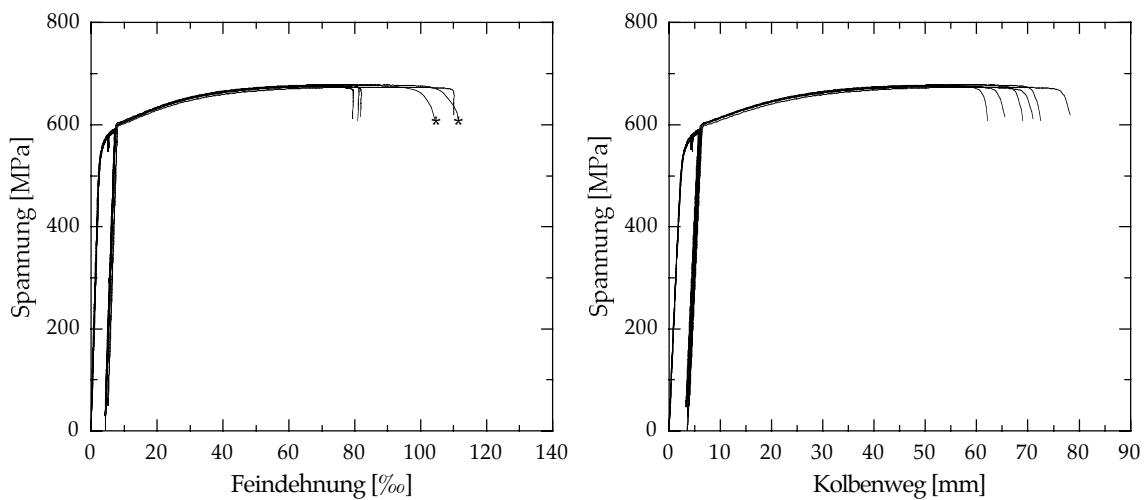


Bild 2.21: Last-Verformungs-Diagramme des Bewehrungsstahls $\text{\O}12$ mm, Wand WSH4-6, Nachprüfung.

Versuchskörper

\varnothing_{nom} [mm]	\varnothing_{eff} [mm]	$R_{p0.2}$ [MPa]	R_m [MPa]	$R_m / R_{p0.2}$	A_{gt} [%]	$E_{s,nom}$ [GPa]	$V_{s,nom}$ [GPa]	$f_{yi,dyn}$ [MPa]	$f_{yi,stat}$ [MPa]	f_{ti} [MPa]	$A = \varepsilon_5$ [%]	ε_g [%]	$E_{s,eff}$ [GPa]	$V_{s,eff}$ [GPa]
Wand WSH1, Vorprüfung														
10	-	547.1	614.6	1.12	4.74	209.7	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	615.8	629.9	1.02	1.30	201.9	-	-	-	-	-	-	-	-
Wand WSH1, Nachprüfung														
10 6 Stk.	10.10 ± 0.03	547.3 ± 6.1	619.9 ± 7.1	1.13 ± 0.01	4.51 ± 0.11	210.2 ± 2.2	191.1 ± 1.4	536.2 ± 5.4	515.4 ± 4.7	607.3 ± 5.4	19.8 ± 2.0	7.6 ± 1.1	205.9 ± 1.4	187.2 ± 1.0
6 6 Stk.	5.96 ± 0.01	583.6 ± 5.0	600.7 ± 8.2	1.03 ± 0.01	1.80 ± 0.41	205.6 ± 1.5	191.6 ± 1.4	590.7 ± 5.1	563.9 ± 6.1	608.0 ± 7.7	15.4 ± 0.7	3.4 ± 0.9	208.1 ± 1.8	194.0 ± 1.4
3.5 3 Stk.	3.49 ± 0.01	655.9 ± 29.7	666.2 ± 28.0	1.02 ± 0.00	0.64 ± 0.05	214.6 ± 1.1	201.9 ± 0.8	659.8 ± 28.5	624.9 ± 27.8	670.2 ± 26.6	8.9 ± 1.3	1.0 ± 0.6	215.9 ± 1.4	203.2 ± 0.7
Wand WSH2, Vorprüfung														
10 3 Stk.	-	574.6 ± 1.8	749.1 ± 2.9	1.30 ± 0.00	7.01 ± 0.20	191.3 ± 0.5	-	-	-	-	-	-	-	-
6 3 Stk.	-	485.7 ± 2.9	542.3 ± 3.3	1.12 ± 0.00	5.34 ± 0.12	206.0 ± 1.2	-	-	-	-	-	-	-	-
Wand WSH2, Nachprüfung														
10 12 Stk.	10.04 ± 0.00	583.1 ± 4.4	747.4 ± 3.9	1.28 ± 0.01	6.81 ± 0.6	192.9 ± 4.4	190.4 ± 0.8	578.1 ± 4.3	555.9 ± 4.3	741.0 ± 3.8	22.0 ± 1.5	10.5 ± 1.8	191.2 ± 4.4	188.8 ± 0.9
6 10 Stk.	5.96 ± 0.01	484.9 ± 10.2	534.5 ± 8.7	1.10 ± 0.01	5.06 ± 0.44	211.3 ± 3.0	189.4 ± 1.6	490.6 ± 10.3	470.0 ± 11.6	540.8 ± 8.9	21.7 ± 2.0	8.5 ± 1.4	213.9 ± 3.1	191.7 ± 1.3
4.2 3 Stk.	4.18 ± 0.01	526.0 ± 6.0	583.2 ± 5.2	1.11 ± 0.00	2.71 ± 0.24	176.7 ± 2.6	179.0 ± 0.9	531.6 ± 4.7	506.6 ± 4.4	589.5 ± 4.1	15.3 ± 0.6	5.4 ± 1.2	178.6 ± 2.1	180.9 ± 1.3
Wand WSH3, Vorprüfung														
12 10 Stk.	12.16 ± 0.01	580.3 ± 4.8	720.2 ± 5.0	1.24 ± 0.01	7.00 ± 0.58	191.2 ± 1.8	192.8 ± 0.7	564.9 ± 4.6	544.5 ± 5.8	701.1 ± 4.6	21.3 ± 1.6	11.1 ± 1.6	186.1 ± 1.7	187.7 ± 0.7
8 8 Stk.	8.13 ± 0.00	527.9 ± 6.96	685.2 ± 4.4	1.30 ± 0.01	7.61 ± 0.64	198.5 ± 4.3	195.0 ± 0.5	510.9 ± 6.8	484.9 ± 5.6	663.2 ± 4.3	26.1 ± 1.8	13.7 ± 1.1	192.2 ± 4.1	189.7 ± 0.5
Wand WSH3, Nachprüfung														
12 6 Stk.	12.17 ± 0.01	601.0 ± 6.3	725.5 ± 2.1	1.21 ± 0.01	6.80 ± 0.42	203.7 ± 3.2	188.3 ± 1.3	584.6 ± 6.4	559.8 ± 7.6	705.8 ± 2.6	22.0 ± 0.8	11.9 ± 1.0	198.2 ± 3.1	183.2 ± 1.3
8 4 Stk.	8.13 ± 0.00	569.2 ± 4.0	700.2 ± 3.3	1.23 ± 0.01	6.46 ± 0.43	220.8 ± 1.9	197.4 ± 0.8	550.8 ± 4.2	526.3 ± 5.0	677.7 ± 2.9	25.3 ± 3.5	10.7 ± 1.1	213.6 ± 1.8	191.0 ± 1.0
6 6 Stk.	5.97 0.00	489.0 ± 4.3	552.2 ± 3.3	1.13 ± 0.00	5.60 ± 0.31	204.9 ± 1.9	187.9 ± 2.4	493.7 ± 4.0	477.5 ± 4.8	557.5 ± 2.9	22.1 ± 1.9	8.8 ± 1.2	206.9 ± 2.1	189.7 ± 2.6
4.2 6 Stk.	4.17 0.01	562.2 ± 1.8	615.0 ± 3.0	1.09 ± 0.00	2.50 ± 0.27	192.8 ± 2.8	-	569.0 ± 2.6	542.8 ± 1.6	622.5 ± 4.2	17.0 ± 1.5	4.0 ± 1.2	195.1 ± 3.0	-
Wände WSH4, WSH5, WSH6, Vorprüfung														
12 6 Stk.	12.10 ± 0.01	531.0 ± 6.6	658.8 ± 1.4	1.24 ± 0.01	7.88 ± 1.12	204.5 ± 4.4	192.4 ± 1.1	522.0 ± 6.9	496.2 ± 5.4	647.7 ± 1.3	23.3 ± 0.7	12.1 ± 1.6	201.0 ± 4.2	189.2 ± 1.0
8 7 Stk.	8.14 ± 0.00	543.9 ± 5.32	708.0 ± 4.6	1.30 ± 0.01	7.26 ± 0.91	208.6 ± 1.5	196.9 ± 1.3	525.3 ± 5.4	502.6 ± 6.7	684.0 ± 4.9	26.4 ± 2.0	12.9 ± 1.9	201.4 ± 1.3	190.2 ± 1.1
6 4 Stk.	5.98 ± 0.00	488.6 ± 7.15	555.8 ± 7.5	1.14 ± 0.00	5.29 ± 0.41	189.7 ± 1.9	182.7 ± 1.3	491.8 ± 7.4	472.3 ± 7.3	559.3 ± 7.8	22.6 ± 2.4	8.8 ± 1.0	190.9 ± 2.0	183.9 ± 1.2
Wände WSH4, WSH5, WSH6, Nachprüfung														
12 6 Stk.	12.11 ± 0.01	576.0 ± 2.6	674.9 ± 1.8	1.17 ± 0.01	6.58 ± 0.40	210.3 ± 4.4	191.2 ± 0.8	566.0 ± 3.2	542.2 ± 3.6	663.2 ± 2.1	22.4 ± 1.9	10.8 ± 1.0	206.6 ± 4.2	187.8 ± 0.7
8 6 Stk.	8.14 ± 0.00	583.7 ± 5.5	714.4 ± 5.1	1.22 ± 0.01	6.95 ± 0.63	219.5 ± 2.3	199.2 ± 1.6	563.5 ± 5.3	539.6 ± 4.5	689.7 ± 4.7	24.5 ± 2.6	12.4 ± 0.9	211.9 ± 2.3	192.3 ± 1.6
6 6 Stk.	5.98 ± 0.00	518.9 ± 13.8	558.7 ± 6.7	1.08 ± 0.02	4.55 ± 0.36	210.3 ± 2.3	189.4 ± 3.2	522.7 ± 14.2	501.6 ± 13.3	562.7 ± 7.1	18.9 ± 1.1	8.1 ± 1.3	211.8 ± 2.4	190.8 ± 3.5

Tabelle 2.9: Kennwerte des verwendeten Bewehrungsstahls (Mittelwert und Standardabweichung).

3 Versuchsdurchführung

3.1 Versuchsanlage

Die Versuchsanlage ist aus den Bildern 3.1, 3.2 und 3.3 ersichtlich. Sie bestand grundsätzlich aus drei Teilen, die in der Folge erläutert werden.

3.1.1 Reaktionsrahmen

Der verwendete Reaktionsrahmen ist Bestandteil der neuartigen Versuchsanlage "Beam Element Tester" (in der Folge als BET bezeichnet), die in der Bauforschungshalle der ETH Zürich vorhanden ist. Weitere Angaben über den BET sind in [KM 96] zu finden.

3.1.2 Prüfzylinder mit Kolben

Die Prüfzylinder, die zwischen dem Reaktionsrahmen und dem Versuchskörper montiert waren, dienten zur Simulation der horizontalen Erdbebeneinwirkung, indem der Zylinderkolben in Wandlängsrichtung hin- und herbewegt wurde. Jeder Prüfzylinder war einzeln servohydraulisch gesteuert und dessen Kolben war hydrostatisch gelagert, deshalb betrug die Reibungskräfte nur zirka 1% der momentanen Kraft. Jeder Prüfzylinder wurde einzeln in Laufe des Versuches mit einem internen Weggeber weggesteuert. Bei den Versuchskörpern WSH1 bis WSH5 wurden zwei Prüfzylinder mit je einer nominellen Kraft von ± 500 kN (Kolbenfläche: 200.12 cm^2) und einem nominellen maximalen Kolbenweg von ± 100 mm eingesetzt. Die zwei Prüfzylinder waren in Serie geschaltet, um die im voraus geschätzte maximale Wandkopfauslenkung erreichen zu können. Im Laufe der Versuche erwies sich die geschätzte maximale Wandkopfauslenkung als zu gross. Beim Versuchskörper WSH6 wurde nur ein Prüfzylinder mit einer nominellen Kraft von ± 1000 kN (Kolbenfläche: 500.15 cm^2) und einem nominellen maximalen Kolbenweg von ± 100 mm eingesetzt. In den Laschen zur Befestigung der Prüfzylinder waren hochpräzise Kugelgelenke eingebaut, damit sind praktisch kein Spiel und keine Zwängungen entstanden.

Die Befestigung der Prüfzylinder am Versuchskörper erfolgte durch zwei Stahlplatten, die mit 12 BBRV-Gewindestangen $\varnothing 12$ mm ($F_u=177$ kN) am Wandkopf montiert wurden. Die Gewindestangen wurden auf je 70 kN vorgespannt, so dass die Kontaktfläche während des ganzen Versuches überdrückt blieb.

3.1.3 Versuchskörper

Der Versuchskörper, dessen Abmessungen im Kapitel 2 dargestellt sind, wurde mit 4 Spannstanzen (6 bei den Versuchskörpern WSH1 und WSH2) Dywidag 1080/1230 $\varnothing 36$ mm am Aufspannboden befestigt. Die Spannstanzen wurden auf je 400-450 kN vorgespannt, so dass die Kontaktfläche während des ganzen Versuches überdrückt blieb. Die Spannkraft wurde aus Sicherheitsgründen dauernd gemessen. Um das Gleiten des Wandsockels auf dem Aufspannboden zu verhindern, wurden zusätzlich Schubwiderlager montiert. Diese Schubwiderlager bestanden aus aneinander ge-

Versuchsdurchführung

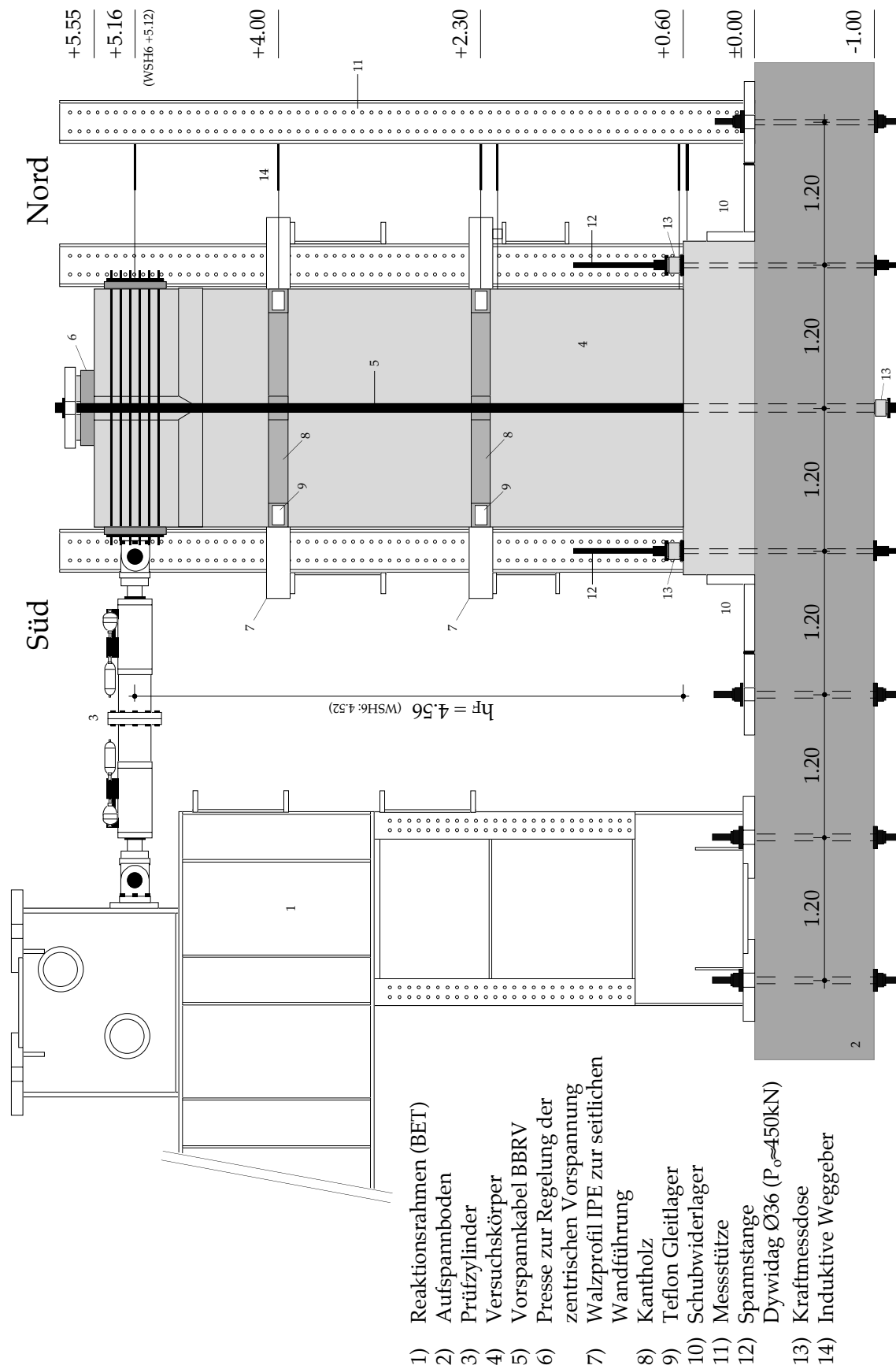


Bild 3.1: Versuchsanlage für die Versuche WSH1 bis WSH6, Schnitt A-A 1:50.

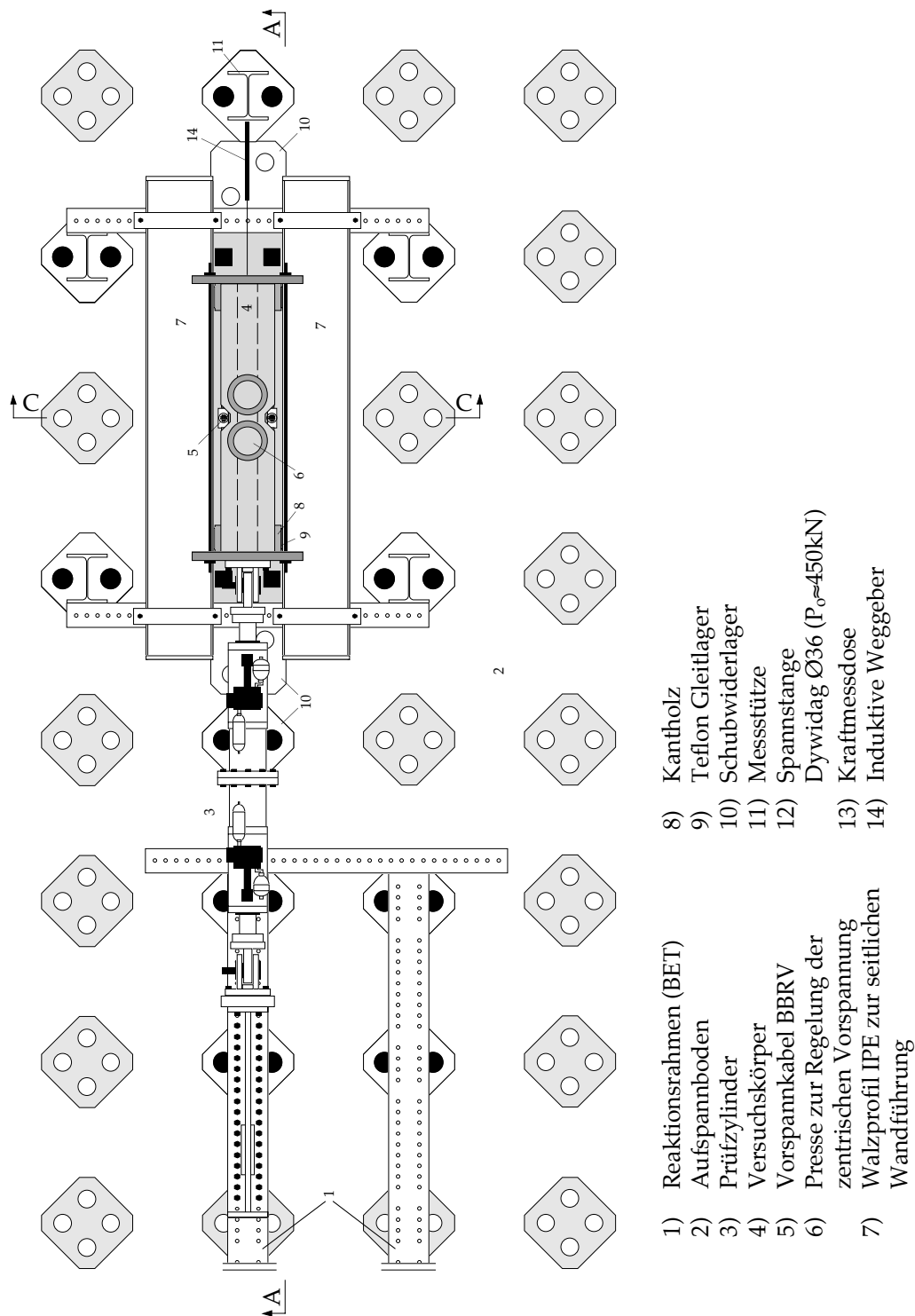


Bild 3.2: Versuchsanlage für die Versuche WSH1 bis WSH6, Schnitt B-B 1:50.

klemmten Stahlplatten, die mit Schubhülsen und Spannstangen ebenfalls am Aufspannboden befestigt wurden. Diese Lösung erwies sich als sehr gut geeignet, da die gemessenen Wandsockelverschiebungen im Vergleich zu den Wandverformungen immer sehr klein geblieben sind.

Da die Versuchskörper sehr weich um ihre schwache Achse waren, mussten sie während des Versuches seitlich geführt werden. Die dafür verwendete Rahmenkonstruktio-

Versuchsdurchführung

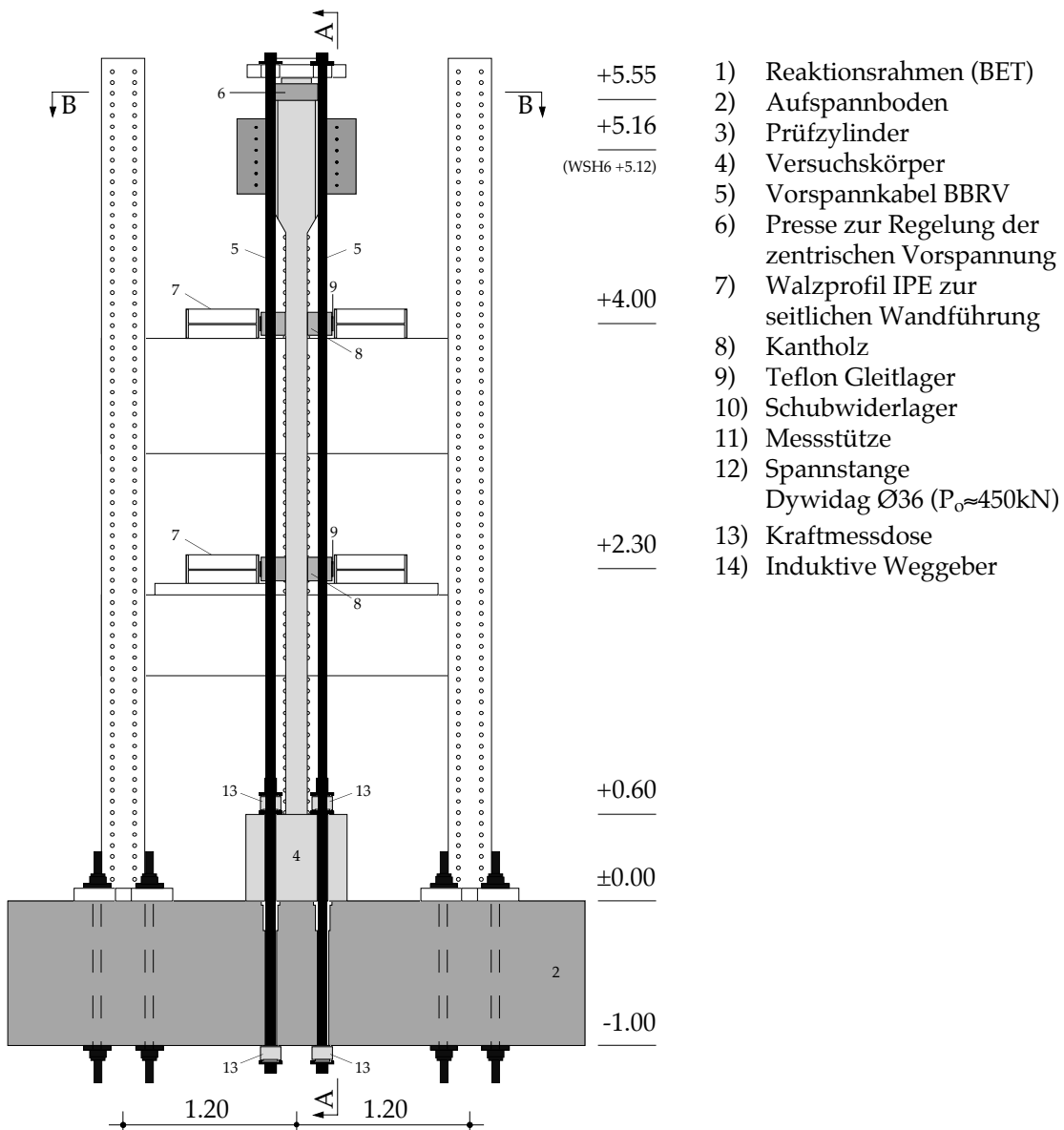


Bild 3.3: Versuchsanlage für die Versuche WSH1 bis WSH6, Schnitt C-C 1:50.

on bestand aus Teilen des IBK Stützen- und Trägersystems. Diese Teile waren so zusammengefügt, dass entsprechend den Höhen der jeweiligen Geschosdecken im Referenzgebäude Längsschienen vorhanden waren (seitlich gekippte Walzprofile IPE 500), auf welchen der Versuchskörper gleiten konnte. Um die Gleitreibung klein zu halten, wurden auf die Innenflansche der Walzprofile polierte Bleche und am Versuchskörper Kantbölzer mit Teflongleitlagern montiert.

Die geplante Normalkraft wurde mittels Vorspannung erzeugt. Bei den Versuchskörpern WSH1 und WSH2 wurde ein Spannkabel des Typs VSL 6-4 (4 Litzen Ø 0.6") mit Blechhüllrohr zentrisch einbetoniert. Das Hüllrohr wurde nicht injiziert, so dass die Vorspannung ohne Verbund gewirkt hat. Das Kabel wurde mit einer festen Verankerung des Typs VSL P 35q im Wandsockel und mit einer beweglichen Verankerung des Typs VSL E 35 am Wandkopf verankert. Zwischen Wandkopf und dortiger Kabelverankerung wurde eine Hohlkolbenpresse (Kolbenkraft: 1500 kN, Kolbenweg: 150 mm) montiert. Diese Spannprese wurde durch ein Pendelmanometer gesteuert, mit dem

auch die Vorspannkraft im Laufe des Versuches konstant gehalten werden konnte. Ein Detail der Kabelverankerung im Wandfuss mit dem angenommenen Kräfteverlauf ist im Bild 3.4 dargestellt.

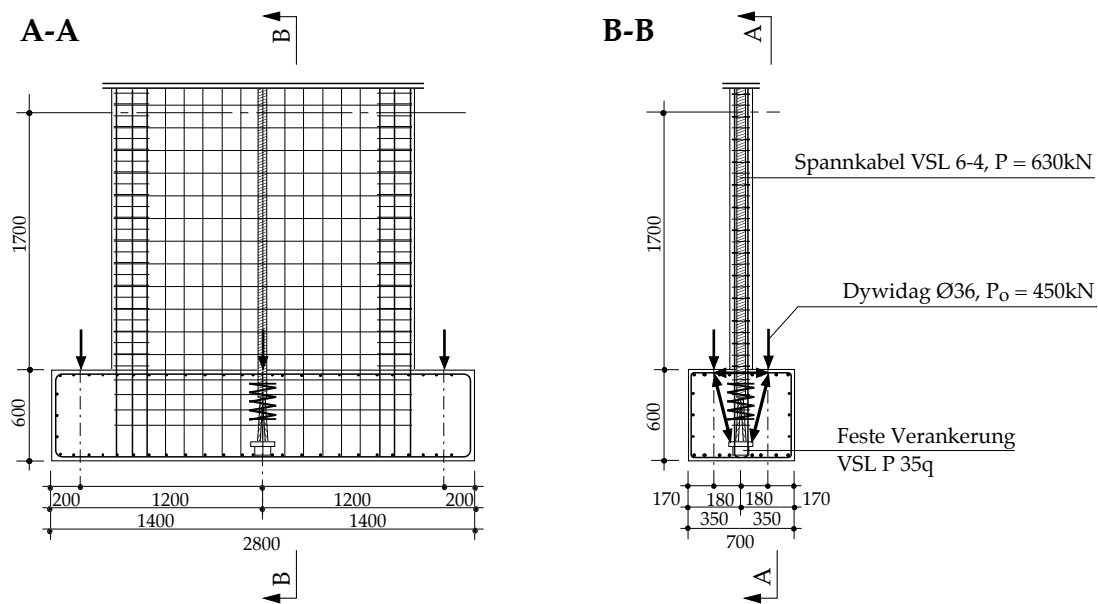


Bild 3.4: Verankerung des einbetonierten Vorspannkabels im Wandsockel der Versuchskörper WSH1 und WSH2.

Diese Lösung erwies sich als sehr einfach ausführbar aber teuer, weil für jeden Versuchskörper ein neues Vorspannkabel zu beschaffen war. Aus diesem Grunde wurde die Normalkraft bei den Versuchskörpern WSH3 bis WSH6 mit externer Vorspannung gemäss Bildern 3.1, 3.2 und 3.3 erzeugt. Die zwei Vorspannkabel des Typs BBRV BD 1000 (22 Drähte $\varnothing 7$ mm) liefen durch den Aufspannboden durch und wurden mit einer festen Verankerung des Typs D 1000 verankert. Beim Wandkopf wurden die Kabel mit einer beweglichen Verankerung des Typs B 1000 verankert. Zwischen Wandkopf und Kabelverankerung wurden zwei 2000 kN-Flachpressen mit 40 mm Kolbenweg montiert, um einerseits das Vorspannkabel vorzuspannen und andererseits die Vorspannkraft im Laufe des Versuches konstant zu halten. Auch in diesem Falle wurden die zwei Flachpressen mit einem Pendelmanometer gesteuert. Die Spannkabel waren mit einem glatten PVC-Hüllrohr ausgestattet, um die Versuchsmannschaft vor den Folgen möglicher Drahtbrüche zu schützen.

3.2 Messeinrichtung

Der Versuchskörper WSH1 diente als Vorversuch für die Messeinrichtung. Aufgrund der Erfahrungen aus diesem ersten Versuch wurde die Messeinrichtung für die Versuchskörper WSH2 bis WSH6 endgültig festgelegt. Es bestehen deshalb zum Teil markante Unterschiede zwischen der Messeinrichtung des Versuchskörpers WSH1 und derjenigen der übrigen Versuchskörper.

3.2.1 Fest verdrahtete Messstellen beim Versuchskörper WSH1

Die fest verdrahteten Messstellen beim Versuchskörper WSH1 sind in der Tabelle 3.1 zusammengefasst und im Bild 3.5 dargestellt. Es wurden insgesamt 14 Weggeber, 2 Beschleunigungsgeber, 3 Druckgeber und 20 Dehnmessstreifen (DMS) eingesetzt.

Messstelle	Geberart	Bemerkungen
Weg-H-1, 2, 3	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Montiert auf der Messstütze (Bild 3.1). Erfassung der horizontalen Wandauslenkungen.
Weg-H-4, 5	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
Weg-H-6	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	
Weg-V-7	Induktiver Wegaufnehmer ± 20 mm	Montiert auf einer Hilfskonstruktion. Erfassung der vertikalen Verschiebung des Wandsockels.
Weg-V-8	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	
Weg-V-9	Induktiver Wegaufnehmer ± 20 mm	
Weg-Press	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	Montiert auf der Hohlkolbenpresse zur Spannung des Vorspannkabels. Erfassung des Kolbenweges.
Weg-Schief-klein	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Montiert auf der Messstütze (Bild 3.1). Erfassung der räumlichen Lage des Wandkopfes.
Weg-Schief-gross	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	
Weg-Zyl-1	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Interne Aufnehmer der Prüfzylinder, dienen zu deren Steuerung. Messung der Verformungen vom BET.
Weg-Zyl-2	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	
Acc-1, Acc-2	Beschleunigungsgeber 200 g	Montiert auf dem Wandkopf. Erfassung der Wandkopfneigung.
Druck-Zyl-1, Zug-Zyl-1	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Messung des Öldruckes in beiden Kammern des ersten Prüfzylinders. Bestimmung der Kolbenkraft F_k aus der Druckdifferenz zwischen den beiden Kammern des Prüfzylinders.
Druck-Press	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Messung des Öldruckes bei den Pressen für die Vorspannung des Vorspannkabels.
DMS 1-20	Dehnmessstreifen des Typs 3/120LY11	Entlang den Längsbewehrungsstäben geklebt. Erfassung des Dehnungsverlaufes im Sockel.

Tabelle 3.1: Fest verdrahtete Messstellen beim Versuchskörper WSH1.

Eine erste Auswertung der Resultate unmittelbar nach der Vollendung der Prüfung des ersten Versuchskörpers WSH1 zeigte folgende Probleme:

- Die Weggeber "Weg-Schief-klein" und "Weg-Schief-gross" waren nicht geeignet, um die räumliche Lage des Wandkopfes zu bestimmen.
- Der Weggeber "Weg-Press" war ungeeignet, um den Kolbenweg der Vorspannpresse zu bestimmen.
- Die Beschleunigungsgeber waren nicht genügend empfindlich, um die Wandkopfneigung zu ermitteln.

Die Messgrößen, die diese Geber erfassen sollten, sind durch die Verformungen im plastischen Bereich der Wand massgeblich beeinflusst und können deshalb aus den Messnetzen (Bild 3.11) der manuellen Messungen bestimmt werden. Aus diesem Grunde wurden die erwähnten Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6 durch geeignetere ersetzt.

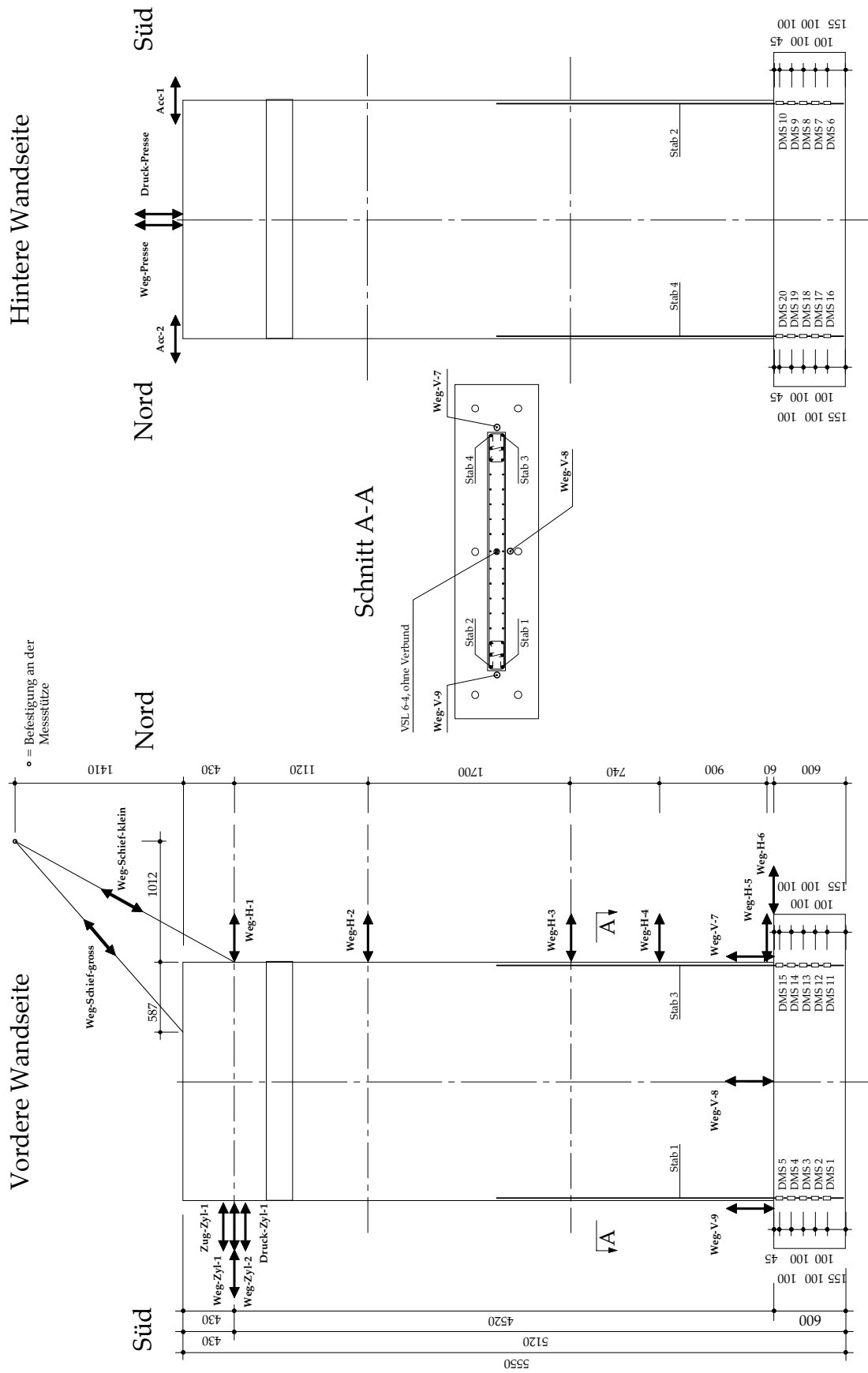


Bild 3.5: Anordnung und Bezeichnung der fest verdrahteten Messstellen beim Versuchskörper WSH1. Abmessungen in [mm], 1:50.

3.2.2 Fest verdrahtete Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 - 6

Die fest verdrahteten Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6 sind in der Tabelle 3.2 zusammengefasst und im Bild 3.6 dargestellt. Es wurden insgesamt 33 Weggeber, 3 Druckgeber, 6 Kraftmessdosen (4 bei WSH2) und 16 DMS eingesetzt. Alle Messstellen waren an einen Messverstärker des Typs HBM UMP 100 angeschlossen und wurden in einem Intervall von 2 Sekunden abgetastet und aufgezeichnet. Die relativ hohe Messrate für so langsam ablaufende Versuche ermöglichte eine optimale Überwachung des Versuchsablaufes.

Messstelle	Geberart	Bemerkungen
Weg-H-1a, 1b, 2	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Montiert auf der Messstütze (Bild 3.1). Erfassung der horizontalen Wandauslenkungen.
Weg-H-3, 4	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
Weg-H-5, 6	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	
Weg-V-1-Nord, Süd	Induktiver Wegaufnehmer ± 10 mm	Montiert entlang der Nord- bzw. Süd-Stirnfläche der Wände. Miteinander verbunden (Bild 3.8). Erfassung der vertikalen Verschiebung entlang der Stirnfläche.
Weg-V-2 bis 8-Nord, Süd	Induktiver Wegaufnehmer ± 20 mm	
Weg-V-9 bis 10-Nord, Süd	Induktiver Wegaufnehmer ± 25 mm	
Weg-N/S-Oben, Unten	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	Montiert auf der Betonoberfläche. Die grosse Messlänge wurde mit einem Stahldraht und einer Spannfeder überbrückt. Erfassung der Schubverformungen.
Weg-S/N-Oben, Unten	Induktiver Wegaufnehmer ± 50 mm	
Weg-Zyl-1	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	Interne Aufnehmer der Prüfzylinder, dienen zu deren Steuerung. Messung der Verformungen vom BET.
Weg-Zyl-2	Induktiver Wegaufnehmer ± 100 mm	
Druck-Zyl-1, Zug-Zyl-1	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Messung des Öldruckes in beiden Kammern des ersten Prüfzylinders. Bestimmung der Kolbenkraft F_k aus der Druckdifferenz zwischen den beiden Kammern des Prüfzylinders.
Druck-Pressen	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Messung des Öldruckes bei den Pressen für die Vorspannung der Vorspannkabel.
KMD-SH, KMD-NV	Kraftmessdose 1000 kN	Überwachung der Kräfte in den Dywidag-Stangen $\varnothing 36$ mm.
KMD-SV, KMD-NH	Kraftmessdose 2000 kN	
KMD-Kabel-Vorne, KMD-Kabel-Hinten	Kraftmessdose 1000 kN	Messung der Kraft in den Kabeln der externen Vorspannung.
DMS 2-20	Dehnmessstreifen des Typs 3/120LY11	Entlang den Längsbewehrungsstäben geklebt. Erfassung des Dehnungsverlaufes im Sockel.

Tabelle 3.2: Fest verdrahtete Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6.

Die DMS auf den dünnen Bewehrungsstäben $\varnothing 10$ (WSH2) und $\varnothing 12$ (WSH3, 4, 6) korrekt anzubringen, erwies sich als sehr heikel. Leider war es nicht möglich, die DMS auf den Bewehrungsstäben $\varnothing 8$ von WSH5 anzubringen. Die folgenden Arbeitsschritte sind für eine einwandfreie Befestigung eines DMS auf einem Bewehrungsstab erforderlich und dauern im Mittel eine Stunde pro DMS:

- Klebestelle sorgfältig schleifen bis die Oberfläche eben und gleichmässig ist (Rippen!). Es muss darauf geachtet werden, dass der Bewehrungsstab nicht zu stark verletzt wird.
- Klebestelle mit fettarmem Quarzsand sandstrahlen und mit dem Reinigungsmittel HBM RMS1 reinigen.
- DMS des Typs 3/120LY11 mit Klebstoff HBM Z70 an den Bewehrungsstab kleben.

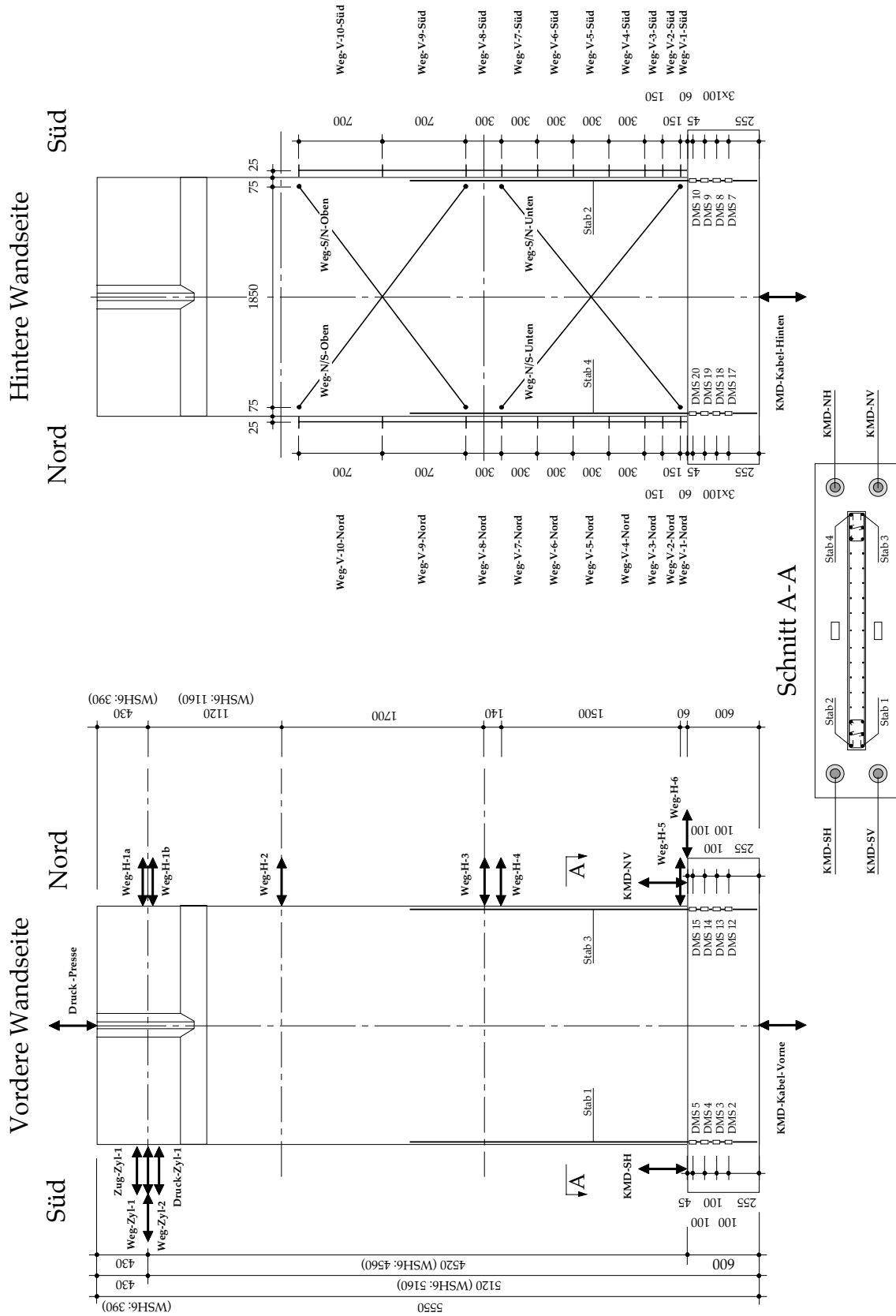


Bild 3.6: Anordnung und Bezeichnung der fest verdrahteten Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6. Abmessungen in [mm], 1:50.

Versuchsdurchführung

- Das rund 3 m lange 4-Leiterkabel 0.14 mm^2 des DMS mit zwei Plastikbriden am Bewehrungsstab festbinden.
- DMS mit der silikonartigen Masse des Typs HBM AK22 und SG250 abdecken. In diesem Fall wurde nur eine minimale Abdeckung über ca. $3/4$ des Stabumfanges und eine Länge von ca. 50 mm aufgebracht, um den Verbund zwischen Beton und Stahl so wenig wie möglich zu stören.

Bild 3.7 zeigt DMS, die nach diesem Verfahren an einem Bewehrungsstab $\varnothing 12$ befestigt worden sind. Dank diesem relativ aufwendigen Montageverfahren ist bei allen Versuchskörpern kein einziger DMS vorzeitig ausgefallen.

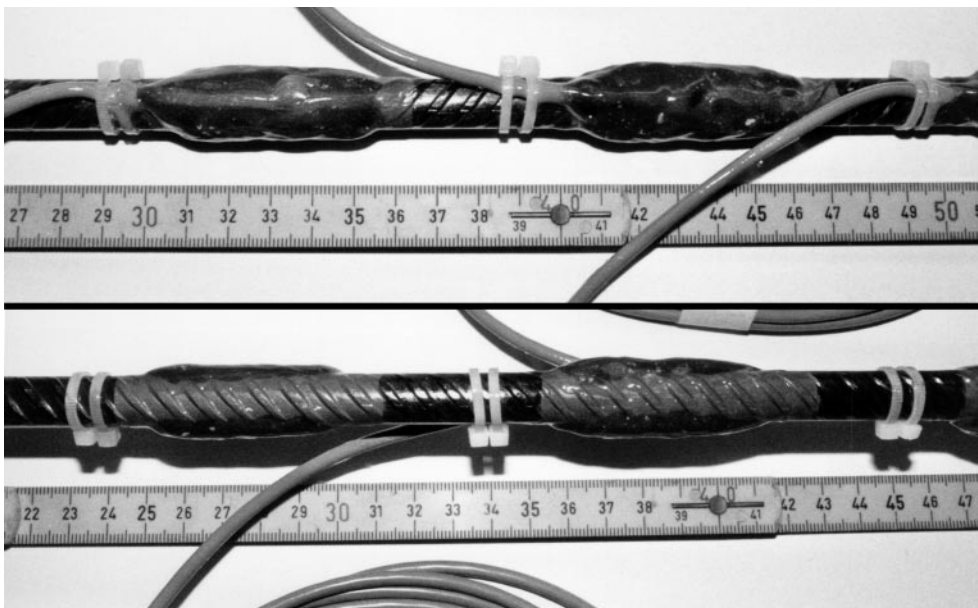


Bild 3.7: Dehnmessstreifen, die an einem Bewehrungsstab $\varnothing 12 \text{ mm}$ angebracht sind. Im Vergleich zum oberen Bild ist im unteren Bild der Bewehrungsstab 180° um die Längsachse gedreht.

3.2.3 Manuelle Messstellen

Die Verzerrungen des Versuchskörper wurden mit manuellen Dehnmessgeräten (Deformetern) gemessen. Als Bezugspunkte für das Aufsetzen der Deformeter dienten aufgeklebte Aluminiumbolzen. Die in den Bildern 3.9 bis 3.11 mit einem schwarzen Kreis (●) bezeichneten Bolzen waren auf die Betonoberfläche geklebt. Die mit einem weissen Kreis (○) bezeichneten Bolzen, waren durch Aussparungen direkt auf die Bewehrungsstäbe geklebt. Die Bolzen, die mit einem weissen Viereck (□) bezeichnet sind, waren mit einem L-förmigen Stahlstück auf den Wandsockel geklebt. Damit konnte das Herausziehen der Wandlängsbewehrung ("pull out") aus dem Wandsockel erfasst werden. Bild 3.8 zeigt als Beispiel, wie die Bolzen am Versuchskörper angebracht waren. Die Anordnung der Bolzen und die Numerierung der Messstellen sind in den Bildern 3.9 und 3.10 für den Versuchskörper WSH1 und im Bild 3.11 und für die übrigen Versuchskörper dargestellt.

Vier verschiedene Dehnmessgeräte kamen zum Einsatz:

- Deformeter mit einer Basislänge l_i von 150 mm, Messbereich $\pm 10 \text{ mm}$, Auflösungsvermögen $1 \mu\text{m}$

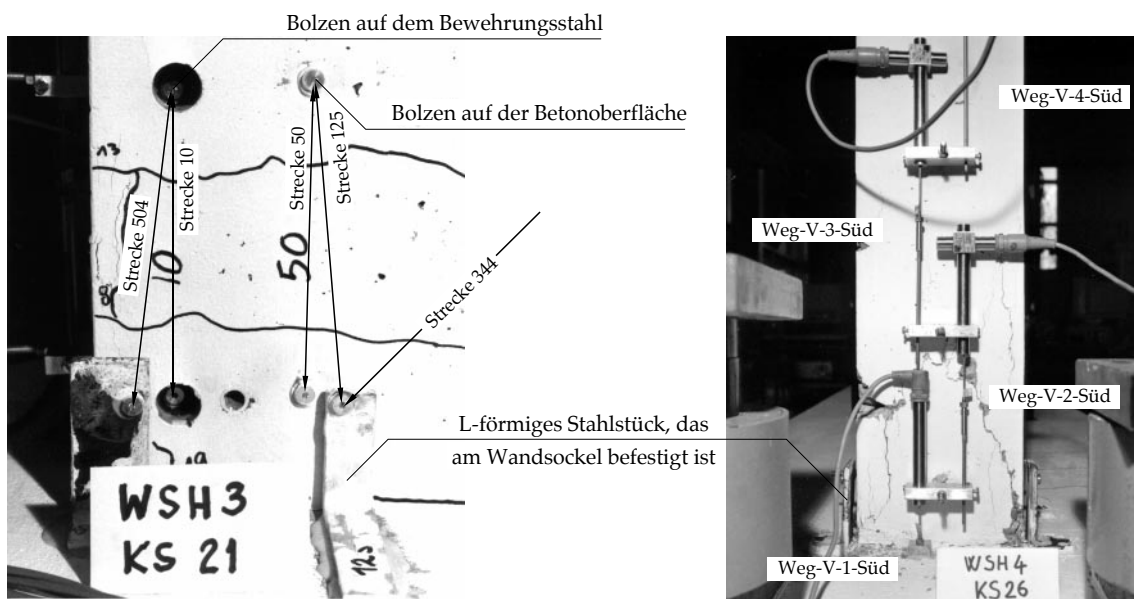


Bild 3.8: Die linke untere Ecke der Vorderseite vom Versuchskörper WSH3 (Bild 3.11 oben) zeigt, wie die Bolzen am Versuchskörper angebracht waren (links). Die Süd-Stirnfläche des Versuchskörpers WSH4 zeigt die Anordnung der induktiven Weggeber zur Erfassung der vertikalen Verschiebungen der Stirnflächen (rechts).

- Deformeter mit einer Basislänge l_i von 250 mm, Messbereich ± 6 mm, Auflösungsvermögen $1\mu\text{m}$
- Deformeter mit einer Basislänge l_i von 300 mm, Messbereich ± 6 mm, Auflösungsvermögen $1\mu\text{m}$
- Deformeter mit einer Basislänge l_i von 424 mm, Messbereich ± 20 mm, Auflösungsvermögen $2\mu\text{m}$

Es waren zwei verschiedene Messprogramme vorgesehen:

- Das "Langprogramm" bei welchem alle Messstrecken gemessen wurden, wurde nur bei den Hauptkraftstufen (im Bild 3.13 als KS bezeichnet) durchgeführt. Die Abtastung der 267 (316 bei WSH1) Messstrecken, inklusiv Eichmessungen, dauerte im Mittel eine Stunde.
- Das "Kurzprogramm" bei welchem eine beschränkte Anzahl Messstrecken (WSH1: 10-57, 70-94; WSH2 bis WSH6: 10-48, 504-507) gemessen wurden, wurde bei allen anderen Kraftstufen durchgeführt. Die Abtastung der 53 (83 bei WSH1) Messstrecken, inklusiv Eichmessungen, dauerte im Mittel 15 Minuten.

Während der Messwerterfassung wurden der Kolbenweg des Prüfzylinders und die Normalkraft konstant gehalten, so dass der Verformungszustand des Versuchskörpers ebenfalls konstant blieb. Die Messgeräte wurden mit Eichmessungen alle 10 bis 20 Messungen an einem Invarstab überprüft. Die Messgeräte waren über einen Messverstärker des Typs HBM UMP 100 mit einem Computer verbunden. Aus den gemessenen Längenänderungen wurden in Echtzeit Dehnungen berechnet und auf dem Bildschirm dargestellt. So konnte jede einzelne Messung als digital aufbereitete Dehnung sofort kontrolliert und bei offensichtlicher Fehlmessung wiederholt werden. Als Referenzmes-

Versuchsdurchführung

sung wurde eine Nullmessung am unbelasteten Versuchskörper, d.h. vor Anbringen der Normalkraft durchgeführt.

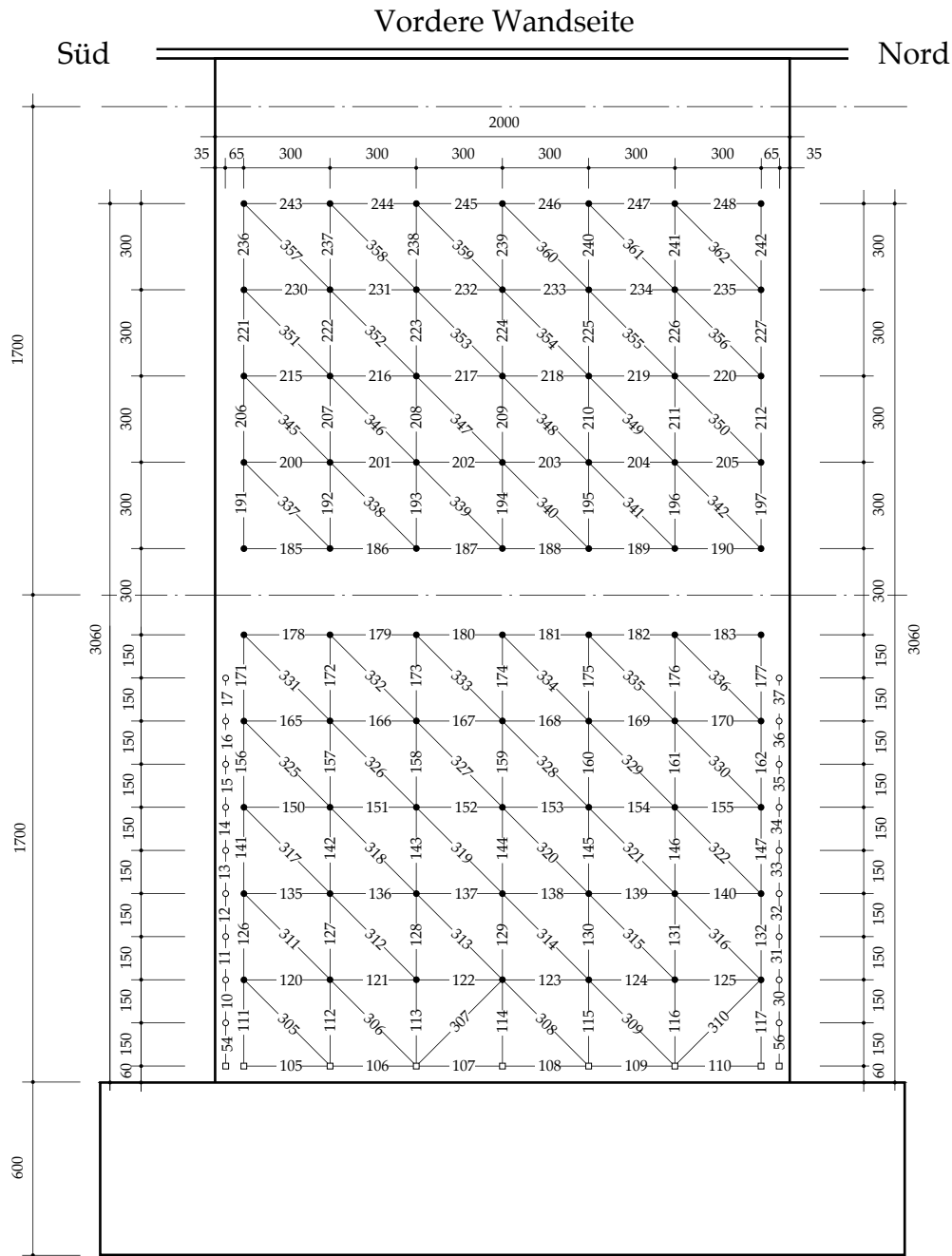


Bild 3.9: Anordnung und Numerierung der manuellen Messstellen beim Versuchskörper WSH1. Vordere Wandseite, Abmessungen in [mm], 1:25.

3.2.4 Rissaufnahme

Ab Kraftstufe 5 (KS5) bzw. KS 9 wurde bei jeder Kraftstufe mit der Kolbenkraft F_k verschieden von Null die Rissbreite der Hauptrisse senkrecht zum Riss mit einem Rissmasstab gemessen und protokolliert. Bei der Kraftstufe 5 (eventuell erst bei KS 11 oder 16) wurden fünf für das Rissmuster repräsentative Risse, die von Norden nach Süden

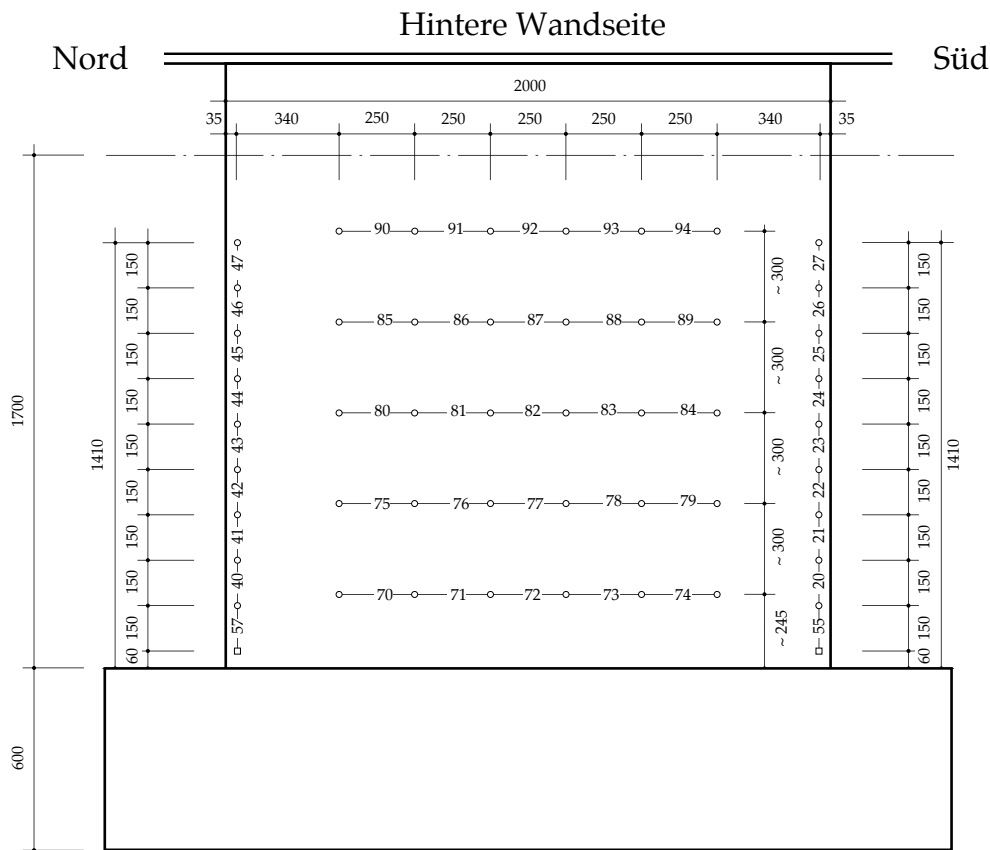


Bild 3.10: Anordnung und Numerierung der manuellen Messstellen beim Versuchskörper WSH1.
Hintere Wandseite, Abmessungen in [mm], 1:25.

verliefen, ausgewählt und als Hauptrisse I bis V bezeichnet (Bild 3.12). In analoger Weise wurden bei KS 9 fünf von Süden nach Norden verlaufende Hauptrisse mit VI bis X bezeichnet. Die Breite jedes Hauptrisses wurde an 5 Orten gemessen. Die Rissbreite wurde, innerhalb eines 100 mm breiten Bereiches, an der Stelle gemessen, wo sie am grössten war. Diese Bereiche waren mit den Buchstaben A bis E gekennzeichnet und sind im Bild 3.12 grau dargestellt. Mit kleinen Strichen senkrecht zum Riss wurde die erreichte Risslänge zusammen mit der Kraftstufe ebenfalls festgehalten.

Aus zeitlichen Gründen war es nicht möglich, mehr als 5 Risse pro Belastungsrichtung zu erfassen.

3.3 Versuchsdurchführung

3.3.1 Versuchsvorbereitung

Die Versuchsvorbereitung dauerte im Mittel drei Wochen und umfasste folgende Arbeiten:

- 1) Appretur des Versuchskörpers auf dem Aufspannboden. Die Versuchskörper wurden mit einer 5 mm dünnen Mörtelschicht auf dem Aufspannboden appretiert, um Unebenheiten auszugleichen und den Versuchskörper mit ausreichender Genauigkeit ($\sim 1/5000$) ins Lot zu stellen. Nach drei Tagen wurden die Dywidag-Spannstangen (Bild 3.1) auf je ca. 100 kN vorgespannt.

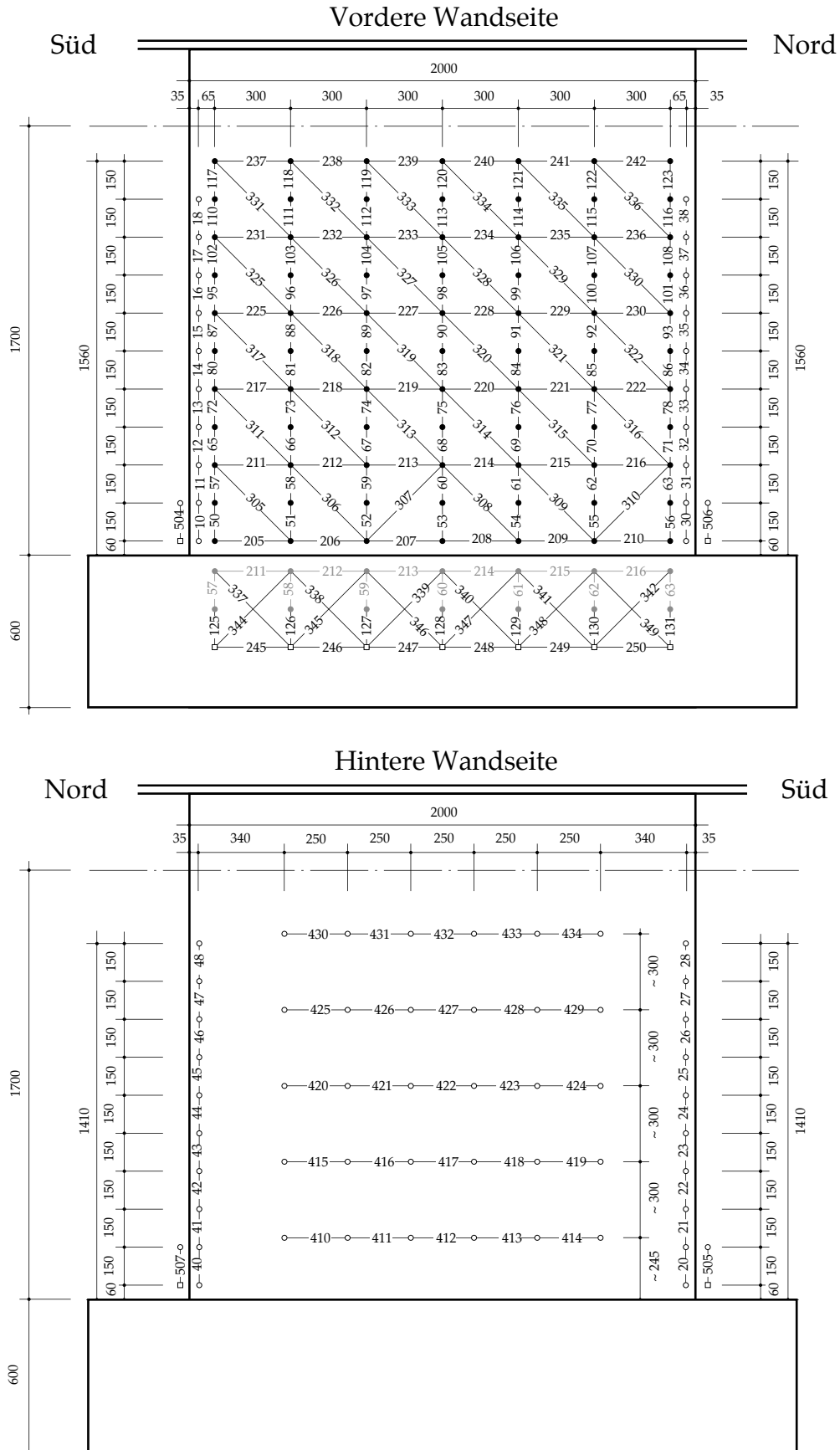


Bild 3.11: Anordnung und Numerierung der manuellen Messstellen bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6. Abmessungen in [mm], 1:25.

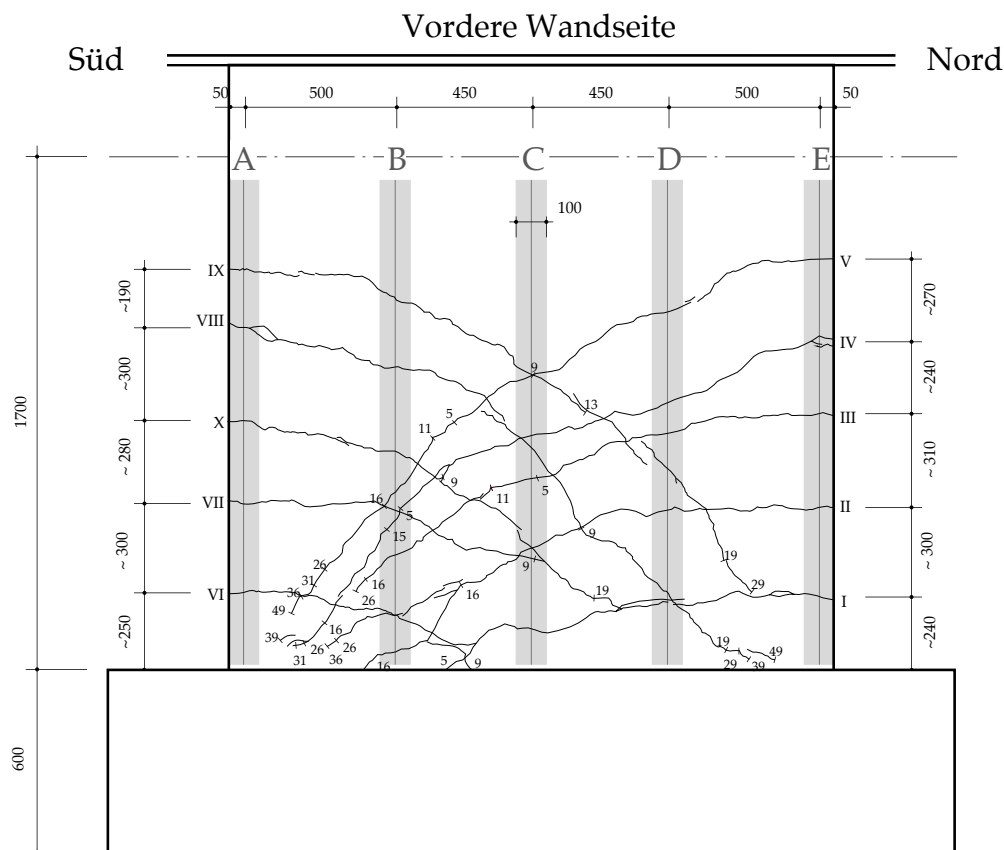


Bild 3.12: Haupttrisse und Bereiche innerhalb welcher die Rissöffnung gemessen wurden. Versuchskörper WSH3. Abmessungen in [mm], 1:25.

- 2) Montage der Versuchseinrichtung gemäss Bilder 3.1 bis 3.3. Zu diesem Zeitpunkt waren weder Prüfzylinder und Versuchskörper verbunden noch eine Normalkraft aufgebracht.
- 3) Aufzeichnen des Messnetzes für die manuellen Messungen. Aufkleben der Messbolzen. Streichen des Versuchskörpers mit weisser Farbe, um während des Versuches die auftretenden Risse besser sehen zu können. Anschreiben der Messstellennummern.
- 4) Vorspannung der Dywidag-Spannstangen auf die endgültige Kraft von 400 bis 450 kN.
- 5) Instrumentierung der fest verdrahteten Messstellen.
- 6) Nullmessung (KS0 im Bild 3.13) und Kontrollnullmessung (KS1) für die manuellen Messstellen am unbelasteten Versuchskörper. **Alle Messwerte aus den manuellen Messstellen werden auf die Kontrollnullmessung (KS1) bezogen.**
- 7) Nullstellung der Messgeräte der fest verdrahteten Messstellen.
- 8) Aufbringen der Normalkraft durch Vorspannung der Kabel auf $P = N_E - 60 \text{ kN}$. Die 60 kN entsprechen dem Eigengewicht des Versuchskörpers (ohne Sockel) und der Prüfzylinder.
- 9) Messung der manuellen Messstellen nach Aufbringen der Normalkraft (KS2).

Versuchsdurchführung

- 10) Die Punkte 6) bis 9) wurden erst am Vortag des ersten Versuchstages durchgeführt. Am frühen Morgen des ersten Versuchstages wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder in Betrieb genommen und die Prüfzylinder mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden.

3.3.2 Versuchsablauf

Die Versuche dauerten zwischen sechs und zehn Tage je nach Bruchverhalten und unvorgeesehenen Verzögerungen. Die genauen Termine der Versuche sind Tabelle 2.5 zu entnehmen.

Die Belastungsgeschichte war ähnlich wie die, die seinerzeit bei den Vorversuchen verwendet wurde [DWB 95] und entspricht weltweit dem Standardablauf bei dieser Art von Versuchen [Par 88]. Mit der Wahl einer Standard-Belastungsgeschichte wird der Vergleich dieser Versuchsergebnisse mit anderen Versuchen erleichtert.

Der eigentliche Versuch begann unmittelbar nach Abschluss der Vorbereitungsphase (Punkt 10, Kapitel 3.3.1). Der Versuchskörper wurde gemäss der Belastungsgeschichte (Bild 3.13) um seine starke Achse mit dem Prüfzylinder hin- und herbewegt. Diese war in Kraftstufen (KS) und Duktilitätsstufen gegliedert. In den ersten zwei Zyklen wurde der Versuchskörper so weit ausgelenkt, bis die Kolbenkraft $3/4$ der rechnerisch ermittelten Fließkraft $\pm F_y$ erreichte (KS5, 9, 11, 13). Kapitel 3.3.3 Teil 4) gibt hiezu nähere Erläuterungen. Die zu diesem Zeitpunkt gemessene Wandkopfauslenkung entsprach der Duktilitätsstufe mit einer Verschiebeduktilität $\mu_\Delta = \pm 3/4$. Indem der Mittelwert aus diesen vier Verschiebungen mit $4/3$ multipliziert wurde, konnte unter Annahme eines linearen Verhaltens des Versuchskörpers die nominelle Auslenkung berechnet werden, die einer Verschiebeduktilität von 1 entsprach. In den nachfolgenden Zyklen wurde die Verschiebeduktilität, beginnend bei $\mu_\Delta = 2$, in Schritten von jeweils 1 erhöht, bis der Bruch auftrat. Dabei wurden pro Duktilitätsstufe immer zwei Belastungszyklen gefahren.

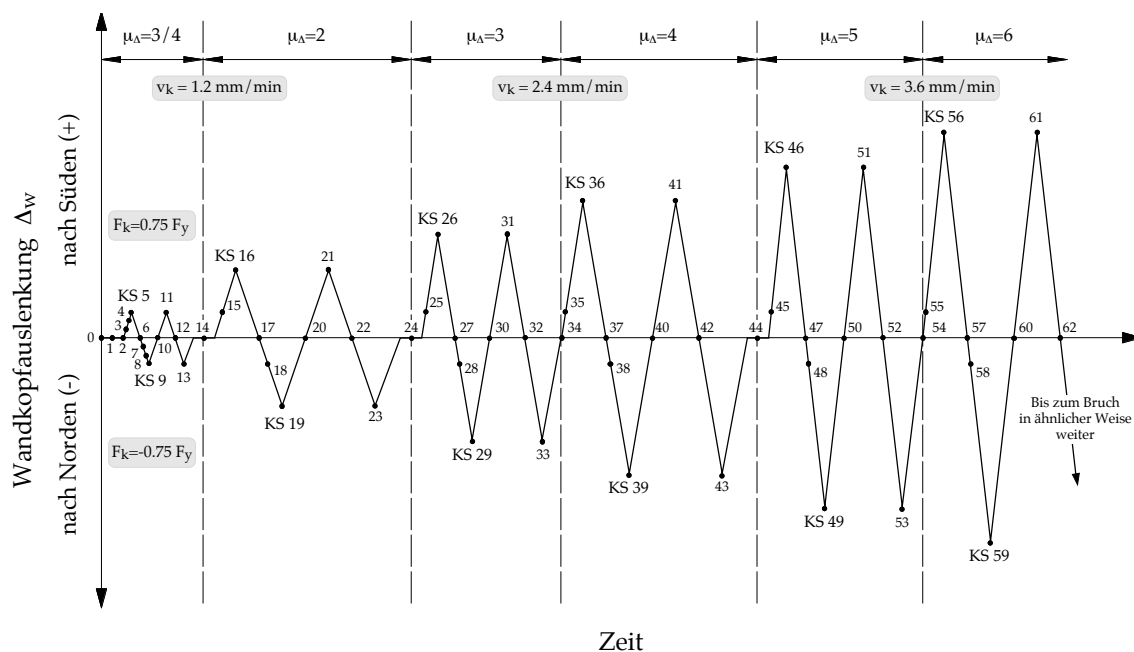


Bild 3.13: Belastungsgeschichte mit Kraftstufen und Duktilitätsstufen.

Die Belastungsgeschwindigkeit v_k ist ebenfalls im Bild 3.13 eingetragen. Sie wurde klein gehalten, um einerseits das Auftreten von dynamischen Effekten zu vermeiden und um andererseits die Nachregelung der Normalkraft zu ermöglichen. Die gewählte Belastungsgeschwindigkeit ermöglichte zusätzlich eine optimale Überwachung des Versuchsablaufes.

Der Prüfzylinder wurde mit dem eingebauten Wegaufnehmer weggesteuert. Die angegebenen Belastungsgeschwindigkeiten sind als Kolbengeschwindigkeiten zu verstehen und nicht als Auslenkungsgeschwindigkeit des Versuchskörpers, weil diese auch Anteile infolge der Nachgiebigkeit der Reaktionsrahmen und der Krafteinleitungselemente enthält. Zur Festlegung der Duktilitätsstufen wurden hingegen die Auslenkungen des Versuchskörpers mit den Messstellen Weg-H-1a und 1b (Bild 3.6), die die erwähnten Nachgiebigkeiten nicht enthalten, bestimmt. Bei den Messstellen Weg-H-1a und 1b wurde genau die gleiche Grösse gemessen, und als Wandkopfauslenkung Δ_w wird der Mittelwert aus den beiden Messwerten angegeben.

Der Versuchskörper wurde bis zum Erreichen einer Kraftstufe belastet. Dann wurden Kolbenweg servohydraulisch und Normalkraft mit den Flachpressen konstant gehalten, während die vorgesehenen Messungen durchgeführt wurden. Dabei sank die Kolbenkraft infolge Kriechen und Relaxation bis zum Ende einer Hauptkraftstufe um 10-15% ab, was mit Beobachtungen bei anderen Versuchen dieser Art gut übereinstimmt [LD 96].

Es wurde zwischen Hauptkraftstufen (im Bild 3.13 mit KS bezeichnet) und normalen Kraftstufen (alle anderen) unterschieden. Bei den Hauptkraftstufen wurde die ausführliche Abtastung der manuellen Messstellen (Kapitel 3.2.3, "Langprogramm"), die Messung der Rissbreiten und die fotografische Aufnahme des Rissebildes durchgeführt. Diese Arbeiten dauerten zwischen anderthalb und zwei Stunden. Bei den normalen Kraftstufen wurde nur eine beschränkte Abtastung der manuellen Messstellen ("Kurzprogramm") durchgeführt. Bei den Kraftstufen mit Kolbenkraft verschieden von Null wurden auch die Rissbreite gemessen und das Rissebild fotografiert. Insgesamt wurden dafür 15 bis 30 Minuten gebraucht.

Die Kraftstufen 3 und 7 entsprachen einer Kolbenkraft von 1/3 und die Kraftstufen 4 und 8 von 2/3 im Vergleich zu KS5 und 9. Bei den Kraftstufen die im Bild 3.13 auf der X-Achse eingezeichnet sind, war die Kolbenkraft gleich null. Bei den Kraftstufen 15, 25, 35, ... bzw. 18, 28, 38 ... war die Kolbenkraft gleich wie bei KS5 bzw. 9.

Jeder Versuch dauerte mehrere Tage. Am Abend durfte der Versuch erst unterbrochen werden, wenn eine Kraftstufe mit Kolbenkraft gleich null erreicht wurde. Der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder wurde dann ausgeschaltet und die Normalkraft auf ungefähr 300 bis 400 kN (auf ca. 800 kN bei WSH5 und WSH6) reduziert. Am nächsten Versuchstag wurde zuerst die Normalkraft wieder auf den planmässigen Wert erhöht und dann der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder zur Weiterführung des Versuchs wieder eingeschaltet. Während der Nacht veränderte sich infolge Kriecherscheinungen der Verformungszustand des Versuchskörper leicht. Aus diesem Grunde wird im Kapitel 4 bei jedem Versuchskörper genau angegeben, bei welcher Kraftstufe der Versuch unterbrochen wurde.

Der Versuch wurde so lange weitergeführt, bis die Kolbenkraft F_k bei gleicher oder grösserer Duktilität 80% der maximal je im Versuch erreichten Kolbenkraft F_k unterschritt, d.h. als Bruchkriterium wurde ein Abfall des Tragwiderstandes von 20% im Vergleich zum maximal erreichten Widerstand berücksichtigt [Par 88].

3.3.3 Bestimmung des idealisierten Wandverhaltens

Die typische monotone Kraft-Verformungs-Beziehung einer Stahlbetontragwand, die im Boden voll eingespannt ist, wird in Bild 3.14 mit der ausgezogenen Linie gezeigt.

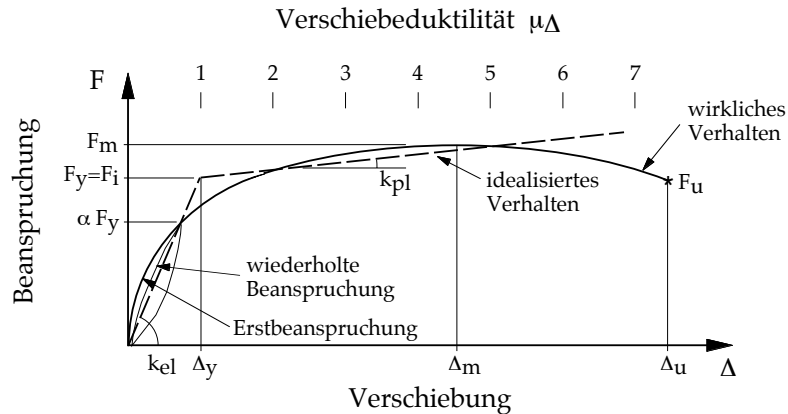


Bild 3.14: Definition des idealisierten Kraft-Verformungsdiagrammes aus einem rechnerisch oder experimentell ermittelten Kraft-Verformungsverlauf, nach [PP 92].

Für die Versuchsdurchführung mit der Belastungsgeschichte von Bild 3.13 und für die Interpretation der Resultate wird diese nichtlineare Beziehung durch ein idealisiertes Wandverhalten vereinfacht. Das idealisierte Wandverhalten (gestrichelte Linie in Bild 3.14) ist eine bilineare Approximation der wirklichen Kraft-Verformungs-Beziehung. Es wird durch die Grössen F_y (Fliesskraft), Δ_y (Fliessverschiebung) und k_{pl} (plastische Steifigkeit) vollständig beschrieben. Diese Grössen können auf verschiedene Art und Weise definiert sein [Par 88]. In der Folge wird kurz erläutert, wie hier das idealisierte Wandverhalten bestimmt worden ist.

- 1) Durchführung von Materialversuchen an den für die Versuchskörper vorgesehenen Bewehrungsstäben zur Bestimmung der wirklichen Fliessgrenze $R_{p0.2}$ (für jeden Versuchskörper aus den entsprechenden Vorversuchen gemäss Tabelle 2.9).
- 2) Berechnung des ideellen Biege widerstandes " M_i " (Ideal flexural strength). Hier wurde " M_i " nicht genau gleich wie M_i im Kapitel 2.1.2 bestimmt. Die Momenten-Krümmungs-Beziehung des Wandquerschnittes wurde mit dem im Kapitel 2.1.3 beschriebenen Querschnittsprogramm aber unter Annahme von elastischen/ideal-plastischen Stahleigenschaften mit $f_y=R_{p0.2}$ berechnet. Die Kraft F_i geht aus Gleichung (3.1) hervor.

$$F_i = \frac{M_i}{h_F} \quad (3.1)$$

- 3) Die Fliesskraft F_y sollte eigentlich der Kraft F_i entsprechen. In der Tabelle 3.3 ist dies nicht der Fall, weil dort die Fliesskraft angegeben wird, die zur Bestimmung der Belastungsgeschichte der Versuche gedient hat. Jeweils kurz vor dem Versuch wurde F_y mit nicht endgültig ausgewerteten Materialkennwerten (d.h. mit kleinen Abweichungen gegenüber Tabelle 2.9) bestimmt. Ferner wurde für die Wand WSH4 die gleiche Fliesskraft F_y wie bei der Wand WSH3 angenommen.

- 4) Die Fließverschiebung Δ_y wurde im Laufe des Versuches bei der Kraftstufe KS14 in Anlehnung an [PP 87] bestimmt. Gemäss der Belastungsgeschichte aus Bild 3.13 wurde der Versuchskörper bei den ersten zwei Zyklen so weit ausgelenkt, bis die Kolbenkraft F_k den Wert $\pm\alpha \cdot F_y$ erreichte (KS5, 9, 11, 13). Die zu diesem Zeitpunkt gemessene Wandkopfauslenkung Δ_w entsprach der Duktilitätsstufe mit einer Verschiebeduktilität $\mu_\Delta = \pm\alpha$. Indem der Mittelwert aus diesen vier Verschiebungen mit α^{-1} multipliziert wurde, konnte unter Annahme eines linearen Verhaltens des Versuchskörpers die Fließverschiebung Δ_y berechnet werden, die einer Verschiebeduktilität von 1 entsprach. In Anlehnung an [PP 87] und [PP 92] wurde bei jedem Versuchskörper ein konstanter Wert $\alpha = 3/4$ angewandt mit der Begründung, dass sich bis zu einer wiederholten Belastung von $\pm 0.75 F_y$ ein nahezu lineares Wandverhalten ergibt. Die Neigung dieser Sekante kann zur Bestimmung der Steifigkeit k_{e1} einer Wand verwendet werden, die zwar bereits weitgehend gerissen ist, sich aber noch mehr oder wenig elastisch verhält. Die Versuche haben gezeigt, dass bei einer Kraft von $\pm 0.75 F_y$ die Ausbildung des Rissebildes verschieden vollständig sein kann, je nachdem ob der Biegegegenstand eher durch eine grosse Normalkraft oder einen grossen Bewehrungsgehalt erzeugt wird. Vor allem bei Wand WSH5 führte dies zu einer recht ungenauen Abschätzung der Fließverschiebung Δ_y . In Zukunft sollte bei jedem einzelnen Versuchskörper der Wert α unter Verwendung von passenden Annahmen wie z.B. in [PK 98] bestimmt werden. Eine nachträgliche Auswertung der Versuchsergebnisse nach dieser neuen Methode liefert die Resultate von Tabelle 3.4.

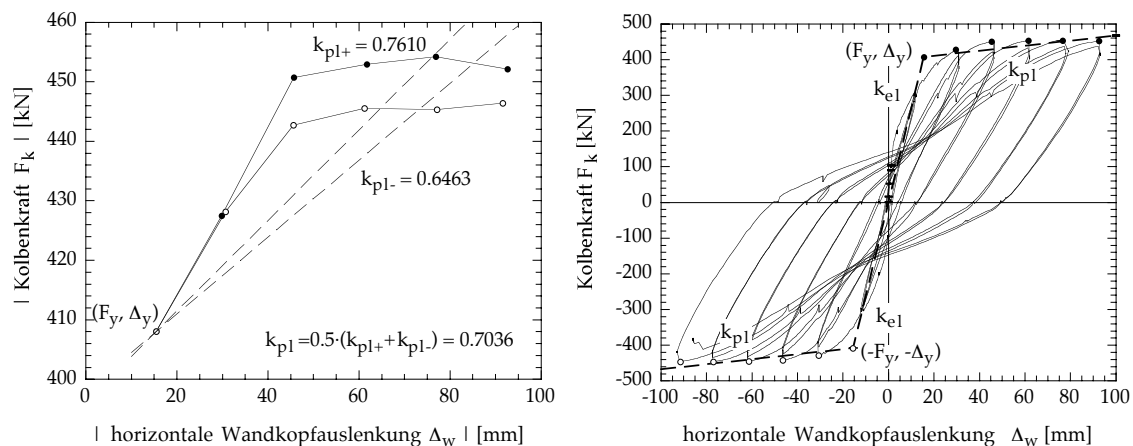


Bild 3.15: Bestimmung der plastischen Steifigkeit k_{pl} ("post-yield stiffness") am Beispiel des Versuchskörpers WSH3.

- 5) Die plastische Steifigkeit k_{pl} ist die Neigung der Geraden, die durch den bereits bestimmten Punkt (F_y, Δ_y) läuft und die maximalen Kolbenkräfte F_k bei den verschiedenen Duktilitätsstufen am besten approximiert. Wie im Bild 3.15 links gezeigt, werden zwei lineare Regressionen durchgeführt: die erste über die positiven Maxima zur Berechnung von k_{pl+} , die zweite über die negativen Maxima zur Berechnung von k_{pl-} . Die plastische Steifigkeit k_{pl} wird dann als Mittelwert von k_{pl+} und k_{pl-} berechnet. Das Verfestigungsvermögen r_o der Wand wird in Gleichung (3.2) definiert.

$$r_o = \frac{k_{pl}}{k_{e1}} \quad (3.2)$$

Vergleich der Tabellen 3.3 und 3.4

Der Vergleich zwischen den Tabellen 3.3 und 3.4 zeigt folgendes:

- 1) Wie zu erwarten war, ist der Faktor α keine Konstante.
- 2) Die Aussage aus [PK 98], dass Wände gleicher Länge l_w auch die gleiche Fließverschiebung Δ_y aufweisen, wird von den Versuchsergebnissen nicht eindeutig bestätigt. Die vorhandenen Unterschiede können darauf zurückgeführt werden, dass [PK 98] nur die Biegeverformungen, ohne Berücksichtigung des Rissmusters und der Schubverformungen, betrachtet.

Die Fließverschiebung Δ_y ist von entscheidender Bedeutung für die Bemessung von Stahlbetontragwänden. Zur Klärung der aufgetretenen Differenzen bei der Abschätzung von Δ_y sind weitere Untersuchungen erforderlich [Daz 00].

Wand	"M _i " [kNm]	h _F [m]	F _i [kN]	F _y [kN]	α	α·F _y [kN]	α·Δ _y [mm]	Δ _y [mm]	k _{el} [kN/mm]	k _{pl} [kN/mm]	r _o [%]
WSH1	1473	4.56	323	318	0.75	239	7.9	10.5	30.29	1.145	3.78
WSH2	1423	4.56	312	313	0.75	235	7.9	10.5	29.81	1.669	5.59
WSH3	1830	4.56	401	408	0.75	306	11.6	15.4	26.49	0.704	2.66
WSH4	1772	4.56	389	408	0.75	306	11.6	15.4	26.49	0.824	3.11
WSH5	1821	4.56	399	383	0.75	287	4.7	6.2	61.77	1.490	2.41
WSH6	2392	4.52	529	538	0.75	404	9.6	12.75	42.20	0.794	1.88
Grösse:	ber.	gem.	ber.	ber.	gew.	ber.	gem.	gem.	gem./ber.	gem.	ber.

Tabelle 3.3: Idealisiertes Wandverhalten, wie es zur Durchführung der Versuche angenommen wurde; (ber.): berechnete Grösse, (gem.): gemessene Grösse, (gew.): gewählte Grösse.

Wand	M _n [kNm]	h _F [m]	F _n [kN]	F _y =F _n [kN]	α	α·F _y [kN]	α·Δ _y [mm]	Δ _y [mm]	k _{el} [kN/mm]	k _{pl} [kN/mm]	r _o [%]
WSH1	1493	4.56	327	327	0.74	242	7.8	10.6	30.85	0.552	1.79
WSH2	1500	4.56	329	329	0.81	267	9.5	11.7	28.12	1.072	3.81
WSH3	1938	4.56	425	425	0.75	319	12.0	16.0	26.56	0.405	1.53
WSH4	1865	4.56	409	409	0.74	303	11.1	15.0	27.26	0.789	2.89
WSH5	1863	4.56	409	409	0.84	344	7.6	9.0	45.44	0.642	1.41
WSH6	2480	4.52	549	549	0.78	428	10.5	13.5	40.66	0.594	1.46
Grösse:	ber.	gem.	ber.	ber.	ber.	ber.	gem.	gem.	gem./ber.	gem.	ber.

Tabelle 3.4: Idealisiertes Wandverhalten aus der nachträglichen Versuchsauswertung nach [PK 98]; (ber.): berechnete Grösse, (gem.): gemessene Grösse, (gew.): gewählte Grösse.

4 Versuchsresultate

4.1 Auswertung und Darstellung der Messdaten

4.1.1 Manuelle Messtellen

Die Messwerte der manuellen Deformeter-Messungen wurden mit dem am IBK üblichen Verfahren ausgewertet (siehe auch [KM 96]), nämlich:

- Die Messdaten wurden mit an einem Invarstab ausgeführten Eichmessungen regelmässig korrigiert, um durch Temperaturschwankungen der Messgeräte erzeugte, systematische Messfehler zu eliminieren. Die Differenz aus zwei aufeinanderfolgenden Eichmesswerten wurde auf die Messwerte der dazwischen ausgeführten Messungen linear verteilt.
- Die gesuchten Dehnungen ε_i jeder Kraftstufe wurden als Differenz zwischen der vor dem Aufbringen der Normalkraft ausgeführten Nullmessung und den korrigierten Messdaten jeder Kraftstufe, dividiert durch die Basislänge l_i der Messstrecke i , ermittelt.
- Für jede Dehnung ε_i wurde eine Plausibilitätskontrolle durchgeführt und offensichtliche Fehlwerte wurden eliminiert.

Da die verwendeten Messnetze (Bilder 3.9 und 3.11 oben) überbestimmt sind, konnten zufällige Messfehler durch einen Fehlerausgleich nach der Methode der kleinsten Quadrate erkannt und minimiert werden. Dafür wurde das Messnetz als innerlich statisch unbestimmtes, ideales linear-elastisches Fachwerk in ein Stab-Statik-Programm eingegeben. Die Steifigkeiten $(EA)_i$ der Fachwerkstäbe wurden proportional zu den Stablängen l_i gewählt. Das Fachwerk wurde mit den gemessenen Dehnungen ε_i in Form von initialen Stabdehnungen belastet. Infolge der Messfehler entstanden Zwängungen, die Normalkräfte N_i in den Fachwerkstäben erzeugten. Die Grösse $\Delta\varepsilon_i = N_i/(EA)_i$ entspricht dem Fehlerausgleich der gemessenen Dehnung ε_i . Damit konnten die ausgeglichenen Werte der gemessenen Dehnungen $\varepsilon_{ia} = \varepsilon_i + \Delta\varepsilon_i$ berechnet und offensichtliche Fehlwerte eliminiert werden.

4.1.2 Fest verdrahtete Messstellen

Die Messwerte der fest verdrahteten Messstellen wurden anhand von Eichprotokollen der Messgeräte in entsprechende Kraft- und Verformungsgrössen umgerechnet. Alle Messwerte jedes Messkanals wurden einer Plausibilitätskontrolle unterworfen und offensichtliche Fehler wurden überall dort korrigiert, wo im Bericht nichts anderes angegeben ist. Die Messgeräte (ausser diejenigen zur Messung des Kolbenwegs und des Drucks in den Prüfzylinderkammern) wurden vor dem Aufbringen der Normalkraft durch zentrische Vorspannung auf Null gestellt. Die Geber zeigten deshalb beim eigentlichen Versuchsbeginn Werte verschieden von Null.

Für die Interpretation und Bearbeitung der Messwerte der fest verdrahteten Messstellen ist folgendes zu beachten:

Versuchsergebnisse

- Die Kolbenkraft F_k wurde aus der Druckdifferenz zwischen den beiden Kammern des Prüfzylinders bestimmt und enthält somit auch die Kolbenreibung (siehe Kapitel 4.8).
- Die Wandkopfauslenkung Δ_w entspricht beim Versuchskörper WSH1 den Messwerten des Gebers "Weg-H-1" (Bild 3.5). Bei den Versuchskörpern WSH2 bis WSH6 wurde sie als Mittelwert der Geber "Weg-H-1a" und "Weg-H-1b" (Bild 3.6) berechnet.
- Die Empfindlichkeit der DMS, die auf den Bewehrungsstäben aufgeklebt waren, wurde so gewählt, dass die DMS Messwerte bis zu einer Dehnung von zirka $\pm 25 \%$ ohne Übersteuerung anzeigen konnten. Sobald die Dehnungen der Bewehrungsstäbe erneut im Messbereich lagen, konnten die DMS wieder eingesetzt werden.

Die im Bericht angegebenen Messwerte wurden sonst nicht weiter bearbeitet.

4.1.3 Darstellungen

In den Kapiteln 4.2 bis 4.7 wird der Ablauf jedes Versuchs kurz beschrieben, und es werden wichtige Resultate in Form von Bildern und Diagrammen gezeigt. Für alle sechs Versuche werden grundsätzlich die gleichen Darstellungen verwendet. Zur Erleichterung der Interpretation werden diese Darstellungen am Beispiel der Wand WSH3 im Folgenden kurz erläutert.

Hysteresekurve (Bild 4.25)

Auf der untersten X-Achse ist die Wandkopfauslenkung Δ_w aufgetragen. Die auf der mittleren Achse angegebenen Duktilitäten entsprechen $\mu_\Delta = \Delta_w / \Delta_y$, mit Δ_y aus Tabelle 3.3. Die auf der oberen Achse angegebenen mittleren Neigungen gehen aus der Berechnung $\delta_m = \Delta_w / h_F$ hervor, mit $h_F = 4.56$ m bei den Wänden WSH1 bis WSH5 und $h_F = 4.52$ m bei der Wand WSH6.

Auf der linken Y-Achse wird die Kolbenkraft F_k aufgetragen. Die auf der mittleren Achse angegebene Fliesskraft F_y ist die gleiche wie in der Tabelle 3.3. Das auf der rechten Achse angegebene Biegemoment ist gleich $M = F_k \cdot h_F$.

Die gestrichelte Linie stellt das idealisierte Wandverhalten dar und wurde mit den Werten aus Tabelle 3.3 eingezeichnet.

Biegelinie (Bild 4.26)

Bei jeder Hauptkraftstufe wurden die Messwerte von den Gebern Weg-H-5, Weg-H-4, usw., die in verschiedenen Höhen gemäss Bilder 3.5 und 3.6 montiert waren, mit einem Rautenviereck im Diagramm eingezeichnet und mit geraden Linien verbunden. Auf der Y-Achse ist die Lage der Geber, gemessen ab OK-Wandsockel, aufgetragen.

Rissbreiten (Bild 4.28)

Die Entstehung und Bedeutung der oberen Figur mit dem Rissmuster wird im Kapitel 3.2.4 ausführlich erklärt. Jede der vier unteren Figuren besteht aus zwei unabhängigen Diagrammen, die u.a. aus Platzgründen kombiniert sind. Das Diagramm Mitte links im Bild 4.28 wird zum Beispiel folgendermassen konstruiert:

- Die Entwicklung der Breite der Risse I bis V im Bereich E bei steigender Kraftstufe ist im Bild 4.1 links dargestellt.

- Die Entwicklung der Breite der Risse VI bis IX im Bereich **A** bei steigender Kraftstufe ist im Bild 4.1 rechts dargestellt.
- Wenn beide Diagramme im Bild 4.1 übereinander geschoben werden, entsteht die Figur Mitte links im Bild 4.28.

Das Diagramm Mitte rechts im Bild 4.28 ist eine Kombination der Rissbreiten I bis V im Bereich **D** mit den Rissbreiten VI bis X im Bereich **B**. Die zwei unteren Diagramme entstehen in ähnlicher Weise.

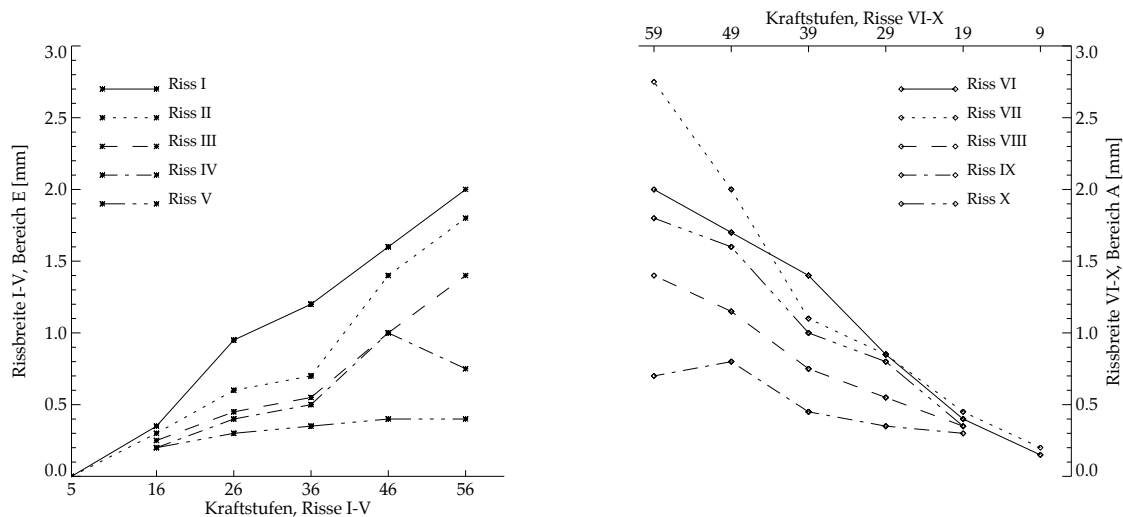


Bild 4.1: Kombination der Rissebilder aus zwei unabhängigen Darstellungen, hier am Beispiel der Wand WSH3 (Bild 4.28 mitte links) erklärt.

Gesamtes Rissebild (Bild 4.29)

Das gesamte Rissebild wurde aus zwei Fotos zusammengesetzt und perspektivisch leicht verzerrt, um direkt das Herausmessen des Rissmusters mit einer Genauigkeit von ein paar Zentimetern zu ermöglichen.

Dehnungen und Stauchungen bei den Stirnflächen (Bilder 4.30 und 4.31)

Auf der X-Achse wird kontinuierlich der Messwert aus den Gebern Weg-V-1 bis 10-Nord bzw. -Süd dividiert durch die entsprechende Basislänge der Messstrecke gemäss Bild 3.6 dargestellt. Beim Weg-V-1-Nord und -Süd sind die Messwerte in Millimetern angegeben, weil auch das Herausziehen der Vertikalbewehrung aus dem Wandsockel enthalten ist. Eine Umrechnung in Promille wäre deshalb hier verwirrend. Auf der Y-Achse ist die Kolbenkraft F_k aufgetragen.

Bei der Wand WSH1 fehlt diese Darstellung, weil die dafür notwendigen Geber noch nicht vorgesehen waren (Bild 3.5).

Dehnungen und Stauchungen auf der Wandoberfläche (Bilder 4.32 und 4.33)

Auf der X-Achse jedes Diagrammes ist die betrachtete vertikale Messtrecke gemäss Bild 3.11 oben (bzw. Bild 3.9 für Wand WSH1) angegeben. Auf der Y-Achse ist die mit dem Deformeter gemessene (Kapitel 3.2.3) und anhand des Fehlerausgleiches bestimmte

Versuchsergebnisse

mittlere Dehnung ε_{ia} aufgetragen. In der linken Kolonne werden die Messungen bei den Hauptkraftstufen dargestellt, bei welchen die Wand nach Süden ausgelenkt wurde, während in der rechten Kolonne die entsprechenden Hauptkraftstufen nach Norden dargestellt sind.

Bügeldehnungen (Bild 4.34)

Auf der X-Achse jedes Diagrammes wird die betrachtete horizontale Messstrecke gemäss Bild 3.11 unten (bzw. Bild 3.10 für Wand WSH1) angegeben. Auf der Y-Achse ist die mit dem Deformeter gemessene (Kapitel 3.2.3) mittlere Dehnung ε_i aufgetragen. In der linken Kolonne werden die Hauptkraftstufen dargestellt, bei welchen die Wand nach Süden ausgelenkt wurde, während in der rechten Kolonne die entsprechenden Hauptkraftstufen nach Norden dargestellt sind.

Dehnungen der Eckbewehrungsstäbe im Wandfuss (Bild 4.35)

Bei jeder Hauptkraftstufe sind auf der X-Achse die Messwerte aus den Dehnmessstreifen (DMS), die auf einen der vier Eckbewehrungsstäbe gemäss Bilder 3.5 und 3.6 geklebt waren, angegeben. Auf der Y-Achse ist die Lage der DMS, gemessen ab OK-Wandsockel, aufgetragen. Die gestrichelten Linien deuten darauf hin, dass für die angegebene Hauptkraftstufe der Messwert der obersten DMS grösser als zirka 25 ‰ und deshalb ausserhalb des Messbereichs war.

Für die Wand WSH5 fehlen diese Darstellungen, weil keine DMS aufgeklebt worden sind (Kapitel 3.2.2).

Krümmungen (Bild 4.36)

Bei jeder Hauptkraftstufe wird aus dem Messwert der Weggeber Weg-V-2 bis 10-Nord bzw. -Süd, die an der Stirnfläche des Versuchskörpers montiert waren (Bilder 3.6 und 3.8), unter Annahme von ebenbleibenden Querschnitten der Krümmungsverlauf über die Höhe berechnet und dargestellt.

Zum Beispiel wird die mittlere Krümmung κ zwischen 360 und 660 mm ab OK-Wandsockel bei der Hauptkraftstufe KS56 folgendermassen berechnet:

$$\kappa_{KS56 - \text{zwischen } 360 \text{ und } 660 \text{ mm}} = \frac{(\text{Weg-V-4-Nord}) - (\text{Weg-V-4-Süd})}{2050 \text{ mm}} = -14.1 \cdot 10^6 \text{ mm}^{-1}$$

Die 300 mm sind die Basislänge der Messstrecke Weg-V-4-Nord bzw. -Süd, und die 2050 mm messen den Abstand zwischen den Gebern Weg-V-4-Nord und -Süd (Bild 3.6). Bei der Wand WSH1 fehlt diese Darstellung, weil die dafür notwendigen Geber noch nicht vorgesehen waren (Bild 3.5).

Verschiebungsanteile (Bild 4.37)

Auf der X-Achse ist die wie für Bild 4.25 berechnete Verschiebeduktilität μ_{Δ} angegeben und auf der Y-Achse ist die horizontale Wandauslenkung in einer Höhe von 1.56 m ab OK-Wandsockel, wo der Geber Weg-H-4 gemäss Bild 3.6 an der Wand befestigt war, aufgetragen.

Die horizontale Wandauslenkung wird einerseits als direkt gemessene Verschiebung des Weggebers Weg-H-4, andererseits als Summe der drei Verformungsanteile "Fixed-

End“, “Biegung“ und “Schub“ angegeben. Diese drei Verformungsanteile werden aus anderen Messwerten folgendermassen berechnet:

- Fixed-End

Die Fixed-End Verformungen Δ_{fe} werden mit Gleichung (4.1) unter Verwendung der Bezeichnungen gemäss Bild 4.2 links berechnet.

$$\Delta_{fe} = \frac{h}{l_w} \cdot w \quad (4.1)$$

- Biegung

Die Biegeverformungen Δ_f werden aus der doppelten Integration der Krümmungen von Bild 4.36 über die Höhe berechnet.

- Schub

Die Schubverformungen Δ_v werden mit Gleichung (4.2) unter Verwendung der Bezeichnungen gemäss Bild 4.2 rechts berechnet.

$$\Delta_v = \frac{1}{4b} \cdot (l_1^2 - l_2^2) \quad (4.2)$$

Pro Duktilitätsstufe werden die Zyklen nach Norden (negative Verschiebung) und nach Süden (positive Verschiebung) dargestellt. Der vertikale Versatz der Kurven entsteht dadurch, dass bei jeder Duktilitätsstufe beide Halbzyklen unabhängig ausgewertet werden.

Bei der Wand WSH1 fehlt diese Darstellung, weil die dafür notwendigen Geber noch nicht vorgesehen waren (Bild 3.5).

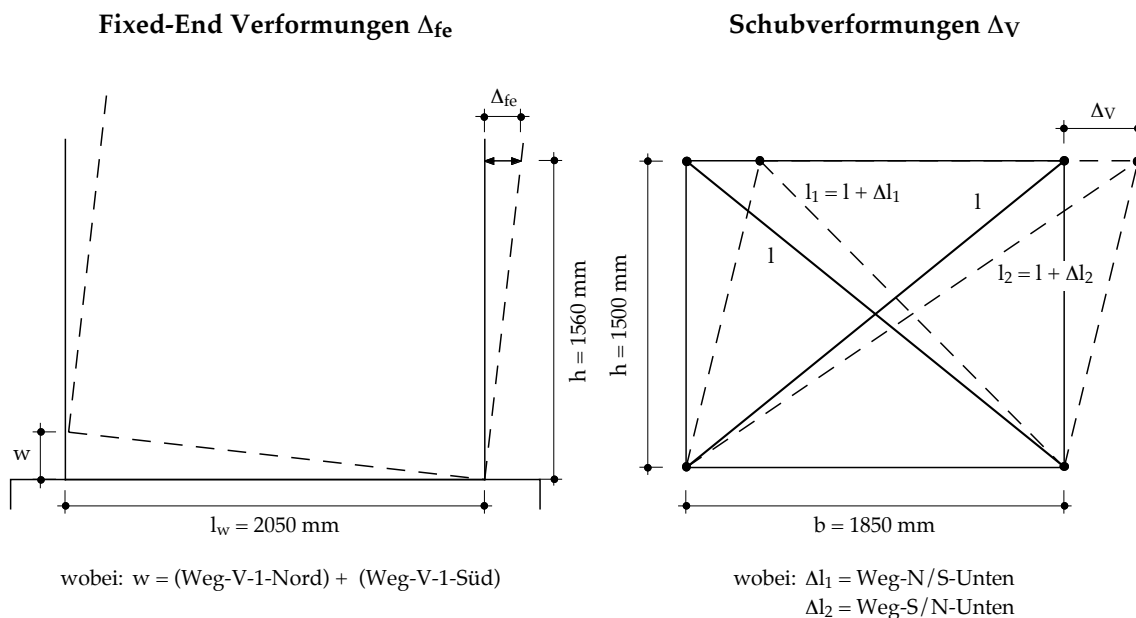


Bild 4.2: Modelle zur Berechnung der Verformungsanteile.

4.2 Wand WSH1

Der Versuch der ersten Wand WSH1 diente als Test, um die komplizierte Versuchseinrichtung und die Messeinrichtung zu überprüfen. Als wichtigste Versuchsparameter wies WSH1 eine Normalkraft von $0.051 A_g f_c$ (690 kN) und einen Gesamtbewehrungsgehalt $\rho_t=0.54\%$ auf; die Bemessung erfolgte nach [PP 92] für eine Bemessungsduktilität $\mu_\Delta=3$. Überraschend zeigte der verwendete Bewehrungsstahl im Laufe des Versuches sehr schlechte Duktilitätseigenschaften A_{gt} und R_m/R_p . Bild 2.8 links zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Der Versuch wurde am Abend des 11.1.96 begonnen, indem die zentrische Vorspannung zur Erzeugung des Hauptanteils der Normalkraft erneut auf den Sollwert von 630 kN gebracht wurde. Im Laufe des ganzen Versuches betrug die Normalkraft inkl. Wandeigengewicht $N_E=689\pm 3$ kN (Mittelwert und Standardabweichung). Der Prüfzylinder wurde mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden und die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2$ mm/min zuerst nach Süden ausgelenkt. Bei einer Kolbenkraft $F_k=83$ kN wurde KS3 und bei einer Kolbenkraft $F_k=162$ kN KS4 erreicht. Zu diesem Zeitpunkt wurde der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand deutlich sichtbar. Es gab zwei zusätzliche Risse in einer Höhe von 12 bzw. 67 cm (Riss I in Bild 4.4) ab OK-Sockel.

Bei $F_k=241$ kN wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=7.10$ mm erreicht. Die Biegeschubrisse erstreckten sich bis in eine Höhe von 1.5 m ab OK-Sockel. Am Ende der manuellen Messungen während der Einstellung der Belastungsumkehr nach KS6 wurde die Steuerung der Prüfzylinder versehentlich falsch betätigt. Die Wand wurde plötzlich auf $\Delta_w=7.70$ mm ausgelenkt. Die dort gemessene Kolbenkraft F_k betrug 239 kN. Anschliessend wurde planmässig bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet.

Die bleibende Auslenkung betrug $\Delta_w=1.2$ mm. Der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder wurde für die erste Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (12.1.96) wurde die Normalkraft wieder nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuchskörper zum ersten Mal nach Norden ausgelenkt.

Bei einer Kolbenkraft $F_k=-91$ kN wurde KS7 und bei einer Kolbenkraft $F_k=-167$ kN KS8 erreicht. Zu diesem Zeitpunkt waren die bereits vorhandenen Risse am Übergang Sockel-Wand und bei der Betonierfuge – in einer Höhe von 1.5 m ab OK-Sockel – auch in der anderen Richtung deutlich sichtbar. Es gab drei zusätzliche Risse in einer Höhe von 16 cm (Riss VI in Bild 4.4) bzw. 36 cm (Riss IX in Bild 4.4) und 60 cm ab OK-Sockel.

Bei $F_k=-242$ kN wurde KS9 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=-6.38$ mm erreicht; die Biegeschubrisse erstreckten sich weiterhin nur bis in eine Höhe von 1.5 m ab OK-Sockel.

Die Wandauslenkungen bei den nachfolgenden Kraftstufen KS10, KS11, KS12 und KS13 betragen $\Delta_w=-0.1$ mm, bzw. $\Delta_w=8.3$ mm, $\Delta_w=1.1$ mm und $\Delta_w=-6.7$ mm.

Bei KS14 wurde mit den in den vorherigen Halbzyklen gemessenen Auslenkungen der Referenzwert $\mu_\Delta=\pm 1$ der Verschiebeduktilität entsprechend einer Auslenkung von $\Delta_w=\pm 10.5$ mm festgelegt. Dieser Wert diente zur Bestimmung der Zielauslenkungen für die nachfolgenden Duktilitätsstufen (z.B. $\Delta_w=\pm 21.0$ mm für $\mu_\Delta=\pm 2$, usw.).

Kraftstufen KS15 bis KS24

KS16 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k=335$ kN erreicht, was nahezu schon dem Maximum im Laufe des Versuches entsprach. Die Wandkopfauslenkung Δ_w betrug 21.2 mm. Die Bildung der Nord-Süd Biege-Schubrisse war mehr oder wenig abgeschlossen, sie erstreckten sich bis in eine Höhe von 2.45 m ab OK-Sockel.

Bei KS17 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die zweite Nachtpause ausgeschaltet. Der Versuch konnte erst nach vier Tagen am 16.1.96 weitergeführt werden. Bevor die Belastung nach KS18 gestartet wurde, wurden alle Messinstrumente kontrolliert. Dabei zeigte der Geber "Weg-H-1" eine unerklärlich grosse Abweichung zwischen dem am 12.1.96 zuletzt gemessenen Wert (3.90 mm) und dem am 16.1.96 zuerst gemessenen Wert (1.75 mm). Zum Vergleich: der problemlos funktionierende Geber "Weg-H-2" zeigte folgende Werte: 2.26 mm bzw. 2.02 mm. Alle möglichen Fehlerquellen wurden vergeblich untersucht. Es wurde beschlossen, den Versuch in der Folge mit dem Geber "Weg-H-2" zu steuern. Bei der Auswertung wurden die Messdaten des Gebers "Weg-H-1" ab KS17 um +1.75 mm korrigiert, d.h. der Messwert der Wandkopfauslenkung für den Morgen des 16.1.96 wurde neu auf $\Delta_w=3.50$ mm festgelegt. Dieser Wert wurde mit den Messwerten der Geber "Weg-H-2", "Weg-H-3" und "Weg-H-4" geschätzt. Alle folgenden Angaben für Δ_w entsprechen dem korrigierten Wert vom Geber "Weg-H-1".

KS19 wurde bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=-20.0$ mm und einer Kolbenkraft $F_k=-335$ kN erreicht. Die Bildung der Süd-Nord Biege-Schubrisse war grundsätzlich abgeschlossen, sie erstreckten sich bis in eine Höhe von 2.40 m ab OK-Sockel. Ein zusätzlicher Riss trat bei KS29 noch 15 cm höher auf. Ab KS24 wurde die Belastungsgeschwindigkeit v_k auf 2.4 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS25 bis KS34

Während der Belastung nach KS26 wurde die maximale Kolbenkraft F_k von 336 kN bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=29$ mm gemessen. Dann fing F_k an kleiner zu werden, zuerst langsam bis $\Delta_w=31$ mm ($F_k=334$ kN), dann schneller bis KS26, die mit $\Delta_w=31.6$ mm und $F_k=317$ kN erreicht wurde. Dieser Kraftabfall von zirka 20 kN deutete darauf hin, dass einige Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ der vertikalen Wandbewehrung im Stegbereich (Bild 2.8 links) vermutlich zerrissen wurden. Diese Hypothese stützte sich auf die festgestellten Geräusche. In der Süd-Biegedruckzone waren zusätzlich die ersten vertikalen Risse als Vorankündigung von Abplatzungen vorhanden. Am Ende der manuellen Messungen war F_k bis auf 305 kN gesunken.

Während der Belastung nach KS29 wurde die maximale Kolbenkraft F_k von -335 kN in der Belastungsrichtung Nord bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=-27.7$ mm gemessen. Dann fing F_k an kleiner zu werden, zuerst langsam bis $\Delta_w=-29.6$ mm ($F_k=-333$ kN). Praktisch gleichzeitig mit dem Anhalten der Belastung bei KS29 ($\Delta_w=-30.0$ mm) fiel F_k bis auf 302 kN herunter. Auch in diesem Fall hatten vermutlich einige Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ der vertikalen Wandbewehrung im Stegbereich versagt. Am Ende der manuellen Messungen war F_k bis auf 296 kN gesunken. Die Ursache des Versagens der vertikalen Wandbewehrung im Stegbereich wird im Kapitel 4.3 Abschnitt "Kraftstufen KS45 bis KS54" ausführlich erklärt, da auch beim Versuchskörper WSH2 das gleiche Phänomen auftrat.

Versuchsergebnisse

Bei KS30 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die dritte und letzte Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (17.1.96) konnte der Versuch weitergeführt werden.

Während der Belastung nach KS31 bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=23.6$ mm begannen weitere Stäbe $\varnothing 6$ in der Nord-Biegezugzone zu zerreißen. KS31 wurde bei $\Delta_w=31.4$ mm erreicht und F_k betrug 279 kN. Bei KS31 waren vermutlich alle Stäbe $\varnothing 6$, die zwischen den Bereichen C und E verlegt waren, im Riss V zerrissen (Bild 4.4). Zu diesem Zeitpunkt erreichte die Öffnung des Risses im Bereich D bereits 4.6 mm.

Beim Entlasten von KS31 wurden die Prüfzylinder versehentlich falsch gesteuert und anstatt entlastet wurde weiterbelastet bis zu einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=35.2$ mm. Nach Behebung dieser Störung der Steuerung konnte der Versuch wieder planmäßig weitergeführt werden.

Während der Belastung nach KS33 bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=-25.3$ mm rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$ in der Süd-Biegezugzone. KS33 wurde bei $\Delta_w=-30.0$ mm erreicht und F_k betrug 275 kN. Alle Stäbe $\varnothing 6$ waren im durchgehenden Riss V-VI gerissen.

Kraftstufen KS35 bis Versagen

KS36 wurde ohne besondere Vorkommnisse bei $\Delta_w=42.1$ mm erreicht, wo eine Kolbenkraft $F_k=270.5$ kN gemessen wurde. Beim Entlasten von KS36 wurden die Prüfzylinder erneut falsch gesteuert und anstatt entlastet wurde weiterbelastet bis zu einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=49.6$ mm. Während dieser ungewollten Verschiebung rissen vermutlich bei $\Delta_w=47.5$ mm drei der innersten Stäbe $\varnothing 10$ in der Nord-Biegezugzone (Bild 4.11). Die Kolbenkraft fiel von 265.5 kN bis auf 210 kN herunter. Damit war der Versuch der Wand WSH1 abgeschlossen.

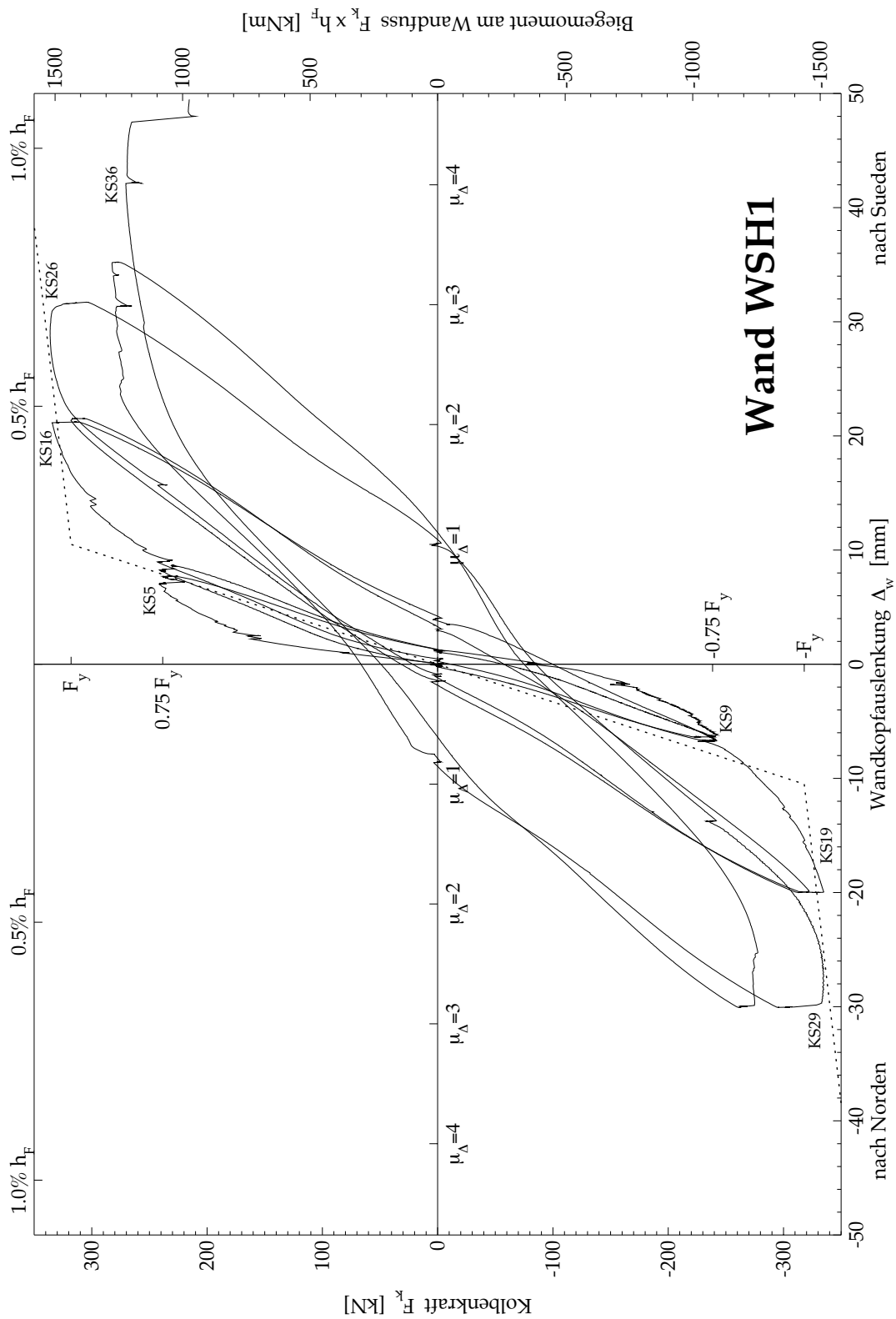


Bild 4.3: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH1.

Versuchsergebnisse

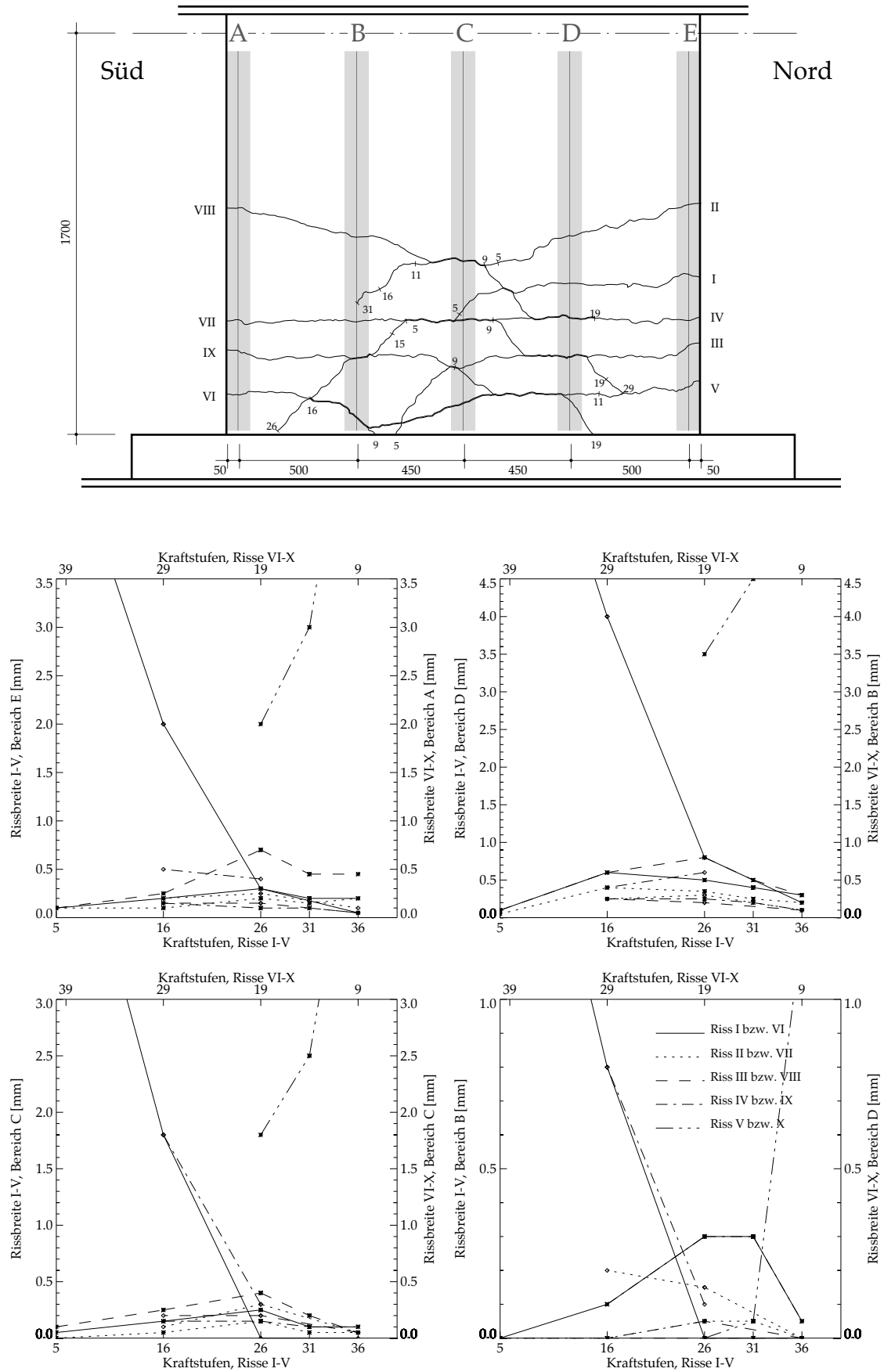


Bild 4.4: Wand WSH1. Gemessene Rissbreiten in [mm]. Oberes Bild 1:25.

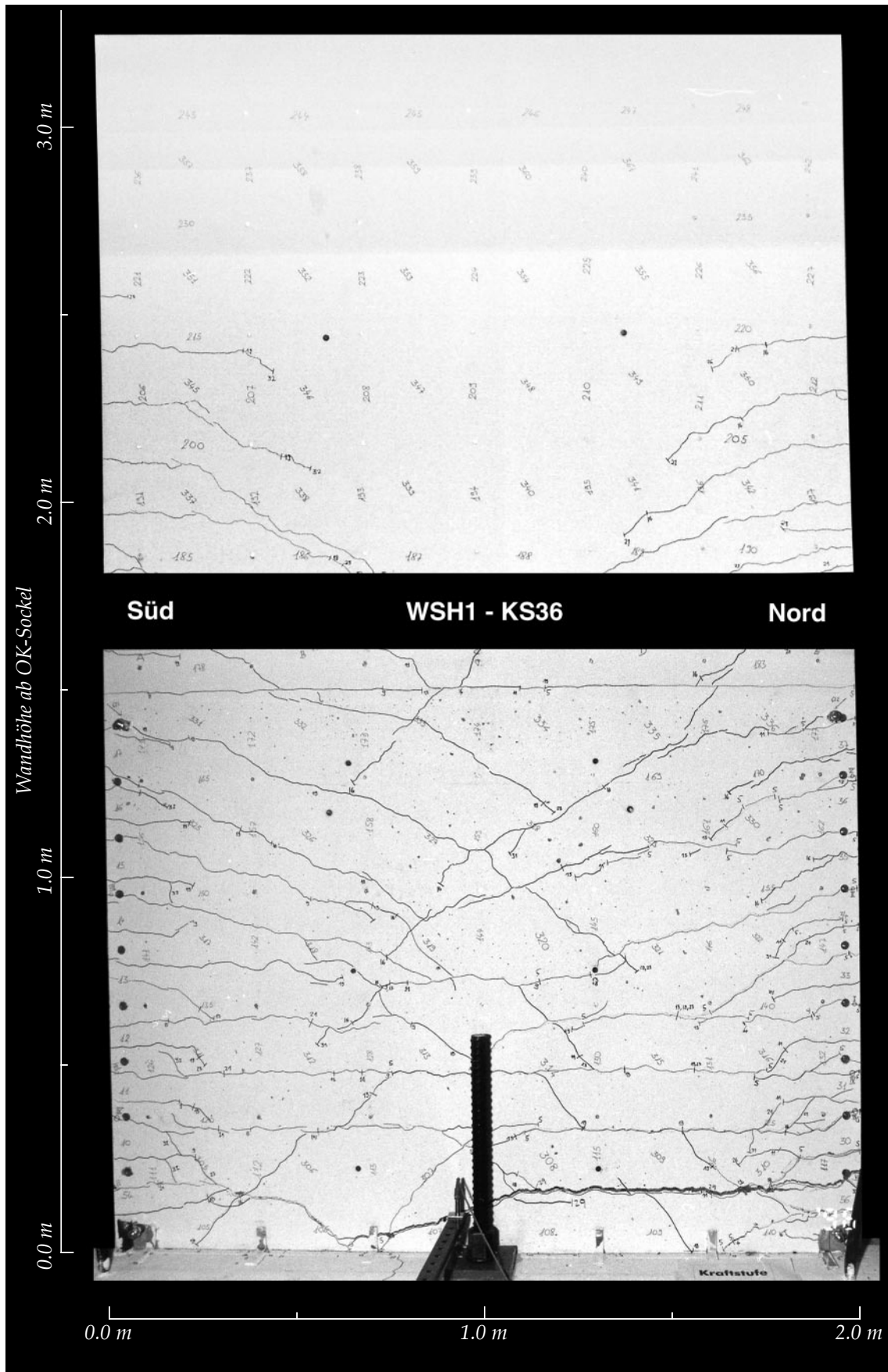


Bild 4.5: Gesamtes Rissebild der Wand WSH1 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS36.

Versuchsergebnisse

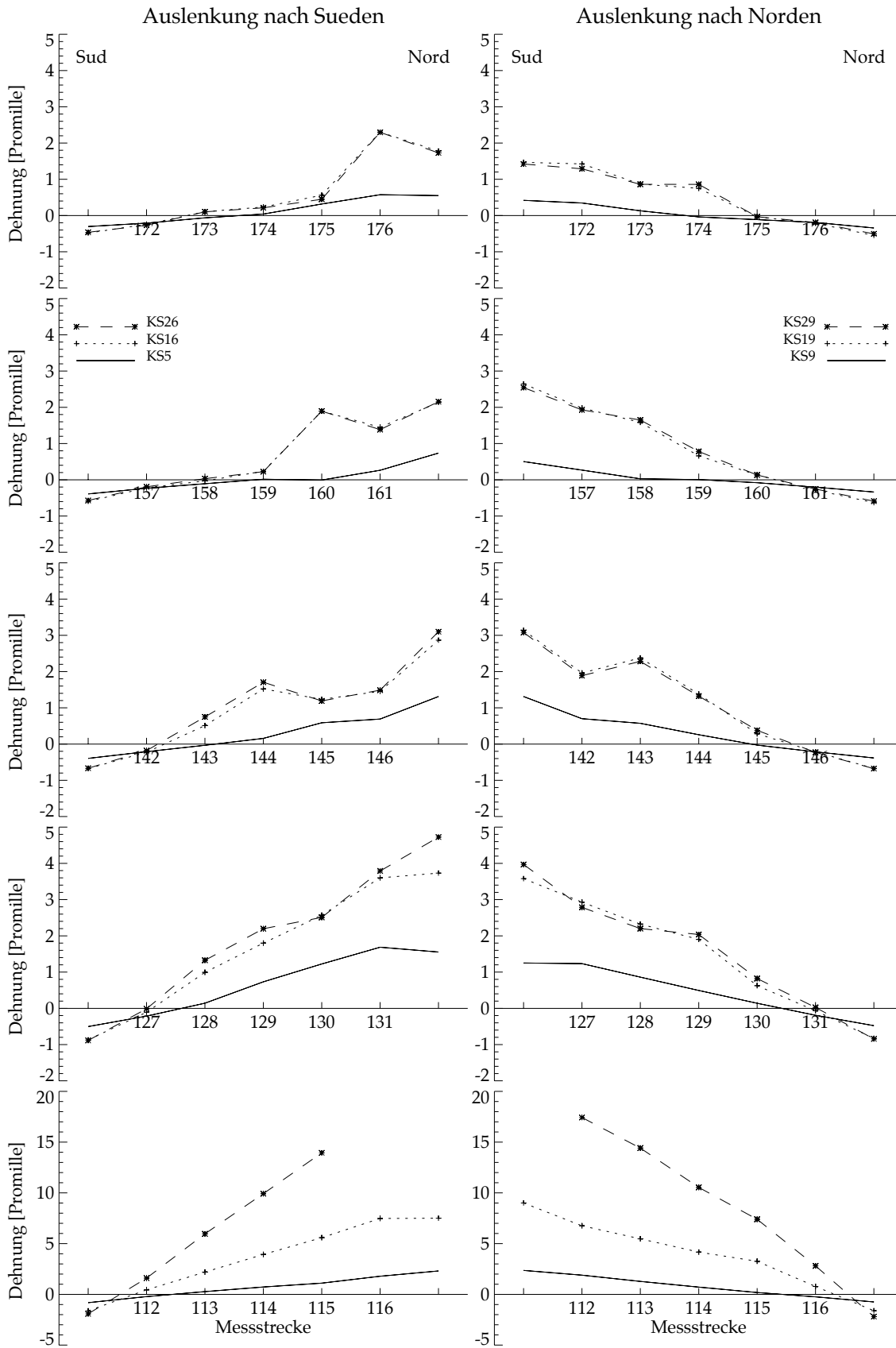


Bild 4.6: Wand WSH1. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.9.

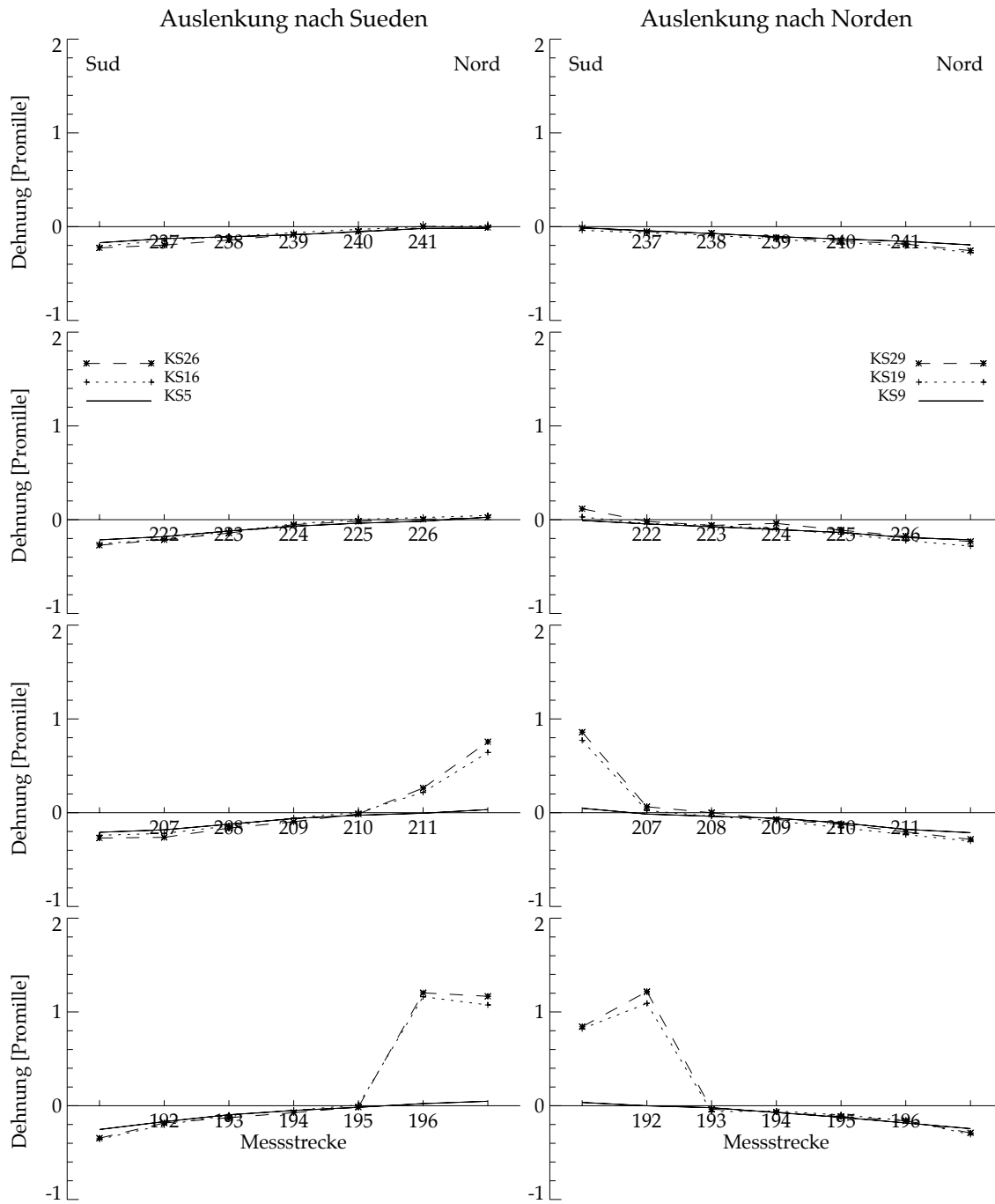


Bild 4.7: Wand WSH1. Ausgeglichenere mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.9. Fortsetzung von Bild 4.6.

Versuchsergebnisse

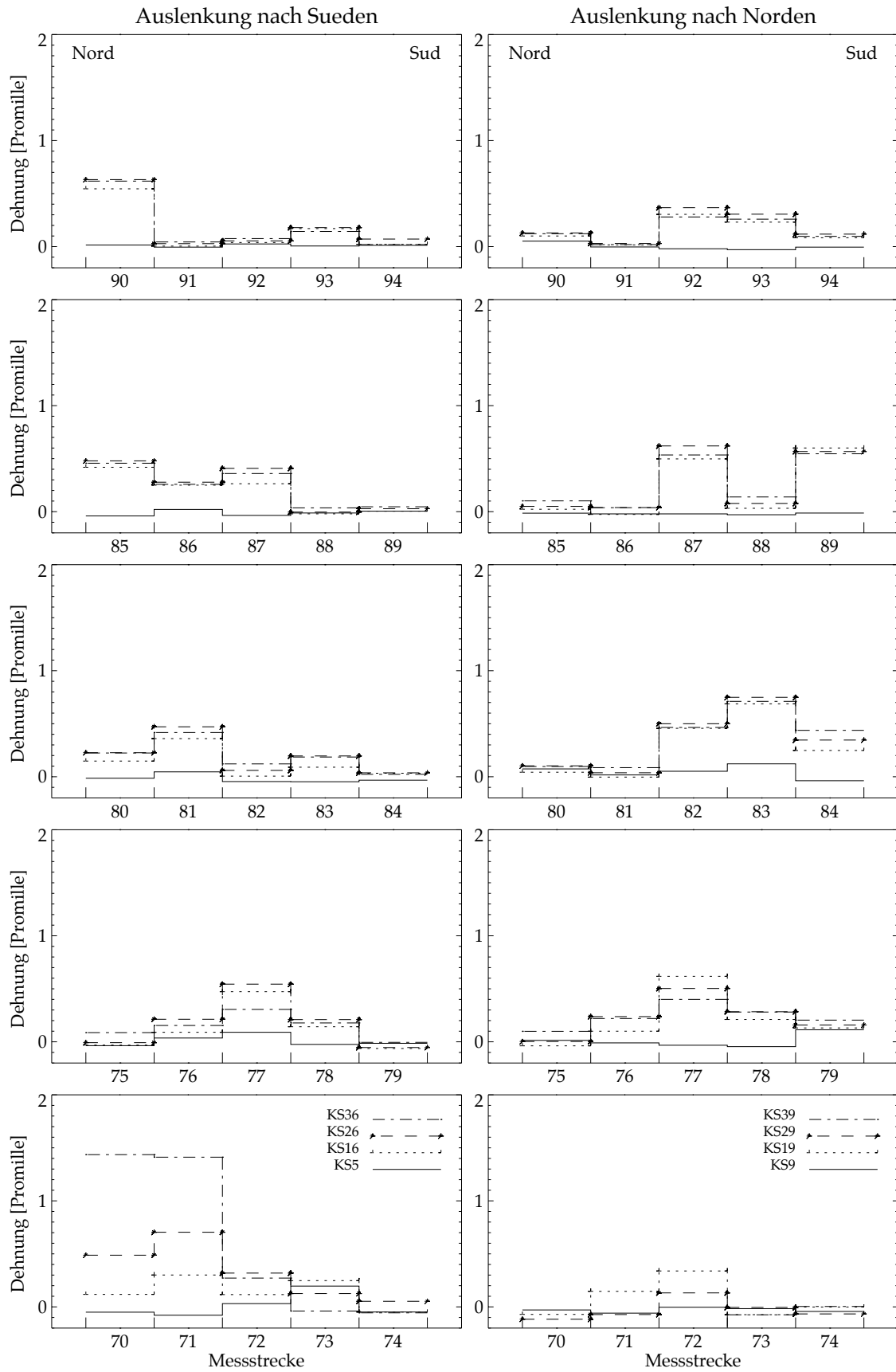


Bild 4.8: Wand WSH1. Gemessene mittlere Dehnung ϵ_i der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.10 unten.

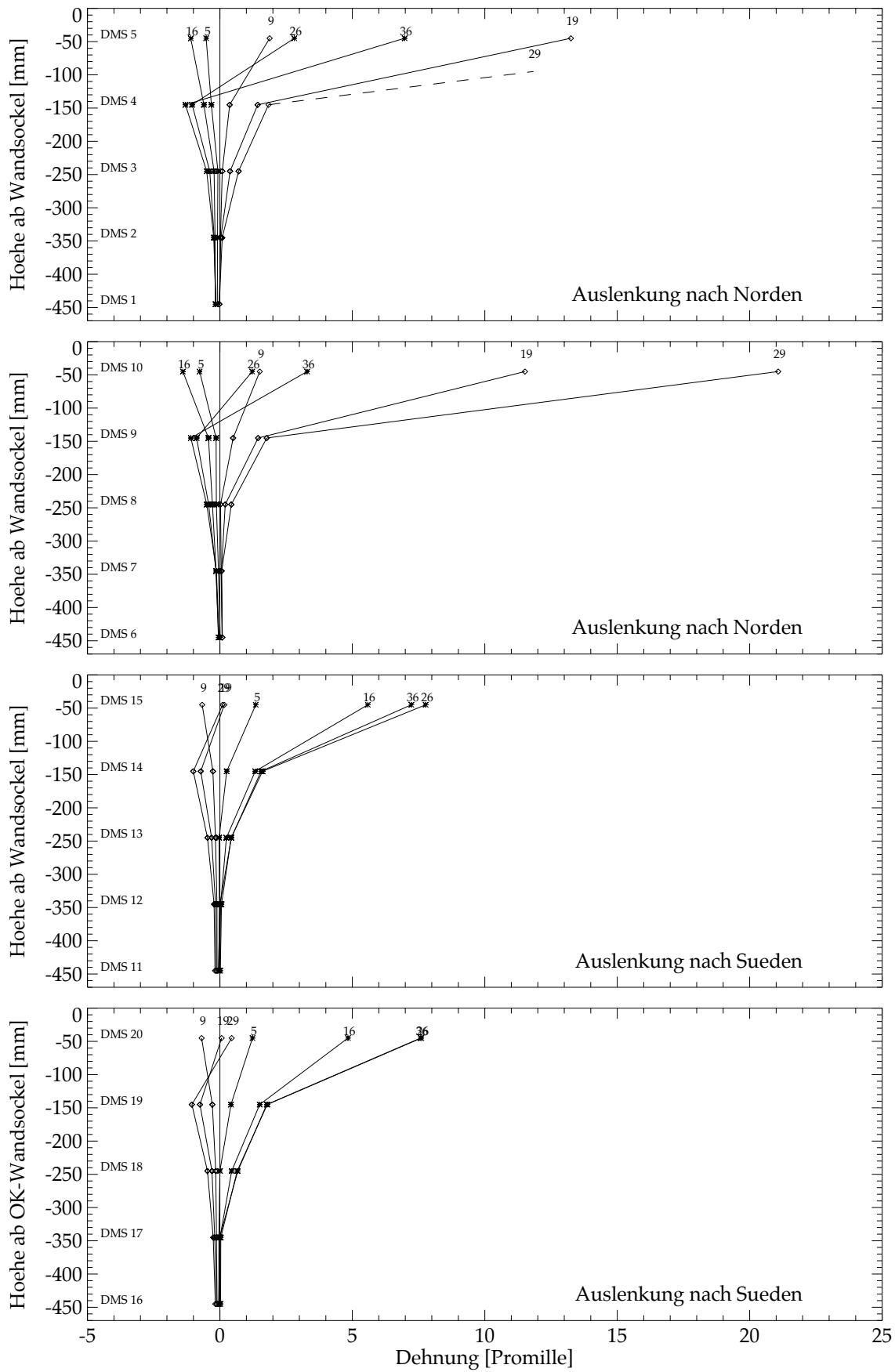


Bild 4.9: Wand WSH1. Verlauf der Dehnungen entlang der 4 Eckbewehrungsstäbe im Wandsockel.

Versuchsergebnisse

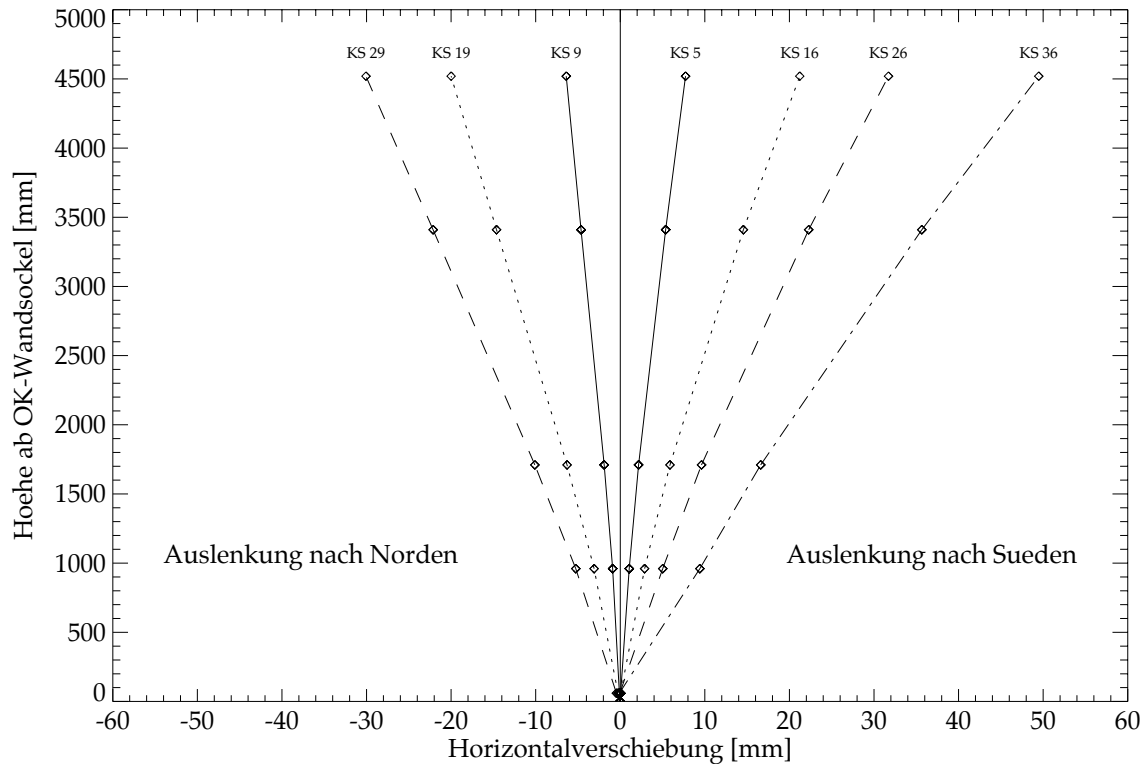


Bild 4.10: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH1.

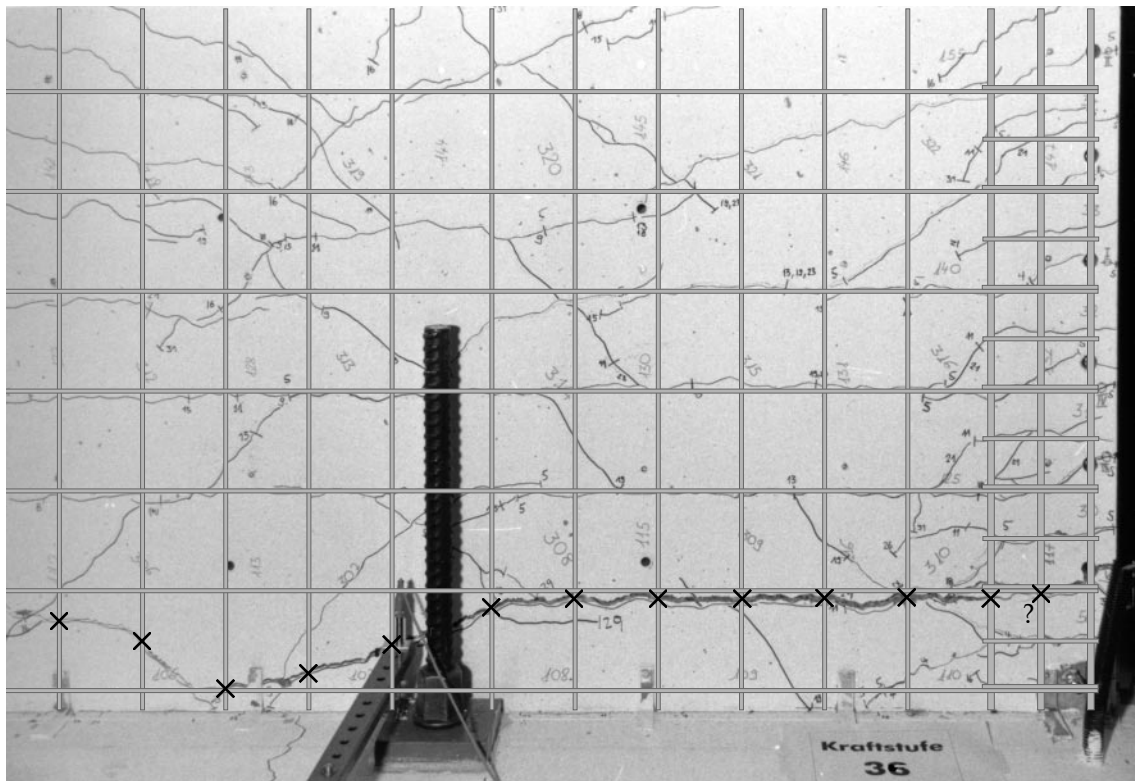


Bild 4.11: Wand WSH1. Nord-Biegezugzone im Bruchzustand nachdem die Bewehrungsstäbe $\varnothing 10$ (vermutlich drei) sowie alle Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ im breitem Riss V-VI versagt hatten. Der Bewehrungskorb ist unverformt darüber gezeichnet, seine Lage stimmt deshalb nicht genau mit derjenigen des Rissebildes überein.

4.3 Wand WSH2

Die Wand WSH2 wies genau die gleichen Versuchsparameter auf wie die Wand WSH1 bis auf die mechanischen Eigenschaften des Bewehrungsstahls (Tabelle 2.9). Bei der Wand WSH2 wurden Bewehrungsstäbe mit höheren Werten der Duktilitätseigenschaften A_{gt} und R_m/R_p eingesetzt, um einen vorzeitigen Bruch, wie er bei der Wand WSH1 auftrat, zu vermeiden. Bild 2.8 rechts zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Der Versuch wurde am Nachmittag des 26.9.96 begonnen, indem die zentrische Vorspannung zur Erzeugung des Hauptanteils der Normalkraft erneut auf den Sollwert von 630 kN gebracht wurde. Im Laufe des ganzen Versuches betrug die Normalkraft inkl. Wandeigengewicht $N_E=691\pm 4$ kN (Mittelwert und Standardabweichung). Der Prüfzylinder wurde mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden und die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2$ mm/min zuerst nach Süden ausgelenkt. Bei einer Kolbenkraft $F_k=82.5$ kN wurde KS3 erreicht und der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand wurde deutlich sichtbar. Bei $F_k=161$ kN wurde KS4 erreicht und gleichzeitig trat schlagartig der erste neue Riss auf einer Höhe von 52 cm ab OK-Sockel auf (siehe Riss I auf Bild 4.15).

Bei $F_k=241$ kN wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=6.73$ mm erreicht. Anschliessend wurde bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet und der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die erste Nachtpause ausgeschaltet.

Am nächsten Morgen (27.9.96) wurde die Normalkraft wieder nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet. Irrtümlicherweise wurde die Wand während zirka 7 Sekunden mit einer zu hohen Belastungsgeschwindigkeit ($v_k=2.5$ mm/s anstelle von $v_k=1.2$ mm/min) bewegt, bis der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder notfallmässig ausgeschaltet werden konnte. Der Öldruck fiel schlagartig zusammen und der Versuchskörper wurde unkontrolliert bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet. Da die Messrate der Messgeräte zwei Sekunden betrug, konnte die maximal erreichte Wandauslenkung nur geschätzt werden. Sie betrug $\Delta_w\approx -14.8$ bis -16.2 mm bei einer Kraft von $F_k\approx 320$ kN und die bleibenden Verformungen nach dieser ungewollten Belastung betrugen -1.05 mm. Sehr viele Risse traten auf, ohne dass es möglich gewesen wäre, deren Entstehungszeitpunkt einzeln festzustellen. Nach diesem Zwischenfall wurde der Versuch mit der richtigen Belastungsgeschwindigkeit planmässig weitergeführt.

Bei KS9 wurden $\Delta_w=-10.85$ mm und $F_k=-244$ kN gemessen. Die Wandauslenkungen bei KS10, KS11, KS12 und KS13 betrugen $\Delta_w=-1.40$ mm bzw. $\Delta_w=7.56$ mm, $\Delta_w=0.15$ mm und $\Delta_w=-10.84$ mm.

Bei KS14 wurde mit den gemessenen Auslenkungen bei KS5 und KS11 der Referenzwert $\mu_\Delta=\pm 1$ der Verschiebeduktilität entsprechend einer Auslenkung von $\Delta_w=\pm 10.5$ mm festgelegt. Dieser Wert diente zur Bestimmung der Zielauslenkungen für die nachfolgenden Duktilitätsstufen (z.B. $\Delta_w=\pm 21.0$ mm für $\mu_\Delta=\pm 2$, usw.).

Kraftstufen KS15 bis KS24

Ab KS16 bzw. KS19 war die Rissebildung praktisch abgeschlossen. Mit fortschreitendem Versuch wurden die bestehenden Risse nur noch breiter und länger. Bei KS20 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die zweite Nachtpause ausgeschaltet.

Versuchsergebnisse

Am nächsten Morgen (28.9.96) wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet. An diesem Tag wurde der Versuch als Demonstration im Rahmen einer Weiterbildungstagung rund 170 Personen vorgeführt. Deshalb wurde nur ein einziger Halbzyklus zurückgelegt und bereits bei KS22 der servohydraulische Regelkreis der Prüfszylinder für die dritte Nachtpause ausgeschaltet.

Der Versuch konnte erst am 30.9.96 mit der Nachregulierung der Normalkraft und dem Einschalten der Servohydraulik weitergeführt werden. Anschliessend wurde planmässig bis KS24 weiterbelastet. Ab KS24 wurde v_k auf 2.4 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS25 bis KS34

Der Versuch verlief problemlos ohne besondere Vorkommnisse ab.

Kraftstufen KS35 bis KS44

Kurz vor KS36 traten die ersten vertikalen Risse in der Süd-Biegedruckzone als Vorankündigung von Betonabplatzungen auf. Bei KS36 wurde bei $\Delta_w=42.3$ mm die Höchstlast des Versuches von $F_k=359$ kN gemessen. Am Ende der manuellen Messungen war F_k auf 337 kN abgefallen. Bei KS37 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfszylinder für die vierte und letzte Nachtpause ausgeschaltet.

Am 1.10.96 wurde die Normalkraft nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet. Ähnlich wie beim vorherigen Halbzyklus traten kurz vor KS39 die ersten vertikalen Risse in der Nord-Biegedruckzone auf. Bei KS39 wurden $\Delta_w=42.3$ mm und $F_k=359$ kN gemessen. Am Ende der manuellen Messungen war F_k auf -337 kN abgefallen.

Während der Entlastung von KS41 wurde bei KS42 nicht angehalten, sondern direkt nach KS43 weiterbelastet, um eine bessere Einsicht in das Phänomen des "Pinching" zu bekommen. Ab KS44 wurde v_k auf 3.6 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS45 bis KS54

Kurz vor Erreichen von KS46 rissen bei $\Delta_w=48.1$ mm die ersten Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ der vertikalen Wandbewehrung im Stegbereich (Bild 2.8 rechts). Die Kolbenlast F_k fiel um 5.4 kN ab, was auf ein Reißen von 1 bis 2 Stäben hindeutet. Bei KS46 betrug $\Delta_w=52.9$ mm und $F_k=352$ kN. Praktisch gleichzeitig mit dem Anhalten des Kolbens rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$. Der totale Kraftabfall infolge Reißen der Bewehrung betrug ungefähr 26 kN, d.h. dass bei der Belastung auf KS46 insgesamt 6 bis 8 Stäbe etwa im Bereich D des Risses II gerissen waren (Bild 4.15).

Das vorzeitige Versagen der Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ kann vor allem auf ihre schlechten Duktilitätseigenschaften (niedrige Werte von R_m/R_p und A_{gt} , siehe Tabelle 2.9), aber auch auf das eher ungünstige Rissebild zurückgeführt werden. Wie in den Diagrammen des Bildes 4.15 deutlich sichtbar, ist die Dicke der Nord-Süd-Risse im Bereich D grösser als im Bereich E, obwohl a priori eine Abnahme der Rissdicke mit zunehmender Distanz vom Biegezugrand zu erwarten wäre. Dieses merkwürdige Phänomen kann dadurch erklärt werden, dass im Bereich E viele Risse mit geringem Rissabstand infolge der engen Umschnürungsbewehrung entstehen, die dann aber zirka 30 cm vom Biegezugrand entfernt zusammenlaufen (Bild 4.16). Im Bereich D ist die Anzahl Risse deutlich kleiner, da dort keine enge Umschnürungsbewehrung mehr vorhanden ist, sondern nur noch die normale Schubbewehrung im doppelten Abstand der Umschnürungsbewehrung. Folglich gibt es im Bereich D über die gleiche Wandhöhe weniger Risse, die deshalb mehr aufgehen müssen und zum vorzeitigen Versagen der vertikalen Wandbe-

wehrung in diesem Stegbereich führten. Vor allem aber wirkte sich im vorliegenden Fall ungünstig aus, dass die Duktilitätseigenschaften der Bewehrung schlecht sind, der lokale Bewehrungsgehalt klein ist und der Verbund dank kleiner Stabdurchmesser gut ist. Bei KS46 hatten die vertikalen Risse in der Süd-Biegedruckzone leicht zugenommen, aber es fielen noch keine Betonbrocken ab.

Kurz vor KS49 (ab $\Delta_w = -41.9$ mm) fingen ähnlich wie beim vorherigen Halbzyklus die Stäbe $\varnothing 6$ an zu reißen. Schon vor KS49 fiel die Kolbenkraft F_k um 26 kN ab. Das bedeutet, dass bei der Belastung auf KS49 etwa 6 bis 8 Stäbe im Bereich B des Risses VIII gerissen sein müssen.

Ab KS49 konzentrierten sich die Verformungen im geschwächten Wandquerschnitt entlang den Rissen II und VIII (Erklärungen dazu in [BW 98]). Die Weggeber "Weg-V-1-Nord", "Weg-V-2-Nord", "Weg-V-1-Süd", "Weg-V-2-Süd" zeigten eine überproportionale Zunahme der Messwerte (Bild 4.17). Dagegen wiesen die übrigen Weggeber eher eine Abnahme oder allenfalls eine kleine Zunahme der Messwerte auf.

Bei der Belastung nach KS51 rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$, und die Abplatzungen in der Süd-Biegedruckzone nahmen zu. Die Betonüberdeckung fiel mehr und mehr ab, und es war erstmals deutlich zu erkennen, dass die vertikalen Eckstäbe $\varnothing 10$ in einer Höhe von ca. 150 mm ab OK-Sockel zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 75 mm ($s_h = 7.5 \varnothing$) ausgeknickt waren.

Auch bei der nachfolgenden Belastung nach KS53 rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$. Sehr wahrscheinlich waren ab KS53 alle Stäbe $\varnothing 6$ im durchgehenden Riss II - VIII gerissen. Bei KS53 waren die Abplatzungen in der Nord-Biegedruckzone viel weniger ausgedehnt als in der Süd-Biegedruckzone bei der entsprechenden KS51. Es war deshalb nicht möglich festzustellen, ob die Eckstäbe auch auf dieser Seite schon ausgeknickt waren.

Kraftstufen KS55 bis Versagen

Bei KS59 waren dann die Abplatzungen in der Nord-Biegedruckzone so weit ausgedehnt, dass auch dort das Ausknicken der Eckstäbe $\varnothing 10$ in einer Höhe von ca. 150 mm ab OK-Sockel deutlich zu erkennen war. Ab KS59 sind die Messwerte des Gebers "Weg-H-5" infolge Betonabplatzungen nicht mehr zuverlässig. Beim Entlasten von KS59 wurden die Prüfzylinder versehentlich falsch gesteuert und es stellte sich eine unkontrollierte Hin- und Her-Bewegung von ± 2 mm ein. Nach Behebung dieser Störung der Steuerung konnte der Versuch wieder planmässig weitergeführt werden. Ab KS59 wurde v_k auf 4.8 mm/min erhöht.

Bei KS61 waren alle sechs Stäbe $\varnothing 10$ in der Süd-Biegedruckzone ausgeknickt (Bild 4.14 links). Während der Belastung auf KS63, die bei einer planmässigen Auslenkung von $\Delta_w = -63$ mm vorgesehen war, trat das Versagen des Versuchskörpers auf. Auf dem Weg auf KS63 fiel bei $\Delta_w = -38.7$ mm die Normalkraft infolge falscher Betätigung der Handpumpe um ca. 80 kN ab. Unter laufendem Versuch wurde die richtige Normalkraft sofort wiederhergestellt. Bei $\Delta_w = -50.5$ mm riss einer der Eckstäbe $\varnothing 10$ in der Süd-Biegezugzone. Trotzdem wurde in die gleiche Richtung weiterbelastet, bis bei $\Delta_w = -82.3$ mm der zweite Eckstab $\varnothing 10$ riss. Beide Eckstäbe sind genau dort gerissen, wo bei der vorherigen Druckbeanspruchung die grösste Krümmung infolge Ausknicken entstanden war (Bild 4.14). Damit war der Versuch der Wand WSH2 abgeschlossen.

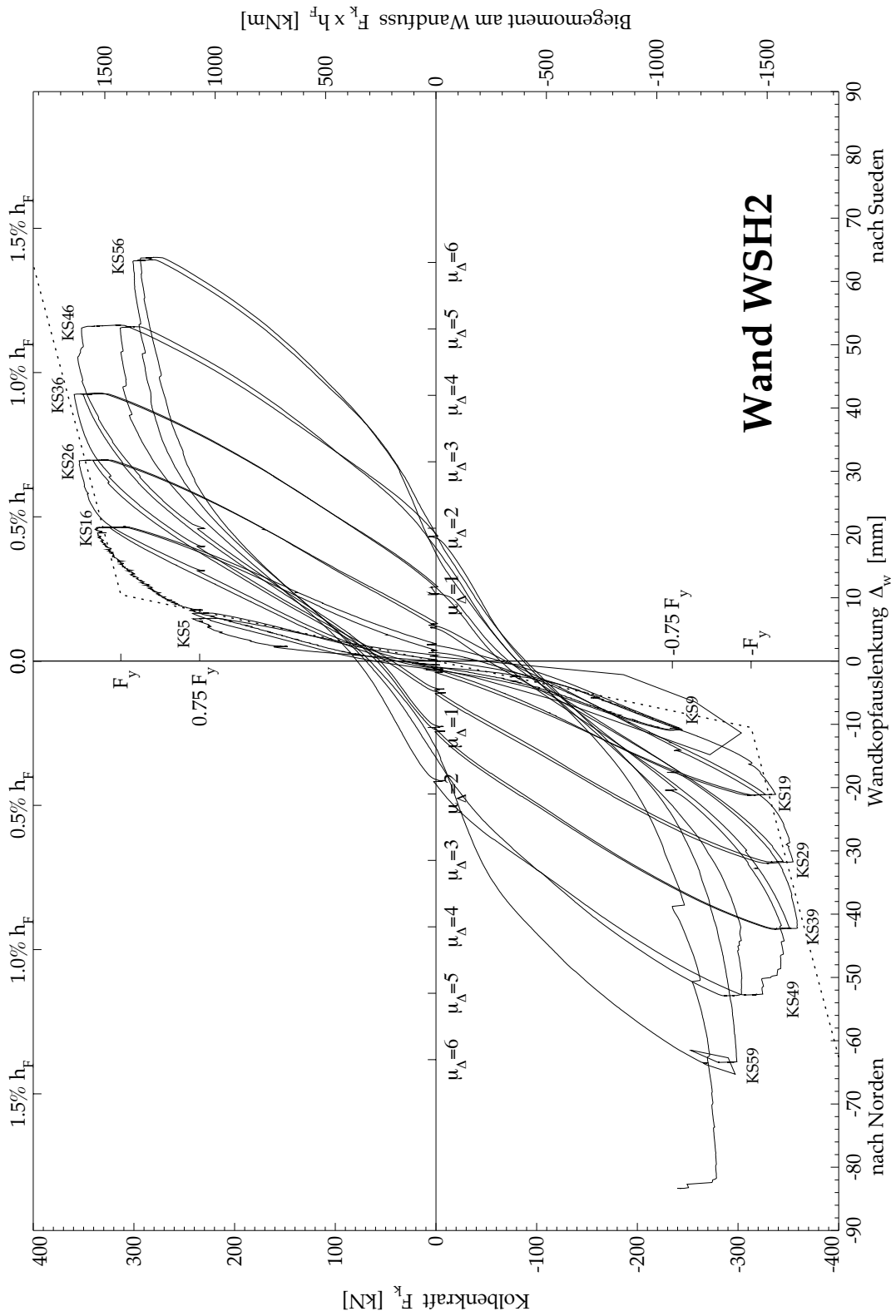


Bild 4.12: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH2.

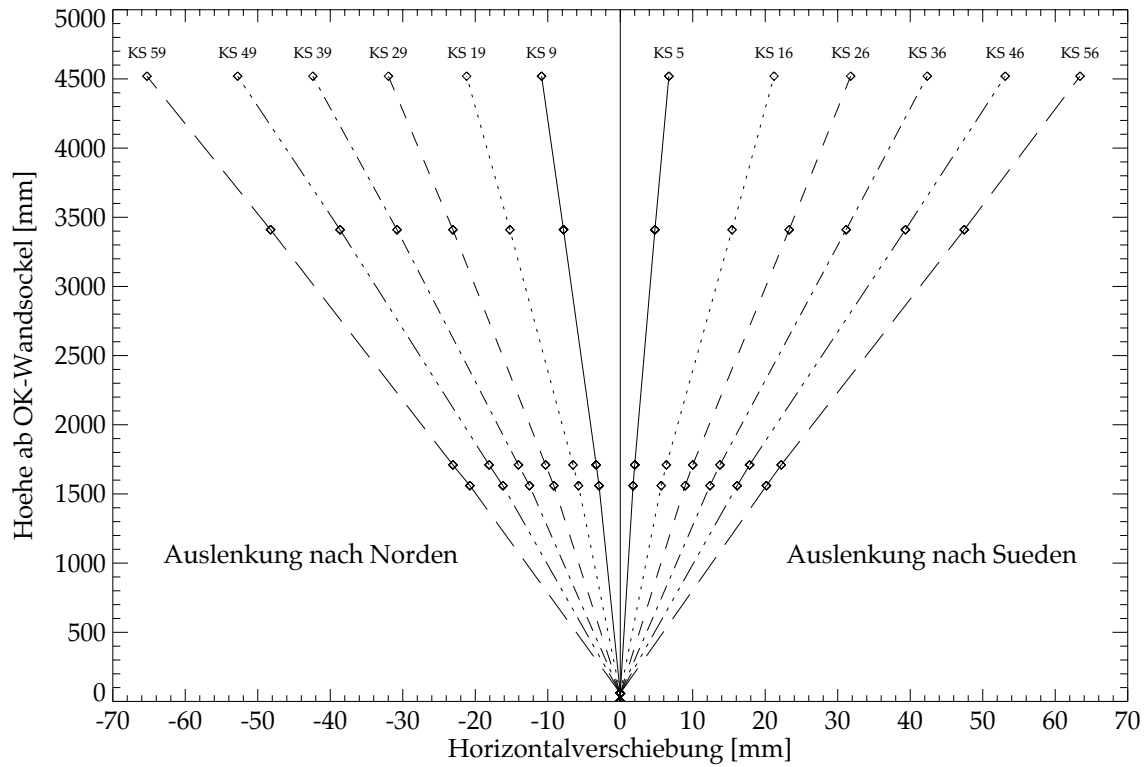


Bild 4.13: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH2.

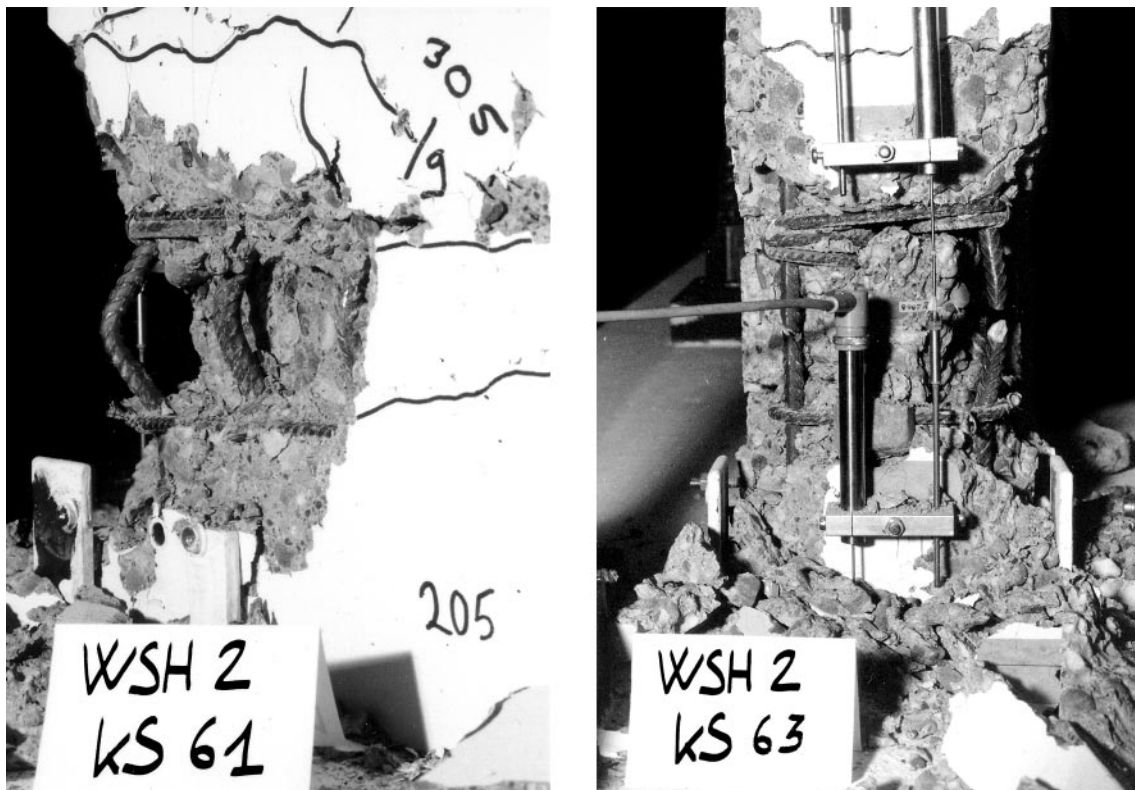


Bild 4.14: Wand WSH2. Ausgeknickte Bewehrungsstäbe $\varnothing 10$ zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 75 mm ($s_h=7.5 \varnothing$) in der Süd-Biegedruckzone (links). Zerrissene Bewehrungsstäbe in der Süd-Biegezugzone (rechts), dort wo vorher im Bild links die grösste Krümmung war.

Versuchsergebnisse

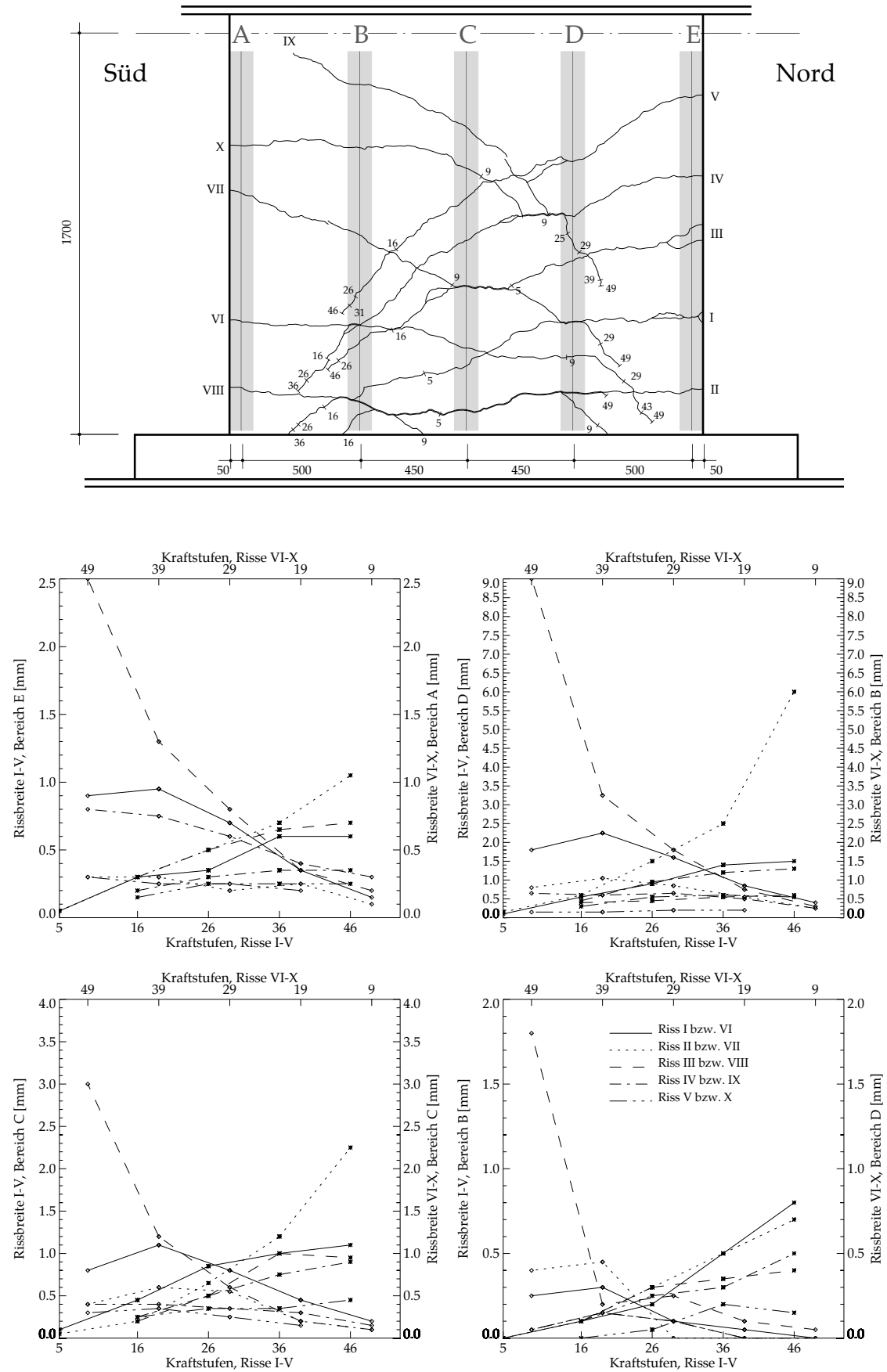


Bild 4.15: Wand WSH2. Gemessene Rissbreiten in [mm], oberes Bild 1:25.

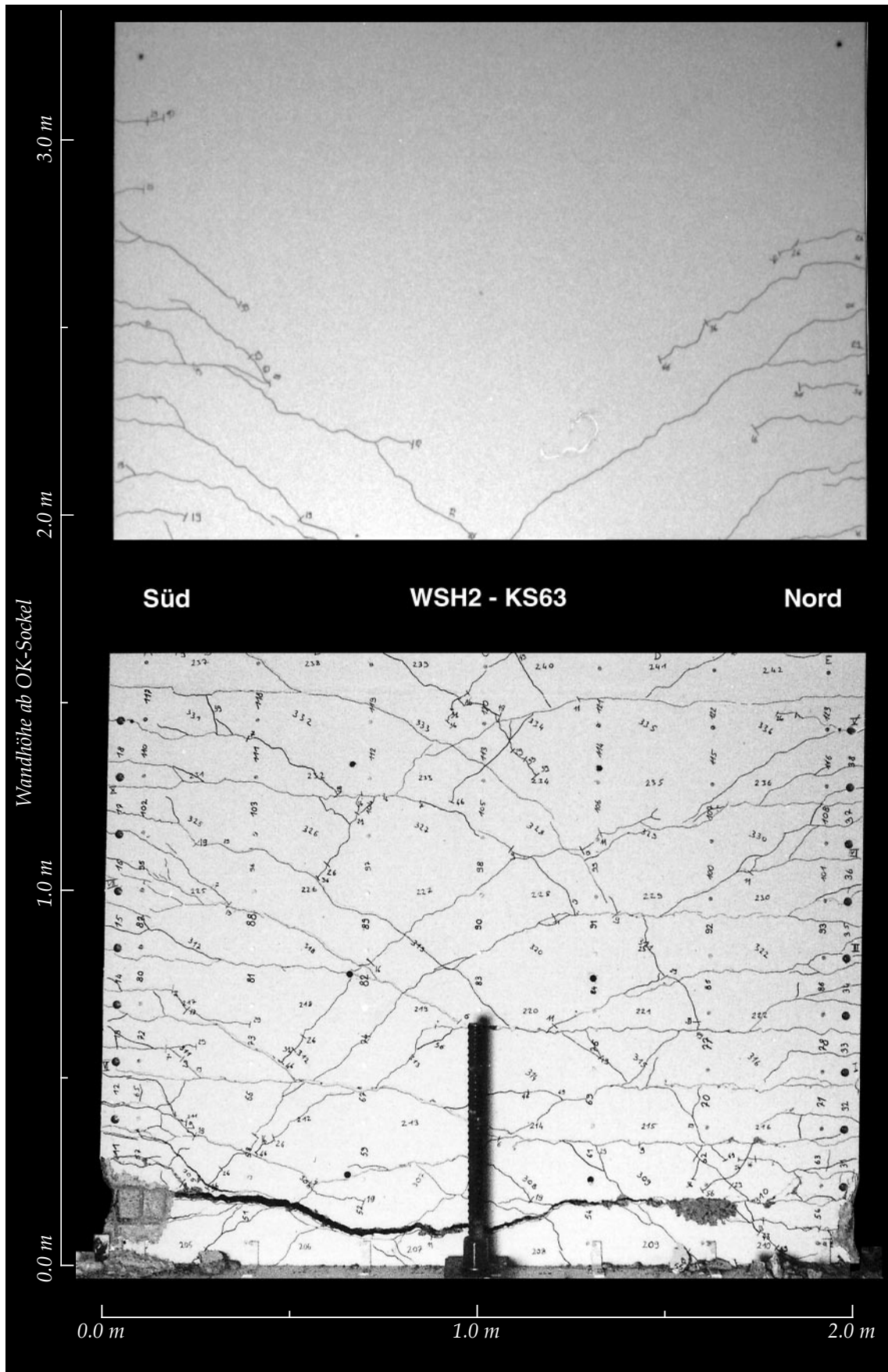


Bild 4.16: Gesamtes Rissebild der Wand WSH2 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS63.

Versuchsergebnisse

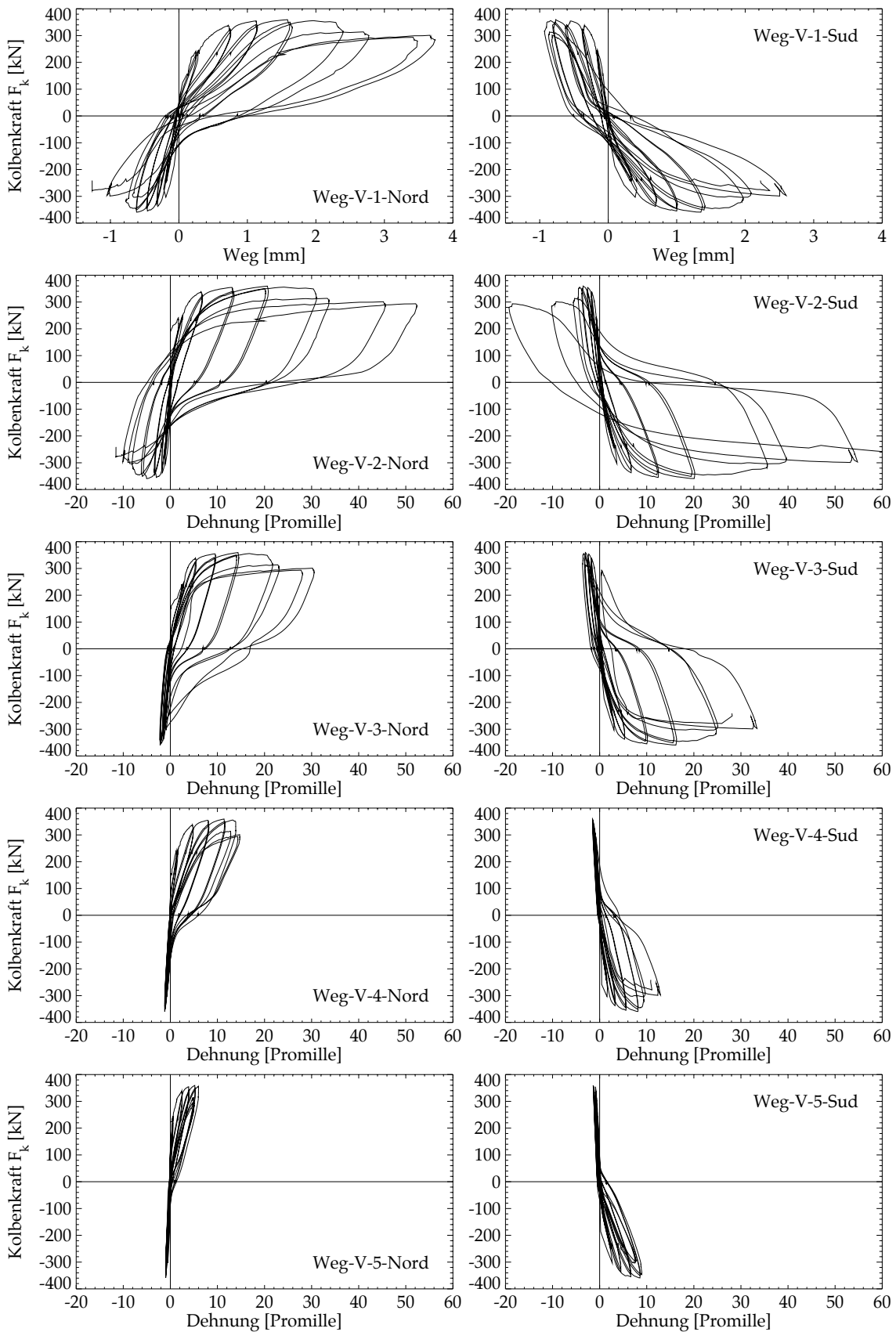


Bild 4.17: Wand WSH2. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6).

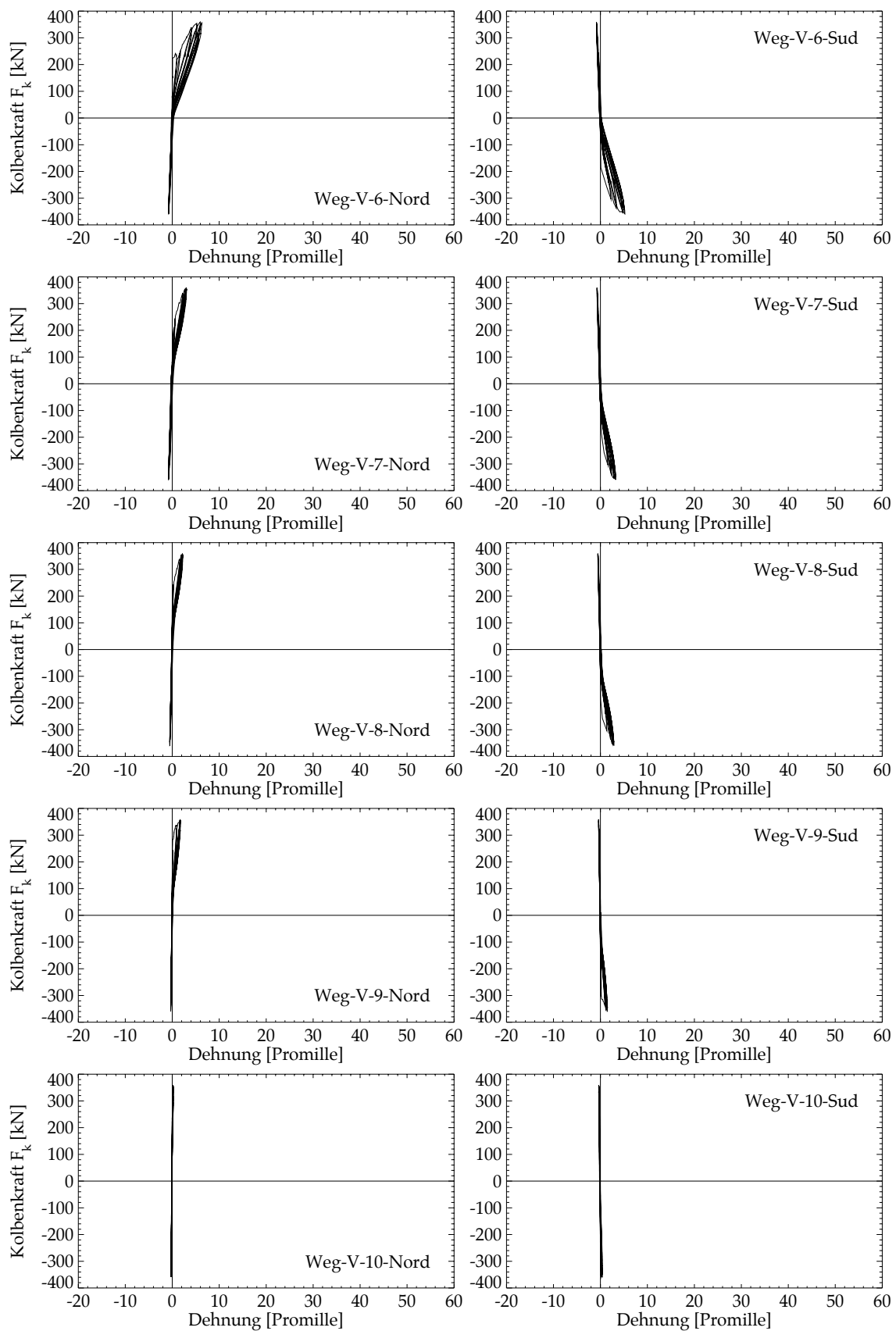


Bild 4.18: Wand WSH2. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6). Fortsetzung von Bild 4.17.

Versuchsergebnisse

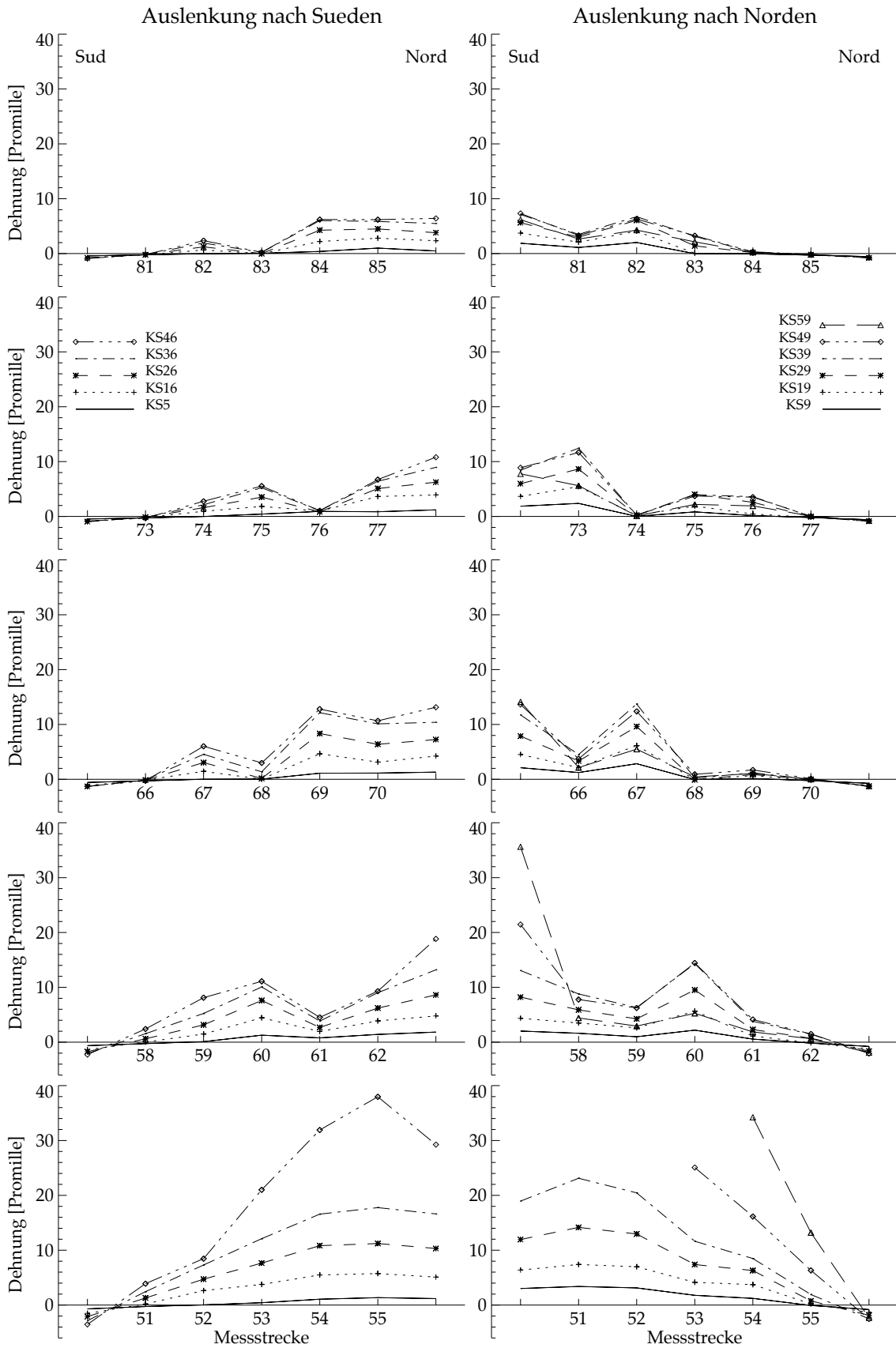


Bild 4.19: Wand WSH2. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben.

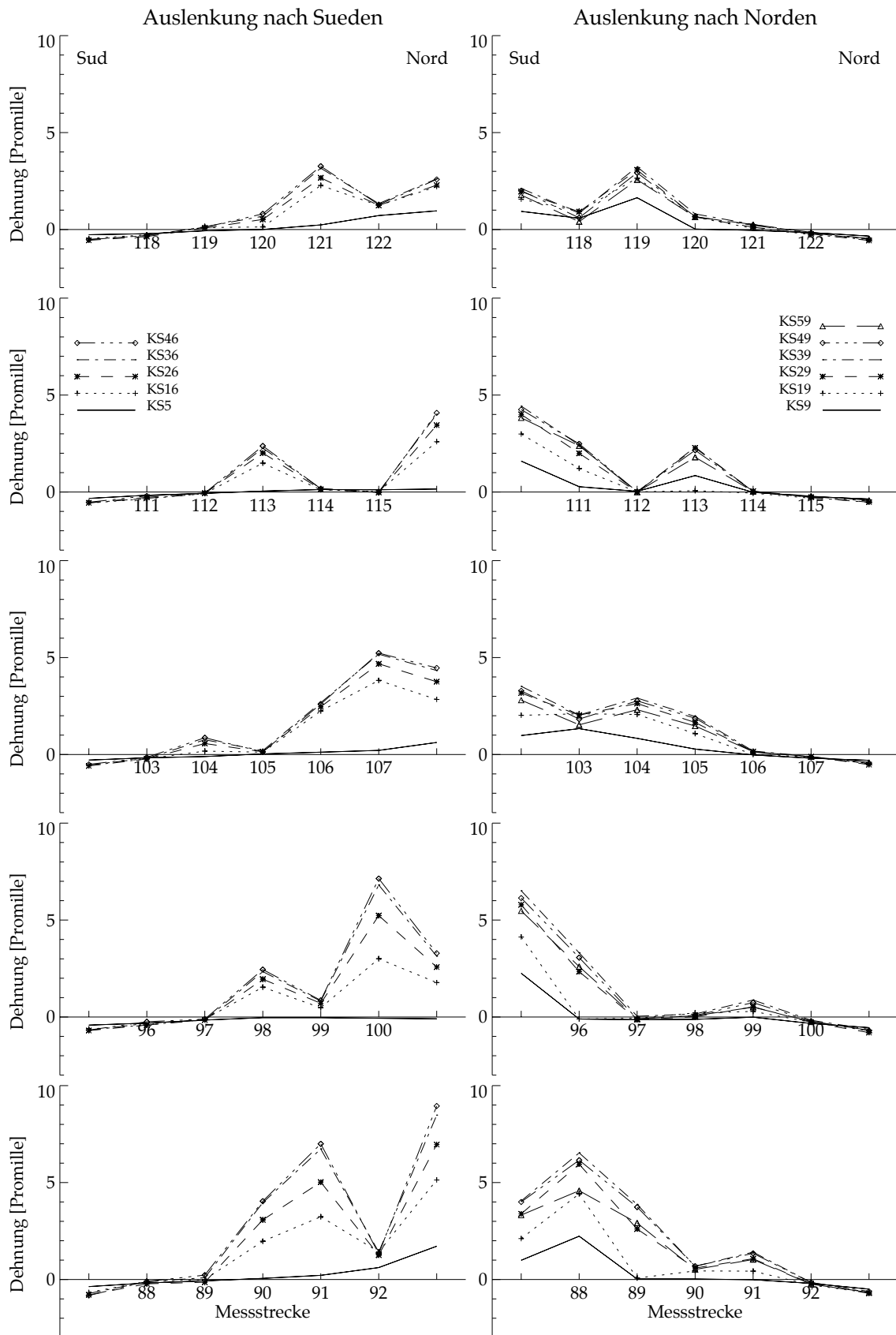


Bild 4.20: Wand WSH2. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben. Fortsetzung von Bild 4.19.

Versuchsergebnisse

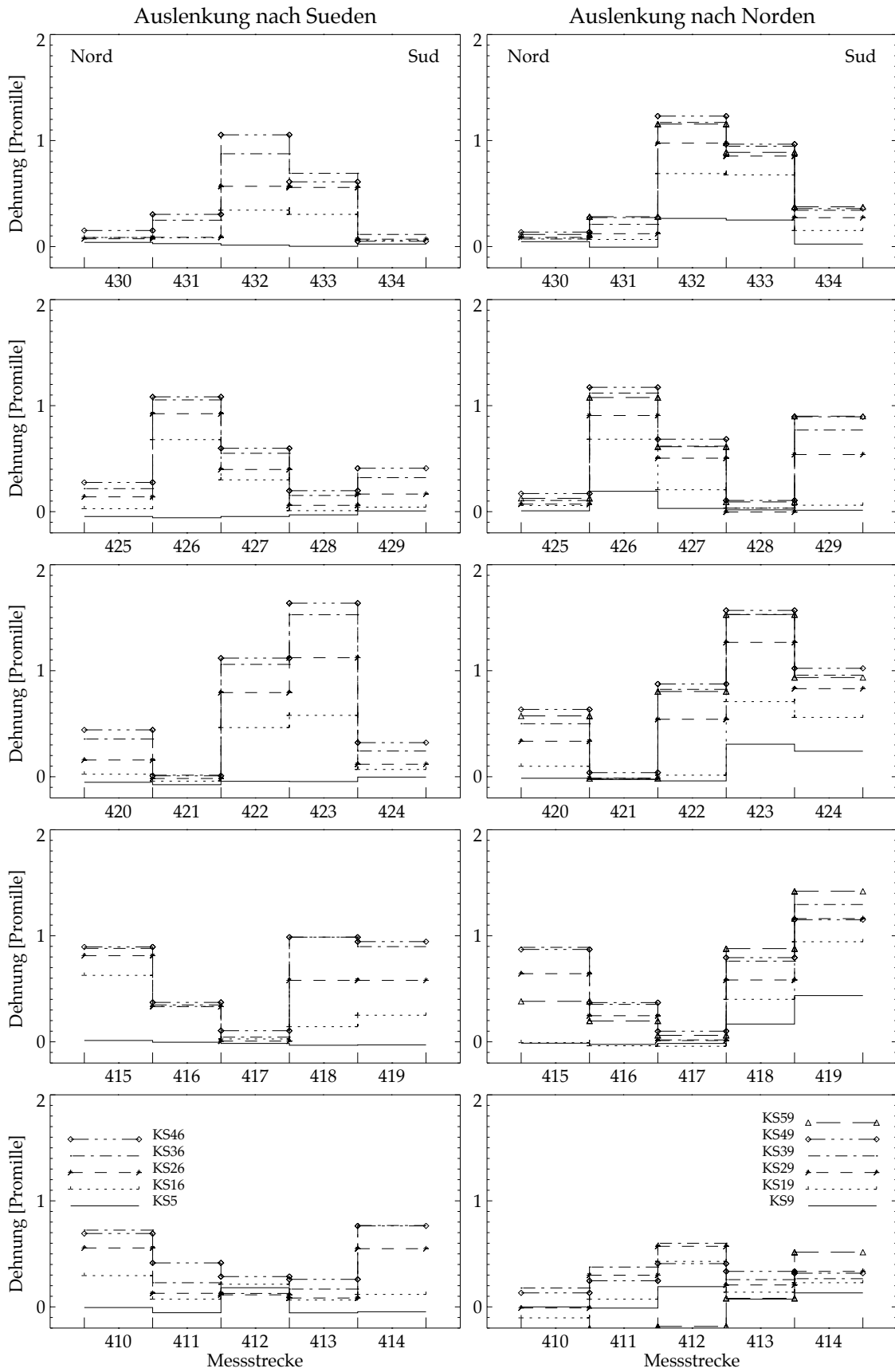


Bild 4.21: Wand WSH2. Gemessene mittlere Dehnung ϵ_i der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 unten.

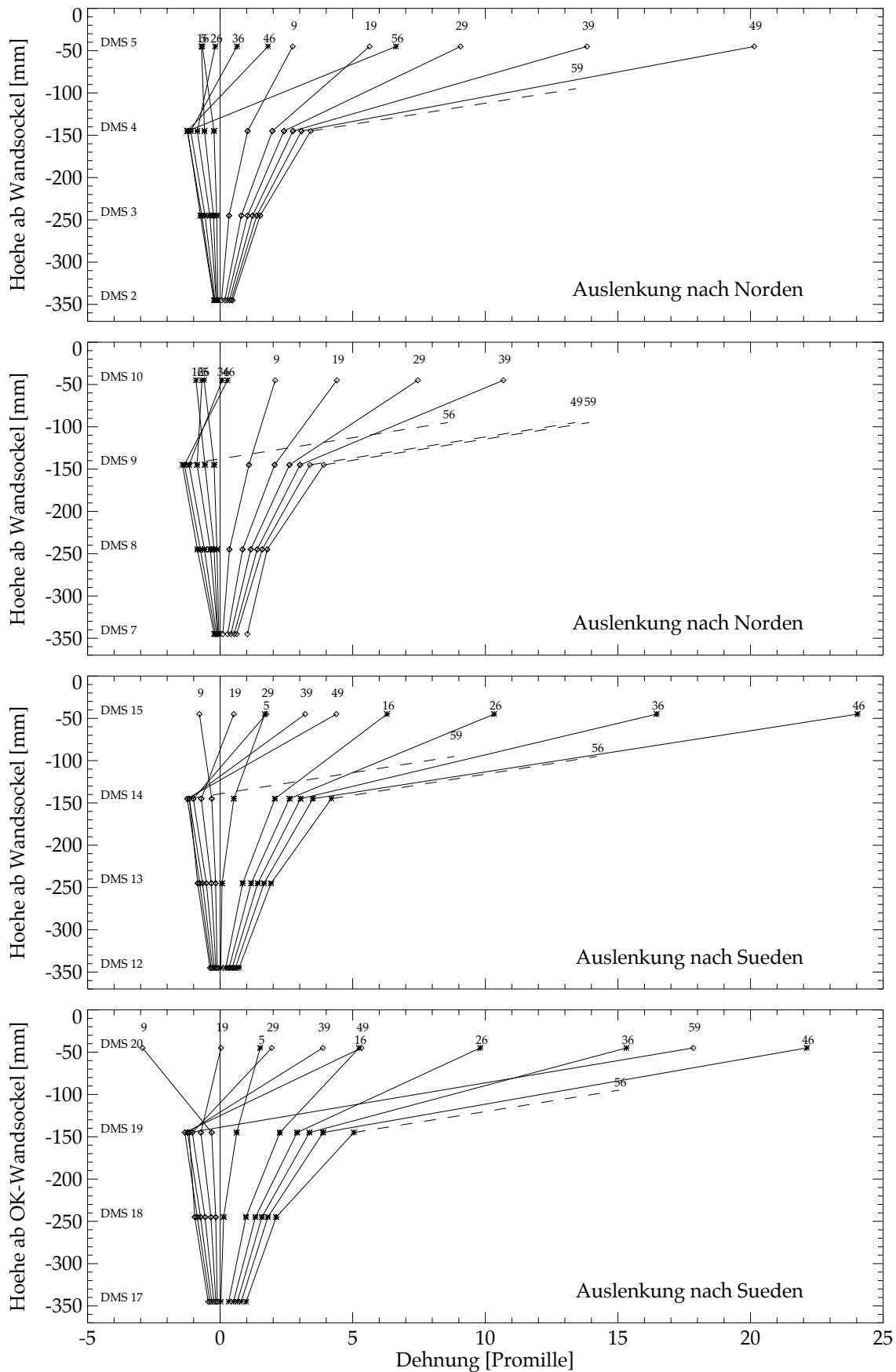


Bild 4.22: Wand WSH2. Verlauf der Dehnungen entlang der 4 Eckenbewehrungsstäbe im Wandsockel.

Versuchsergebnisse

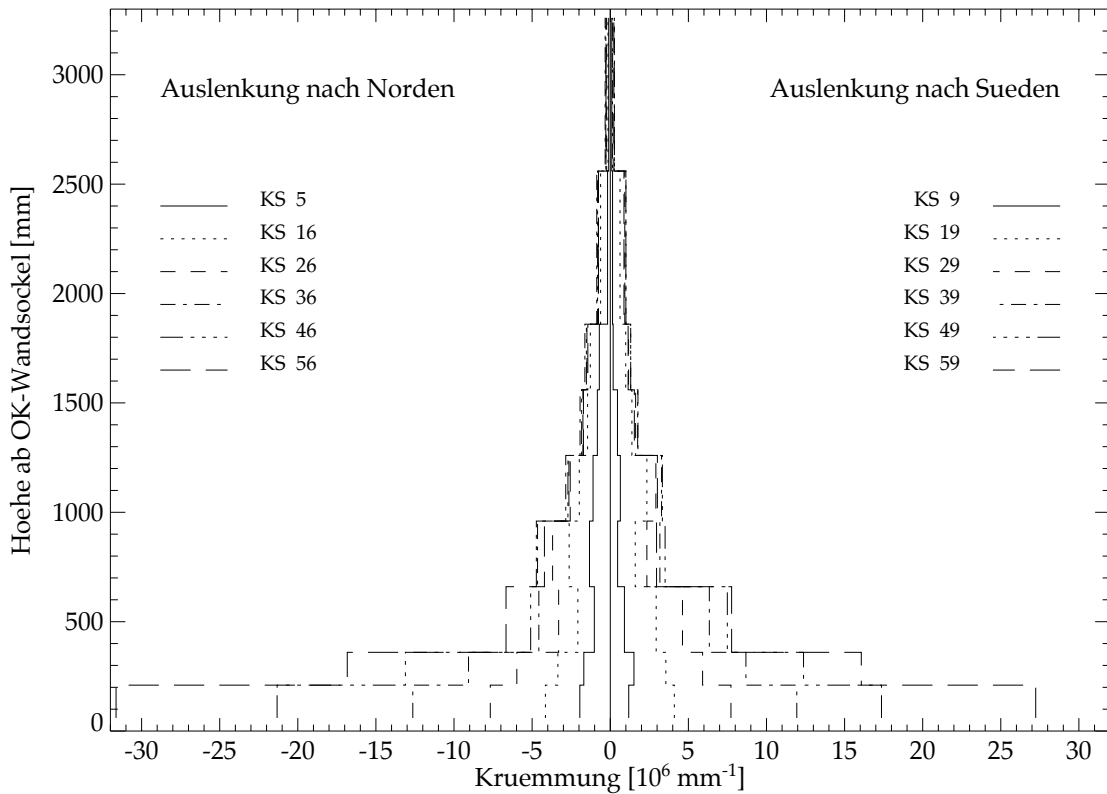


Bild 4.23: Wand WSH2. Berechneter Verlauf der Krümmung über die Wandhöhe.

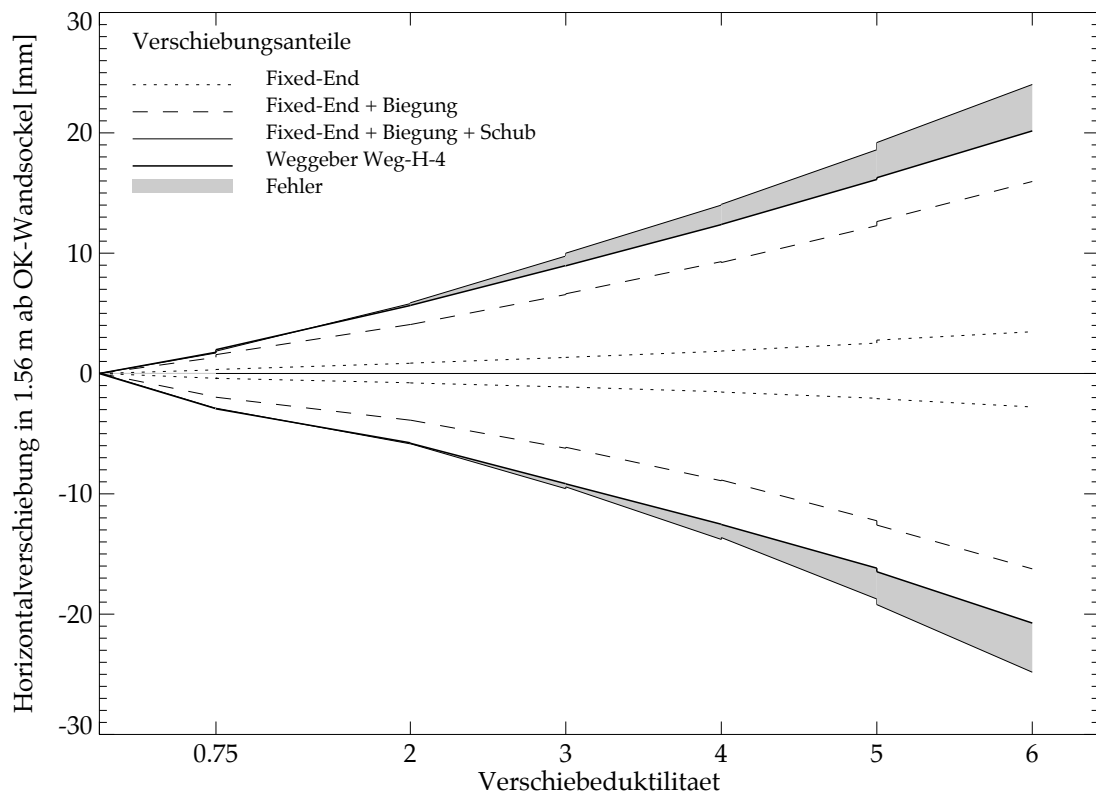


Bild 4.24: Wand WSH2. Vergleich von berechneten (Kapitel 4.1) und gemessenen (Weg-H-4) Horizontalverschiebungen in Funktion der Verschiebeduktilität μ_{Δ} .

4.4 Wand WSH3

Im Vergleich zur Wand WSH2 wurde bei der Wand WSH3 die Bemessungsduktilität μ_{Δ} von 3 auf 5 erhöht und der Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t um einen Faktor 1.52 von 0.54 % auf 0.82 % erhöht (Bild 1.5). Vor allem der vertikale Stegbewehrungsgehalt wurde von $\rho_{wv}=0.30$ % auf $\rho_{wv}=0.54$ % erhöht. Es konnten deshalb die duktileren Bewehrungsstäbe $\varnothing 8$ anstatt der spröderen Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ verwendet werden (Tabelle 2.9). Diese Vorkehrungen in Bezug auf die vertikale Stegbewehrung wurden getroffen, um deren vorzeitigen Bruch, wie es bei den Wänden WSH1 und WSH2 der Fall gewesen ist, zu vermeiden. Bild 2.9 links zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Die Wand WSH3 war die erste, die mit externen Spannkabeln vorgespannt wurde. Bei Versuchsbeginn, früh am Morgen des 21.7.97, wurde die Vorspannkraft problemlos auf den Sollwert von 630 kN nachreguliert und der Prüfzylinder mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden. Der Mittelwert der gesamten Normalkraft inkl. Wandeigen-gewicht unmittelbar oberhalb OK-Sockel betrug im Laufe des Versuches $N_E=686\pm 7$ kN (Mittelwert und Standardabweichung). Dann wurde die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2$ mm/min zuerst nach Süden ausgelenkt.

Bei einer Kolbenkraft $F_k=102$ kN wurde KS3 erreicht, ohne dass sich irgendwelche Risse bildeten. Während der Belastung nach KS4 traten dann die ersten Rissen auf. Bei $F_k=130$ kN wurde der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand deutlich sichtbar, bei $F_k=162$ kN trat Riss I in Bild 4.28 auf und bei $F_k=172$ kN entstand mit einem lauten Knall ein Riss auf einer Höhe von 17 cm ab OK-Sockel. KS4 wurde bei $F_k=204$ kN erreicht und zu diesem Zeitpunkt bestanden Risse bis in eine Höhe von 65 cm ab OK-Sockel.

Bei $F_k=306$ kN wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=11.3$ mm erreicht. Der höchstgelegene Riss entstand im Bereich des Gebers "Weg-V-9-Nord" bei $F_k=274$ kN in einer Höhe von 2.05 m ab OK-Sockel. Anschliessend wurde bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet. Die bleibende Verformungen betragen $\Delta_w=1.7$ mm.

Die Wand wurde dann zum ersten Mal nach Norden ausgelenkt und bei einer Kolbenkraft $F_k=-102$ kN wurde KS7 erreicht, ohne dass jegliche Risse in der Süd-Biegezugzone sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS8 traten die ersten Risse auf. Bei $F_k=-150$ kN hörte man den ersten lauten Knall. Der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand wurde deutlich sichtbar und gleichzeitig entstand ein weiterer Riss auf einer Höhe von 17 cm ab OK-Sockel. Riss VI auf Bild 4.28 entstand bei $F_k=-177$ kN. Bei KS8 bestanden die Risse bis in eine Höhe von 1 m ab OK-Sockel.

Bei $F_k=-306$ kN wurde KS9 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=-11.1$ mm erreicht. Im Bereich des Gebers "Weg-V-9-Süd" waren nun drei Risse vorhanden, deren Entstehung bei $F_k=-266$ kN anfang. Der oberste Riss lag in einer Höhe von 2.20 m ab OK-Sockel. Anschliessend wurde bis auf KS10 entlastet.

Bei KS10 betragen $F_k\approx 0$ kN und $\Delta_w=-1.1$ mm, und der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder konnte für die erste Nachtpause ausgeschaltet werden.

Am nächsten Morgen (22.7.97) wurde die Normalkraft wieder nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet. Die Wandauslenkungen bei KS11, KS12 und KS13 betru-gen $\Delta_w=12.0$ mm bzw. $\Delta_w=1.0$ mm und $\Delta_w=-11.9$ mm.

Bei KS14 wurde mit den in den vorherigen Halbzyklen gemessenen Auslenkungen der Referenzwert $\mu_{\Delta}=\pm 1$ der Verschiebeduktilität entsprechend einer Auslenkung von

Versuchsergebnisse

$\Delta_w = \pm 15.4$ mm festgelegt. Dieser Wert diente zur Bestimmung der Zielauslenkungen für die nachfolgenden Duktilitätsstufen (z.B. $\Delta_w = \pm 30.8$ mm für $\mu_\Delta = \pm 2$, usw.).

Kraftstufen KS15 bis KS24

Ab KS16 bzw. KS19 traten die ersten vertikalen Risse in den Biegedruckzonen auf. Diese Risse erstreckten sich bis in eine Höhe von ~15 cm ab OK-Sockel und waren eine Vorankündigung von Betonabplatzungen. Die Bildung der Biege-Schubrisse im Wandbereich war ab KS16 bzw. KS19 im wesentlichen abgeschlossen. Biege-Schubrisse entstanden bis in eine Höhe von 3.55 m bzw. 3.25 m ab OK-Sockel. Mit fortschreitendem Versuch wurden die bestehenden Risse nur noch breiter und länger, ausser in den Bereichen A bzw. E (Bild 4.28) bildeten sich noch zusätzliche kurze horizontale Risse. Die Lage der Risse entsprach der Position der Umschnürungsbügel. Der mittlere vertikale Rissabstand betrug somit 75 mm. Ab zirka 30 cm vom Biegezugrand entfernt, wo keine Umschnürungsbügel mehr vorhanden waren, liefen sie dann mit früher entstandenen Biege-Schubrisse zusammen (Bild 4.29).

Bei KS20 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die zweite Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (23.7.97) wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuch planmässig weitergeführt. Ab KS24 wurde v_k auf 2.4 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS25 bis KS34

KS26 wurde bei einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w = 46.5$ mm erreicht. Die Kolbenkraft F_k betrug 451.7 kN, was praktisch schon der maximal gemessenen Kraft entsprach. Die vertikalen Risse in der Biegedruckzone reichten bis in eine Höhe von zirka 40 cm ab OK-Sockel, aber die volle Betonüberdeckung war noch vorhanden. Ab KS26 waren die Dehnungen in den vertikalen Bewehrungsstäben so gross, dass mehrere Aluminiumbolzen, die als Bezugspunkte für die manuelle Messstellen darauf geklebt waren, abfielen (Kapitel 3.2.3). Ursache dafür war ein zu spröder Klebstoff. Wo möglich wurden die Bolzen erneut aufgeklebt. Am Ende der Abtastung der manuellen Messstellen bei KS26 war F_k auf 420 kN abgefallen.

Das Verhalten des Versuchskörpers bei KS29 war ähnlich wie bei KS26. Die gemessenen Kolbenkräfte betragen $F_k = -443.6$ kN vor dem Anhalten der Kolbenbewegung und $F_k = -416$ kN am Ende der Abtastung der manuellen Messungen.

Bei KS30 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die dritte Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (24.7.97) wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuch plangemäss weitergeführt.

Kraftstufen KS35 bis KS44

Bei den Kraftstufen KS36 und KS39 fielen in den Biegedruckzonen die ersten Stücke der Betonüberdeckung ab, ohne dass die vertikalen Bewehrungsstäbe sichtbar wurden. Die gemessene Dehnungen in der Schubbewehrung hatten trotz Kapazitätsbemessung der Wände die rechnerische Fliessdehnung $\epsilon_y = R_{p0.2}/E_s$ bereits an mehreren Messstellen erreicht (Bild 4.34).

Bei KS40 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die vierte Nachtpause ausgeschaltet. Der Versuch konnte erst am 28.7.97 weitergeführt werden. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde dann ab KS40 auf 3.6 mm/min erhöht.

Kraftstufen K45 bis KS54

Bei KS46 und $\Delta_w=77.2$ mm wurde bei dieser Wand die maximale Kolbenkraft $F_k=454.3$ kN gemessen.

In die Richtung Nord wurden bei KS49 noch $F_k=-447.2$ kN bei $\Delta_w=-77.2$ mm erreicht.

Bei KS50 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die fünfte Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (29.7.97) wurde die Normalkraft nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und Richtung KS51 weiterbelastet.

Während der Belastung fiel die Betonüberdeckung soweit ab, dass der vertikale Eckstab $\varnothing 12$ bei der Messtrecke 10 (Bild 3.11 oben) in der Süd-Biegedruckzone sichtbar wurde. Der Bewehrungsstab war gerade daran, zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 75 mm ($s_h=6.25 \varnothing$), auszuknicken.

Bei KS53 waren die Abplatzungen in der Nord-Biegedruckzone weniger ausgeprägt als die in der Süd-Biegedruckzone bei KS51. Man konnte aber gerade noch feststellen, dass der vertikale Eckstab $\varnothing 12$ bei der Messtrecke 30 ebenfalls leicht ausgeknickt war. Diese Beobachtung lässt vermuten, dass die Bewehrungsstäbe anfangen auszuknicken, bevor die Betonüberdeckung vollständig abgeplatzt ist. Ab KS54 wurde v_k auf 4.8 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS55 bis Versagen

Bei den Kraftstufen KS59 und KS61 nahmen die Abplatzungen der Betonüberdeckung zu. Es konnte festgestellt werden, dass die Eckstäbe $\varnothing 12$ bei den Messtrecken 40, bzw. 10 und 20 eine mehrwellige Knickfigur, mit Festpunkten in den Höhen +0 mm, +75 mm, +150 mm und +225 mm ab OK-Sockel aufwiesen, d.h. dort wo die Stabilisierungsbügel verlegt waren (Bild 4.27 links).

Kurz vor KS63 bei $\Delta_w=-82$ mm brach der Eckstab bei der Messstrecke 10 in einer Höhe von 14 cm ab OK-Sockel, d.h. dort wo bei der vorherigen Druckbeanspruchung die grösste Krümmung infolge Ausknicken entstanden war (Bild 4.27). Obwohl die Kolbenkraft noch nicht um 20% abgefallen war, wurde der Versuch der Wand WSH3 aus Sicherheitsgründen abgebrochen. Im Laufe des Versuches wurden Dehnungen in der Schubbewehrung bis über 4‰ gemessen (Bild 4.34).

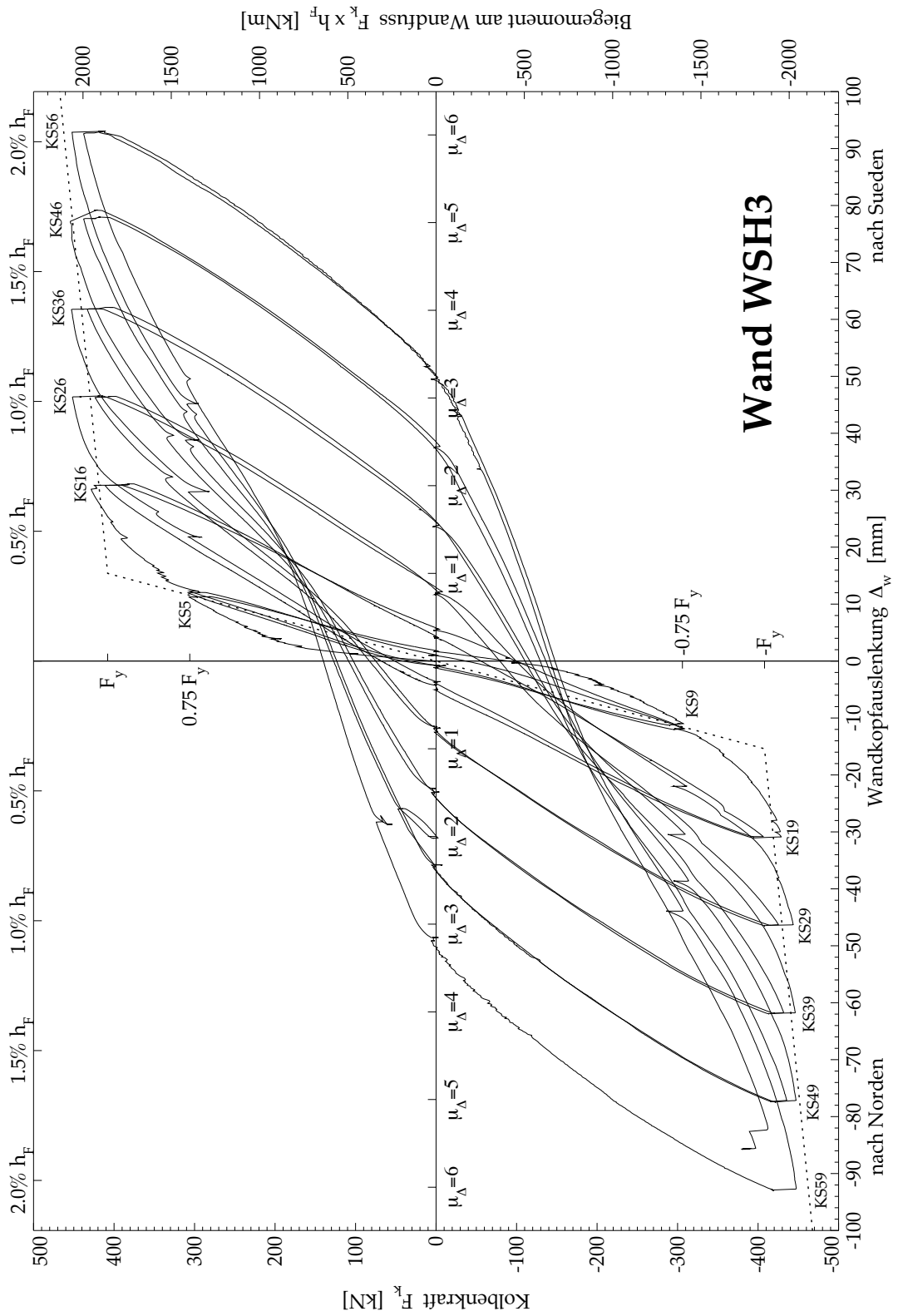


Bild 4.25: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH3.

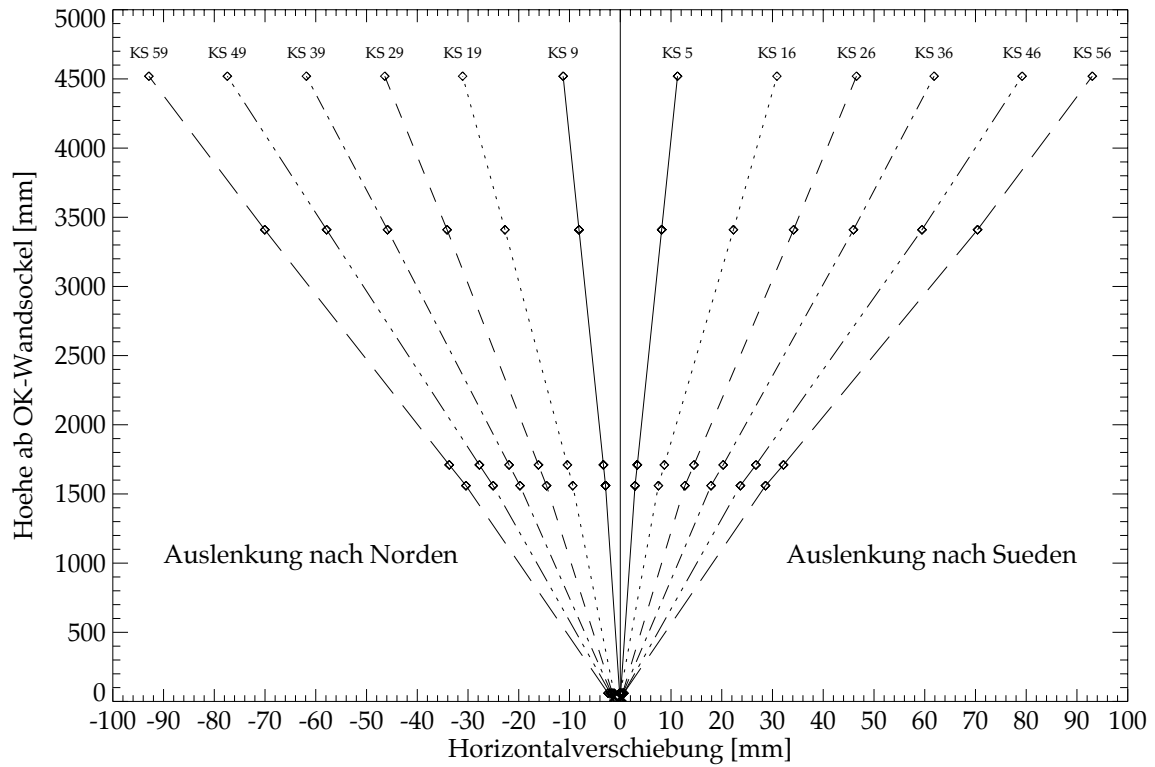


Bild 4.26: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH3.

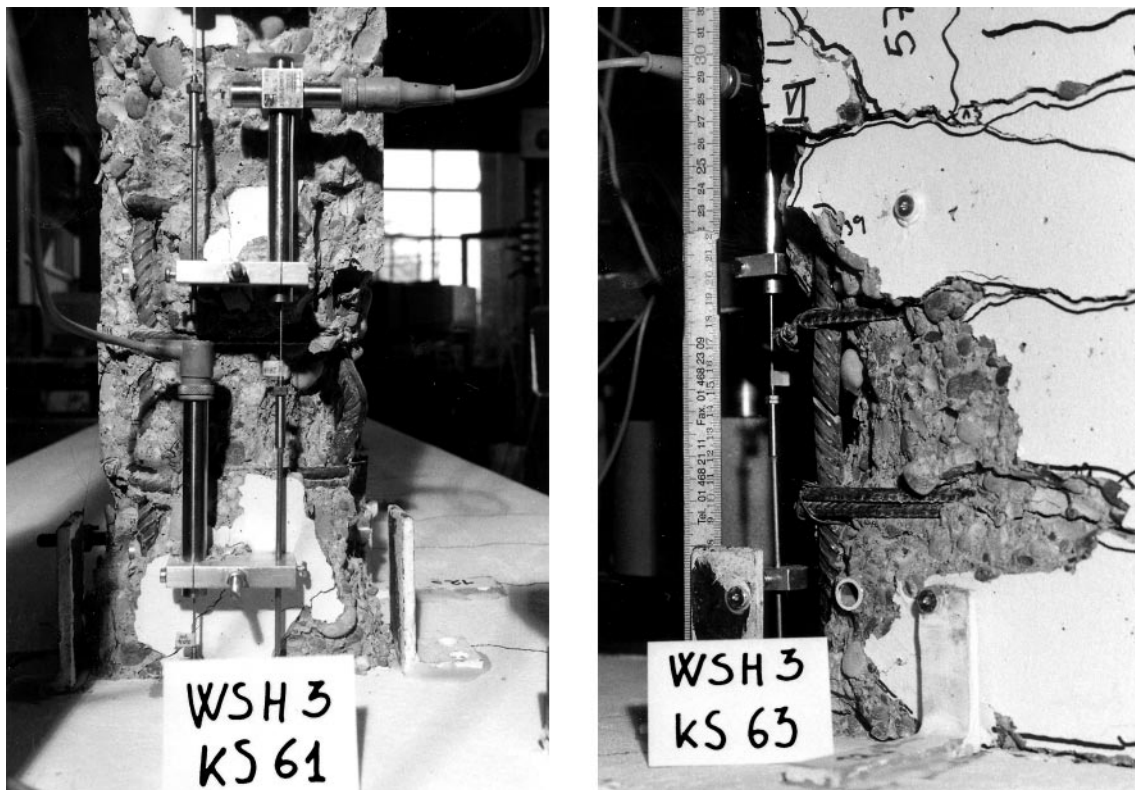


Bild 4.27: Wand WSH3. Mehrwellige Knickfiguren der Bewehrungsstäbe $\varnothing 12$ zwischen den Stabilisierungsbügeln im Abstand 75 mm ($s_h=6.2 \varnothing$) in der Süd-Biegedruckzone (links). Zerrissener Bewehrungsstab 14 cm über OK-Sockel in der Süd-Biegezugzone (rechts), dort wo vorher im Bild links die grösste Krümmung war.

Versuchsergebnisse

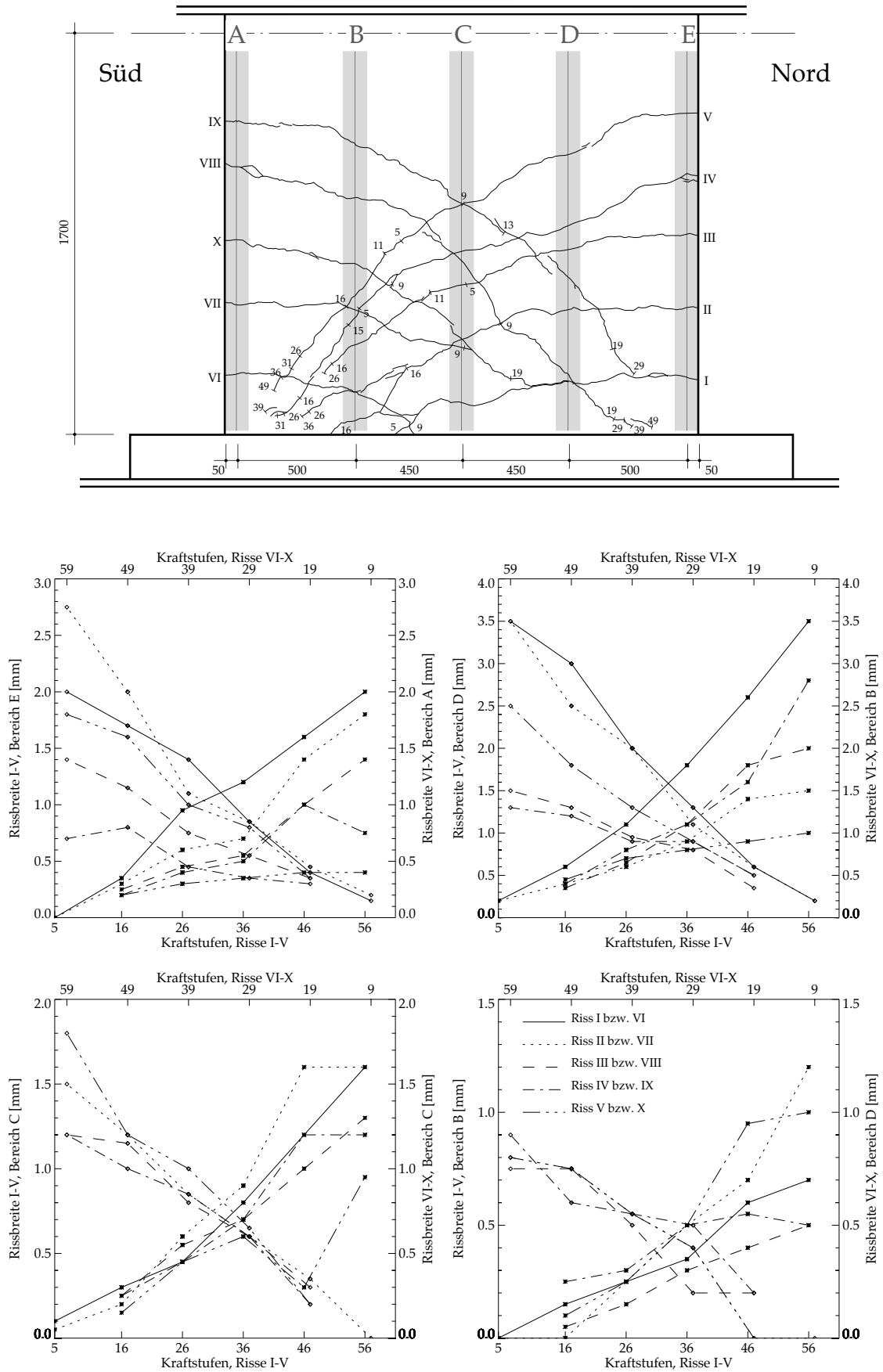


Bild 4.28: Wand WSH3. Gemessene Rissbreiten in [mm], oberes Bild 1:25.

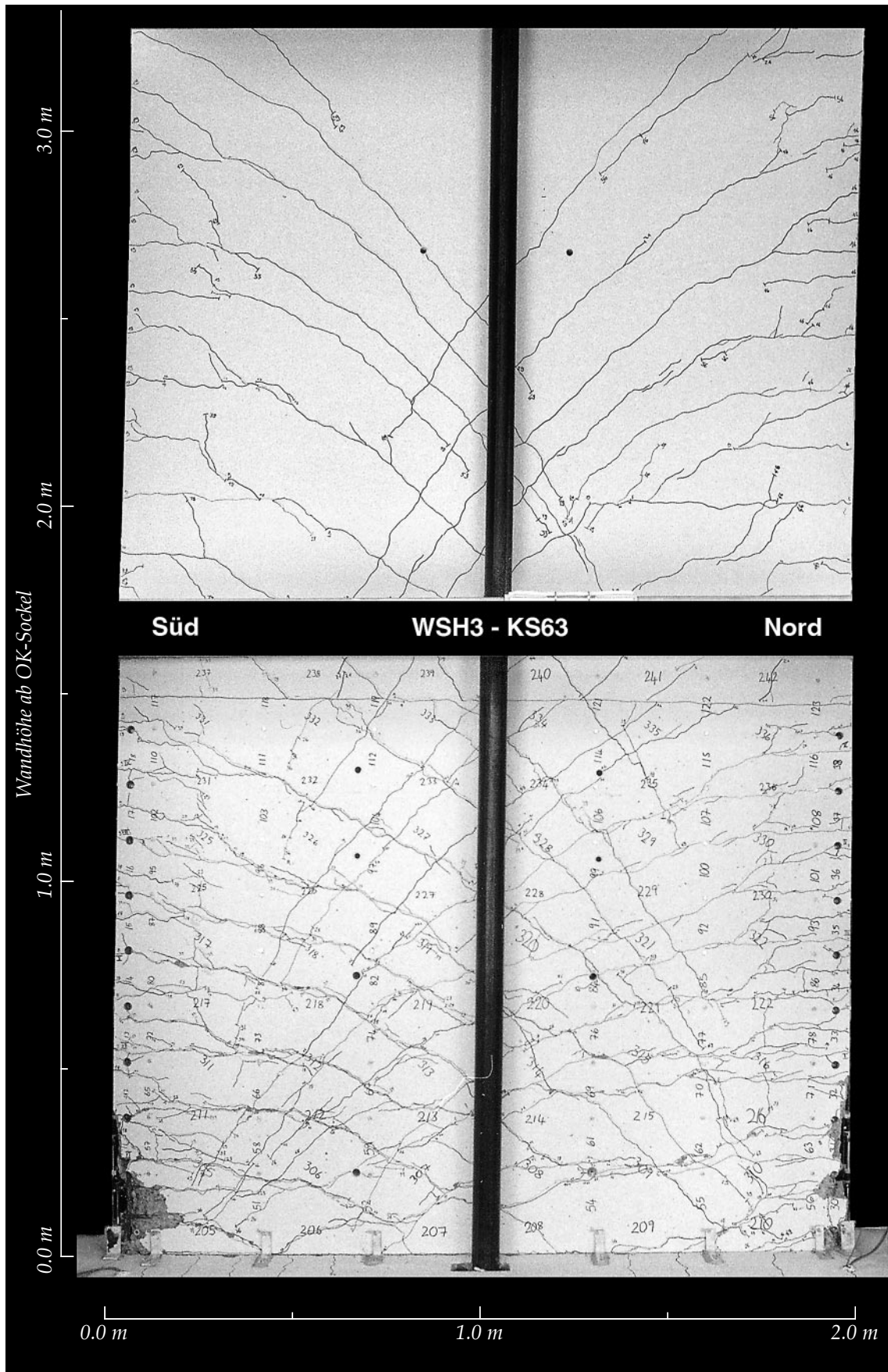


Bild 4.29: Gesamtes Rissebild der Wand WSH3 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS63.

Versuchsergebnisse

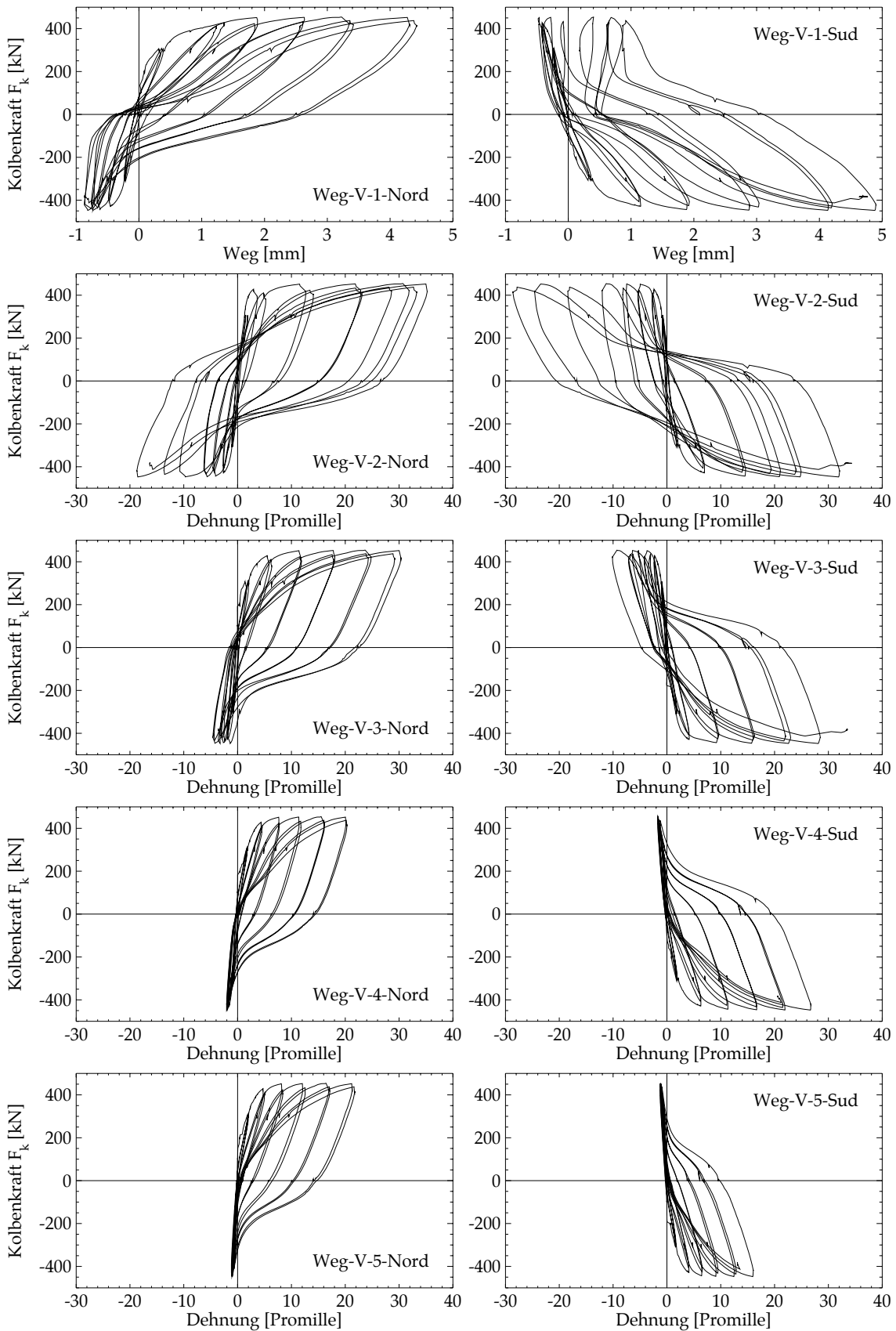


Bild 4.30: Wand WSH3. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6).

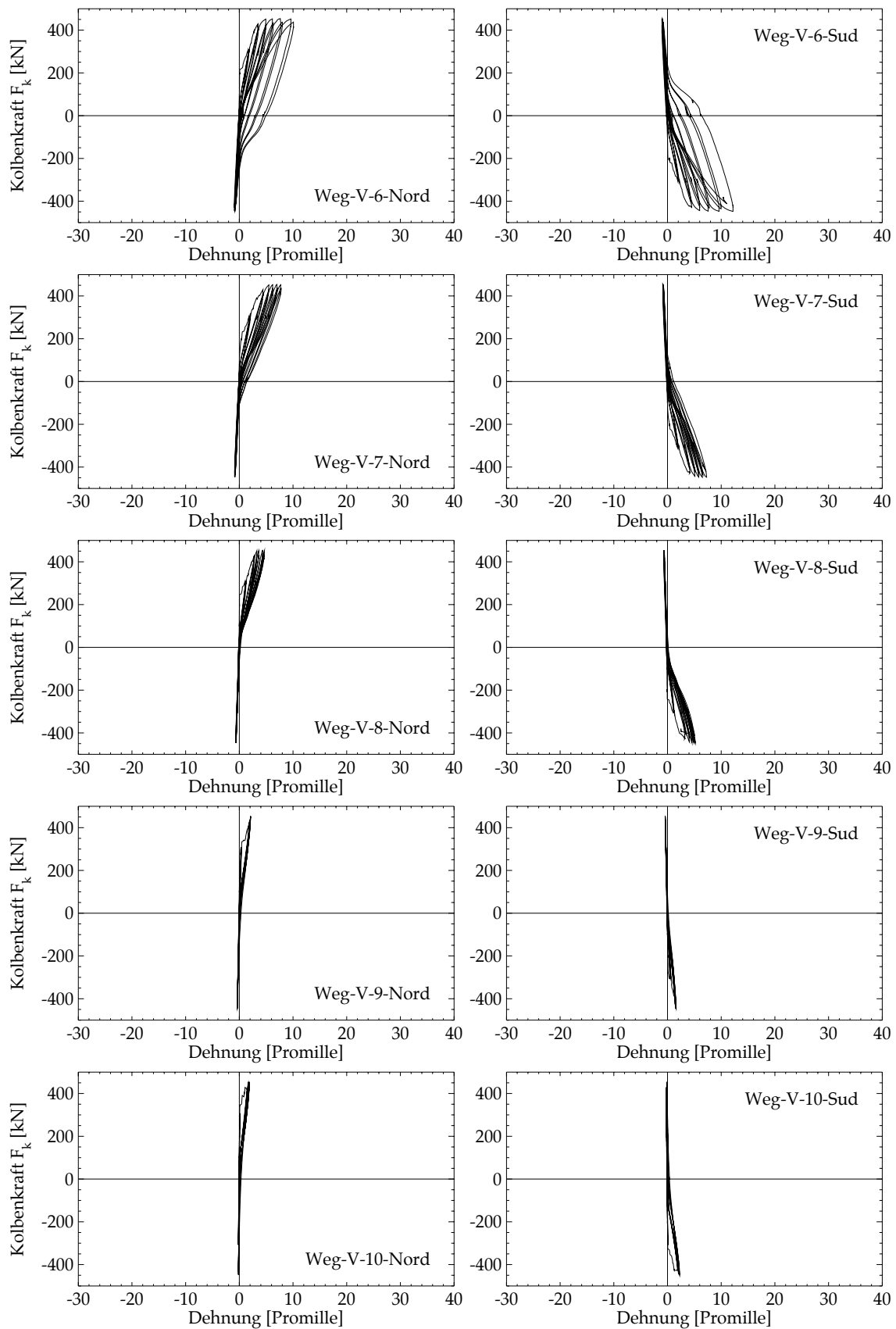


Bild 4.31: Wand WSH3. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6). Fortsetzung von Bild 4.30.

Versuchsergebnisse

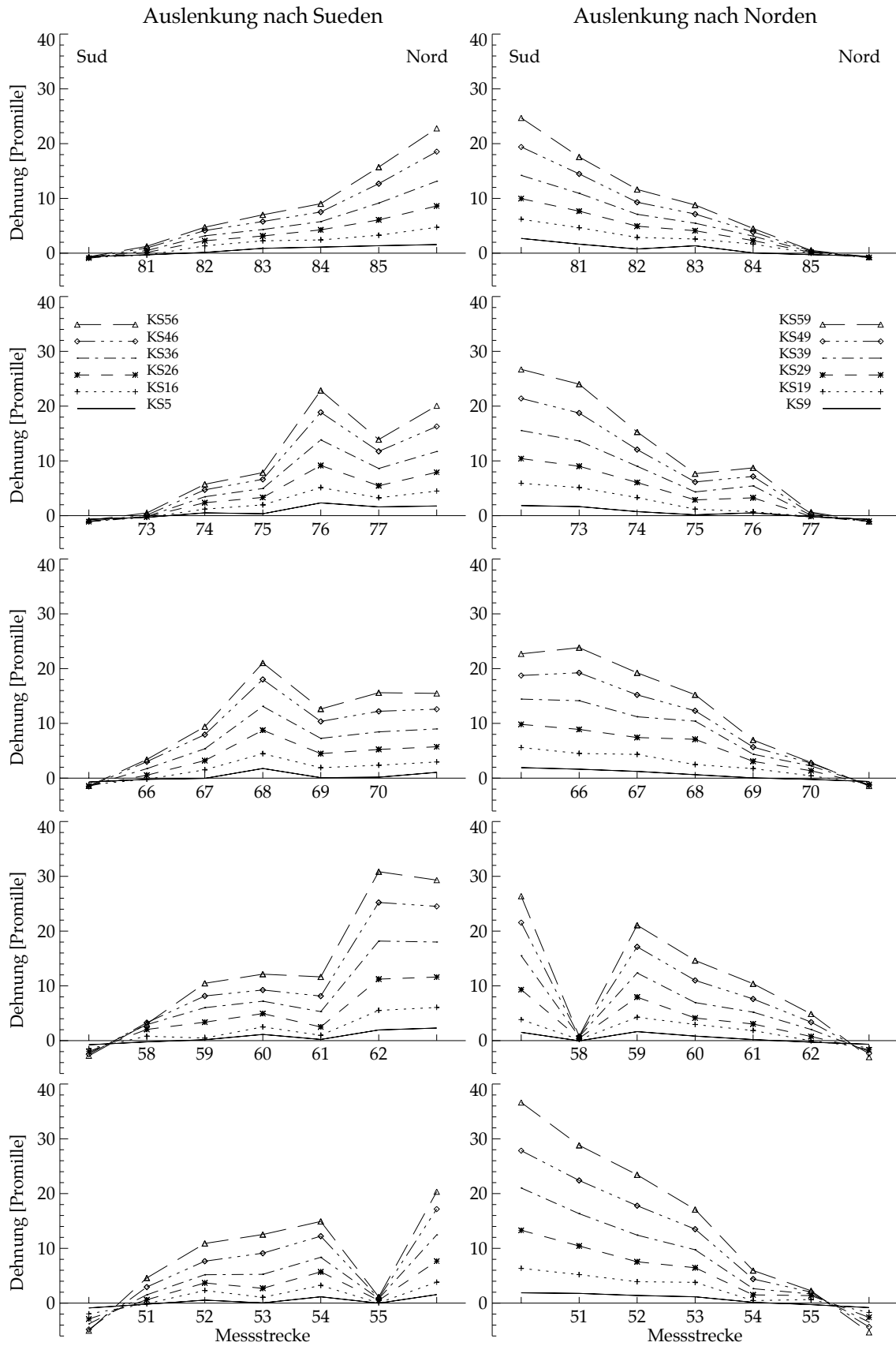


Bild 4.32: Wand WSH3. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben.

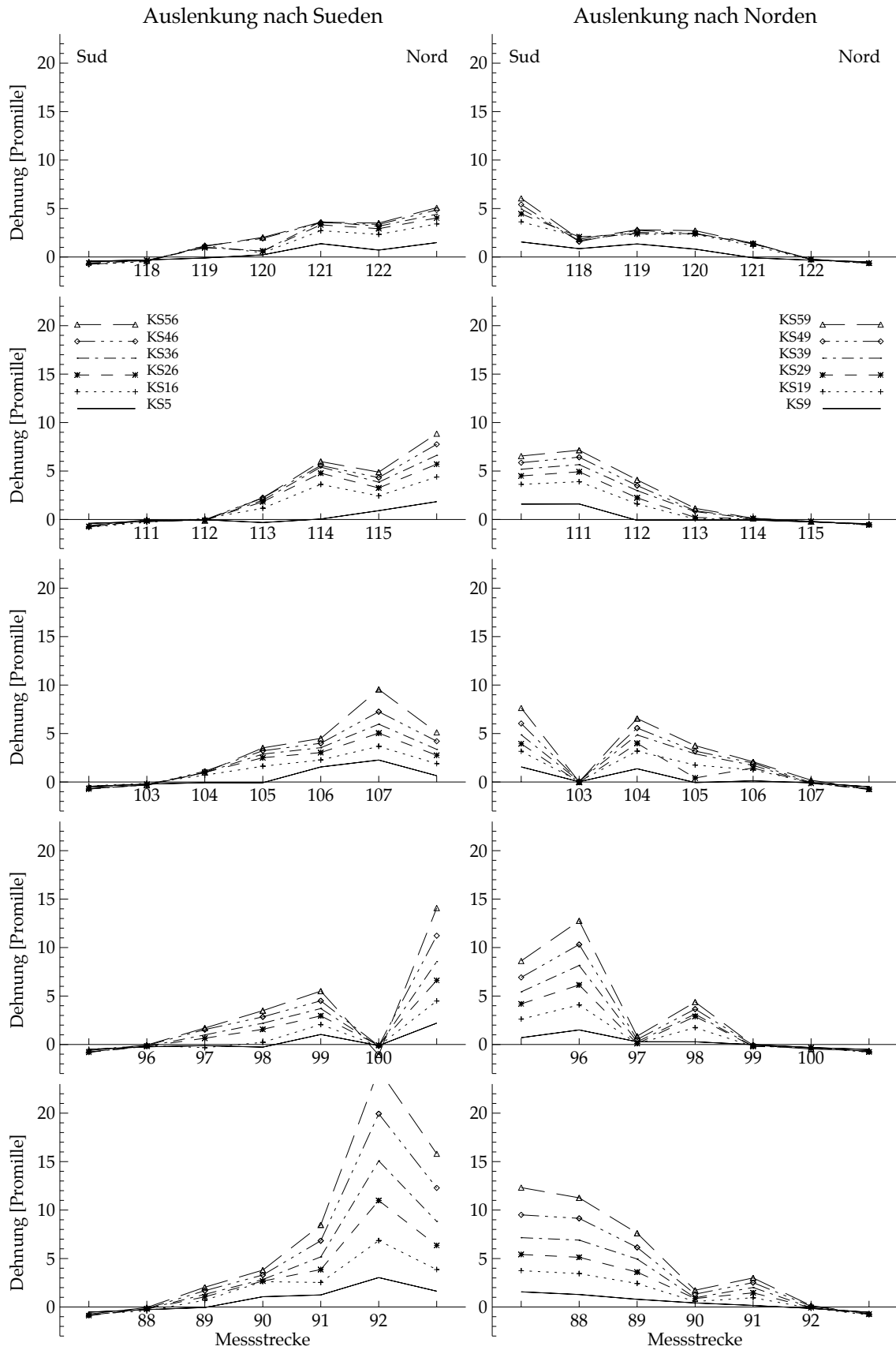


Bild 4.33: Wand WSH3. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben. Fortsetzung von Bild 4.32.

Versuchsergebnisse

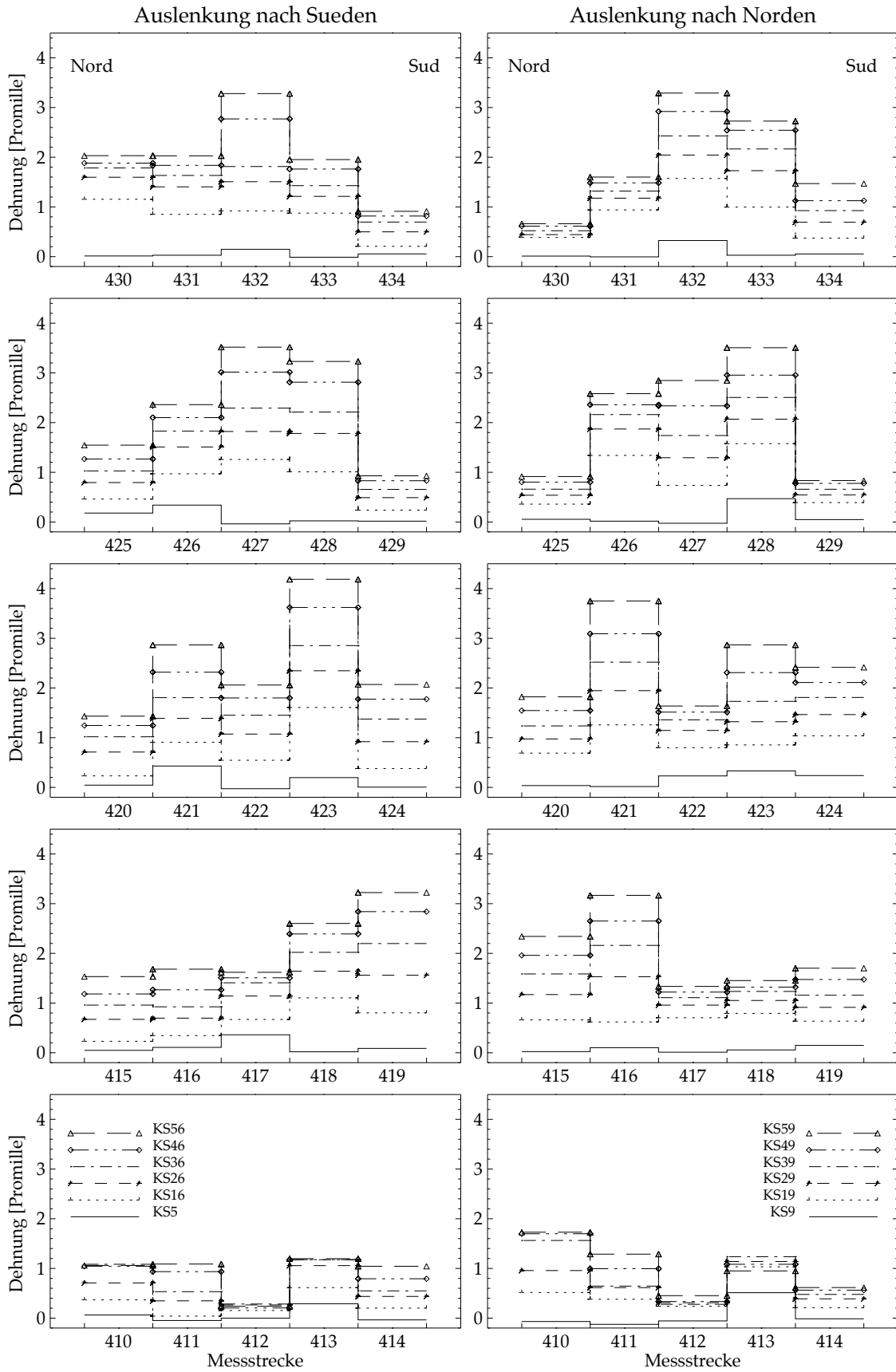


Bild 4.34: Wand WSH3. Gemessene mittlere Dehnung ϵ_x der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 unten.

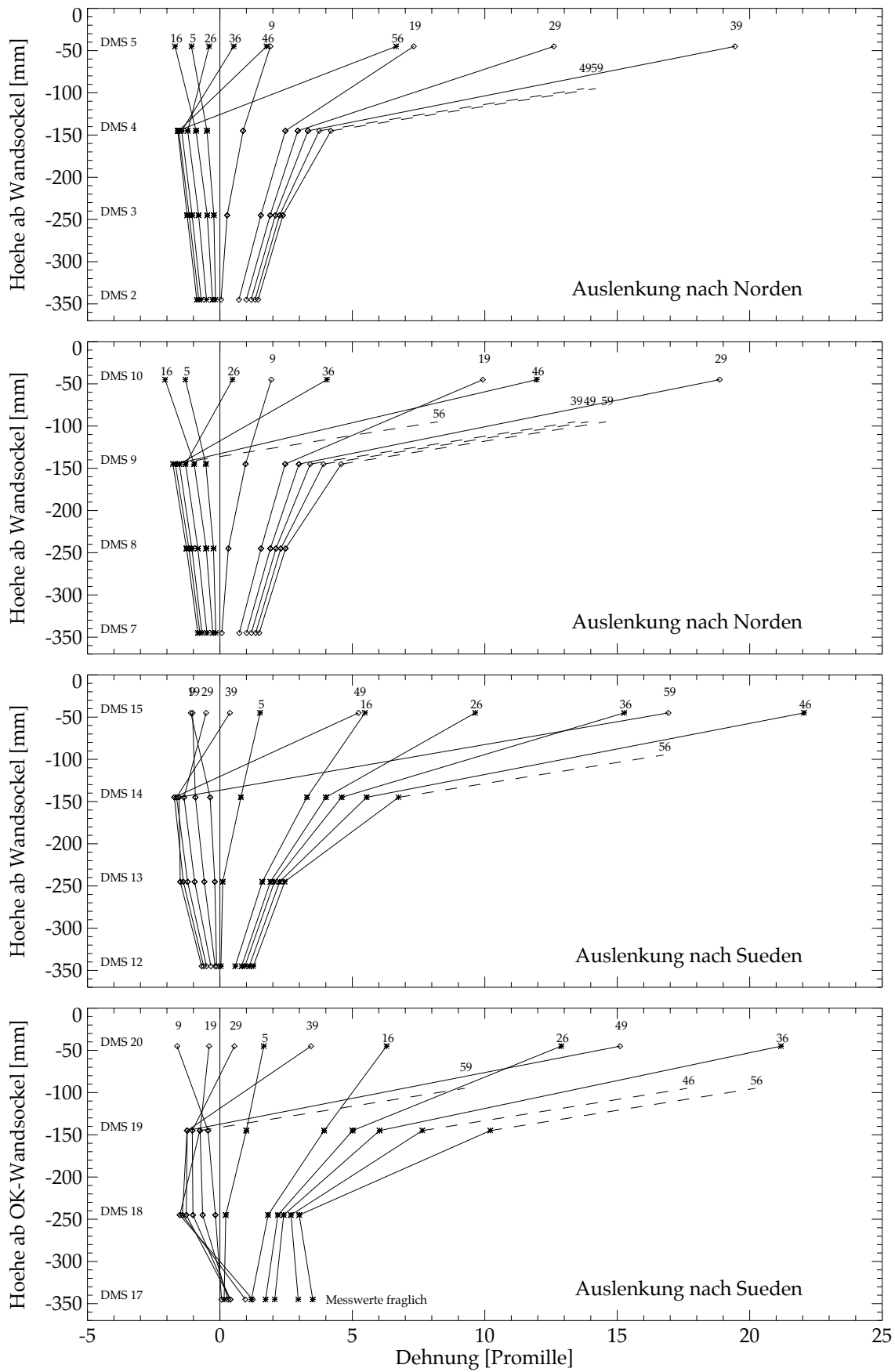


Bild 4.35: Wand WSH3. Verlauf der Dehnungen entlang der 4 Eckbewehrungsstäbe im Wandssockel.

Versuchsergebnisse

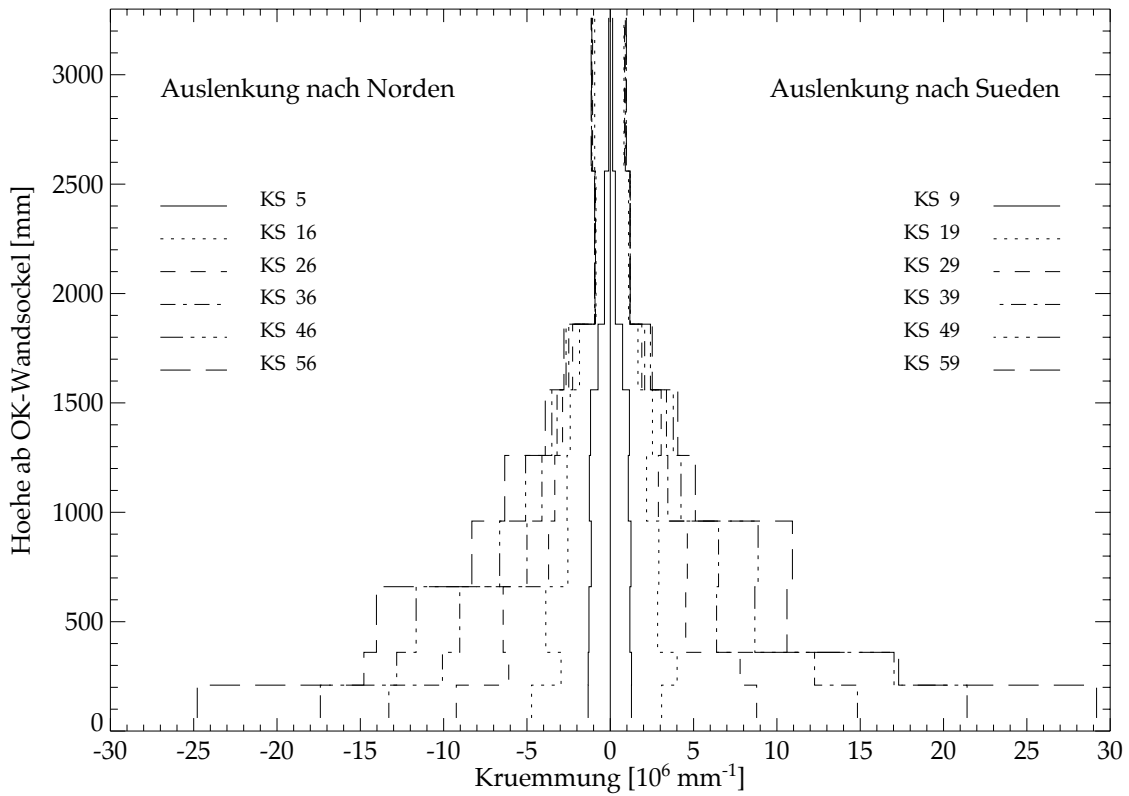


Bild 4.36: Wand WSH3. Berechneter Verlauf der Krümmung über die Wandhöhe.

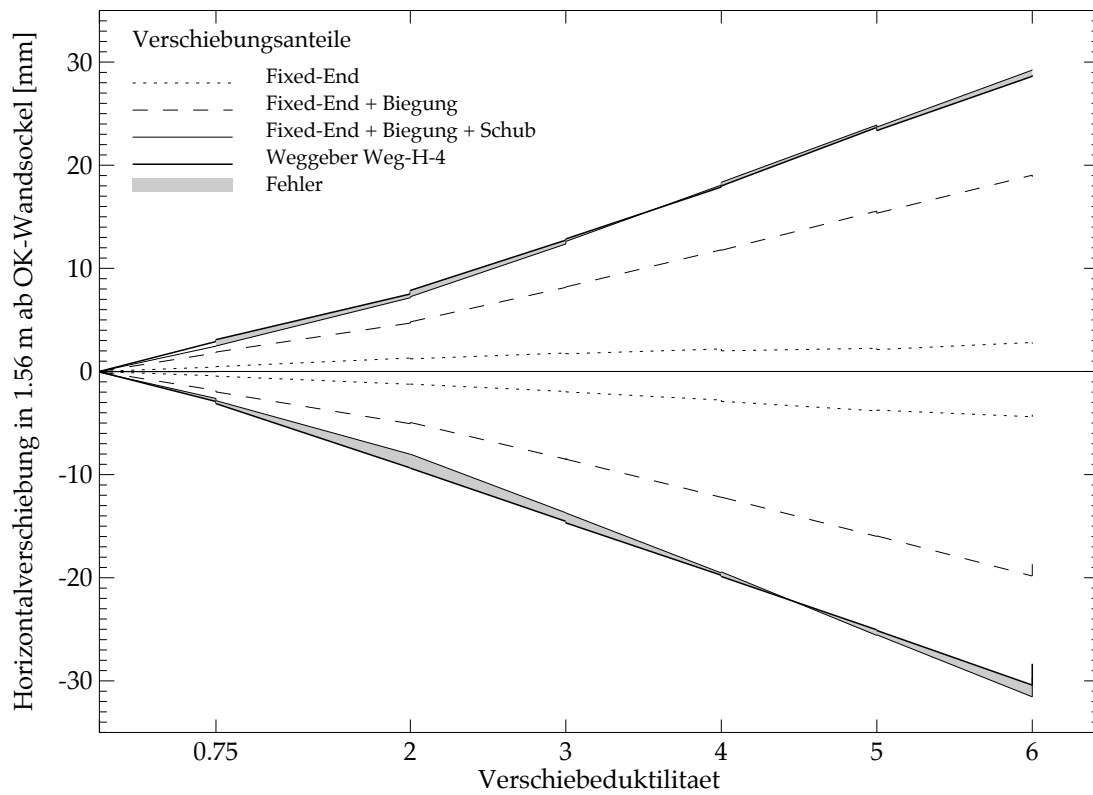


Bild 4.37: Wand WSH3. Vergleich von berechneten (Kapitel 4.1) und gemessenen (Weg-H-4) Horizontalverschiebungen in Funktion der Verschiebeduktilität μ_{Δ} .

4.5 Wand WSH4

Im Vergleich zur Wand WSH3 wurde die Wand WSH4 nach Eurocode 2 [EC 2] anstatt nach [PP 92] bzw. der neuen Neuseeländischen Stahlbetonnorm [NZS 3101] bemessen (Bild 1.5). Die Bemessung nach [EC 2] sieht keine speziellen, duktilitätsfördernden konstruktiven Massnahmen vor. Der Unterschied zwischen den beiden Wänden WSH4 und WSH3 bestand darin, dass bei Wand WSH4 keine Umschnürungs- bzw. Stabilisierungsbewehrung in den Endbereichen des Querschnittes vorhanden war. Bild 2.9 rechts zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Bei Versuchsbeginn (19.11.97) wurde zuerst die Vorspannkraft auf den Sollwert von 630 kN nachreguliert (Mittelwert und Standardabweichung der gesamten Normalkraft inkl. Wandeigengewicht im Laufe des Versuches: $N_E=695\pm 6$ kN) und der Prüfzylinder mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden. Anschliessend wurde die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2$ mm/min zuerst nach Süden ausgelenkt. Die Kolbenkraft F_k für die Kraftstufen KS3, 4, 5 bzw. KS7, 8, 9 wurde gleich festgelegt wie bei der Wand WSH3.

Bei Erreichen von KS3 mit einer Kolbenkraft $F_k=102$ kN waren ebenfalls noch keine Risse sichtbar. Während der Belastung nach KS4 traten die ersten Risse auf. Bei $F_k=160$ kN trat Riss I in Bild 4.41 auf; dann bei $F_k=191$ kN öffnete sich schlagartig ein Riss auf einer Höhe von 74 cm ab OK-Sockel, und bei $F_k=198$ kN trat Riss V auf. KS4 wurde bei $F_k=204$ kN erreicht, und zu diesem Zeitpunkt waren die bereits vorhandenen Risse am Übergang Sockel-Wand und bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m ab OK-Sockel deutlich sichtbar.

Bei $F_k=306$ kN wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=10.3$ mm erreicht. Der oberste Riss trat bei $F_k=292$ kN im Bereich des Gebers "Weg-V-9-Nord" in einer Höhe von 1.93 m ab OK-Sockel auf. Am Ende der Abtastung der manuellen Messstellen war die Kolbenkraft auf $F_k=282$ kN abgefallen. Beim Entlasten von KS5 wurden die Prüfzylinder versehentlich falsch gesteuert und die Wand wurde plötzlich um zirka 1 mm weiter nach Süden ausgelenkt. Dabei stieg F_k auf 313 kN und Δ_w auf 11.5 mm. Nach Behebung dieser Störung wurde bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet, mit bleibenden Verformungen von $\Delta_w=1.5$ mm.

Die Wand wurde dann zum ersten Mal nach Norden ausgelenkt und bei einer Kolbenkraft $F_k=-102$ kN wurde KS7 erreicht, ohne dass jegliche Rissen in der Süd-Biegezugzone sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS8 traten die ersten Risse auf. Bei $F_k=-140$ kN trat Riss VI in Bild 4.41 auf und bei $F_k=164$ kN, 176 kN und 188 kN traten weitere Risse in Höhen von 14 cm, 74 cm, und 29 cm ab OK-Sockel auf. KS8 wurde bei $F_k=-204$ kN erreicht, gleichzeitig entstand ein weiterer Riss in einer Höhe von 95 cm ab OK-Sockel. Zu diesem Zeitpunkt waren die bereits vorhandenen Risse am Übergang Sockel-Wand und bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m deutlich sichtbar.

Bei $F_k=-306$ kN wurde KS9 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=-9.9$ mm erreicht. Im Bereich des Gebers "Weg-V-9-Süd" entstand bei $F_k=-292$ kN der höchstgelegene Riss in einer Höhe von 1.95 m ab OK-Sockel. Anschliessend wurde bis auf $F_k\approx 0$ kN entlastet. Die bleibenden Verformungen betragen $\Delta_w=-0.7$ mm. Die Wandauslenkungen bei KS11, KS12 und KS13 betragen $\Delta_w=11.1$ mm bzw. $\Delta_w=0.7$ mm und $\Delta_w=-10.7$ mm.

Bei KS14 wurde der Referenzwert $\mu_\Delta=\pm 1$ der Verschiebeduktilität festgelegt. Für Vergleichszwecke wurde der gleiche Wert wie beim Versuch WSH3, nämlich

Versuchsergebnisse

$\Delta_w = \pm 15.4$ mm, angenommen, auch wenn seine Bestimmung aus den bisher gemessenen Auslenkungen der Wand WSH4 einen kleineren Wert geliefert hätte. Die Zielauslenkung für die nachfolgende Duktilitätsstufe betrug deshalb $\Delta_w = \pm 30.8$ mm für $\mu_\Delta = \pm 2$. Bei KS14 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die erste Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS15 bis KS24

Am nächsten Morgen (20.11.97) wurde die Normalkraft nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und nach KS15 planmässig weiterbelastet.

KS16 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k = 435$ kN erreicht und erste vertikale Risse wurden in der Süd-Biegedruckzone bis in eine Höhe von zirka 25 cm ab OK-Sockel sichtbar. Bis auf die zwei obersten Risse in Bild 4.42 rechts oben, die erst bei der Belastung nach KS26 entstanden sind, war bei KS16 die Bildung der Nord-Süd Risse abgeschlossen.

KS19 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k = -430$ kN erreicht, und ähnlich wie in der Süd-Biegedruckzone traten vertikale Risse in der Nord-Biegedruckzone bis in eine Höhe von zirka 25 cm ab OK-Sockel auf. Die Bildung der Süd-Nord Risse war nun vollständig abgeschlossen. Mit fortschreitendem Versuch wurden die bereits vorhandenen Rissen nur noch breiter und länger.

Bei KS21 gab es die ersten Abplatzungen in der Süd-Biegedruckzone, aber die vertikalen Bewehrungsstäbe wurden noch nicht sichtbar. Bei KS24 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die zweite Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS25 bis KS34

Am nächsten Morgen (21.11.97) wurde die zentrische Vorspannung zur Erzeugung der Normalkraft total entlastet, um die Stahlplatte zur Verankerung der Vorspannkabel beim Wandkopf besser zu zentrieren (Bilder 3.1 und 3.3). Nachher wurde die Vorspannung wieder auf den Sollwert von 630 kN eingestellt. Anschliessend wurde die Servohydraulik eingeschaltet, die Belastungsgeschwindigkeit auf $v_k = 2.4$ mm/min erhöht und der Versuch planmässig weitergeführt.

Bei KS26 wurde die maximale Kolbenkraft $F_k = 443$ kN gemessen. Die vertikalen Risse in der Süd-Biegedruckzone reichten bis in eine Höhe von zirka 35 cm ab OK-Sockel. Bei KS29 wurde die maximale Kolbenkraft $F_k = -438$ kN bei Auslenkungen in Richtung Nord gemessen. Die vertikalen Risse in der Nord-Biegedruckzone erstreckten sich bis in eine Höhe von zirka 30 cm ab OK-Sockel, und die Betonüberdeckung fing an abzuplatzen.

Bei KS31 war die Betonüberdeckung in der Süd-Biegedruckzone soweit abgeplatzt (bis 33 cm ab OK-Sockel), dass der vertikale Eckstab $\varnothing 12$ bei den Messstrecken 10 und 11 (Bild 4.40 links) sichtbar wurde. Der Bewehrungstab war schon an zwei Stellen deutlich ausgeknickt. Der erste horizontale Bügel (Schubbewehrung, $s_H = 150$ mm entsprechend $12.5 \varnothing$) war in einer Höhe von 140 mm ab OK-Sockel verlegt, deshalb bildeten sich die maximalen Auslenkungen der Knickfigur in einer Höhe von 60 mm und 210 mm ab OK-Sockel. Bei den Messstrecken 20 und 21 war die Betonüberdeckung noch teilweise vorhanden, so dass die Bewehrungsstäbe unsichtbar blieben.

Bei der Zurücklegung des Halbzyklus zwischen den Kraftstufen KS30 und KS32 ist die zentrische Vorspannung infolge einer Störung der automatischen Regelung bis auf zirka 580 kN gefallen. Bei KS32 konnte die Störung behoben und mit dem Versuch weitergefahren werden. Bei KS34 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die dritte Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS35 bis KS44

Am 25.11.97 wurde der Versuch weitergeführt. Nachdem die Normalkraft nachreguliert und die Servohydraulik eingeschaltet wurde, konnte nach KS35 weiterbelastet werden. Bei KS36 ($\Delta_w=61.8$ mm, $F_k=438$ kN) wurde der vertikale Eckstab $\varnothing 12$ bei den Messtrecken 20 und 21 ebenfalls sichtbar. Er wies eine ähnliche Knickfigur auf wie der gegenüberliegende Eckstab bei den Messtrecken 10 und 11. Die Bügeldehnungen lagen bei einigen Messstellen im Bereich der rechnerische Fließdehnung $\epsilon_y = R_{p0.2}/E_s$ (Bild 4.47). Bei KS39 ($\Delta_w=-61.8$ mm, $F_k=-438$ kN) war erstaunlicherweise die Betonüberdeckung in der Nord-Biegedruckzone viel weniger abgeplatzt als in der Süd-Biegedruckzone bei KS36. Die vertikalen Eckstäbe waren noch nicht sichtbar.

Bei KS40 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die vierte und letzte Nachtpause ausgeschaltet. Am nächsten Morgen (26.11.97) wurde die Normalkraft erneut nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und weiterbelastet.

Bei KS41 hatte sich die Knickfigur der vertikalen Eckstäbe in der Süd-Biegedruckzone gegenüber KS36 verändert. Zwischen OK-Sockel und dem ersten Bügel waren die Stäbe praktisch gerade. Dafür wiesen sie zwischen 14 cm und 29 cm ab OK-Sockel eine deutlich grössere Krümmung auf, wie wenn sich die Stauchungen dort konzentriert hätten. Die Betonüberdeckung in der Nord-Biegezugzone wurde mit einer Stahlspitze entfernt, wobei die Betonstücke praktisch widerstandslos abfielen.

Während der Entlastung von KS41 wurde bei KS42 nicht angehalten, sondern direkt nach KS43 weiterbelastet. Beim $\Delta_w=0$ mm-Durchgang waren die vertikalen Bewehrungsstäbe in allen 4 Ecken der Wand im Bereich zwischen 14 cm und 29 cm ab OK-Sockel ähnlich ausgeknickt. Bei KS43 blieben die Eckstäbe in der Nord-Biegedruckzone im Bereich zwischen 14 cm und 29 cm ab OK-Sockel deutlich ausgeknickt, während die Eckstäbe in der Süd-Biegezugzone im gleichen Bereich wieder fast ganz gestreckt waren. In der Süd-Biegezugzone fing die Alu-Platte zur Befestigung des Weggebers "Weg-V-2-Süd" (Bild 3.8) an zu wackeln. Sie wurde entfernt und durch eine externe Halterung ersetzt. Diese externe Halterung konnte die vertikalen Verschiebungen der Stirnfläche nicht mitmachen, deshalb sind ab KS43 die Messtrecken "Weg-V-2-Süd" und "Weg-V-3-Süd" einzeln betrachtet nicht mehr aussagekräftig. Aber die Summe der beiden Messwerte kann weiterhin benützt werden.

Kraftstufen KS44 bis Versagen

Während der Entlastung von KS43 wurde bei KS44 und KS45 nicht angehalten, sondern direkt nach KS46 weiterbelastet. Beim $\Delta_w=0$ mm-Durchgang wurde die Belastung kurz unterbrochen, um die externe Halterung zur Befestigung der Weggeber "Weg-V-2-Süd" und "Weg-V-3-Süd" neu einzurichten.

Anschliessend wurde die Belastung nach KS46 weitergeführt. Bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=47.2$ mm wurde der Versuchkörper plötzlich weicher, ohne dass äusserlich etwas festzustellen war. Ab $\Delta_w=48.5$ mm stellte sich wieder die vorherige Steifigkeit ein. Bis $\Delta_w=69.5$ mm stieg die Kolbenkraft F_k stetig an bis sie den Wert 401.8 kN erreichte. Dann fing F_k an abzunehmen, zuerst langsam bis $\Delta_w=71.5$ mm ($F_k=399$ kN), anschliessend schnell innerhalb von zirka 30 Sekunden bis $F_k=336$ kN bei $\Delta_w=74.4$ mm. Dieser Abfall des Widerstands wurde verursacht durch das Herausbrechen des Betons aus dem grobmaschigen Bewehrungskorb in der Süd-Biegedruckzone (Bild 4.40 rechts). Die Biegedruckzone verschob sich ab $\Delta_w=69.5$ mm vom Südrand Richtung Wandmitte, bis sich ab $\Delta_w=74.4$ mm ein neuer stabiler Gleichgewichtszustand mit kleinerem Hebelarm einstellte. Damit war der Versuch der Wand WSH4 abgeschlossen.

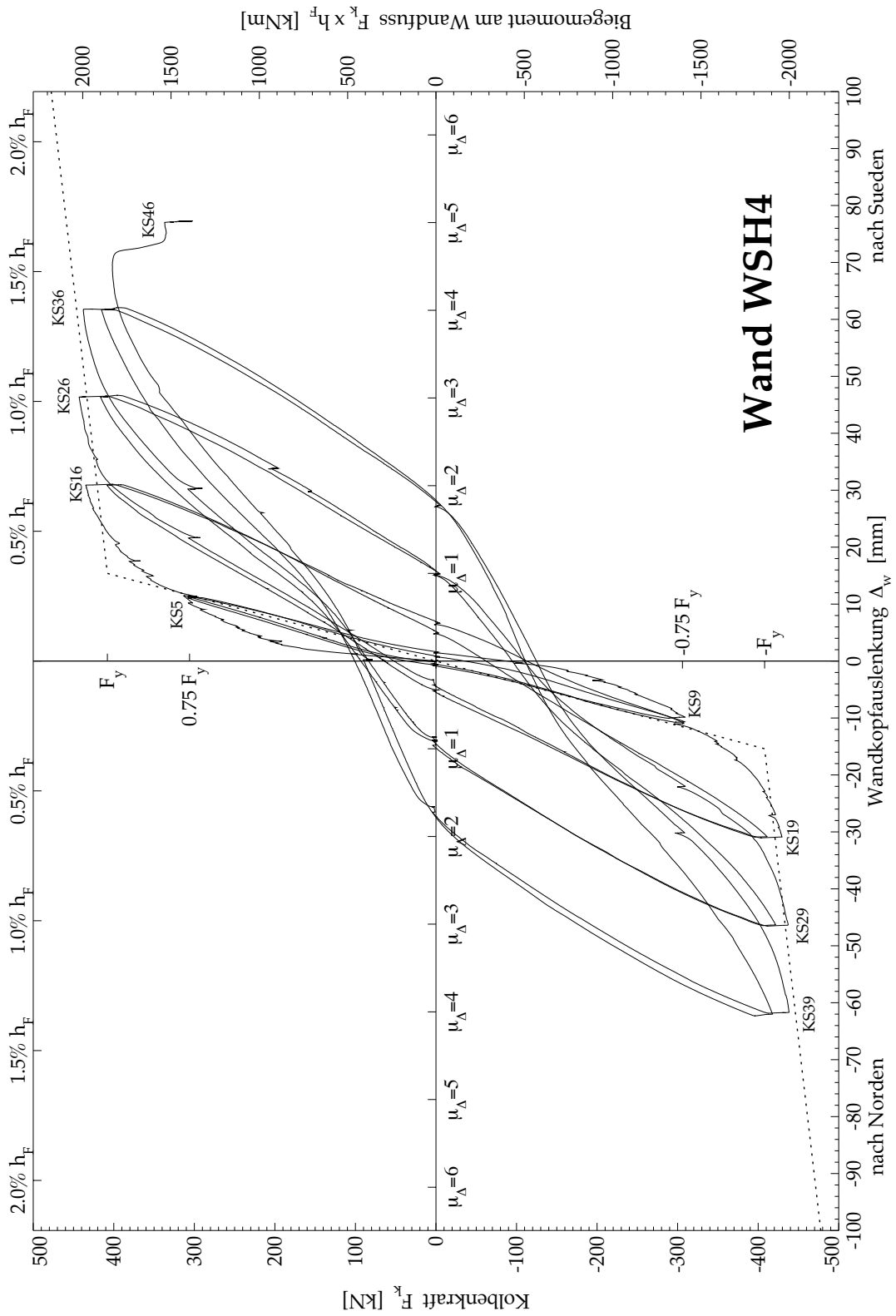


Bild 4.38: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH4.

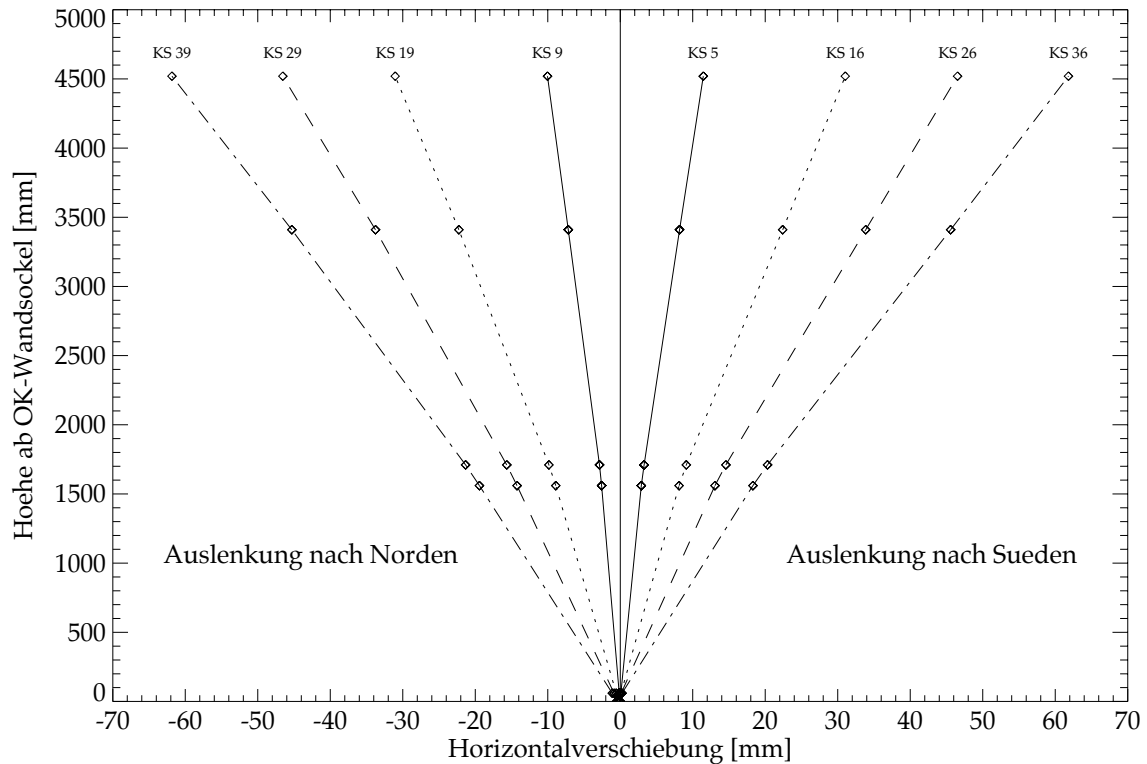


Bild 4.39: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH4.

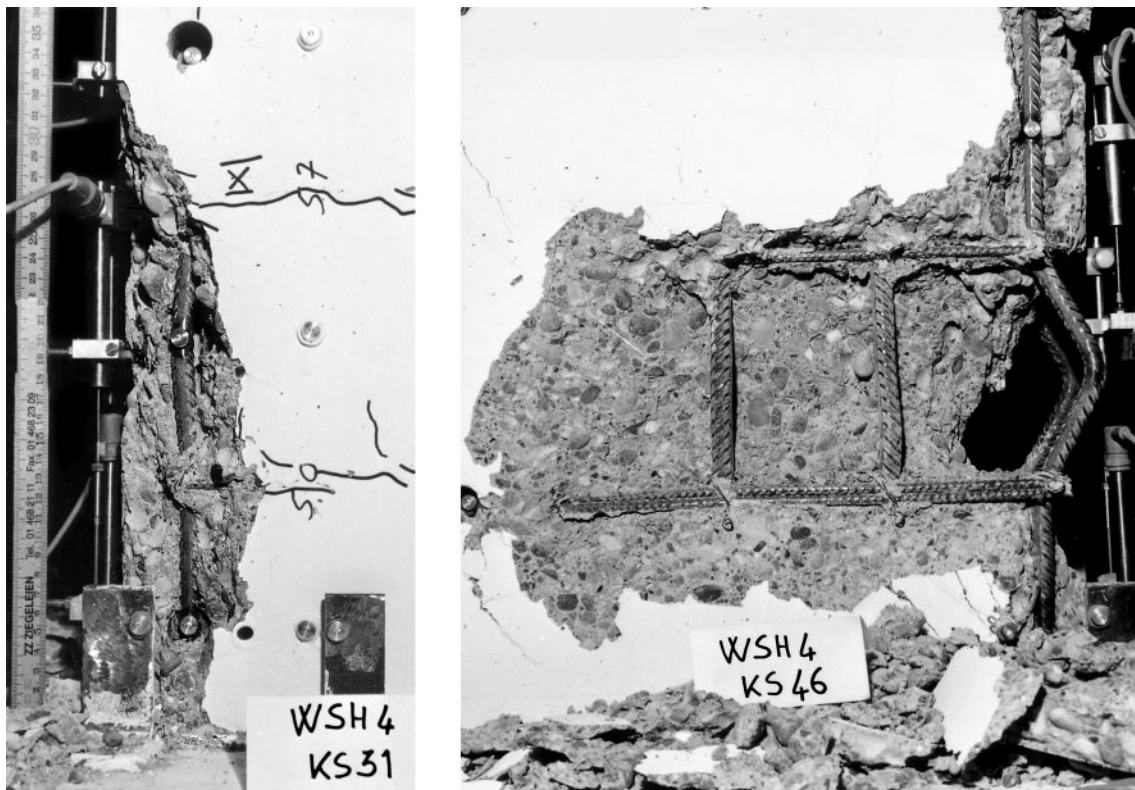


Bild 4.40: Wand WSH4. Ausgeknickter Bewehrungsstab $\varnothing 12$ zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 150 mm ($s_H=12.5 \varnothing$) in der Süd-Biegedruckzone (links). Süd-Biegedruckzone (von hinten aufgenommen) nach dem Versagen infolge Herausbrechen des Betons aus dem grobmaschigen Bewehrungskorb (rechts).

Versuchsergebnisse

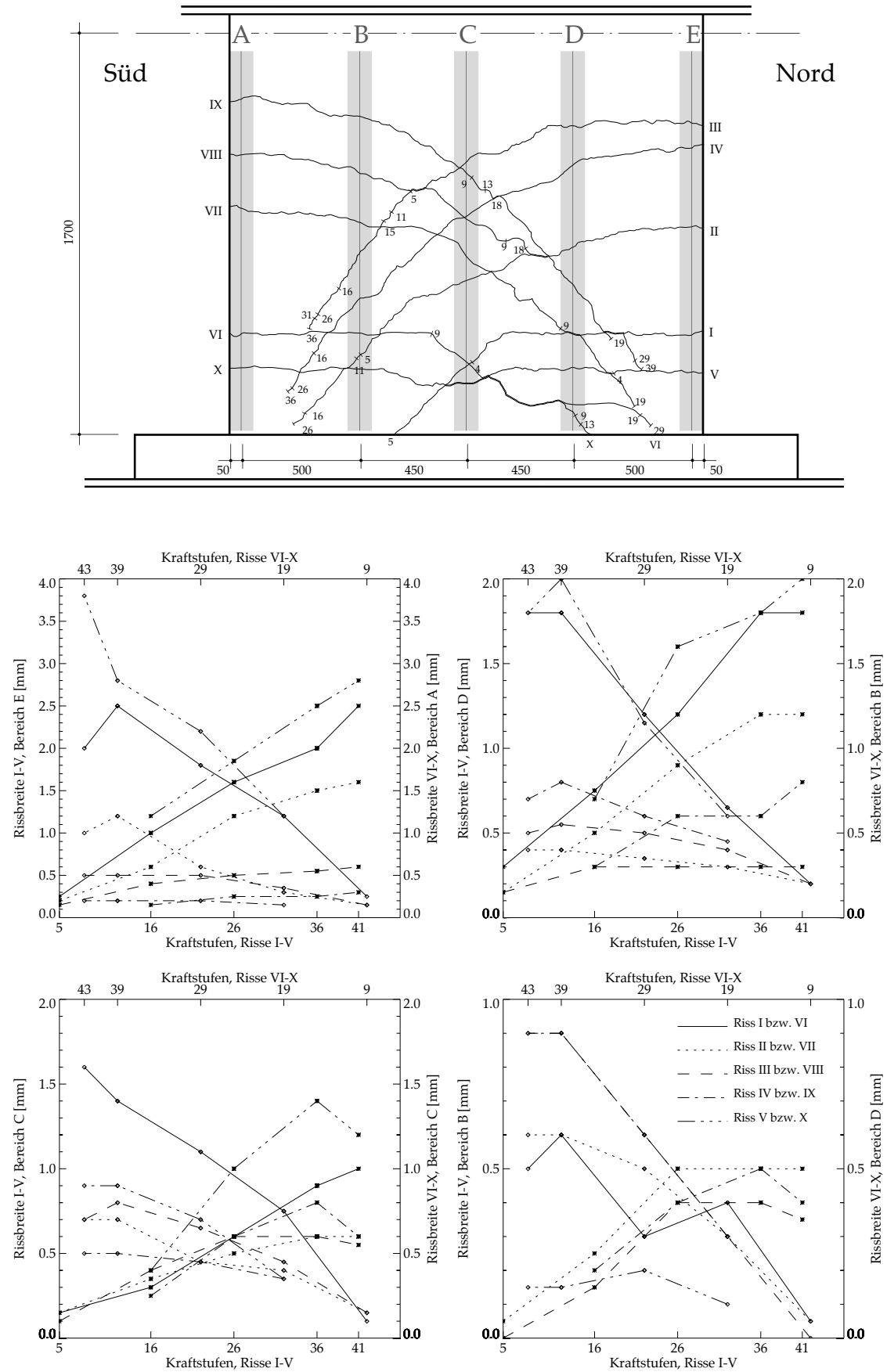


Bild 4.41: Wand WSH4. Gemessene Rissbreiten in [mm], oberes Bild 1:25.

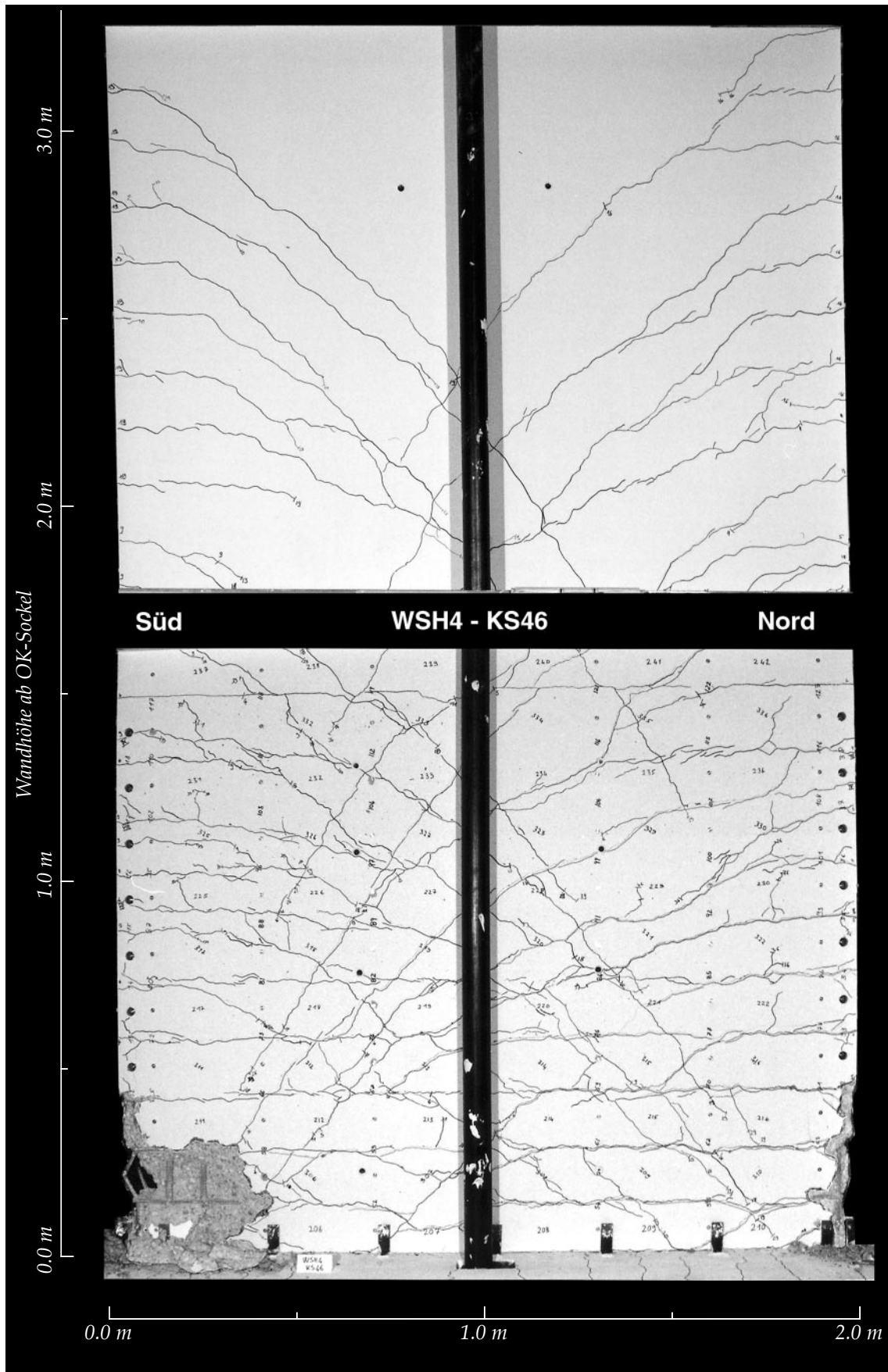


Bild 4.42: Gesamtes Rissebild der Wand WSH4 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS46.

Versuchsergebnisse

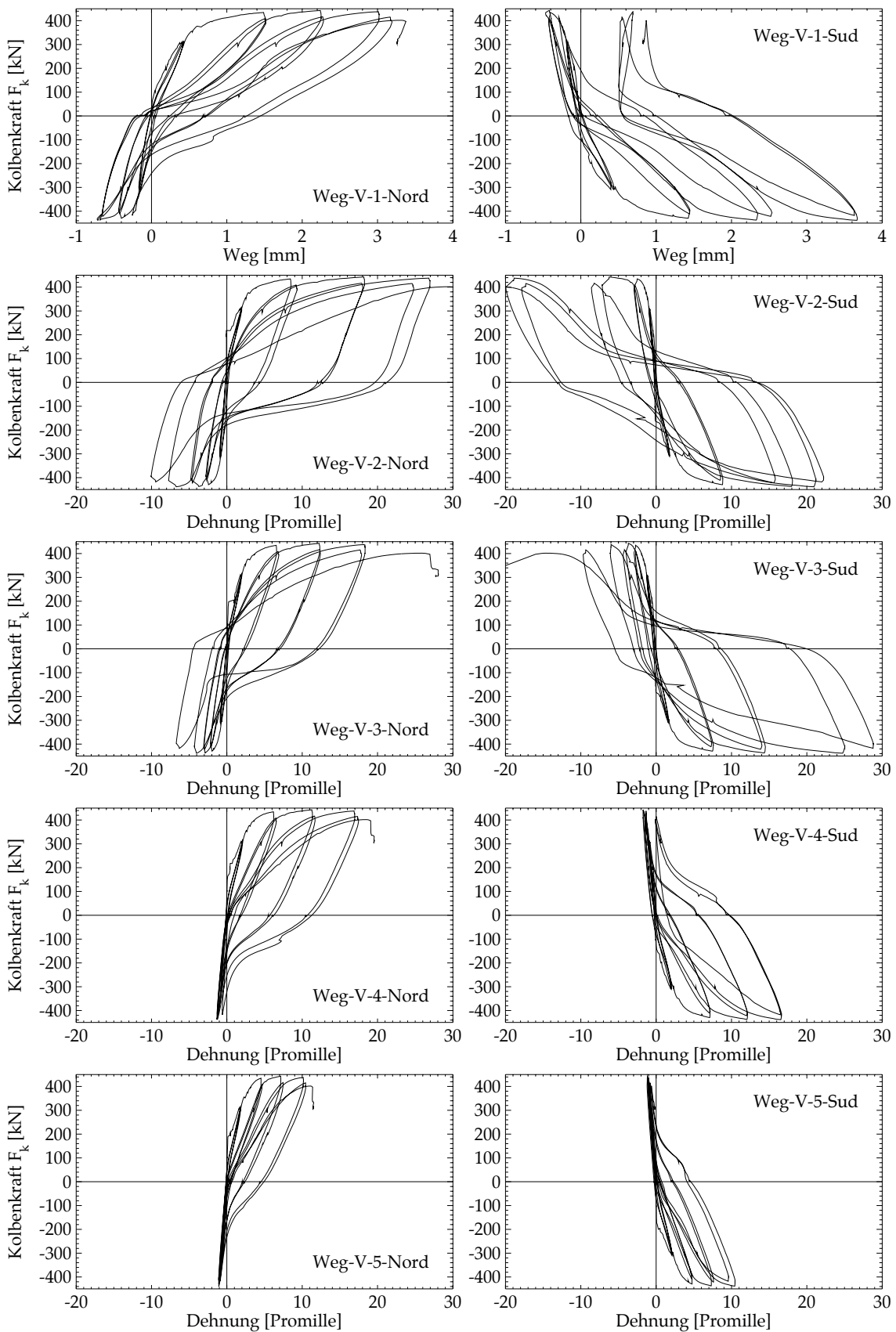


Bild 4.43: Wand WSH4. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6).

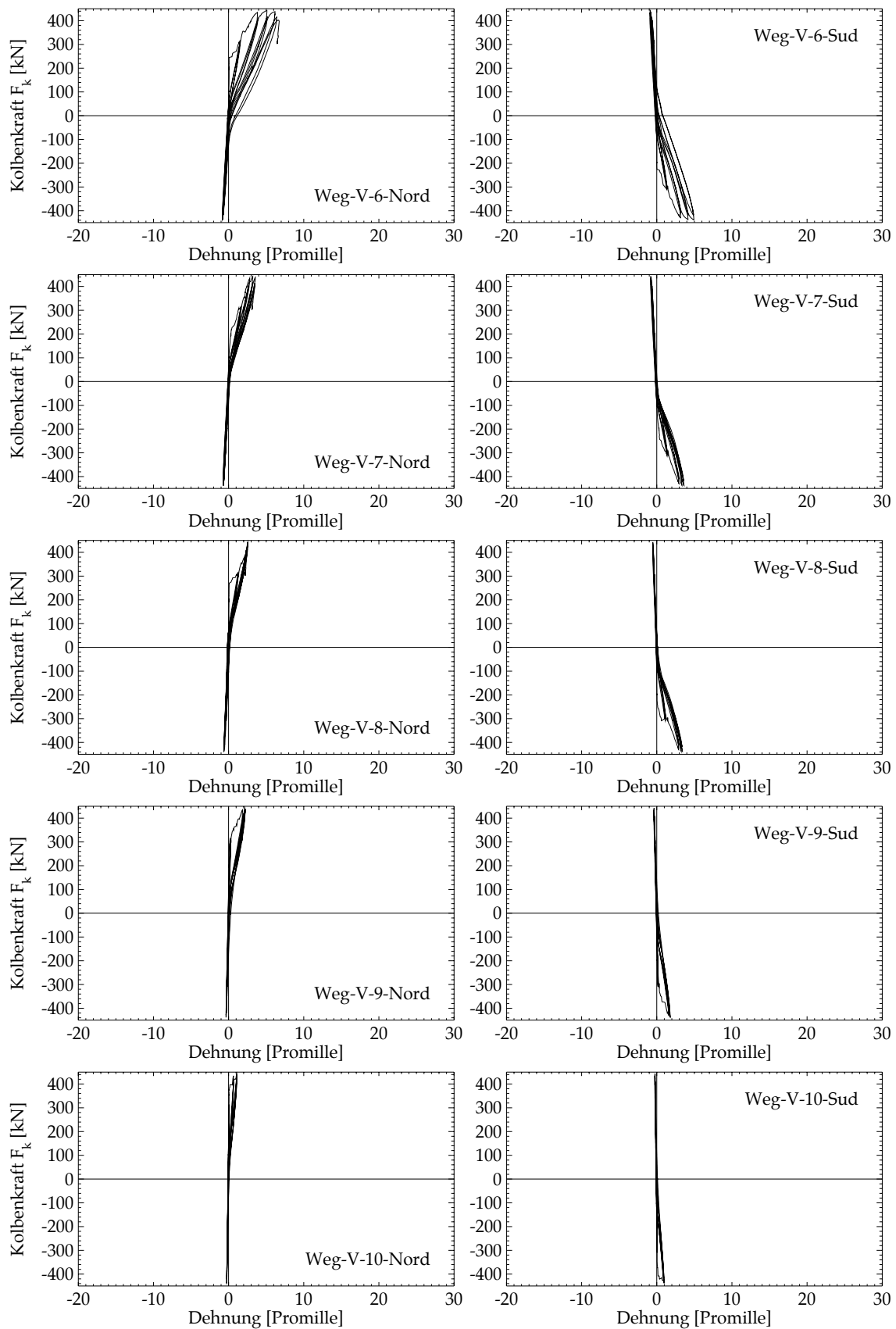


Bild 4.44: Wand WSH4. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6). Fortsetzung von Bild 4.43.

Versuchsergebnisse

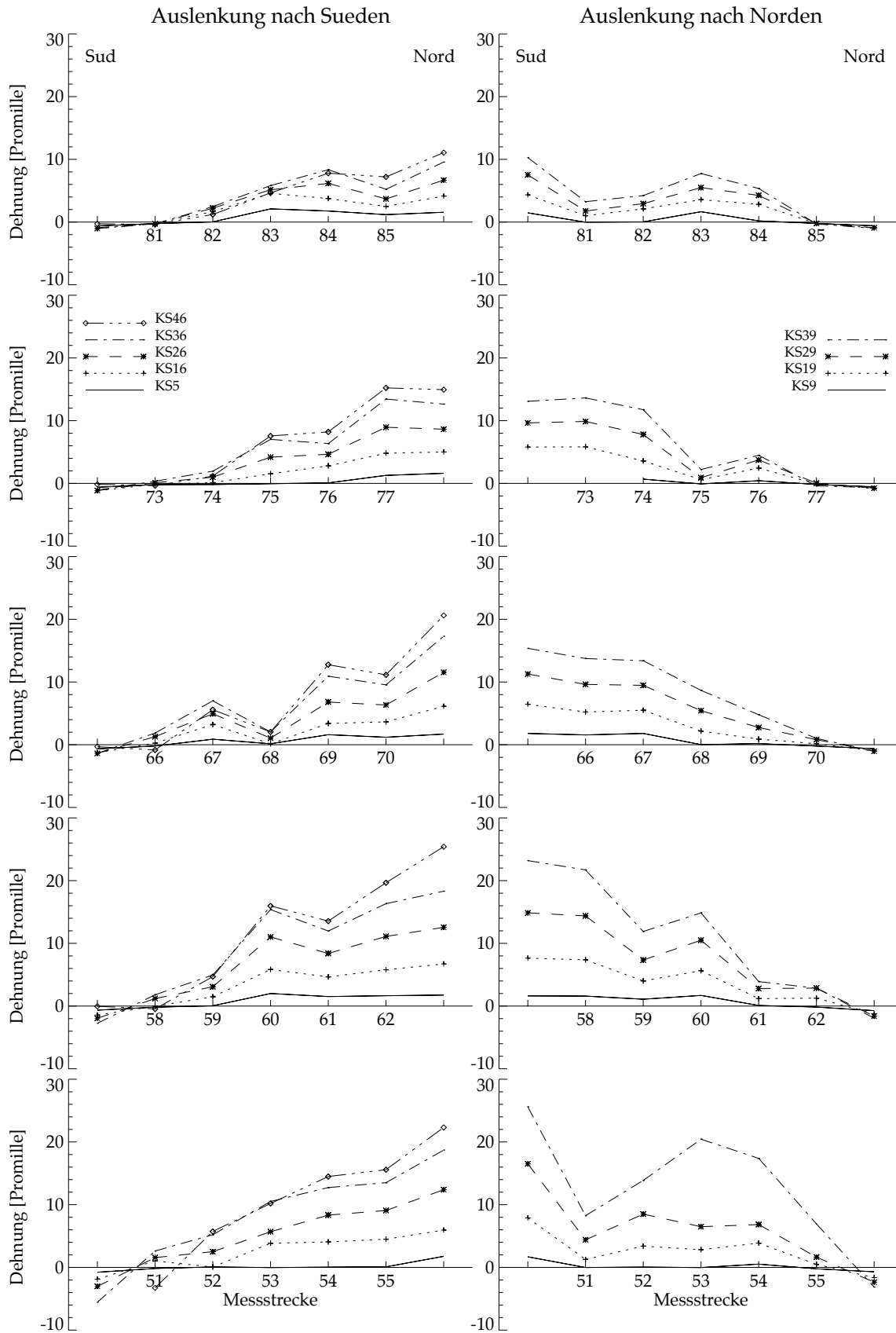


Bild 4.45: Wand WSH4. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben.

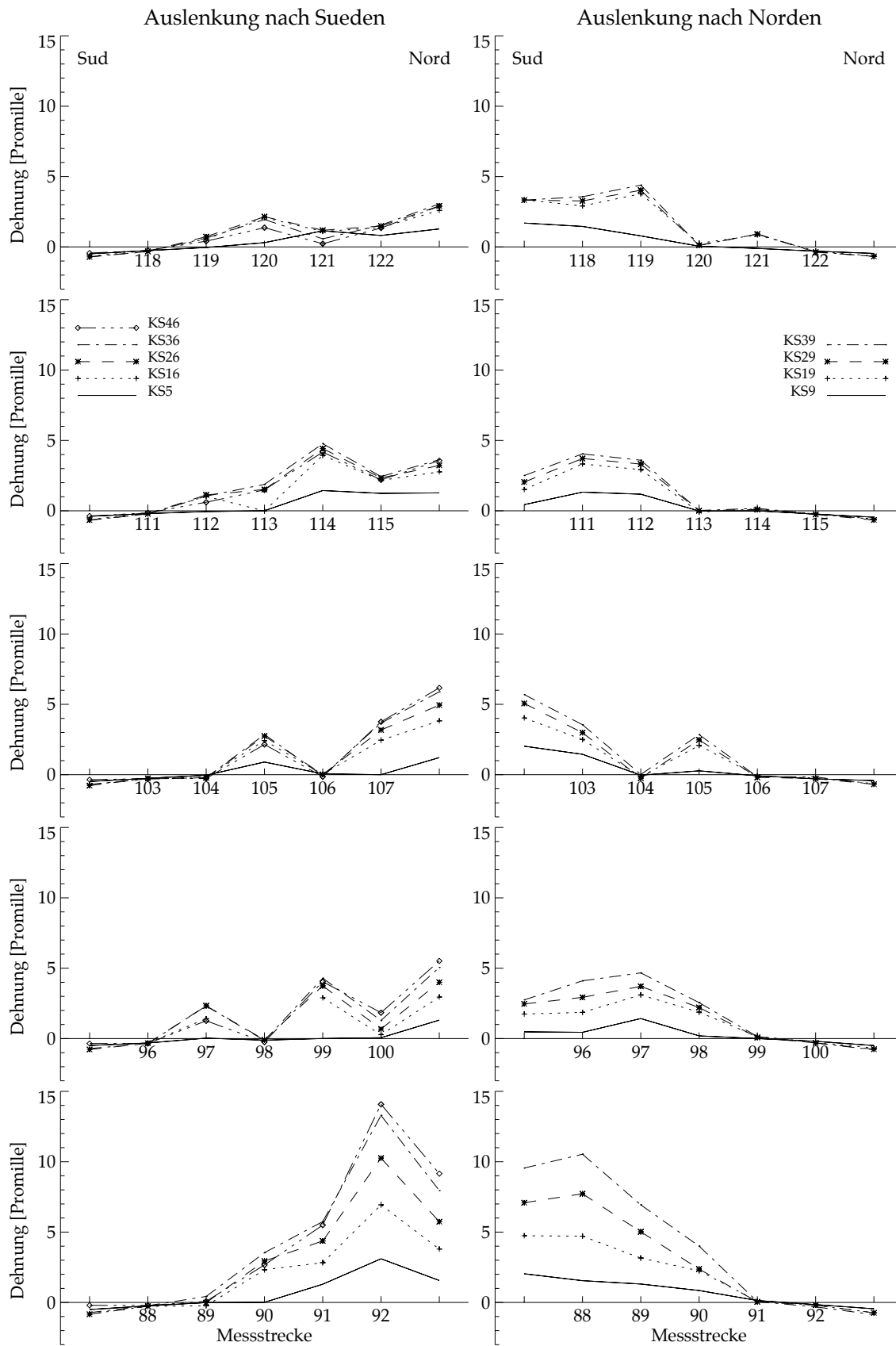


Bild 4.46: Wand WSH4. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben. Fortsetzung von Bild 4.45.

Versuchsergebnisse

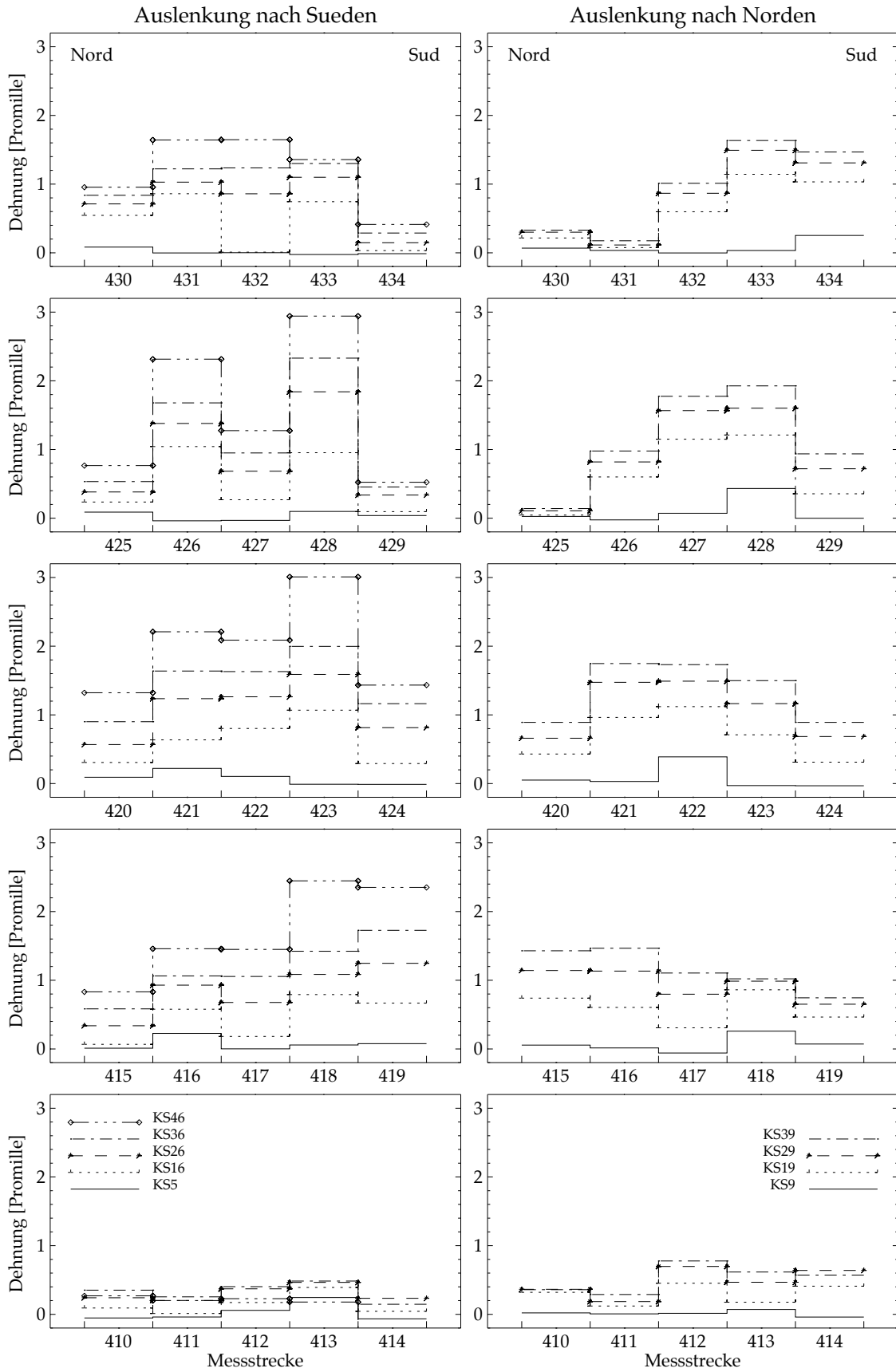


Bild 4.47: Wand WSH4. Gemessene mittlere Dehnung ϵ ; der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 unten.

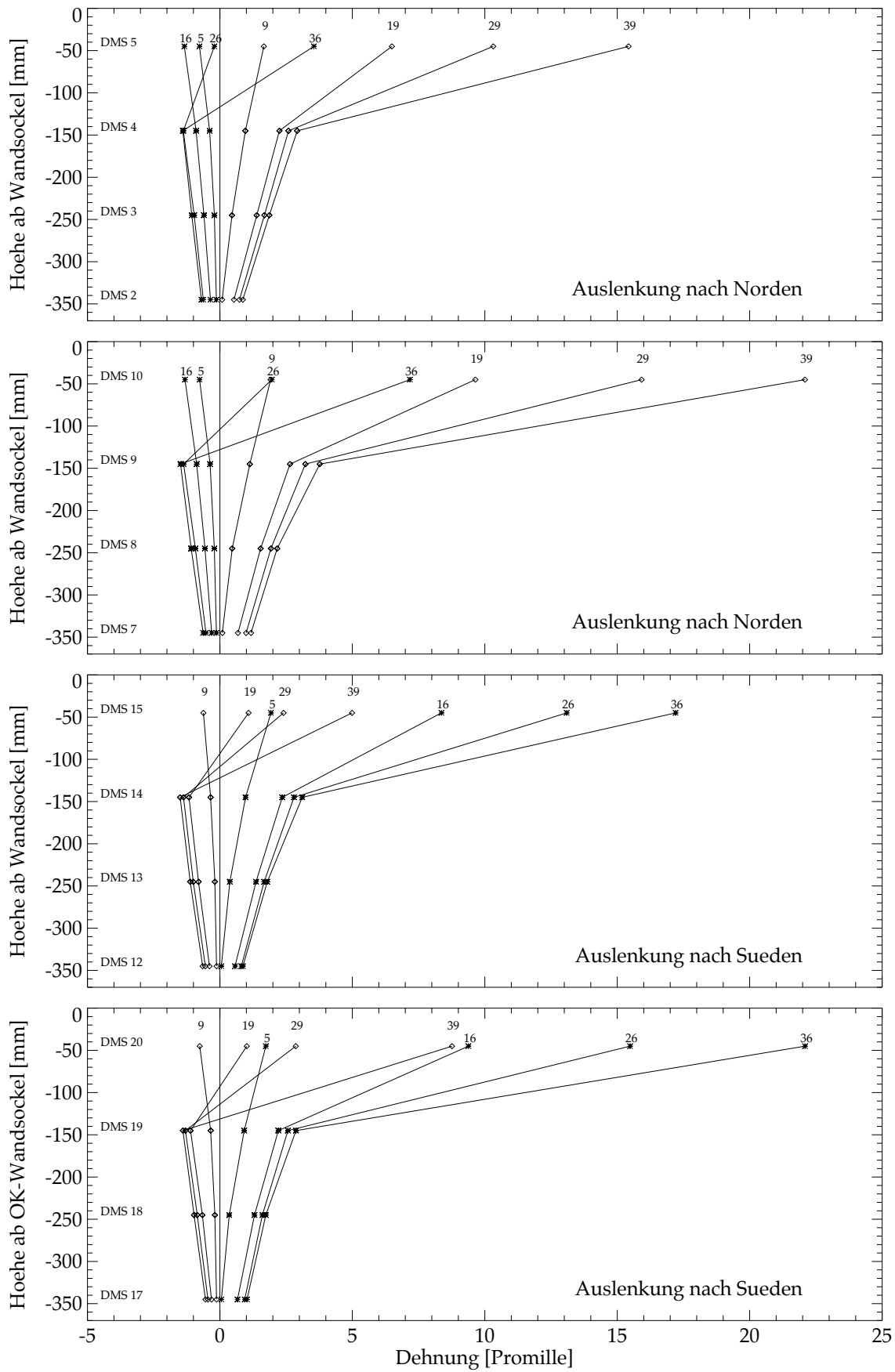


Bild 4.48: Wand WSH4. Verlauf der Dehnungen entlang der 4 Eckbewehrungsstäbe im Wandsockel.

Versuchsergebnisse

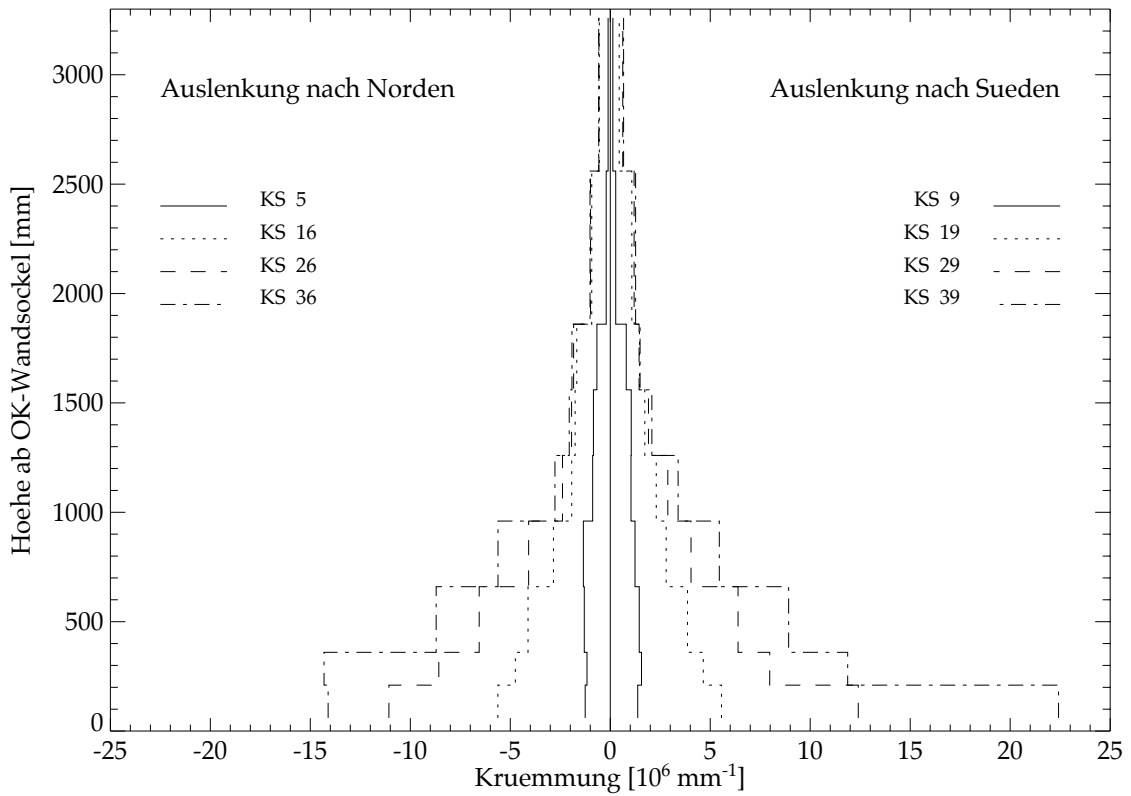


Bild 4.49: Wand WSH4. Berechneter Verlauf der Krümmung über die Wandhöhe.

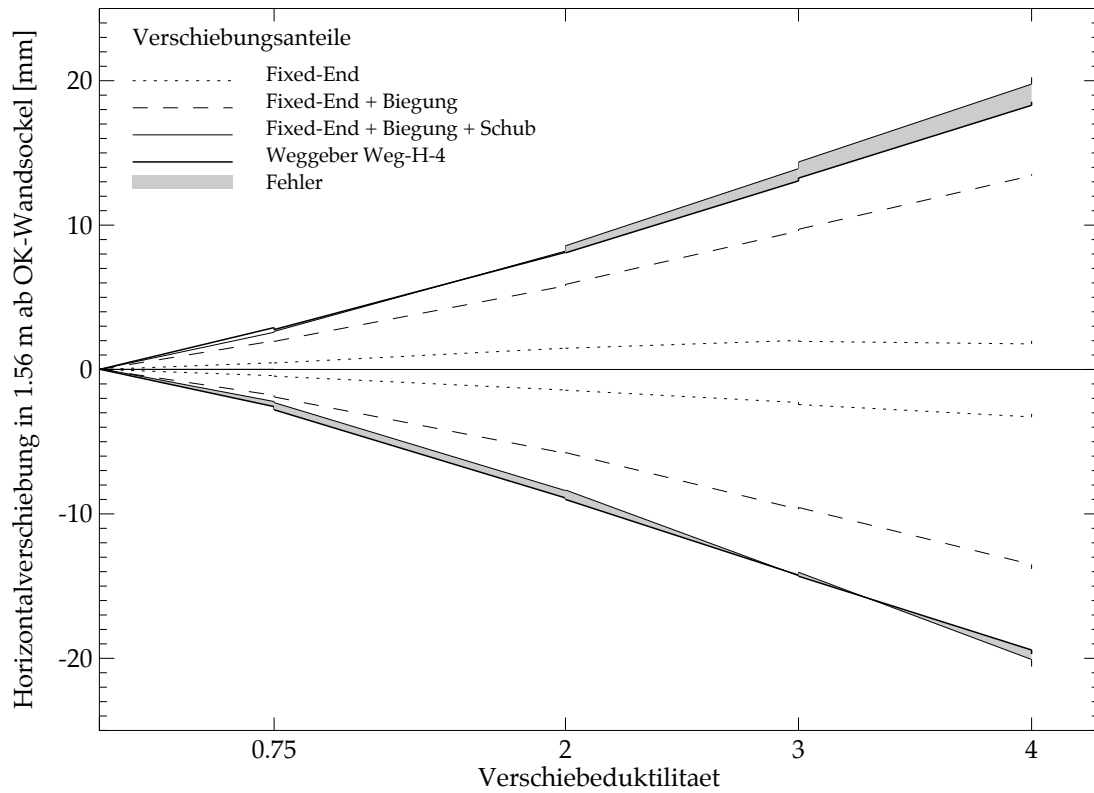


Bild 4.50: Wand WSH4. Vergleich von berechneten (Kapitel 4.1) und gemessenen (Weg-H-4) Horizontalverschiebungen in Funktion der Verschiebeduktilität μ_{Δ} .

4.6 Wand WSH5

Zum besseren Verständnis des Versuchsablaufes der Wand WSH5 wird dem Leser empfohlen, zuerst den Abschnitt 4.7 über die Wand WSH6 zu lesen.

Im Vergleich zur Wand WSH6 war bei der Wand WSH5 der Gesamtbewehrungsgehalt ρ_t um einen Faktor 0.476 kleiner (Bild 1.5). Da beide Wände für die gleiche Bemessungsduktilität $\mu_\Delta=5$ nach [PP 92] bemessen wurden, ergab sich neben einer geringeren Vertikalbewehrung in WSH5 auch eine unterschiedliche Umschnürungs- bzw. Stabilisierungsbewehrung. Bild 2.10 links zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Am Nachmittag des 18.8.97 wurde die zentrische Vorspannung zur Erzeugung des Hauptanteils der Normalkraft auf den Sollwert von 1420 kN nachreguliert. Im Laufe des ganzen Versuches konnte die gesamte Normalkraft inkl. Wandeigengewicht im Bereich $N_E=1474\pm 29$ kN (Mittelwert und Standardabweichung) gehalten werden. Der Prüfzylinder wurde mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden und die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2$ mm/min zuerst nach Süden ausgelenkt.

Bei einer Kolbenkraft $F_k=96$ kN wurde KS3 erreicht, ohne dass jegliche Risse sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS4 wurde bei $F_k\approx 170$ kN der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand erstmals sichtbar. KS4 wurde bei $F_k=192$ kN erreicht, ohne dass weitere Risse entstanden. Während der Belastung nach KS5 trat bei $F_k=259$ kN in einer Höhe von 68 cm ab OK-Sockel Riss I auf (Bild 4.52).

Bei $F_k=288$ kN wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=4.6$ mm erreicht. Der Riss bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m ab OK-Sockel war knapp sichtbar. Anschliessend wurde bis auf $F_k\approx 0$ entlastet. Die bleibenden Verformungen betragen $\Delta_w=0.6$ mm.

Die Wand wurde dann nach Norden ausgelenkt und bei einer Kolbenkraft $F_k=-96$ kN wurde KS7 erreicht, ohne dass jegliche Risse in der Süd-Biegezugzone sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS4 wurde bei $F_k\approx -150$ kN der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand erstmals auf der Südseite sichtbar. KS8 wurde bei $F_k=-198$ kN erreicht, ohne dass weitere Risse entstanden. Während der Belastung nach KS5 trat bei $F_k=-258$ kN in einer Höhe von 68 cm ab OK-Sockel Riss VI auf (Bild 4.52).

Bei $F_k=-288$ kN wurde KS9 mit einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=-4.1$ mm erreicht. Der Riss bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m ab OK-Sockel war knapp sichtbar.

Bei KS10 betragen die bleibenden Verformungen $\Delta_w=-0.1$ mm. Der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder wurde für die erste Nachtpause ausgeschaltet. Mit der vorhandenen Einrichtung war es nicht möglich, die zentrische Vorspannung während der ganzen Nacht auf dem relativ hohen Sollwert zu halten, sondern sie musste auf zirka 800 kN reduziert werden.

Am Morgen des 19.8.97 wurde die zentrische Vorspannung wieder auf den Sollwert eingestellt und planmässig weiterbelastet. Die Wandauslenkungen bei den Kraftstufen KS11, KS12 und KS13 betragen $\Delta_w=4.8$ mm bzw. $\Delta_w=0.5$ mm und $\Delta_w=-4.3$ mm.

Bei KS14 wurde mit den in den vorherigen Halbzyklen gemessenen Auslenkungen der Referenzwert für $\mu_\Delta=\pm 1$ der Verschiebeduktilität entsprechend einer Auslenkung von $\Delta_w=\pm 6.2$ mm festgelegt. Dieser Wert diente zur Bestimmung der Zielauslenkungen für die nachfolgenden Duktilitätsstufen (z.B. $\Delta_w=\pm 12.4$ mm für $\mu_\Delta=\pm 2$). Wie im Kapitel 3.3.3 schon erwähnt wurde, erwies sich dieser Wert im nachhinein als eher klein. Dies führte

Versuchsergebnisse

zur Durchführung von sehr vielen Belastungszyklen, auch wenn das Versagen der Wand WSH5 bereits bei einer mittleren Neigung δ_m von weniger als 1.5 % auftrat (Bild 4.51).

Kraftstufen KS15 bis KS24

KS16 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k=394$ kN erreicht. Die Bildung von Nord-Süd Biegeschubrisse hatte markant bis praktisch zum Endzustand zugenommen. Die Risse im Bild 4.52 traten bei folgenden Kolbenkräften auf: Riss III bei $F_k=313$ kN, Riss II bei $F_k=330$ kN und Riss V bei $F_k=381$ kN. Im Laufe des weiteren Versuches sind nur noch zwei zusätzliche Risse aufgetreten, nämlich ein Riss in einer Höhe von 96 cm ab OK-Sockel während der Belastung nach KS26 bei $\Delta_w=14.0$ mm und ein Riss im zweiten Stockwerk während der Belastung nach KS36 bei $\Delta_w=24.5$ mm.

Während der Belastung nach KS18 traten zwei Süd-Nord Biegeschubrisse auf, nämlich Riss VII bei $F_k=249$ kN und ein weiterer Riss in einer Höhe von 51 cm ab OK-Sockel bei $F_k=281$ kN.

KS19 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k=-391$ kN erreicht. Die Bildung der Nord-Süd Biegeschubrisse hatte auch hier markant zugenommen und praktisch den Endzustand erreicht. Die Risse im Bild 4.52 traten bei folgenden Kolbenkräften auf: Riss VIII bei $F_k=-326$ kN, Riss X bei $F_k=-370$ kN und Riss IX bei $F_k=-392$ kN. Im Laufe des weiteren Versuches trat zusätzlich nur noch ein Riss im zweiten Stockwerk während der Belastung nach KS29 bei $\Delta_w=24.5$ mm auf.

Bei KS20 war $F_k \approx 0$ kN und der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder wurde für die zweite Nachtpause ausgeschaltet. Am 21.8.97 wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuch planmässig weitergeführt.

Kraftstufen KS25 bis KS34

KS26 wurde bei $\Delta_w=18.7$ mm und $F_k=412$ kN erreicht. In der Süd-Biegedruckzone traten die ersten kleinen vertikalen Risse auf. Ihre Ausdehnung reichte in der Höhe bis zirka 20 cm über OK-Sockel und in der Horizontalen erst bis 1 cm ab dem Süd-Druckrand. KS29 wurde bei $\Delta_w=-18.6$ mm und $F_k=-415$ kN erreicht. In der Nord-Biegedruckzone waren noch keine vertikalen Risse zu sehen.

Ab KS30 wurde v_k auf 2.4 mm/min erhöht und bei KS32 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die dritte Nachtpause ausgeschaltet. Am 22.8.97 wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuch planmässig weitergeführt.

Kraftstufen KS35 bis KS44

KS36 wurde bei $\Delta_w=25.0$ mm und $F_k=424$ kN ohne besondere Vorkommnisse erreicht. KS39 wurde bei $\Delta_w=-25.2$ mm und $F_k=-421$ kN erreicht. Auch in der Nord-Biegedruckzone traten nun die ersten vertikalen Risse auf.

Sowohl bei KS41 als auch bei KS43 hatten die vertikalen Risse eine Ausdehnung in der Höhe bis zirka 30 cm ab OK-Sockel und in der Horizontalen etwa 5 cm ab dem respektiven Druckrand. Die ersten Teile der Betonüberdeckung fielen ab. Bei KS44 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die vierte Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS45 bis KS54

Der Versuch konnte erst am 25.8.97 weitergeführt werden. Die Belastungsgeschwindigkeit v_k wurde auf 3.6 mm/min erhöht, und es wurde nach Süden Richtung KS46 weiterbelastet. Die vorherigen Zyklen hatten gezeigt, dass ein Inkrement der Wandkopfauslenkung von 6.2 mm zwischen zwei nachfolgenden Duktilitätsstufen eher zu klein war. Es wurde deshalb beschlossen, ab KS44 dieses Inkrement zu verdoppeln. Die Ziel-auslenkung für KS46 wurde neu auf $\Delta_w=37.2$ mm festgelegt.

Während der Belastung nach KS46 traten erhebliche Probleme mit dem Pendelmannometer zur Konstanthaltung der zentrischen Vorspannung auf. Bei $\Delta_w=31.3$ mm wurde die Belastung angehalten, weil die Vorspannung einen zu hohen Wert von 1459 kN erreicht hatte. Nachdem das Pendelmannometer vergeblich nach Störungen untersucht worden war, fuhr man mit dem Versuch weiter. Die Vorspannung stieg zuerst bis 1469 kN, infolge einer fehlerhaften Betätigung des Pendelmannometers fiel sie dann bei $\Delta_w=33.0$ mm abrupt ab. Bei $\Delta_w=33.0$ mm betrug die Kolbenkraft $F_k=439$ kN und die Vorspannung 1469 kN. 14 Sekunden später war die Wandkopfauslenkung bei $\Delta_w=34.1$ mm und Kolbenkraft und Vorspannung betragen 407 bzw. 1291 kN. Die Belastung wurde weitergeführt, bis bei einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=37.5$ mm KS46 erreicht wurde. Kolbenkraft und Vorspannung waren mittlerweile auf 418.2 bzw. 1333 kN gestiegen. Gleichzeitig mit dem Anhalten der Belastung fiel die Vorspannung erneut ab, bis bei einem Wert von 1250 kN ein neuer stabiler Zustand erreicht wurde. Die Kolbenkraft betrug zu diesem Zeitpunkt $F_k=390$ kN. Während der Belastungspause bei KS46 konnte das Problem mit dem Pendelmannometer vorläufig behoben werden, und die Vorspannung wurde auf 1406 kN nachreguliert. Die Kolbenkraft stieg erneut bis auf $F_k=406$ kN. Bei KS46 hatten die vertikalen Risse eine Ausdehnung in der Höhe bis zirka 40 cm ab OK-Sockel und in der Horizontalen 10 cm ab Süd-Druckrand erreicht.

Während der Belastung nach KS49 traten erneut Probleme mit dem Pendelmannometer auf, aber diesmal konnten die Auswirkungen in Grenzen gehalten werden. Von $\Delta_w \approx 15$ mm bis bei KS49 $\Delta_w \approx 37.5$ mm erreicht wurde, variierte die Vorspannung zyklisch zwischen 1397 und 1426 kN. Diese Schwankungen in der Vorspannung hatten die Unstetigkeiten der Δ_w - F_k -Belastungskurve zur Folge. Bei KS49 wurde die maximale Kolbenkraft von $F_k=432$ kN bei einer Vorspannkraft von 1426 kN gemessen. Bei KS49 hatten die vertikalen Risse eine Ausdehnung in der Höhe bis zirka 50 cm ab OK-Sockel und in der Horizontalen bis 10 cm vom Nord-Druckrand. Bei KS54 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die fünfte und letzte Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS55 bis Versagen

Die Belastung nach KS56 wurde bei $\Delta_w=43.8$ mm kurz angehalten, um wieder Probleme mit dem Pendelmannometer zu beheben. Anschliessend wurde weiterbelastet und bei $\Delta_w=46.8$ mm rissen die ersten Bewehrungsstäbe $\varnothing 6$ der vertikalen Wandbewehrung im Stegbereich (Bild 2.10 links). Die Kolbenkraft fiel um 12 kN ab, was auf ein Reißen von 2 bis 4 Stäben hindeutet. Die Stäbe rissen im Riss II zwischen den Bereichen E und D (Bild 4.52).

Bei KS56 betragen $\Delta_w=49.4$ mm und $F_k=417$ kN. Die vertikalen Risse in der Süd-Biegedruckzone hatten eine Ausdehnung in der Höhe bis zirka 40 cm ab OK-Sockel und in der Horizontalen etwa 15 cm ab Druckrand erreicht. Die Abplatzungen waren so weit ausgedehnt, dass die Eckbewehrungsstäbe $\varnothing 8$ sichtbar wurden. Sie waren in einer

Versuchsergebnisse

Höhe von ca. 11 cm ab OK-Wandsockel bereits leicht ausgeknickt. Die Stäbe $\varnothing 6$ rissen als Folge ihrer schlechteren Duktilitätseigenschaften (Tabelle 2.9) früher als die Stäbe $\varnothing 8$, obwohl sie Dehnungen der gleichen Größenordnung ausgesetzt waren (Bild 4.56). Ähnlich wie beim vorherigen Halbzyklus fingen kurz vor KS59 (ab $\Delta_w = -45.7$ mm) die Stäbe $\varnothing 6$ an zu reißen. Die Kolbenkraft F_k fiel um 9 kN ab. Das bedeutet, dass bei der Belastung auf KS59 etwa 2 bis 4 Stäbe $\varnothing 6$ zwischen den Bereichen A und B im Riss VII rissen.

Bei KS59 betragen $\Delta_w = -49.4$ mm und $F_k = -412$ kN. Die vertikalen Risse in der Nord-Biegedruckzone hatten eine Ausdehnung in der Höhe bis zirka 50 cm ab OK-Sockel und in der Horizontalen etwa 15 cm ab Druckrand erreicht. Die Abplatzungen waren so weit ausgedehnt, dass die Eckbewehrungsstäbe $\varnothing 8$ sichtbar wurden, die in einer Höhe von ca. 16 cm ab Wandsockel bereits leicht ausgeknickt waren. Ähnlich wie bei der Wand WSH2 konzentrieren sich ab KS59 die vertikalen Verformungen entlang den Rissen II und VII im geschwächten Wandquerschnitt. Die Weggeber "Weg-V-2-Nord", "Weg-V-3-Nord", "Weg-V-2-Süd", "Weg-V-3-Süd" zeigten eine überproportionale Zunahme der Messwerte (Bild 4.54). Dagegen wiesen die übrigen Weggeber eher eine Abnahme oder nur eine kleine Zunahme der Messwerte auf.

Bei der Belastung nach KS61 (ab $\Delta_w = -39.8$ mm) rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$ und die Abplatzungen in der Süd-Biegedruckzone nahmen zu. Die Betonüberdeckung fiel mehr und mehr ab und es war deutlich zu erkennen, dass die vertikalen Eckstäbe $\varnothing 8$ in einer Höhe von ca. 11, 16 und 21 cm ab Wandsockel mehrmals ausgeknickt waren. Die Eckstäbe knickten jeweils zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand von 50 mm ($s_H = 6.2 \varnothing$) aus.

Bei der nachfolgenden Belastung nach KS63 (ab $\Delta_w = -39.4$ mm) rissen weitere Stäbe $\varnothing 6$. Sehr wahrscheinlich waren ab KS63 alle Stäbe $\varnothing 6$ im durchgehenden Riss II - VII gerissen. Bei KS63 erreichten die Abplatzungen in der Nord-Biegedruckzone eine Ausdehnung von 50 cm in der Höhe und bis zu 50 cm in der Horizontalen. Die Eckstäbe waren ähnlich wie die entsprechenden Stäbe in der Süd-Biegedruckzone bei KS61 ausgeknickt. KS66 wurde bei $\Delta_w = 62.5$ mm und $F_k = 377$ kN erreicht. Die Kolbenkraft war bei KS66 ungefähr 60 kN kleiner als die bei KS46. Eine rechnerische Überprüfung zeigt, dass ein Abfall des Wandwiderstandes in dieser Größenordnung zu erwarten ist, wenn alle Stäbe $\varnothing 6$ gerissen sind.

KS69 wurde bei $\Delta_w = -62.2$ mm und $F_k = -368$ kN erreicht. Die Abplatzungen hatten zugenommen und die vertikalen Bewehrungsstäbe $\varnothing 8$ der zweiten und dritten Bewehrungsreihe (130 und 230 mm ab Druckrand, Bild 2.10 links) wurden erstmalig sichtbar. Sie waren bereits an verschiedenen Stellen zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand von 50 mm ($s_H = 6.2 \varnothing$) ausgeknickt (Bild 4.60 links).

Während der Belastung nach KS71 riss bei $\Delta_w = 56.8$ mm ein vertikaler Stab $\varnothing 8$ in der Nord-Biegezugzone. Dieser Stab war in der dritten Reihe auf der hinteren Wandseite und versagte in einer Höhe von ca. 25 cm ab OK-Sockel. Als dieser Stab $\varnothing 8$ riss, waren die Eckstäbe in der Nord-Biegezugzone noch nicht ganz gestreckt (Bild 4.60 rechts). Damit war der Versuch der Wand WSH5 abgeschlossen.

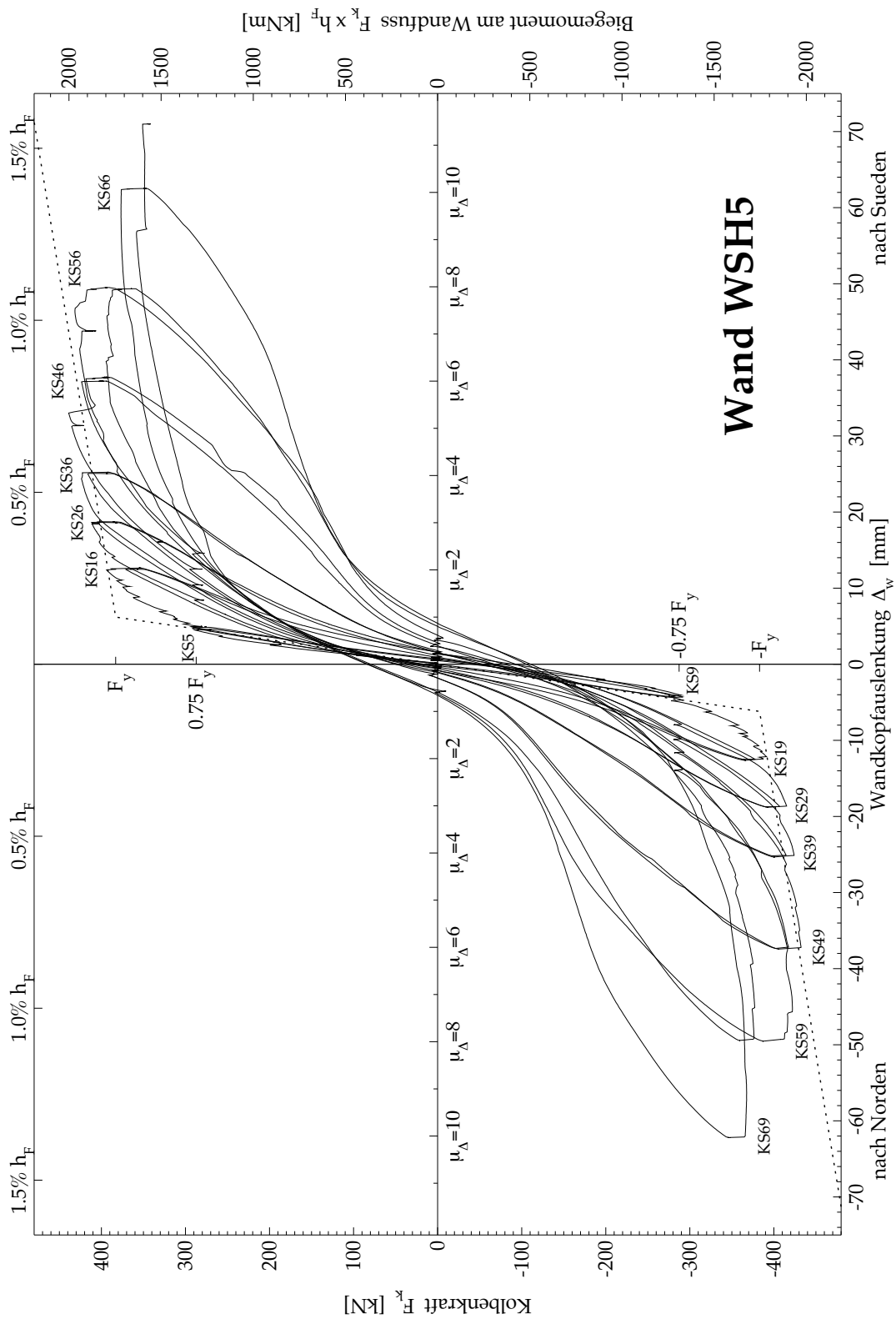


Bild 4.51: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH5.

Versuchsergebnisse

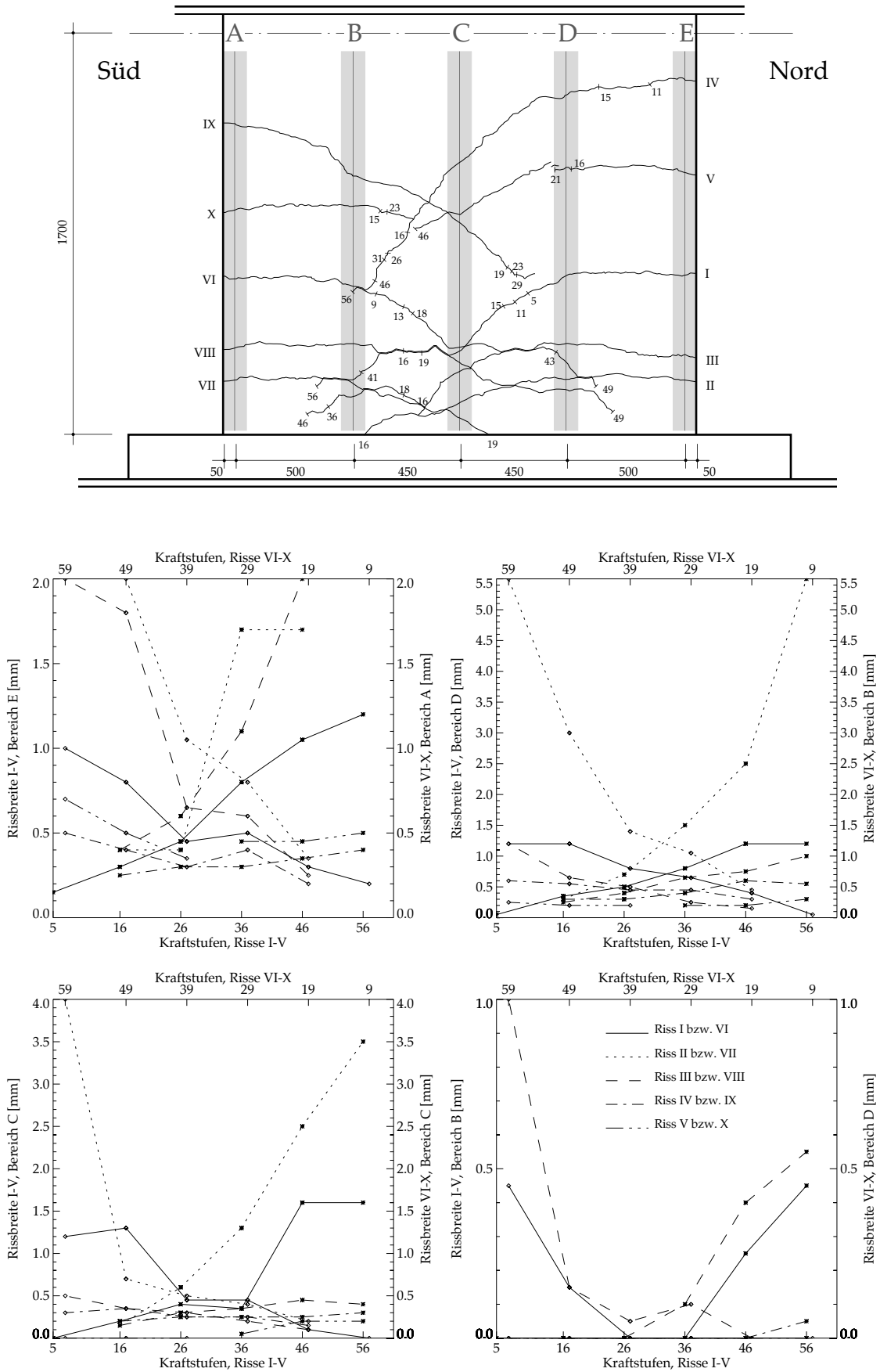


Bild 4.52: Wand WSH5. Gemessene Rissbreiten in [mm], oberes Bild 1:25.

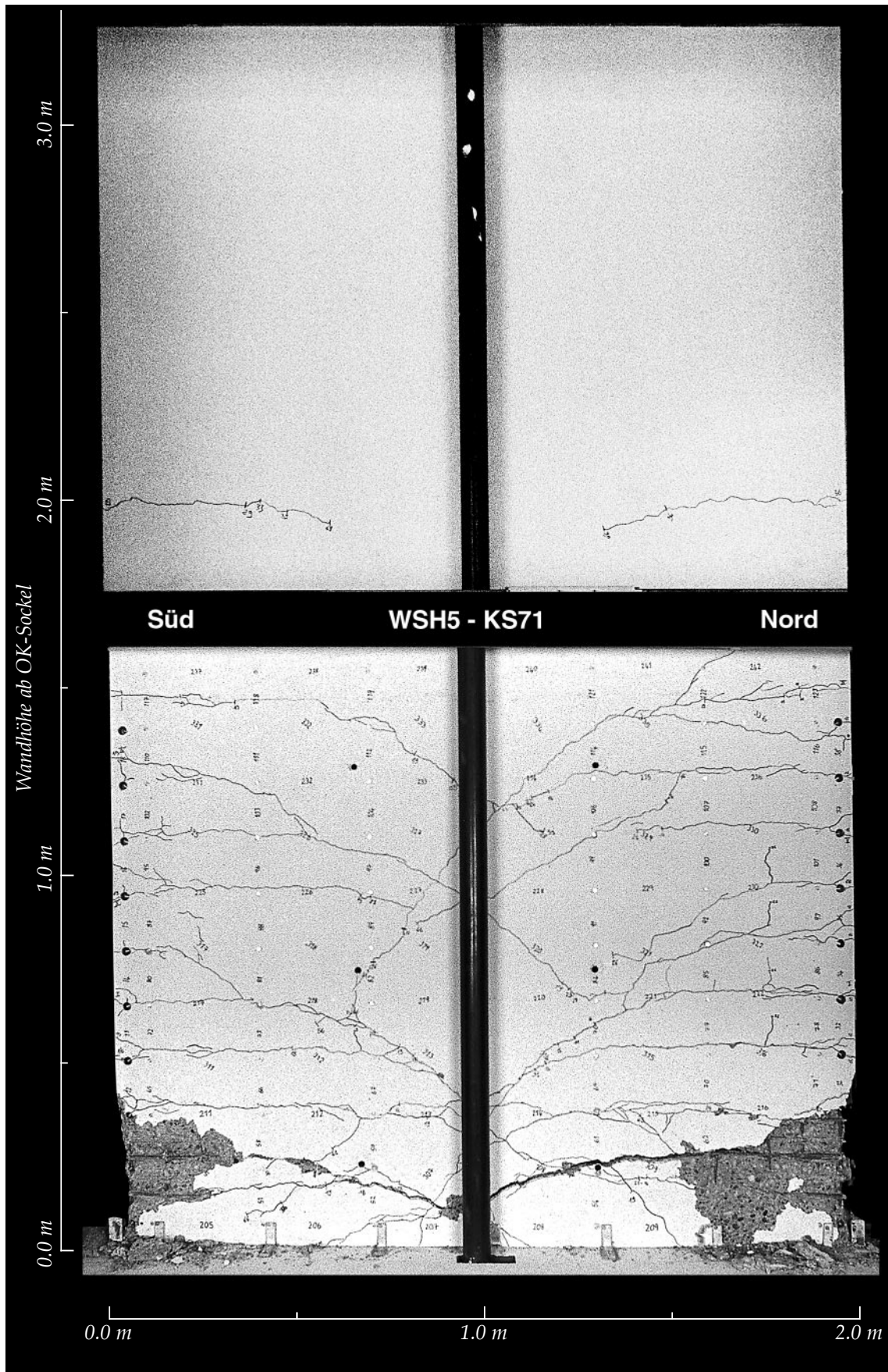


Bild 4.53: Gesamtes Rissebild der Wand WSH5 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS71.

Versuchsergebnisse

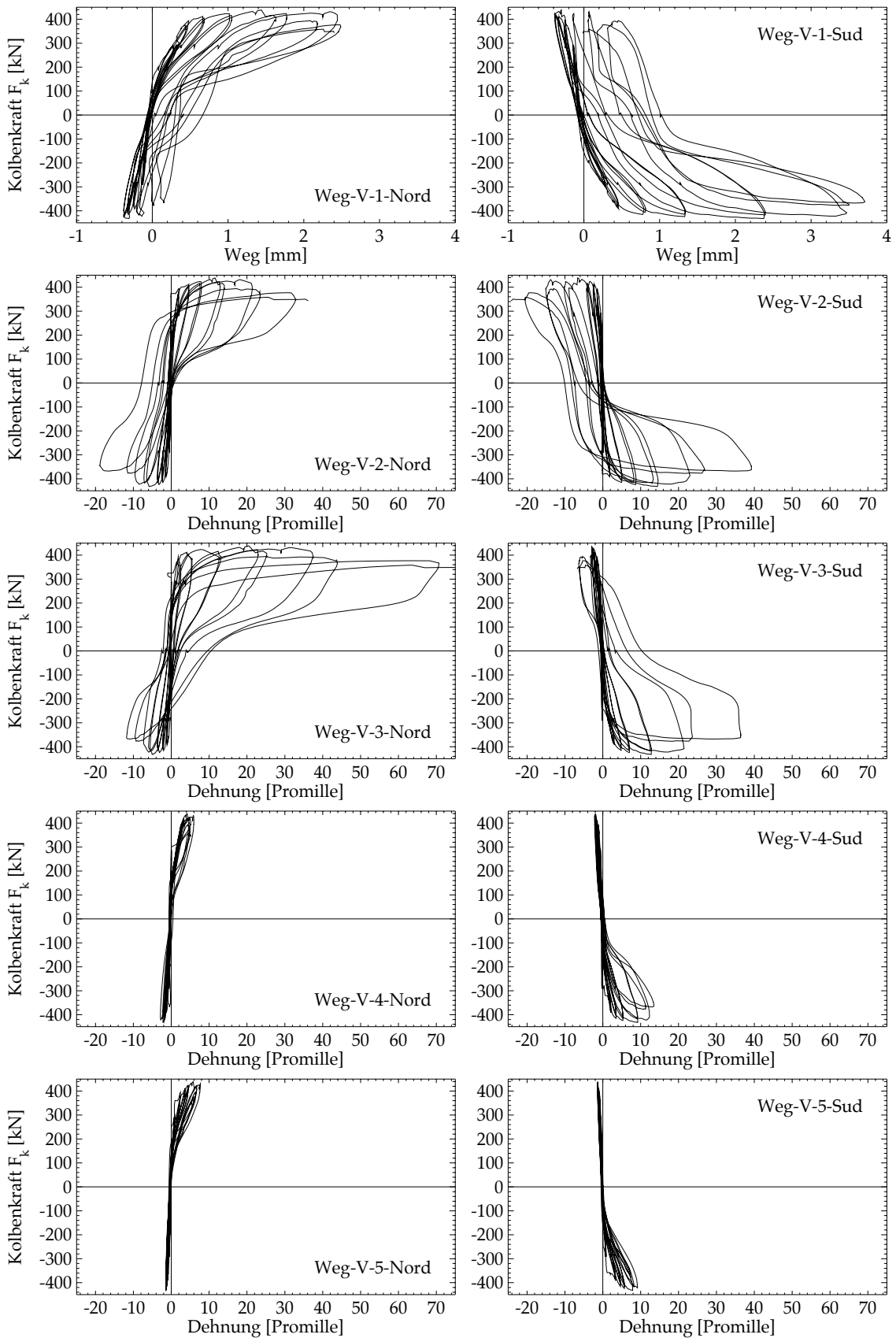


Bild 4.54: Wand WSH5. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6).

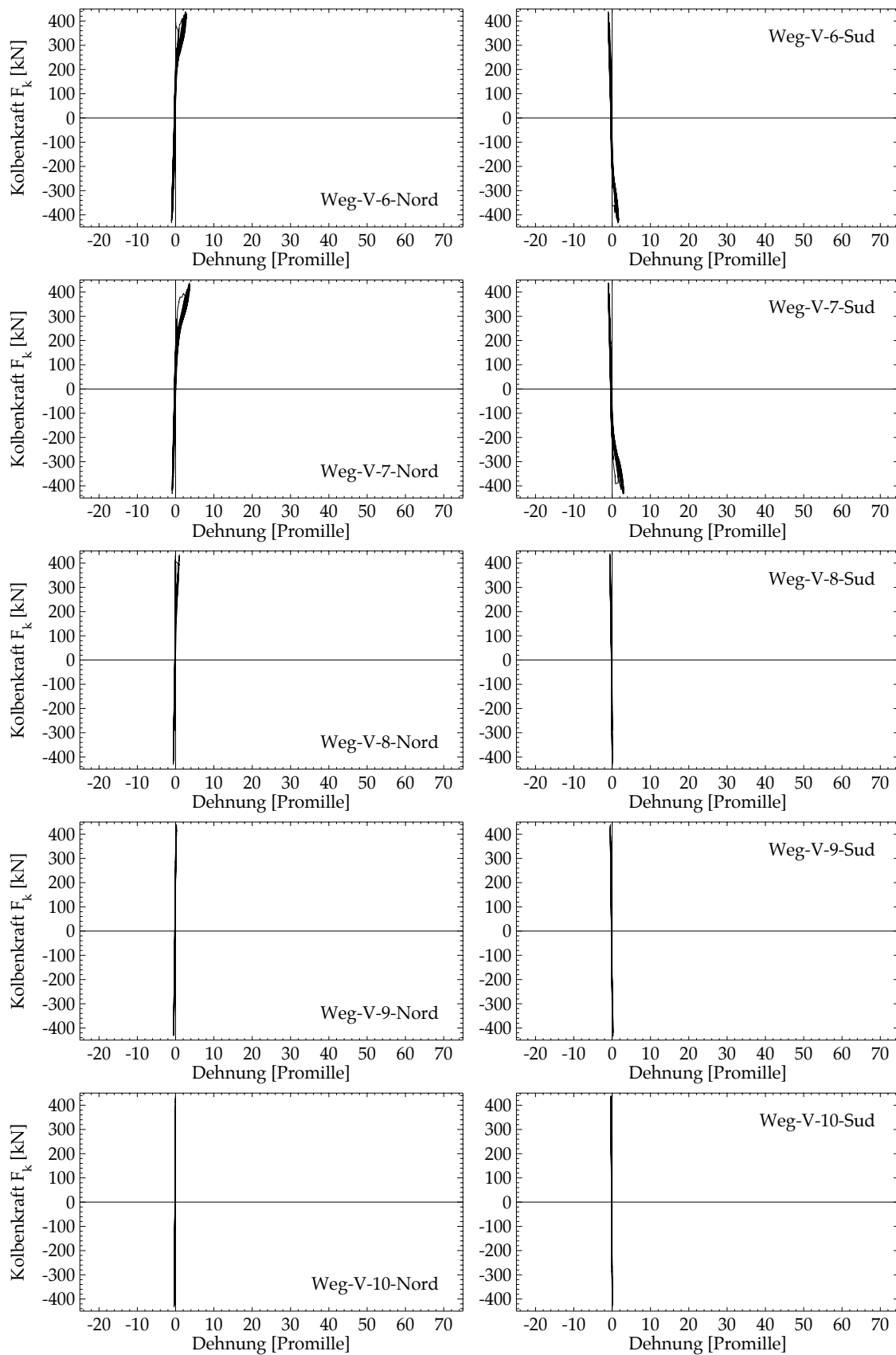


Bild 4.55: Wand WSH5. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6). Fortsetzung von Bild 4.54.

Versuchsergebnisse

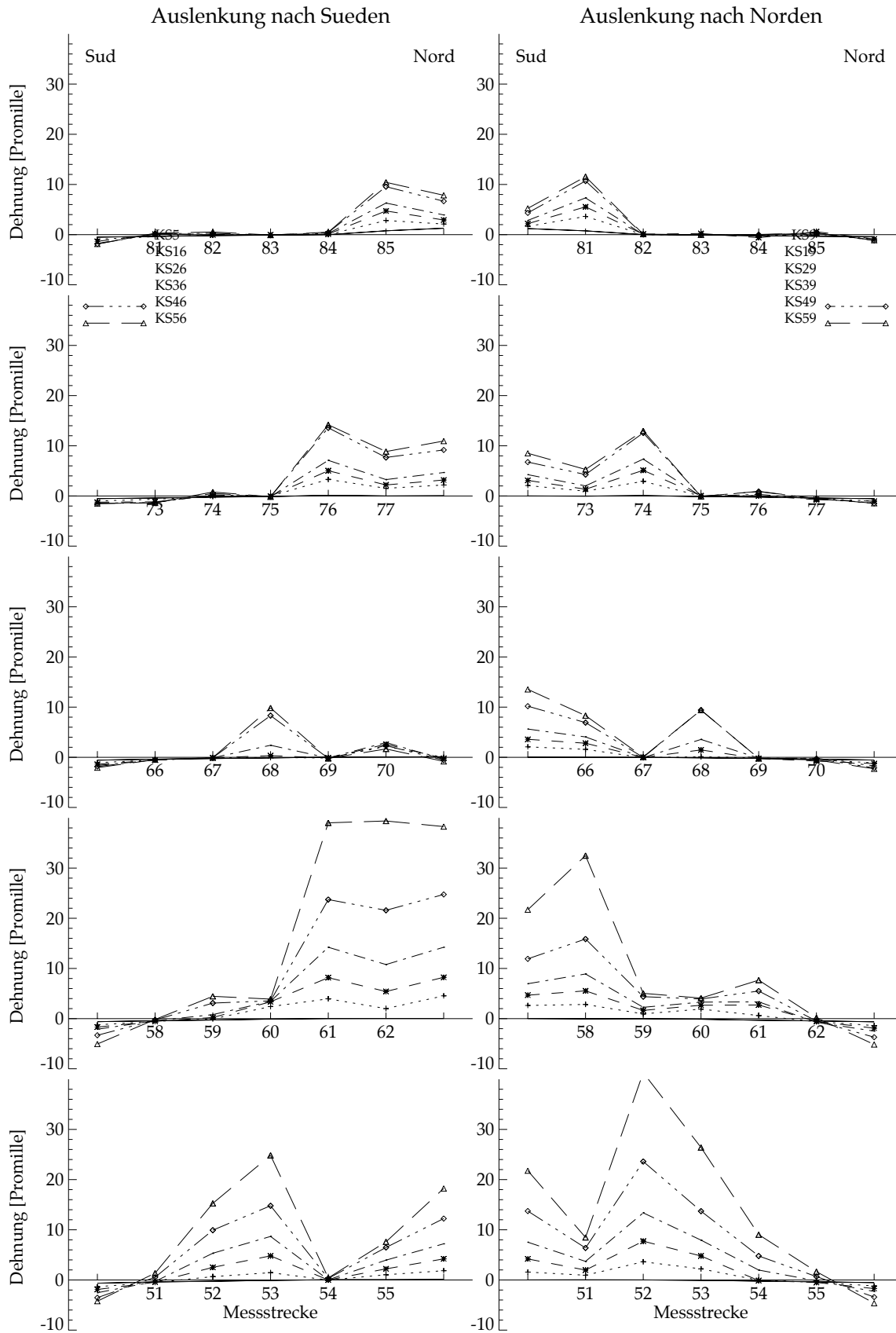


Bild 4.56: Wand WSH5. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben.

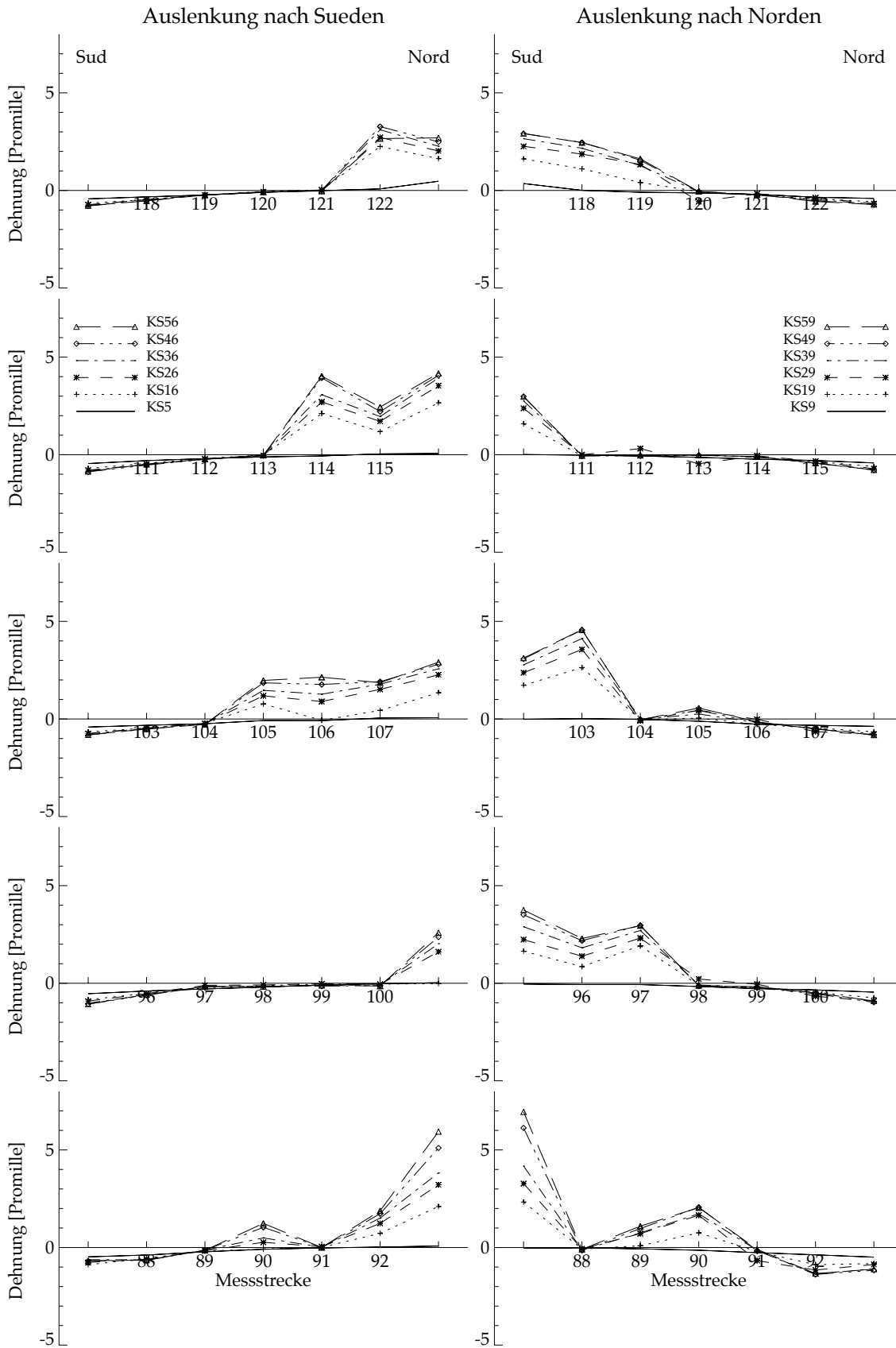


Bild 4.57: Wand WSH5. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben. Fortsetzung von Bild 4.56.

Versuchsergebnisse

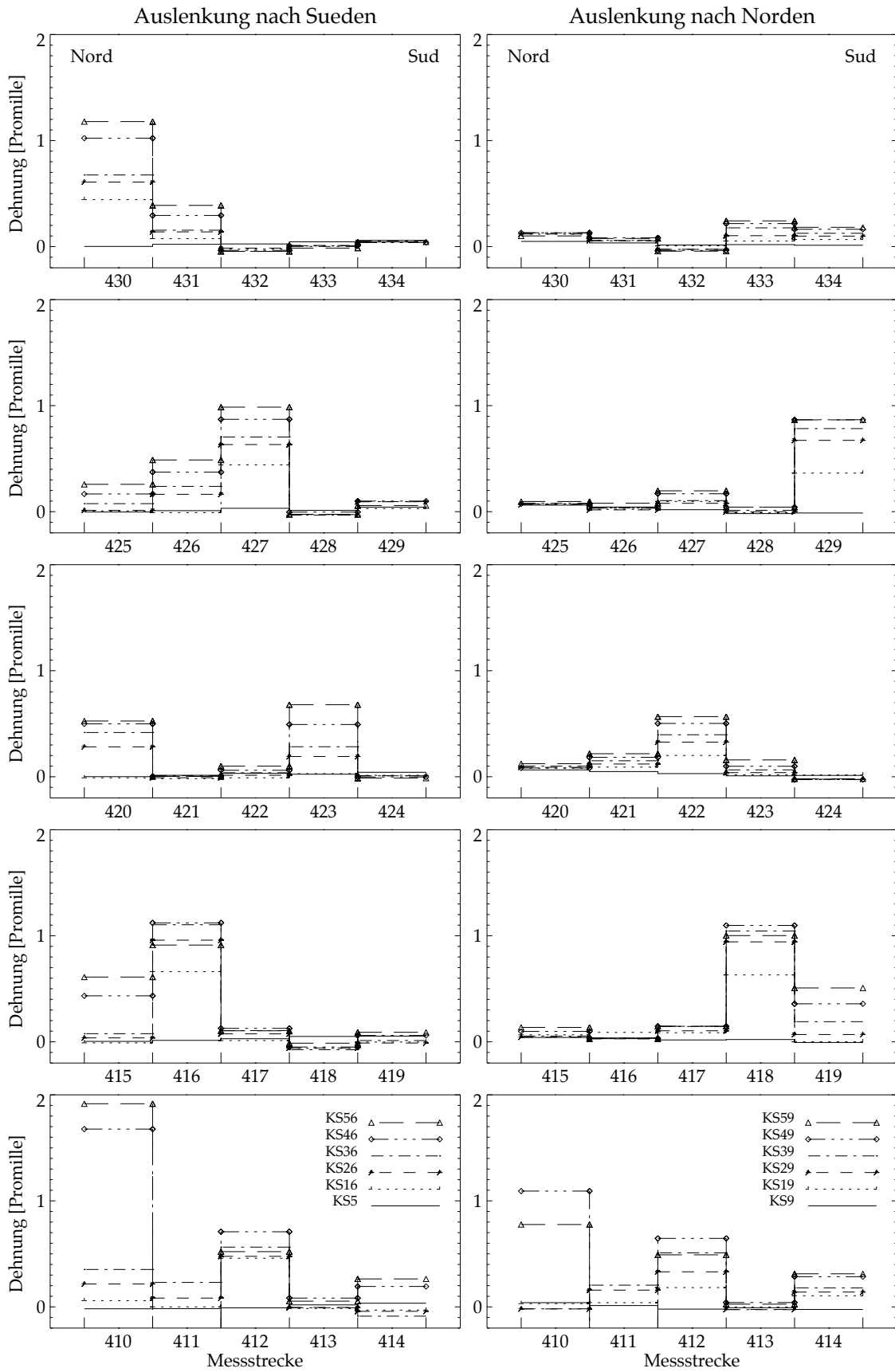


Bild 4.58: Wand WSH5. Gemessene mittlere Dehnung ϵ ; der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 unten.

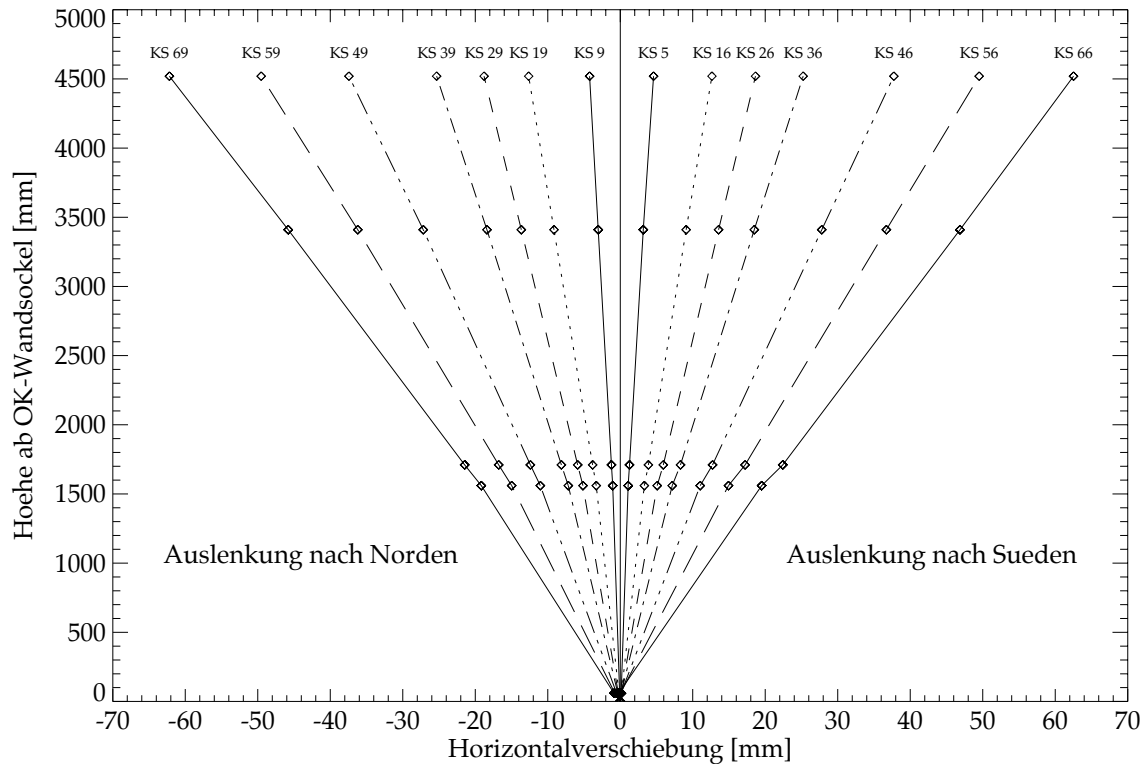


Bild 4.59: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH5.

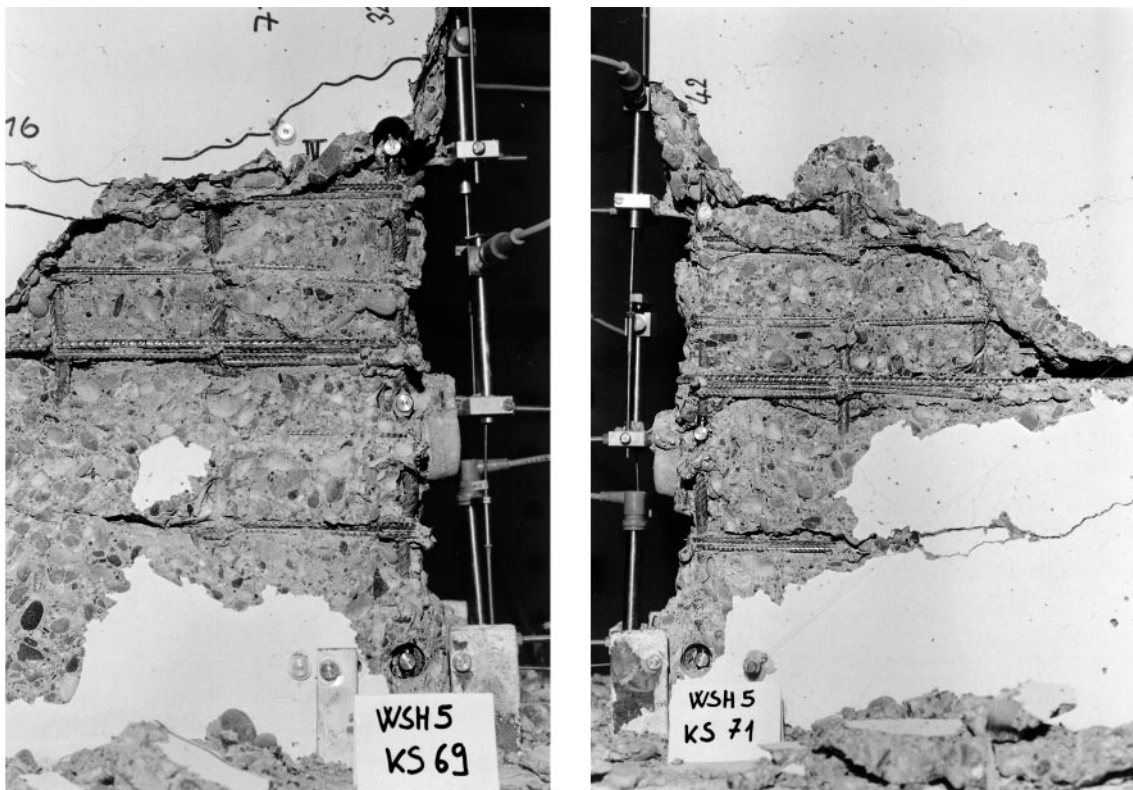


Bild 4.60: Wand WSH5. Ausgeknickte Bewehrungsstäbe $\varnothing 8$ zwischen den Stabilisierungsbügeln im Abstand 50 mm ($s_h = 6.2 \cdot \varnothing$) in der Nord-Biegedruckzone (links). Zerrissener Bewehrungsstab $\varnothing 8$ in der dritten Reihe der Nord-Biegezugzone (von hinten aufgenommen); die Eckstäbe waren noch nicht ganz gestreckt (rechts).

Versuchsergebnisse

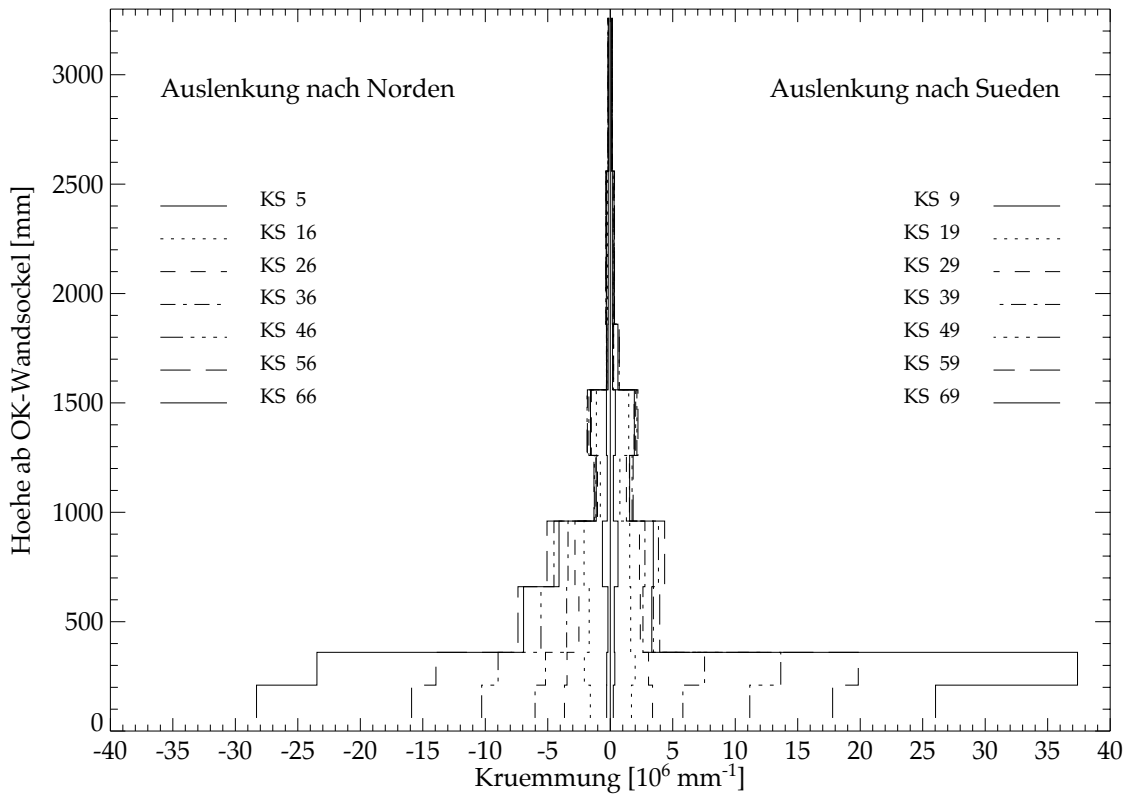


Bild 4.61: Wand WSH5. Berechneter Verlauf der Krümmung über die Wandhöhe.

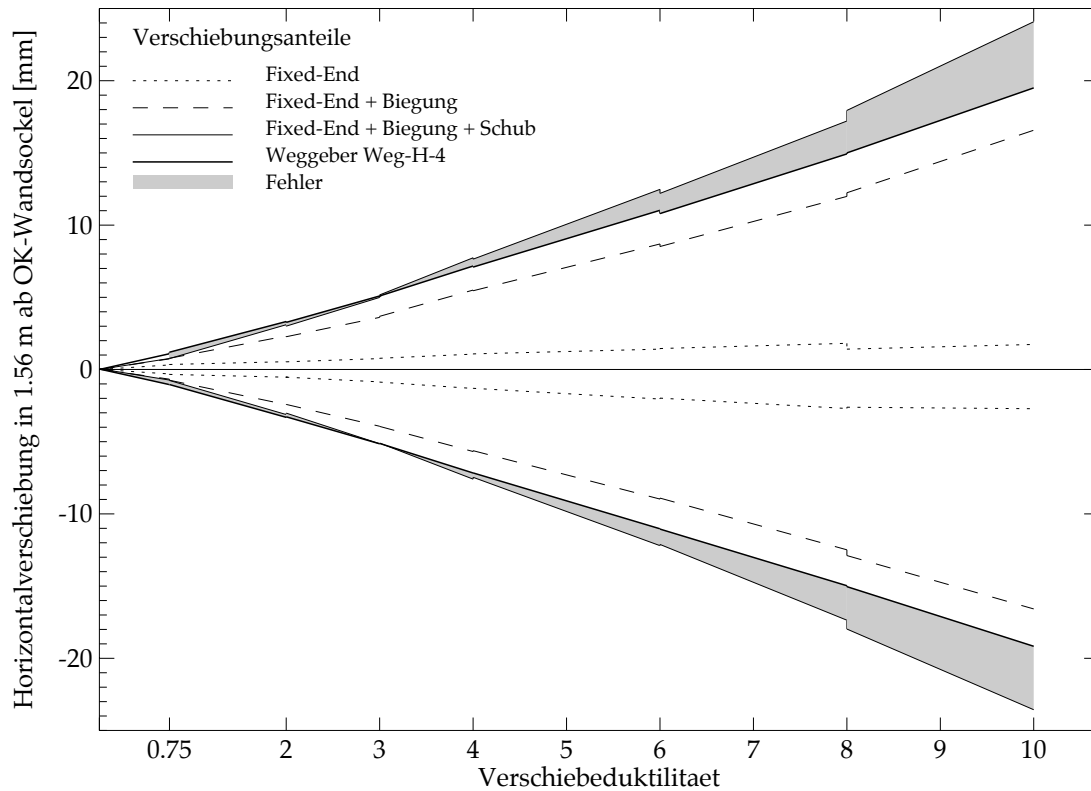


Bild 4.62: Wand WSH5. Vergleich von berechneten (Kapitel 4.1) und gemessenen (Weg-H-4) Horizontalverschiebungen in Funktion der Verschiebeduktilität μ_{Δ} .

4.7 Wand WSH6

Im Vergleich zur Wand WSH3 war bei der Wand WSH6 die Normalkraft um einen Faktor 2.16 grösser (Bild 1.5). Da beide Wände für die gleiche Bemessungsduktilität $\mu_{\Delta}=5$ bemessen wurden, resultierte bei der Wand WSH6 ein grösserer Umschnürungsbewehrungsgehalt, wie beim Vergleich der Bilder 2.9 links und 2.10 rechts deutlich zu erkennen ist. Bei der Wand WSH6 wurde gezielt ein kleinerer vertikaler Abstand der Stabilisierungsbewehrung ($s_h=4.2 \text{ Ø} < 6 \text{ Ø}$) als in [PP 92] empfohlen wird, gewählt, um ein vorzeitiges Ausknicken der Längsbewehrung, wie es bei den anderen Versuchskörper der Fall gewesen ist, zu vermeiden. Bild 2.10 rechts zeigt die Bewehrung der Wand.

Kraftstufen KS2 bis KS14

Am 7.1.98 wurde die zentrische Vorspannung zur Erzeugung des Hauptanteils der Normalkraft auf den Sollwert von 1420 kN nachreguliert (Mittelwert der gesamten Normalkraft inkl. Wandeigengewicht über die gesamte Versuchsdauer: $N_E=1476 \pm 6 \text{ kN}$), und der erstmals verwendete 1000 kN-Prüfzylinder konnte problemlos mit dem Versuchskörper kraftschlüssig verbunden werden. Anschliessend wurde die Wand mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v_k=1.2 \text{ mm/min}$ zuerst nach Süden ausgelenkt.

Bei einer Kolbenkraft $F_k=135 \text{ kN}$ wurde KS3 erreicht, ohne dass jegliche Risse sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS4 traten die ersten Rissen auf. Bei $F_k \approx 230 \text{ kN}$ trat Riss II auf (Bild 4.66), und gleichzeitig mit dem Anhalten der Belastung bei $F_k=270 \text{ kN}$ trat ein weiterer Riss in einer Höhe von 55 cm ab OK-Sockel auf. Bei KS4 wurde der bereits vorhandene Riss am Übergang Sockel-Wand sichtbar.

Bei $F_k=405 \text{ kN}$ wurde KS5 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=9.15 \text{ mm}$ erreicht. Der oberste Riss lag bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m ab OK-Sockel. Anschliessend wurde bis auf $F_k \approx 0 \text{ kN}$ entlastet. Die bleibenden Verformungen betragen $\Delta_w=1.2 \text{ mm}$.

Die Wand wurde dann nach Norden ausgelenkt und bei einer Kolbenkraft $F_k=-135 \text{ kN}$ wurde KS7 erreicht, ohne dass jegliche Risse auf der anderen Seite sichtbar wurden. Während der Belastung nach KS8 traten die ersten von der Süd-Biegezugzone ausgehenden Risse auf. Bei $F_k=-185 \text{ kN}$, -226 kN und -272 kN öffneten sich die Risse VII, bzw. VIII und VI (Bild 4.66). Bei $F_k=-405 \text{ kN}$ wurde KS9 mit einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=-8.0 \text{ mm}$ erreicht. Der oberste Riss lag auch auf dieser Seite bei der Betonierfuge in einer Höhe von 1.50 m ab OK-Sockel. Die Wandauslenkungen bei den nachfolgenden Kraftstufen KS10, KS11, KS12 und KS13 betragen $\Delta_w=-0.5 \text{ mm}$, $\Delta_w=10.0 \text{ mm}$, $\Delta_w=0.7 \text{ mm}$ und $\Delta_w=-8.7 \text{ mm}$. Bei KS14 wurde mit den in den vorherigen Halbzyklen gemessenen Auslenkungen der Referenzwert $\mu_{\Delta}=\pm 1$ der Verschiebeduktilität entsprechend einer Auslenkung von $\Delta_w=\pm 12.75 \text{ mm}$ festgelegt. Dieser Wert diente zur Bestimmung der Zielauslenkungen für die nachfolgenden Duktilitätsstufen (z.B. $\Delta_w=\pm 25.5 \text{ mm}$ für $\mu_{\Delta}=\pm 2$). Bei KS14 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die erste Nachtpause ausgeschaltet. Mit der vorhandenen Einrichtung war es nicht möglich, die zentrische Vorspannung während der ganzen Nacht auf dem Sollwert zu halten, sondern sie musste auf zirka 800 kN reduziert werden.

Kraftstufen KS15 bis KS24

Am 8.1.98 wurde die zentrische Vorspannung wieder auf den Sollwert eingestellt und planmässig weiterbelastet. Während der Belastung nach KS16 traten die ersten vertikalen

Versuchsergebnisse

len Risse in der Süd-Biegedruckzone. Bei KS16 mit einer Kolbenkraft $F_k=558$ kN erstreckten sie sich bis in eine Höhe von 45 cm ab OK-Sockel und, in einer Höhe von 15 cm ab OK-Sockel, in der Horizontalen bis zu 8 cm ab Druckrand. Die ersten Abplatzungen der Betonüberdeckung waren ebenfalls aufgetreten. Nord-Süd Biege-Schubrisse erstreckten sich bis in eine Höhe von 2.60 m ab OK-Sockel.

Ähnlich wie beim vorherigen Halbzyklus wurden während der Belastung nach KS19 bei einer Auslenkung $\Delta_w \approx 18$ mm die ersten vertikalen Risse in der Nord-Biegedruckzone sichtbar. Als KS19 bei einer Kolbenkraft $F_k=577$ kN erreicht wurde, reichten sie bis in eine Höhe von 40 cm ab OK-Sockel, und in einer Höhe von 15 cm ab OK-Sockel in der Horizontalen bis zu 3 cm ab Druckrand. Die ersten Abplatzungen der Betonüberdeckung waren ebenfalls aufgetreten. Bei KS20 war $F_k \approx 0$ kN und der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder wurde für die zweite Nachtpause ausgeschaltet. Am 9.1.98 wurde die Normalkraft wiederum nachreguliert, die Servohydraulik eingeschaltet und der Versuch plangemäss weitergeführt. Ab KS24 wurde v_k auf 2.4 mm/min erhöht.

Kraftstufen KS25 bis KS34

KS26 wurde bei einer Wandkopfauslenkung von $\Delta_w=38.5$ mm erreicht. Die Kolbenkraft F_k betrug 581 kN, was nahezu schon der maximalen Kraft dieses Versuches entsprach. Die vertikalen Risse in der Süd-Biegedruckzone reichten immer noch bis in eine Höhe von zirka 45 cm ab Sockel, aber die horizontale Ausdehnung des gerissenen Bereichs nahm in einer Höhe von 15 cm und 30 cm ab OK-Sockel auf 10 cm ab Druckrand zu. Die Ausdehnung der Abplatzungen hatte zugenommen, aber die vertikalen Eckstäbe waren noch nicht sichtbar. In einer Höhe von 2.75 m ab OK-Sockel trat ein neuer Nord-Süd Riss auf. Bei KS27 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die dritte Nachtpause ausgeschaltet. Der Versuch konnte am 12.1.98 weitergeführt werden. KS29 wurde bei einer Kolbenkraft $F_k=595$ kN erreicht. Die vertikalen Risse in der Nord-Biegedruckzone reichten immer noch bis in eine Höhe von zirka 40 cm ab OK-Sockel, die horizontale Ausdehnung des gerissenen Bereichs nahm in einer Höhe von 15 cm und 30 cm ab OK-Sockel auf 10 cm ab Druckrand zu. Die Ausdehnung der Abplatzungen war ein wenig kleiner im Vergleich zur Süd-Biegedruckzone bei KS26. In einer Höhe von 2.89 m ab OK-Sockel entstand ein neuer Süd-Nord Riss.

Bei KS31 und KS33 waren die Abplatzungen der Betonüberdeckung soweit fortgeschritten, dass die vertikalen Eckstäbe $\varnothing 12$ sichtbar wurden. Es konnten noch keine Anzeichen eines Ausknickens festgestellt werden. Bei KS34 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die vierte Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS35 bis KS44

Am 13.1.98 wurde die zentrische Vorspannung wieder auf den Sollwert eingestellt und planmässig weiterbelastet. Bei KS36 bzw. KS39 war die Bildung der Biege-Schubrisse abgeschlossen. An beiden Wandrändern waren Risse bis in eine Höhe von 3.0 m ab OK-Sockel vorhanden. Bei KS36 bzw. KS39 wurden die maximalen Kolbenkräfte gemessen, nämlich $F_k=587$ kN bzw. $F_k=597$ kN. Die Ausdehnung der Abplatzungen hatte zugenommen, aber es gab immer noch keine Zeichen eines Ausknickens der Bewehrungsstäbe. Die Dehnungen in der Schubbewehrung hatten trotz Kapazitätsbemessung der Wände die rechnerische Fließdehnung $\varepsilon_y = R_{p0.2}/E_s$ bereits an einigen Messstellen erreicht (Bild 4.72). Ab KS43 wurde v_k auf 4.8 mm/min erhöht. Bei KS44 wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die fünfte Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS45 bis KS54

Am 14.1.98 wurde die zentrische Vorspannung wieder auf den Sollwert eingestellt und planmässig weiterbelastet. Der Versuch verlief problemlos und ohne besondere Vorkommnisse bis KS54 ab. Dann wurde der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die sechste Nachtpause ausgeschaltet.

Kraftstufen KS55 bis Versagen

Der Versuch wurde am 15.1.98 weitergeführt. KS56 wurde bei einer Wandkopfauslenkung $\Delta_w=77.5$ mm und einer Kolbenkraft $F_k=582$ kN erreicht. Die Abplatzungen in der Süd-Biegedruckzone reichten bis in eine Höhe von zirka 55 cm ab OK-Sockel und auf einer Höhe von 20 cm ab OK-Sockel in der Horizontalen bis zu 29 cm ab Druckrand. Die vertikalen Bewehrungsstäbe der zweiten Reihe wurden sichtbar.

Bei KS59 wurden $\Delta_w=-77.5$ mm und $F_k=-590$ kN gemessen. Die Abplatzungen in der Nord-Biegedruckzone reichten bis in eine Höhe von zirka 45 cm ab Sockel und, in einer Höhe von 20 cm ab OK-Sockel, in der Horizontalen bis zu 26 cm ab Druckrand. Der Eckstab $\varnothing 12$ knickte bei der Messstrecke 30 in einer Höhe von 14 cm ab OK-Sockel (Bild 3.11) zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 50 mm ($s_h=4.17 \varnothing$) leicht aus.

Ab KS60 wurde v_k auf 7.2 mm/min erhöht. Bei KS61 knickten auch in der Süd-Biegedruckzone die Eckbewehrungsstäbe bei den Messstrecken 10 und 20 in einer Höhe von 14 cm ab OK-Sockel zwischen zwei Stabilisierungsbügeln im Abstand 50 mm leicht aus. Bei KS63 zeigte auch der vierte Eckstab bei der Messstrecke 40 die ersten Knickerscheinungen. Anschliessend wurde bis auf $F_k \approx 0$ kN entlastet und bei KS64 der servohydraulische Regelkreis der Prüfzylinder für die siebte und letzte Nachtpause ausgeschaltet.

Am nächsten Morgen (16.1.98) wurde nach KS66 weiterbelastet. Bis $\Delta_w=84.4$ mm stieg die Kolbenkraft F_k stetig an und erreichte dort den Wert 559 kN. Anschliessend fing F_k an abzunehmen und bei $\Delta_w=95.4$ mm betrug F_k noch 535 kN. Dann erreichte der Kolben des Prüfzylinder plötzlich seinen Endanschlag und zeigte eine Kolbenkraft $F_k=1000$ kN an. Dieser unrealistisch hohe Wert lässt sich dadurch erklären, dass die Kolbenkraft aus der Druckdifferenz zwischen den beiden Zylinderkammern berechnet und nicht mit einer Kraftmessdose gemessen wurde. Am Endanschlag des Kolbens kann die Kolbenkraft nicht mehr über diese Druckdifferenzmessung bestimmt werden. Nach 66 Sekunden konnte die Bewegungsrichtung des Kolben umgekehrt werden und der Versuchskörper Richtung KS67 entlastet werden. Als sich der Kolben aus seinem Endanschlag löste, wurde wieder ein vernünftiger Wert von $F_k=450$ kN für die Kolbenkraft angezeigt. Als der Kolben den Endanschlag erreichte, war der Wandzustand sehr kritisch. Die Abplatzungen reichten vom Druckrand in der Horizontalen bis zu etwa 45 cm in Richtung Wandmitte. Die zwei Eckstäbe beim Süd-Biegedruckrand sowie die zwei benachbarten Stäbe waren an mehreren Stellen ausgeknickt (Bild 4.65 links). Nur wenige Millimeter Kolbenweg fehlten, und die Wand hätte wohl versagt.

Auf dem Weg nach KS69 wurde die Belastung bei $\Delta_w=-37.2$ mm und $\Delta_w=-39.2$ mm wegen technischen Problemen bei der Regulierung der zentrischen Vorspannung kurz angehalten. Die Probleme konnten rasch gelöst und der Versuch weitergeführt werden. Bis $\Delta_w=-80.0$ mm stieg die Kolbenkraft stetig an und erreichte dort den Wert $F_k=-561$ kN. Dann nahm sie zuerst langsam bis $F_k=-548$ kN ($\Delta_w=-87.3$ mm) und dann schlagartig bis $F_k \approx -120$ kN ab. Weil einige Querstäbe der Umschnürungsbewehrung in der Nord-Biegedruckzone versagt hatten, brach die Druckzone plötzlich zusammen (Bild 4.65). Damit war der Versuch der Wand WSH6 abgeschlossen.

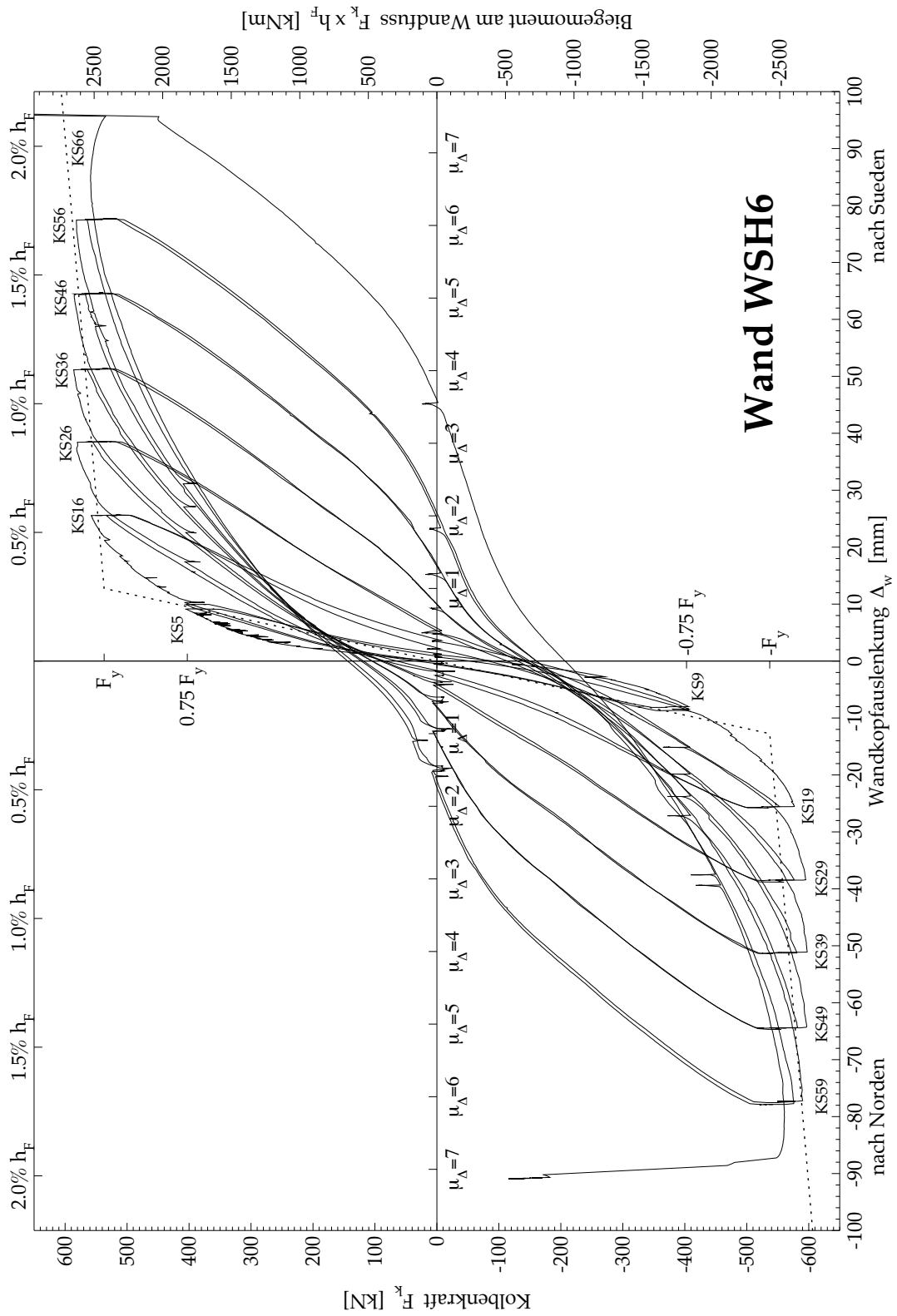


Bild 4.63: Hysteresekurve der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wand WSH6.

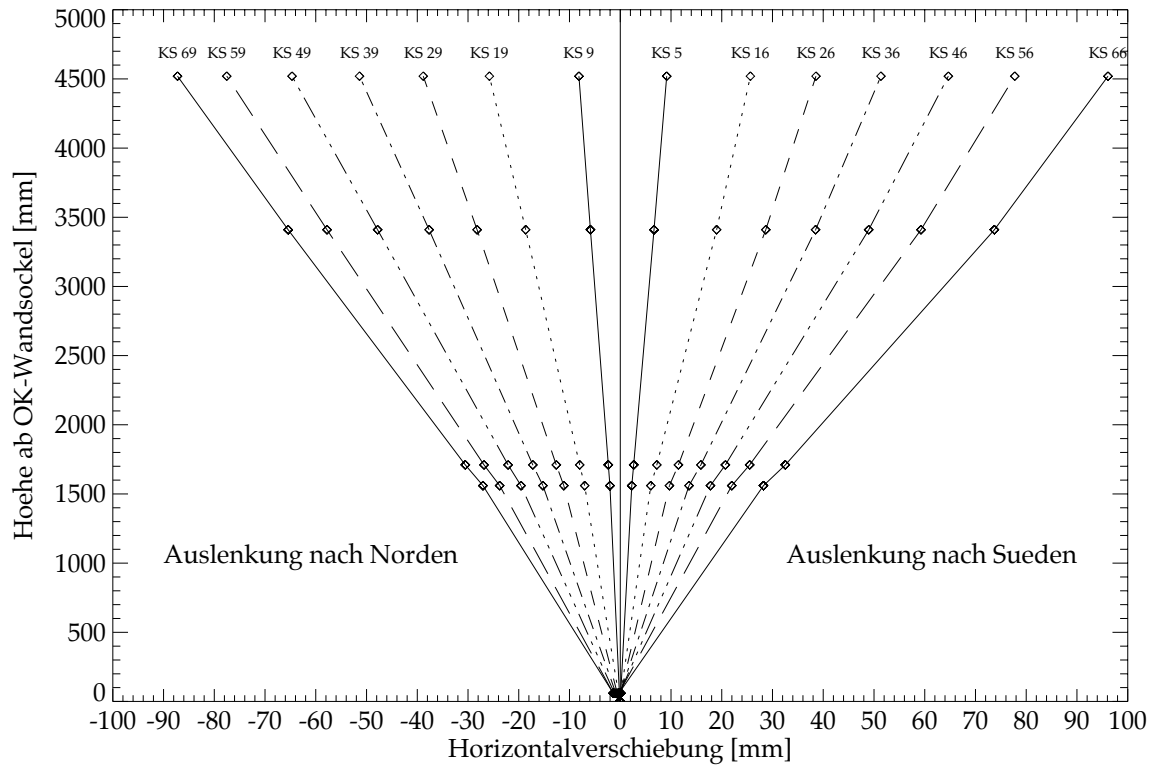


Bild 4.64: Horizontale Auslenkung über die Höhe der Wand WSH6.

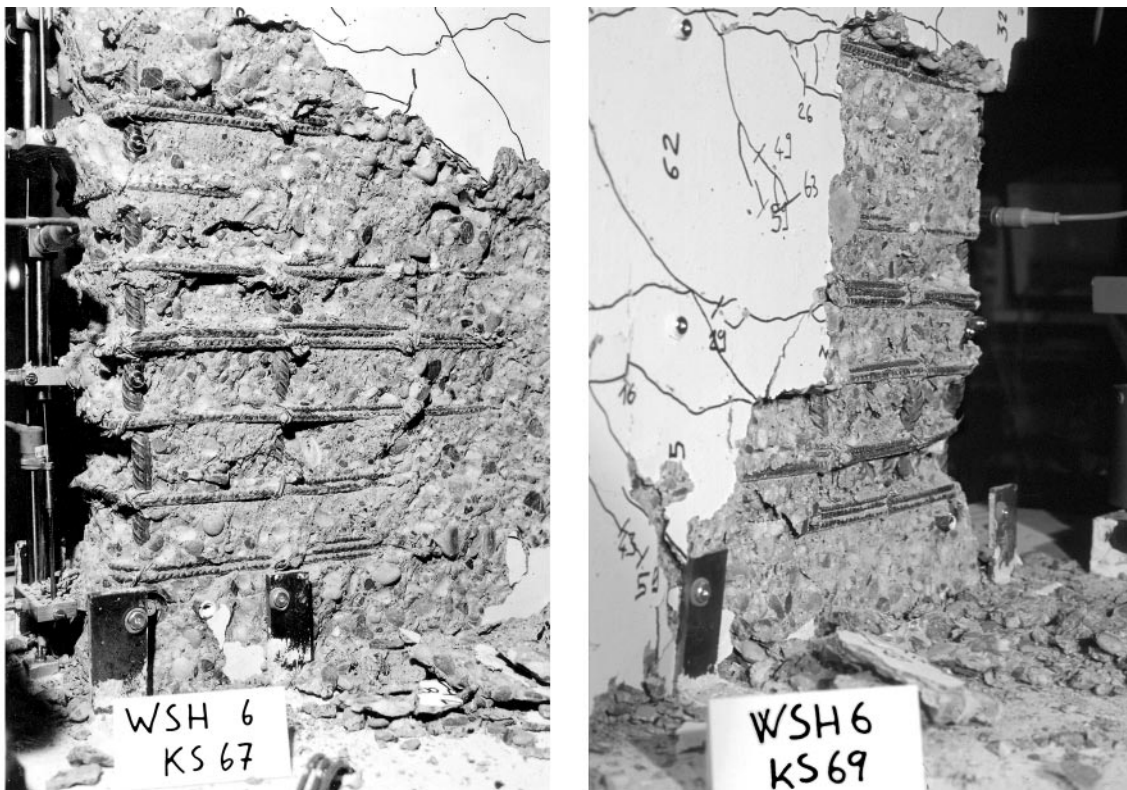


Bild 4.65: Wand WSH6. Mehrwellige Knickfiguren der Bewehrungsstäbe Ø 12 zwischen den Stabilisierungsbügeln im Abstand 50 mm ($s_1=4.2 \varnothing$) in der Süd-Biegedruckzone (links). Nord-Biegedruckzone nach dem Versagen infolge Zerreißen einiger Querstäbe der Umschnürungsbewehrung (rechts).

Versuchsresultate

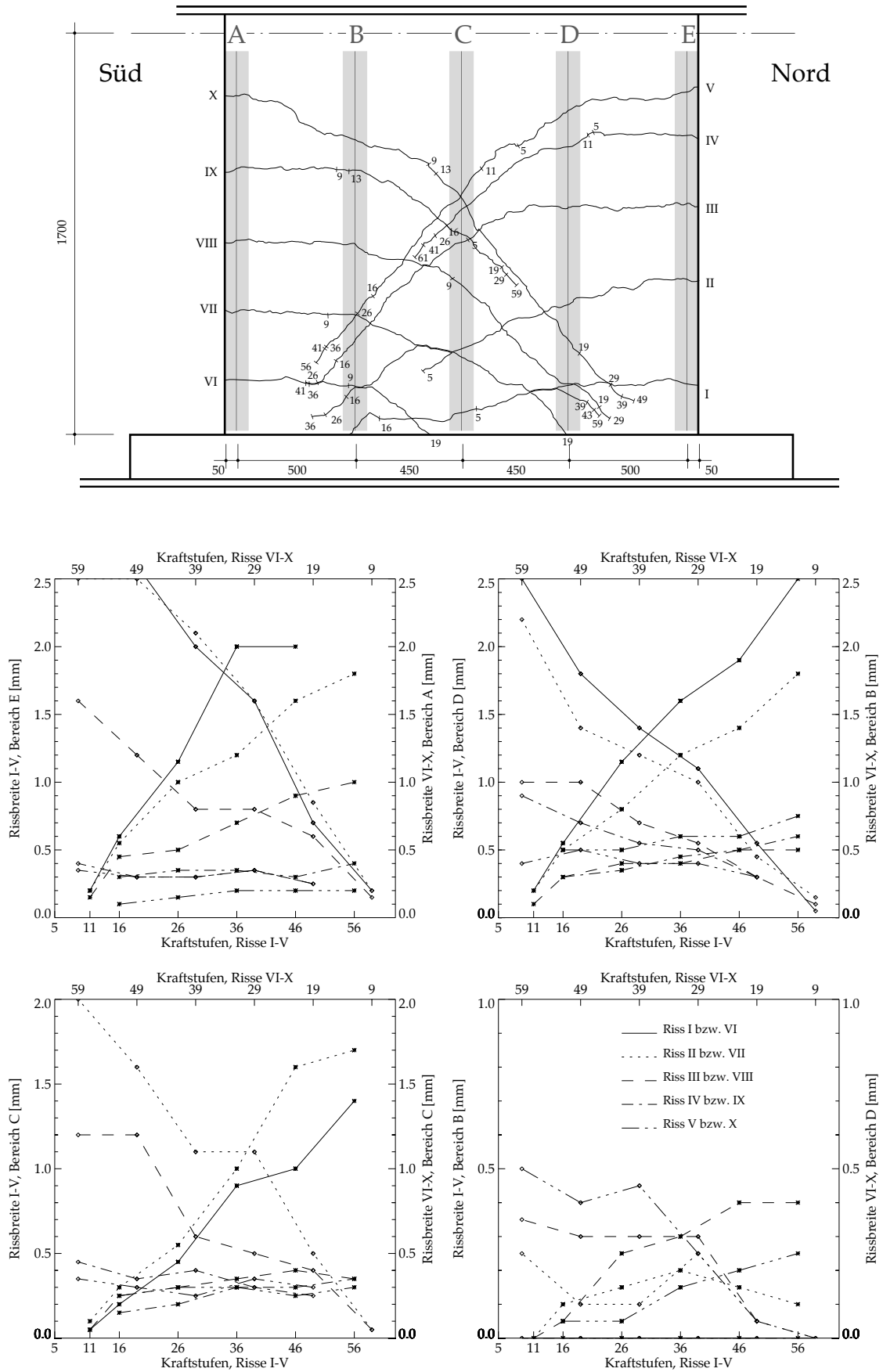


Bild 4.66: Wand WSH6. Gemessene Rissbreiten in [mm], oberes Bild 1:25.

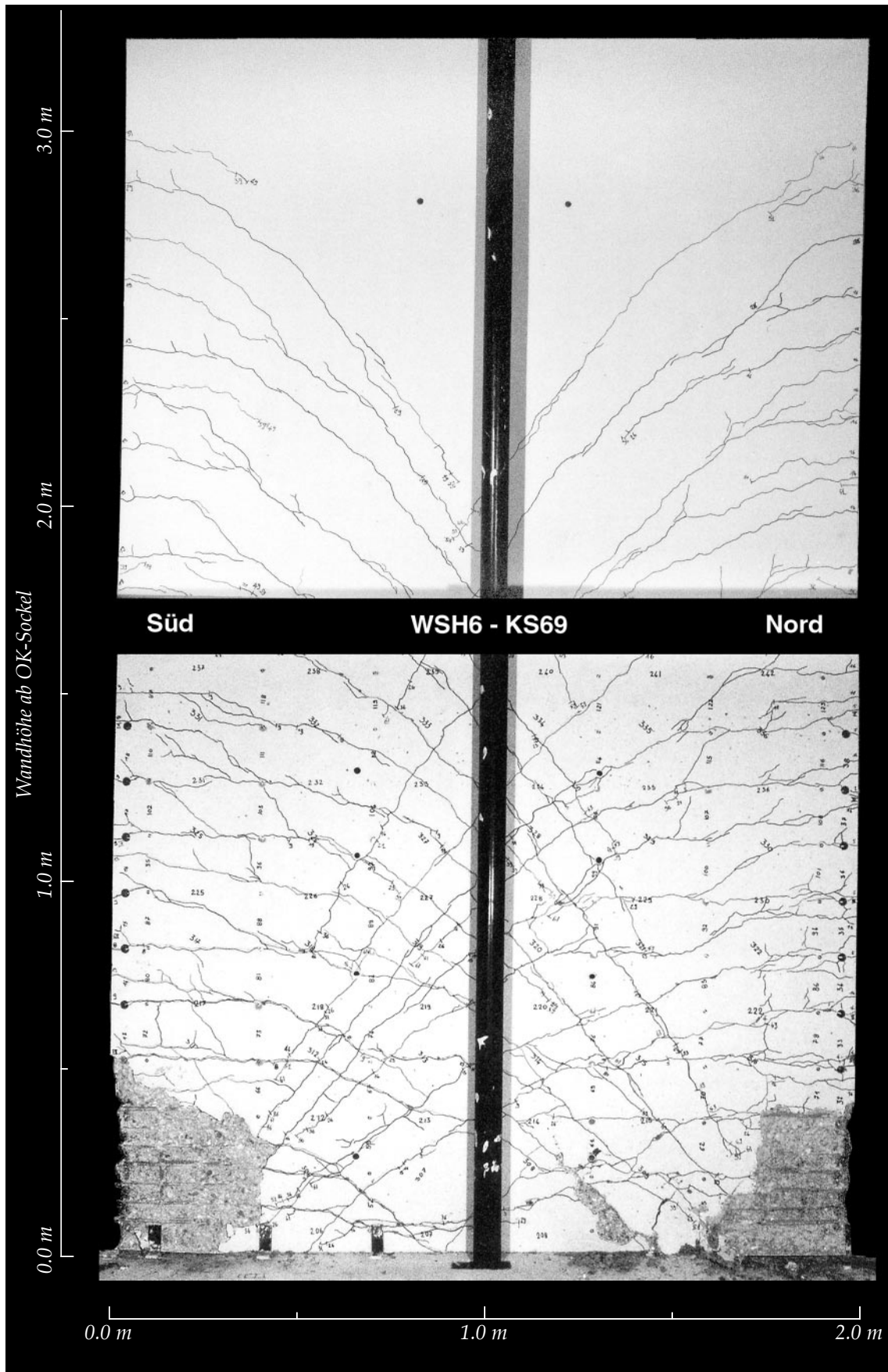


Bild 4.67: Gesamtes Rissebild der Wand WSH6 nach dem Versagen bei der Kraftstufe KS69.

Versuchsergebnisse

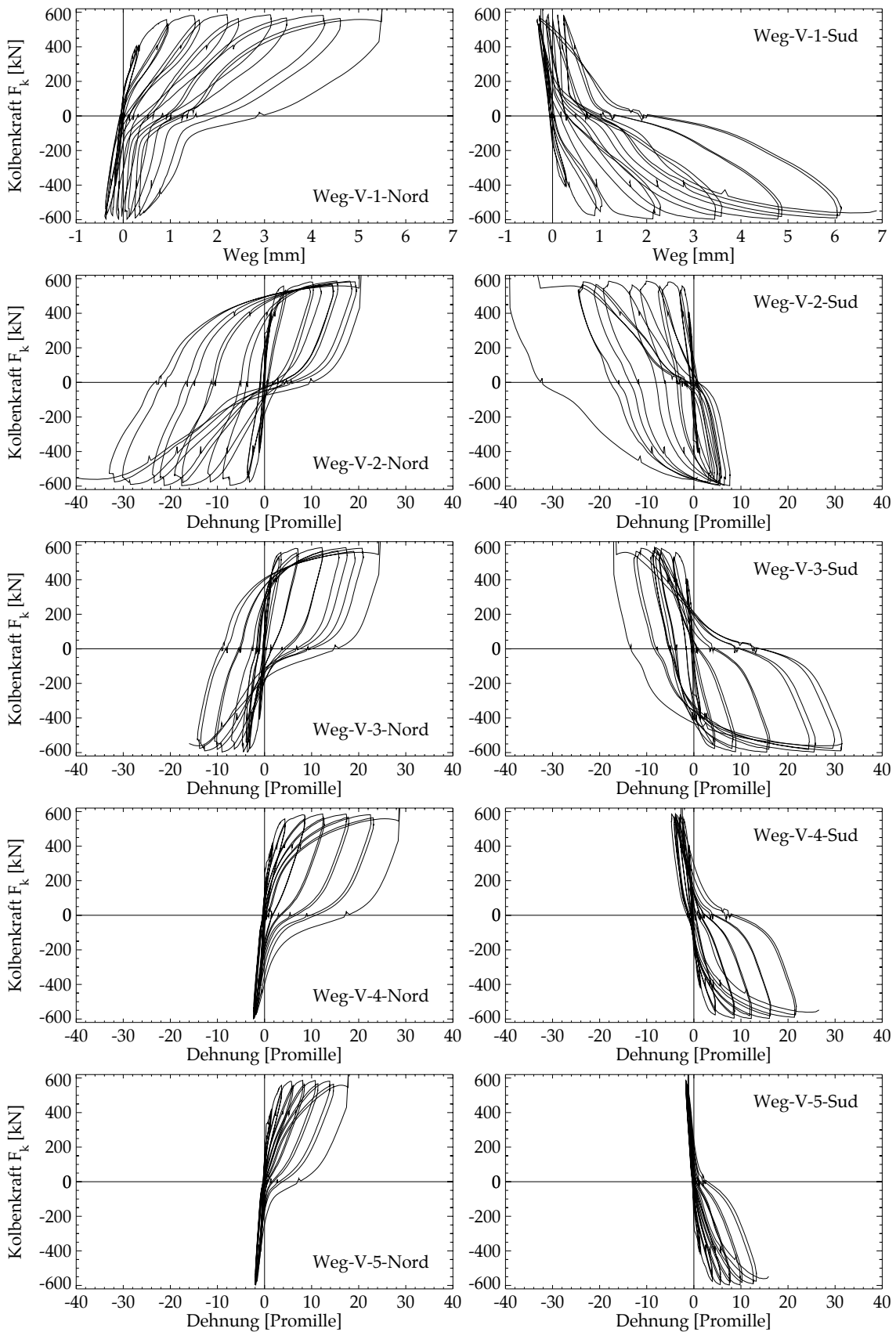


Bild 4.68: Wand WSH6. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6).

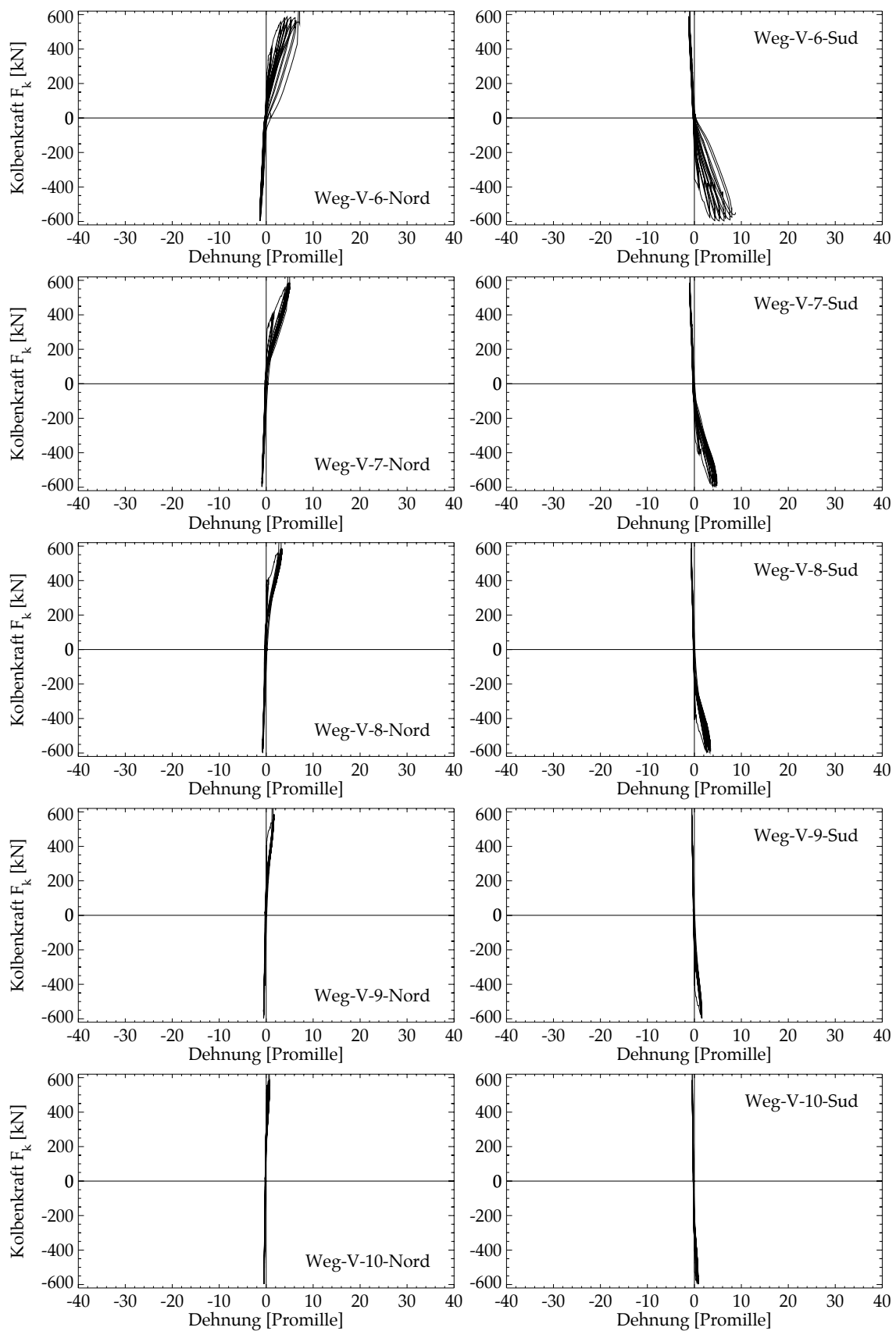


Bild 4.69: Wand WSH6. Kolbenkraft F_k -Dehnungs-Hysterese an den Messstellen entlang den Wandstirnflächen (Bild 3.6). Fortsetzung von Bild 4.68.

Versuchsergebnisse

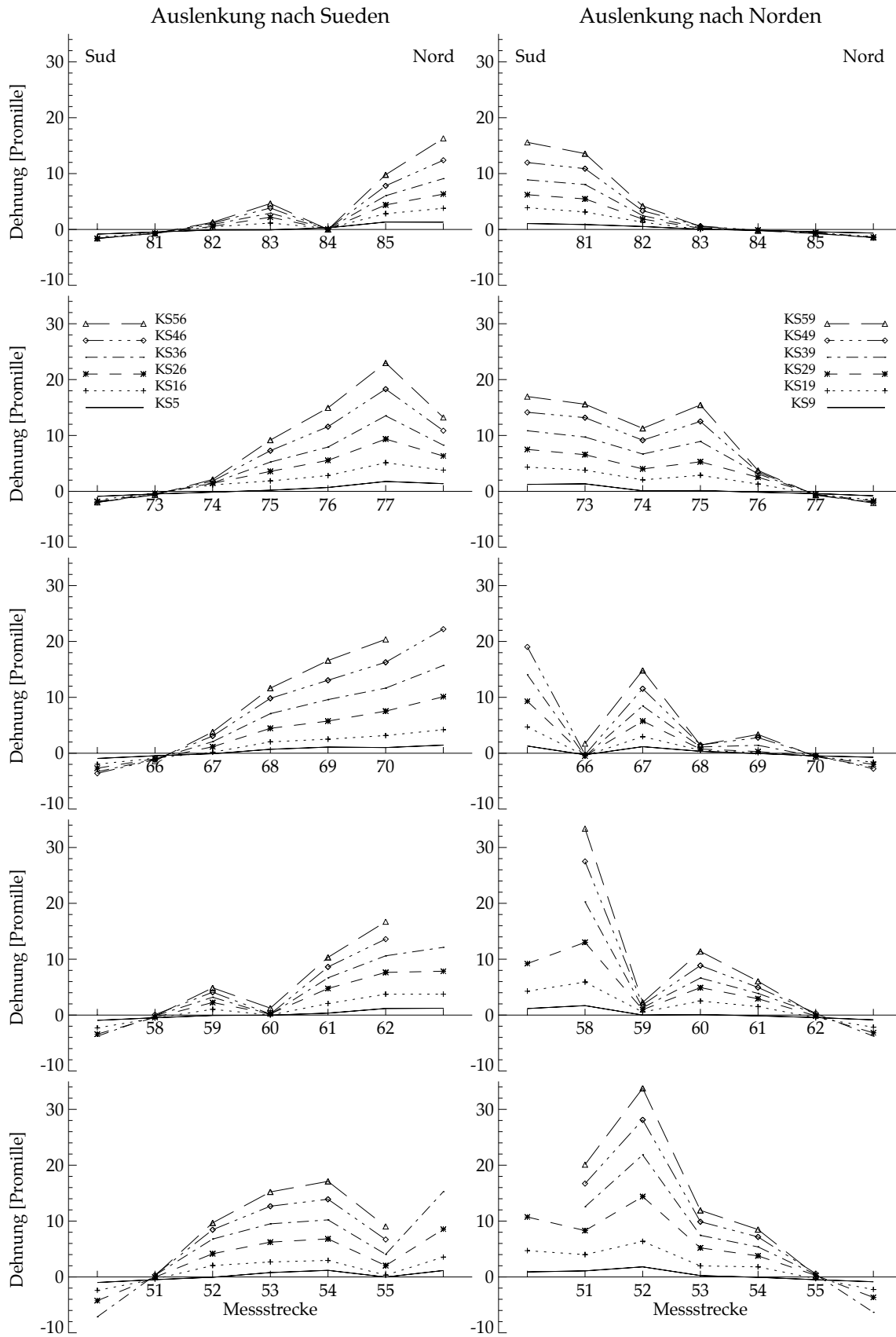


Bild 4.70: Wand WSH6. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben.

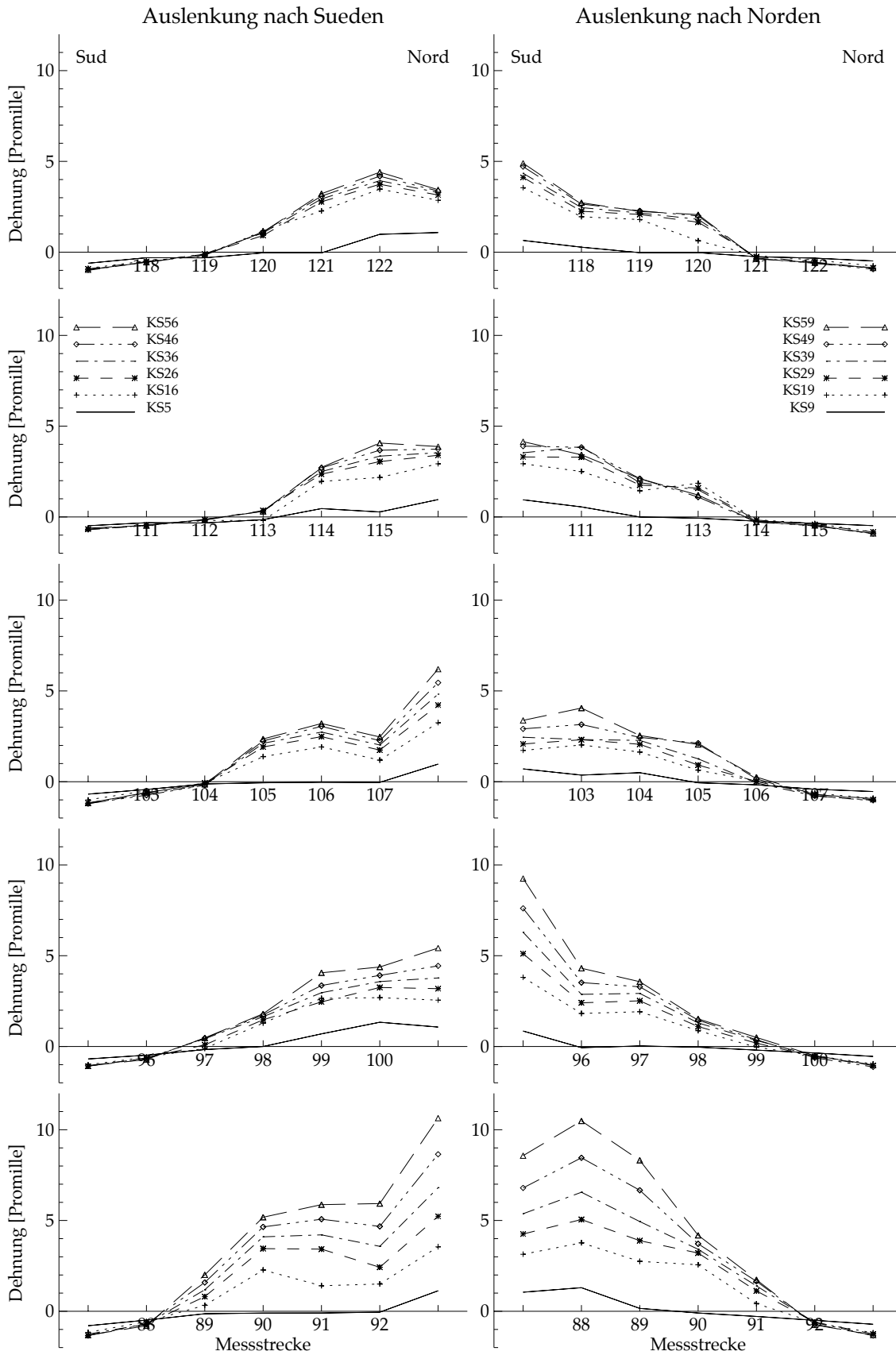


Bild 4.71: Wand WSH6. Ausgeglichene mittlere Dehnungen ϵ_{ia} auf der vorderen Wandoberfläche. Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 oben. Fortsetzung von Bild 4.70.

Versuchsergebnisse

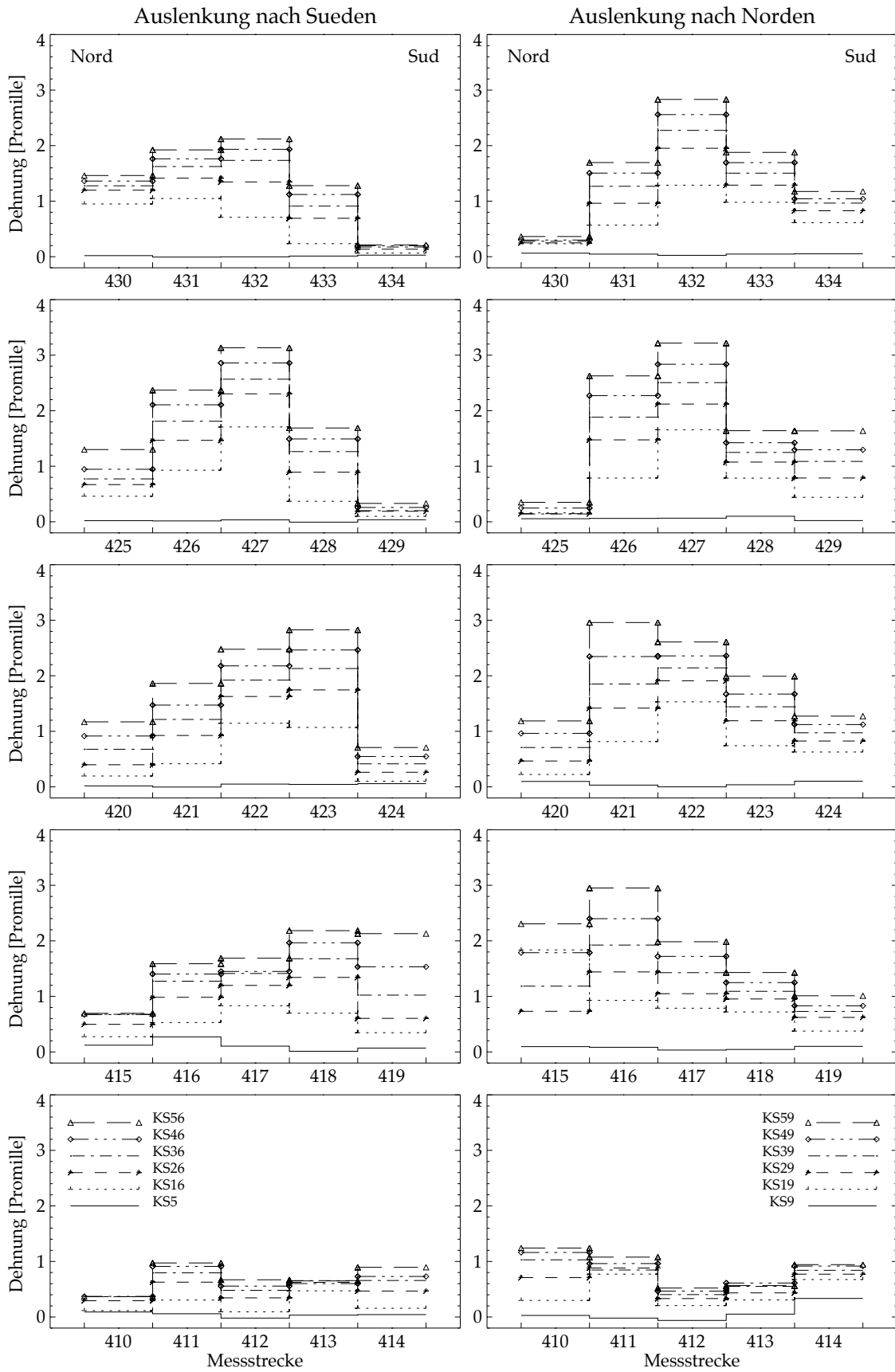


Bild 4.72: Wand WSH6. Gemessene mittlere Dehnung ϵ_i der horizontalen Bügel.
Lage der Messstrecken i siehe Bild 3.11 unten.

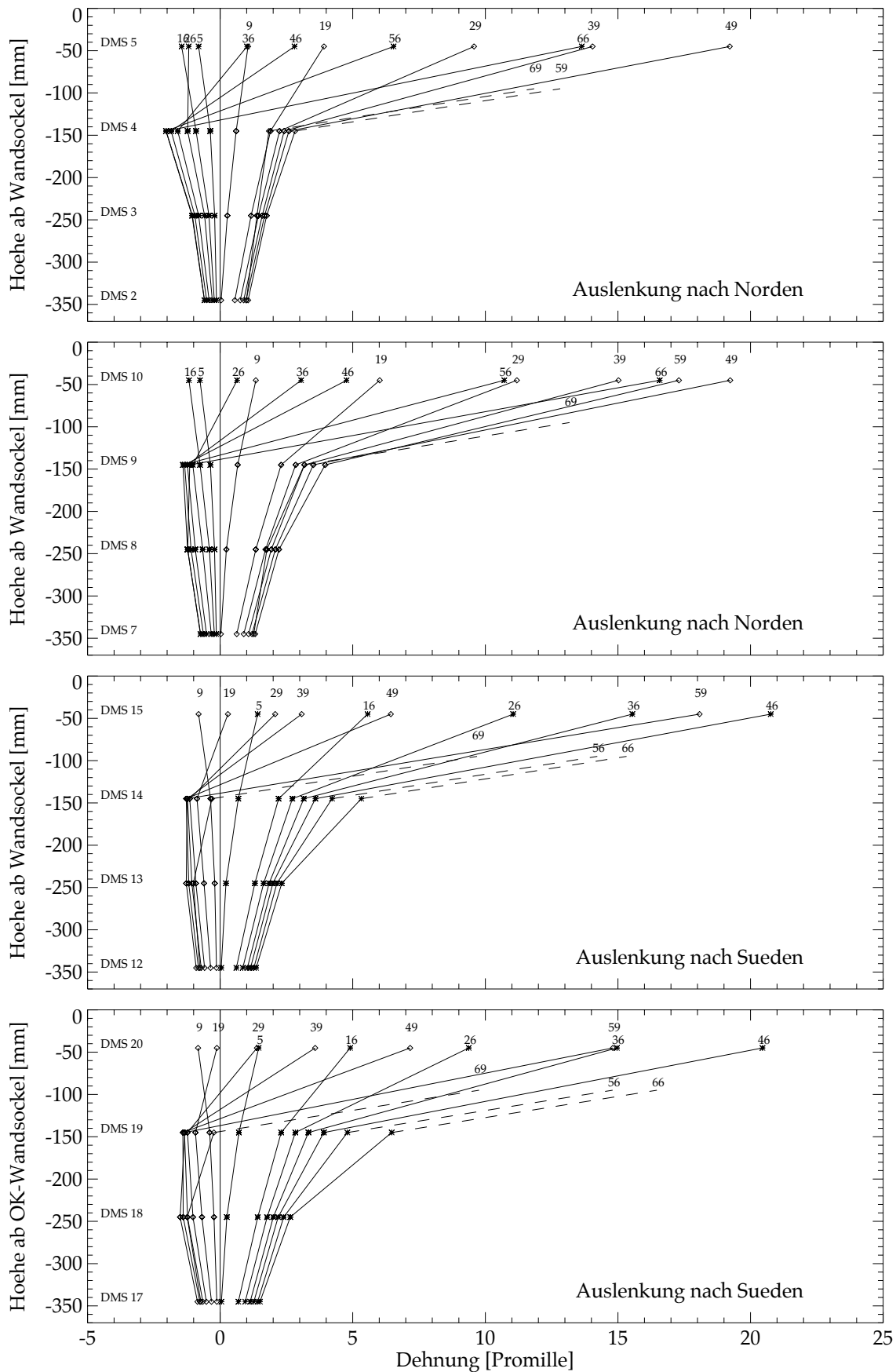


Bild 4.73: Wand WSH6. Verlauf der Dehnungen entlang der 4 Eckbewehrungsstäbe im Wandsockel.

Versuchsergebnisse

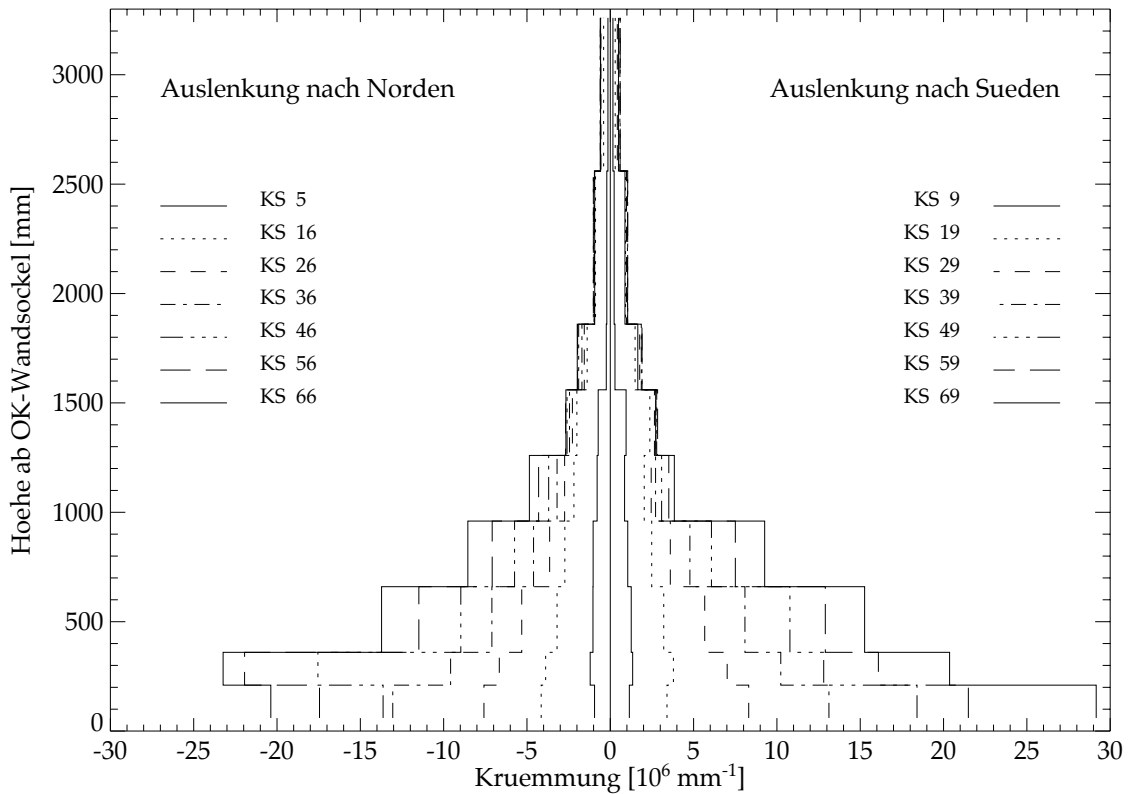


Bild 4.74: Wand WSH6. Berechneter Verlauf der Krümmung über die Wandhöhe.

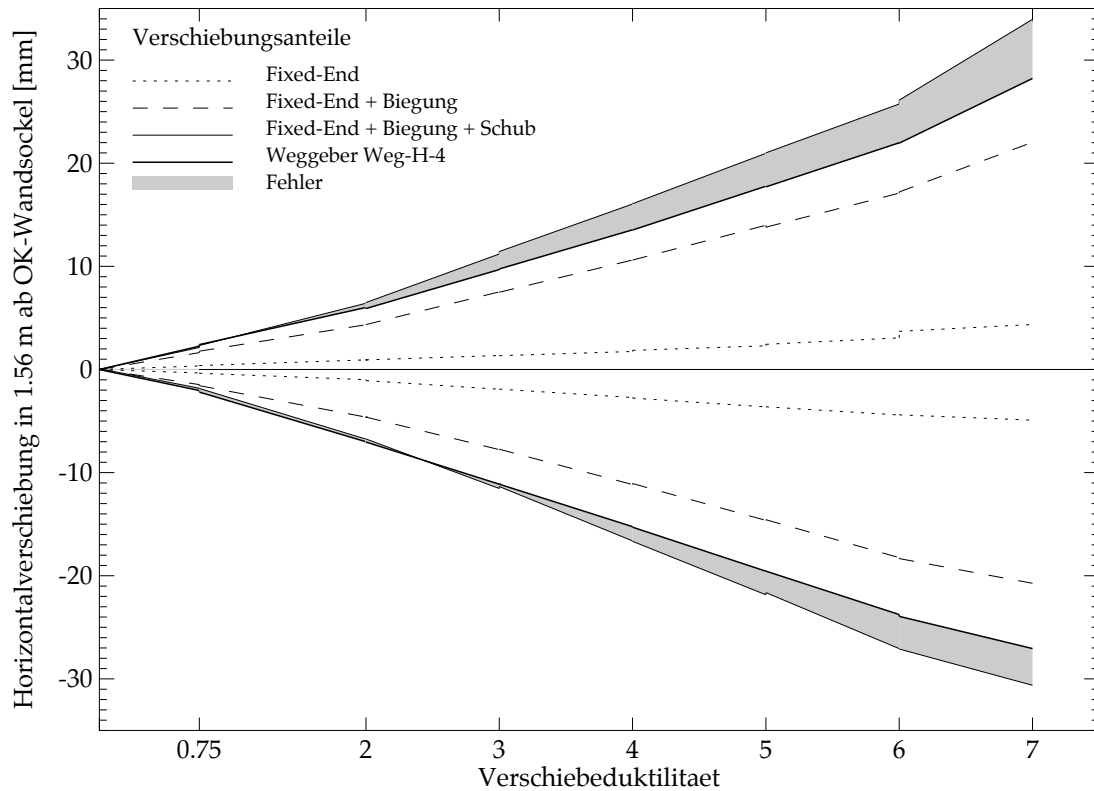


Bild 4.75: Wand WSH6. Vergleich von berechneten (Kapitel 4.1) und gemessenen (Weg-H-4) Horizontalverschiebungen in Funktion der Verschiebeduktilität μ_{Δ} .

4.8 Bestimmung des effektiven Wandwiderstandes

Der effektive Wandwiderstand kann aus den Messdaten unter Berücksichtigung folgender Phänomene berechnet werden:

- **Kolbenreibung**
Die Kolbenkraft F_k wurde aus der Druckdifferenz zwischen den beiden Ölkammern des Prüfzylinders bestimmt. Sie enthält deshalb auch die Kolbenreibung. Da der Kolben der Prüfzylinder hydrostatisch gelagert war und da die Kolbengeschwindigkeit im Bereich von 0.02 bis maximal 0.10 mm/s lag, blieb die Reibungskraft klein. Eine Abschätzung der Kolbenreibung kann deshalb mit Gleichung (4.3) erfolgen. Während der Belastung wirkte die Reibungskraft F_R der Kolbenkraft F_k entgegen, während der Entlastung waren F_R und F_k gleichgerichtet (Bild 4.76 links).

$$F_R = r \cdot F_k \text{ wobei } r \approx 0.01 \quad (4.3)$$

- **Schrägstellung des Vorspannkabels**
Wie im Bild 4.76 rechts schematisch dargestellt ist, bewirkte die Auslenkung des Versuchskörpers eine Schrägstellung des Vorspannkabels und damit eine horizontale Kraft P_h , die der Kolbenkraft F_k immer entgegenwirkte (Gleichung 4.4) und ein entlastendes Moment erzeugte.

$$P_h = \frac{\Delta_w}{1.132 \cdot h_F} \cdot P \quad (4.4)$$

- **P- Δ -Effekt**
Durch die Auslenkung des Versuchskörpers wurde die vertikale Komponente der Vorspannkraft $P_v \approx P$ aus der Wandmitte verschoben und es entstand ein zusätzliches belastendes Moment P- Δ .

Der Einfluss der Exzentrizität des Eigengewichtes und die Reibungskräfte bei der seitlichen Führung können vernachlässigt werden.

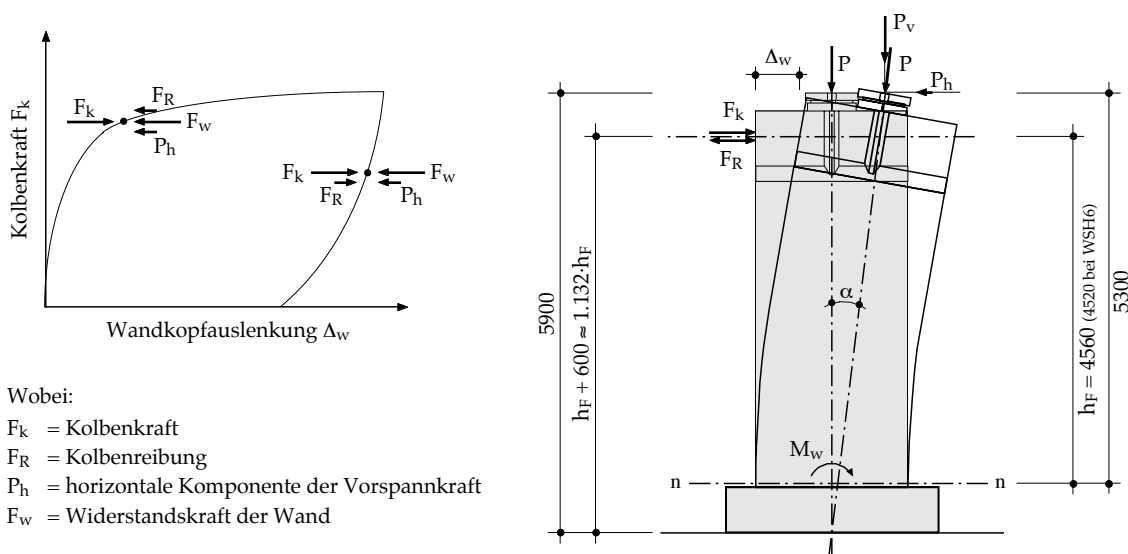


Bild 4.76: Annahmen zur Bestimmung des effektiven Wandwiderstandes.

Unter Berücksichtigung der oben erwähnten Phänomene kann die Widerstandskraft der Wand F_w folgendermassen berechnet werden:

$$\text{Belastung: } F_w = F_k - F_R - P_h = (1 - r) \cdot F_k - \frac{\Delta_w}{1.132 \cdot h_F} \cdot P \quad (4.5)$$

$$\text{Entlastung: } F_w = F_k + F_R - P_h = (1 + r) \cdot F_k - \frac{\Delta_w}{1.132 \cdot h_F} \cdot P \quad (4.6)$$

Durch Multiplikation von F_w mit h_F und Addition des Moments $P \cdot \Delta$ kann das Biegemoment M_w im massgebenden Schnitt n-n in Bild 4.76 berechnet werden:

$$\text{Belastung: } M_w = (1 - r) \cdot h_F \cdot F_k + 0.116 \cdot P \cdot \Delta_w \quad (4.7)$$

$$\text{Entlastung: } M_w = (1 + r) \cdot h_F \cdot F_k + 0.116 \cdot P \cdot \Delta_w \quad (4.8)$$

Der maximale Wert von M_w , der im Laufe des Versuchs auftrat, entsprach bei allen Versuchskörpern dem in Abschnitt 2.1.3 berechneten maximalen Biege­widerstand M_m mit einer Abweichung von maximal 5%.

4.9 Energie- und Steifigkeitsberechnungen

4.9.1 Energie

Der Verlauf der Verformungsenergie der Versuchskörper wurde aus den Messdaten unter Verwendung der Gleichungen (4.5) und (4.6) mit der Formel $\Delta E = F_w \cdot \Delta \Delta_w$ (linearer Verlauf von F_w zwischen zwei Stützpunkten) berechnet und in Bild 4.77 dargestellt.

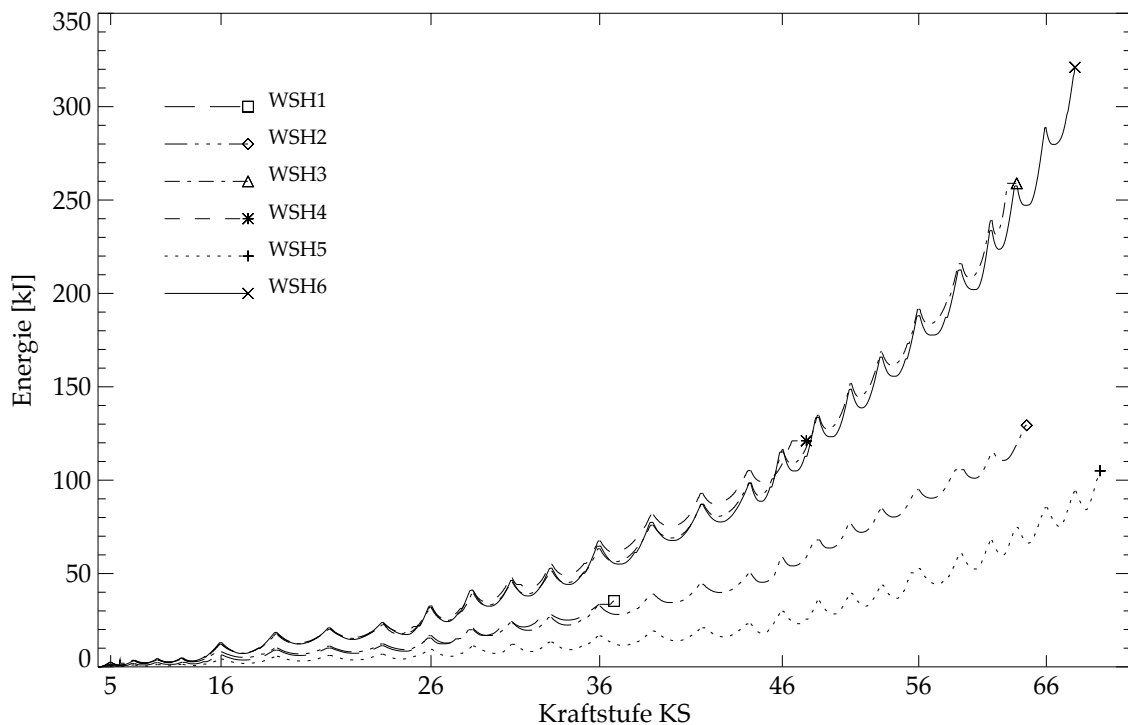


Bild 4.77: Verlauf der Verformungsenergie der Wände WSH1 bis WSH6.

Mit der Belastung wurde Verformungsenergie in den Versuchskörper eingeführt. Bei der nachfolgenden Entlastung wurde ein Teil davon wieder vom Versuchskörper zurückgegeben und die Differenz hysteretisch dissipiert. Die gesamte dissipierte Energie E_d eines Versuchskörpers wird in Bild 4.77 am Ende der girlandenförmigen Energieverlaufskurven markiert. Zum Vergleich kann die Summe der pro Halbzyklus in den Versuchskörper eingeführten positiven Energieanteile ΔE_i gebildet werden. Sie wird als eingeführte Energie E_i bezeichnet und ist in Tabelle 4.1 zusammen mit der dissipierten Energie E_d und dem Verhältnis E_d/E_i wiedergegeben.

Das Verhältnis der dissipierten zur eingeführten Energie E_d/E_i kann als Mass für das Energiedissipationsvermögen des Versuchskörpers betrachtet werden. Die Wand WSH5 weist wegen ihrer stark eingeschnürten Hysteresekurven ein wesentlich geringeres E_d/E_i -Verhältnis als die übrigen Wände (Tabelle 4.1) auf.

Versuchskörper	WSH1	WSH2	WSH3	WSH4	WSH5	WSH6
Eingeführte Energie E_i [kJ]	61.5	213.1	388.3	192.7	233.2	515.5
Dissipierte Energie E_d [kJ]	35.3	129.4	259.0	121.1	105.0	321.1
Verhältnis E_d/E_i [%]	57.4	60.7	66.7	62.8	45.0	62.3

Tabelle 4.1: Wände WSH1 bis WSH6. Energiebetrachtungen: Auswertung der Kurven aus Bild 4.77.

Aus den girlandenförmigen Energieverlaufskurven kann die äquivalente viskose Dämpfung ξ_{eq} für jede Duktilitätsstufe gemäss Bild 4.78 berechnet werden.

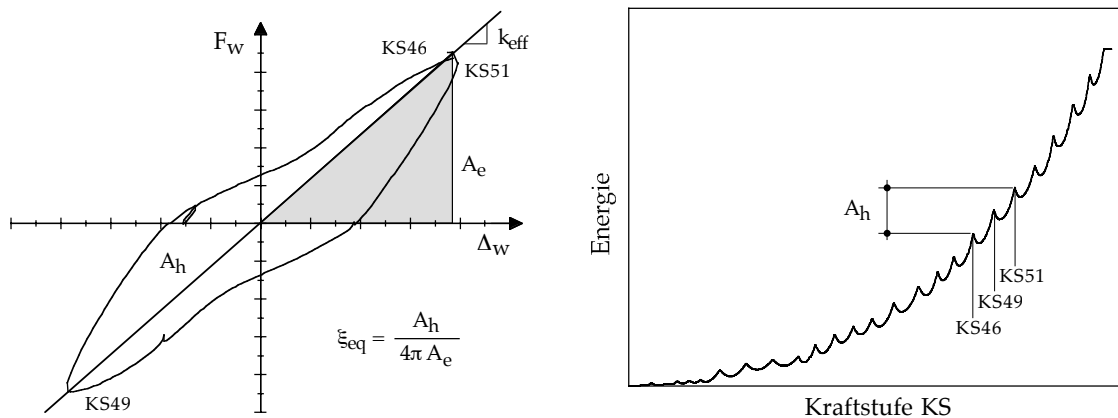


Bild 4.78: Bestimmung der äquivalenten viskosen Dämpfung ξ_{eq} aus den Messdaten.

4.9.2 Steifigkeit

Der Verlauf der Sekantensteifigkeit und der Tangentensteifigkeit kann einfach aus den Messdaten bestimmt werden. Die Sekantensteifigkeit k_{eff} hat grundsätzlich nur eine Bedeutung für Messpunkte, die sich auf der Umhüllenden der monotonen Kraft-Verformungs-Beziehung befinden. Sie kann berechnet werden, indem die Widerstandskraft F_w aus den Gleichungen (4.5) und (4.6) durch die entsprechende Wandkopfauslenkung Δ_w dividiert wird (Bild 4.78). Genaue Angaben über die Sekantensteifigkeit k_{eff} sowie über die äquivalente viskose Dämpfung ξ_{eq} werden bei verformungsbasierten Bemessungsmethoden (z.B. Substitute Structure Approach in the framework of the Displacement Based Design) vorausgesetzt [FK 97], aber deren Bestimmung ist zur Zeit noch umstritten. Weitere Untersuchungen zu diesem Thema sind notwendig.

Die Tangentensteifigkeit k_t kann bei allen Messpunkten i entlang der Kraft-Verformungs-Beziehung berechnet werden (Bilder 4.79 und 4.80).

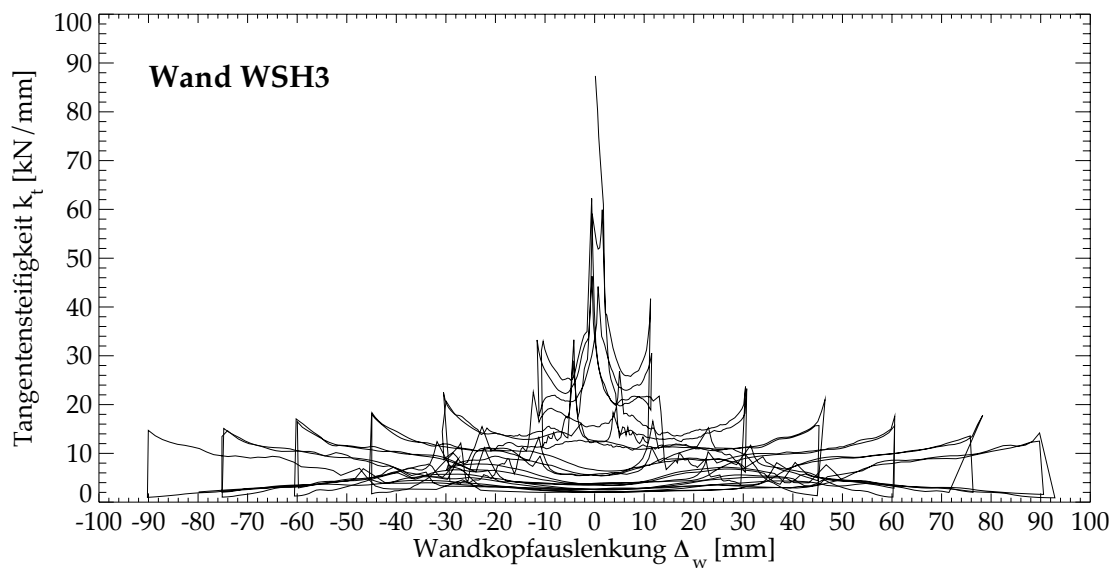
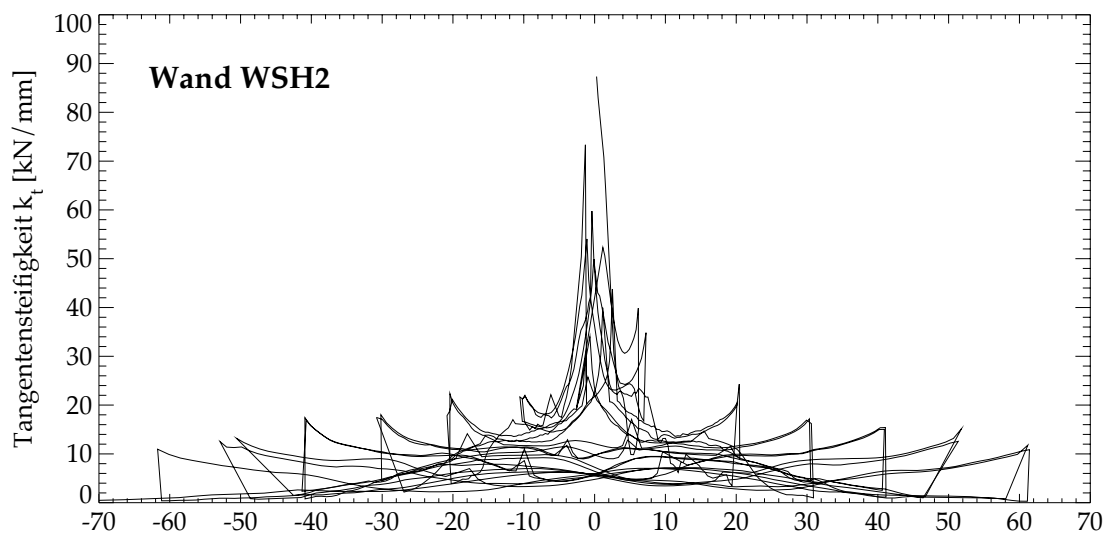
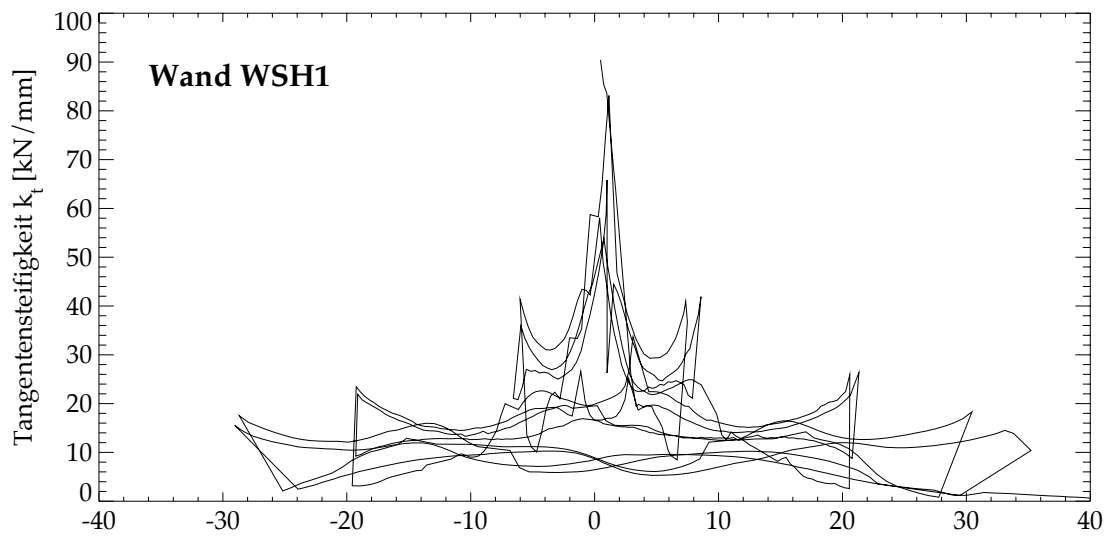


Bild 4.79: Wände WSH1, WSH2, WSH3. Verlauf der Tangentensteifigkeit k_t .

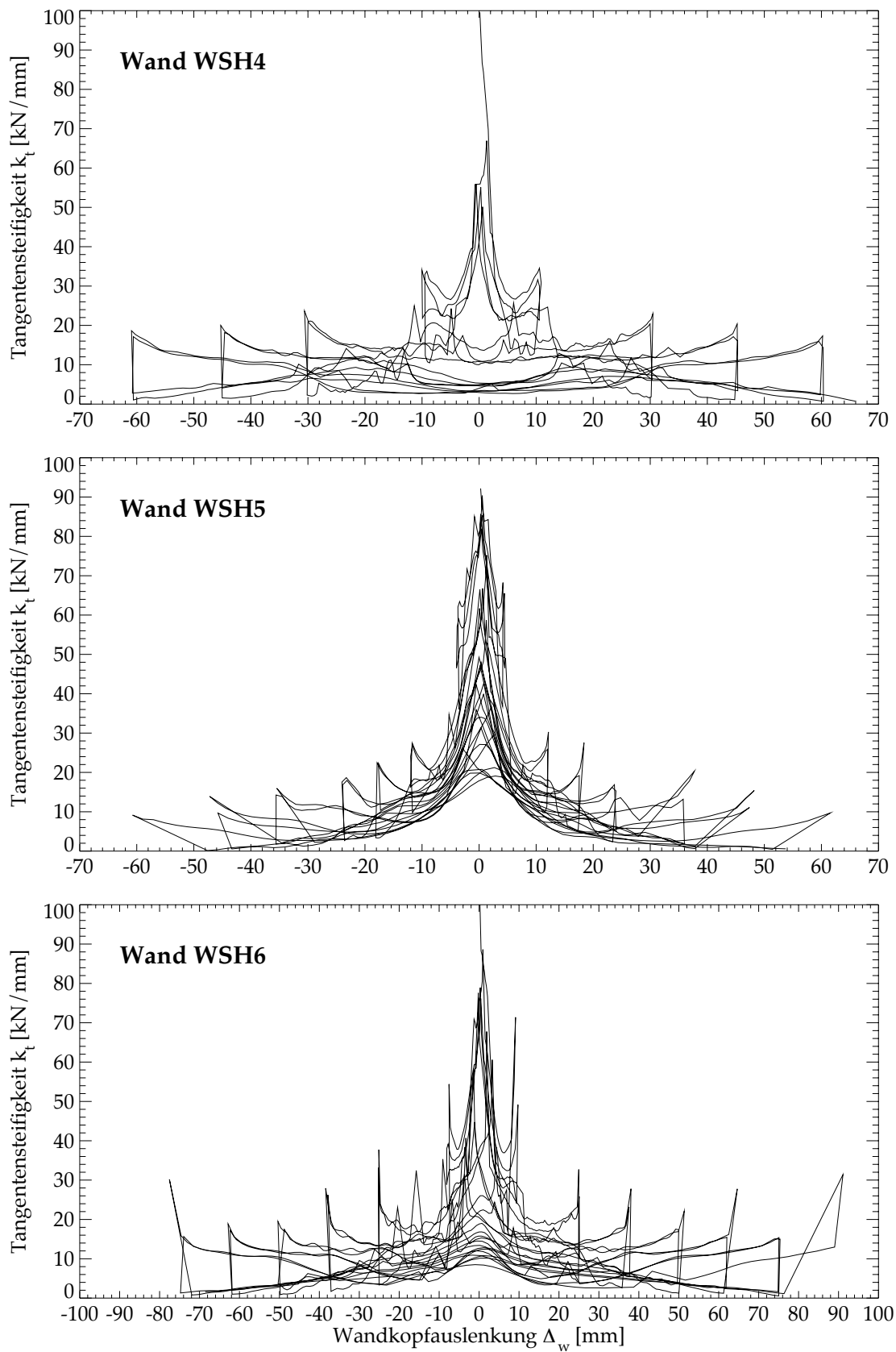


Bild 4.80: Wände WSH4, WSH5, WSH6. Verlauf der Tangentensteifigkeit k_t .

Die Tangentensteifigkeit k_t im Messpunkt i wurde mit einer linearen Regression über fünf Wertepaare $(\Delta_{w,i-2}, F_{w,i-2})$, $(\Delta_{w,i-1}, F_{w,i-1})$, $(\Delta_{w,i}, F_{w,i})$, $(\Delta_{w,i+1}, F_{w,i+1})$ und $(\Delta_{w,i+2}, F_{w,i+2})$ berechnet. Wenn die Inkremente von F_w und Δ_w zwischen den fünf Wertepaaren nicht monoton zu oder abnahmen, wurde keine Tangentensteifigkeit bestimmt.

Die Bilder 4.79 und 4.80 zeigen unter anderem, dass die Steifigkeit des gerissenen, sich aber noch weitgehend elastisch verhaltenden Versuchskörpers (elastische Steifigkeit k_{e1}) auf nur 20 bis 25 % der ungerissenen Steifigkeit abfällt. Diese Steifigkeitsreduktion wurde bis vor kurzem stark unterschätzt, sie spielt eine entscheidende Rolle bei der Bemessung von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung [Daz 00]. Aus den Bildern 4.79 und 4.80 lässt sich ferner der Verlauf der Reduktion sowohl der Belastungssteifigkeit als auch der Entlastungssteifigkeit mit zunehmender Verschiebeduktilität μ_Δ herauslesen. Diese Informationen werden für die Kalibrierung von numerischen Modellen (z.B. Takeda Model) zur nichtlinearen Analyse von Stahlbetontragwänden benötigt.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich sechs kapazitätsbemessene Stahlbetontragwände zyklisch-statisch geprüft.

Die Versuchskörper WSH1 bis WSH6 stellten im Massstab 1:2 den unteren Teil von Stahlbetontragwänden eines 6-geschossigen Referenzgebäudes dar. Durch die gewählte Versuchseinrichtung (Bild 1.3) wurden im plastischen Bereich der Versuchskörper die gleichen Schnittkraftverhältnisse erzeugt, wie in den Tragwänden des Referenzgebäudes unter Erdbebeneinwirkung.

Der Sockel des Versuchskörpers wurde am Aufspannboden biegesteif befestigt und der Wandkopf mittels eines servohydraulisch gesteuerten Prüfzylinders in der Wandebene hin- und herbewegt. Zuerst wurden zwei kraftgesteuerte Zyklen mit maximalen Beanspruchungen von 75% der rechnerischen ideellen Biegegegenstandes zurückgelegt, um die idealisierte Fließverschiebung Δ_y bzw. die Verschiebeduktilität $\mu_{\Delta}=1$ bestimmen zu können. In den nachfolgenden Zyklen wurde die Verschiebeduktilität, beginnend bei $\mu_{\Delta}=2$, in Schritten von jeweils 1 bis zum Versagen erhöht. Dabei wurden pro Duktilitätsstufe immer zwei Belastungszyklen gefahren (Bild 3.13). Die Normalkraft N infolge Schwerlasten wurde mit Spanngliedern erzeugt und während des ganzen Versuches konstant gehalten.

Die Versuchsparameter umfassten die Duktilität des Bewehrungsstahles, den Bewehrungsgehalt, die Normalkraft und die Bemessungsmethode (Bild 1.5).

Bei allen Versuchskörpern wurde das Verhalten bis zum Versagen erfasst. Zusätzlich zu den angreifenden Kräften wurden auch horizontale und vertikale Verschiebungen, die Dehnungen entlang der Eckbewehrungsstäbe, die Verzerrungen des plastischen Bereichs sowie Rissöffnungen gemessen.

Ziel der Versuche ist die Überprüfung und Anpassung von bewährten Bemessungsregeln aus Ländern mit hoher Seismizität auf Stahlbetontragwände, die unter mitteleuropäischen Verhältnissen und für mässige Seismizität gebaut werden. Die Versuchsergebnisse sollen dazu führen, dass diese Bemessungsregeln auch bei unseren Verhältnissen ein hervorragendes Erdbebenverhalten von Stahlbetontragwänden garantieren.

Im vorliegenden Bericht sind nur die reinen Versuchsergebnisse wiedergegeben. Weitergehende Interpretationen und Vorschläge für die Anpassung der Bemessungsregeln werden im Bericht [Daz 00] gegeben.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Als wichtigste Versuchsergebnisse sind die Hysteresekurven der sechs Versuchskörper in Bild Z.1 dargestellt. Die unterschiedliche Form der im gleichen Massstab gezeichnete Hysteresekurven zeigt den massgeblichen Einfluss der gewählten Versuchsparameter auf das Verformungsverhalten der Wände.
- Die Bilder Z.2 und Z.3 zeigen das gesamte Rissebild der sechs Versuchskörper in ihrer ausgelenkten Lage nach dem Versagen. Beim Rissmuster und bei der Ausdehnung der Abplatzungen der Betonüberdeckung sind zum Teil markante Unterschiede vorhanden.

Zusammenfassung

- Das Versagen der Versuchskörper WSH1, WSH2 und WSH5 wurde durch das Reißen von vertikalen Bewehrungsstäben des Endbereiches verursacht (Bilder 4.11, 4.14 und 4.60). Die Bewehrungsstäbe sind im gleichen Querschnitt gerissen, wo bereits vorher schon die vertikale Stegbewehrung versagt hatte, was zu einer Konzentration der Stahldehnungen und Betonstauchungen in diesem Querschnitt führte.
- Das Versagen des Versuchskörpers WSH3 wurde durch das Reißen eines Eckbewehrungsstabes $\varnothing 12$, dort wo bei der vorherigen Druckbeanspruchung die grösste Krümmung infolge Ausknicken entstanden war, verursacht (Bild 4.27).
- Das Versagen des Versuchskörpers WSH4 wurde durch das Versagen der Druckzone infolge Herausbrechen des Betons aus dem grobmaschigen Bewehrungskorb verursacht (Bild 4.40 rechts).
- Das Versagen des Versuchskörpers WSH6 wurde durch das plötzliche Zusammenbrechen der Druckzone infolge Zerreißen einiger Querstäbe der Umschnürungsbewehrung verursacht (Bild 4.65 rechts).
- Mindestens zwei der sechs vertikalen Bewehrungsstäbe des Endbereiches aller Versuchskörper (ausgenommen WSH1, wo das Versagen vor dem Abplatzen der Betonüberdeckung aufgetreten ist) knickten vor dem Versagen des Versuchskörpers aus. Der vertikale Abstand der Stabilisierungsbewehrung s_h muss bei europäischen Bewehrungsstählen mit ungünstigen Duktilitätseigenschaften (Bild 1.1) reduziert werden.
- Alle Versuchskörper bis auf WSH5 wiesen ein ähnliches Energiedissipationsvermögen auf. Der Versuchskörper WSH5 wies ein geringeres Energiedissipationsvermögen auf, weil infolge einer hohen Normalkraft und eines kleinen Bewehrungsgehaltes, die Hysteresesyklen stark eingeschnürt sind (Tabelle 4.1).
- Mit steigender Verschiebeduktilität wurden die Schubverformungen im plastischen Bereich des Versuchskörpers immer grösser, auch wenn die Versuchskörper kapazitätsbemessen waren. Bei den Versuchskörper WSH3, WSH4 und WSH6 wurden sogar plastische Verformungen der Schubbewehrung festgestellt (Bilder 4.34, 4.47 und 4.72)
- Die Steifigkeit des gerissenen sich aber noch weitgehend elastisch verhaltenden Versuchskörpers (elastische Steifigkeit k_{el}) betrug nur noch 20 bis 25 % der ungerissenen Steifigkeit, und die Entlastungssteifigkeit wurde mit steigender Verschiebeduktilität immer kleiner (Bilder 4.79 und 4.80).
- Gewisse Bewehrungsstähle, obwohl sie die Duktilitätsanforderungen nach [SIA 162] und [SIA 162/1] erfüllen, weisen ein ungenügendes Verformungs- und Verfestigungsvermögen auf. Die Verwendung dieser Bewehrungsstähle hat bei WSH1 zu einem ungenügenden und bei WSH2 und WSH5 immer noch unbefriedigenden Verformungsvermögen des Versuchskörpers geführt.

Alle Messdaten sind sowohl auf der beigelegten CD als auch auf der Web-Seite des Instituts für Baustatik und Konstruktion (<http://www.ibk.baum.ethz.ch>) zu finden.

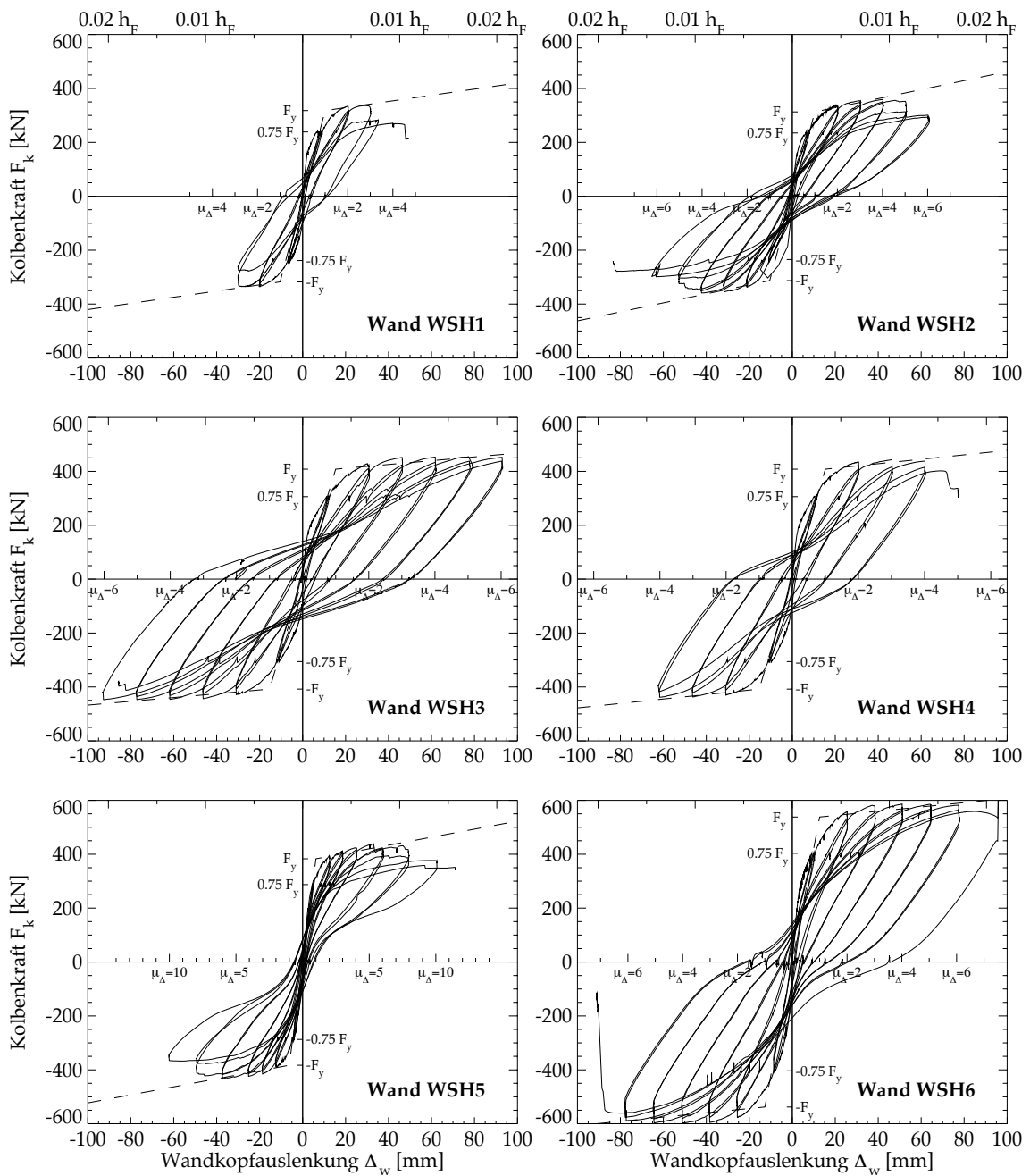


Bild Z.1: Hysteresekurven der Kolbenkraft F_k in Funktion der Wandkopfauslenkung Δ_w der Wände WSH1 bis WSH6.

Figure Z.1: Lateral force F_k vs. displacement Δ_w response of the six wall specimens WSH1 through WSH6.

Figura Z.1: Cicli forza F_k -spostamento Δ_w sperimentali per i sei provini WSH1 - WSH6.

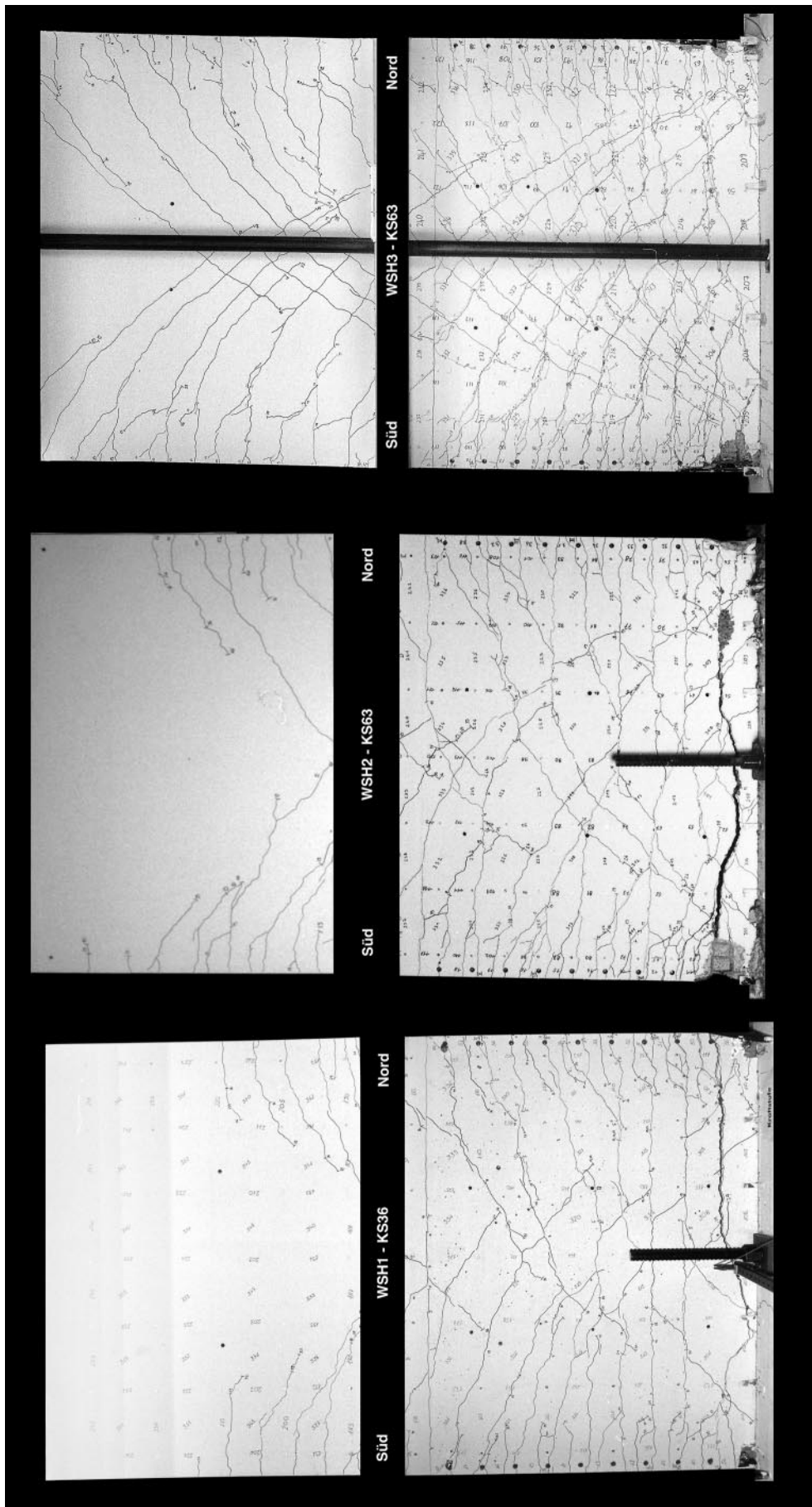


Bild Z.2: Gesamtes Rissebild der Wände WSH1 (links), WSH2 (mitte) und WSH3 (rechts) nach dem Versagen.
 Figure Z.2: Crack pattern of the wall specimens WSH1 (left), WSH2 (center) and WSH3 (right) after failure.
 Figura Z.2: Fessurazione dei prototipi WSH1 (sinistra), WSH2 (centro) e WSH3 (destra) dopo il collasso.

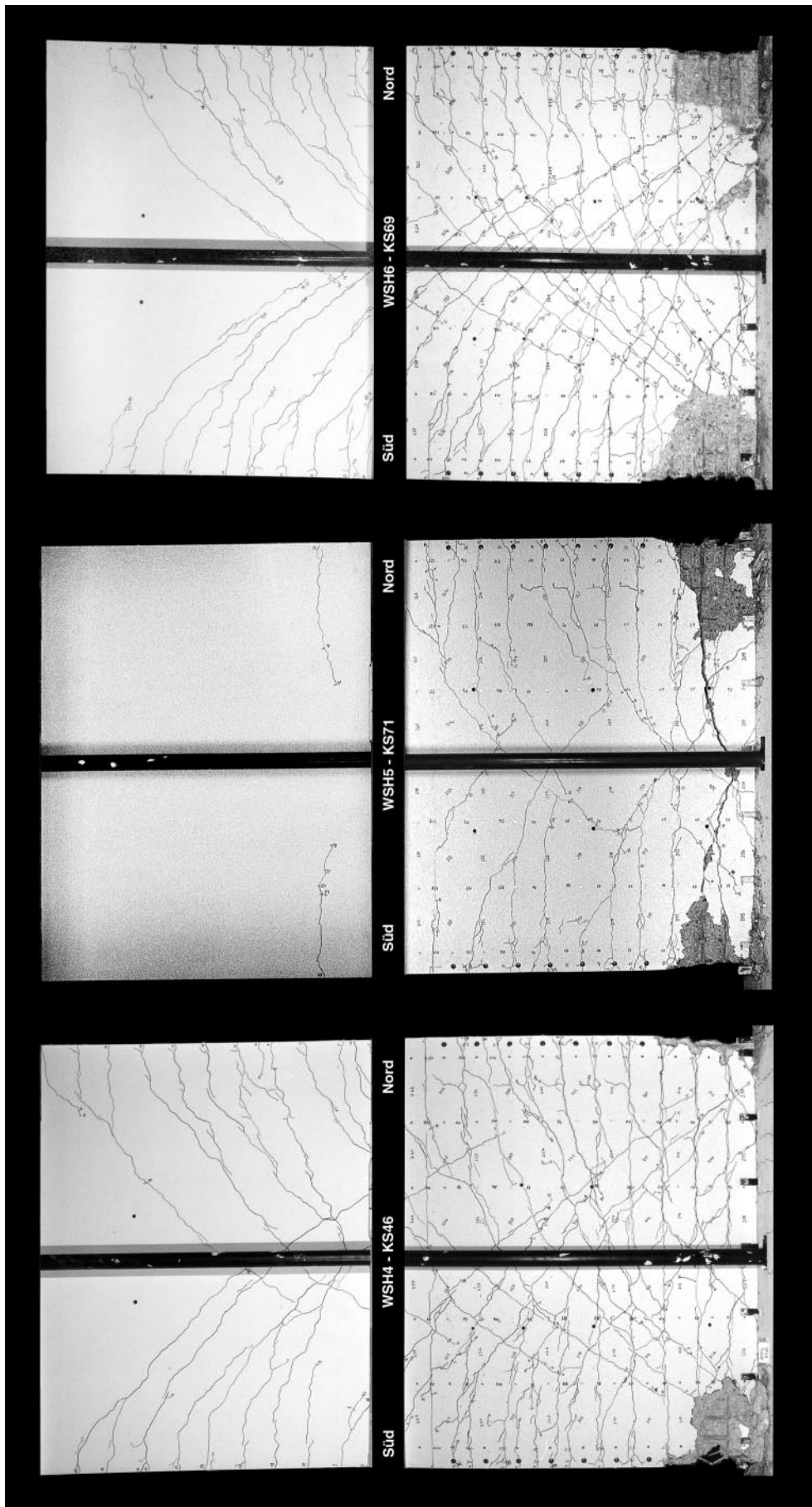


Bild Z.3: Gesamtes Rissebild der Wände WSH4 (links), WSH5 (mitte) und WSH6 (rechts) nach dem Versagen.

Figure Z.3: Crack pattern of the wall specimens WSH4 (left), WSH5 (center) and WSH6 (right) after failure.

Figura Z.3: Fessurazione dei prototipi WSH4 (sinistra), WSH5 (centro) e WSH6 (destra) dopo il collasso.

Summary

As part of the research project “Reinforced concrete structures under cyclic, dynamic and static actions”, six reinforced concrete walls, designed by the capacity method, were tested under cyclic static action at the Institute of Structural Engineering (IBK) of the Swiss Federal Institute of Technology (ETH) in Zurich. The specimens WSH1 through WSH6 represented the lower half of a reinforced concrete structural wall of a six-story reference building and were scaled at 1:2. The test set-up (Fig. 1.3) reproduced the same conditions for stress resultants in the plastic region of the specimen as in the structural walls of the reference building under seismic action.

The base of each specimen was rigidly connected to the strong floor. The top of the wall was horizontally displaced back and forth in the plane of the wall by a hydraulic actuator. The first two cycles were force-controlled up to 75% of the calculated ideal bending strength to determine the idealized yield displacement, Δ_y and the displacement ductility $\mu_\Delta = 1$. In the subsequent cycles, the displacement ductility was increased in steps of 1, beginning with $\mu_\Delta = 2$. For each ductility step, two loading cycles were employed (Fig. 3.13). The axial force due to gravity loads was applied by post-tensioning and held constant during the tests.

The test parameters included the ductility of the reinforcing steel, the reinforcement ratio, the axial force, and the design method (Fig. 1.5). The behavior of all test specimens was observed until failure. The instrumentation permitted the measurement of the acting forces, the horizontal and vertical displacements, the strains along the corner reinforcement, the strain field of the plastic region, and the crack widths.

The objective of the project is to adapt proven design rules for central Europe with moderate seismicity pertaining to structural walls found in countries with high seismicity. The test results ensure that these design rules promote improved earthquake behavior of structural walls. This report addresses only the raw test results. Further interpretations and recommendations for design rules will be published in [Daz 00].

The most important test results can be summarized as follows:

- The lateral force vs. displacement curves of the six test specimens are the most significant results (Fig. Z.1). The hysteresis curves are drawn to the same scale and show the dominant influence of the selected test parameters on the deformation behavior of the walls.
- Figures Z.2 and Z.3 show the extent of cracking of the six test specimens at failure. The crack pattern and the spalling of concrete cover differ significantly between specimens.
- Specimens WSH1, WSH2, and WSH5 failed in fracture of vertical reinforcement in the end zones (Fig. 4.11, 4.14, and 4.60). The reinforcement bars fractured in the same cross section where the vertical web reinforcement had previously failed, resulting in a concentration of steel and concrete strains in the same cross section.

- Specimen WSH3 failed in fracture of one corner 12 mm diameter reinforcement bar at the location of maximum curvature from buckling during the previous compression cycle (Fig. 4.27).
- Specimen WSH4 failed in concrete compression. The concrete busted out laterally through the wider spaced reinforcement (Fig. 4.40 right).
- Specimen WSH6 failed by a sudden collapse of the concrete compression zone after fracture of several ties of the confinement reinforcement (Fig. 4.65 right).
- For five of the test specimens, at least two of the six vertical reinforcement bars in the end zone buckled before final failure (WSH1 failed before concrete spalled). The vertical spacing, s_h , of the stabilizing reinforcement must be reduced for European reinforcing steel with undesirable ductility properties (Fig. 1.1).
- All specimens except WSH5 had a similar energy dissipation capacity. Specimen WSH5 had a smaller capacity because the hysteresis curves were heavily pinched due to the high axial force and the low reinforcement ratio (Table 4.1).
- With increasing displacement ductility, the shear deformation in the plastic region of the specimen grew proportionately, even for capacity designed specimens. In specimens WSH3, WSH4, and WSH6 plastic deformations of the shear reinforcement were observed (Fig. 4.34, 4.47, and 4.72).
- The stiffness of the cracked, but still mainly elastic, specimen dropped to approximately 20 to 25% of the uncracked stiffness. The unloading stiffness continuously decreased with increasing displacement ductility (Fig. 4.79 and 4.80).
- Even though some of the reinforcing steel satisfied the Swiss Standards [SIA 162] and [SIA 162/1], it had insufficient deformation and strain hardening capability. This steel was used in specimen WSH1 resulting in an insufficient deformation capacity, and in specimens WSH2 and WSH5 with unsatisfactory deformation capacity.

All test data is located on the enclosed CD and also on the web site of the Institute of Structural Engineering (<http://www.ibk.baum.ethz.ch>).

Riassunto

Nell'ambito del progetto di ricerca "Elementi strutturali in calcestruzzo armato sotto azione ciclica dinamica o statica" si sono effettuate delle prove sperimentali ciclico-statiche a collasso su sei pareti portanti in C.A., progettate secondo il metodo di gerarchia delle resistenze (capacity design) proposto in [PP 92]. Prove eseguite al Politecnico Federale di Zurigo (ETH), nei laboratori dell'Istituto di Ingegneria Strutturale (IBK) tra il gennaio 1996 e il gennaio 1998.

I sei provini (WSH1 - WSH6) modellano in scala 1:2 la parte inferiore delle pareti in C.A. dell'edificio a sei piani, figura 2.2, utilizzato come prototipo. Grazie all'impianto di prova di figura 1.3 si sono potuti creare nella zona plastica dei provini degli sforzi sezionali simili a quelli riscontrabili nel prototipo sottoposto a sollecitazione sismica.

Il basamento dei provini è fissato rigidamente al pavimento di reazione, mentre gli spostamenti orizzontali sono imposti da un attuatore oleodinamico servocontrollato posto alla sommità del provino. La storia di carico a cicli di ampiezza crescente, figura 3.13, prevede l'esecuzione di due cicli in controllo di forza al fine di determinare lo spostamento al limite di snervamento del provino Δ_y , rispettivamente la duttilità di spostamento μ_{Δ} unitaria. Durante i cicli di carico successivi la duttilità di spostamento viene aumentata a passo di incremento unitario, partendo da $\mu_{\Delta}=2$, fino al collasso. Per ogni valore della duttilità si eseguono due cicli di carico. Nel modello, il carico assiale N viene ricreato con cavi di precompressione ed è mantenuto costante durante tutta la durata della prova.

I parametri di prova variati riguardano la duttilità dell'acciaio d'armatura utilizzato, il tasso d'armatura, il carico assiale e il metodo di progetto.

Il comportamento dei provini è stato monitorato fino al collasso e, oltre alle forze agenti, sono stati misurati anche gli spostamenti sia verticali che orizzontali, le deformazioni lungo le barre d'armatura di bordo, le deformazioni della zona plastica e l'apertura delle fessure.

Scopo delle prove è la verifica delle regole progettuali sviluppate in paesi ad alta sismicità (Stati Uniti, Giappone, Nuova Zelanda) per garantire strutture dissipative. I risultati dovrebbero mostrare che tali regole, appropriatamente modificate, possono venir utilizzate con successo anche nei paesi centroeuropei a sismicità moderata.

Nel presente rapporto si pone volutamente l'accento su una minuziosa descrizione di tutti gli aspetti riguardanti l'esecuzione delle prove e su una chiara rappresentazione dei dati di misura per permetterne l'uso a terzi. La loro interpretazione è qui limitata al minimo ma verrà presentata, con le modifiche riguardanti le regole progettuali sopracitate, in [Daz 00].

Le osservazioni più importanti a riguardo delle prove sperimentali si possono così riassumere:

- Le curve con i cicli forza-spostamento dei sei provini sono rappresentate nella figura Z.1. Tutti i diagrammi hanno la stessa scala e riportano la forza F_k nell'attuatore, in funzione dello spostamento orizzontale Δ_w del provino all'altezza dell'attuatore. La diversità delle isteresi cicliche conferma l'importanza dei parametri di prova variati.

- Le figure Z.2 e Z.3 mostrano la fessurazione dei sei provini dopo il collasso. Si riscontrano notevoli differenze nell'andamento delle fessure e nell'estensione della zona interessata dall'espulsione del copriferro compresso.
- Il collasso dei provini WSH1, WSH2 e WSH5 è causato dalla rottura a trazione di una o più barre d'armatura verticali al bordo teso del provino (figure 4.11, 4.14 e 4.60). La rottura delle barre di bordo avviene nella stessa sezione orizzontale, dove in precedenza si sono rotte le barre dell'anima, inducendo una concentrazione delle deformazioni nella sezione indebolita.
- Il collasso del provino WSH3 è causato dalla rottura a trazione di una barra d'armatura verticale al bordo teso del provino (figura 4.27 destra) a seguito del raddrizzamento dopo la precedente instabilità (figura 4.27 sinistra).
- Il collasso del provino WSH4 è causato dal cedimento della zona a compressione a seguito della disgregazione da danneggiamento oligociclico del nucleo di calcestruzzo poco staffato (figura 4.40 destra). Il provino, a scopo di confronto, è progettato secondo l'Eurocodice 2.
- Il collasso del provino WSH6 è causato dall'improvviso cedimento della zona a compressione a seguito della rottura a trazione di alcune staffe dell'armatura di confinamento (figura 4.65 destra).
- Tutti i provini, all'infuori di WSH1 dove il collasso è avvenuto prima dell'espulsione del copriferro compresso, mostrano fenomeni di instabilità locale di almeno due delle sei barre d'armatura verticali al bordo compresso. Il passo verticale s_h della staffatura di confinamento negli acciai d'armatura europei (figura 1.1) deve venir diminuito.
- Tutti i provini, eccetto WSH5, mostrano simile capacità di dissipare energia. Il provino WSH5 ha una capacità dissipativa inferiore dovuta alla marcata strizione della curva forza-spostamento a seguito della combinazione di un rilevante carico assiale con un basso tasso di armatura verticale (tabella 4.1).
- All'aumentare della duttilità di spostamento, le deformazioni per taglio nella zona plastica dei provini aumentano sensibilmente anche se questi sono dimensionati secondo il metodo di gerarchia delle resistenze. Nel caso dei provini WSH3, WSH4 e WSH6 si sono pure riscontrate deformazioni plastiche dell'armatura al taglio (figure 4.34, 4.47, e 4.72).
- La rigidità dei provini fessurati, ancora al di sotto del loro limite di snervamento (rigidità elastica k_{el}), misurata durante le prove, corrisponde al 20 - 25 % di quella calcolata ammettendo sezioni non fessurate. La rigidità sia dei rami di carico sia di scarico delle curve forza-spostamento degrada all'aumentare della duttilità di spostamento (figure 4.79 e 4.80).
- Alcuni acciai d'armatura, pur soddisfacendo tutte le prescrizioni delle normative [SIA 162] e [SIA 162/1], presentano caratteristiche di allungamento e incrudimento insufficienti. L'utilizzo di tali acciai ha portato al collasso del provino WSH1 già a una duttilità di spostamento nettamente insufficiente e dei provini WSH2 e WSH5 a una non totalmente soddisfacente.

I dati di misura sono riportati nel CD-Rom allegato e presso il sito internet dell'Istituto di Ingegneria Strutturale (<http://www.ibk.baum.ethz.ch>).

Verdankungen

Der vorliegende Versuchsbericht über Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung wurde im Rahmen des Forschungsprojektes "Stahlbetontragwerke unter zyklischer, dynamischer und statischer Einwirkung" am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich ausgearbeitet. Für die grosszügige finanzielle Unterstützung dieses Projektes möchten die Verfasser folgenden Institutionen herzlich danken:

"Stiftung für angewandte Forschung im Betonbau" des Verbandes der Schweizerischen Zementindustrie (Cemsuisse);

"Kommission für Technologie und Innovation (KTI)" des Bundes;

Das Forschungsprojekt wird von einer beratenden Kommission begleitet, der die folgende Herren angehören:

Dr. W. Ammann, Dr. R. Cantieni, Dr. F. Hunkeler, Hr. U. König, Dr. G. Marchand, Direktor E. Setz, Dr. M. Wieland.

Ihnen allen sei für ihr Mitwirken auch an dieser Stelle herzlich gedankt.

Für die Herstellung der Versuchskörper herzlich zu danken ist der

Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Dübendorf (Direktor Prof. U. Meier)

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte unter tatkräftiger Mithilfe der Herren Giuseppe Cuccurù, Hansruedi Good, Hanspeter Hutter, Heinrich Lippuner, Werner Studer und Manfred Waldvogel von der Abteilung 116 für Massivbau der EMPA. Die Applikation der Dehnmessstreifen auf die Bewehrungsstäbe wurde durch die Herren Peter Anderegg und Enzo Cattarin, Abteilung 173 für Messtechnik der EMPA, betreut und durchgeführt.

Bei der Vorbereitung und Durchführung der Versuche haben die Herren Kurt Bucher, Martin Ingold, Christian Bulgarini, Murat Yavuz und Miss Victoria Buckley mitgearbeitet. Herr Markus Baumann leistete wertvolle Unterstützung bei der Versuchsdurchführung und insbesondere bei der Lösung von mess- und regeltechnischen Problemen. Während der Versuche haben, nebst den bereits Genannten, die Kollegen Marco Galli, Pierino Lestuzzi, Martin Neujahr, Alois Sommer, Tadeusz Szczesiak und Klaus Thiele bei der Aufnahme der Massdaten mitgewirkt. Für ihre Mitarbeit sei den Genannten ebenfalls herzlich gedankt.

Einen ganz besonderen Dank möchten die Verfasser Herrn Prof. Dr. Dr. h.c. Thomas Paulay, University of Canterbury, Christchurch, Neuseeland, ausrichten. Professor Paulay hat das Forschungsprojekt von Anfang an mit seinem umfassenden Wissen und auf liebe und freundschaftliche Art begleitet. Daraus haben das Projekt und alle Beteiligten grossen Nutzen gezogen.

Bezeichnungen und Abkürzungen

Lateinische Buchstaben

	Deutsch	Englisch
A	= Fläche = Dehnung des Bewehrungsstahls nach Bruch als Verlängerung über die Bruchstelle gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=5 \varnothing$, nach [ISO 6892]	= area = percentage elongation after fracture of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
A_e	= elastische Verformungsenergie	= elastic strain energy
A_g	= brutto Betonquerschnittsfläche = Gleichmassdehnung des Bewehrungsstahls, nach [ISO 6892]	= gross area of section = percentage non-proportional elongation at maximum force of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
A_{gt}	= Gesamtdehnung des Bewehrungsstahls bei Höchstkraft, nach [ISO 6892]	= percentage total elongation at maximum force of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
A_h	= Energie die pro Zyklus dissipiert wird	= energy dissipated per cycle
A_N	= Einzugsfläche für die Normalkraft	= tributary floor area for the axial force
A_s	= Querschnittsfläche der Bewehrung	= area of reinforcement
A_V	= Einzugsfläche für die Trägheitskraft	= tributary floor area for the inertial forces
a_g	= horizontale Bodenbeschleunigung	= horizontal ground acceleration
b_w	= horizontale Wandbreite	= wall thickness
E	= Elastizitätsmodul = Energie	= modulus of elasticity = energy
E_c	= Elastizitätsmodul des Betons	= modulus of elasticity of concrete
E_d	= Energie die im System dissipiert wird	= dissipated energy of system
E_i	= Energie die in das System eingeführt wird	= input energy of system
E_s	= Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahl	= modulus of elasticity of reinforcing steel
F	= Kraft im allgemein	= force in general
F_k	= Kolbenkraft	= force in the actuator
F_R	= Reibungskraft	= friction force
F_u	= Bruchkraft	= ultimate force
F_y	= Fließkraft	= yield force
F_w	= Widerstandskraft der Wand	= wall bearing force
f_c	= Rechenwert der Druckfestigkeit von nicht umschürten Beton	= design compressive strength of unconfined concrete
f'_c	= Zylinderdruckfestigkeit des Betons	= cylinder strength of concrete
f_{cw}	= Würfeldruckfestigkeit des Betons	= cube strength of concrete
f_y	= Rechenwert der Fließgrenze des Bewehrungsstahls	= design yield strength of reinforcement steel
f_{yi}	= Fließgrenze des Bewehrungsstahl, nach [SIA 162/1]	= yield strength of reinforcement steel, according to [SIA 162/1]
f_t	= Rechenwert der Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls	= design tensile strength of reinforcement steel
f_{ti}	= Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls, nach [SIA 162/1]	= tensile strength of reinforcement steel, according to [SIA 162/1]
h_F	= Hebelarm der Erdbebenersatzkraft im Versuch	= lever arm of the earthquake equivalent lateral force in the test setup
h_w	= Wandhöhe	= total height of wall
k	= Faktor zur Erhöhung der Betondruckfestigkeit infolge Umschnürung, nach [MPP 88]	= confined strength ratio of concrete, according to [MPP 88]
k_{eff}	= Sekantensteifigkeit (effektive Steifigkeit bei der "Substitute Structure Approach")	= secant stiffness (effective stiffness for the "Substitute Structure Approach")

Bezeichnungen und Abkürzungen

k_{el}	= elastische Steifigkeit	= elastic stiffness (pre-yield stiffness)
k_{pl}	= plastische Steifigkeit	= post-yield stiffness
k_t	= Tangentensteifigkeit	= tangent stiffness
l_w	= horizontale Wandlänge	= horizontal length of wall
l_i	= Basislänge der Messstrecke i bei den manuellen Messstellen (Kapitel 3.2.3)	= original gauge length i at manual measuring positions (chapter 3.2.3)
M	= Biegemoment	= bending moment
M_E	= Biegemoment infolge Lastfall Erdbeben gemäss Norm	= bending moment due to the code-specified earthquake forces
M_i	= ideeller Biege­widerstand	= ideal flexural strength
M_m	= maximaler Biege­widerstand	= maximum flexural strength
M_n	= nomineller Biege­widerstand, nach [PK 98]	= nominal flexural strength, according to [PK 98]
$M_{o,w}$	= Biege­widerstand der Wand bei Überfestigkeit	= flexural overstrength of the wall
M_u	= Biege­widerstand beim Versagen	= ultimate moment capacity
M_w	= Biege­widerstand der Wand	= flexural capacity of the wall
N	= Normalkraft	= axial force
N_E	= vorhandene Normalkraft beim Lastfall Erdbeben gemäss Norm	= axial force related to the code-specified earthquake forces
P	= Vorspannkraft	= post-tensioning force
P_o	= Anfangs-Vorspannkraft	= initial post-tensioning force
P_h	= horizontale Komponente der Vorspannkraft	= horizontal component of the post-tensioning force
P_v	= vertikale Komponente der Vorspannkraft	= vertical component of the post-tensioning force
q	= Verhaltensbeiwert, nach [EC 8]	= behaviour factor, according to [EC 8]
R_m	= Zugfestigkeit des Bewehrungs­stahls, nach [ISO 6892]	= tensile strength of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
$R_{p0.2}$	= 0.2 %-Dehngrenze des Bewehrungs­stahls, nach [ISO 6892]	= proof stress at 0.2 % non-proportional elongation of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
$R_{t0.5}$	= Spannung bei 0.5 % Gesamtdehnung des Bewehrungs­stahls, nach [ISO 6892]	= proof stress at 0.5 % total elongation of reinforcement steel, according to [ISO 6892]
r	= Reibungsbeiwert	= friction coefficient
r_o	= Verfestigungsfaktor der Wand	= ratio of post-yield to pre-yield stiffness of the wall
s	= Abstand zwischen Bewehrungs­stäben	= spacing of reinforcement along a member
s_h	= vertikaler Abstand der horizontalen Bewehrung (Schub-, Stabilisierungs- und Umschnürungs­bewehrung)	= vertical center-to-center spacing of horizontal hoops and ties
V	= Querkraft	= shear force
V_E	= Querkraft infolge Lastfall Erdbeben gemäss Norm	= shear force derived from code-specified earthquake forces
V_s	= Wiederbelastungs­modul des Bewehrungs­stahl	= reloading modulus of reinforcing steel
$V_{o,w}$	= Querkraft in der Wand bei Überfestigkeit	= shear force due to the development of plastic hinge at flexural overstrength
v_k	= Kolbengeschwindigkeit	= stroke velocity of the actuator
W, w	= Wand	= wall
x	= Tiefe der neutralen Achse, vom Druckrand des Querschnittes gemessen	= neutral-axis depth measured from extreme compression fiber of section

Griechische Buchstaben

	Deutsch	Englisch
α	= Faktor beim äquivalenten Spannungsblock = Faktor zur Berechnung der Fließverschiebung gemäss Kapitel 3.3.3	= stress block parameter = parameter to define the yield displacement according to chapter 3.3.3
β	= Faktor zur Berechnung der Tiefe des äquivalenten Spannungsblockes	= factor defining the depth of a equivalent rectangular stress block
Δ	= Verschiebung = Variation	= displacement = change

Bezeichnungen und Abkürzungen

$\Delta \epsilon_i$	= Fehlerausgleich der gemessenen Dehnung ϵ_i	= error compensation of measured strain ϵ_i
Δ_f	= horizontale Verschiebung infolge Biegeverformungen	= horizontal displacement due to flexural deformations
Δ_{fe}	= horizontale Verschiebung infolge "Fixed-End" Verformungen	= horizontal displacement due to "Fixed-End" deformations
Δ_m	= Verschiebung bei der Maximalkraft	= displacement at maximum force
Δ_v	= horizontale Verschiebung infolge Schubverformungen	= horizontal displacement due to shear deformations
Δ_u	= Verschiebung beim Versagen	= ultimate displacement
Δ_y	= Fließverschiebung	= yield displacement
Δ_w	= horizontale Wandkopfauslenkung in der Höhe des Prüfsylinders	= horizontal wall displacement in the height of the actuator
δ_m	= mittlere Neigung	= average drift
ϵ	= Dehnung	= Strain
ϵ_5	= Dehnung des Bewehrungsstahls nach Bruch als Verlängerung über die Bruchstelle gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=5 \varnothing$, nach [SIA 162/1]	= percentage elongation after fracture of reinforcement steel, according to [SIA 162/1]
ϵ_{10}	= Dehnung des Bewehrungsstahls nach Bruch als Verlängerung über die Bruchstelle gegenüber der ursprünglichen Länge $L_0=10 \varnothing$, nach [SIA 162/1]	= percentage elongation after fracture of reinforcement steel, with the original length $L_0=10 \varnothing$, according to [SIA 162/1]
ϵ_{cu}	= Rechenwert der Bruchstauchung des Betons	= design ultimate compression strain in concrete
ϵ'_{cu}	= Bruchstauchung des nicht umschnürten Betons	= ultimate compression strain in unconfined concrete
ϵ_g	= Gleichmassdehnung des Bewehrungsstahls, nach [SIA 162/1]	= percentage non-proportional elongation at maximum force of reinforcement steel, according to [SIA 162/1]
ϵ_i	= Dehnung der Messtrecke i bei der manuellen Messstellen (Kapitel 3.2.3)	= strain over the gauge length i at manual measuring positions (chapter 3.2.3)
ϵ_{ia}	= ausgeglichene Dehnung der Messtrecke i bei der manuellen Messstellen (Kapitel 3.2.3)	= compensated strain over the gauge length i at manual measuring positions (chapter 3.2.3)
μ_Δ	= Verschiebeduktilität	= displacement ductility factor
ρ	= Bewehrungsgehalt = Dichte	= reinforcement ratio = material density
ρ_c	= Rohdichte des Betons	= density of concrete
$\rho_{c,frisch}$	= Rohdichte des Frischbetons	= density of green-mixed concrete
ρ_e	= Bewehrungsgehalt in den Endbereichen der Wand	= reinforcement ratio in the boundary regions of the wall
ρ_t	= Gesamtbewehrungsgehalt	= total reinforcement ratio
ρ_{wh}	= horizontaler Stegbewehrungsgehalt	= horizontal reinforcement ratio in the web
ρ_{wv}	= vertikaler Stegbewehrungsgehalt	= vertical reinforcement ratio in the web
ξ_{eq}	= äquivalente viskose Dämpfung	= equivalent viscous damping ratio
\varnothing	= Durchmesser	= diameter

Abkürzungen

	Deutsch	Englisch
BET	= Beam Element Tester	= Beam Element Tester
DMS	= Dehnmessstreife	= strain gauge
EMPA	= Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt	= Swiss Federal Laboratories for Material Testing and Research
ETHZ	= Eidgenössische Technische Hochschule Zürich	= Swiss Federal Institute of Technology Zurich
KMD	= Kraftmessdose	= force measuring device
KS	= Kraftstufe	= loading point
IBK	= Institut für Baustatik und Konstruktion (ETHZ)	= Institute of Structural Engineering (ETHZ)
OK	= Oberkante	= top level
PC	= Portlandzement	= Portland cement
W/Z	= Wasser / Zement Faktor	= water / cement ratio

Literatur

- [EC 1] Eurocode 1: *Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke - Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung*. SIA V 160.001 (Europäische Vornorm ENV 1991-1). Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1995.
- [EC 2] Eurocode 2: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. SIA V 162.001 (Europäische Vornorm ENV 1992-1-1). Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1992.
- [EC 8] Eurocode 8: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Sammelband Gebäude*. SIA V 160.801 (Europäische Vornorm ENV 1998-1-1 to 3). Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1997.
- [BD 97] Bachmann H., Dazio A.: *A deformation-based seismic design procedure for structural wall buildings*. Proceedings of the International Workshop on Sismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled 24-27 June 1997. ISBN 90-5410-928-9. A.A. Balkema, Rotterdam 1997.
- [BW 98] Bachmann H., Wenk Th.: *Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. IBK Sonderdruck Nr. 0019. Birkhäuser Verlag, Basel 1998.
- [Daz 00] Dazio A.: *Entwurf und Bemessung von Tragwandgebäuden unter Erdbebeneinwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht in Vorbereitung. Birkhäuser Verlag, Basel 2000.
- [DWB 95] Dazio A., Wenk Th., Bachmann H.: *Vorversuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht Nr. 214, ISBN 3-7643-5374-0. Birkhäuser Verlag, Basel 1995.
- [FK 97] Fajfar P., Krawinkler H.: *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*. ISBN 90-5410-928-9. Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Bled/Slovenia 24-27 June 1997. A.A. Balkema, Rotterdam, 1997.
- [Goo 85] Goodsir W.J.: *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. Report 85-8 Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1985.
- [Hir+ 85] Hiraishi H., Nakata S., Kitagawa Y. and Kaminosono T.: *Static tests on shear walls and beam-column assemblies and study on correlation between shaking table tests and pseudo-dynamic tests*. In publication SP84. Earthquake effects on reinforced concrete structures. ACI, Detroit, 1985.
- [KM 96] Kaufmann W., Marti P.: *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht Nr. 226, ISBN 3-7643-5687-1. Birkhäuser Verlag, Basel 1996.

- [ISO 6892] ISO Standard 6892-2984: *Mechanical testing of metallic materials*. ISO standards Handbook 31, 1988.
- [LD 96] Leon R.T., Deierlein G.G.: *Consideration for the Use of Quasi-Static Testing*. Earthquake Spectra, Volume 12, No.1, February 1996.
- [MPP 88] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.: *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August 1988.
- [NZS 3101] New Zealand Standard: *Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary*. Standards New Zealand, Wellington 1995.
- [Par 88] Park R.: *Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing*. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering (Vol. III), August 2-9, 1988 Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
- [PK 98] Priestley M.J.N., Kowalsky M.J.: *Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1998
- [PP 87] Priestley M.J.N., Park R.: *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*. Technical Paper. ACI Structural Journal, Volume 84. January-February 1987.
- [PP 92] Paulay T., Priestley M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. ISBN 0-471-54915-0. John Wiley & Sons, New York 1992.
- [Ril 90] Rilem Draft Recommendation: *Tension testing of metallic structural materials for determining stress-strain relations under monotonic and uniaxial tensile Loading*. Material and Structures 35-46. Vol 23, 1990.
- [Rus 93] Russwurm D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung*. Institut für Stahlbetonbewehrung München. Bauverlag. München 1993.
- [SIA 160] SIA 160 (Norm): *Einwirkung auf Tragwerke*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1989.
- [SIA 162] SIA 162 (Norm): *Betonbauten*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1993.
- [SIA 162/1] SIA 162/1 (Norm): *Betonbauten Materialprüfung*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1989.
- [SIA V162] SIA V 162.020 (Europäische Vornorm ENV 10 080): *Betonbewehrungsstahl, Schweissgeeigneter gerippter Betonstahl B500, Technische Lieferbedingungen für Stäbe, Ringe und geschweisste Matten*. Schweiz. Ingenieur- und Architekten- Verein. Zürich 1995.
- [VBP 79] Vallenias J.M., Bertero V.V., Popov E.P.: *Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls*. Report UCB/EERC-79/20. University of California, Berkeley, California, 1979.
- [Woo 89] Wood S.L.: *Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls*. Technical Paper. ACI Structural Journal, Volume 86. September-October 1989.