Auszug aus

7. GIESSENER BAUFORUM 2010

„NEUE ENTWICKLUNGEN IM BAUWESEN“

Fachbeitrag:

„Verankerung von Gewindestäben im Beton“

von Dr.-Ing. Marc Böttcher

INGENIEURBÜRO
BÖTTCHER

Verankerung von Gewindestäben im Beton

Marc Böttcher[1]

ZUSAMMENFASSUNG

Werden Gewindestäbe im Beton verankert, ist zwischen nachträglichen und vorgeplanten Verbindungen zu unterscheiden. Es werden zwei unterschiedliche Lastabtragungsmodelle der Verankerung vorgestellt: Die Lasteinleitung über Verbundspannungen und zweitens mittels Schubübertragung in rauen Fugen unter Querdruck. Es wird eine Verankerung in Well-Hüllrohren vorgestellt, die beide Lastabtragungsmodelle nutzt und die Vorteile beider Verbindungsarten aufweist. Anhand einer Beispielberechnung wird das theoretische Modell erläutert. Zur Anwendung kommt diese Verbindung im Kraftwerksbau bei der Verankerung von 170 m hohen Stahlstützen auf der Bodenplatte. Die Verankerung in Well-Hüllrohren stellt eine Innovation im Kraftwerksbau dar und ersetzt die bisher verwendeten Ankerkästen.

1 GRUNDLAGEN

1.1 Nachträgliche und vorgeplante Verbindungen

Verbindungen mit Ankerstäben werden oft als nachträgliche Verbindungen ausgeführt. Nach der Fertigstellung des Betonbauteils werden Bohrlöcher eingebracht und Gewindestäbe mit einem Verbundmörtel bzw. –kleber eingeklebt. Alle namhaften Dübelhersteller führen diese Produktsysteme im Sortiment. Stellvertretend sind hier die Produkte Hilti Hit und Fischer FIS genannt. Der Vorteil besteht in der weitgehend freien Wahl der Lage der neuen Verankerung, die nicht vorher geplant werden muss. Toleranzen der anschließenden Bauteile können so leicht ausgeglichen werden. Der Nachteil liegt in der aufwändigen Bohrlochvorbereitung und in der vergleichsweise geringen Tragfähigkeit. Die freie Wahl der Lage wird durch Bewehrung im Betonbauteil und einzuhaltende Randabstände eingeschränkt. Oftmals sind unsachgemäße Verbindungen die Folge.

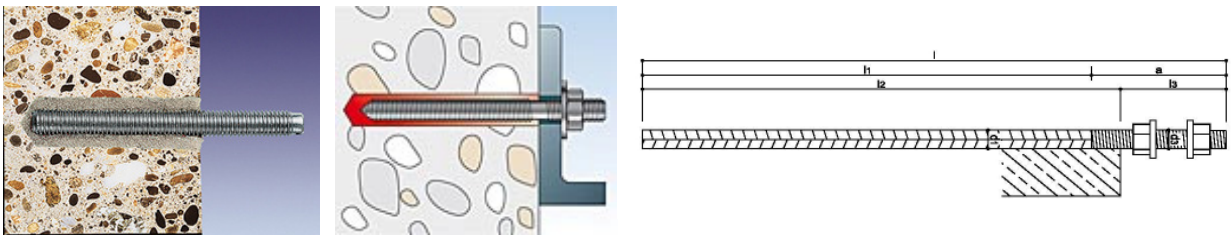


Abb. 1: Vermörtelte und geklebte Ankerstäbe, Peikko Ankerbolzen HPM/P

[1]Dr.-Ing., Geschäftsführer des INGENIEURBÜROS BÖTTCHER, 35083 Wetter-Amönau

Vorgeplante Verbindungen bestehen aus Gewindestäben, die wie Bewehrungsstäbe mit in das Betonbauteil einbetoniert werden. Marktgängig sind Gewindestäbe, die mit einem Grobgewinde (z.B. DSI GEWI-Anker aus BSt 500S) versehen sind und Hybridlösungen aus Bewehrungsstäben und aufgesetzten metrischen Innen- oder Außengewinden. Beispielhafte Bausysteme sind z.B. Peikko Ankerbolzen oder Halfen Schraubanschlüsse. Zulassungen mit metrischem Gewindestab sind z.B. von Robusta Gaukel vorhanden. Die Vorteile der vorgeplanten Verbindungen bestehen in ihrer großen Tragfähigkeit und ihrem leichten Einbau. Erhöhter Planungsaufwand für die endgültige Lage und die Fixierung beim Betonieren sind jedoch ein Nachteil. Ein Toleranzausgleich ist nur noch in den anschließenden Bauteilen z.B. durch größere Bohrlöcher möglich.

Der Lastabtrag erfolgt in allen genannten Verbindungen maßgeblich über die Verbundspannung zwischen dem umgebenden Beton und der Gewindestange über das Vergussmaterial hinweg. Zur weiteren Vertiefung ist der Aufsatz von ELIGEHAUSEN zu empfehlen.

1.2 Verbundfuge Beton - Ankerstab

Wird ein Bewehrungsstab im Beton verankert und dieser auf Zug belastet, entstehen Druck- und Zugspannungen im umgebenden Beton. Im Grenzbereich zwischen Bewehrungsstab und Beton entstehen Verbundspannungen f_{bd} bei der Einleitung der Zugkraft.

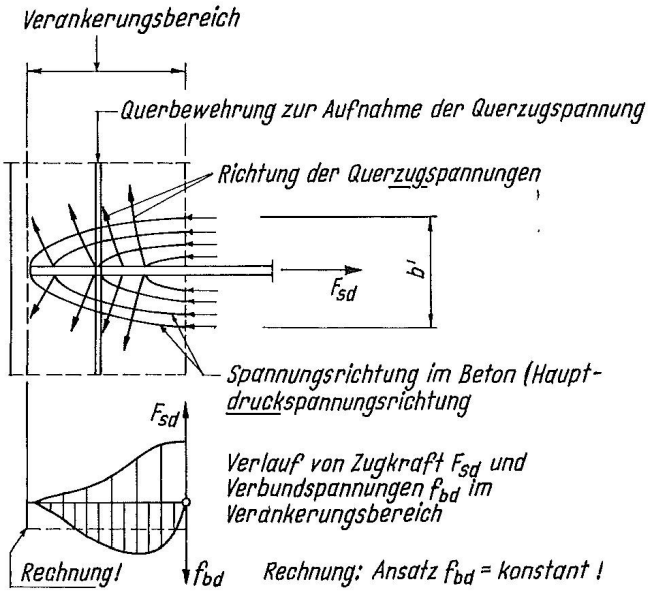


Abb. 7.36 Verlauf von Verbundspannungen und Zugkraft im Verankerungsbereich

Abb. 2: Aus WOMMELSDORF zur Beschreibung der Verbundspannung

Die Verbundspannung wird nach DIN 1045, Tab 25 geregelt. Sie ist abhängig von der vorhandenen Zugfestigkeit des Betons f_{ct} und wurde so festgelegt, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) ausreichend Sicherheit gegen Versagen des Verbundes und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) ausreichende Sicherheit gegen Gleiten besteht.

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot f_{ct,k,0,05} / \gamma_c \qquad (1)$$

Da hier nur vertikale Verankerungen betrachtet werden, kann immer guter Verbund unterstellt werden und Abminderungen werden nicht erforderlich. Die Verbundspannungen können maßgeblich vergrößert werden, wenn die Zugspannungen im Beton über Querdruck reduziert werden.

Da der Verlauf der Verbundspannung nicht sicher erfasst werden kann, wird nach DIN 1045, 12.6.2 rechnerisch eine konstante Verteilung angesetzt. Um die gesamte Kraft eines Stabes in den Beton einleiten zu können ist die Verbundlänge l_b erforderlich. l_b wird als Grundmaß der Verankerungslänge bezeichnet. Sie ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte im Bewehrungsstab und der Kräfte im Verbundbereich:

mit $$F_{Sd} = A_S \cdot f_{yd} = (d_S^2 \cdot \pi / 4) \cdot f_{yd} \quad (2)$$

und $$F_{Sd} = l_b \cdot u \cdot f_{bd} = l_b \cdot d_S \cdot \pi \cdot f_{bd} \quad (3)$$

folgt $$l_b = \frac{d_S}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (4)$$

Werden Stäbe mit Durchmessern $d_S > 32$ mm verwendet, muss das Grundmaß der Verankerungslänge erhöht werden mit:

$$l_b = \frac{d_S}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \cdot \frac{100}{132 - d_S} \quad (5)$$

Werden weitere Verankerungskörper (Haken, Endplatten, Querstäbe, …) als Endverankerungen angeordnet, reduziert sich die Verankerungslänge über den Faktor α_a. Wird der Bewehrungsstab nicht voll ausgenutzt, kann die Verakerungslänge im Verhältnis $A_{S,erf}$ / $A_{S,vorh}$ reduziert werden. Die erforderliche Verbundlänge $l_{b,net}$ zur Einleitung der Zuglasten ergibt sich zu:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{S,erf}}{A_{S,vorh}} \quad (6)$$

Der Unterschied zwischen Gewindestäben (Güte 8.8) und Bewehrungsstäben (BSt 500S) liegt in der höheren Stahlfestigkeit und dem geringeren Rippenabstand durch das Gewinde.

Steigt die Fließspannung f_{yd} an, vergrößert sich nach (4) das Grundmaß der Verankerungslänge.

$$\sigma_{1.Rd} = f_{y,b,k} / (1{,}1 \cdot \gamma_m) \quad (7)$$

Gewindestab Güte 8.8: $\sigma_{1.Rd} = 64\ kN/cm^2 / (1{,}1 \cdot 1{,}1) = 52{,}9\ kN/cm^2$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (8)$$

Bewehrung BSt 500S: $f_{yd} = 50\ kN/cm^2 / 1{,}15 = 43{,}5\ kN/cm^2$

Während der Anfänge des Betonbaus wurden glatte Bewehrungsstäbe verwendet. Es zeigte sich jedoch, dass der Verbund durch eine Profilierung der Stahloberfläche wesentlich verbessert werden konnte. Die lange Entwicklung resultiert in den heute gebräuchlichen Rippungen der Bewehrungsstäbe.

In LEONHARDT ist die Wirkungsweise der Rippung umfangreich dargestellt und wird hier für Gewindestäbe kurz zusammengefasst: Maßgebend für Tragfähigkeit und Duktilität ist die bezogene

Rippenfläche $f_R \approx a / c$ des Ankerstabes. Hierbei ist a die Rippentiefe und c der Rippenabstand. Die Rippen der Betonstähle wurden in Höhe a und Abstand c so verändert, dass die „Betonkonsolen“ unterhalb der Rippen optimal ausgenutzt werden. Ist der Rippenabstand c groß, so dürfen die Kräfte in den einzelnen Konsolen nicht die zulässigen Betondruckkräfte überschreiten. Ist der Rippenabstand klein, übertragen viele Betonkonsolen nur kleine Kräfte. Die Betonkonsolen haben dann aber auch eine geringere Höhe.

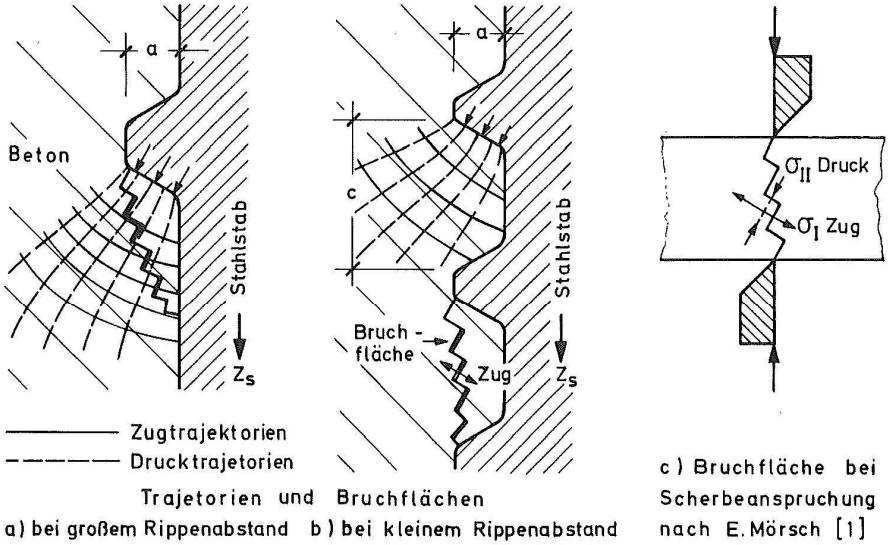


Bild 4.7 Qualitativer Verlauf der Hauptspannungen und Bruchflächen in den Betonkonsolen unter kreisringförmigen Rippen

Abb. 3: Aus LEONHARDT zur Wirkungsweise der Rippung von Ankerstäben

In Tabelle 1 sind die Rippengeometrien von GEWI-Stäben aus der Zulassung ETA-05/0123 zusammengestellt. Es handelt sich hier um sichelförmige Rippen, deren bezogene Rippenfläche sich gemäß LEONHARDT, S. 79 berechnen lässt. Es zeigen sich hier die für Betonstahl üblichen bezogenen Rippenflächen.

	a [mm]	c [mm]	$f_R = 0{,}56 * a / c$ [-]
∅ 40	2,1	20	0,06
∅ 36	2,1	18	0,07
∅ 32	1,9	16	0,07

Tab. 1: Bezogene Rippenfläche f_R von GEWI-Stäben

Für sichelförmige Betonstahlrippen ergeben sich üblicherweise Werte $0{,}04 \leq f_R \leq 0{,}08$. Rippengeometrien mit $f_R > 0{,}15$ werden nicht empfohlen, da dann die Festigkeit der Betonkonsolen nicht

ausgenutzt wird. Das bedeutet im Umkehrschluss, dass mit steigender bezogener Rippenfläche f_R die Tragfähigkeit über das erforderliche Maß hinaus zunimmt.

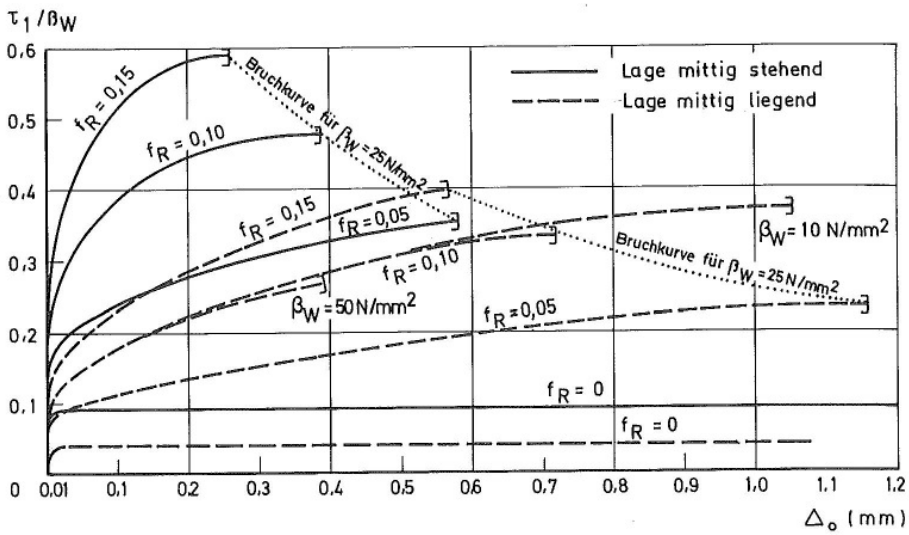


Bild 4.12 Abhängigkeit der bezogenen Verbundspannung τ_1/β_W (Mittelwerte) von der Endverschiebung Δ_o für verschiedene bezogene Rippenflächen f_R und Betonierlagen [90]

Abb. 4: Aus LEONHARDT zum Vergleich der Duktilität und der erreichten Bruchspannungen unterschiedlicher bezogener Rippenflächen

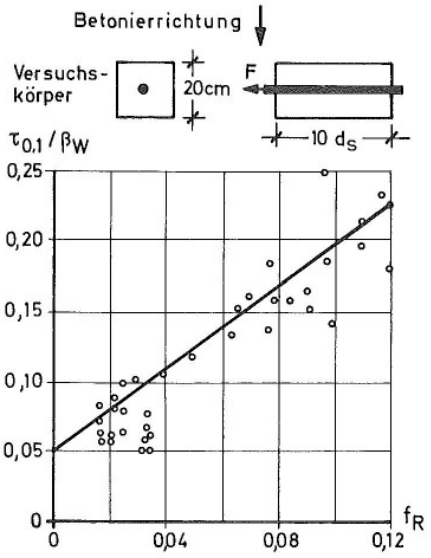


Bild 4.13 Einfluß der bezogenen Rippenfläche f_R auf die bezogene Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ bei konstanter Verbundlänge $\ell_v = 10\ d_s$ [86]

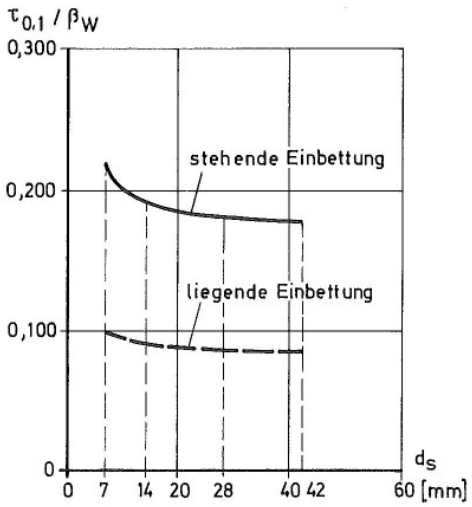


Bild 4.14 Einfluß des Stabdurchmessers d_s auf die mittlere bezogene Verbundspannung für $\Delta = 0,005$ mm, $f_R = 0,065$, $\ell_v = 14$ cm, $\beta_W = 22,5$ N/mm² [86]

Abb. 5: Aus LEONHARDT zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche und des Stabdurchmessers auf die Verbundfestigkeit

Deutlich wird der Zusammenhang in LEONHARDT, Bild 4.13. Mit steigender bezogener Rippenfläche f_R steigt die bezogene Verbundspannung. Gleichzeitig sinkt jedoch mit steigender bezogener Rippenfläche f_R die Duktilität der Verankerung (vgl. LEONHARDT, Bild 4.12).

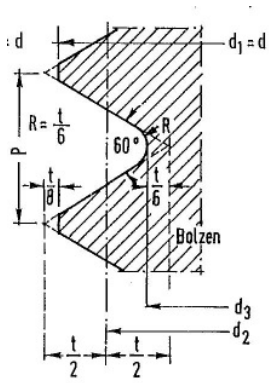


Abb. 6: Aus PETERSEN zur Geometrie von Gewindestäben

In Tabelle 2 werden Rippengeometrien von Gewindestäben untersucht. Hierbei entspricht der Rippenabstand c der Gewindesteigung P. Die Rippenhöhe a entspricht der halben Differenz von dem Gewindedurchmesser d und dem Nennkerndurchmesser d_3 (vgl. PETERSEN, S. 491).

	$a = (d - d_3) / 2$ [mm]	$c = P$ [mm]	$f_R = a / c$ [-]
M 52	3,05	5,0	0,61
M 48	3,05	5,0	0,61
M 36	2,45	4,0	0,61
M 30	2,15	3,5	0,61

Tab. 2: Bezogene Rippenfläche f_R von Gewindestäben

Gewindestäbe besitzen eine wesentlich größere, bezogene Rippenfläche als Bewehrungsstäbe oder GEWI-Stäbe und dadurch auch eine größere Verbundfestigkeit. Die geringere Duktilität von Gewindestäben gegenüber Bewehrungsstäben ist für die Verankerung der Gewindestäbe unerheblich, da die Verbundfestigkeit bei einem Dehnwerg $\Delta o = 0{,}1$ mm festgelegt wird.

1.3 Schubtragfähigkeit einer rauen Fuge unter Querdruck

Werden Verankerungskörper mit einer rauen Oberfläche in den Beton eingebaut, lässt sich der Schubwiderstand nach DIN 1045 ermitteln. Hier besteht die Möglichkeit, Querdruck zur Reduktion der Zugspannungen einzuplanen.

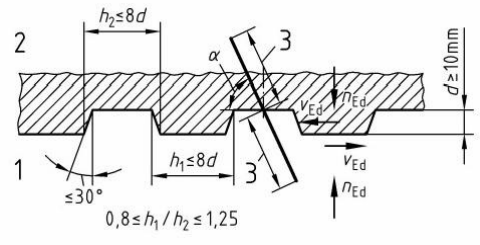


Abb. 7: DIN 1045, Ausschnitt aus Bild 35 – Fugenausbildung einer rauen Fuge

Die Verbundtragfähigkeit beträgt für verzahnte Fugen und Normalbeton gemäß DIN 1045, (84):

$$\nu_{Rdj} = (0{,}5 \cdot f_{ctd} - 0{,}9 \cdot \sigma_{N,d}) \cdot b \tag{9}$$

$$\nu_{Rdj} \leq 0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot f_{cd} \cdot b \tag{10}$$

Querdruck lässt sich durch Auflast erzeugen wie z.B. am Trägerauflager oder durch eine Umschnürung der Lasteinleitungszone wie z.B. im Spannbetonbau.

2 VERANKERUNGEN IN WELL-HÜLLROHREN

Es wird im Folgenden eine Verankerung von Gewindestäben in Well-Hüllrohren für Zuglasten vorgestellt. Es handelt sich um eine vorgeplante Verbindung, die sich durch ihre hohe Tragkraft und einen Toleranzausgleich in jeder Einbaustufe auszeichnet. Bis auf den Verbund des Gewindestabes im Vergussmörtel werden alle Nachweise nach DIN 1045 bzw. DIN 18800 geführt.

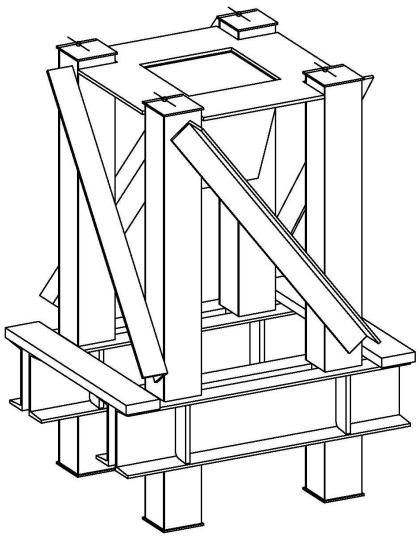


Abb. 8: klassische Verankerungslösung: Ankerkasten mit Hammerkopfschrauben M 100

2.1 Konstruktionsbeschreibung

Ausgangssituation für die Erarbeitung der Verankerung war ein Projekt im Kraftwerksbau in dem abhebende Lasten bis 8.000 kN und andrückende Lasten bis 40.000 kN je Stütze in die Bodenplatte eingetragen werden mussten. Klassischer Weise wird im Kraftwerksbau ein Stahl-Ankerkasten in die Betonplatte eingebaut. Aufgrund der großen Kräfte und der dichten Bewehrung im Beton schied bei diesem Projekt das Standarddetail „Ankerkasten“ aus.

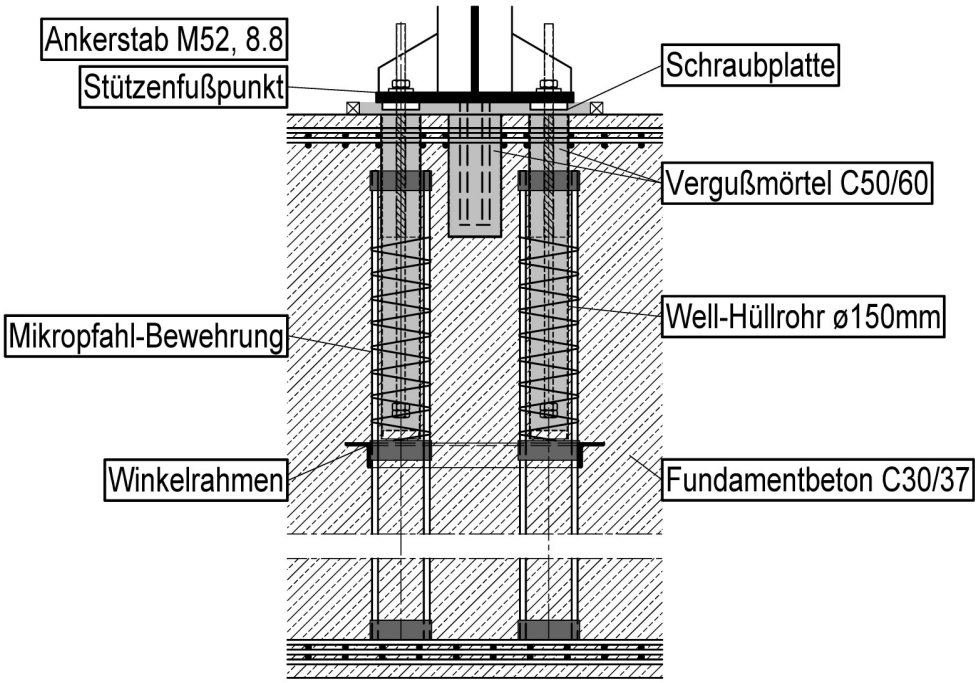


Abb. 9: Verankerung von Gewindestäben in Well-Hüllrohren

Es musste eine neue Lösung gefunden werden, die die folgenden Punkte beinhaltete:

- Saubere Übergabe zwischen den Schnittstellen Betonbau und Stahlbau
- Einfache Montage aller Komponenten im Betonbau und im Stahlbau
- Lasteinleitung für F = 800 kN je Anker
- Ausgleichsmöglichkeiten in allen Montagestufen

Die von uns geplante Konstruktion besteht aus einem Ankerstab M52, 8.8, der in einem Well-Hüllrohr d = 150 mm mit einem Vergussmörtel vergossen wird. Das Well-Hüllrohr besitzt einen verbundfreien Bereich bis 500 mm unterhalb der Betonoberkante und wird unterhalb umschlossen von einer Mikropfahlbewehrung. Diese besteht aus vertikalen Bewehrungseisen und einer Wendelbewehrung im Verbundbereich. Die Mikropfahlbewehrung wird als Köcher d = 250 mm durch Flachstahlringe an den Enden und in der Mitte zusammengehalten. Die Einzelanker werden mit einem Winkelrahmen zu einer Ankergruppe verbunden.

2.2 Nachweisführung

Die Nachweiskette im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) orientiert sich am Lastpfad von der Fußplatte der Stütze bis zur Unterkante der Bodenplatte.

- Nachweis des Ankerquerschnittes
  Die Nachweise erfolgen nach DIN 18800 für Gewindestangen.

- Nachweis der Fuge 1 Ankerstab / Vergussmörtel
  Es wird nachgewiesen, dass die Verankerungslänge $l_{b,net}$ ausreichend ist, um die Ankerkraft über die Verbundspannung in den Vergussmörtel einzutragen. Die Verbundspannung für den Vergussmörtel C50/60 wird nach (1) berechnet und DIN 1045 entnommen.

- Nachweis der Fuge 2 Well-Hüllrohr / Fundamentbeton
  Der Nachweis wird über die Schubtragfähigkeit der rauen Fuge unter Querdruck geführt. Über die Verbundspannung f_{bd} am Ankerstab lässt sich die Verbundkraft F_{Rd} berechnen. Die Lastübertragung im Vergussmörtel erfolgt zwischen den Rippen des Gewindestabes und der verzahnten Oberfläche des Well-Hüllrohres durch kegelförmige Betondruchstreben. Durch den größeren Durchmesser des Well-Hüllrohrs reduziert sich die Verbundspannung am Well-Hüllrohr. Wird eine Druckstrebenneigung von 45° angenommen, entspricht der Querdruck σ_{Nd} der Verbundspannung am Well-Hüllrohr. Die aufnehmbare Querkraft in der Fuge 2 errechnet sich gemäß (9) und (10).

- Nachweis der Mikropfahlbewehrung (Vertikaleisen und Wendelbewehrung)
  Zur Aufnahme des Querdrucks wird das Well-Hüllrohr mit einer Wendelbewehrung umschlossen. Der Nachweis erfolgt mit der Kesselformel. Die Vertikaleisen tragen die Zuglast bis zur unteren Bewehrung der Bodenplatte und werden für die Zuglast bemessen. Die Bemessung der Bewehrung erfolgt nach DIN 1045

Für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird zur Vermeidung von ringförmigen Rissen auf der Oberseite der Bodenplatte ein Durchstanznachweis nach DIN 1045unter Gebrauchslasten geführt. Es wird die gesamte Ankergruppe untersucht und die Tiefe d von Mitte der Verbundlänge bis zur Oberkante der Bodenplatte angenommen. Um einen großen Durchstanzkegel zu erzeugen und um Abplatzungen am Rand zu verhindern, weisen sowohl der Ankerstab als auch das Well-Hüllrohr einen verbundfreien Bereich unterhalb der Oberkante Bodenplatte auf.

2.3 Berechnungsbeispiel

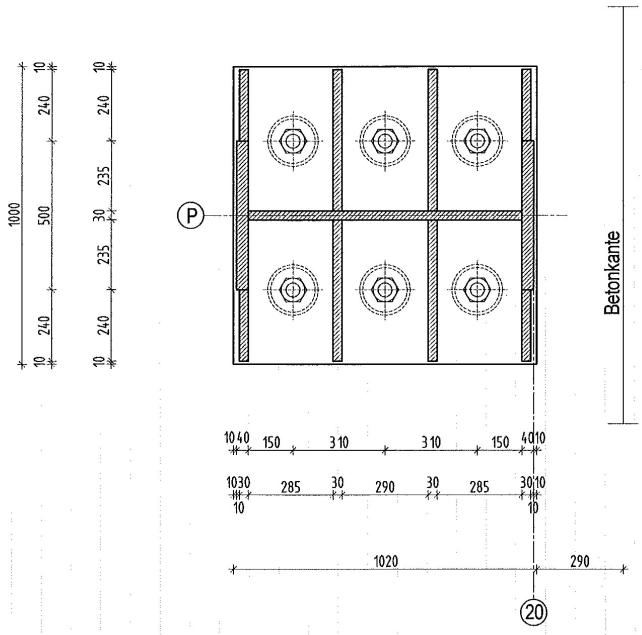
Das nachfolgende Berechnungsbeispiel ist aus der statischen Berechnung des Kraftwerks Eemshaven entnommen und zeigt die Nachweiskette in den einzelnen Punkten. Anhand des Zahlenbeispiels soll die Führung der Nachweise verdeutlicht werden. Es werden alternativ GEWI-Anker Ø 50 und Gewindestäbe M48, 8.8 nachgewiesen. Wenn Position 3 Bezug nimmt auf vorangegangene Positionen, sind die entsprechenden Seiten der Berechnung beigefügt.

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Emshaven	3	24

3.0 Stütze P20

3.1 Statisches System

GRUNDRISS STÜTZE P20



Name

br

Datum

18/08/2008

3.2 Belastung

siehe 1.2 ; zusätzlich LFk4, SLS

1,00 · AG M,3 + 1,00 · AG M,1 min Vd = 2.300 kN

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
bö	kW Emshaven	1	4

1.2 Belastung

Lasten ohne Einheitsangabe = [kN]

Lastyp lfd. Nr.	Lastpunkt-Nr.	Wirkrichtung	38	LFK 1	LKF 2	LKF 2
	KKS-Kennzeichen (Gebäude)		DOUHA			
	Bezeichnung (Klartext / Stützenachsen)		**P20**			
	Einwirkungsart		Last			
G	Eigenlast Tragwerk	P-X	0			
	fest eingebaute Komponenten	P-Y	0			
	und Anlagen	P-Z	-2400	-2400	-2400	
Q1	Verkehrslast / Nutzlast / Betriebslast	P-X	10			
	Bühnenlasten	P-Y	0			
	Unterhanglasten	P-Z	-3000	-3000		
Q2,1	Last aus Druck / Druckdifferenz /	P-X	0			
	Temperaturlast aus Betrieb / Zwang aus Temperatur	P-Y	0			
	max.	P-Z	500		500	
Q2,2	Last aus Druck / Druckdifferenz /	P-X	0			
	Temperaturlast aus Betrieb / Zwang aus Temperatur	P-Y	0			
	min.	P-Z	-1100	-1100		
Q10	Schnee	P-X	0			
		P-Y	0			
		P-Z	-300	-300		
Q11	Wind in +x-Richtung	P-X	0			
	(in -x-Richtung mit alternierendem Vorzeichen)	P-Y	10			
		P-Z	-1300			
Q12	Wind in +y-Richtung	P-X	-10			
	(in -y-Richtung mit alternierendem Vorzeichen)	P-Y	10			
		P-Z	-3600	-3600	3600	
Q13	Wind über Eck	P-X	0			
	(nur Kesselgerüst)	P-Y	0			
	(alternierendes Vorzeichen)	P-Z	0			
Q20	Stabilisierung in +x-Richtung	P-X	0			
	(in -x-Richtung mit alternierendem Vorzeichen)	P-Y	0			
		P-Z	0			
Q21	Stabilisierung in +y-Richtung	P-X	0			
	(in -y-Richtung mit alternierendem Vorzeichen)	P-Y	0			
		P-Z	-200	-200	200	
Q22,1	Last aus Setzungen	P-X	0			
	max.	P-Y	10			
		P-Z	300		300	
Q22,2	Last aus Setzungen	P-X	0			
	min.	P-Y	-20			
		P-Z	-860	-860		
AG11,1	Montagezustände	P-X	0			
	max.	P-Y	0			
		P-Z	3800			3800
AG11,2	Montagezustände	P-X	-10			
	min.	P-Y	0			
		P-Z	-3700			
AG11,3	Montagezustände	P-X	0			
	ständige Last	P-Y	0			
		P-Z	-1500			-1500

max Vd	1,35*(G+Q1+Q2,2+Q10+Q12+Q21+Q22,2)	P-Z		-15.471		
min Vd	1,00*G + 1,50*(Q2,1+Q12+Q21+Q22,1)	P-Z			4.500	
min Vd	1,00*AG11,3 + 1,50*AG11,1	P-Z				4.200
Hx	Mindestwert	P-X	750			
Hy	Mindestwert	P-Y	750			

Name
bö

Datum
24/07
2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Emshaven	3	25

3.3 Schnittgrößen und Bemessung

Es werden in diesem Kapitel nur die Verankerungen in der Betonplatte untersucht. Die Nachweise der Stahlbauteile erfolgen später.

3.3.1 Nachweis der Vertikalverankerung

gewählt: 6 ϕ 48 Gewindestäbe 8.8
l = 1700 mm, obere 500 mm verbundfrei

$F_{sd} = 4.500\ kN / 6 = 750\ kN$

$\sigma_{Rd,} = 52{,}9\ kN/cm^2$ vgl. S.9

$F_{Rd} = 52{,}9\ kN/cm^2 \cdot 14{,}7\ cm^2$
$= 778\ kN > F_{sd}$ ✓ok

$l_b = \frac{4{,}8\ cm}{4} \cdot \frac{52{,}9\ kN/cm^2}{0{,}43\ kN/cm^2} = 148\ cm$

$l_{b,net} = 0{,}7 \cdot 750\ kN / 778\ kN \cdot 148\ cm$
$= 100\ cm$

$vorh\ l = (170 - 50)\ cm = 120\ cm$
$> l_{b\,net}$ ✓ok.

Name: br

Datum: 18/08/2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Eemshaven	3	25.1

alternativ: 6 ϕ 50 Gewi-Stäbe der Fa. DSI in BSt 500 S

l = 1700 mm, obere 500 mm verbundfrei

$T_{sd} = 4.500\ kN / 6 = 750\ kN$

$T_{Rd} = \pi \cdot 5{,}0^2\ cm^2/4 \cdot 43{,}5\ kN/cm^2$

$= 854\ kN$

$T_{sd} / T_{Rd} = 0{,}88 < 1{,}0$ ✓ dk

$$l_b = \frac{5{,}0\ cm}{4} \cdot \frac{43{,}5\ kN/cm^2}{0{,}43\ kN/cm^2} \cdot \frac{100}{132-50}$$

$= 154\ cm$

$l_{bnet} = 0{,}7 \cdot 154\ cm \cdot 750\ kN / 854\ kN$

$= 94{,}7\ cm$

vorh $l = 170 - 50 = 120\ cm$

$> 94{,}7\ cm$ ✓ dk

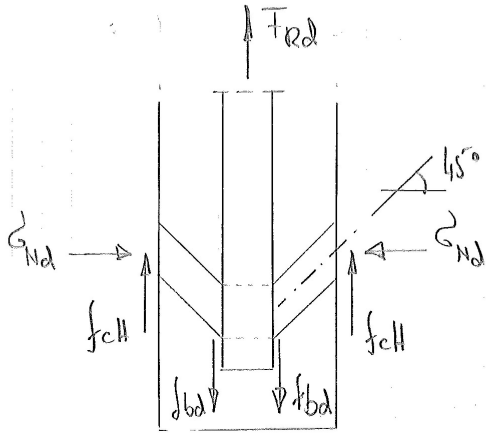
Anschlußstück T30/13 mit Außengewinde M80

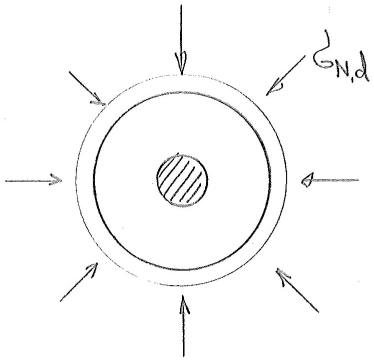
Name: br

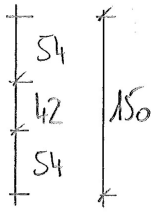
Datum: 29/08 2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Emsharen	1	10







$f_{bd} = 4{,}3\ MN/m^2$

$F_{sd} = 4{,}3\ MN/m^2 \cdot \pi \cdot 0{,}042\ m = 0{,}567\ MN/m$

$f_{cH} = 0{,}567\ MN/m\ /(\pi \cdot 0{,}15\ m) = 1{,}20\ MN/m^2$

$\sigma_{Nd} = f_{cH} = 1{,}20\ MN/m^2$

Name

bö

Datum

25/07
2008

INGENIEURBÜRO
BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
bo	kW Eemshaven	3	26

gewählt: 6 Well-Hüllrohre ϕ 150 mm
l = 1750 mm, obere 500 mm
verbundfrei, ohne Wendel

Nachweis siehe S. 10 ff.

$T_{Rd} = 4{,}3\ MN/m^2 \cdot \pi \cdot 0{,}048 m = 0{,}648\ \frac{MN}{m}$

$\sigma_{cH} = 0{,}648\ MN/m\ /\ (\pi \cdot 0{,}15 m)$
$= 1{,}38\ MN/m^2$

$\sigma_{N,d} = \sigma_{cH} = 1{,}38\ MN/m^2$

$V_{Rd,i} = [1{,}0 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}94\ \frac{MN}{m^2} + 0{,}90 \cdot 1{,}38\ \frac{MN}{m^2}] \cdot \pi \cdot 0{,}15 m \cdot 1{,}10 m$

$= 0{,}887\ MN = 887\ kN$
$> T_{sd} > 750\ kN$ ✓ ok

gewählt: Wendelbewehrung
ϕ 8, e < 10 cm in BSt 500 S

Kesselformel: $\sigma_{t,d} = \sigma_{N,d} \cdot \frac{r}{t}$

erf $a_s = 0{,}138\ \frac{kN}{cm^2} \cdot 12{,}5 cm\ /\ 43{,}5\ \frac{kN}{cm^2} \cdot 1{,}00\ \frac{cm}{m}$

$= 3{,}96\ cm^2/m$

vorh $a_s = 5{,}04\ cm^2/m >$ erf a_s ✓ ok.

Name
bö

Datum
13/08
2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Eemshaven	3	27

3.3.2 Nachweis der Vertikalkräfte im Fundament – Tragfähigkeit

gewählt: 5 Bügel ϕ 16 2-schnittig in BSt 500 S

erf A_s = 750 kN / 43,5 kN/cm² = 17,2 cm²

vorh A_s = 10 · 2,01 cm² = 20,1 cm² > erf A_s ✓ ok.

Die Bügel werden in der Zone überhalb der Wendel endverankert.

l_{bnet} = 0,7 · 57 cm = 40,0 cm

vorh l = 45 cm > l_{bnet} ✓ ok.

Stecker oben und Stecker unten übergreifen in Plattenmitte.

l_s = 2,0 · 57 cm = 114 cm

alternativ: 10 Stecker ϕ 16 1-schnittig mit Endhaken in BSt 500 S

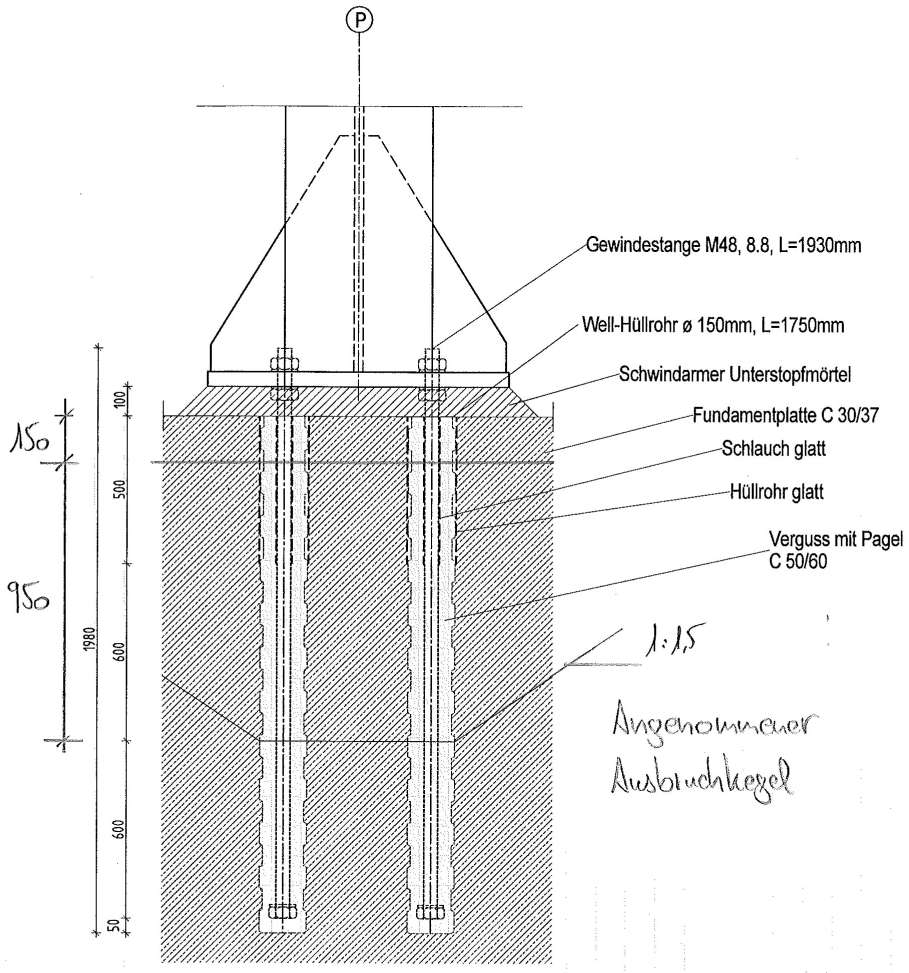
Name: bt

Datum: 10.08.2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kW Emshaven	3	28

3.3.3 Nachweis der Vertikalkräfte im Fundament – Gebrauchstauglichkeit (SLS)



Schwerpunkt der Bewehrungslagen: e = 150 mm von oberer Rand

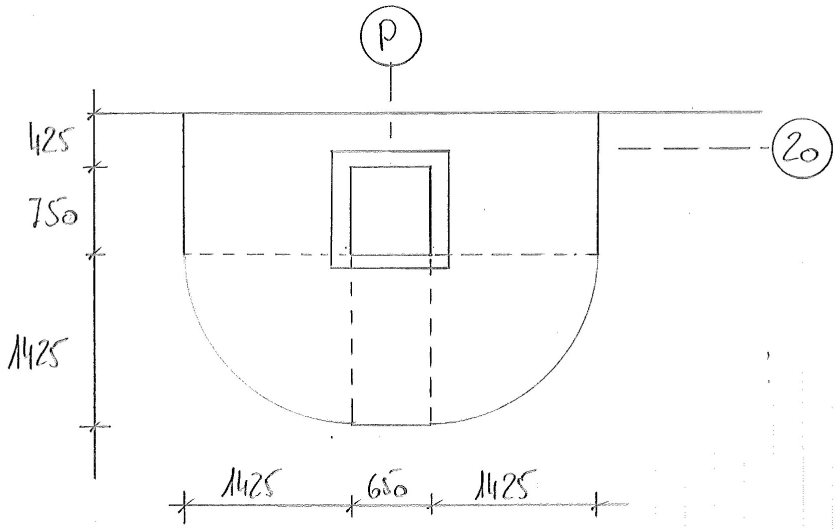
Name: bt

Datum: 18/08/2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	KW Eemshaven	3	29

Um ein Aufreißen des Betons analog eines Durchstanzens zu verhindern, wird unter Gebrauchslasten ($\gamma = 1{,}0$) ein Durchstanznachweis gemäß DIN 1045 geführt. Hierbei wird auf der sicheren Seite ein Ausbruchkegel in der Mitte der Verankerungslänge angenommen.



$d = 110\,cm - 15\,cm = 95\,cm$

$1{,}5 \cdot d = 1{,}5 \cdot 95 = 1{,}425\,m$

$u_{crit} = (0{,}425 + 0{,}75) \cdot 2 + 0{,}65 + \pi \cdot 1{,}425 = 7{,}48\,m$

Name

bt

Datum

18/08/2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

	Projekt:	Pos.	Seite
	kU Emshaven	3	80

$\bar{V}_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / u$

$\beta = 1{,}0$, da die Biegemomente über die gesamte Plattendicke abgetragen werden können.

$\bar{V}_{Ed} = 1{,}0 \cdot 2{,}3\,MN / 7{,}43\,m = 0{,}31\,MN/m$

Es wird nachgewiesen, dass im kritischen Rundschnitt die Belastung nur durch den Beton aufgenommen werden kann.

$k = 1 + (200/950)^{1/2} = 1{,}46$

$\rho_1 = 2 \cdot 6{,}16\,cm^2 / 0{,}15 / 100\,cm/m / 195\,cm$ *)

$= 0{,}0086 < 0{,}02$ ✓ ok

$< 0{,}40 \cdot 17/435 = 0{,}156$ ✓

$\bar{V}_{Rd,ct} = 0{,}14 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}46 \cdot (100 \cdot 0{,}0086 \cdot 30)^{1/3} \cdot 0{,}95\,m$

$= 0{,}574\,MN/m$

$\bar{V}_{Ed} < \bar{V}_{Rd,ct}$ ✓ ok

*) angenommene Bewehrung:
2 Lagen ϕ 28, e ≤ 15 je Richtung

Name: bs

Datum: 16.08.2008

INGENIEURBÜRO BÖTTCHER
Raiffeisenstr. 13
35083 Wetter-Amönau
Tel.: 06423 - 7466
Fax: 06423 - 4640

2.4 Montageablauf

Die Montage des Systems beginnt mit dem Einbau der Mikropfahlbewehrung. Über den Winkelrahmen sind die einzelnen Mikropfähle zu einer Gruppe verbunden. Diese wird auf die untere Bewehrungslage aufgestellt und dort verschweißt. Der Winkelrahmen besitzt Vermessungspunkte, mit denen die Gruppe exakt positioniert werden kann. Nach Einbau der Mikropfahlbewehrung wird die obere Bewehrungslage verlegt.

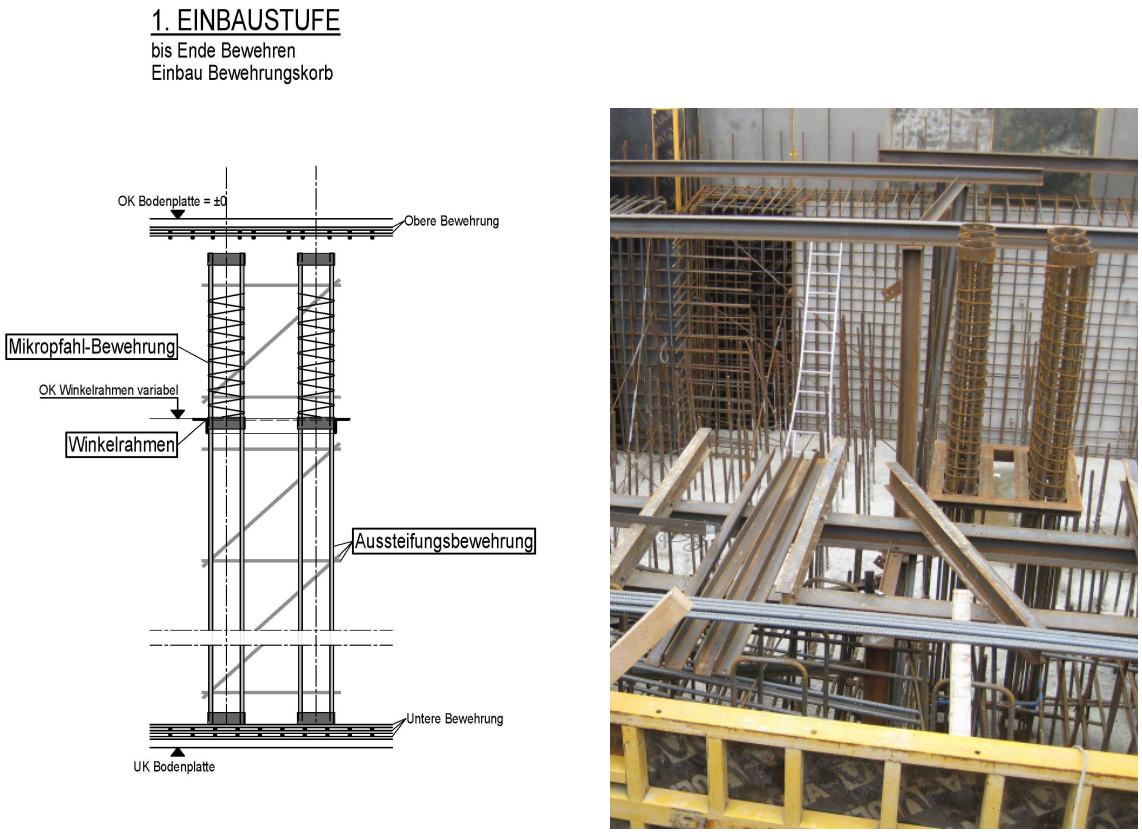


Abb. 10: 1. Einbaustufe der Verankerung Massivbau Mikropfahlbewehrung

Vor der Betonage werden die Well-Hüllrohre in die Mikropfähle eingesetzt und als obere Abschluss mit einer Anschlagplatte versehen. Die Anschlagplatte ist Träger der Schubknaggenaussparung, positioniert die Well-Hüllrohre und besitzt ebenfalls Vermessungspunkte. Nach erfolgreicher Einmessung und Abnahme der Einbauteile wird betoniert. Der erfolgreiche Einbau wird nach dem Betonieren dokumentiert und der Massivbau übergibt die Konstruktion an den Stahlbauer.

Erst kurz vor Einbau der Ankerstäbe wird die Anschlagplatte entfernt und alle Einbauteile werden auf Oberkante der Bodenplatte abgeschnitten. Die Ankerstäbe werden in die Well-Hüllrohre eingestellt und mittels einer Ankerschablone ausgerichtet. Durch Vermessungspunkte kann die Gruppe genau positioniert werden. Die Ankerstäbe werden mit fließfähigem, hochfesten Mörtel vergossen.

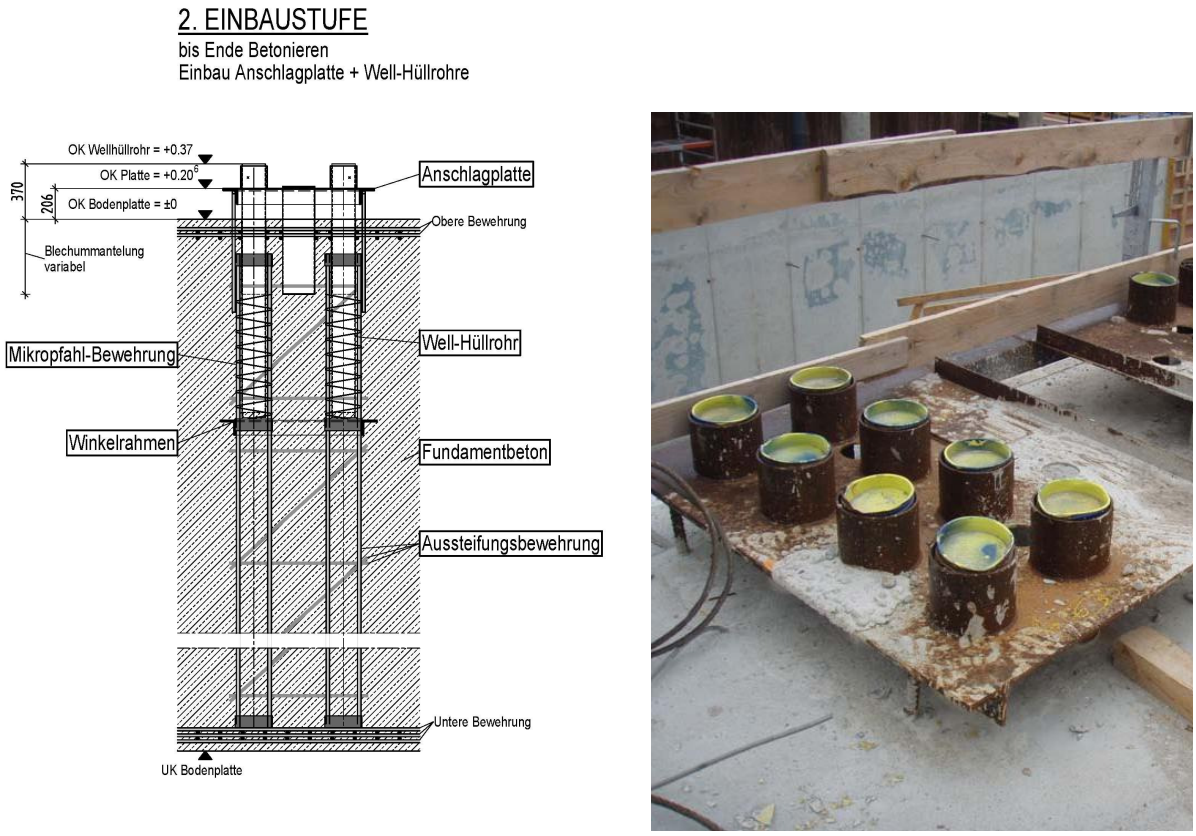


Abb. 11: 2. Einbaustufe der Verankerung Massivbau Anschlagplatte und Well-Hüllrohr

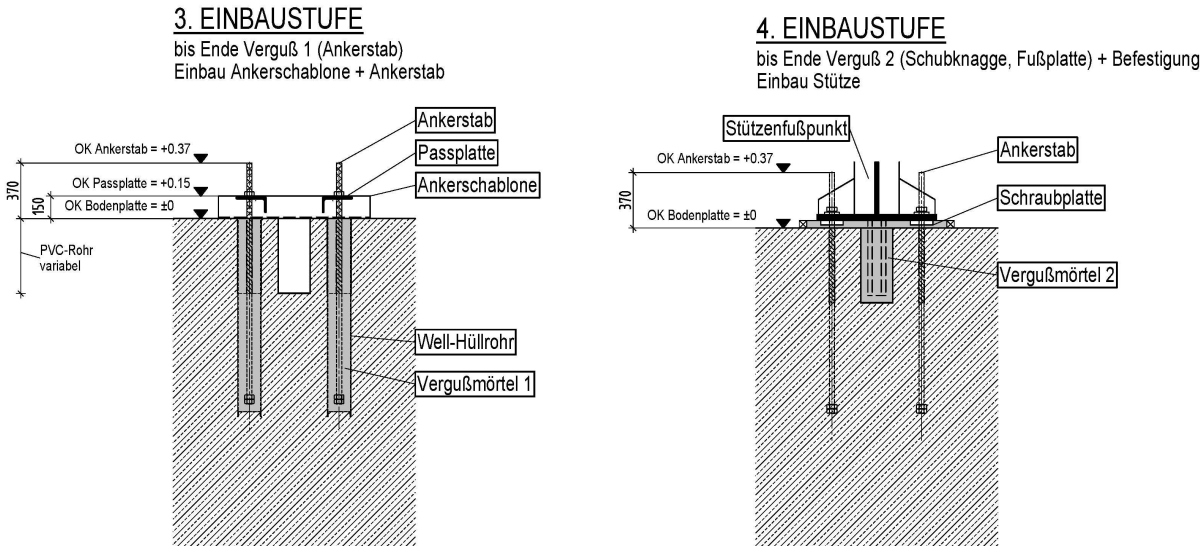


Abb. 12: 3. und 4. Einbaustufe, Montageschritte der Verankerung Stahlbau

Zum Setzen der Stützen werden Schraubplatten auf die Gewindestäbe aufgeschraubt. Zum Schutz der Gewinde werden Schutzrohre übergezogen. Das Setzen der Stützen erfolgt auf den eingemessenen Schraubplatten. Durch Kontern oberhalb der Fußplatte steht die Stütze im Montagezustand stabil und kann vom Kran genommen werden. Der Verguss der Schubknagge und der Fußplatte erfolgt über einen Schalungsrahmen und fließfähigen Vergussmörtel.

Der mögliche horizontale Toleranzausgleich im Well-Hüllrohr beträgt ± 30 mm und in der Fußplatte zusätzlich ± 10 mm.

3 VORVERSUCHE

3.1 Versuchsprogramm

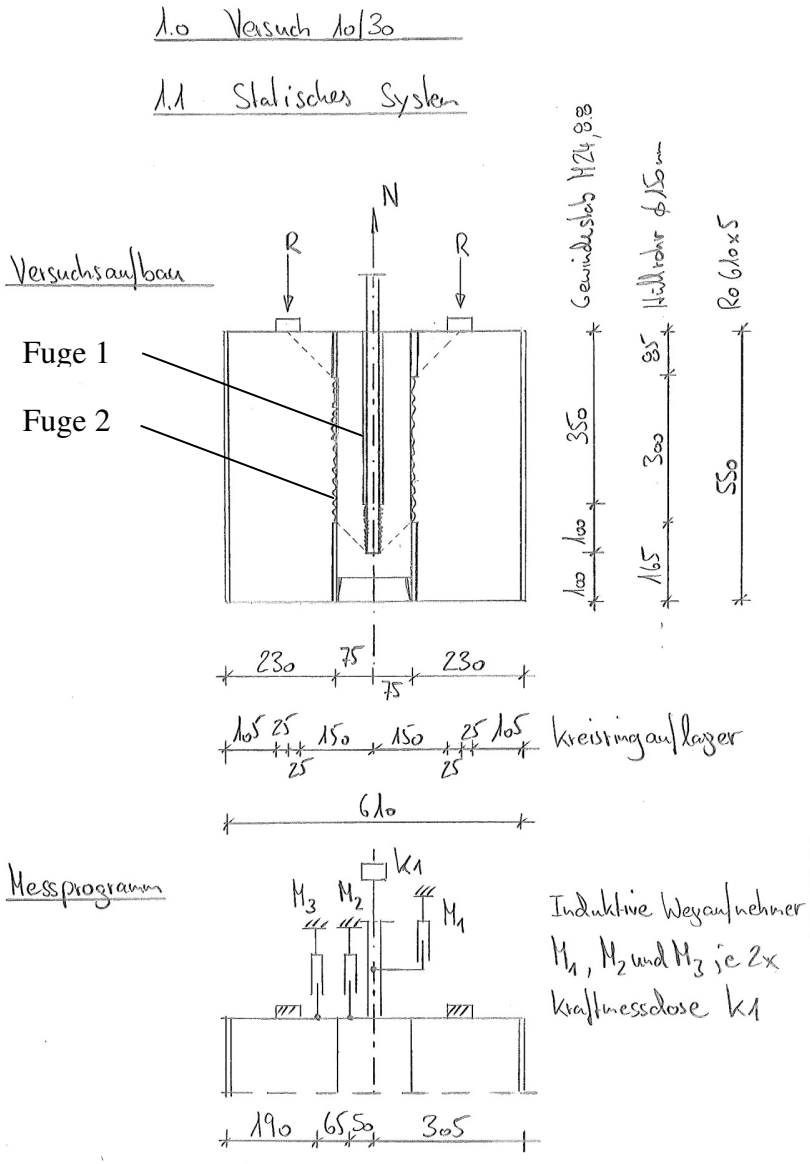


Abb. 13: Versuchsaufbau 1, Versuch 10/30 und Definition der Messstellen in der Ansicht

Zur Verifizierung des Verankerungskonzeptes wurden Versuche an der TU Darmstadt durchgeführt. Mit der Durchführung dieser Versuche sollte geklärt werden, ob die Verwendung von Gewindestäben gleichwertig zur Verwendung von GEWI-Ankern anzusehen ist. Hierbei werden insbesondere die Verbundspannungen in der Fuge 1 (Gewindestange / Vergussmörtel) und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Fuge 2 (Well-Hüllrohr / Fundamentbeton) untersucht. Im Rahmen von Vorversuchen werden dazu vier Versuchskörper getestet. Alle Versuche werden im gerissenen Beton (w = 0,3 mm) durchgeführt. Zur Erzeugung des Querdrucks wird auf die Wendelbewehrung verzichtet und der Versuchskörper in einem Rohr Ro 610x5 hergestellt.

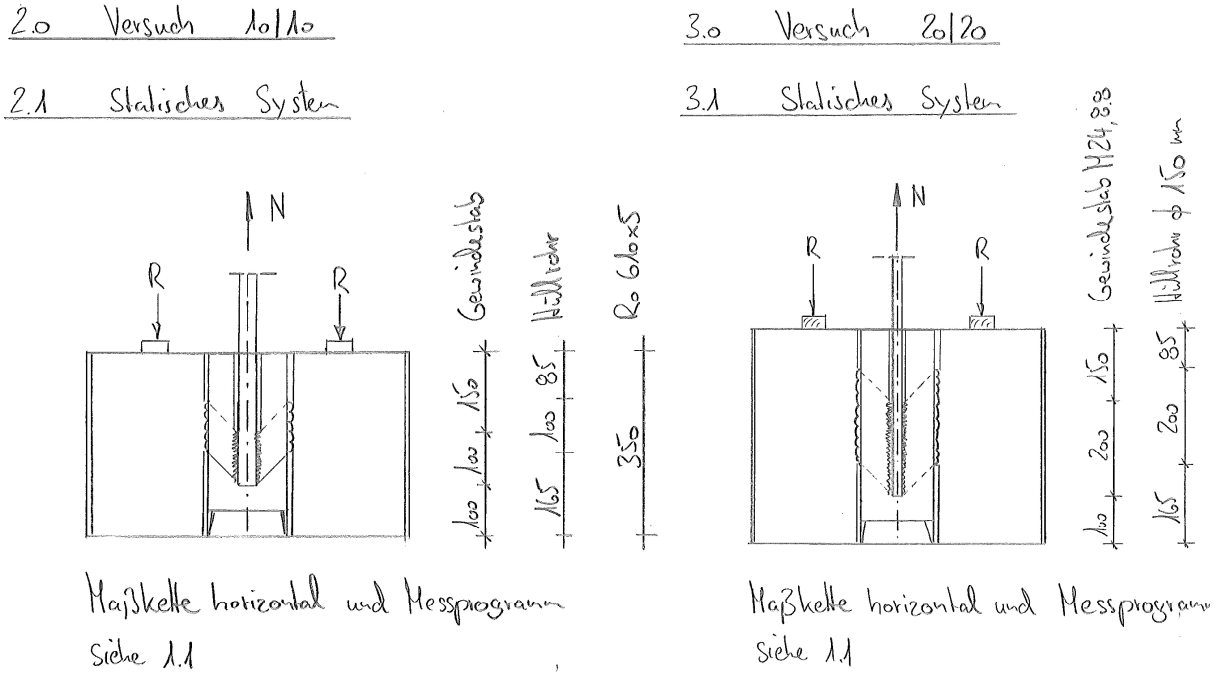


Abb. 14: Versuchsaufbau 2 und 3, Versuch 10/10 und Versuch 20/20

Es handelt sich bei dem gewählten Versuchsaufbau um Nicht-Redundante Versagensketten. Das Versagen eines Bauteils (Gewindestab, Fuge 1 und Fuge 2) führt zum Versagen des gesamten Versuchskörpers.

Zusätzlich zu den 4 Versuchskörpern ist eine Güteüberwachung des verwendeten Fundamentbetons C20/25 und des Vergussmörtels C50/60 durchzuführen. Hierbei soll für den Beton C20/25 die Betonzugfestigkeit f_{ct}. und für die Betone C20/25 und C50/60 die Druckfestigkeit ermittelt werden.

In einem Messprogramm werden 5 Wegmessstellen durch Induktive Wegaufnehmer angeordnet und eine Kraftmessstelle durch eine Kraftmessdose. Es wird dadurch ermöglich, die Verschiebung der einzelnen Fugen unabhängig von einander zu messen und in einen Weg-Kraft-Diagramm darzustellen. Die Dehnung des Gewindestabes wird hierbei berücksichtigt.

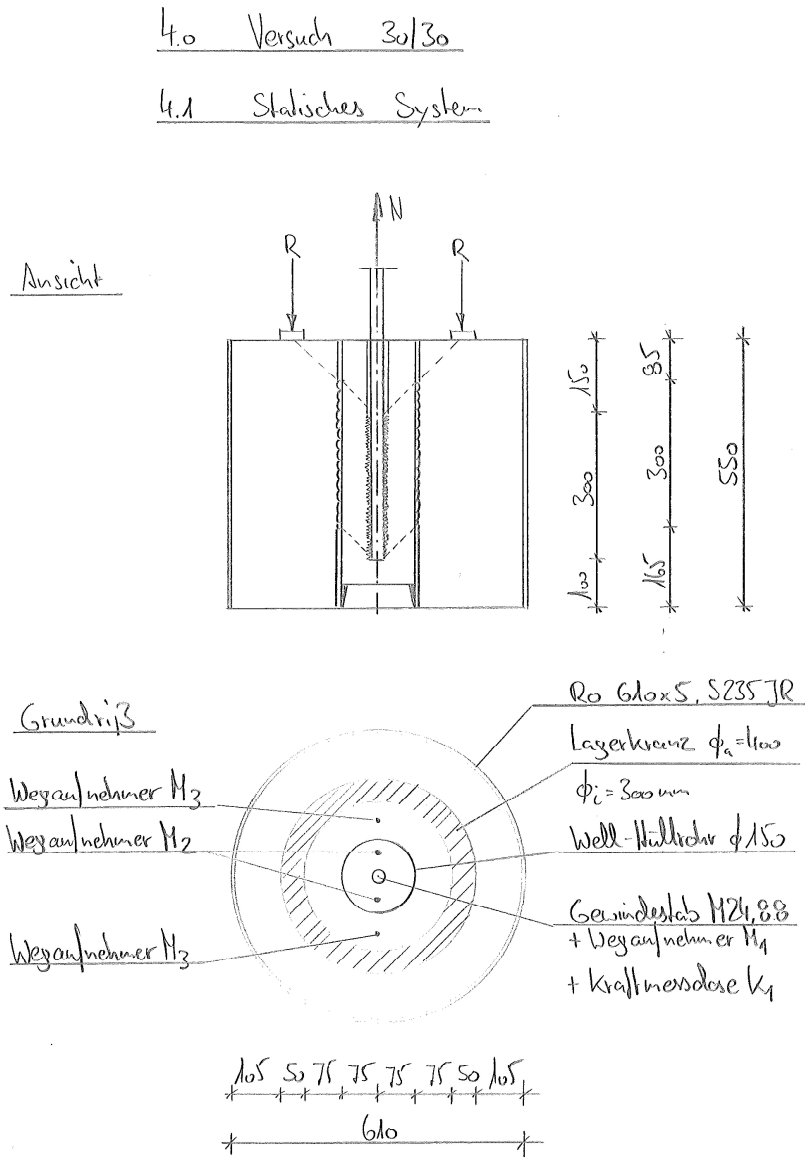


Abb. 15: Versuchsaufbau 4, Versuch 30/30 und Definition der Messstellen im Grundriss

Im Versuch 10/30 wird versucht, ein Versagen der Fuge 1 zu erreichen. Die berechneten, charakteristischen Tragfähigkeiten sind in der Fuge 2 mindestens doppelt so groß wie in der Fuge 1. Wirkt Querdruck und besteht eine hohe Zugfestigkeit des Betons, sind die Tragfähigkeiten der Fuge 2 ca. 6,5 mal so groß wie in der Fuge 1.

In den Versuchen 10/10, 20/20, 30/30 wird der Einfluss der Lasteinleitungslänge untersucht.

Bei dem Versuch 10/10 werden sich die Lasten über eine kurze Länge (100 mm) von der Gewindestange in den Vergussmörtel eintragen. Es wird erwartet, dass sich die Last über die Fuge 2 in den Fundamentbeton abträgt. Hierbei ergeben sich Reibung und Querdruck über die gesamte Höhe der Fuge 2. Nach der Berechnung wird erwartet, dass die Fuge 1 vor der Fuge 2 versagt. Im Fall von geringer Beton-Zugfestigkeit und ohne Querdruck oder bei erhöhter Verbundspannung in der Fuge 1 versagt die Fuge 2 vor der Fuge 1.

Im Versuch 20/20 und im Versuch 30/30 wird untersucht, ob eine vergrößerte Lasteinleitungslänge Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzt. Bei einem duktilen System werden sich Lastumlagerungen von oben nach unter einstellen, die mit einer erhöhten Rissbildung einhergehen.

3.2 Versuchsdurchführung

In Versuch 10/30 wurde erwartungsgemäß ein Versagen der Fuge 1 erreicht. Die aufnehmbare Last betrug N_U = 127,2 kN. Die Verbundspannung unter der Versagenslast beträgt in der Fuge 1 $f_{b,U}$ = 16,9 N/mm². Für die Fuge 1 und die Fuge 2 werden jeweils Last-Verformungs-Diagramme aufgestellt, um die Duktilität abschätzen zu können. Die Verbundspannung unter einer Fugenverformung Δw1 = 0,10 mm beträgt in der Fuge 1 $f_{b,0,1}$ = 13,6 N/mm². Im Vergleich der normierten Spannungs-Verformungs-Diagramme von Fuge 1 und Fuge 2 zeigt sich das deutlich steifere Verhalten der Fuge 1. Dies ist auf die große bezogene Rippenfläche f_R des Gewindestabes zurückzuführen. Aufgrund der hohen Widerstände der Fuge 2 und der geringen Versagenslast wird die Fuge 2 nicht weiter untersucht.

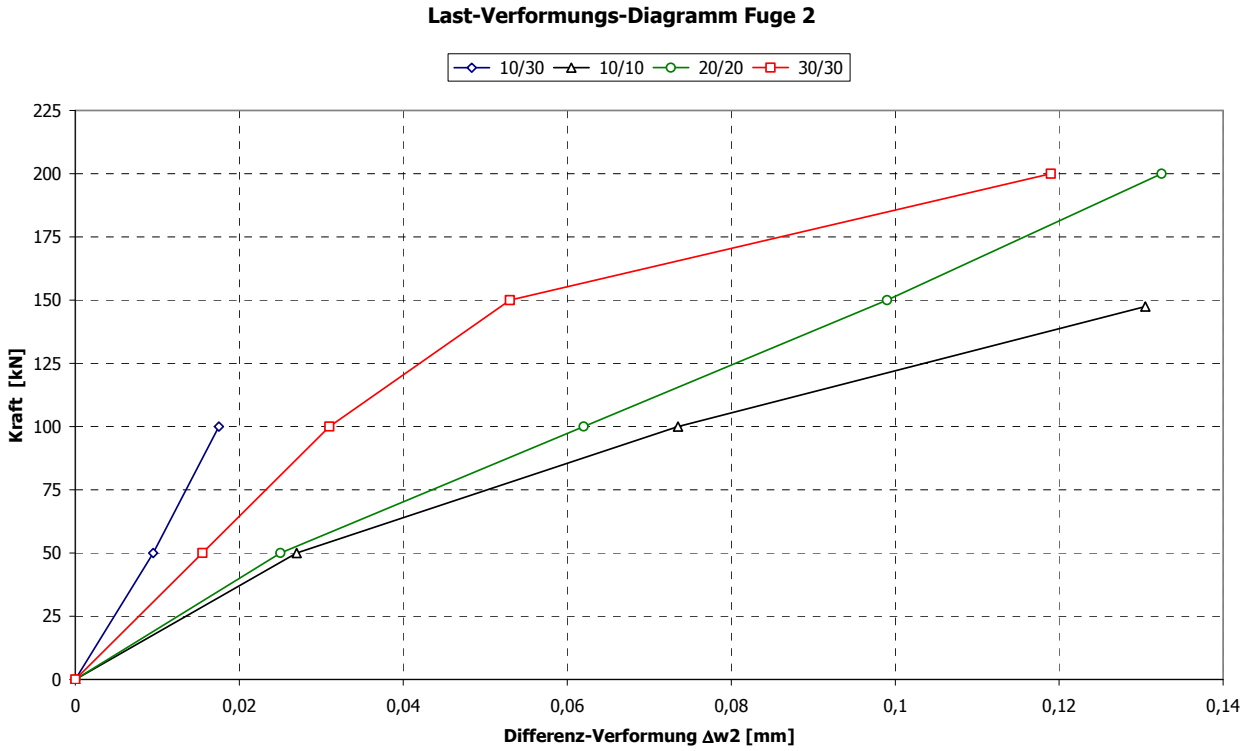


Abb. 16: Last-Verformungs-Diagramm der Fuge 2 für alle Versuche (ohne Versagenslasten)

In Versuch 10/10 zeigte sich die Fuge 2 so widerstandsfähig, dass ebenfalls Fuge 1 versagte. Die aufnehmbare Last betrug N_U = 164,4 kN. Die Verbundspannung unter der Versagenslast beträgt in der Fuge 1 $f_{b,U}$ = 21,8 N/mm². Die Tragfähigkeit der Fuge 2 ohne Querdruck beträgt nur $V_{R,k}$ = 54,7 kN. Da die Fuge nicht versagt hat, erhöht der Querdruck die Tragfähigkeit. Durch die große Verbundspannung des Gewindestabes steigt die Tragfähigkeit der Fuge 2 auf $V_{R,k}$ = 203 kN.



Abb. 17: Versuchskörper 3, Versuch 20/20 im Versuchsstand



Abb. 18: Versuchskörper 3, Versuch 20/20 (hinten) und Versuchskörper 1, Versuch 10/30 (vorne), nach dem Versagen der Fuge 1

Eine Verdoppelung der Verbundlänge im Versuch 20/20 zeigte eine annähernde Verdoppelung der Tragfähigkeit der Fuge 1. Die Versagenslast betrug N_U = 300,8 kN. Die Verbundspannung unter der Versagenslast beträgt in der Fuge 1 $f_{b,U}$ = 19,9 N/mm². Fuge 2 versagte ebenfalls nicht.

Der Versuch 30/30 wurde bei Erreichen der maximalen Prüflast P_{max} = 301 kN ohne Versagen abgebrochen. Rückschlüsse auf die Tragfähigkeiten in diesem Versuch unterbleiben.

Eine Verbreiterung der eingebrachten Risse im Fundamentbeton konnte in keinem der 4 Versuche beobachtet werden.

3.3 Berechnung der Sicherheiten

Es wird zwischen Modellsicherheit und Bemessungssicherheit unterschieden.

Die Modellsicherheit beschreibt die Differenz zwischen Versagenswert aus dem Versuch und dem berechneten Bauteilwiderstand, der wirklichkeitsnah ohne Abminderungen ermittelt wurde. Hier zeigt sich die Güte des mechanischen Modells. Für Sicherheiten $\eta > 1$ liegt das mechanische Modell auf der sicheren Seite.

Für die Fuge 1 zeigen sich Modellsicherheiten $2{,}3 < \eta < 3{,}3$. Da das Versagen nur in Fuge 1 aufgetreten ist, kann für die Fuge 2 keine Modellsicherheit ermittelt werden.

Die Bemessungssicherheit vergleicht die Bemessungswerte (mit Abminderungen und Rechenwerten nach Norm) mit den Versagenswerten aus den Versuchen. Hier zeigt sich der Sicherheitsabstand auf der Widerstandsseite. Für die Fuge 1 werden Bemessungssicherheiten $4{,}2 < \eta < 6{,}4$ ermittelt. Da die Fuge 2 nicht versagte, können nur untere Werte angegeben werden. Sie betragen für die Fuge 2: $3{,}5 < \eta < 3{,}8$.

3.4 Versuchsergebnis

Die Verbundspannungen der Fuge 1 sind erwartungsgemäß höher ausgefallen als die Verbundspannungen nach DIN 1045 für Rippenstähle aus BSt 500S. Sie liegen um den Faktor 4 bis 5 höher und können mit der größeren bezogenen Rippenfläche mechanisch erklärt werden. Gleichzeitig wirken durch die Umschnürung auch auf die Fuge 1 Querdruckspannungen, die die Tragfähigkeit erhöhen. Die Verbundspannungen $f_{b,U}$ sind in den Versuchen mit 10 und 20 cm Lasteinleitungslänge nahezu gleich, was für ein volles Mittragen der gesamten Verankerungslänge spricht.

Sollten weitere Untersuchungen an der Fuge 1 erfolgen, ist die Messstelle M1 unterhalb des Versuchskörpers anzusetzen, damit die elastische Längung des Gewindestabes nicht herausgerechnet werden muss. Es lassen sich nur so Last-Verformungs-Diagramme ermitteln, mit denen man Aussagen zur Verbundspannung unter einer Verformung von 0,10 mm treffen kann.

Die Tragfähigkeit der Fuge 2 ist von zwei Anteilen abhängig:

- von der Reibung durch Querdruck auf die profilierte Fuge und
- von der Konsoltragfähigkeit der Rippen und damit von der Zugtragfähigkeit des Betons.

Durch die erhöhten Verbundspannungen in der Fuge 1 kommt es zu großem Querdruck in der Fuge 2. Der Querdruck wird durch die Versuche bestätigt, denn ohne diesen Anteil wäre ein Versa-

gen der Fuge 2 aufgetreten. Der Einfluss des Gewindestabes auf die Fuge 2 ist daher positiv zu sehen. Um die Tragfähigkeit der Fuge 2 zu erreichen, müsste ein Versuch 30/10 mit 30 cm Verankerungslänge der Fuge 1 und 10 cm Verankerungslänge der Fuge 2 untersucht werden.

Die hohen Modellsicherheiten und die hohen Bemessungssicherheiten zeigen, dass das untersuchte Verankerungssystem weit aus leistungsfähiger ist als in der Berechnung unterstellt.

4 LITERATUR

ELIGEHAUSEN — R. Eligehausen und R. Mallee, Befestigungstechnik, S. 609 - 753, Betonkalender, Ernst & Sohn Verlag, 1997

DIN 1045 — DIN 1045-1:2008-8, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion

DIN 18800 — DIN 18800 Teil 1, Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Beuth-Verlag, November 1990

LEONHARDT — Fritz Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Massivbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, 1984

PETERSEN — Christian Petersen, Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, 3. Auflage, Vieweg-Verlag, Juni 2001

WOMMELSDORF — Wommelsdorf, Stahlbetonbau Bemessung und Konstruktion, Teil 1, 7. Auflage, Werner Verlag, August 2002