

18. OKTOBER 1999

Gutachtliche Stellungnahme

über
Anwendungsbedingungen für die
BGW-Transportankersysteme
"Seilschlaufe", "Querzugabheber" und "Kugelpfahlabheber"
mit den Anker Ausführungen
"Kugelpfahlfanker", "Doppelwellenanker" (DWL und DWK) sowie "Stabanker"

Auftraggeber: BGW-Bohr GmbH
 D - 97854 STEINFELD

Auftrag vom: 27.02.1997

Das Gutachten umfaßt 95 Seiten und ?? Anlagen. Die Veröffentlichung, auch auszugsweise, sowie die Verwendung zu Werbezwecken bedarf in jedem Einzelfall der Genehmigung des Gutachters.

1	ALLGEMEINES	1
2	VERWENDETE UNTERLAGEN	1
3	AUSBILDUNG UND EINBAU DER BGW-TRANSPORTANKER UND ANSCHLAGMITTEL	2
3.1	ANSCHLAGMITTEL.....	2
3.1.1	<i>Kugelkopfabheber</i>	2
3.1.2	<i>Seilschlaufe</i>	4
3.1.3	<i>Querzugabheber</i>	6
3.2	TRANSPORTANKER	8
3.2.1	<i>Kugelkopfanke</i>	8
3.2.2	<i>Doppelwellenanker und Stabanker</i>	10
3.3	BGW-QUER- BZW. SCHRÄGZUGBÜGEL	14
4	DURCHGEFÜHRTE VERSUCHE	16
4.1	ALLGEMEINES	16
4.2	BELASTUNGSARTEN.....	17
4.2.1	<i>Zentrischer Zug</i>	17
4.2.2	<i>Querzug</i>	19
4.2.3	<i>Schrägzug</i>	20
4.3	ZUSAMMENSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE	24
5	BEURTEILUNG	34
5.1	ALLGEMEINES	34
5.2	ZULÄSSIGE LASTEN BEI VERSAGEN DES ANKERGRUNDES	35
5.2.1	<i>Allgemeines</i>	35
5.2.2	<i>Kugelkopfanke</i>	36
5.2.2.1	<i>Zentrische Zugbeanspruchung</i>	36
5.2.2.2	<i>Schrägzugbeanspruchung zum freien Rand ohne Rückhängebewehrung</i>	45
5.2.2.3	<i>Schrägzugbeanspruchung in Richtung auf das Bauteilinnere</i>	48
5.2.3	<i>Doppelwellenanker DWL (lange Form) und Stabanker StL</i>	48
5.2.3.1	<i>Zentrische Zugbeanspruchung</i>	48
5.2.3.2	<i>Querzugbeanspruchung</i>	57
5.2.3.3	<i>Schrägzugbeanspruchung mit Aufstellbewehrung</i>	64
5.2.3.4	<i>Schrägzugbeanspruchung ohne spezielle Bewehrung</i>	67
5.2.3.5	<i>Schräger Querzug</i>	76
5.2.4	<i>Doppelwellenanker DWK (kurze Form)</i>	78
5.2.4.1	<i>Zentrische Zugbeanspruchung</i>	78
5.2.4.2	<i>Schrägzugbeanspruchung</i>	82
5.3	ZULÄSSIGE LASTEN BEI STAHLVERSAGEN.....	85
6	ZUSAMMENFASSUNG	94

1 Allgemeines

Die Firma BGW-Bohr GmbH strebt für ihre in [1] beschriebenen Transportanker-Systeme "Seilschlaufe", "Querzugabheber" und "Kugelkopfabheber" mit den Anker Ausführungen "Kugelkopfanke", "Doppelwellenanker" (lange und kurze Ausführung) sowie "Stabanker" eine Erteilung des GS-Zeichens durch den Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften an. Die Abhubfestigkeit des Betons soll mindestens $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ betragen.

Die Firma BGW-Bohr GmbH beauftragte den Verfasser, aufgrund der Ergebnisse in [3 - 5] zu überprüfen, ob und ggf. unter welchen Bedingungen das GS-Zeichen für die BGW-Transportanker erteilt werden kann.

In dieser Gutachtlichen Stellungnahme wird nur die Tragfähigkeit der einbetonierten Transportanker behandelt. Die ausreichende Tragfähigkeit der Anschlagmittel muß gesondert nachgewiesen werden.

2 Verwendete Unterlagen

- [1] BGW-Transportankersysteme, Systembeschreibung und Verwendungsanleitung (Entwurf 09/95)
- [2] Sicherheitsregeln für Transportanker und –systeme von Betonfertigteilen der Bau-Berufsgenossenschaft. Ausgabe 4.1994, Auflage 1995.
- [3] Bericht Nr. A 9607a/97 der Fa. Bautest GmbH vom 13.11.1997 über Durchführung von Ausziehversuchen mit Kugelkopfanke der BGW-Bohr GmbH.
- [4] Bericht Nr. A 9607b/97 der Fa. Bautest GmbH vom 15.12.1997 über Durchführung von Ausziehversuchen mit Doppelwellenankern (kurz) der BGW-Bohr GmbH.
- [5] Bericht Nr. A 9607c/97 der Fa. Bautest GmbH vom 16.02.1998 über Durchführung von Ausziehversuchen mit Doppelwellenankern (lang) und Stabankern der BGW-Bohr GmbH.
- [6] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Richtlinie für die Bemessung von Befestigungen mit Dübeln, Fassung Juni 1993
- [7] *Rehm, G.; Eligehausen, R.; Mallée, R.*: Befestigungstechnik, Betonkalender 1992, Teil 2, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1992.

- [8] *Fuchs, W.:* Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton, Heft 424, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
- [9] *Eligehausen, R.; Ozbolt, J.:* Size effect in concrete structures. In: Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete, Verlag Elsevier, London, 1991.
- [10] *Leonhardt, F.:* Vorlesungen über Massivbau, Teil 5; Springer Verlag Berlin, 1980.
- [11] Telefax der Fa. Honert vom 20.08.1998 an die Fa. BGW (Mitteilung über Verbesserung der Qualitätssicherung)
- [12] Telefax der Fa. BGW vom 02.09.1998: Mitteilung über geänderte Herstellung der Verpressung bei den Seilschlaufen.
- [13] *Eligehausen, R.; Balogh, T.:* Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. ACI Structural Journal, V92, No. 3, May-June 1995.

3 Ausbildung und Einbau der BGW-Transportanker und Anschlagmittel

3.1 Anschlagmittel

3.1.1 Kugelkopfabheber

Der BGW-Kugelkopfabheber ist eine manuell zu bedienende Kupplung für die Kugelkopfanke. Er ist auf die verschiedenen Laststufen der Kugelkopfanke abgestimmt. Zum Einsetzen wird die Kugel mit der Öffnung nach unten über den Kopf des Ankers geschoben. Anschließend wird die Lasche der Kugel nach unten gedrückt. Der Kugelkopfabheber ist mit der Firmenbezeichnung "BGW" sowie der jeweiligen Laststufe in Tonnen dauerhaft gekennzeichnet (z.B. 1,3t). Weiterhin ist auf der "Anschlagöse" ein Aufkleber mit dem CE-Zeichen und der Firmenbezeichnung "BGW" angebracht. Der Kugelkopfabheber und seine wesentlichen Abmessungen sind in Bild 3.1 dargestellt.

Bild 3.1: BGW-Kugelkopfabheber

3.2 Transportanker

3.2.1 Kugelkopfanker

Die BGW-Kugelkopfanker werden aus einem Rundstahl St52-3 geschmiedet. Am lastseitigen Ende besitzen diese Anker einen kugelförmigen Kopf. Am Fuß des Ankers ist wie bei üblichen Kopfbolzen ein Kopf ausgeformt. Der Durchmesser des Kopfes beträgt das 2,5- bis 2,7fache des Schaftdurchmessers. Auf dem kugelförmigen Kopf ist die Firmenbezeichnung "BGW" sowie die Ankerbezeichnung mit Laststufe (z.B. K1,3t) vorhanden. Die wesentlichen Abmessungen der Kugelkopfanker sind in Bild 3.4 zusammengestellt.

Größe	zul F	$h_{ef}^{2)}$	min h	$s^{1)}$	L	D1 Schaft	D3 Kopf	D2	H1	H2	S1	S2
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
K1.3	13	93,0	120	10	85	10	25	19	5	8	2	5
K2.5	25	128,0	150	11	120	14	35	26	7	10	3	7
K4.0	40	182,0	210	15	170	18	45	36	9	13	3	8
K5.0	50	192,0	220	15	180	20	50	36	9	13	3	10
K7.5	75	261,5	280	15	250	24	60	47	11	18	3,5	12
K10.0	100	311,0	330	15	300	28	70	47	11	18	4	14
K15.0	150	410,5	430	15	400	34	85	70	15	26	4,5	17
K20.0	200	510,0	530	15	500	39	98	70	15	26	5	20

¹⁾ Abstand zwischen lastseitigem Kopf und Betonoberfläche, siehe Bild 3.5

²⁾ Verankerungstiefe $h_{ef} = L + s - S1$

Bild 3.4: BGW-Kugelkopfanker

Die Kugelkopfanker werden mit Hilfe von halbkugelförmigen Kunststoff-Aussparungskörpern in die Schalung eingebaut (Bild 3.5). Die halbkugelförmige Aussparung, deren Größe von der Laststufe des Ankers abhängt, ermöglicht einerseits eine Schrägzugbelastung des Ankers, da sich der Einführhebel des Abhebers gegen den Rand der Aussparung abstützt. Andererseits wird durch die Größe der Aussparung sichergestellt, daß nur zusammengehörige Kugelkopfanker und Abheber verwendet werden können. Die Aussparungskörper werden mit der BGW-Fixiermutter bzw. Fixierschraube an der Schalung befestigt (Bild 3.6).

Bild 3.6: BGW-Fixiermutter bzw. Fixierschraube zum Befestigen der Aussparungskörper an der Schalung

3.2.2 Doppelwellenanker und Stabanker

Der Doppelwellenanker besteht aus einem Betonrippenstahl BSt 500 S mit aufgedrehter Gewindehülse. Der Betonstahl ist am Ankerfuß S-förmig gebogen. Die Gewindehülse besteht aus einem Stahlrohr der Materialgüte St 37. Sie besitzt im unverpreßten Teil ein metrisches Innengewinde für die Anschlagmittel. Der Anker wird in einer kurzen (Bezeichnung DWK) und einer langen Form (Bezeichnung DWL) hergestellt. Beide Versionen unterscheiden sich lediglich in der unterschiedlichen Länge des geraden Abschnittes zwischen Hülse und Beginn des gebogenen Teiles. Die Doppelwellenanker DWK bzw. DWL sind in den Bildern 3.7 und 3.8 dargestellt. Dort sind auch die Anwendungsbedingungen angegeben.

Der BGW-Stabanker entspricht einem Doppelwellenanker DWL, jedoch ist der Betonstahl nicht gebogen. Der Stabanker ist in Bild 3.9 dargestellt.

Auf der Gewindehülse der Doppelwellenanker bzw. Stabanker ist die Firmenbezeichnung "BGW" und entweder die Tragfähigkeit in Tonnen oder die Ankerdimension (z.B. Rd12) eingeprägt.

Der BGW-Datenstopfen aus Kunststoff dient zum Verschließen der Gewindehülse, um ein Verschmutzen der Gewinde zu verhindern (Bild 3.10). Auf dem Datenstopfen ist die Firmenbezeichnung "BGW", die Ankergröße (z.B. Rd12) sowie die Tragfähigkeit des Ankers in Tonnen (z.B. 0,5t) angegeben.

Größe	Länge h	Mindestabstand zu benachbarten Ankern	Mindestplattendicke	Mindestrandabstand
	mm	cm	cm	cm
Rd12	120	20	14	16
Rd14	150	22	16	20
Rd16	180	26	19	30
Rd18	200	30	21	35
Rd20	200	35	21,5	40
Rd24	260	45	27	45
Rd30	380	55	33,5	55
Rd36	430	60	42	70
Rd42	450	80	48	80

Bild 3.7: BGW-Doppelwellenanker DWK (kurze Ausführung)

Größe	Länge h	Mindestabstand zu benachbarten Ankern	Mindestplattendicke	Mindestrandabstand
	mm	cm	cm	cm
Rd12	200	30	6	16
Rd14	230	40	7	20
Rd16	270	40	8	30
Rd18	300	50	10	35
Rd20	350	55	11	40
Rd24	400	60	12	45
Rd30	500	65	14	55
Rd36	650	80	20	70
Rd42	850	100	24	80
Rd52	900	120	28	90

Bild 3.8: BGW-Doppelwellenanker DWL (lange Ausführung)

Größe	Länge h	Mindestabstand zu benachbarten Ankern	Mindestplattendicke	Mindestrandabstand
	mm	cm	cm	cm
Rd12	200	30	6	16
Rd14	230	40	7	20
Rd16	270	40	8	30
Rd18	300	50	10	35
Rd20	350	55	11	40
Rd24	400	60	12	45
Rd30	500	65	14	55
Rd36	650	80	20	70
Rd42	850	100	24	80
Rd52	900	120	28	90

Bild 3.9: BGW-Stabanker

Bild 3.10: BGW-Datenstopfen

3.3 BGW-Quer- bzw. Schrägzugbügel

Die Quer- und Schrägzugbügel werden in Verbindung mit den Doppelwellenankern DWL bzw. Stabankern, die in die Stirnseite von dünnen Bauteilen eingebaut werden, bei Querkzugbelastung (z.B. beim Aufstellen eines liegend betonierten Bauteils) oder Schrägzugbelastung (Verwendung eines Seilgehänges oder einer langen Traverse) verwendet. Die Querkzugbügel bestehen aus einer Hülse, deren jeweiliger Innendurchmesser dem Außendurchmesser der Ankerhülse des zugehörigen Ankers entspricht. An die Hülse sind 2 bügelförmige Bewehrungsstäbe geschweißt. Die Ausbildung der Quer- bzw. Schrägzugbügel ist in Bild 3.11 gezeigt. Der große Vorteil dieser Querkzugbewehrung besteht darin, daß durch den symmetrischen Aufbau der Rückhängebewehrung eine Kennzeichnung der Platten mit der zulässigen Aufstellrichtung entfallen kann.

4 Durchgeführte Versuche

4.1 Allgemeines

Insgesamt wurden 121 Versuche mit einbetonierten Kugelkopfkankern, Doppelwellenankern sowie Stabankern bei der Fa. Bautest GmbH in Augsburg im Zeitraum von März 1997 bis Januar 1998 durchgeführt. Tabelle 4.2 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

In allen Versuchen wurde die Betonzusammensetzung nach Tabelle 4.1 verwendet.

Betont wurde jeweils nachmittags zwischen 14 Uhr und 16 Uhr am Tag vor der Versuchsdurchführung. An jedem Betontag wurden 9 Würfel mit 15 cm Kantenlänge zusätzlich zu den Probekörpern hergestellt. Die Würfel wurden bis zur Versuchsdurchführung bei den Probekörpern gelagert. Die Druckfestigkeit wurde vor, während und/oder nach den Ausziehversuchen geprüft. Aus den gemessenen Druckfestigkeiten in Abhängigkeit von der Zeit wurde eine Ausgleichsgerade nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate berechnet. Daraus wurden die Druckfestigkeiten zum Zeitpunkt der jeweiligen Ausziehversuche berechnet. Die Betonfestigkeit β_w wurde aus den Ergebnissen der Würfelprüfung nach Gleichung (4.1) ermittelt. Der Faktor 0,95 berücksichtigt den Unterschied zu Ergebnissen mit Würfeln mit 20 cm Kantenlänge.

$$\beta_w = 0,95 \cdot \text{Bruchkraft} / \text{Fläche} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.1)$$

Zuschlag	Sand/Kies, Dichte 2,76 kg/dm ³ , Sieblinie AB16	1930 kg/m ³
Zement	Heidelberger Zement CEM I 42,5 R (alte Bezeichnung: PZ45 F)	340 kg/m ³
Zusatzmittel	FM	0,70% vom Zementgehalt
Wasser		180 kg/m ³
w/z		0,53
Konsistenz		KR (weich)

Tabelle 4.1: Betonzusammensetzung

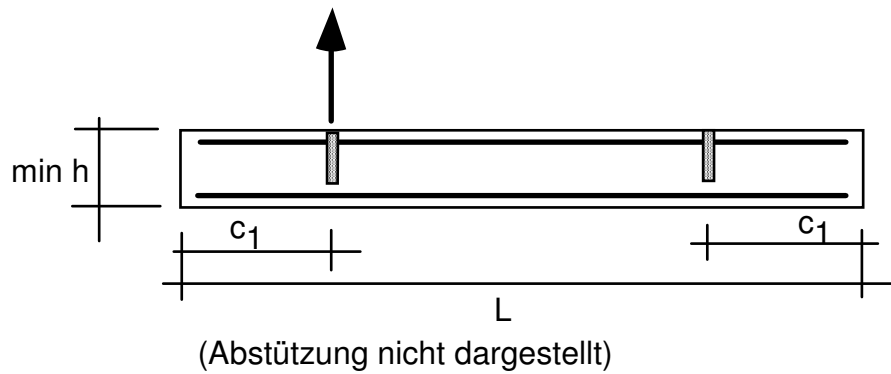
Die Platten waren in allen Versuchen beidseitig mit einer Mindestbewehrung aus geschweißten Betonstahlmatten versehen. Die jeweils vorhandene Bewehrung ist in den Tabellen 4.1 bis 4.8 angegeben.

4.2 Belastungsarten

4.2.1 Zentrischer Zug

Es wurden zentrische Zugversuche mit Ankern durchgeführt, die in die Stirnseite von schmalen Probekörpern eingebaut waren (Doppelwellenanker DWL, lange Ausführung sowie Stabanker). Weiterhin wurden Anker in flächigen Bauteilen geprüft (Kugelkopfanker und Doppelwellenanker DWK, kurze Ausführung). Je nach Ankertyp wurde der Kugelkopfabheber bzw. die Seilschleife als Anschlagmittel verwendet.

Versuchsaufbau Zentrischer Zug Kugelpopfanker und Doppel-Wellenanker kurz (DWK)



Grundriss

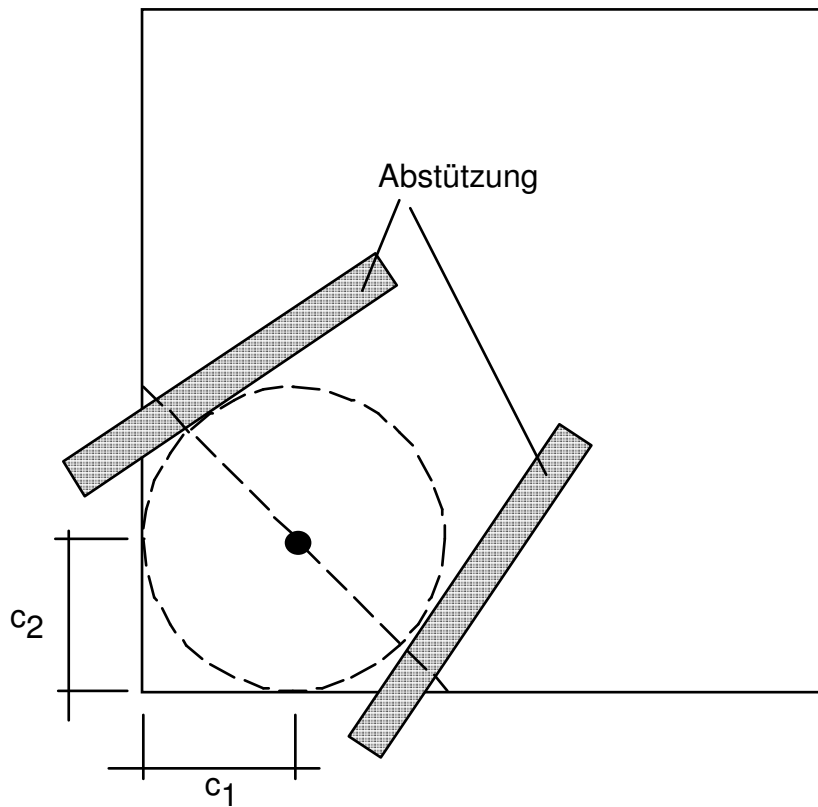


Bild 4.1: Versuchsanordnung zentrischer Zug bei Kugelpopfanker und Doppelwellenanker kurz (DWK)

Versuchsaufbau Zentrischer Zug Doppel-Wellenanker lang (DWL) bzw. Stabanker

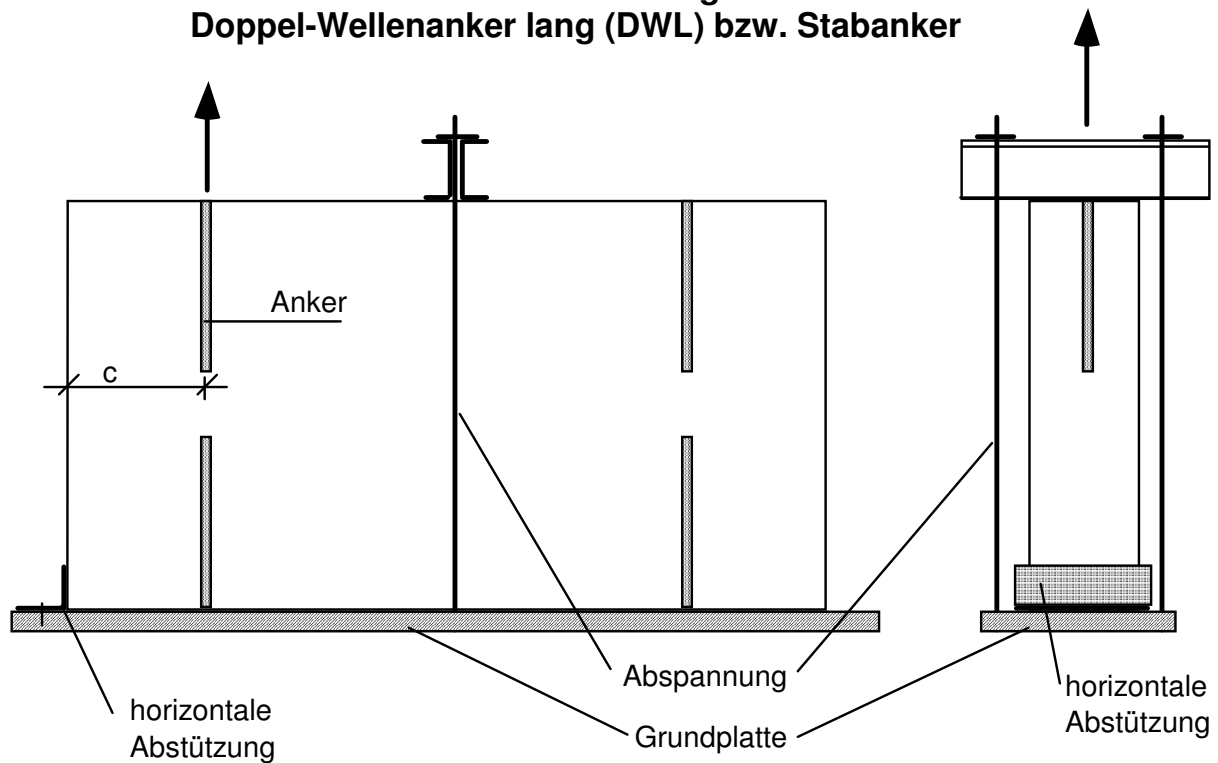


Bild 4.2: Versuchsanordnung zentrischer Zug bei Doppelwellenanker lang (DWK) und Stabanker

4.2.2 Querzug

Als Querzug wird die Belastung bezeichnet, die bei Ankern in den Stirnseiten schmaler Bauteile senkrecht zur Bauteilebene wirkt. Diese Belastungsart ist nur bei Doppelwellenankern DWL und Stabankern vorgesehen. Für diese Belastung ist eine spezielle Aufstellbewehrung anzuordnen. Die spezielle Aufstellbewehrung ist in Bild 3.11 dargestellt. In diesen Versuchen wurden in der Regel Querzugabheber, in einigen Fällen auch Seilschlaufen verwendet.

**Versuchsaufbau Querzug (Aufstellen des Bauteils)
mit Aufstellbewehrung (QZ)
Doppel-Wellenanker lang (DWL)**

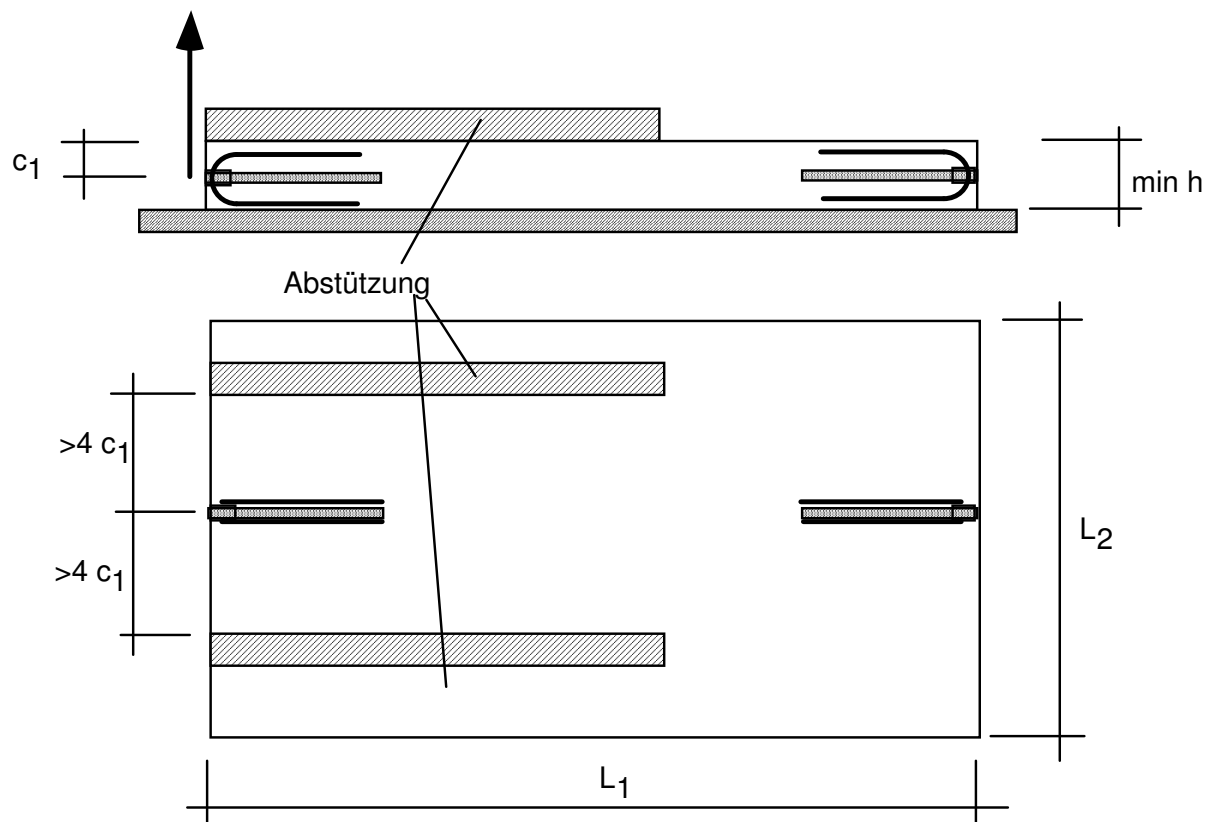


Bild 4.3: Versuchsanordnung Querzug

4.2.3 Schrägzug

Es wurden 2 grundsätzlich verschiedene Arten von Schrägzugversuchen durchgeführt:

- Schrägzugversuche zum freien Rand nach Bild 4.4 bzw. Bild 4.5, teilweise mit Aufstellbewehrung nach Bild 3.11
- Schrägzugversuche mit Abstützung der Querkomponente (Bild 4.7) mit Aufstellbewehrung nach Bild 3.11

**Versuchsaufbau Schrägzug 45° nach außen
Doppel-Wellenanker lang (DWL)**

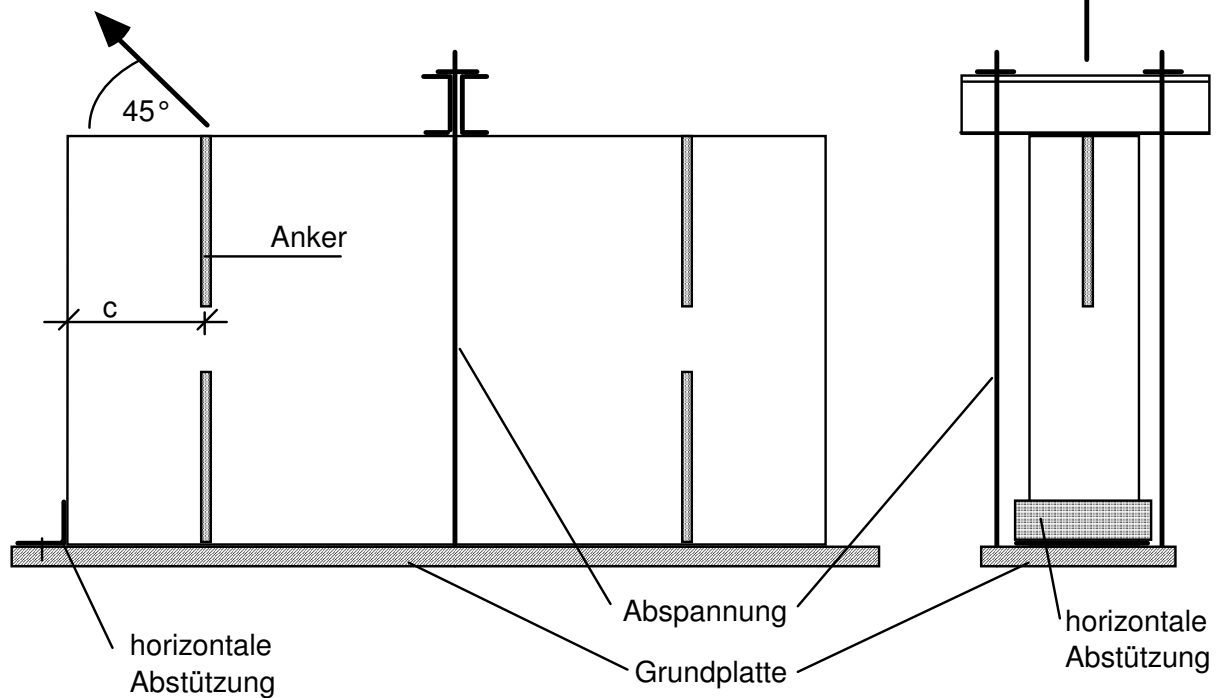


Bild 4.4: Versuchsanordnung Schrägzug mit Aufstellbewehrung ohne Abstützung der Querkomponente

Zur Simulation einer Schrägzugbelastung infolge Seilspreizung (Bild 4.6), also in Richtung zur Bauteilmitte wurde bei den Versuchen nach Abschnitt 4.2.3 der Prüfkörper so abgespannt, daß die Querlast auf die Abspannung gerichtet war (Bild 4.7). Die Belastung der Anker erfolgte über die Seilschlaufen.

Versuchsaufbau Schrägzug 45° Kugelpopfanker und Doppel-Wellenanker kurz (DWK)

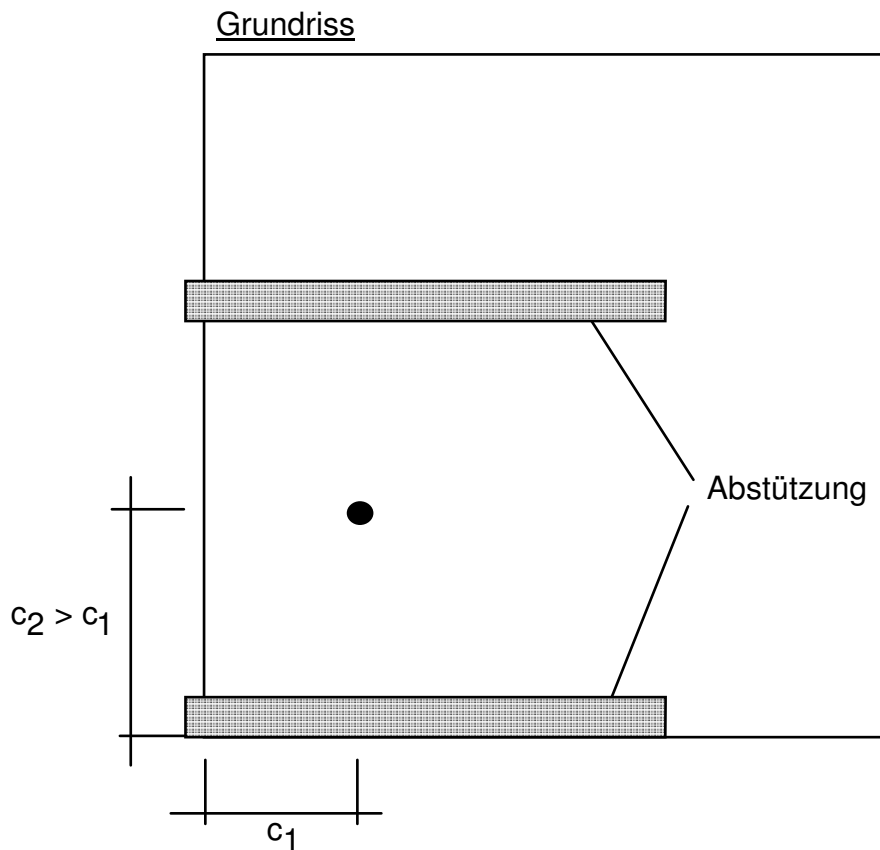
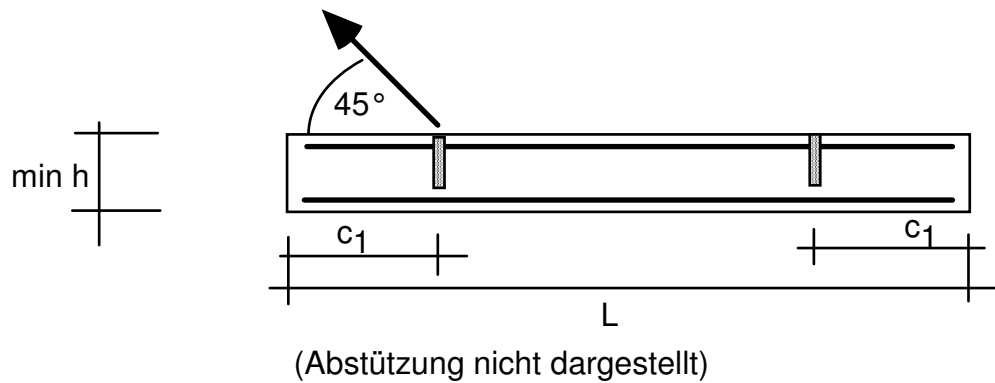


Bild 4.5: Versuchsanordnung Schrägzug zum freien Rand bei Kugelpopfankern sowie Doppelwellenankern kurz (DWK) ohne Schrägzugbewehrung

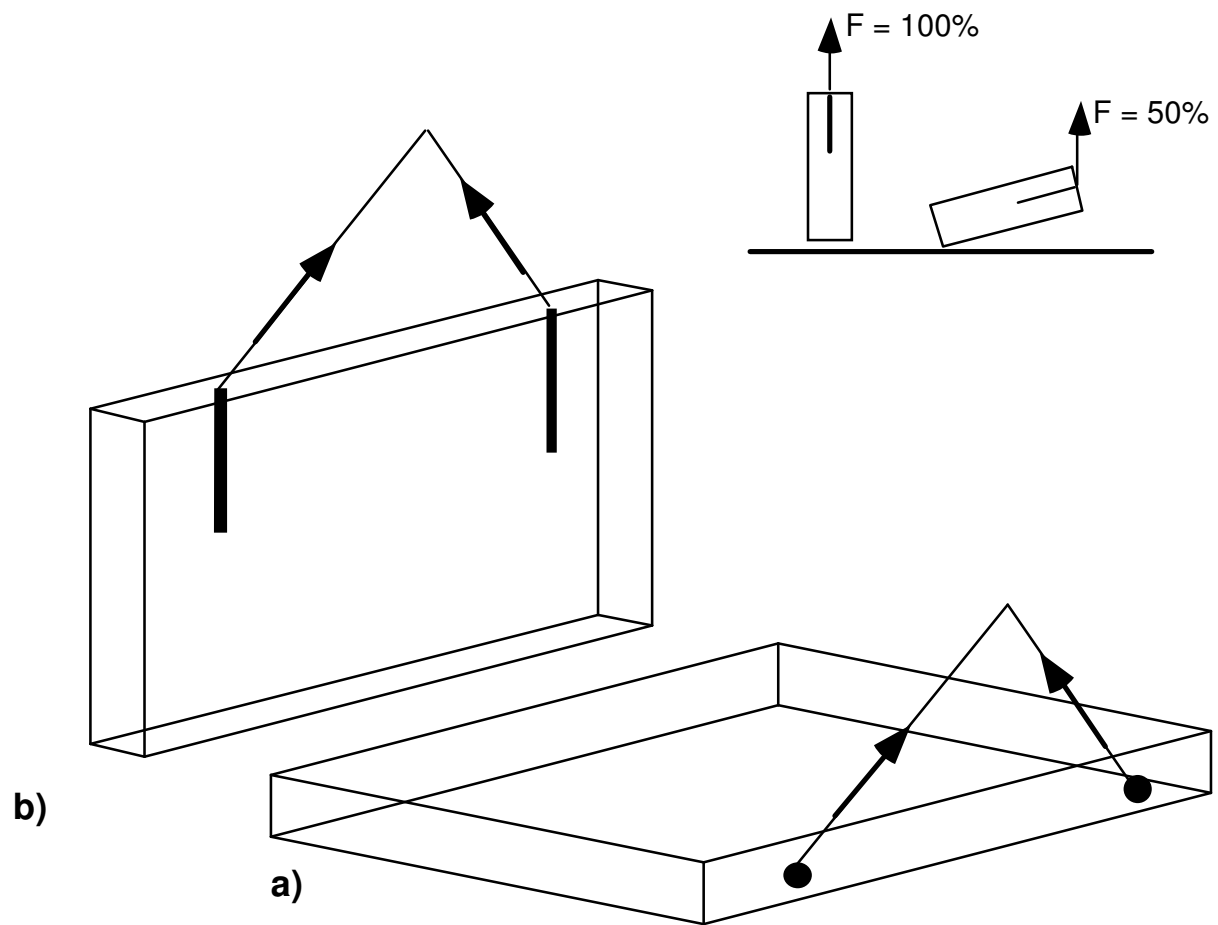


Bild 4.6: Aufstellen eines liegend betonierten Bauteils (Halbes Gewicht am Kran) und anschließend Transport mit Seilspreizung (Volles Gewicht am Kran)

Versuchsaufbau Schrägzug 45° nach innen Doppel-Wellenanker lang (DWL)

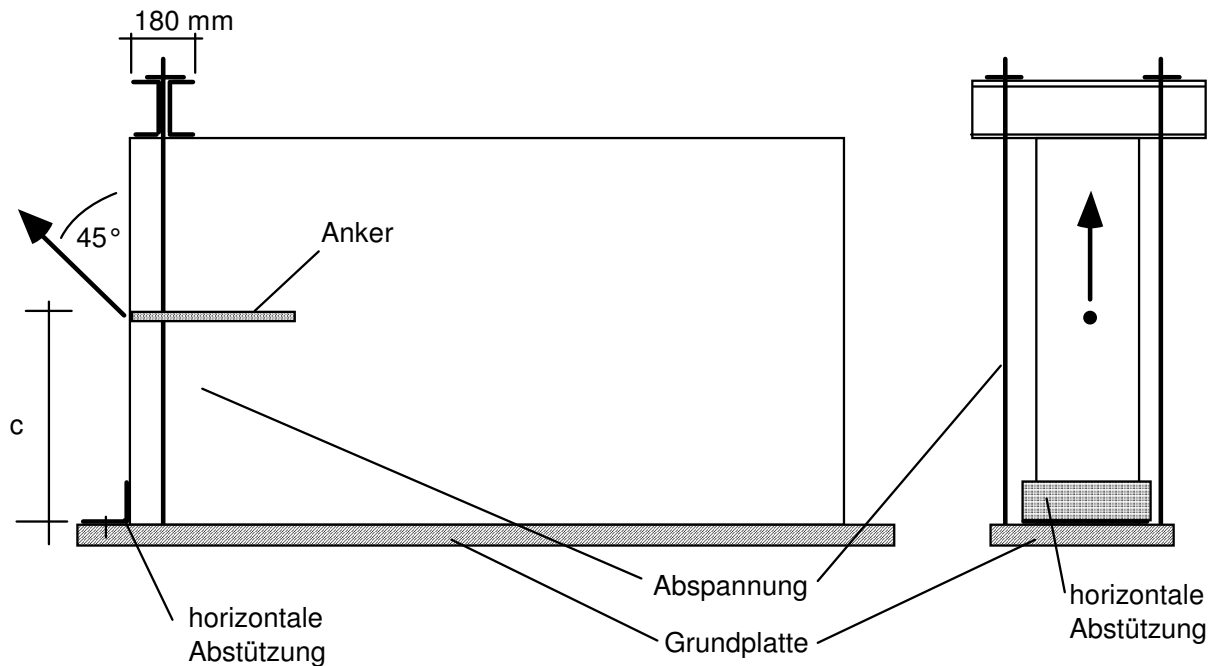
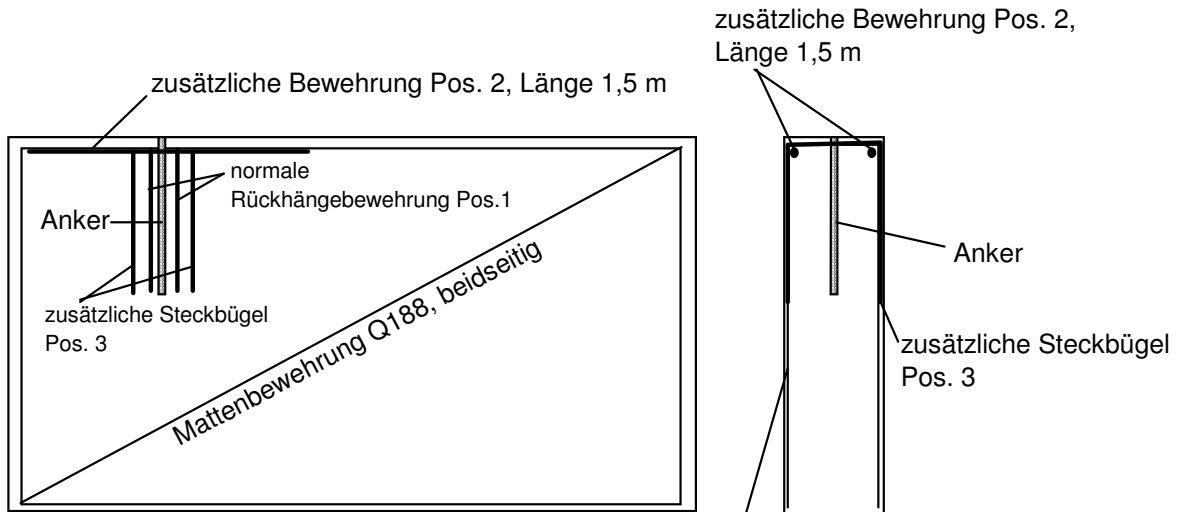


Bild 4.7: Versuchsanordnung Schrägzug mit Sonderbewehrung (Aufstellbewehrung und/oder Verbügelung) und Abstützung der Querkomponente

4.3 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

In den folgenden Tabellen sind die wichtigsten Versuchsparameter sowie -ergebnisse getrennt nach Art der Transportanker und Belastungsrichtungen zusammengestellt. Weitere Einzelheiten sowie die Last-Verschiebungskurven sind den Berichten [2] bis [4] zu entnehmen.

Die Lage und Abmessungen der in den Versuchen mit Doppelwellenankern DWL und Stabankern eingelegten zusätzlichen Bewehrungsstäbe (Rückhängebewehrung, Verteilerstäbe, zusätzliche Steckbügel) sind Bild 4.8 zu entnehmen.



Rückhängebewehrung, Pos. 1:

siehe Bild 3.11

zusätzliche Bewehrung, Pos. 2:

Rd24: 2 x 10 mm

Rd30: 2 x 12 mm

Rd36: 2 x 14 mm

Rd42: 2 x 16 mm

Rd52: 2 x 20 mm

zusätzliche Steckbügel Pos. 3,

(Länge = Ankerlänge):

Rd30: 2 x 12 mm

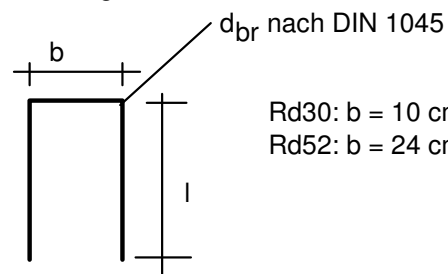
Rd36: 2 x 16 mm

Rd42: 2 x 16 mm

Rd52: 2 x 20 mm

vorhandene Bewehrung,
Bügelmatte oder vergleichbare Steckbügel,
ankerseitig geschlossen!

Steckbügel, Pos. 3:



Rd30: b = 10 cm
Rd52: b = 24 cm

Abstand der Steckbügel (Pos. 3) zur
normalen Rückhängebewehrung (Pos. 1)
a = 2 cm

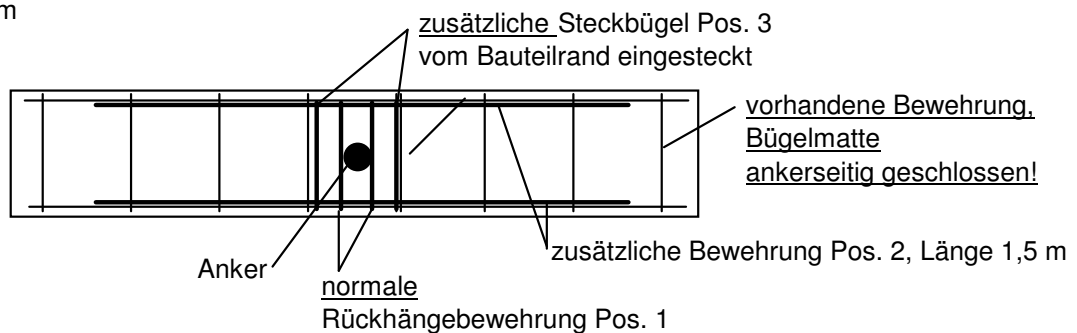


Bild 4.8: In den Versuchen unter Querkzug und Schrägzugbelastung mit Doppelwellenankern lang (DWL) vorhandene zusätzliche Bewehrung

Serie Quelle	Größe	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Eck- abstand	Bewehrung	F_u	Versagen ²⁾
		kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	
BGW01	K1.3	13,0	Kugelkopf- abheber	14,3 14,5 14,7 14,8	94	120	140	Q188	34,0 30,3 24,9 31,2	B/Sp B/Sp B/Sp B/Sp
BGW04	K1.3	13,0	Kugelkopf- abheber	12,1 12,3 12,4 12,5	94	120	180	Q188	33,9 31,2 32,0 29,3	B B B/Sp B
BGW07	K5.0	50,0	Kugelkopf- abheber	13,7 14,0 14,1 14,2	192	220	380	Q188	141,1 132,6 123,0 131,8	B B B B
BGW20	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	13,4 13,9	410,5	430	820	Q188	236,8 261,8	Sp Sp
BGW31	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	14,1 15,2	410,5	430	820	Q378	372,0 455,6	S Sp

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ B = Betonausbruch
Sp = Spalten des Betons
S = Stahlversagen

Tabelle 4.1: Ergebnisse der Versuche unter zentrischer Zugbelastung nach Bild 4.1 mit Kugelkopfkern

Serie Quelle	Größe	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Randabstand in Lastrichtung	Randabstand senkrecht zur Lastrichtung	Bew.	F_u	Versagen ²⁾
		kN		N/mm ²	mm	mm	mm	mm	-	kN	
BGW12	K2.5	25,0	Kugelkopf- abheber	13,2 13,3 13,5 13,6	128	150	250	350	Q188	63,2 64,5 63,1 71,6	B B B B
BGW22	K7.5	75,0	Kugelkopf- abheber	16,9 17,1	261,5	280	520	600	Q188	137,2 127,7	Sp Sp
BGW29	K7.5	75,0	Kugelkopf- abheber	14,5 15,0	261,5	280	520	600	Q378	228,3 228,2	Sp Sp
BGW21	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	15,4	410,5	430	820	870	Q188	278,4	Sp
BGW30	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	17,3 12,0	410,5	430	820	870	Q378	380,1 501,6	Sp Sp

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ B = Betonausbruch
Sp = Spalten des Betons

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.5 mit Kugelkopfkern

Serie Quelle	Größe	Anker-Typ	angestr. zu F	Anschlagmittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Plattendicke	Randabstand	Bewehrung	F_u	Versagen ²⁾
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	
BGW10	Rd12	DWL	5,0	Schlaufe A	17,2 17,3 17,4 17,5	200	60	160	Q188	14,5 15,4 14,6 17,1	Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs
BGW02	Rd18	DWL	16,0	Schlaufe A	15,7 13,8 14,4 14,9	300	100	350	Q188	56,2 55,5 51,3 54,7	Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs
BGW03	Rd18	St	16,0	Schlaufe A	16,1 14,0 14,6 15,1	300	100	350	Q188	62,1 71,6 68,0 67,4	Sp Sp Sp Sp
BGW08	Rd30	DWL	40,0	Schlaufe A	15,1 15,6 15,9 16,1	500	140	550	Q188	127,9 132,3 128,2 119,9	Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs Sp/Bs
BGW17	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe A	15,5 17,7	900	280	900	Q188	294,6 279,6	Sp Sp
BGW18	Rd52	St	125,0	Schlaufe A	16,8 18,0	900	280	900	Q188	264,9 265,5	Sp Sp
BGW33	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe A	12,0 12,3	900	280	900	Q188 + 2 \emptyset 20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8)	456,6 400,4	Sp/B Sp/B
BGW32	Rd52	St	125,0	Schlaufe A	12,8 13,3	900	280	900	Q188 + 2 \emptyset 20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8)	423,9 406,5	Sp/B Sp/B

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ B = Betonausbruch
Bs = Betonausbruch seitlich
Sp = Spalten des Betons

Tabelle 4.3: Ergebnisse der Versuche unter zentrischer Zugbelastung nach Bild 4.2 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) und Stabankern StL

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bewehrung	F_u	Versagen ²⁾
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	
BGW26	Rd12	DWL	5,0	Wirbel A	16,5 16,7 17,4 17,7	200	60	160	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	22,5 21,7 20,9 30,7	S _G S _G S _G S _G
BGW25	Rd18	DWL	16,0	Wirbel A	15,5 15,8 15,9 16,2	300	100	350	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	52,7 53,6 62,1 54,2	S _G S _G S _G S _G
BGW35	Rd30	DWL	40,0	Schlaufe B	13,8 14,1 14,5 14,7	500	140	550	Q188 + Rückhängebew. ø12 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	130,7 131,0 125,8 127,2	B B B B
BGW34	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe B	12,5 13,1	900	280	900	Q188 + Rückhängebew. ø20 mm (Pos. 1 in Bild 4.8) + 2 ø20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8)	397,6 382,6	S _G S _G

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ B = Betonausbruch

S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse

Tabelle 4.4: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.7 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) mit Abstützung der Querkomponente

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr.	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bew.	F_u	Versagen ²⁾
			zul F		N/mm ²	mm				mm	
BGW24	Rd14	DWL	8,0	Wirbel A	14,7	230	70	200	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	29,9	S _R
					14,9					29,5	S _R
					16,6					40,2	S _R
					17,0					35,0	S _R
BGW23	Rd20	DWL	20,0	Schlaufe A	13,3	350	110	400	Q188 + Rückhängebew. ø20 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	66,0	S _R
					13,7					62,8	S _R
					14,5					75,4	S _R
					15,1					74,0	S _R

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ S_R = Stahlversagen, Bruch der Rückhängebewehrung

Tabelle 4.5: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.4 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bew.	F_u	Versagen ²⁾
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	
BGW14	Rd12	DWL	2,5	Schlaufe A	12,8 12,9 13,2 13,2	200	60	200	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	8,2 8,8 9,0 9,8	B B B B
BGW15	Rd18	DWL	8,0	Schlaufe A	13,5 13,7 13,9 14,0	300	100	300	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	23,2 21,1 22,6 20,5	B B B B
BGW28	Rd30	DWL	20,0	Wirbel A	17,5 17,7 17,8 18,0	500	140	500	Q188 + Rückhängebew. ø12 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	43,3 42,7 40,4 40,0	B/S _G B/S _G B/S _G B/S _G
BGW37	Rd30	DWL	20,0	Wirbel B	15,5 15,6	500	140	550	Q188 + Rückhängebew. ø12 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	35,1 38,1	B B
BGW39	Rd30	DWL	20,0	Wirbel B	15,6 15,4 15,1 14,5	500	140	550	Q188 + Rückhängebew. ø12 mm (Pos. 1 in Bild 4.8) + 2 ø12 mm (Pos. 2 in Bild 4.8) + 2 ø12 mm (Pos. 3 in Bild 4.8)	61,7 66,6 65,3 63,9	B B B B
BGW36	Rd52	DWL	62,5	Wirbel B	14,9 15,9	900	280	1000	Q188 + Rückhängebew. ø20 mm (Pos. 1 in Bild 4.8) + 2 ø20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8)	120,4 119,4	B B
BGW38	Rd52	DWL	62,5	Wirbel B	13,3 14,5	900	280	1250	Q188 + Rückhängebew. ø20 mm (Pos. 1 in Bild 4.8) + 2 ø20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8) + 2 ø20 mm (Pos. 3 in Bild 4.8)	196,1 202,0	B B

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ B = Betonausbruch

S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse

Tabelle 4.6: Ergebnisse der Versuche unter Querkzugbelastung nach Bild 4.3 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bew.	F_u	Versagen ²⁾
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	
BGW05	Rd12	DWK	5,0	Schlaufe A	12,8 13,0 13,1 13,4	120	140	160	Q188	28,6 23,6 29,5 28,3	S S S/S _G S
BGW06	Rd18	DWK	16,0	Schlaufe A	14,0 14,3 14,4 14,6	200	210	350	Q188	74,3 75,7 78,7 83,4	S S S Sch-r
BGW11	Rd30	DWK	40,0	Schlaufe A	12,1 12,6 13,1 13,4	410	410	570	Q188	191,1 183,1 181,0 178,5	S _G S _G S _G S _G
BGW27	Rd42	DWK	80,0	Schlaufe A	17,5 17,7 14,3 14,6	455	480	680	Q188	301,0 281,0 316,9 309,1	Sp Sp Sp Sp

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ S = Stahlversagen
S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse
Sch-r = Seilschlaufe gerissen
Sp = Spalten

Tabelle 4.7: Ergebnisse der Versuche unter zentrischer Zugbelastung nach Bild 4.1 mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Randabstand in Lastrichtung	Randabstand senkrecht zur Lastrichtung	Bew.	F_u	Versagen ²⁾
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	mm	-	kN	
BGW13	Rd14	DWK	8,0	Schlaufe A	17,7 17,8 18,0 18,1	150	170	220	320	Q188	27,9 32,7 35,7 26,4	Sch-a Sch-a Sch-a Sch-a
BGW16	Rd20	DWK	20,0	Schlaufe A	14,6 14,8 15,0 15,1	200	220	300	400	Q188	72,9 78,2 63,0 67,3	S _G S _G S _G S _G
BGW19	Rd36	DWK	63,0	Schlaufe A	17,8 18,0	430	450	650	700	Q188	200,0 197,4	Sch-r Sch-r

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse
Sch-r = Seilschlaufe gerissen
Sch-a = Seilschlaufe aus Verpressung herausgezogen

Tabelle 4.8: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.7 mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

5 Beurteilung

5.1 Allgemeines

Bei dem BGW-Transportanker-System (Kugelkopfanker, Doppelwellenanker (lange und kurze Ausführung) sowie Stabanker) handelt es sich um Einlegeteile, die in der Regel an der Schalung befestigt und anschließend einbetoniert werden.

Der zur Rückverankerung der Doppelwellenanker DWL und Stabanker verwendete Betonstahl entspricht einem BSt 500 S. Die Abhubfestigkeit des Betons mindestens einem B15 genügen.

In den Versuchen wurde die Höchstlast in der Regel durch das Versagen des Betons, der Gewindehülse oder durch Versagen der Rückhängebewehrung bestimmt. In einigen Fällen wurde auch Versagen der Seilschlaufe beobachtet (siehe Abschnitt 5.2.4.2).

Die äußere Last wird bei den Kugelkopfankern durch Formschluß infolge des Ankerfußes in den Beton eingeleitet. Bei den Stabankern wird die Kraft infolge Verbundwirkung der Rippenstähle in den Ankergrund eingetragen. Bei den Doppelwellenankern DWK und DWL wird die Last über eine Kombination von Verbundwirkung des Rippenstahles und Umlenkpressungen im Bereich der S-förmigen Welle in den Beton eingeleitet, wobei der letztere Lastanteil überwiegen dürfte.

Infolge seiner Ausbildung entspricht das Tragverhalten des Kugelkopfankers dem eines Kopfbolzens. Das Tragverhalten von Kopfbolzen unter zentrischer Zugbelastung sowie Quer- und Schrägzugbelastung wurde in vielen Versuchen untersucht (vergl. [7]). Deshalb kann die Tragfähigkeit der Kugelkopfanker prinzipiell rechnerisch nachgewiesen werden. Trotzdem wurde das Tragverhalten dieses Ankers unter zentrischer Zugbelastung sowie Schrägzugbelastung (45°) überprüft.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurden die Versuche nicht mit allen Größen eines Transportankertyps, sondern nur mit 3 - 4 gleichmäßig über den gesamten Bereich verteilten Größen durchgeführt. Die Höchstlasten der nicht geprüften Größen werden rechnerisch interpoliert, wozu Rechenbeziehungen unter Berücksichtigung theoretischer Erkenntnisse abgeleitet werden.

5.2 Zulässige Lasten bei Versagen des Ankergrundes

5.2.1 Allgemeines

Nach den Richtlinien [2] wird die zulässige Last von Transportankern aus dem kleinsten Einzelwert der Versuchsergebnisse einer Reihe bestimmt, wobei pro Reihe mindestens drei Versuche durchzuführen sind. Sie ergibt sich durch Division des kleinsten Einzelwertes mit dem globalen Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2,5$ (Gleichung (5.1)):

$$zulF = \frac{\min F_u}{2,5} \quad (5.1)$$

Die zulässigen Lasten gelten für eine Mindestbetondruckfestigkeit $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$. Die Betondruckfestigkeit der Probekörper zum Zeitpunkt der Transportankerprüfung darf höchstens 25 N/mm^2 betragen. Angaben darüber, an welchen Probekörpern die Betondruckfestigkeit zu messen ist, sind in [2] nicht enthalten. Im folgenden wird davon ausgegangen, daß die Betondruckfestigkeit an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge zu bestimmen ist.

Weicht die in den Versuchen vorhandene Betondruckfestigkeit vom Mindestwert ab, ist nach [2] eine Umrechnung der Versuchsergebnisse auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ erforderlich. Angaben darüber, wie auf eine Betondruckfestigkeit von 15 N/mm^2 zurückgerechnet werden soll, fehlen. Es wird daher davon ausgegangen, daß sich bei der hier in der Regel auftretenden Versagensart "Betonbruch" die Bruchlasten proportional zu $\sqrt{\beta_w}$ verhalten. Deshalb wurden die Versuchsergebnisse in den folgenden Auswertungen über $\sqrt{\beta_w}$ auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet (Gleichung (5.2)). Dies stimmt mit dem Vorgehen bei der Ableitung der zulässigen Last von Befestigungsmitteln (z.B. Dübel und Ankerschienen) überein [6].

$$F_{u,15} = \sqrt{\frac{15}{\beta_{w,\text{Versuch}}}} \cdot F_{u,\text{Versuch}} \quad (5.2)$$

mit	$F_{u,15}$	=	Höchstlast, umgerechnet auf die Betondruckfestigkeit $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$
	$\beta_{w,\text{Versuch}}$	=	Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung
	$F_{u,\text{Versuch}}$	=	im Versuch gemessene Höchstlast

Bei den hier vorliegenden kleinen Versuchsserien ($n = 2 - 4$) sind die mittleren Bruchlasten vom statistischen Standpunkt aus gesehen relativ gesichert (Abweichung vom "wahren" Wert der Grundgesamtheit $\leq 10\%$). Demgegenüber sind die minimalen Bruchlasten größeren Streuungen unterworfen. Aus diesen Gründen erscheint es sinnvoller, nicht von dem in einer Versuchsserie ermittelten Kleinstwert auszugehen, sondern diesen rechnerisch zu bestimmen. Dazu wurde das Verhältnis der kleinsten zur mittleren Höchstlast aller Versuchsserien berechnet. Es beträgt im Mittel $x = 0,94$ (0,83 bis 1,0) mit einem Variationskoeffizienten $V = 4,5\%$. Dieser Verhältniswert wird bei der weiteren Auswertung angesetzt.

$$\min F_u = 0,94 F_{u,m} \quad (5.3)$$

mit $F_{u,m}$ = mittlere Bruchlast einer Versuchsserie

5.2.2 Kugelkopfanker

Der Kugelkopfanker ist im Tragverhalten vergleichbar mit Kopfbolzen, deren Tragverhalten weitgehend erforscht ist (vergl. [7]). Die Kugelkopfanker sollen in flächigen Bauteilen (z.B. Deckenelementen) eingesetzt und planmäßig nur mit einer zentrischen Zugbelastung oder einer Schrägzugbelastung bis maximal 45° belastet werden.

5.2.2.1 Zentrische Zugbeanspruchung

Die mittlere Betonausbruchlast wird nach Gleichung (5.4) berechnet.

$$F_{u,m} = 15,5 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (5.4)$$

mit h_{ef} = Verankerungstiefe

Gleichung (5.4) gilt für einen Randabstand $c \geq 1,5 \cdot h_{ef}$. Die beantragten Randabstände erfüllen diese Bedingung.

Gleichung (5.4) gilt für ungerissenen Beton. Diese Bedingung ist in der Regel eingehalten. Allerdings kann bei ungünstigen Anwendungsfällen (z.B. großer Kragarm der angehängten Platte) Ribbildung nicht mit absoluter Sicherheit ausgeschlossen

werden. Risse im Beton können auch durch die von den Kugelkopfkankern hervorgerufenen Spaltkräften erzeugt werden. Allerdings wird die Breite dieser Risse durch die vorhandene Oberflächenbewehrung begrenzt. Die Tragfähigkeit von Kopfbolzen wird durch Risse im Beton abgemindert. Nach den umfangreichen Untersuchungen in [13] beträgt der Rißfaktor $\kappa_{\text{RiB}} \sim 0,75$. Dieser gilt für $w = 0,3$ mm. Im vorliegenden Fall sind geringere Rißbreiten zu erwarten, so daß $\kappa_{\text{RiB}} \geq 0,8$ ist.

Gleichung (5.4) gilt nur, wenn die Pressungen unter dem Kopf $p = \text{zul } F/A_K$ einen bestimmten Grenzwert nicht überschreiten. Dieser beträgt nach [7] bei Verankerungen im ungerissenen Beton $p/\beta_w = 5$ und bei Verankerungen im gerissenen Beton $p/\beta_w \leq 3$. Die vorhandenen Pressungen sind in Tabelle 5.1 angegeben. Daraus ist zu ersehen, daß die vorhandenen Pressungen mit $p/\beta_w \sim 2,0$ deutlich unter den o.g. Grenzwerten liegen.

Größe	zul F	h_{ef}	d Schaft	D Kopf	$A_K^{1)}$	$p =$ zul F/A_K	p/β_w ($\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$)
	kN	mm	mm	mm	mm^2	N/mm^2	-
K1.3	13	93,0	10	25	412,3	31,5	2,10
K2.5	25	128,0	14	35	808,2	30,9	2,06
K4.0	40	182,0	18	45	1336,0	29,9	2,00
K5.0	50	192,0	20	50	1649,3	30,3	2,02
K7.5	75	261,5	24	60	2375,0	31,6	2,11
K10.0	100	311,0	28	70	3232,7	30,9	2,06
K15.0	150	410,5	34	85	4766,6	31,5	2,10
K20.0	200	510,0	39	98	6348,4	31,5	2,10

$$1) A_K = 0,25 \cdot \pi \cdot (D^2 - d^2)$$

Tabelle 5.1: Auswertung der Betonpressungen

In [2] wird eine Sicherheit von $\gamma = 2,5$ gegen den kleinsten Einzelwert aus drei Versuchen gefordert. Das Verhältnis der minimalen zur mittleren Bruchlast wird zu $\min F_u/F_{u,m} = 0,94$ angenommen. Dieses Verhältnis wurde in den durchgeführten Versuchsserien ermittelt (siehe Abschnitt 5.2.1).

Damit ergibt sich die rechnerische minimale Bruchlast zu

$$\text{cal } F_{u,\text{min}} = 0,94 \cdot 0,8 \cdot F_{u,m} = 0,75 \cdot F_{u,m} \text{ (ger. Beton)} \quad (5.5a)$$

$$\text{cal } F_{u,\text{min}} = 0,94 \cdot F_{u,m} \text{ (unger. Beton)} \quad (5.5b)$$

mit $F_{u,m}$ nach Gleichung (5.4)

In Tabelle 5.2 werden die rechnerischen Bruchlasten ermittelt und mit den angestrebten Werten verglichen. Zusätzlich werden die Sicherheiten

$$\gamma = \frac{\text{cal } F_{u,\min}}{\text{zul } F_z} \quad (5.6)$$

$$\gamma = \frac{0,94 \cdot F_{u,m} \text{ (Gl. 5.4)}}{\text{zul } F_z} \quad \text{ungerissener Beton}$$

$$\gamma = \frac{0,75 \cdot F_{u,m} \text{ (Gl. 5.4)}}{\text{zul } F_z} \quad \text{gerissener Beton}$$

angegeben.

Größe	zul F	h_{ef}	min F_u ungerissener Beton	min F_u gerissener Beton	γ ungerissener Beton	γ gerissener Beton
	kN	mm	kN	kN	-	-
K1.3	13	93	50,6	40,5	3,89	3,11
K2.5	25	128	81,7	65,4	3,27	2,61
K4.0	40	182	138,6	110,8	3,46	2,77
K5.0	50	192	150,1	120,1	3,00	2,40
K7.5	75	261,5	238,6	190,9	3,18	2,55
K10.0	100	311	309,5	247,6	3,09	2,48
K15.0	150	410,5	469,3	375,5	3,13	2,50
K20.0	200	510	649,9	519,9	3,25	2,60

Tabelle 5.2: Auswertung der Sicherheiten gegen Betonversagen

Nach den Rechnungen ist bei Annahme von ungerissenem Beton die Sicherheit mit $\gamma \geq 3,0$ höher als der erforderliche Wert $\gamma \geq 2,5$. Setzt man voraus, daß in Extremfällen Rißbildung im Beton im Bereich der Anker auftritt, ist die Sicherheit bei allen Größen mit Ausnahme von K5.0 ausreichend hoch. Sie ist bei der Größen K5.0 mit $\gamma \approx 2,4$ ca. 4% kleiner als der erforderliche Wert. Diese Unterschreitung wird als tolerabel angesehen, weil eine Rißbildung nicht immer zu erwarten ist. Weiterhin wurde in der obigen Betrachtung der Einfluß der Oberflächenbewehrung, die sich auf das Nachbruchverhalten günstig auswirken kann, vernachlässigt.

Infolge einer äußeren Zuglast entstehen bei Kugelkopfankeern im Bereich des Kopfes Spaltkräfte radial zur Ankerachse. Zur Vermeidung von Spaltrissen infolge dieser

Kräfte muß eine ausreichende Bauteildicke vorgesehen werden. Diese ist im vorliegenden Fall nicht immer vorhanden. Daher müssen die Spaltkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden, die gleichzeitig die Breite von eventuellen Spaltrissen schmal hält ($w \approx 0,2 \text{ mm}$). In diesem Fall ist zwar mit dem Auftreten von Spaltrissen im Beton zu rechnen, jedoch wird die Betonausbruchlast für gerissenen Beton gewährleistet. Für diese Versagensart wurde oben bereits eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen.

Die Spaltkräfte F_{Spa} betragen i.a. das 0,3- bis 0,5fache der angreifenden Zugkraft. Somit ergeben sich im vorliegenden Fall im Bruchzustand Spaltkräfte in Höhe von $F_{\text{Spa}} \sim 0,5 \cdot 2,5 \cdot \text{zul } F$. In Tabelle 5.3 werden für alle Ankergrößen die Spaltkräfte und die erforderliche Bewehrungsmenge berechnet und der vorhandenen Bewehrungsmenge gegenübergestellt. Bei der Berechnung wird davon ausgegangen, daß die Spaltkräfte nur von Bewehrungsstäben aufgenommen werden können, die sich im Abstand von ca. $1,5 \cdot h_{\text{ef}}$ vom Ankerkopf befinden. Außerdem wird nur eine Mitwirkung der untenliegenden Bewehrung berücksichtigt, d.h. es wird eine Mitwirkung der obenliegenden Bewehrung (vergl. Abschnitt 4.2.1, Bild 4.1) vernachlässigt. Weiterhin wird die ungünstigste Lage der Anker in Bezug auf die Bewehrung angenommen. Diese Annahmen sind sehr konservativ.

Größe	zul F_Z	h_{ef}	F_{Spa} 1)	erf A_s 2)	vorhandene Bewehrung	Abstand der Längsstäbe	Anzahl und \varnothing der Längsstäbe	vorh A_s	vorh A_s / erf A_s
	kN	mm	kN	mm ²		mm		mm ²	
K1.3	13	93	16,3	32,5	Q188	150	2 $\varnothing 6$	56,5	1,74
K2.5	25	128	31,3	62,5	Q188	150	2 $\varnothing 6$	56,5	0,90
K4.0	40	182	50,0	100,0	Q378	150	3 $\varnothing 8,5$	170,2	1,70
K5.0	50	192	62,5	125,0	Q378	150	3 $\varnothing 8,5$	170,2	1,36
K7.5	75	261,5	93,8	187,5	Q378	150	5 $\varnothing 8,5$	170,2	1,51
K10.0	100	311	125,0	250,0	Q378	150	6 $\varnothing 8,5$	170,2	1,36
K15.0	150	410,5	187,5	375,0	Q378	150	8 $\varnothing 8,5$	170,2	1,21
K20.0	200	510	250,0	500,0	Q378	150	10 $\varnothing 8,5$	170,2	1,13

1) $F_{\text{Spa}} = 0,5 \cdot 2,5 \cdot \text{zul } F_Z$

2) $\text{erf } A_s = F_{\text{Spa}} / \beta_s$ mit $\beta_s = 500 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 5.3: Vergleich der erforderlichen Bewehrung zur Aufnahme der Spaltkräfte mit der vorhandenen Bewehrung

Bei der Größe K2.5 ist die vorhandene Bewehrung ca. 10% niedriger als der erforderliche Wert. Bei der Beurteilung sind jedoch die ungünstigen Rechenannahmen zu beachten. In Wirklichkeit wird sich auch die obere Bewehrung an der Aufnahme der Spaltkraft beteiligen. Bei Berücksichtigung dieses Gesichtspunktes

reicht die vorhandene Bewehrung bei allen Ankergrößen zur Aufnahme der Spaltkräfte aus.

Im Gebrauchszustand betragen die Stahlspannungen in den Bewehrungsstäben $\sigma_s \leq 500 \text{ N/mm}^2 / 2,5 = 200 \text{ N/mm}^2$. Nach DIN 1045 beträgt bei dieser Spannung der Grenzdurchmesser bzw. der maximale Stababstand zur Beschränkung der Rißbreite unter Gebrauchslast $d_s = 20 \text{ mm}$ bzw. $s = 200 \text{ mm}$. Beide Grenzwerte sind im vorliegenden Fall eingehalten ($d_s = 8,5 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$). Daher wird die Breite von eventuell auftretenden Spaltrissen $w_k \ll 0,3 \text{ mm}$ sein.

Aufgrund der obigen theoretischen Überlegungen ist zu erwarten, daß die Kugelkopfanker die angreifenden Lasten bei ausreichendem Randabstand mit ausreichender Sicherheit in den Ankergrund eintragen. Dies wurde durch Versuche überprüft.

Die Kugelkopfanker K1.3 wurden zuerst in der Bauteilecke mit einem Randabstand $c_1 = c_2 = 1,5 h_{ef}$ (h_{ef} = Verankerungstiefe) gesetzt. Die Versuchsergebnisse zeigten, daß die erforderlichen Sicherheiten nicht erreicht wurden. Daher wurde der Randabstand in den weiteren Versuchen auf $c_{1,2} = 2 h_{ef}$ erhöht. Ursprünglich war für alle Ankergrößen eine Mindestbewehrung mit Betonstahlmatten Q188 vorgesehen. Die ersten Versuche zeigten, daß zur Vermeidung von breiten Spaltrissen insbesondere bei den großen Ankergrößen mehr Bewehrung erforderlich ist. Daher wurde bei einigen Ankergrößen die Mindestbewehrung (siehe Tabelle 5.3) erhöht.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5.4 zusammengestellt und ausgewertet.

Die Versuche wurden in Platten mit einer Dicke entsprechend der Mindestplattendicke durchgeführt.

Bei der Auswertung wird zunächst die in den Versuchen gemessene minimale Bruchlast $\min F_u$ angesetzt. Weiterhin wird $\min F_{u1} = 0,94 \cdot F_{um}$ (vergl. Abschnitt 5.1) verwendet. Diese Bruchlasten werden mit den angestrebten zulässigen Lasten verglichen.

Das Versagen erfolgte in der Regel durch Betonausbruch bzw. Spalten des Betons. In der Versuchsserie BGW31 wurden die Versuche nicht bis zum Versagen gefahren, sondern bis keine Laststeigerung mehr möglich war. Bei Erreichen der maximalen Last wurden Verschiebungen von ca. 60 mm (Versuch 1) bzw. 40 mm (Versuch 2) gemessen. Der Verlauf der Last-Verschiebungskurven (steiler Anstieg,

anschließend nahezu horizontaler Verlauf über ca. 10 - 15 mm, weiterer Anstieg der Last bei großen Verschiebungen, siehe Bild 5.1) deutet darauf hin, daß in diesen zwei Versuchen Stahlversagen des Ankers unmittelbar bevorstand. Die Last bei signifikanter Änderung der Steifigkeit kann als Fließlast interpretiert werden. Diese Lasten betragen $F_y \sim 250 \text{ kN}$ (Versuch 1) bzw. $F_y \sim 340 \text{ kN}$ (Versuch 2) Bei Versuch 1 konnte kein Versagen des Betons beobachtet werden. Daher wurde ein Bohrkern mit diesem Anker aus der Platte entnommen und gespalten. Der Beton im Bereich des Ankerkopfes war ebenfalls unbeschädigt. Allerdings wurde eine plastische Verformung (Verlängerung) des Ankers von $l = 403 \text{ mm}$ auf $l = 457 \text{ mm}$ festgestellt.

Berechnet man für die aus den Last-Verschiebungskurven abgelesenen Fließlasten bzw. aus den gemessenen Maximallasten die zugehörigen Spannungen im Schaft des Bolzens ($A_{s,\text{Schaft}} = 1195 \text{ mm}^2$), erhält man:

<u>Versuch 1:</u>	σ_y	$= 250000/1195$	$= 209 \text{ N/mm}^2$
	σ_u	$= 372000/1195$	$= 311 \text{ N/mm}^2$
<u>Versuch 2:</u>	σ_y	$= 340000/1195$	$= 285 \text{ N/mm}^2$
	σ_u	$= 456000/1195$	$= 382 \text{ N/mm}^2$

Die Kugelkopfanke werden aus Stahl St52-3 hergestellt. Die Nenn-Streckgrenze bzw. Nenn-Zugfestigkeit betragen $f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$ bzw. $f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2$. Die oben berechneten Stahlspannungen σ_y bzw. σ_u liegen deutlich unter diesen Werten. Daher ist zu vermuten, daß die in den Versuchen verwendeten Anker K15.0 aus einem Stahl mit geringeren Festigkeiten hergestellt wurden.

Nach [11] wurde bei der Herstellung der Kugelkopfanke ein falsches Ausgangsmaterial eingesetzt. Daher wurden die Lagerhaltung und die Qualitätssicherungsmaßnahmen verbessert, so daß zukünftig Materialverwechslungen bei der Herstellung der Kugelkopfanke nicht mehr auftreten können [11].

Tabelle 5.4 zeigt, daß bei Auswertung der Versuche in allen Fällen die Sicherheit $\gamma = \min F_{u15}/\text{zul } F \geq 2,5$ betragen. Setzt man die rechnerische minimale Bruchlast $\min F_{u1,15} = 0,94 \cdot F_{um,15}$ an, ergibt sich ebenfalls $\gamma_1 = \min F_{u1,15}/\text{zul } F \geq 2,5$.

Wie schon erläutert, wurden die Versuche nicht mit allen Ankergrößen gefahren. In Bild 5.2 sind die angestrebten zulässigen Lasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen. Eine Regressionsanalyse ergab, daß die zulässigen Lasten proportional zu $\sim h_{ef}^{1,5}$ ansteigen. Mit eingetragen sind die durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2,5$ geteilten Bruchlasten der Versuche. Es ist zu erkennen,

daß die gemessenen Bruchlasten ebenfalls proportional zu $\sim h_{ef}^{1,5}$ ansteigen. Daher ist auch für die nicht geprüften Zwischengrößen immer ein Sicherheitsbeiwert $\gamma \geq 2,5$ zu erwarten.

Serie Quelle	Größe	zul F	h_{ef}	h	$c_{1,2}$	Bewehrung	β_w 1)	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma = \min F_{u15}/zul F$	$\gamma_1 = \min F_{u1,15}/zul F$ 3)
		kN	mm	mm	mm		N/mm ²	kN	kN	kN	-	-
BGW01	K1.3	13,0	94	120	140	Q188	14,3 14,5 14,7 14,8	34,0 30,3 24,9 31,2	34,8 30,8 25,1 31,4	30,5	(1,93) ⁴⁾	(2,21) ⁴⁾
BGW04	K1.3	13,0	93	120	180	Q188	12,1 12,3 12,4 12,5	33,9 31,2 32,0 29,3	37,7 34,4 35,2 32,1	34,9	2,47	2,52
BGW07	K5.0	50,0	192	220	380	Q188	13,7 14,0 14,1 14,2	141,1 132,6 123,0 131,8	147,6 137,3 126,9 135,5	136,8	2,54	2,57
BGW20	K15.0	150,0	410,5	430	820	Q188	13,4 13,9	236,8 261,8	250,6 272,0	261,3	(1,67) ⁵⁾	(1,64) ⁵⁾
BGW31	K15.0	150,0	410,5	430	820	Q378	14,1 15,2	372,0 455,6	383,7 452,6	418,1	2,56	2,62

- 1) zum Versuchszeitpunkt
2) nach Gleichung (5.2)
3) $\min F_{u1}$ nach Gleichung (5.3)
4) Eckabstand zu gering
5) Oberflächenbewehrung zu gering

Tabelle 5.4: Auswertung der Versuche mit Kugelkopfkankern unter zentrischer Zugbelastung

Bild 5.1: Last-Verschiebungskurven der Versuche mit Kugelkopfkankern K15.0 (Serie BGW31) unter zentrischer Zugbelastung

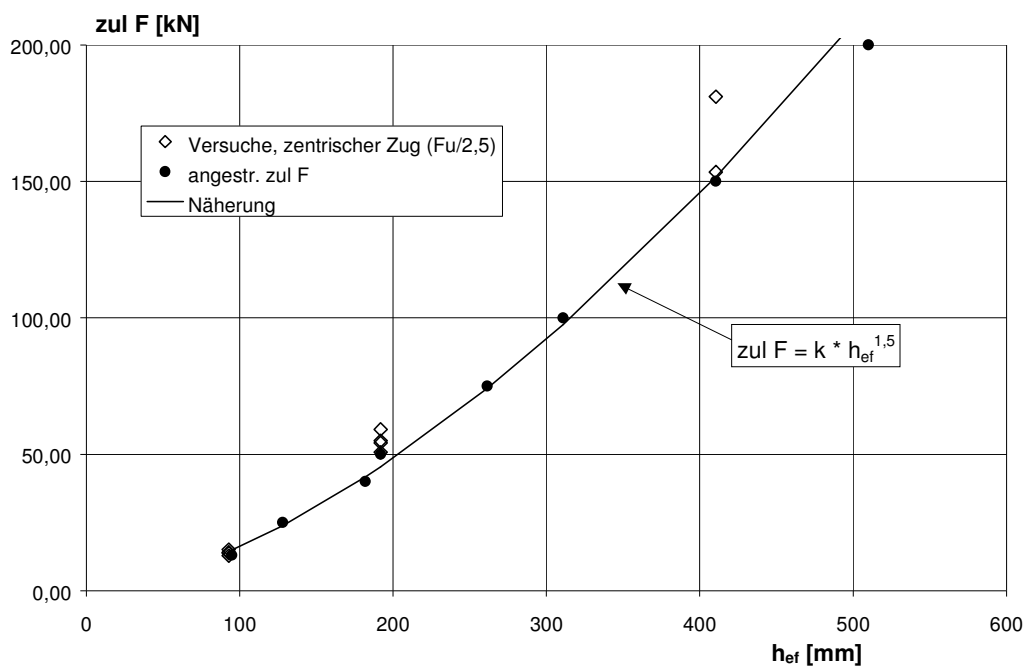


Bild 5.2: Zulässige Last für Kugelkopfkanker unter zentrischer Zugbelastung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und Vergleich mit Versuchsergebnissen

5.2.2.2 Schrägzugbeanspruchung zum freien Rand ohne Rückhängebewehrung

Das Tragverhalten der Kugelkopfanke unter Schrägzugbeanspruchung zum freien Rand wurde überprüft. Der Randabstand in Lastrichtung betrug $c_1 \approx 2 h_{ef}$ und die Plattendicke entsprach dem Mindestwert. Der Randabstand senkrecht zur Lastrichtung betrug $c_2 = 1,4 c_1$ (K2.5), $\sim 1,2 c_1$ (K7.5) bzw. $\sim 1,1 c_1$ (K15.0). Aufgrund des Aussparungskörpers kann eine Rückhängebewehrung für die Querkomponente der angreifenden Last nicht angebracht werden. Es werden die gleichen zulässigen Lasten wie unter zentrischer Zugbeanspruchung angestrebt.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5.5 zusammengestellt und ausgewertet. Das Versagen erfolgte durch Betonausbruch bzw. Spalten des Betons.

Die Sicherheiten bei Ansatz von $\min F_u$ betragen $\gamma \geq 2,53$ (Tabelle 5.5, Serie BGW30). Setzt man bei der Berechnung des Sicherheitsbeiwerts die rechnerische minimale Bruchlast $\min F_{u1} = 0,94 \cdot F_{um}$ an, erhält man $\gamma_1 \geq 2,6$. Diese Sicherheiten sind ausreichend hoch.

Die Versuche wurden mit Randabständen senkrecht zur Lastrichtung $c_2 = 1,1$ bis $1,4 c_1$ durchgeführt. Nach [7] wird bei Befestigungen unter Querkugelbelastung bei Randabständen $c_2 < 1,5 c_1$ die Bruchlast reduziert. Die Abstützung der Prüfeinrichtung erfolgte am Bauteilrand. Daher kann eine geringe Beeinflussung der Bruchlasten durch die Abstützung nicht ausgeschlossen werden. Daher wird empfohlen, bei Schrägzugbeanspruchung den Randabstand senkrecht zur Lastrichtung zu $c_2 = 1,5 c_1 = 3 h_{ef}$ festzulegen.

Serie Quelle	Größe	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand c_1	Rand- abstand c_2	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ $\min F_{u15}/zul F$	$\gamma_1 =$ $\min F_{u1,15}/zul F$ 3)
		kN		N/mm ²	mm	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW12	K2.5	25,0	Kugelkopf- abheber	13,2 13,3 13,5 13,6	128	150	250	350	Q188	63,2 64,5 63,1 71,6	67,4 68,4 66,5 75,2	69,4	2,66	2,61
BGW22	K7.5	75,0	Kugelkopf- abheber	16,9 17,1	261,5	280	520	600	Q188	137,2 127,7	129,3 119,6	124,4	(1,59) ⁴⁾	(1,56) ⁴⁾
BGW29	K7.5	75,0	Kugelkopf- abheber	14,5 15,0	261,5	280	520	600	Q378	228,3 228,2	232,2 228,2	230,2	3,04	2,88
BGW21	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	15,4	410,5	430	820	870	Q188	278,4	283,6	-	(1,89) ⁴⁾	-
BGW30	K15.0	150,0	Kugelkopf- abheber	17,3 12,0	410,5	430	820	870	Q387	408,2 448,6	380,1 501,6	440,8	2,53	2,76

- 1) zum Versuchszeitpunkt
2) nach Gleichung (5.2)
3) $\min F_{u1}$ nach Gleichung (5.3)
4) Oberflächenbewehrung zu gering

Tabelle 5.5: Auswertung der Versuche mit Kugelkopfankeern unter Schrägzugbelastung

In Bild 5.3 sind die angestrebten zulässigen Lasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe aufgetragen. Eine Regressionsanalyse ergab, daß die zulässigen Lasten proportional zu $\sim h_{ef}^{1,5}$ ansteigen. Mit eingetragen sind die durch den Sicherheitsbeiwert $\gamma = 2,5$ geteilten Bruchlasten der Versuche. Es ist zu erkennen, daß die gemessenen Bruchlasten ebenfalls proportional zu $\sim h_{ef}^{1,5}$ ansteigen. Dies ist wie folgt zu erklären:

Bei Zugbeanspruchung steigen die Bruchlasten proportional zu $\sim h_{ef}^{1,5}$ an (siehe Bild 5.2). Bei Querbeanspruchung sind die Bruchlasten proportional zum Randabstand $c_1^{1,5}$. Da der minimale Randabstand $c \sim 2 h_{ef}$ beträgt, steigen die Bruchlasten bei Querbeanspruchung ebenfalls proportional zu $h_{ef}^{1,5}$. Dies gilt dann auch für Schrägzugbeanspruchung. Daher ist auch für die nicht geprüften Größen ein Sicherheitsbeiwert $\gamma \geq 2,5$ zu erwarten.

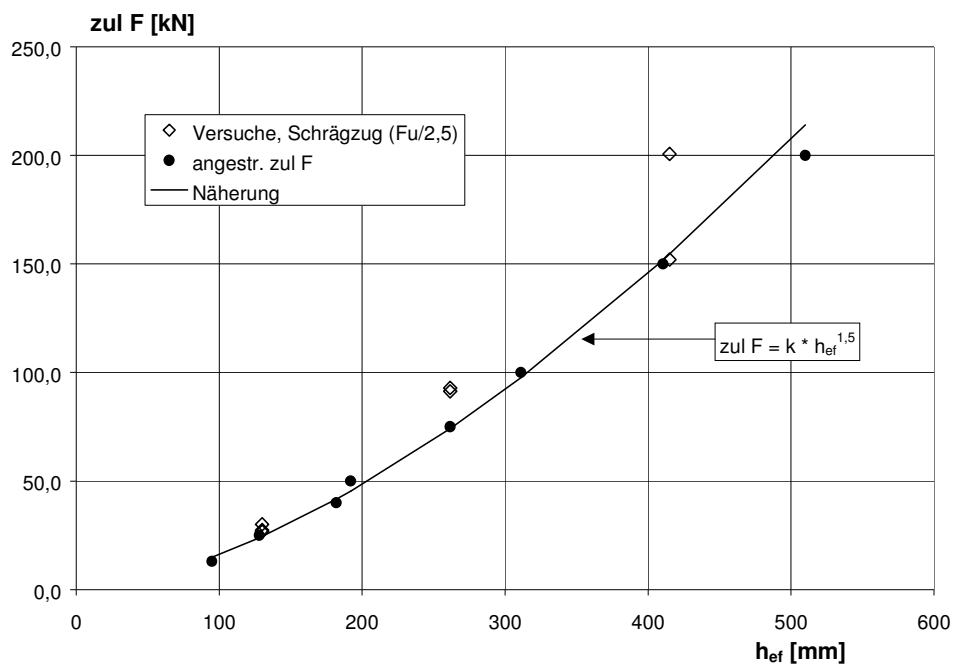


Bild 5.3: Zulässige Last für Kugelkopfancker unter Schrägzugbelastung in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe und Vergleich mit Versuchsergebnissen

Die unter Schrägzugbelastung gemessenen Bruchlasten unterscheiden sich nicht wesentlich von den unter zentrischer Zugbelastung beobachteten Werten. Dies ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß auch bei Schrägzugbelastung das Versagen durch Spalten des Bauteils erfolgt. Maßgebend für die Spaltbruchlast sind Randabstand und Bauteildicke sowie die vorhandene Spaltbewehrung. Daher ist die zulässige Last bis zu einem Winkel $\beta = 45^\circ$ unabhängig vom Lastangriffswinkel.

5.2.2.3 *Schrägzugbeanspruchung in Richtung auf das Bauteilinnere*

Wird der Kugelkopfkanker infolge von Seilspreizung durch eine Schrägzugbeanspruchung in Richtung auf das Bauteilinnere belastet, so heben sich die Querkomponenten der Belastung gegenseitig auf. Nachzuweisen im Hinblick auf Betonversagen infolge der Querkomponente der Last ist dann lediglich die Sicherheit gegenüber einem möglichen Betonausbruch oder einem Betonkantenbruch auf der lastabgewandten Seite. Beide Fälle sind aus folgenden Gründen abgedeckt:

Die Tragfähigkeit bei Betonkantenbruch bei Belastung **weg** von der Kante beträgt nach [7] das 2fache der Tragfähigkeit, die sich bei gleichen geometrischen Verhältnissen und Belastung **zum** Bauteilrand ergeben würde. Bei der Versagensart "rückwärtiger Betonausbruch" beträgt die Bruchlast nach [7] das 2fache der Tragfähigkeit unter zentrischer Zugbeanspruchung.

Dies bedeutet, daß die zulässige Last im Hinblick auf diese Brucharten größer ist als die zulässige Zuglast F_z . Damit ergibt sich auch unter Schrägzugbelastung rechnerisch eine höhere zulässige Last als angestrebt.

Daher kann bei einer Schrägzugbelastung in Richtung auf das Bauteilinnere die zulässige Belastung unabhängig vom Lastangriffswinkel angesetzt werden.

5.2.3 **Doppelwellenanker DWL (lange Form) und Stabanker StL**

5.2.3.1 *Zentrische Zugbeanspruchung*

Doppelwellenanker DWL und Stabanker StL werden vorzugsweise in die Stirnseite von schmalen Betonbauteilen eingebaut. Die wesentlichen Anwendungsbedingungen sind für die o.g. Transportanker gleich (vergl. Bilder 3.8 und 3.9).

Das Versagen einer Befestigung kann durch Stahl-, Verbund- oder Betonbruch hervorgerufen werden. In den Versuchen mit Stabankern trat nur Spalten auf. Die Doppellwellenanker DWL versagten durch Betonbruch, und zwar durch Spalten des Betons mit anschließendem Herausziehen oder Betonausbruch.

Die Ergebnisse der Versuche mit Stabankern und Doppelwellenankern sind in Tabelle 5.6 angegeben. Aus Tabelle 5.6 ist zu ersehen, daß die Stabanker bei der

Größe Rd18 um ca. 23% höhere Bruchlasten als Doppelwellenanker aufwiesen. Demgegenüber wurden bei den Doppelwellenankern der Größe Rd52 um ca. 7 - 11% höhere Bruchlasten als in den vergleichbaren Versuchen mit Stabankern gemessen. Diese Unterschiede sind jedoch nicht sehr wesentlich, und sie sind auch theoretisch kaum zu erklären.

In Tabelle 5.6 werden die Ergebnisse mit Stabankern und Doppelwellenankern DWL ausgewertet. Dabei wird zunächst die in den Versuchen gemessene minimale Bruchlast angesetzt. Weiterhin wird $\min F_{u1} = 0,94 F_{u,m}$ (vergl. Abschnitt 5.2.1) verwendet. Es ist zu erkennen, daß bei den Größen Rd12 bis Rd30 die geforderte Sicherheit $\gamma = 2,5$ in allen Fällen eingehalten wird.

Bei den Versuchen mit Rd52 bildete sich mit zunehmender Laststeigerung ein Biegeriß aus (Bild 5.3a). In einigen Fällen war zu erkennen, daß die vorhandene Bewehrung (Q188) im Bereich der Biegerisse gerissen war. Die Breite der Biegerisse an der Plattenoberseite betrug nach Versuchsende ca. 5 mm. Daher sind die in diesen Versuchen gemessenen niedrigen Bruchlasten auf ein Biegeversagen der Versuchskörper zurückzuführen. Die maximale Herausziehlaster der Anker war also noch nicht erreicht. Aus diesem Grund wurden die Versuche mit zusätzlicher Bewehrung im Bereich der Plattenoberseite (vergl. Bild 4.6) wiederholt (Serien BGW32 und BGW33). Die Sicherheiten gegenüber der angestrebten zulässigen Last betragen bei Ansatz der gemessenen minimalen Bruchlast $\gamma \geq 3,45$. Setzt man $\min F_{u1} = 0,94 \cdot F_{u,m}$ an, erhält man $\gamma_1 \geq 3,21$. Diese Sicherheiten sind ausreichend hoch.

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ min $F_{u15}/zul F$	$\gamma_1 =$ min $F_{u1,15}/zul F$ 3)
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW10	Rd12	DWL	5,0	Schlaufe A	17,2 17,3 17,4 17,5	200	60	160	Q188	14,5 15,4 14,6 17,1	13,6 14,3 13,5 15,8	14,3	2,71	2,69
BGW02	Rd18	DWL	16,0	Schlaufe A	15,7 13,8 14,4 14,9	300	100	350	Q188	56,2 55,5 51,3 54,7	54,9 57,9 52,3 54,9	55,0	3,27	3,23
BGW03	Rd18	St	16,0	Schlaufe A	16,1 14,0 14,6 15,1	300	100	350	Q188	62,1 71,6 68,0 67,4	59,9 74,1 68,9 67,2	67,5	3,75	3,97
BGW08	Rd30	DWL	40,0	Schlaufe A	15,1 15,6 15,9 16,1	500	140	550	Q188	127,9 132,3 128,2 119,9	127,5 129,7 124,5 115,7	124,4	2,89	2,92
BGW17	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe A	15,5 17,7	900	280	900	Q188	294,6 279,6	289,8 257,5	273,6	(2,06)	(2,06)
BGW18	Rd52	St	125,0	Schlaufe A	16,8 18,0	900	280	900	Q188	264,9 265,5	250,3 242,4	246,3	(1,94)	(1,85)
BGW33	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe A	12,0 12,3	900	280	900	Q188 + 2 \emptyset 20 (Pos. 2 in Bild 4.8)	456,6 400,4	510,5 442,2	476,3	3,54	3,58
BGW32	Rd52	St	125,0	Schlaufe A	12,8 13,3	900	280	900	Q188+ 2 \emptyset 20 (Pos. 2 in Bild 4.8)	423,9 406,5	458,9 431,7	445,3	3,45	3,35

1) zum Versuchszeitpunkt

2) nach Gleichung (5.2)

3) min F_{u1} nach Gleichung (5.3)

4) Bewehrung zu gering

Tabelle 5.6: Auswertung der Versuche unter zentrischer Zugbelastung mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) und Stabankern StL

Bild 5.3a: Rißbildung bei Versuchsserie BGW17

Die restlichen Ankergrößen wurden nicht geprüft. Um deren Sicherheit nachweisen zu können, wird eine Rechenbeziehung abgeleitet, die die Tragkraft einer Befestigung in Abhängigkeit von den wesentlichen Einflußfaktoren angibt.

Das Versagen der Verankerung erfolgte durch Spalten des Betons bzw. Betonausbruch. Die Bruchfläche ist proportional zur Verankerungstiefe. Allerdings sind die Betonzugspannungen nicht gleichmäßig, sondern ungleichmäßig über die Bruchfläche verteilt, wobei die Spannungsverteilung mit zunehmender Querschnittsdicke und Verankerungstiefe ungleichförmiger wird. Aus diesem Grund steigt die Bruchlast nicht proportional zur Bruchfläche, sondern geringer an. Dieses Phänomen wird nicht nur bei Befestigungen, sondern in allen Fällen beobachtet, in denen die Betonzugdehnungen ungleichförmig über den Querschnitt verteilt sind [9]. Das Verhältnis Plattendicke zu Verankerungstiefe d/h_{ef} beträgt 0,28 - 0,33. Die Bruchlast kann bei ausreichend großen Achsabständen und ausreichendem Abstand zur Bauteilecke näherungsweise mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$\min F_{uR} = \alpha \cdot d^{0,75} \cdot h_{ef} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (5.8)$$

mit d = Bauteildicke
 h_{ef} \approx Länge des Ankers

Der Beiwert α wird in Tabelle 5.7 berechnet, wobei alle Versuchsergebnisse nach Gleichung (5.2) auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet wurden. Es ist zu erkennen, daß der Beiwert α von der Ankergröße abhängt. Für die Größe Rd 12 wird $\alpha = 0,9$ und für alle anderen Größen $\alpha = 1,4$ gesetzt. Damit erhält man:

$$\text{Rd12:} \quad \min F_{uR} = 0,9 \cdot d^{0,75} \cdot h_{ef} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (5.9a)$$

$$\geq \text{Rd16:} \quad \min F_{uR} = 1,4 \cdot d^{0,75} \cdot h_{ef} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (5.9b)$$

$$\text{Rd12:} \quad \min F_{uR} = 3,5 \cdot d^{0,75} \cdot h_{ef} \quad (\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2) \quad (5.10a)$$

$$\geq \text{Rd16:} \quad \min F_{uR} = 5,4 \cdot d^{0,75} \cdot h_{ef} \quad (\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2) \quad (5.10b)$$

Größe	d	h _{ef}	Auswertung 1		Auswertung 2	
			min F _{u,v} ¹⁾	α	min F _{u1} ²⁾	α
	mm	mm	kN		kN	
DWL Rd12	60	180	13,5	0,90	13,4	0,89
DWL Rd18	100	300	52,3	1,42	51,7	1,41
StL Rd18	100	310	59,5	1,58	63,5	1,67
DWL Rd30	140	500	115,7	1,50	116,9	1,48
DWL Rd52	280	900	442,2	1,85	447,7	1,88
StL Rd52	280	910	431,7	1,79	405,8	1,68

1) min F_{u,v} = Versuchswert, bezogen auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

2) min F_{u1} = 0,94 · F_{u,m}, bezogen auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 5.7: Auswertung der Versuche mit Doppelwellenankern DWL (lange Form)

Ein Vergleich der rechnerischen Bruchlasten mit den gemessenen Werten enthält Tabelle 5.8. Es ist zu erkennen, daß Gleichung (5.10) die gemessenen Traglasten ausreichend genau abschätzt.

Größe	d	$h_{\text{ef, Vers.}}$	$\min F_{\text{uR}}^{1)}$	$\min F_{\text{u,V}}^{2)}$	$\min F_{\text{u1}}^{3)}$	$\frac{\min F_{\text{uV}}}{\min F_{\text{uR}}}$	$\frac{\min F_{\text{u1}}}{\min F_{\text{uR}}}$
	mm	mm	kN	kN	kN		
DWL Rd12	60	180	13,5	13,5	13,4	1,00	0,99
DWL Rd18	100	300	51,4	52,3	51,7	1,02	1,01
StL Rd18	100	310	53,2	59,5	63,5	1,12	1,19
DWL Rd30	140	500	110,3	115,7	116,9	1,05	1,06
DWL Rd52	280	900	334,0	442,2	447,7	1,32	1,34
StL Rd52	280	910	337,7	431,7	405,8	1,28	1,20

- 1) $\min F_{\text{uR}} = 3,5 \cdot d^{0,75} \cdot h_{\text{ef}}$ (Rd12) bzw.
 $\min F_{\text{uR}} = 5,4 \cdot d^{0,75} \cdot h_{\text{ef}}$ (alle anderen Größen)
- 2) $\min F_{\text{u,V}}$ = Versuchswert, bezogen auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$
- 3) $\min F_{\text{u1}} = 0,94 \cdot F_{\text{u,m}}$, bezogen auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 5.8: Vergleich der rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (5.11) mit Versuchswerten (Doppelwellenanker, lange Form)

In Tabelle 5.9 werden die rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (5.10) aller Ankergrößen den angestrebten zulässigen Werten gegenübergestellt. Der Beiwert α steigt von der Größe Rd12 zur Größe Rd18 an. Daher wurden die Beiwerte α für die Größen Rd14 und Rd16 durch lineare Interpolation ermittelt. Man erhält $\alpha = 1,0$ (Rd14) und $\alpha = 1,2$ (Rd16).

Weiterhin wurde aus Versuchen mit einem vergleichbaren Transportanker (Rd16, $h_{\text{ef}} = 216 \text{ mm}$, $d = 80 \text{ mm}$) ein Beiwert $\alpha = 1,4$ ermittelt. Bei der Größe Rd14 ($h_{\text{ef}} = 170 \text{ mm}$, $d = 70 \text{ mm}$) wurde bei dem Vergleichssystem $\alpha = 1,3$ angesetzt. Daher ist die Festlegung von $\alpha = 1,0$ (Rd14) und $\alpha = 1,2$ (Rd16) gerechtfertigt.

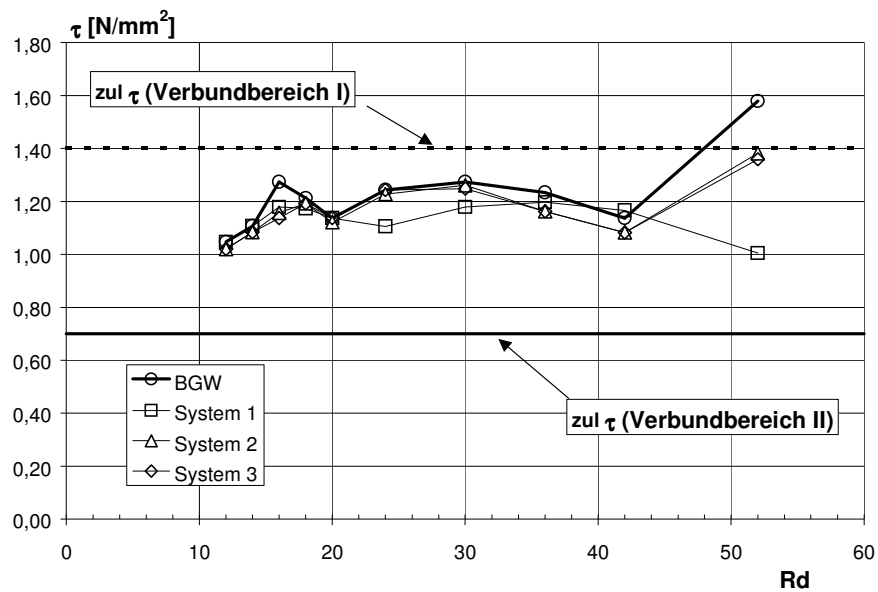
Bei der Auswertung wurde die gegenüber den verwendeten Versuchsmustern vorgesehene, etwas vergrößerte Verankerungstiefe eingesetzt. Man erkennt, daß die erforderliche Sicherheit $\gamma = 2,5$ bei allen Größen eingehalten ist.

Größe	zul F	d	h_{ef}	α in Gl. (5.8)	min F_{uR} ($\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$)	$\gamma =$ min $F_{uR}/\text{zul F}$
	kN	mm	mm	-	kN	
Rd12	5,0	60	190	0,9	14,3	2,86
Rd14	8,0	70	230	1,0	21,6	2,69
Rd16	12,0	80	250	1,2	31,1	2,59
Rd18	16,0	100	300	1,4	51,4	3,21
Rd20	20,0	110	350	1,4	64,5	3,22
Rd24	25,0	120	400	1,4	78,6	3,15
Rd30	40,0	140	500	1,4	110,3	2,76
Rd36	63,0	200	650	1,4	187,4	2,98
Rd42	80,0	240	800	1,4	264,5	3,31
Rd52	125,0	280	900	1,4	334,0	2,67

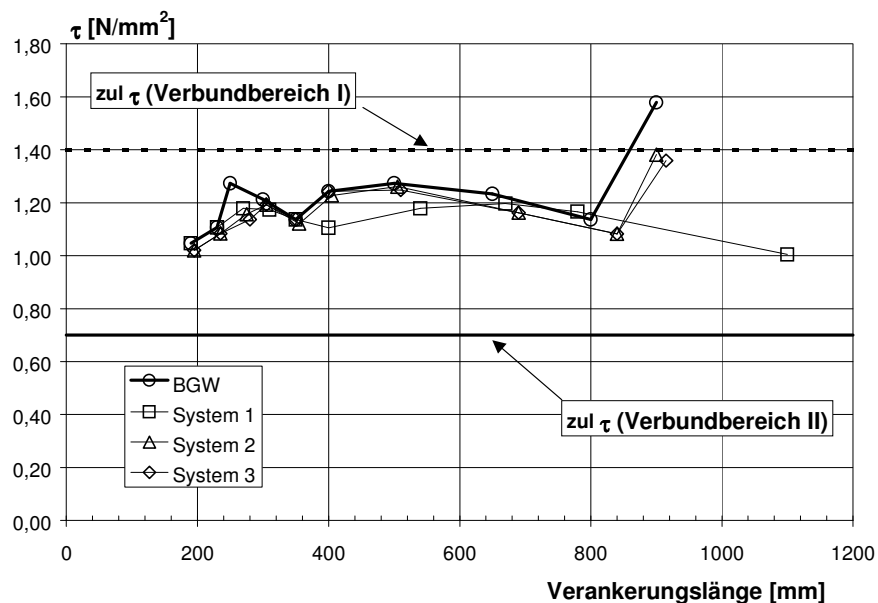
Tabelle 5.9: Rechnerische Sicherheiten der Doppelwellenanker DWL und Stabanker

Allerdings ist zu berücksichtigen, daß in den Versuchen die Doppelwellenanker bzw. Stabanker horizontal in die Bauteilseitenflächen eingebaut waren. Die Bewehrungsstäbe der Anker lagen bei den vorhandenen Bauteildicken also im guten Verbundbereich I. In Bild 5.4 sind die rechnerischen Verbundspannungen unter zulässiger Last der BGW-Stabanker mit denjenigen von 3 vergleichbaren Systemen verglichen, die alle das GS-Zeichen besitzen. Die zulässigen Lasten stimmen bei gleicher Ankergröße bei allen drei Produkten überein. In Bild 5.4 sind die rechnerischen Verbundspannungen über die Ankergröße bzw. die Verankerungstiefe aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß unabhängig vom Produkt die zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 für Verbundbereich II überschritten werden. Ein wesentlicher Unterschied in den rechnerischen Verbundspannungen zwischen den einzelnen Produkten ist für die Ankergrößen Rd12 bis Rd42 nicht zu erkennen. Nur bei der Größe Rd52 sind die rechnerischen Verbundspannungen der BGW-Stabanker ca. 15% höher als die Verbundspannungen bei System 2 und 3. Bei System 1 sind die Verbundspannungen bei der Größe Rd52 deutlich niedriger als bei den anderen Herstellern. Dies ist auf den größeren Stabdurchmesser ($\varnothing 36 \text{ mm}$) gegenüber den anderen Stabanker-Systemen ($\varnothing 28 \text{ mm}$ bzw. $\varnothing 32 \text{ mm}$) zurückzuführen.

Die Verbundspannung der BGW-Stabanker Rd52 ist ca. 13% höher als die zulässigen Verbundspannung nach DIN 1045 für Verbundbereich I. Daher wird vorgeschlagen, die Länge der BGW-Stabanker Rd52 von 900 mm auf 1000 mm zu vergrößern. Dann entspricht die Verbundspannung mit $\tau = 1,42 \text{ N/mm}^2$ etwa der zulässigen Verbundspannung nach DIN 1045 für Verbundbereich I.



a)



b)

Bild 5.4: Rechnerische Verbundspannung in Abhängigkeit von der Ankergröße (a) bzw. von der Verankerungslänge (b)

Bei Doppelwellenankern ist der Einfluß des Verbundbereiches auf die Traglast nur gering, weil die Last hauptsächlich über mechanische Verzahnung im Bereich der Krümmung in den Ankergrund eingeleitet wird. Daher gelten die oben abgeleiteten

Sicherheiten näherungsweise auch bei Anordnung der Anker im schlechten Verbundbereich II.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei den vorgesehenen Anwendungsbedingungen und zentrischer Zugbeanspruchung die Sicherheit der Stabanker und Doppelwellenankern DWL (lange Form) ausreichend hoch ist. Allerdings sind die Stabanker Rd52 auf $h_{ef} = 1000$ mm zu verlängern und es ist bei den Größen Rd30 bis Rd52 eine gerade Zusatzbewehrung (Rd30: 2 \varnothing 12 mm; Rd36: 2 \varnothing 14 mm, Rd42: 2 \varnothing 16 mm; Rd52: 2 \varnothing 20 mm; Länge jeweils 1,5 m) im Bereich der Anker einzubauen.

Infolge einer äußeren Zuglast entstehen bei Doppelwellenankern lang (DWL) bzw. Stabankern entlang des Ankers geneigte Druckstreben, die Spaltkräfte senkrecht zur Ankerachse hervorrufen. Zur Vermeidung von Spaltrissen infolge dieser Kräfte muß eine ausreichende Bauteildicke vorgesehen werden. Diese ist im vorliegenden Fall nicht immer vorhanden. Daher müssen die Spaltkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden, die gleichzeitig die Breite von eventuellen Spaltrissen schmal hält ($w \approx 0,2$ mm).

Die Spaltkräfte F_{Spa} betragen das 1,0fache der angreifenden Zugkraft. Somit ergeben sich im vorliegenden Fall im Bruchzustand Spaltkräfte in Höhe von $F_{Spa} \sim 2,5 \cdot \text{zul } F$. In Tabelle 5.9a werden für alle Ankergrößen die Spaltkräfte und die Stahlspannungen in der senkrecht zur Ankerachse verlaufenden Bewehrung berechnet. Bei der Berechnung wird die gesamte Bewehrung im Bereich der Ankerlänge angesetzt.

Größe	zul F	$F_u = 2,5 \cdot \text{zul } F$	d	h_{ef}	Matte Q188, Stababstand = 150 mm		zus. Bew. (Pos. 2 in Bild 4.8)		vorh A_s mm ²	$\sigma =$ F_u/A_s N/mm ²
					n	d_s	n	d_s		
	kN	kN	mm	mm		mm	-	mm		
Rd12	5	12,5	60	190	2	6	-	-	113,1	110,5
Rd14	8	20,0	70	230	2	6	-	-	113,1	176,8
Rd16	12	30,0	80	250	2	6	-	-	113,1	265,3
Rd18	16	40,0	100	300	3	6	-	-	169,6	235,8
Rd20	20	50,0	110	350	3	6	-	-	169,6	294,7
Rd24	25	62,5	120	400	3	6	2	10	326,7	191,3
Rd30	40	100,0	140	500	4	6	2	12	452,4	221,0
Rd36	63	157,5	200	650	5	6	2	14	590,6	266,7
Rd42	80	200,0	240	800	6	6	2	16	741,4	269,8
Rd52	125	312,5	280	900	7	6	2	20	1024,2	305,1

Tabelle 5.9a: Stahlspannung in der Bewehrung für die im Bruchzustand auftretenden Spaltkräfte

Die Auswertungen in Tabelle 5.9a zeigen, daß die Stahlspannung σ_s in der Bewehrung bei Ansatz der o.g. Spaltkräfte im Bruchzustand deutlich kleiner ist als die Streckgrenze der Bewehrung. Daher wird Fließen der Bewehrung verhindert bzw. die Breite von Rissen begrenzt.

5.2.3.2 Querzugbeanspruchung

Nach der Einbauanleitung sind für Stabanker und Doppelwellenanker die gleichen Einbaubedingungen vorgesehen. Bei Querlasten ist eine bügelförmige, an einer Hülse angeschweißte Rückhängebewehrung einzubauen (vergl. Bild 3.11). Diese Bewehrung wurde in den Versuchen verwendet. Da die Rückhängebewehrung an eine Hülse angeschweißt ist, die über die normale Ankerhülse der Transportanker geschoben wird, wird eine direkte Kraftübertragung vom Transportanker auf die Rückhängebewehrung gewährleistet.

Es wurden Versuche mit langen Doppelwellenankern in schmalen Bauteilen durchgeführt. Die Dicke der Probekörper stimmte mit den angestrebten Werten überein und es war die vorgesehene Bewehrung eingebaut.

Die Querzugversuche wurden in der Regel unter Verwendung des Anschlagwirbels (Bild 3.3) durchgeführt. Nur bei den Versuchsserien BGW14 (Rd12) und BGW15 (Rd18) wurde versehentlich die Seilschlaufe (Bild 3.2) verwendet. In den Versuchen mit Anschlagwirbel wurde zunächst der ursprünglich vorgesehene Anschlagwirbel A verwendet (Serie BGW28). In dieser Serie wurden zu geringe Bruchlasten gemessen. Das Versagen erfolgte durch Aufreißen der Hülse auf der lastabgewandten (d.h. zugbeanspruchten) Seite der Hülse. Dieses Versagen wird maßgeblich auf die ungünstige Lasteinleitung infolge des großen Abstandes der Last von der Betonoberfläche bei diesem Wirbel zurückgeführt (siehe Bild 3.3a). Daher wurde die Geometrie des Anschlagwirbels verändert und die Versuche unter Verwendung des beantragten Anschlagwirbels B (Bild 3.3) wiederholt (Serien BGW36 bis BGW39).

Die gemessenen Bruchlasten sind in Tabelle 5.10 zusammengefaßt. In allen Versuchen erfolgte das Versagen durch Betonausbruch nach Ausbildung eines ausgeprägten Reißbildes. Die Anker wiesen ein duktileres Tragverhalten auf, was auf die Wirkung der eingebauten Querzugbewehrung zurückzuführen ist. Dies ist aus Bild 5.5a zu ersehen, in dem typische Last-Verschiebungskurven der Versuche mit Ankern Rd30 (Serie BGW39) bzw. Rd52 (Serie BGW38) gezeigt sind.

Bild 5.5a: Last-Verschiebungskurven der Versuche mit Ankern Ankern Rd30 (Serie BGW39) bzw. Rd52 (Serie BGW38) unter Querszugbelastung

Die Sicherheit bezogen auf die minimale im Versuch gemessene Bruchlast bzw. auf den Wert $\min F_{u1} = 0,94 \cdot F_{um}$ beträgt $\gamma > 2,5$ (Tabelle 5.10, Spalten 16 und 17).

Zu Berechnung der Sicherheit der nicht geprüften Größen wird angenommen, daß bei Höchstlast die gesamte Kraft von der Rückhängebewehrung aufgenommen wird, das Resttragvermögen des Betons wird dabei vernachlässigt. Damit erhält man als Wirkungsgrad α_1 der Bewehrung:

$$\alpha_1 = \frac{\min F_{uV}}{n \cdot A_s \cdot R_m} \quad \text{bzw.} \quad \alpha_1 = \frac{\min F_{u1}}{n \cdot A_s \cdot R_m} \quad (5.11)$$

mit	$\min F_{uV}$	= minimale Höchstlast im Versuch
	$\min F_{u1}$	= rechnerische minimale Höchstlast = $0,85 F_{u,m}$
	n	= Anzahl der Bewehrungsstäbe
	A_s	= Querschnitt eines Stabes der Rückhängebewehrung
	R_m	= Streckgrenze = 500 N/mm^2

Bei der hier vorliegenden Versagensart wird bei konstanten Querschnittsabmessungen die Bruchlast sowohl durch den Querschnitt des Stahl als auch durch die Betonfestigkeit beeinflusst. Dabei ist der Anteil der Rückhängebewehrung sowie des Betons an den gemessenen Bruchlasten nicht bekannt. Daher wird bei Versuchen mit $\beta_w \neq 15 \text{ N/mm}^2$ folgendes, auf der sicheren Seite liegendes Vorgehen zur Umrechnung der Versuchsergebnisse auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ gewählt:

Für $\beta_w \leq 15 \text{ N/mm}^2$ werden die gemessenen Bruchlasten ohne Umrechnung der Versuchsergebnisse auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ angesetzt. War die Betonfestigkeit $\beta_w > 15 \text{ N/mm}^2$, werden die Bruchlasten über $\sqrt{\beta_w}$ auf $\beta_w \leq 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet.

Die Berechnung der Beiwerte α_1 erfolgt in Tabelle 5.10. Die Versuche mit Rd30 ohne zusätzliche Rückhängebewehrung wurden nicht ausgewertet, weil die gemessenen Bruchlasten wesentlich zu klein sind. Die für $\min F_u$ ermittelten Werte sind in Bild 5.5 in Abhängigkeit von der Ankergröße dargestellt. Daraus ist zu erkennen, daß die Beiwerte $\alpha_1 \sim 0,15$ bis $0,40$ betragen. Dies bedeutet, daß der Beton einen größeren Anteil am Tragvermögen hat als die Rückhängebewehrung. Dies kann durch die vergleichsweise große Ausrundung der Rückhängebewehrung (Ausbildung des Hakens) und damit einer eher schlechten Verankerung der Bewehrung erklärt werden.

Die Beiwerte α_1 sind für Rd12 am niedrigsten und für Rd18 am höchsten. Für die Größen Rd30 und Rd52 sind sie etwa gleich groß. Bei den Größen Rd12 bis Rd18 wird die gleiche Rückhängebewehrung eingebaut ($d_s = 8 \text{ mm}$), die Plattendicke steigt jedoch an. Daher nimmt das Verhältnis d/d_s von 7,5 (Rd12) auf 12,5 (Rd18) zu. Dadurch wird die Verankerung der Rückhängebewehrung verbessert und der Beiwert α steigt an. Bei den Größen Rd30 und Rd52 beträgt das Verhältnis $d/d_s \sim 12$. Allerdings werden zusätzliche Steckbügel im Abstand von den Ankern eingebaut, wodurch deren Wirksamkeit abnimmt.

Die für die Berechnung der Sicherheit der einzelnen Ankergrößen angesetzten Beiwerte α_1 sind in Bild 5.5 mit eingetragen.

Damit erhält man

$$\min F_{uS} = n \cdot \alpha_1 \cdot A_s \cdot R_m \quad (5.12)$$

mit α_1 nach Tabelle 5.10, Spalte 13 bzw. Bild 5.5

Die rechnerischen Bruchlasten und die damit ermittelten Sicherheiten sind in Tabelle 5.10, Spalten 14 und 15 zusammengestellt. Sie zeigt, daß im allgemeinen die Sicherheiten $\gamma \geq 2,5$ betragen. Nur bei den Größen Rd16 und Rd18 beträgt $\gamma \sim 2,1$ (Rd16) bzw. 1,6 (Rd18).

Allerdings ist zu beachten, daß bei der Größe Rd18 ein Beiwert $\alpha \approx 0,4$ berechnet wurde. Dieser Beiwert ist 64% höher als der im Rechenmodell angesetzte Beiwert $\alpha = 0,25$. Bei Auswertung der im Versuch gemessenen Bruchlast erhält man eine Sicherheit $\gamma \geq 2,5$.

Für die Größe Rd16 wurde im Rechenmodell ein Beiwert $\alpha_1 = 0,25$ angesetzt. Die Versuche mit Rd12 und Rd18 zeigen jedoch, daß bei konstanter Rückhängebewehrung der Beiwert α_1 mit zunehmender Plattendicke ansteigt. Dies ist aufgrund der verbesserten Verankerung der Rückhängebewehrung mit zunehmender Plattendicke erklärlich. Interpoliert man daher für Rd16 den Beiwert α_1 für die vorhandene Plattendicke, erhält man $\alpha_1 = (0,16 + 0,41) \cdot 0,5 = 0,285$. Damit ergibt sich $\min F_u = 14,4 \text{ kN}$ und $\gamma = 14,4/6 = 2,39$. Diese Sicherheit ist ausreichend hoch, da in den Versuchen die Betonfestigkeit $\beta_w < 15 \text{ N/mm}^2$ war und die Bruchlasten nicht umgerechnet wurden.

Außerdem weisen die Befestigungen ein duktileres Tragverhalten auf, d.h. ein bevorstehender Bruch wird durch Rißbildung im Beton angekündigt.

Bei der Berechnung der o.g. Sicherheiten wurde davon ausgegangen, daß bei den Größen Rd20 und Rd24 wie bei den Größen \geq Rd30 zusätzlich 2 Steckbügel \varnothing 10 mm eingelegt werden. Vernachlässigt man diese Steckbügel, sind um 50% niedrigere Sicherheiten zu erwarten. Daher wird empfohlen, bei den Größen Rd20 und Rd24 zusätzlich zur Aufstellbewehrung 2 Steckbügel \varnothing 10 mm einzubauen.

Die Beiwerte α_1 betragen bei den Größen Rd30 und Rd52 $\alpha_1 = 0,27$ bzw. $\alpha_1 = 0,25$. Auf der sicheren Seite liegend wurde für die Ankergrößen Rd30, Rd36, Rd42 und Rd52 im Rechenmodell ein konstanter Beiwert $\alpha_1 = 0,25$ angesetzt. Die damit berechneten Sicherheiten betragen i.a. $\gamma > 2,5$. Nur bei der Größe Rd36 wird der erforderliche Wert mit $\gamma = 2,44$ um ca. 2% unterschritten. Diese geringfügige Unterschreitung ist aufgrund der konservativen Rechenannahmen tolerabel.

In den Versuchen wurden die zusätzlichen Steckbügel vom Bauteilrand her eingebaut. Daher braucht die Aufstellrichtung nicht gekennzeichnet zu werden, weil die Rückhängebewehrung unabhängig von der Richtung der angreifenden Querlast gleich wirkt.

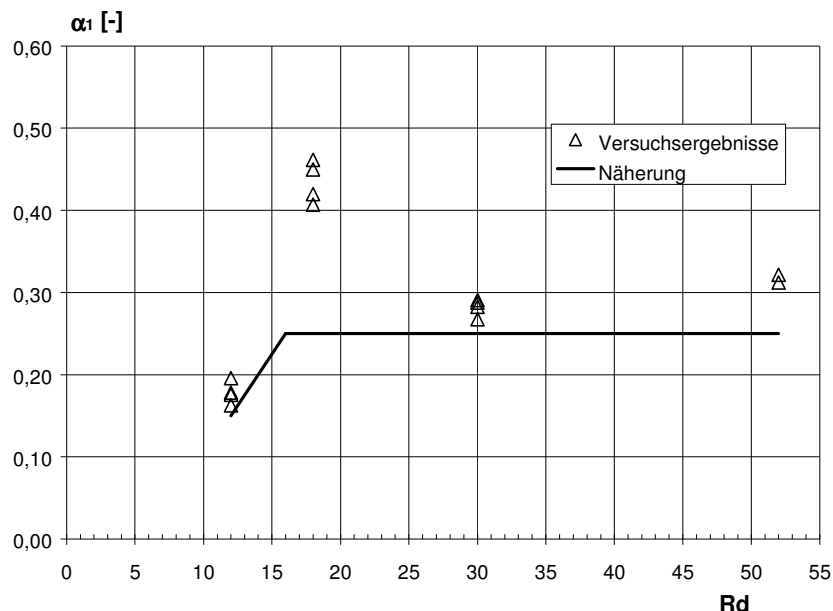


Bild 5.5: Beiwerte α_1 in Abhängigkeit von der Ankergröße (berechnet aus $\min F_u$)

Nach den Versuchsergebnissen ist vor Erreichen der Höchstlast mit Rißbildung im Beton im Bereich der Transportanker zu rechnen. Daher ist in Tabelle 5.10, Spalte 19 zusätzlich das Verhältnis der in den Versuchen registrierten minimalen Rißlast zur angestrebten zulässigen Querlast mit aufgeführt. Es ist zu erkennen, daß der Abstand zwischen der angestrebten zulässigen Last und der Rißlast ausreichend groß ist ($\gamma \geq 1,5$).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	zul F_Q 1)	d	n	d_s 2)	A_s 3)	β_w	$F_{uV,m}$ 4)	min F_{uV} 4)	min F_{u1} 5)	α_1 ⁶⁾ (min F_{uV})	α_1 ⁶⁾ (min F_{u1})	α_1 gew.	min F_{uS} 7)	min $F_{uS}/$ zul F_Q	min $F_{uV}/$ zul F_Q	min $F_{u1}/$ zul F_Q	F_R 8)	$F_R/$ zul F_Q
	kN	mm		mm	mm ²	N/mm ²	kN	kN	kN				kN				kN	
Rd12	2,5	60	2	8	50,3	12,8	9,0	8,2	8,5	0,16	0,17	0,15	7,5	3,02	3,26	3,36	4,9	1,96
Rd14	4,0	70	2	8	50,3							0,20	10,1	2,51				
Rd16	6,0	80	2	8	50,3							0,25	12,6	2,09				
Rd18	8,0	100	2	8	50,3	14,0	21,9	20,5	20,6	0,41	0,41	0,25	12,6	(1,57)	2,56	2,57	14,5	1,81
Rd20	10,0	110	4	10	78,5							0,25	39,3	3,93				
Rd24	12,5	120	4	10	78,5							0,25	39,3	3,14				
Rd30	20,0	140	4	12	113,1	15,6	64,1	60,5	60,3	0,27	0,27	0,25	56,5	2,83	3,03	3,01	29,3	1,47
Rd36	31,5	200	4	14	153,9							0,25	77,0	2,44				
Rd42	40,0	240	4	16	201,1							0,25	100,5	2,51				
Rd52	62,5	280	4	20	314,2	13,3	199,1	196,1	187,2	0,31	0,30	0,25	157,1	2,51	3,14	2,99	114,0	1,82

1) $zul F_Q = 0,5 \cdot zul F_Z$

2) d_s = Durchmesser der Rückhängebewehrung

3) $A_s = 0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2$ (Einzelstab)

4) für $\beta_w > 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet über $\sqrt{\beta_w}$ auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

5) $min F_{u1} = 0,94 \cdot F_{uV,m}$

6) $\alpha_1 = min F_u / (n \cdot A_s \cdot R_m)$

7) $min F_{uS} = n \cdot \alpha_1 \cdot A_s \cdot R_m$ mit α_1 nach Spalte 13

8) in den Versuchen beobachtete minimale Last beim Auftreten des ersten Risses

Tabelle 5.10: Auswertung der Ergebnisse der Querkzugversuche mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) in schmalen Bauteilen

5.2.3.3 *Schrägzugbeanspruchung mit Aufstellbewehrung*

Eine Schrägzugbeanspruchung der Anker in Plattenebene tritt bei folgenden Anwendungsfällen auf:

- Fall 1: Anheben senkrecht stehender Bauteile mit einem Ausgleichsgehänge (Bauteil stehend hergestellt oder Weitertransport bereits aufgestellter Bauteile)
- Fall 2: Schrägzug in der Bauteilebene in Richtung auf die Bauteilecke (z.B. stehend hergestellte Bauteile, Transport mit zu langer Traverse).

In beiden Anwendungsfällen soll nach der Einbauanleitung die Aufstellbewehrung eingebaut sein. Dies hat für den Anwender den Vorteil, daß zwischen liegend und stehend hergestellten Bauteilen nicht unterschieden werden muß und eine spezielle Kennzeichnung der Bauteile entfallen kann. Dadurch wird die Montagesicherheit wesentlich erhöht. Zusätzlich hat der Anwender die Möglichkeit, stehend hergestellte Bauteile nach einem Umsetzen auch liegend zu lagern.

Das Versagen trat bei den Versuchen unter Schrägzugbelastung in Richtung zum Bauteilinnern durch Ausreißen der Gewindehülse oder durch Betonausbruch auf. Bei den Versuchen unter Schrägzugbelastung in Richtung zur Bauteilecke wurde nur Bruch der Rückhängebewehrung beobachtet. Die Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 5.11 bzw. 5.12 zusammengestellt und ausgewertet. Dabei wurden die gemessenen Bruchlasten nach Gleichung (5.2) auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet.

Die Auswertungen zeigen, daß die Sicherheiten $\gamma \geq 3,2$ bzw. $\gamma_1 \geq 3,1$ betragen.

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ $\min F_{u15}/$ zul F	$\gamma_1 =$ $\min F_{u1,15}/$ zul F 3)
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW26	Rd12	DWL	5,0	Wirbel A	16,5 16,7 17,4 17,7	200	60	160	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	22,5 21,7 20,9 30,7	21,5 20,6 19,4 28,3	22,4	3,88	4,21
BGW25	Rd18	DWL	16,0	Wirbel A	15,5 15,8 15,9 16,2	300	100	350	Q188 + Rückhängebew. ø8 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	52,7 53,6 62,1 54,2	51,9 52,3 60,4 52,2	54,2	3,24	3,18
BGW35	Rd30	DWL	40,0	Schlaufe B	13,8 14,1 14,5 14,7	500	140	550	Q188 + Rückhängebew. ø12 mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	130,7 131,0 125,8 127,2	136,3 135,1 128,0 128,5	132,0	3,20	3,10
BGW34	Rd52	DWL	125,0	Schlaufe B	12,5 13,1	900	280	900	Q188 + Rückhängebew. ø20 mm (Pos. 1 in Bild 4.8) + 2 ø20 mm (Pos. 2 in Bild 4.8)	397,6 382,6	435,5 409,4	422,5	3,28	3,18

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ nach Gleichung (5.2)

³⁾ $\min F_{u1}$ nach Gleichung (5.3)

Tabelle 5.11: Auswertung der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.7 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) mit Abstützung der Querkomponente

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ $\min F_{u15}/$ $zul F$	$\gamma_1 =$ $\min F_{u1,15}/$ $zul F$ 3)
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW24	Rd14	DWL	8,0	Wirbel A	14,7 14,9 16,6 17,0	230	70	200	Q188 + Rückhängebew. $\varnothing 8$ mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	29,9 29,5 40,2 35,0	30,2 29,6 38,2 32,8	32,74	3,70	3,85
BGW23	Rd20	DWL	20,0	Schlaufe A	13,3 13,7 14,5 15,1	350	110	400	Q188 + Rückhängebew. $\varnothing 20$ mm (Pos. 1 in Bild 4.8)	66,0 62,8 75,4 74,0	70,1 65,7 76,7 73,8	71,6	3,29	3,37

¹⁾ zum Versuchszeitpunkt

²⁾ nach Gleichung (5.2)

³⁾ $\min F_{u1}$ nach Gleichung (5.3)

Tabelle 5.12: Auswertung der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) nach Bild 4.4 mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) ohne Abstützung der Querkomponente

Die Schrägzugbewehrung dient dazu, die Schrägzuglast in das Bauteil zurückzuhängen. Die bei einem Lastangriffswinkel $\alpha = 45^\circ$ in der Rückhängebewehrung vorhandene rechnerische Stahlspannung sind für die einzelnen Ankergrößen in Tabelle 5.13 zusammengestellt.

Rd	zul F	F_Q bei $\alpha = 45^\circ$ $F_Q = \text{zul } F/\sqrt{2}$	Anzahl und Durchmesser der Rückhängebewehrung	$\sigma = F_Q/A_s$
		kN	mm	N/mm ²
12 ¹⁾	5,0	3,54	2ø8	35,2
14	8,0	5,66	2ø8	56,3
16	12,0	8,49	2ø8	84,4
18 ¹⁾	16,0	11,31	2ø8	112,5
20	20,0	14,14	4ø10	45,0
24	25,0	17,68	4ø10	56,3
30 ¹⁾	40,0	28,28	4ø12	62,5
36	63,0	44,55	4ø14	72,3
42	80,0	56,57	4ø16	70,3
52 ¹⁾	125,0	88,39	4ø20	70,3

¹⁾ geprüfte Größen

Tabelle 5.13: Rechnerische Stahlspannung in der Rückhängebewehrung

Tabelle 5.13 zeigt, daß die Stahlspannung in der Rückhängebewehrung bei den nicht geprüften Ankergrößen etwa in der gleichen Größenordnung liegt wie bei den geprüften Ankern. Weiterhin liegen im Hinblick auf die Aufnahme des Zuganteils der Last bei allen Ankertypen etwa gleiche Verhältnisse vor (siehe Abschnitt 5.2.2.1). Daher kann man davon ausgehen, daß auch für die nicht geprüften Ankergrößen eine ausreichende Sicherheit bei Schrägzugbeanspruchung vorliegt.

5.2.3.4 *Schrägzugbeanspruchung ohne spezielle Bewehrung*

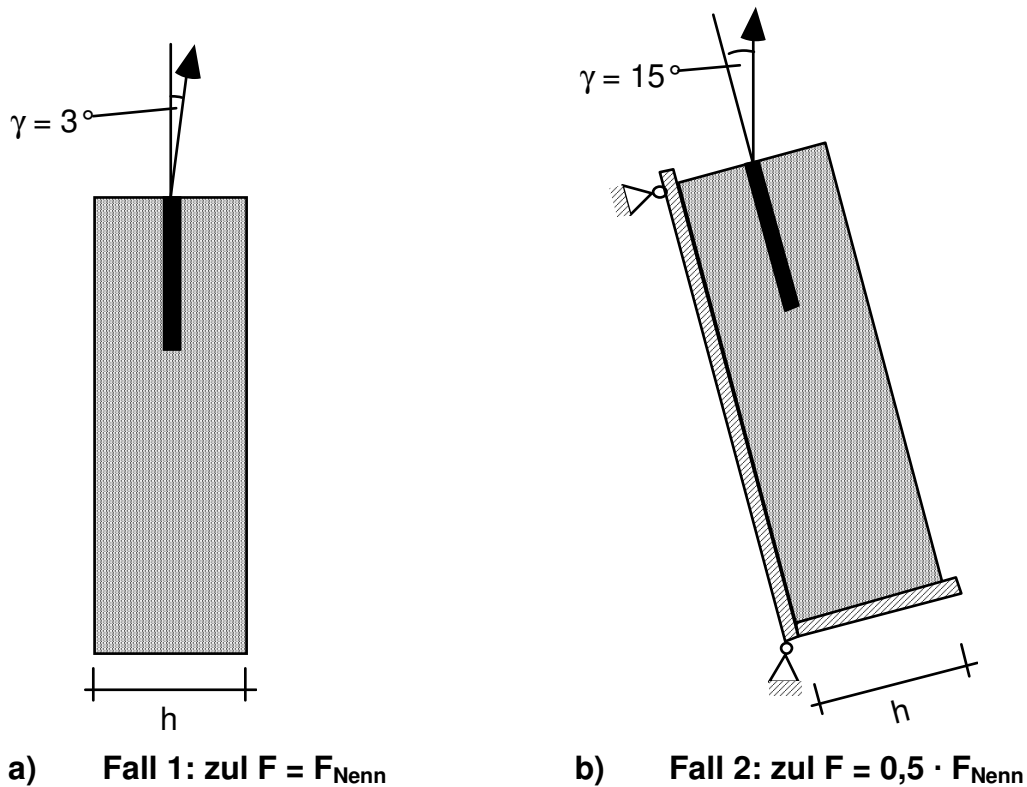
Bis zu einem bestimmten Schrägzugwinkel soll nach [1] keine Schrägzug- bzw. Aufstellbewehrung eingebaut werden. Dieser Fall wurde nicht durch Versuche überprüft. Der Grenzwinkel, bis zu dem keine spezielle Bewehrung erforderlich ist, ist für folgende, in Bild 5.6 dargestellte Fälle nachzuweisen: Die in Bild 5.6 angegebenen Grenzwinkel sind bei mehreren Vergleichsprodukten, die bereits das GS-Zeichen erhalten haben, zugelassen.

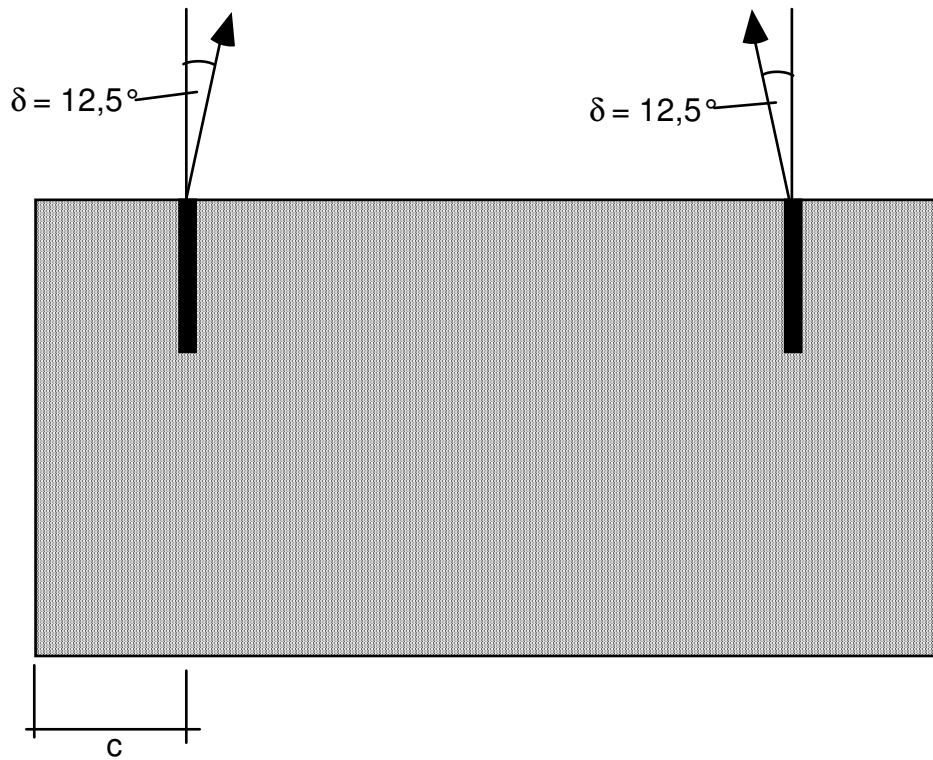
Fall 1: Schrägzug in Aufstellrichtung mit $zul F = F_{Nenn}$ (z.B. bei vertikalem Gehänge, etwas schräg gezogen)

Fall 2: Schrägzug in Aufstellrichtung mit $zul F = 0,5 F_{Nenn}$ (z.B. Abheben bei nicht vollständig aufgerichtetem Schaltisch)

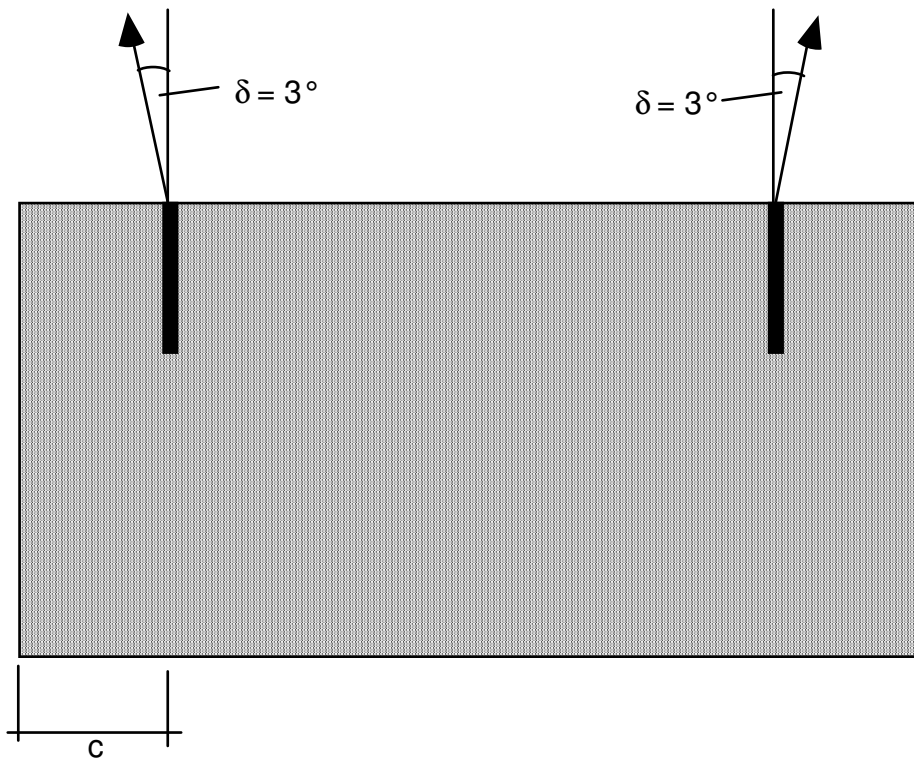
Fall 3: Schrägzug infolge Seilspreizung in der Bauteilebene mit $zul F = F_{Nenn}$ (z.B. bei stehend hergestellten Bauteilen, Abtransport mit Gehänge)

Fall 4: Schrägzug in der Bauteilebene in Richtung auf die Bauteilecke mit $zul F = F_{Nenn}$ (z.B. stehend hergestellte Bauteile, Transport mit zu langer Traverse)





c) Fall 3: zul $F = F_{\text{Nenn}}$



d) Fall 4: zul $F = F_{\text{Nenn}}$

Bild 5.6: Grenzwinkel für verschiedene Anwendungsfälle, bei deren Einhaltung keine Rückhänge- bzw. Aufstellbewehrung einbaut werden soll

Die mittleren Bruchlasten unter Querkzugbeanspruchung bei Betonversagen kann nach Gleichung (5.13) berechnet werden.

$$V_{um}^0 = 0,9 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot \sqrt{d_H} \cdot (l_H / d_H)^{0,2} \cdot c_1^{1,5} \quad (5.13)$$

mit

β_w	=	Betondruckfestigkeit
h	=	Bauteildicke
l_H	=	Länge der aufgepreßten Hülse
d_H	=	Außendurchmesser der Hülse
c_1	=	Randabstand in Lastrichtung

Aus Gleichung (5.13) ist zu entnehmen, daß die Bruchlasten maßgeblich vom Randabstand in Lastrichtung, vom Durchmesser und der Länge der Hülse sowie von der Betondruckfestigkeit abhängen. Weiterhin wird in schmalen Bauteilen und Belastung in Bauteillängsrichtung die Bruchlast vom Randabstand senkrecht zur Belastungsrichtung $c_2 = 0,5 \cdot h$ (h = Bauteildicke) beeinflusst. In Tabelle 5.14 sind diese Größen für die beantragten BGW-Wellenanker DWL zusammengestellt. Weiterhin sind diese Größen zusätzlich für 3 vergleichbare Systeme angegeben, die bereits das GS-Zeichen besitzen.

		BGW DWL									
		Rd12	Rd14	Rd16	Rd18	Rd20	Rd24	Rd30	Rd36	Rd42	Rd52
zul F	[kN]	5	8	12	16	20	25	40	63	80	125
d _H	[mm]	16,0	20,0	21,5	24,0	27,0	32,0	38,0	48,0	54,0	70,0
l _H	[mm]	40	48	58	65	70,0	80,0	101,0	110	140	170
min h	[mm]	60	70	80	100	110,0	120,0	140,0	200	240	280
min c	[mm]	160	200	300	350	400	450	550	700	800	900
zul F	[kN]	5	8	12	16	20	25	40	63	80	125
d _H	[mm]	15	18	21	24	27,2	31	40	47	54	67,2
l _H	[mm]										
min h	[mm]	60	70	80	95	110	125	140	200	240	280
min c	[mm]	150	200	200	250	275	300	350	400	500	600
zul F	[kN]	5	-	12	-	20	25	40	63	80	-
d _H	[mm]	15	-	21	-	27	31	40	47	54	-
l _H	[mm]	42	-	59	-	75	93	119	143	161	-
min h	[mm]	60	-	80	-	110	125	140	200	240	-
min c	[mm]	150	-	200	-	275	300	350	400	500	-
zul F	[kN]	5	8	12	16	20	25	40	63	80	125
d _H	[mm]	15	18	21	24	27	31	39,5	47	54	70
l _H	[mm]										
min h	[mm]	60	60	80	100	100	120	140	200	240	275
min c	[mm]	160	200	300	350	400	450	550	700	800	900

Zu diesem Zweck werden in Tabelle 5.14 zunächst die rechnerisch zulässigen Querlasten parallel und senkrecht zur Bauteilebene ermittelt. Die Berechnung für die Fälle 1 und 2 erfolgt nach Gl.(5.13).

$$V_{um}^0 = 0,9 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot \sqrt{d_H} \cdot (l_H / d_H)^{0,2} \cdot c_1^{1,5} \quad (5.13)$$

mit

- β_w = 15 N/mm²
- h = Bauteildicke
- l_H = Länge der aufgepreßten Hülse
- d_H = Außendurchmesser der Hülse
- c₁ = Randabstand = h/2

Gleichung (5.13) gilt für ungerissenen Beton. Bei den hier vorliegenden kleinen Randabständen ist mit Rißbildung nicht zu rechnen.

In Gleichung (5.13) wurde der Durchmesser und die Länge der aufgepreßten Hülse eingesetzt, weil die Querkraft hauptsächlich im Bereich dieser Hülse übertragen wird.

Erfahrungsgemäß streuen die Ergebnisse von Querkzugversuchen deutlich mehr als bei zentrischer Zugbeanspruchung. Daher wird als kleinster Einzelwert

$$V_{u,\min} = 0,75 \cdot V_{um} \quad (5.14)$$

eingesetzt. Dies entspricht etwa der 10%-Fraktile der Versuchsergebnisse.

Eine gegenseitige Beeinflussung zweier Anker tritt nicht auf, da der Mindestzwischenabstand mit $s = 3 \cdot c_1$ ausreichend groß gewählt wurde.

Die Berechnung für Fall 4 erfolgt ebenfalls nach Gl. (5.13). Allerdings wird für querbeanspruchte Verankerungen in schmalen Bauteilen der Einfluß von Rändern parallel zur Kraft durch eine Abminderung der rechnerischen Bruchlast nach den folgenden Gleichungen erfaßt [6]:

$$V_{um} = V_{um}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{sv} \quad (5.15)$$

$$\text{mit } A_{c,v} = 1,5 \cdot c_1 (2 c_2) \quad (5.16)$$

$$A_{c,v}^0 = 4,5 c_1^2 \quad (5.17)$$

$$\psi_{sv} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1 \quad (5.18)$$

c_1 = Randabstand in Lastrichtung

c_2 = Randabstand senkrecht zur Lastrichtung
= $h/2$

Die Bruchlast für eine Querlast in Richtung auf das Bauteilinnere (Fall 3) beträgt nach [6]:

$$V_{um1} = 2 \cdot V_{um} \quad (5.19)$$

mit V_{um1} = Querbruchlast in Richtung auf das Bauteilinnere

V_{um} = Bruchlast nach Gl. (5.15)

Die rechnerisch zulässige Last ergibt sich für alle 4 Fälle aus Gl. (5.20).

$$\text{zul } V = \frac{0,75 \cdot V_{\text{um}}}{2,5} \quad (5.20)$$

Zusätzlich ist die Interaktion der Zug- und Querkräfte auf die Bruchlast zu beachten. Es wird folgende Interaktionsgleichung angenommen, die für die hier vorliegenden Brucharten gilt.

$$Z/\text{zul } F \leq 1,0 \quad (5.21a)$$

$$V/\text{zul } V \leq 1,0 \quad (5.21b)$$

$$Z/\text{zul } F + V/\text{zul } V \leq 1,2 \quad (5.21c)$$

mit Z = Zuganteil der angreifenden Last
 $= \text{zul } F \cdot \cos \alpha$ (Fälle 1, 3, 4)
 $= 0,5 \cdot \text{zul } F \cdot \cos \alpha$ (Fall 2)

V = Querzuganteil der angreifenden Last
 $= \text{zul } F \cdot \sin \alpha$ (Fälle 1, 3, 4)
 $= 0,5 \cdot \text{zul } F \cdot \sin \alpha$ (Fall 2)

$\text{zul } Z$ = zulässige Last bei zentrischem Zug
 $\text{zul } V$ = zulässige Last bei Querzugbeanspruchung berechnet nach Gl. (5.20)

Die Auswertung erfolgt in Tabelle 5.14.

		Rd									
		12	14	16	18	20	24	30	36	42	52
d_H	[mm]	16,0	20,0	21,5	24,0	27,0	32,0	38,0	48,0	54,0	70,0
l_H	[mm]	40	48	58	65	70,0	80,0	101,0	110	140	170
min h	[mm]	60	70	80	100	110,0	120,0	140,0	200	240	280
zul F	[kN]	5	8	12	16	20	25	40,0	63	80	125
Belastung senkrecht zur Bauteilebene (Fall 1)											
cal V_{um}	[kN]	2,75	3,85	4,99	7,37	8,94	11,01	15,30	28,51	40,74	57,69
zul $V^{1)}$	[kN]	0,83	1,15	1,50	2,21	2,68	3,30	4,59	8,55	12,22	17,31
$Z = \text{zul F} \cdot \cos 3^\circ$		4,99	7,99	11,98	15,98	19,97	24,97	39,95	62,91	79,89	124,83
$V = \text{zul F} \cdot \sin 3^\circ$		0,26	0,42	0,63	0,84	1,05	1,31	2,09	3,30	4,19	6,54
Z/zul F		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
V/zul V		0,32	0,36	0,42	0,38	0,39	0,40	0,46	0,39	0,34	0,38
Z/zul F + V/zul V		1,32	1,36	1,42	1,38	1,39	1,39	1,45	1,38	1,34	1,38
Belastung senkrecht zur Bauteilebene (Fall 2)											
cal V_{um}	[kN]	2,75	3,85	4,99	7,37	8,94	11,01	15,30	28,51	40,74	57,69
zul V	[kN]	0,83	1,15	1,50	2,21	2,68	3,30	4,59	8,55	12,22	17,31
$Z = 0,5 \cdot \text{zul F} \cdot \cos 15^\circ$		2,41	3,86	5,80	7,73	9,66	12,07	19,32	30,43	38,64	60,37
$V = 0,5 \cdot \text{zul F} \cdot \sin 15^\circ$		0,65	1,04	1,55	2,07	2,59	3,24	5,18	8,15	10,35	16,18
Z/zul F		0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
V/zul V		0,78	0,90	1,04	0,94	0,97	0,98	1,13	0,95	0,85	0,93
Z/zul F + V/zul V		1,27	1,38	1,52	1,42	1,45	1,46	1,61	1,44	1,33	1,42
Belastung in Bauteilebene in Richtung zur Außenkante (Fall 4)											
c_1	[mm]	160	200	300	350	400	450	550	700	800	900
A_{cv}^0	[mm ²]	115200	180000	405000	551250	720000	911250	1361250	2205000	2880000	3645000
A_{cv}	[mm ²]	14400	21000	36000	52500	66000	81000	115500	210000	288000	378000
A_{cv}/A_{cv}^0		0,13	0,12	0,09	0,10	0,09	0,09	0,08	0,10	0,10	0,10
ψ_{sv}		0,74	0,74	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
cal V_{um}^0	[kN]	33,89	52,53	102,42	136,47	175,31	226,08	337,00	527,94	701,24	940,31
cal V_{um}	[kN]	3,12	4,50	6,62	9,47	11,69	14,60	20,74	36,63	51,19	71,29
zul V	[kN]	0,94	1,35	1,98	2,84	3,51	4,38	6,22	10,99	15,36	21,39
$Z = \text{zul F} \cdot \cos 3^\circ$ [kN]		4,99	7,99	11,98	15,98	19,97	24,97	39,95	62,91	79,89	124,83
$V = \text{zul F} \cdot \sin 3^\circ$ [kN]		0,26	0,42	0,63	0,84	1,05	1,31	2,09	3,30	4,19	6,54
Z/zul F		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
V/zul V		0,14	0,15	0,16	0,15	0,15	0,15	0,17	0,15	0,14	0,15
Z/zul F + V/zul V		1,14	1,15	1,16	1,15	1,15	1,15	1,17	1,15	1,13	1,15
Belastung in Bauteilebene in Richtung auf das Bauteilinnere (Fall 3)											
cal $V_{um1} = 2 \cdot \text{cal } V_{um}(\text{Fall 4})$ [kN]		6,25	9,01	13,23	18,94	23,38	29,21	41,49	73,27	102,38	142,59
zul V	[kN]	1,87	2,70	3,97	5,68	7,01	8,76	12,45	21,98	30,71	42,78
$Z = \text{zul F} \cdot \cos 12,5^\circ$ [kN]		4,88	7,81	11,72	15,62	19,53	24,41	39,05	61,51	78,10	122,04
$V = \text{zul F} \cdot \sin 12,5^\circ$ [kN]		1,08	1,73	2,60	3,46	4,33	5,41	8,66	13,64	17,32	27,05
Z/zul F		0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
V/zul V		0,58	0,64	0,65	0,61	0,62	0,62	0,70	0,62	0,56	0,63
Z/zul F + V/zul V		1,55	1,62	1,63	1,59	1,59	1,59	1,67	1,60	1,54	1,61

¹⁾ zul V = 0,75 · $V_{um}/2,5$

Tabelle 5.14: Berechnung der zulässigen Lasten unter verschiedenen Belastungsrichtungen

Die in Tabelle 5.14 berechneten Verhältnisse $Z/\text{zul } F$ bzw. $V/\text{zul } V$ sind in Bild 5.7 zu einem Interaktionsdiagramm zusammengestellt.

Die zulässige Last soll unabhängig vom Angriffswinkel bis zum Grenzwinkel nach Bild 5.6 gelten. Liegen die rechnerischen Wertepaare $Z/\text{zul } F$ bzw. $V/\text{zul } V$ innerhalb der tri-linearen Interaktionsbeziehung, ist die vorgesehene Anwendung sicher. Andererseits ist die Sicherheit der Verankerung nicht ausreichend, wenn die Wertepaare außerhalb des tri-linearen Interaktionsdiagrammes liegt.

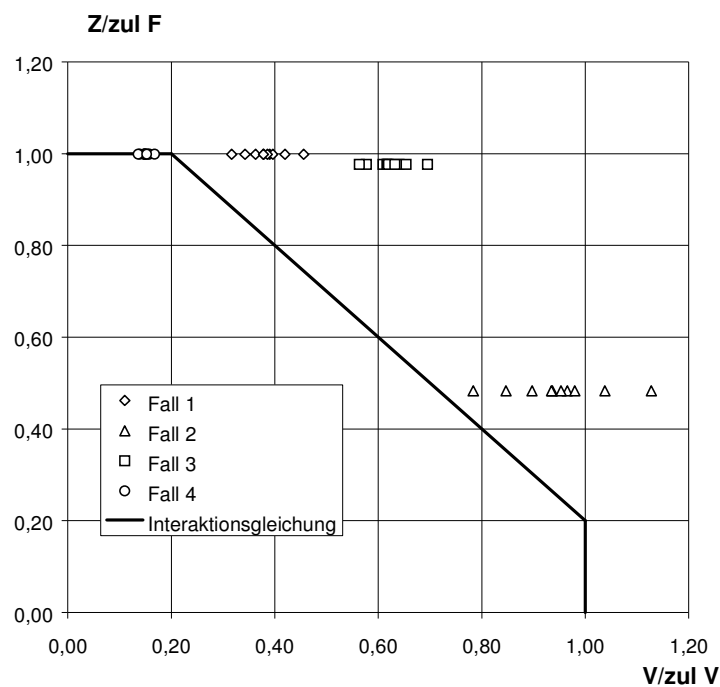


Bild 5.7: Vergleich der Rechenergebnisse für die Fälle 1 bis 4 mit der trilinearen Interaktion

Aus Bild 5.7 sowie Tabelle 5.14 ist zu erkennen, daß im Fall 4 die angestrebten zulässigen Querlasten in Verbindung mit den jeweiligen Grenzwinkeln knapp unterhalb der Interaktionskurve liegen, d.h. die Sicherheiten betragen $\gamma \sim 2,5$. Das vorliegende Sicherheitsniveau kann als ausreichend angesehen werden.

In den Fällen 1 bis 3 liegen die angestrebten zulässigen Lasten bei den angestrebten Grenzwinkeln oberhalb der Interaktionskurve. Die Summe der Verhältniszerte $Z/\text{zul } F$ und $V/\text{zul } V$ liegt 10% bis 20% (Fall 1); 6 - 27% (Fall 2) sowie 29% bis 39% über dem zulässigen Wert 1,2. Belastet man die Anker mit der Nennt Tragfähigkeit, beträgt die vorhandene Sicherheit nur $\gamma \geq 0,8 \cdot 2,5 \sim 2,0$ (Fall 1), $\gamma \geq 0,7 \cdot 2,5 \sim 1,75$ (Fall 2) sowie $\gamma \geq 0,6 \cdot 2,5 \sim 1,5$ (Fall 3). Bei der Beurteilung ist zu berücksichtigen,

daß bei der Berechnung der zu erwartenden Bruchlast für den Fall 3 konservative Rechenannahmen getroffen wurden, da als Bruchlast bei Belastung in Richtung zur Bauteilmitte das 2fache des Wertes für eine Belastung senkrecht zur Bauteilkante angesetzt wurde (vergl. Gl. (5.19)). Das bedeutet, man nimmt an, daß die Spaltkraft ca. 50% der angreifenden Last beträgt. Bei der hier vorliegenden Teilflächenbelastung beträgt die Spaltkraft nach Leonhardt [10] jedoch nur ca. 30% der angreifenden Last. Daher ist zu erwarten, daß die Bruchlast bei randparalleler Belastung mindestens das ca. 3fache des Wertes bei Belastung senkrecht zum Rand beträgt. Dies stimmt mit Fuchs [8] überein. Setzt man $V_{u,par} = 3 \cdot V_{u,senkr}$ an, erhält man eine Sicherheit $\gamma \sim 2,0$. Außerdem wird darauf hingewiesen, daß bei mehreren Vergleichsprodukten, die bereits das GS-Zeichen erhalten haben, ebenfalls die in Bild 5.6 angegebenen Grenzwinkel zugelassen ist.

5.2.3.5 *Schräger Querzug*

Diese Belastung tritt beim Aufstellen von liegend betonierten Bauteilen auf. Diese Belastungsart wurde nicht durch Versuche überprüft. Daher erfolgt eine rechnerische Abschätzung.

Es wurden Versuche unter Schrägzugbelastung 45° in Plattenebene in Richtung zum Bauteilinnern durchgeführt (Serien BGW25, BGW26, BGW34 und BGW35). Die gemessenen Bruchlasten lassen sich in eine zentrische Zugbelastung ($Z = F_{u,45^\circ} \cdot \cos \alpha$) und eine Querzugbelastung parallel zum Plattenrand ($V_{2u} = F_{u,45^\circ} \cdot \sin \alpha$) zerlegen. Weiterhin wurden Querzugversuche senkrecht zum Rand (Serien BGW14, BGW15, BGW38 und BGW39) gefahren. Alle Bruchlasten wurden auf eine gemeinsame Betondruckfestigkeit $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Die Bruchlasten werden in Tabelle 5.15 mit den rechnerischen Bruchlasten verglichen. Diese ergeben sich nach Bild 5.8 zu:

$$V_1 = 0,5 \cdot \text{zul } F \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \quad (5.22a)$$

$$V_2 = 0,5 \cdot \text{zul } F \cdot \gamma \cdot \sin \alpha \quad (5.22b)$$

mit $\gamma = 2,5$

$$(V_1/V_{1u})^{1,5} + (V_2/V_{2u})^{1,5} \leq 1,0 \quad (5.22c)$$

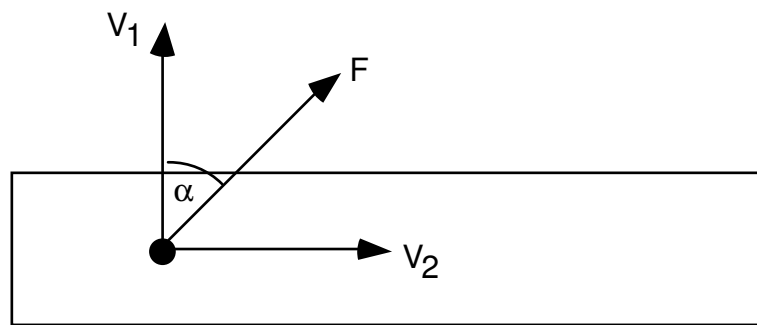


Bild 5.8: Definition der Kräfte V_1 und V_2

Gleichung 5.22 wurde für verschiedene Winkel α ($\alpha = 15/30/45^\circ$, $\alpha =$ Winkel zwischen der angreifenden Kraft und Querkzugbelastung senkrecht zum Rand) ausgewertet. Die Verhältnismerte V_1/V_{1u} bzw. V_2/V_{2u} sind in Bild 5.9 mit der Interaktionsgleichung (5.22c) und der trilinearen Interaktion (siehe Gleichung 5.21) verglichen.

Größe	Querkzugbelastung senkrecht zum Rand			Schrägzugbelastung 45° in Plattenebene in Richtung auf das Bauteilinnere			
	Serie	V_{1u}	$V_{1u,m}$	Serie	V_{45°	$V_{2u} = V_{45^\circ} \cdot \sin \alpha$	V_{2u}
		kN	kN		kN	kN	kN
Rd12	BGW14	8,8	9,6	BGW26	21,5	15,2	15,9
		9,5			20,6	14,6	
		9,6			19,4	13,7	
		10,5			28,3	20,0	
Rd18	BGW15	24,5	22,8	BGW25	51,9	36,7	38,3
		22,1			52,3	37,0	
		23,5			60,4	42,7	
		21,2			52,2	36,9	
Rd30	BGW39	60,5	64,1	BGW35	136,3	96,3	93,3
		65,8			135,1	65,5	
		65,1			128,0	90,5	
		65,0			128,5	90,8	
Rd52	BGW38	208,3	206,9	BGW34	435,5	307,9	298,7
		205,5			409,4	289,5	

Tabelle 5.15: Auswertung der Querkzugversuche und der Schrägzugversuche (45°)

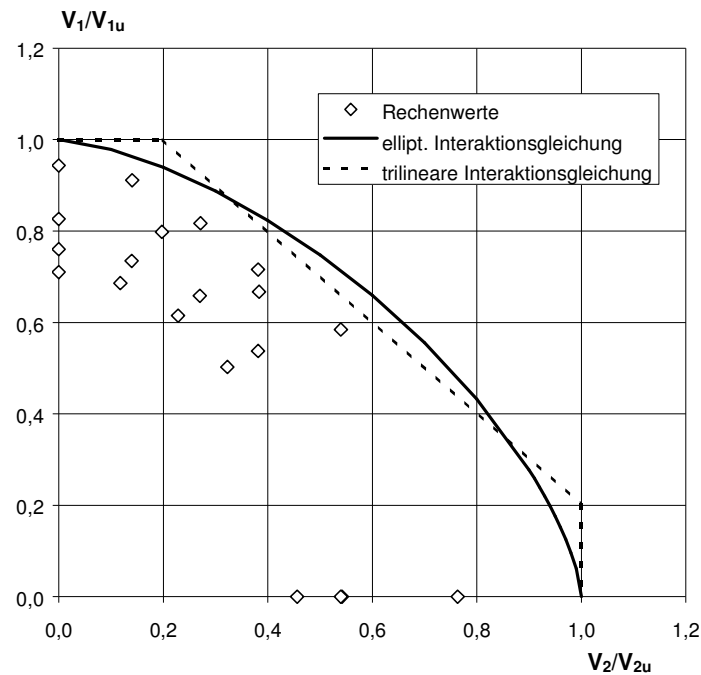


Bild 5.9: Verhältniszerte V_1/V_{1u} bzw. V_2/V_{2u} und Vergleich mit kreisförmiger Interaktion

Aus Bild 5.9 ist zu erkennen, daß die Rechenwerte in allen Fällen deutlich unter den Interaktionskurven liegen. Daher können die zulässigen Lasten auch unter schräger Querkzugbelastung mit ausreichender Sicherheit übertragen werden.

5.2.4 Doppelwellenanker DWK (kurze Form)

5.2.4.1 Zentrische Zugbeanspruchung

Die wichtigsten Einbaudaten sowie die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5.16 zusammengefaßt und ausgewertet. Das Verhältnis aus minimaler Höchstlast im Versuch und angestrebter zulässiger Last ist $\gamma \geq 3,23$ bzw. $\gamma_1 \geq 3,45$.

Die Versuche wurden mit den Größen Rd12, Rd18, Rd30 und Rd42 durchgeführt. Zusätzlich werden die Größen Rd14, Rd16, Rd20, Rd24 und Rd36 beantragt. Die Tragfähigkeit dieser Ankergrößen wird deshalb im folgenden rechnerisch abgeschätzt.

Bei üblichen Befestigungsmitteln mit großen Achs- und Randabständen kann die Bruchlast bei der Versagensart "Betonausbruch" nach Gleichung (5.23) errechnet werden [6]

$$F_{u,R} = 13,5 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (5.23)$$

mit h_{ef} = Ankerlänge

Eine Überprüfung ergab, daß dieser Ansatz bei Doppelwellenankern (kurze Form) keine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch ergibt. Dies liegt vermutlich daran, daß die Wellenanker nicht geometrisch ähnlich sind und mit zunehmender Ankergröße das Verhältnis zwischen Abstand der Welle von der Betonoberfläche (= Ort der Lasteinleitung) und der Verankerungstiefe ansteigt.

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ min $F_{u15}/zul F$	$\gamma_1 =$ min $F_{u1,15}/zul F$ 3)
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW05	Rd12	DWK	5,0	Schlaufe A	12,8 13,0 13,1 13,4	120	140	160	Q188	28,6 23,6 29,5 28,3	30,9 25,3 31,6 30,0	29,4	5,06	5,53
BGW06	Rd18	DWK	16,0	Schlaufe A	14,0 14,3 14,4 14,6	200	210	350	Q188	74,3 75,7 78,7 83,4	76,9 77,5 80,3 84,5	79,8	4,81	4,68
BGW11	Rd30	DWK	40,0	Schlaufe A	12,1 12,6 13,1 13,4	410	410	570	Q188	191,1 183,1 181,0 178,5	212,8 199,8 193,7 188,9	198,8	4,72	4,67
BGW27	Rd42	DWK	80,0	Schlaufe A	17,5 17,7 14,3 14,6	455	480	680	Q188	301,0 281,0 316,9 309,1	278,7 257,7 324,6 313,3	293,8	3,23	3,45

1) zum Versuchszeitpunkt

2) nach Gleichung (5.2)

3) nach Gleichung (5.3)

Tabelle 5.16: Auswertung der Versuche unter zentrischer Zugbelastung mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

Daher wurde ein Ansatz in der Form

$$\min F_{uR} = \alpha \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^2 \quad (5.24)$$

gewählt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergab im Mittel $\alpha \approx 0,52$ bzw. $\min \alpha = 0,45$ (Rd12 und Rd18) sowie $\alpha \approx 0,34$ bzw. $\min \alpha = 0,30$ (Rd30 und Rd42). Damit erhält man

Rd12 bis Rd18: $\min F_{uR} = 0,45 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^2 \quad (5.24a)$

$$\min F_{uR} = 1,74 \cdot h_{ef}^2 \quad (\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2) \quad (5.25a)$$

Rd20 bis Rd42: $\min F_{uR} = 0,30 \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^2 \quad (5.24b)$

$$\min F_{uR} = 1,16 \cdot h_{ef}^2 \quad (\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2) \quad (5.25b)$$

Gleichung (5.24) ist in Tabelle 5.17 ausgewertet. Daraus ist zu ersehen, daß mit Gleichung (5.24) die in den Versuchen gemessenen minimalen Höchstlasten auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden können. Das Verhältnis zwischen $\min F_{uR}$ und der zulässigen Last beträgt in der Regel $\gamma \geq 2,8$ (vergl. Tabelle 5.17). Nur bei der Größe Rd20 beträgt die rechnerische Sicherheit $\gamma = 2,32$. Dies ist auf die zu kurze Verankerungslänge im Vergleich zu den benachbarten Größen Rd18 und Rd24 zurückzuführen. Nimmt man eine Verankerungslänge $h_{ef} = 220$ mm an, erhält man $\gamma = \min F_{uR} / \text{zul } F_Z = 56,1 / 20 = 2,81$. Diese Sicherheit ist ausreichend hoch.

Daher wird empfohlen, die Doppelwellenanker DWK der Größe Rd20 zukünftig mit einer Verankerungslänge $h_{ef} = 220$ mm herzustellen.

Größe	h_{ef}	zul F_Z	min F_{uR} ¹⁾	min $F_{u,V}$ ²⁾	min F_{u1} ³⁾	min $F_{uV}/$ min F_{uR} ²⁾	min $F_{u1}/$ min F_{uR} ³⁾	$\gamma = \text{min } F_{uR}/$ zul F_Z	$\gamma = \text{min } F_{uV}/$ zul F_Z
	mm	kN	kN	kN	kN				
Rd12	120	5	25,1	25,3	27,6	1,01	1,10	5,01	5,06
Rd14	150	8	39,2					4,89	
Rd16	180	12	56,4					4,70	
Rd18	200	16	69,6	76,9	75,0	1,10	1,08	4,35	4,81
Rd20	200 ⁴⁾ 220 ⁵⁾	20	46,4 56,1					(2,32) 2,81	
Rd24	260	25	78,4					3,14	
Rd30	380	40	167,5	188,9	186,9	1,13	1,12	4,19	4,72
Rd36	430	63	214,5					3,40	
Rd42	450	80	234,9	257,7	276,2	1,10	1,18	2,94	3,23

1) min F_{uR} nach Gleichung 5.24a bzw. 5.24b

2) min $F_{u,V}$ = Versuchswert, umgerechnet auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

3) min $F_{u1} = 0,94 \cdot F_{u,m}$, $F_{u,m}$ umgerechnet auf $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$

4) bisher vorgesehen

5) Neuvorschlag

Tabelle 5.17: Vergleich der rechnerischen Bruchlasten nach Gleichung (5.23) mit Versuchswerten (Doppelwellenanker DWK, kurze Form)

5.2.4.2 Schrägzugbeanspruchung

Die wichtigsten Einbaudaten sowie die Ergebnisse der Versuche **mit Belastung zum Bauteilrand** sind in Tabelle 5.18 zusammengefaßt und ausgewertet. Der Randabstand in Lastrichtung betrug $c_1 \approx 1,5 h_{ef}$ und die Plattendicke entsprach dem Mindestwert. Der Randabstand senkrecht zur Lastrichtung betrug $c_2 = 2 h_{ef}$ (Rd14 und Rd20) bzw. $1,63 h_{ef}$ (Rd36). Das Verhältnis aus minimaler Höchstlast im Versuch mit einer Belastung unter 45° und angestrebter zulässiger Last ist $\gamma \geq 2,86$ bzw. $\gamma_1 \geq 2,71$. Diese Sicherheiten sind ausreichend hoch.

Die Versuche wurden mit den Größen Rd14, Rd20 und Rd36 durchgeführt. Zusätzlich werden die Größen Rd12, Rd16, Rd18, Rd24 und Rd42 beantragt. In Bild 5.10 werden die Verhältnisse der rechnerisch zulässigen Lasten zur Nennlast der Anker F/F_{Nenn} mit der angestrebten kreisförmigen Interaktion verglichen. Es ist zu erkennen, daß die rechnerischen zulässigen Lasten in allen Fällen deutlich über der Interaktionskurve liegen. In den Versuchen unter zentrischer Zugbelastung wurden Sicherheiten $\gamma > 2,5$ ermittelt. Weiterhin wurde mit einem Rechenmodell nachgewiesen, daß auch für die nicht geprüften Größen Sicherheiten $\gamma \gg 2,5$ zu erwarten sind. In den Schrägzugversuchen unter einem Winkel $\alpha = 45^\circ$ betragen die Sicherheiten $\gamma \geq 2,9$. Daher sind auch für die nicht geprüften Größen Sicherheiten $\gamma > 2,5$ zu erwarten.

Das Versagen erfolgte durch Abreißen des Seils der Schlaufe (Rd20) bzw. durch Ausziehen der Seilschlaufe aus der Verpressung (siehe Tabelle 4.8). Die letztgenannte Versagensart deutet auf eine ungenügende Verpreßqualität hin. Nach [12] soll dies zukünftig durch ein verändertes Preßwerkzeug sowie durch eine Vorgabe des Verpreßdurchmessers nach dem Verpressen verhindert werden. Der Verpreßdurchmesser wird im Rahmen der Produktion geprüft und dokumentiert. Daher ist davon auszugehen, daß zukünftig ein Ausziehen der Seilschlaufen nicht mehr auftritt.

Die Versuche wurden mit Randabständen senkrecht zur Lastrichtung $c_2 = 1,6$ bis $2,1 h_{ef}$ durchgeführt. Nach [7] wird bei Befestigungen unter Querkzugbelastung bei Randabständen $c_2 < 1,5 c_1$ die Bruchlast reduziert. In den Versuchen betrug $c_2/c_1 = 1,45/1,33/1,1$ (Rd12/20/36). Die Abstützung der Prüfeinrichtung erfolgte am Bauteilrand. Daher kann eine geringe Beeinflussung der Bruchlasten infolge der Druckspannungen im Bereich der Abstützung bei den Versuchen mit der Größe Rd36 nicht ausgeschlossen werden. Daher wird empfohlen, bei Schrägzugbeanspruchung den Randabstand senkrecht zur Lastrichtung zu $c_2 = 1,5 c_1 = 2,25 h_{ef}$ festzulegen.

Für Schrägzugbeanspruchung in **Richtung zum Bauteilinnern** gelten die in Abschnitt 5.2.2.3 getroffenen Aussagen für Kugelkopfancker auch für die Doppelwellenanker kurz (DWK).

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	Anschlag- mittel	β_w ¹⁾	h_{ef}	Platten- dicke	Rand- abstand c_1	Randab- stand c_2	Bewehrung	F_u	F_{u15} 2)	$F_{um,15}$	$\gamma =$ min $F_{u15}/zul F$	$\gamma_1 =$ min $F_{u1,15}/zul F$ 3)
			kN		N/mm ²	mm	mm	mm	mm	-	kN	kN	kN	-	-
BGW13	Rd14	DWK	8,0	Schlaufe A	17,7 17,8 18,0 18,1	150	170	220	320	Q188	27,9 32,7 35,7 26,4	25,7 30,0 32,6 24,0	28,1	3,00	3,30
BGW16	Rd20	DWK	20,0	Schlaufe A	14,6 14,8 15,0 15,1	200	220	300	400	Q188	72,9 78,2 63,0 67,3	73,9 78,7 63,0 67,1	70,7	3,15	3,32
BGW19	Rd36	DWK	63,0	Schlaufe A	17,8 18,0	430	450	650	700	Q188	200,0 197,4	183,6 180,2	181,9	2,86	2,71

1) zum Versuchszeitpunkt

2) nach Gleichung (5.2)

3) nach Gleichung (5.3)

Tabelle 5.18: Auswertung der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

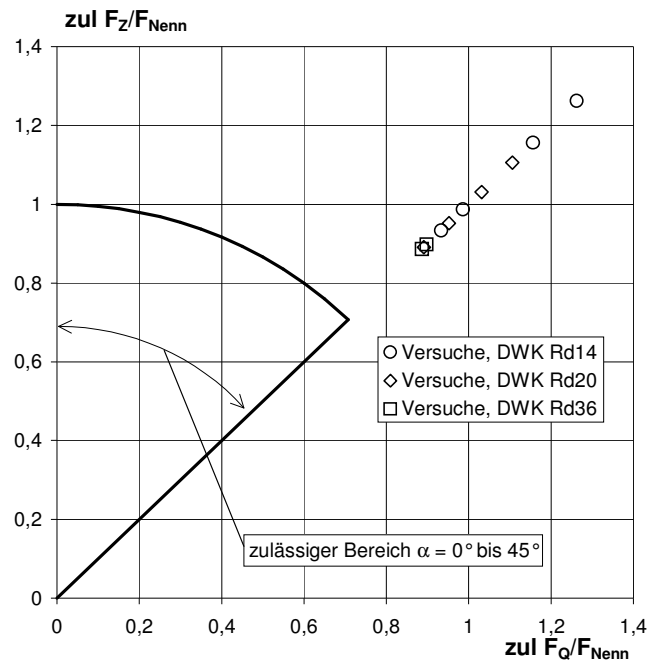


Bild 5.10: Vergleich der rechnerischen zulässigen Bruchlasten aus den Versuchen unter Schrägzugbelastung mit den zulässigen Last

5.3 Zulässige Lasten bei Stahlversagen

Nach den Sicherheitsregeln für Transportanker muß die Sicherheit gegenüber Stahlversagen des Ankers $\gamma \geq 3,0$ betragen. Nicht in allen Versuchsserien wurde Stahlversagen beobachtet. Daher werden im folgende alle Versuchsserien und -ergebnisse unabhängig von der Versagensart ausgewertet, wobei nur diese Versuchsserien berücksichtigt werden, in denen die Einbaubedingungen hinsichtlich Randabstand und zusätzlicher Bewehrung entsprechend der Einbauanleitung eingehalten wurden. Die Versuchsergebnisse sind in den nachfolgenden Tabellen 5.19 bis 5.26 zusammengestellt und ausgewertet, wobei für jeden Versuch das Verhältnis $F_{u,Versuch}/zul F$ berechnet wurde. Bei der Auswertung werden die gemessenen Bruchlasten verwendet, d.h. die Bruchlasten werden nicht auf die Soll-Betondruckfestigkeit $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Dies ist für die Sicherheit gegenüber Stahlbruch richtig.

Wurde innerhalb einer Versuchsserie Stahlversagen des Ankers oder der Hülse beobachtet, ist das Verhältnis **min $F_{u,Versuch}/zul F$** maßgebend. Wurde nur Betonversagen beobachtet, ist das Verhältnis **max $F_{u,Versuch}/zul F$** maßgebend, weil die

Stahltragfähigkeit des Ankers noch nicht erreicht war. Die jeweils maßgebenden Werte sind in den nachfolgenden Tabellen fett gedruckt.

Bei den Kugelkopfankeern betragen die rechnerischen Sicherheiten $\gamma = 2,61$ bis $3,04$ (zentrischer Zug) bzw. $\gamma = 2,86$ bis $3,04$ (Schrägzugbeanspruchung). Allerdings trat nur Betonversagen auf. Die erforderliche Sicherheit wird also um ca. 13% unterschritten.

In den Versuchen mit Doppelwellenankern DWL und DWK betragen die rechnerischen Sicherheiten gegenüber Stahlversagen in der Regel $\gamma \geq 3,0$. Nur in einer Versuchsserie (BGW15) unterschreitet die rechnerische Sicherheit mit $\gamma = 2,9$ um ca. 3% geringfügig den erforderlichen Wert. Allerdings ist dabei zu beachten, daß in dieser Versuchsserie nur Betonversagen auftrat. Daher liegen nach Auffassung des Verfassers auch in diesem Fall ausreichende Sicherheiten gegenüber Stahlversagen vor.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Sicherheiten gegenüber Stahlversagen bei den geprüften Ankergrößen ausreichend hoch sind. Dies dürfte auch für die nicht geprüften Größen gelten. Zur Überprüfung der ausreichenden Sicherheiten gegenüber Stahlversagen bei Zug-, Schrägzug- (alle Ankertypen) sowie Querkzugbelastung (nur Doppelwellenanker lang DWL und Stabanker) für alle Ankergrößen werden die rechnerischen Bruchlasten bei Stahlversagen mit den zulässigen Lasten verglichen. Die Stahlbruchlast berechnet sich nach den folgenden Gleichungen

$$N_{uk} = A_s \cdot f_{uk} \quad \text{zentrischer Zug} \quad (5.26a)$$

$$V_{uk} = 0,6 \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad \text{Querkzug} \quad (5.26b)$$

$$R_{uk,\alpha} = [(N_{uk} \cdot \cos \alpha)^2 + (V_{uk} \cdot \sin \alpha)^2]^{0,5} \quad \text{resultierende}$$

(5.26c)

Schrägzuglast

mit $A_s =$ Spannungsquerschnitt
 $= 0,25 \cdot \pi \cdot D_{\text{Schafft}}^2$
 $= 0,25 \cdot \pi \cdot (D_{\text{Hülse}}^2 - d_{\text{Gewi}}^2)$
 $f_{uk} =$ Zugfestigkeit der Hülse
 $= 360 \text{ N/mm}^2$ für St37
 $\alpha =$ Schrägzugwinkel

Der Bruch bei Stahlversagen tritt in der Regel im Bereich der Hülse und nicht im Gewindebereich der Schlaufe bzw. des Querkzugabhebers auf. Daher wurde in den obigen Gleichungen der Spannungsquerschnitt der Hülse angesetzt.

Die Ergebnisse der Auswertungen für Kugelkopfancker sind in Tabelle 5.27, die für Doppelwellenanker bzw. Stabanker sind in Tabelle 5.28 zusammengestellt.

Aus Tabelle 5.27 ist zu erkennen, daß bei den Kugelkopfanckern unter zentrischer Zugbelastung die rechnerischen Bruchlasten bei Ansatz des Schaftdurchmessers und der Nennfestigkeit des Stahles (St52-3: $f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2$) das 3,05 bis 3,2fache der angestrebten zulässigen Last betragen. Diese Sicherheiten sind ausreichend groß. Unter Schrägzugbeanspruchung mit $\alpha = 45^\circ$ betragen die rechnerischen Bruchlasten allerdings nur das ca. 2,5 bis 2,7fache der zulässigen Last.

Allerdings sind die gemessenen Bruchlasten unter Schrägzugbelastung 45° und Betonversagen größer als die rechnerischen Werte für Stahlversagen (vergl. Tabelle 5.20 mit Tabelle 5.27). Dies ist durch die Art der Kraftereinleitung durch den Kugelkopfabheber zu erklären. Durch die Ausbildung des Abheberkopfes wird bei Schrägzugbelastung der horizontale Lastanteil direkt in den Beton eingeleitet, da sich der Kopf des Kupplungskopfes an den Beton anlehnt. Weiterhin wird über die Hebelwirkung des Kopfes der Kugelkopfancker fast ausschließlich durch zentrischen Zug belastet. Daher sind die rechnerischen Sicherheiten gegenüber Stahlversagen auch bei Schrägzugbelastung mit 45° ausreichend hoch. Weiterhin ist zu bemerken, daß die Vergleichsprodukte mit GS-Zeichen sich hinsichtlich Schaftdurchmesser und Material des Kugelkopfanckers nicht von den BGW-Ankern unterscheiden

Aus Tabelle 5.28 ist zu erkennen, daß die gemessenen Bruchlasten bei Versagen der Gewindehülse in den Versuchen unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) in der Regel kleiner sind als die Rechenwerte. Dies liegt im wesentlichen daran, daß der Vorfaktor 0,6 in Gleichung (5.26b) aus Versuchen an Kopfbolzen bzw. Gewindestangen mit aufgerolltem Gewinde abgeleitet wurde. Bei - wie im vorliegenden Fall - geschnittenen Gewinde kann dieser Faktor teilweise deutlich geringer sein (ca. 0,4 bis 0,5).

Aus Tabelle 5.28 ist weiterhin zu erkennen, daß unabhängig von der Ankergröße ausreichend hohe Sicherheiten gegenüber den rechnerischen Bruchlasten vorhanden sind. Da bei den geprüften Größen ausreichende Sicherheiten im Versuch nachgewiesen wurden, liegen auch bei den nicht geprüften Größen ausreichende Sicherheiten gegenüber Stahlversagen vor.

Serie Quelle	Größe	angestr.	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /
		zul F	kN		zul F
BGW04	K1.3	13,0	33,9	B	2,61
			31,2	B	2,40
			32,0	B/Sp	2,46
			29,3	B	2,25
BGW07	K5.0	50,0	141,1	B	2,82
			132,6	B	2,65
			123,0	B	2,46
			131,8	B	2,64
BGW31	K15.0	150,0	372,0	S	(2,48) ²⁾
			455,6	Sp	3,04

¹⁾ B = Betonausbruch
 Sp = Spalten des Betons
 S = Stahlversagen des Ankers

²⁾ siehe Abschnitt 5.2.2.1 (falsches Ausgangsmaterial)

Tabelle 5.19: Auswertung der Versuche unter zentrischer Zugbelastung mit Kugelkopfkankern hinsichtlich Stahlversagen

Serie Quelle	Größe	angestr.	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /
		zul F	kN		zul F
BGW12	K2.5	25,0	63,2	B	2,53
			64,5	B	2,58
			63,1	B	2,52
			71,6	B	2,86
BGW29	K7.5	75,0	228,3	Sp	3,04
			228,2	Sp	3,04
BGW30	K15.0	150,0	380,1	Sp	2,72
			501,6	Sp	2,99

¹⁾ B = Betonausbruch
 Sp = Spalten des Betons

Tabelle 5.20: Auswertung der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) mit Kugelkopfkankern hinsichtlich Stahlversagen

Serie Quelle	Größe	Anker-Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /zul F
			kN	kN		
BGW10	Rd12	DWL	5,0	14,5	Sp/Bs	2,91
				15,4	Sp/Bs	3,07
				14,6	Sp/Bs	2,92
				17,1	Sp/Bs	3,41
BGW02	Rd18	DWL	16,0	56,2	Sp/Bs	3,51
				55,5	Sp/Bs	3,47
				51,3	Sp/Bs	3,21
				54,7	Sp/Bs	3,42
BGW03	Rd18	St	16,0	62,1	Sp	3,88
				71,6	Sp	4,48
				68,0	Sp	4,25
				67,4	Sp	4,21
BGW08	Rd30	DWL	40,0	127,9	Sp/Bs	3,20
				132,3	Sp/Bs	3,31
				128,2	Sp/Bs	3,21
				119,9	Sp/Bs	3,00
BGW33	Rd52	DWL	125,0	456,6	Sp/B	3,65
				400,4	Sp/B	3,20
BGW32	Rd52	St	125,0	423,9	Sp/B	3,39
				406,5	Sp/B	3,25

- ¹⁾ B = Betonausbruch
Bs = Betonausbruch seitlich
Sp = Spalten des Betons

Tabelle 5.21: Ergebnisse der Versuche unter zentrischer Zugbelastung mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) und Stabankern StL

Serie Quelle	Größe	Anker-Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /zul F
			kN	kN		
BGW26	Rd12	DWL	5,0	22,5	S _G	4,50
				21,7	S _G	4,34
				20,9	S _G	4,17
				30,7	S _G	6,14
BGW25	Rd18	DWL	16,0	52,7	S _G	3,30
				53,6	S _G	3,35
				62,1	S _G	3,88
				54,2	S _G	3,39
BGW35	Rd30	DWL	40,0	130,7	B	3,27
				131,0	B	3,28
				125,8	B	3,15
				127,2	B	3,18
BGW34	Rd52	DWL	125,0	397,6	S _G	3,18
				382,6	S _G	3,06

- ¹⁾ B = Betonausbruch
S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse

Tabelle 5.22: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung) mit Abstützung der Querkomponente

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _v / zul F
			kN	kN		
BGW24	Rd14	DWL	8,0	29,9	S _R	3,74
				29,5	S _R	3,69
				40,2	S _R	5,02
				35,0	S _R	4,37
BGW23	Rd20	DWL	20,0	66,0	S _R	3,30
				62,8	S _R	3,14
				75,4	S _R	3,77
				74,0	S _R	3,70

¹⁾ S_R = Stahlversagen, Bruch der Rückhängebewehrung

Tabelle 5.23: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker- Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _v / zul F
			kN	kN		
BGW14	Rd12	DWL	2,5	8,2	B	3,26
				8,8	B	3,52
				9,0	B	3,58
				9,8	B	3,94
BGW15	Rd18	DWL	8,0	23,2	B	2,90
				21,1	B	2,64
				22,6	B	2,83
				20,5	B	2,56
BGW39	Rd30	DWL	20,0	61,7	B	3,09
				66,6	B	3,33
				65,3	B	3,27
				63,9	B	3,20
BGW38	Rd52	DWL	62,5	196,1	B	3,14
				202,0	B	3,23

¹⁾ B = Betonausbruch

Tabelle 5.24: Ergebnisse der Versuche unter Querkzugbelastung mit Doppelwellenankern DWL (lange Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker-Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /zul F
			kN	kN		
BGW05	Rd12	DWK	5,0	28,6	S	5,71
				23,6	S	4,71
				29,5	S/S _G	5,90
				28,3	S	5,66
BGW06	Rd18	DWK	16,0	74,3	S	4,64
				75,7	S	4,73
				78,7	S	4,92
				83,4	Sch-r	5,21
BGW11	Rd30	DWK	40,0	191,1	S _G	4,78
				183,1	S _G	4,58
				181,0	S _G	4,53
				178,5	S _G	4,46
BGW27	Rd42	DWK	80,0	301,0	Sp	3,76
				281,0	Sp	3,51
				316,9	Sp	3,96
				309,1	Sp	3,86

- ¹⁾ S = Stahlversagen
S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse
Sch-r = Seilschlaufe gerissen
Sp = Spalten

Tabelle 5.25: Ergebnisse der Versuche unter zentrischer Zugbelastung mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

Serie Quelle	Größe	Anker-Typ	angestr. zul F	F _u	Versagen ¹⁾	F _u /zul F
			kN	kN		
BGW13	Rd14	DWK	8,0	27,9	Sch-a	3,49
				32,7	Sch-a	4,09
				35,7	Sch-a	4,46
				26,4	Sch-a	3,29
BGW16	Rd20	DWK	20,0	72,9	S _G	3,64
				78,2	S _G	3,91
				63,0	S _G	3,15
				67,3	S _G	3,37
BGW19	Rd36	DWK	63,0	200,0	Sch-r	3,17
				197,4	Sch-r	3,13

- ¹⁾ S_G = Stahlversagen, Ausreißen der Gewindehülse
Sch-r = Seilschlaufe gerissen
Sch-a = Seilschlaufe aus Verpressung herausgezogen

Tabelle 5.26: Ergebnisse der Versuche unter Schrägzugbelastung ($\alpha = 45^\circ$) mit Doppelwellenankern DWK (kurze Ausführung)

Größe	zul F	d _{Schaft}	A _{s,Schaft}	f _{uk}	N _{uk}	V _{uk}	$N_{uk,45^\circ} = N_{uk} \cdot \cos 45^\circ$	$V_{uk,45^\circ} = V_{uk} \cdot \sin 45^\circ$	R _{uk,45°}	R _{uk,45°/zul F}	N _{uk/} zul F
	kN	mm	mm ²	N/mm ²	kN	kN	kN	kN	kN	-	-
K1.3	13	10	78,5	510	40,1	24,0	28,3	17,0	33,0	2,54	3,08
K2.5	25	14	153,9	510	78,5	47,1	55,5	33,3	64,7	2,59	3,14
K4.0	40	18	254,5	510	129,8	77,9	91,8	55,1	107,0	2,68	3,24
K5.0	50	20	314,2	510	160,2	96,1	113,3	68,0	132,1	2,64	3,20
K7.5	75	24	452,4	510	230,7	138,4	163,1	97,9	190,3	2,54	3,08
K10.0	100	28	615,8	510	314,0	188,4	222,1	133,2	259,0	2,59	3,14
K15.0	150	34	907,9	510	463,0	277,8	327,4	196,5	381,8	2,55	3,09
K20.0	200	39	1194,6	510	609,2	365,5	430,8	258,5	502,4	2,51	3,05

Tabelle 5.27: Rechnerische Stahltragfähigkeit der Kugelkopfvanker und Vergleich mit den zulässigen Lasten

Größe	zul F	d _{Hülse}	d _{Gewi}	A _{s,Gewi}	A _{s,Hülse}	f _{uk}	N _{uk} (Hülse)	V _{uk} (Hülse)	N _{uk,45° =} N _{uk} · cos 45°	V _{uk,45° =} V _{uk} · sin 45°	R _{uk,45°}	R _{uk,45°/} zul F	N _{uk/} zul F	V _{uk/} (0,5 · zul F)	F _{u,45°}	F _{u,45°/} R _{uk,45°}
	kN	mm	mm	mm ²	mm ²	N/mm ²	kN	kN	kN	kN	kN	-	-	-	kN	
Rd12	5	16	12	84,3	88,0	360	31,7	19,0	22,4	13,4	26,1	5,22	6,33	7,60	22,5 21,7 20,9 30,7	0,86 0,83 0,80 1,18
Rd14	8	20	14	115	160,2	360	57,7	34,6	40,8	24,5	47,6	5,95	7,21	8,65	-	-
Rd16	12	21,5	16	157	162,0	360	58,3	35,0	41,2	24,7	48,1	4,01	4,86	5,83	-	-
Rd18	16	24	18	193	197,9	360	71,3	42,8	50,4	30,2	58,8	3,67	4,45	5,34	52,7 53,6 62,1 54,2	0,90 0,91 1,06 0,92
Rd20	20	27	20	245	258,4	360	93,0	55,8	65,8	39,5	76,7	3,84	4,65	5,58	72,9 78,2 63,0 67,3	0,95 1,02 0,82 0,88
Rd24	25	32	24	353	351,9	360	126,7	76,0	89,6	53,7	104,5	4,18	5,07	6,08	-	-
Rd30	40	38	30	561	427,3	360	153,8	92,3	108,8	65,3	126,8	3,17	3,85	4,61	130,7 131,0 125,8 127,2	1,03 1,03 1,01 1,00
Rd36	63	48	36	817	791,7	360	285,0	171,0	201,5	120,9	235,0	3,73	4,52	5,43	-	-
Rd42	80	54	42	1121	904,8	360	325,7	195,4	230,3	138,2	268,6	3,36	4,07	4,89	-	-
Rd52	125	70	52	1758	1724,7	360	620,9	372,5	439,0	263,4	512,0	4,10	4,97	5,96	397,6 382,6	0,78 0,75

Tabelle 5.28: Rechnerische Stahltragfähigkeit der Doppelwellenanker DWL und DWK sowie Stabanker und Vergleich mit den zulässigen Lasten

6 Zusammenfassung

Die Firma BGW-Bohr GmbH strebt für ihre in [1] beschriebenen Transportanker-Systeme "Seilschlaufe", "Querzugabheber" und "Kugelkopfabheber" mit den Anker Ausführungen "Kugelkopfanker", "Doppelwellenanker" (lange und kurze Ausführung) sowie "Stabanker" eine Erteilung des GS-Zeichens durch den Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften an. Die Abhubfestigkeit des Betons soll mindestens $\beta_w = 15 \text{ N/mm}^2$ betragen.

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit der "Kugelkopfanker", "Doppelwellenanker" (lange und kurze Ausführung) sowie "Stabanker" wurden zentrische Zug-, Querzug- sowie Schrägzugversuche in Richtung zum freien Bauteilrand (Tragfähigkeit der Schrägzugbewehrung) und in Richtung Bauteilinneres (Tragfähigkeit bei Seilspreizung ohne Schrägzugbewehrung, jedoch mit Aufstellbewehrung) durchgeführt. Allerdings wurden die Versuche nicht mit allen Größen eines Transportankertyps, sondern nur mit 3 - 4 gleichmäßig über den gesamten Bereich verteilten Größen durchgeführt. Die Versuche wurden bei der Fa. Bautest in Augsburg durchgeführt. Alle Versuchsergebnisse sind in den Berichten [3 - 5] beschrieben.

Die Höchstlasten der nicht geprüften Größen wurden rechnerisch interpoliert, wozu Rechenbeziehungen unter Berücksichtigung theoretischer Erkenntnisse entwickelt wurden. Einige Anwendungsfälle (Querzug senkrecht zur Bauteilebene bis zu einem Winkel von 15° , Schrägzug in der Bauteilebene bis zu einem Winkel von $12,5^\circ$) sowie schräger Querzug wurden rechnerisch überprüft.

Grundlage für die Beurteilung der Einbaubedingungen waren die "Sicherheitsregeln für Transportanker und -systeme von Betonfertigteilen der Bau-Berufsgenossenschaft", Ausgabe 4.1994, Auflage 1995 des Hauptverbandes der gewerblichen Berufsgenossenschaften. Geprüft wurde nur die Einleitung der Lasten in den Beton. Die Tragfähigkeit der Aufhänger sowie der Seile wurde nicht behandelt.

In zwei Versuchen wurden offenbar Kugelkopfanker verwendet, deren Materialeigenschaften (Streckgrenze, Zugfestigkeit) deutlich unter den Nennwerten lagen. Nach [11] ist bei der Herstellung der Kugelkopfanker ein falsches Ausgangsmaterial eingesetzt worden. Daher wurde nach [11] die Lagerhaltung und die Qualitätssicherungsmaßnahmen verbessert, so daß zukünftig Materialverwechslungen bei der Herstellung der Kugelkopfanker nicht mehr auftreten können.

Ein Versagen der Anschlagmittel wurde in drei Versuchsserien unter Schrägzugbelastung festgestellt. Das Herausziehen der Seilschlaufe wird auf eine ungenügende Verpressung zurückgeführt. Aufgrund von Verbesserungen des Verpressvorgangs sowie durch eine besseren Qualitätskontrolle soll dies nach Angaben der Fa. BGW zukünftig vermieden werden.

Alle Anwendungsfälle der Einbaubedingungen wurden rechnerisch oder durch Versuche überprüft.

Nach den durchgeführten Untersuchungen reichen die im Entwurf der Einbauanleitung [1] dargestellten Einbaubedingungen (Mindestbauteilabmessungen, Rand- und Achsabstände) in Verbindung mit der vorgesehenen Bewehrung zur sicheren Übertragung der zulässigen Axialzug-, Schrägzug und Querlasten aus. In einigen Fällen wurden zusätzliche Regelungen bzgl. der Mindestbewehrung und der Ankerlängen empfohlen. Die in der vorliegenden Gutachtlichen Stellungnahme erarbeiteten Empfehlungen werden derzeit in die Einbauanleitung eingearbeitet. Nach Vorliegen der überarbeiteten Fassung wird die Übereinstimmung mit den hier getroffenen Empfehlungen bestätigt.

Die erforderliche Betondeckung nach DIN 1045, Ausgabe 7.88, Abschnitt 13.2 ist sowohl für die Oberflächenbewehrung aus Betonstahlmatten, die Zusatzbewehrung als auch für die Hülsen der jeweiligen Anker einzuhalten, andernfalls muß die Bewehrung bei Einsatz der Bauteile im Freien bzw. in feuchten Innenräumen aus zugelassenem Betonstahl aus nichtrostendem Stahl und die aufgepreßte Hülse aus zugelassenem nichtrostendem Stahl bestehen.

Der Gutachter:

Der Bearbeiter:

Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen

Dr.-Ing. T.M. Sippel