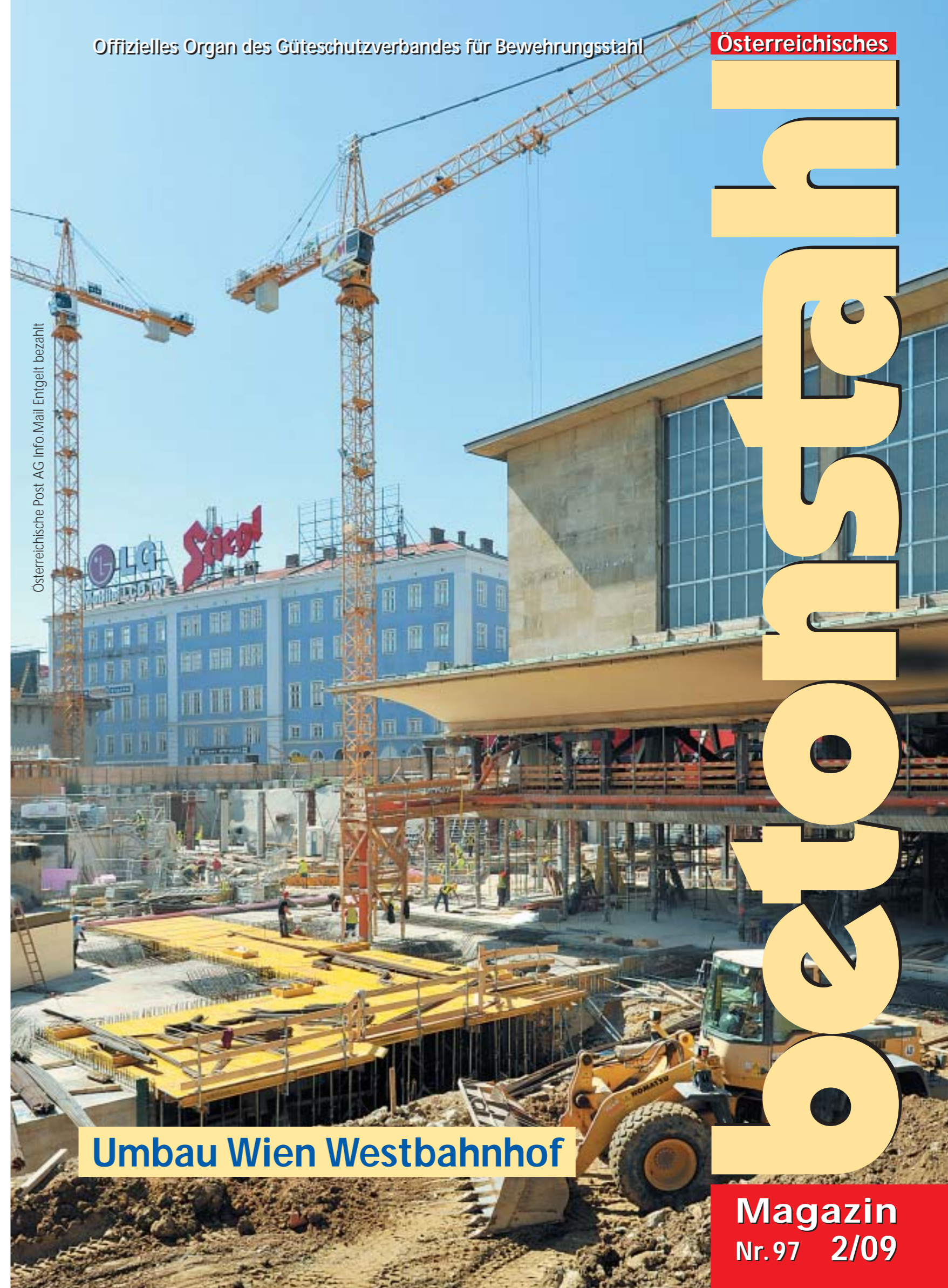


Die aktuelle
Ausgabe
unserer
Zeitung
für Internet-
User!

Österreichische Post AG Info-Mail Entgelt bezahlt

stah

Umbau Wien Westbahnhof



Umbau Wien Westbahnhof

Der Wiener Westbahnhof wird zur BahnhofCity Wien West

Textverfasser: ÖBB-Infrastruktur Bau AG

Daten und Fakten:

- Bauzeit: September 2008 - Herbst 2011
- Investitionssumme: rund € 180 Mio.
- Architekten: Neumann + Steiner ZT GmbH
- Bauausführung: ARGE Bahnhof City Wien West
 - Bilfinger Berger Bau GmbH
 - Pittel + Brausewetter GmbH
 - Bauunternehmung Granit Gesellschaft m.b.H.
- Statik: ARGE Klestil ZT GmbH und KS Ingenieure ZT GmbH
- Barrierefreiheit, Sicherheit, Service: Offenes Reisezentrum, heller Wartebereich mit mehr als 200 Sitzplätzen, Lifte, Rolltreppen, Rampen, etc.
- Serviceeinrichtungen: Supermarkt, Food-Court, Bücher, Bekleidung, Dienstleistungen, Hotel etc.
- Provisorische Verkehrsstation
 - Standort: Äußere Mariahilfer Straße, Ecke Langauergasse / Gerstnerstraße
 - 3.000 m² auf 2 Stockwerken
- Flächen
 - Handel, Dienstleistung, Gastronomie (rd. 17.000 m²)
 - Büroflächen & Hotel (rd. 29.000 m² Bruttogeschossfläche)
- Kompetenzpartner für Branchenmix, Vermietung und Center-Management
ECE - Europa Bau- und Projektmanagement G.m.b.H.
- Massenauszug
 - Erdaushub: ca. 100.500 m³
 - Beton: 63.000 m³
 - Betonstahl: 5.525.500 kg
 - Spannstahl: 3.500 m
 - Schalungsfläche: 178.500 m²

Die im Rahmen der ÖBB-Bahnhofsoffen-sive durchgeführte Neugestaltung des Westbahnhofs zu einer multifunktionalen Drehscheibe mit Shopping-Center, Büros und einem Hotel wird nicht nur Bahnfahrern, sondern auch Anrainern und Besuchern eine neue Qualität am Bahnhof bieten. Der Um- und Neubau zur BahnhofCity Wien West wirkt sich auch positiv auf das Umfeld aus.

Die BahnhofCity Wien West wird nach Fertigstellung rund 70.000 m² Bruttogeschossfläche aufweisen und durch ein Gastronomie-, Handels- und Dienstleistungszentrum sowie zahlreiche Büros und ein Hotel aufgewertet. Seit Mitte September 2008 wird der zentrale Verkehrsknotenpunkt mit Hilfe von den Architekten Neumann + Steiner auf fortschrittlichsten technischen und architektonischen Standard gebracht. Die Generalsanierung der, in den frühen 1950er Jahren errichteten Bahnhofshalle erfolgt unter Denkmalschutz. Auf drei Ebenen werden sich die Serviceeinrichtungen der ÖBB sowie eine ausgedehnte Shoppingmeile mit etwa 80-100 Geschäften und Gastronomieangeboten auf einer Gesamtfläche von ca. 17.000 m² erstrecken. Im Süden neben der Halle entsteht ein mehrgeschossiges Bürogebäude mit einem offenen Atrium. In dem neuen Bürokomplex an der Nordseite ist ein zusätzliches Hotel integriert.

Das Budget-Design-2-Sterne-Hotel mit einer Fläche von rund 13.000 m² umfasst 441 Zimmer.

Die Bauhöhe beider Gebäude wird auf die Bauklasse V beschränkt. Unter dem daraus entstehenden Gebäudekomplex wird ein Geschoss eingezogen, wo die Shoppingmeile entsteht. Dieses reicht unterirdisch bis zum Gürtel und bildet die Verbindung zur Mariahilfer Straße. An den Bahnsteigen werden keine Baumaßnahmen durchgeführt. Der Wartebereich im Gleisgeschoß wird auf 200 Sitzplätze ausgeweitet. Eine helle und transparente Gestaltung zieht sich durch die gesamte Anlage. Durch den Einbau weiterer Lifte, Rolltreppen und Rampen werden auch Menschen mit Mobilitätseinschränkungen einen barrierefreien und ungehinderten Zugang zu allen Einrichtungen der BahnhofCity haben.

Der Bahnhofsanbau Nord (auf Seite der Felberstraße) wird abgetragen, und der Vorplatz zwischen dem Parkhaus und den Bahnsteigen kann dadurch verbreitert werden. Der Eingangsbereich des Westbahnhofs am Europaplatz wird völlig neu gestaltet. Es entsteht ein breiter, übersichtlicher Vorfahrtsbereich mit eigenen Zonen für Taxis, Kiss & Ride-Parkplätze, Behinderten-Parkplätze und Busstellplätzen. Die künftige BahnhofCity Wien West wird ein Ort zum Reisen, Arbeiten und

Einkaufen sein. Die helle und transparente Gestaltung der gesamten Anlage sorgt für einen angenehmen Aufenthalt. Ab Herbst 2011 wird die BahnhofCity Wien West als einer der modernsten Bahnhöfe Österreichs eine neue Qualität des Reisens vermitteln können.

Provisorische Verkehrsstation

Erstmals in Österreich wurde ein gesamter Bahnhof während der Bauarbeiten in eine provisorische Verkehrsstation verlegt. Dies ist notwendig um die Bauarbeiten bei laufendem Betrieb durchführen zu können. Das Provisorium dient den Kunden als vollwertiger Ersatz und erlaubt den Zugang zu den Bahnsteigen.

In ihm finden die Fahrgäste alles, was sie vor und nach einer Bahnfahrt brauchen – sämtliche Serviceeinrichtungen wie das ÖBB-Reisezentrum, weitere Fahrkartenselbstautomaten, den Infopoint, die ÖBB-Club Lounge und selbstverständlich auch Geschäfte und Gastronomie. Eine Infobox im ersten Stock bietet allen Interessierten während der gesamten Bauzeit Informationen über den Umbau und die künftige BahnhofCity. Mittels Webcams kann man dort die Arbeiten in der gesperrten Bahnhofshalle verfolgen.



Visualisierung 1: Die künftige BahnhofCity Wien West



Visualisierung 2 + 3: Die „neue“ denkmalgeschützte Bahnhofshalle

© Copyright für alle Bilder dieser Seite: Neumann + Steiner Architekten, Visualisierung: beyer.co.at

Technische Ausführung – Spezialtiefbau:

Folgende Bauverfahren bzw. Bauhilfsmaßnahmen sind für den Umbau der Bahnhofshalle erforderlich:

- Baugrubensicherung aus Spritzbeton mit Vernagelung
- Rückverankerter Bohrträgerverbau (Spannanker)
- Ortbetonbohrpfähle als klassische Gründung für die Büro- bzw. Hotelgebäude
- Düsenstrahlverfahren im Bereich der denkmalgeschützten Bahnhofshalle, u.a. um die Stützmauer am Bahnsteig nach unten durch aufgefächerte DSV-Säulen zu „verlängern“ (für das neue unterirdische Geschoß)
- Verankerung der Bodenplatte bei den Schlitzwänden des U-Bahnaufganges, um Verformungen durch die durch den Hochbau hervorgerufenen Lasten hintanzuhalten

Insbesondere bei den Arbeiten in der denkmalgeschützten Bahnhofshalle ist hohe Sensibilität an den Tag zu legen. Unzählige Gerätschaften (Bohrgeräte, Bagger, LKWs etc.), aber auch die Bauverfahren selbst (DSV-Säulen in Bezug auf Hebungen) haben mächtiges Einwirkungspotential auf die im Bestand zu belassenden Konstruktionen der denkmalgeschützten Halle.

Während der Herstellung des Untergeschoßes im Bereich der bestehenden Bahnhofshalle, müssen die bestehenden 36 Hauptstützen, die Vordachstützen am Europaplatz und Querbahnsteig sowie die beiden Giebelwände provisorisch abgefangen werden. Dazu wurden von einem Bohrplanum mit Niveau der Decke über dem neuen Untergeschoß ca. 400 Stk. DSV-Säulen bzw. Bohrpfähle DN90 bis ca. 6m unter Bodenplatten-Unterkante abgeteufelt. Zur Ableitung der über

die Stahlkonstruktionen übertragenen Lasten sowie als Stützung der Decke im Bauzustand wurden in diese DSV-Säulen bzw. Bohrpfähle HEB-Träger eingestellt und mit Kopfplatten versehen. Anschließend erfolgten die Herstellung der Decke und der Aushub des neuen Untergeschoßes. Im Zuge des Erdaushubes mussten auch die Bestandsfundierungen (unbewehrte Betonkörper, ca. 4,0m x 4,5m x 2,5m) der Haupt- und Nebenstützen eliminiert werden. Aufgrund der statisch sensiblen Hallenkonstruktion hatte der Abbruch schonend zu erfolgen, ein Einsatz von schwerem Abbruchgerät war nicht möglich.

Nach Fertigstellung der Aushub- und Abbrucharbeiten begann die Produktion der Bodenplatte (Dicke im Voutenbereich 1,0m). Zeitgleich mit den Arbeiten an Fundamentplatte, Stützen und Wänden wurde die sich im hinteren Bereich der

Bahnhofshalle befindliche (und vorab mittels DSV-Maßnahmen unterfangene) Schwergewichtsmauer mit Litzenankern, l=16,0m gesichert und der Bereich von UK Schwergewichtsmauer bis UK Bodenplatte mit Spritzbeton versiegelt.

Der Kraftschluss zwischen den neu hergestellten (unter Deckel) und bestehenden (über Deckel) Hauptstützenabschnitten erfolgte über Kapselpressen. Diese wurden knapp unterhalb des Deckels auf der neuen Stütze eingebaut und mit Drücken zwischen 40 und 70 bar mit Zementsuspension aufgepresst.

Nach erfolgter Verlängerung der Hauptstützen konnten die Stahlkonstruktionen abgebaut und in den nächsten Bauabschnitt umgesetzt werden, um den Bau der aufgehenden Bauteile der Geschoße E+1 bis E+3 zu ermöglichen.



Bild 1: DSV-Körperherstellung Zugang Wiener Linien (Bereich ehemaliger Lift und Fahrtreppen), April 2009



Bild 2: Abbruch bzw. Vorbereitungsmaßnahmen zur Herstellung der Bohrpfähle bzw. DSV-Körper für die Unterfangung der Hauptstützen, April 2009



Bild 3: Betonschneidearbeiten im Bereich Zugang Wiener Linien (U3-Station), Mai 2009



Bild 4: Durchschneiden der bestehenden Fundamente der Hauptstützen unter dem Deckel, Mai 2009



Bild 5: Betondeckel, Vorbereitung für die Abfangkonstruktion, Mai 2009



Bild 6: Betonieren der Bodenplatte (1. Abschnitt), Mai 2009



Bild 7: Fertige Bodenplatte, 1. Unterfangungsabschnitt, Juni 2009



Bild 8: Unterfangung Giebelwand zum neuen Hotelgebäude, Juni 2009



Bild 9: Detail Stahlabfangung Hauptstütze, fertiger Betondeckel, Juni 2009



Bild 10: Erdaushub im Bereich Zugang Wiener Linien (U3-Station), Juni 2009



Bild 11: Erdaushub im Bereich Europaplatz, Juli 2009



Bild 12: Betonschneidearbeiten im Bereich Zugang Wiener Linien (U3-Station), Juli 2009



Bild 13: Abfangkonstruktion der Hauptstützen, Juli 2009



Bild 14: Unterfangungsarbeiten (Deckelbauweise) Zugang Wiener Linien, Juli 2009



Bild 15: Abfangkonstruktion der Giebelwand (südlich, U-Bahn), Juli 2009

© Copyright: Titelbild und alle Baustellenbilder von Bild 1–15 / FIRSTMEDIA network GmbH | baudoku.at



Lieferung, Bearbeitung und Verlegen der ca. 5.500t Betonstahl für den Umbau des Wiener Westbahnhofes zur BahnhofCity Wien West, erfolgt durch die Fa. Bauservice-Fuhs Ges.m.b.H



Bauservice – Das Werk



Betonstahlbiegerei

Baustahlgitter
Werks Großhandel



Emailwerk
Schrems



BAUSERVICE - FUHS GES.M.B.H.

BETONARMIERUNGEN
EMAILIERUNGEN



BETONSTAHLBIEGEREI – BAUSTAHLGITTER – WERKSGROSSHANDEL:
2102 BISAMBERG – INDUSTRIEGEBIET, JOSEF FUHS-STRASSE 13
TELEFON: 02262/758 37, 758 38 – TELEFAX: 02262/758 37-11
EMAILWERK: 3943 SCHREMS, INDUSTRIEPARK 2
TELEFON: 02853/77 364, 76 910, 77 107 – TELEFAX 02853/77 364-30
INTERNET: www.bauservice-fuhs.at

Die Schwartenbewehrung Weißer Wannen

Textverfasser: Gerd Fritsche – Leopold Franzens Universität Innsbruck

1. Problemstellung

Das Österreichische Normungsinstitut hat bereits im Mai 2009 den nationalen Anhang mit ÖNORM B 1992-1-1:2007 zur ÖNORM EN 1992-1-1:2004 in Kraft gesetzt. In Deutschland erscheint der sich in der Entwurfsphase befindliche nationale Anhang vermutlich erst gegen Ende der im CEN vereinbarten Koexistenzperiode.

Für den Nachweis der Rissbreiten setzt der nationale Anhang Deutschlands die Rissbreitenformeln des Eurocodes außer Kraft und passt sie komplett DIN 1045-1:2008 an.

Neu in dieser DIN 1045-1:2008 ist die Regelung der Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten dicker Bauteile, wobei sich in Abhängigkeit des Randabstandes der Bewehrungsstäbe die Wirkungszone $A_{c,eff}$ der Bewehrung erhöht. Es ist zu erwarten, dass Österreichs nationaler Anhang der Bemessungsvorschrift der DIN 1045-1:2008 folgt.

Die Dicke der randnahen Wirkungszone wird von Leonhardt in [1] gleich der Betonüberdeckung c inklusive dem 7-fachen Stabdurchmesser d_s , höchstens aber mit 20 cm, von Meyer in [2] kontinuierlich ansteigend bis 50 cm und in DIN 1045-1:2008 auf Vorschlag von Maurer [3] bis zum 5-fachen Randabstand der Bewehrung vom Zugrand gewählt.

Als Hautbewehrung (Oberflächenbewehrung) wird eine Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite definiert, die bei Bauteilen aus Stahlbeton überwiegend im Überdeckungsbereich c dicker Bewehrungsstäbe angeordnet wird. Die randnahe Wirkungszone der Bewehrung ist wesentlich dicker und entspricht eher einer Schwarte (dicke Haut), deren Bewehrung in der Lage ist, die beim Durchreißen der Schwarte ausfallenden Betonzugkräfte aufzunehmen.

Die Regelung in DIN 1045-1:2008 gilt für dicke Wände, wie sie insbesondere bei Brückenwiderlagern und Pfeilern vorkommen und nicht für flüssigkeitsundurchlässige Konstruk-

tionen. Wenn nachgewiesen wird, dass Zwangsschnittgrößen keine wasserdurchlässigen Trennrisse erzeugen, braucht die Schwartenbewehrung nur zur Beschränkung der Rissbreite von **Einrisen** bemessen werden. Nachteilig ist, dass mit einer normativen Erhöhung der Wirkungszone $A_{c,eff}$ leider auch die Mindestbewehrung erhöht werden muss.

2. Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

Zur Aufnahme von Zwangeinwirkungen und Eigenspannungen darf gemäß EN 1992-1-1 die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ aus dem Gleichgewicht zwischen der Zugkraft F_{cr} im Beton unmittelbar vor der Rissbildung und der Zugkraft F_{sy} in der Bewehrung an der Streckgrenze oder bei einer niedrigeren Spannung ermittelt werden, falls dies zur Beschränkung der Rissbreite erforderlich ist:

$$A_{s,min} = \frac{F_{cr}}{\sigma_s} \geq \frac{F_{cr}}{f_{yk}} \quad (1)$$

In EN 1992-1-1 übernimmt die Mindestbewehrung jene Zugkräfte, die bei zentrischem Zug knapp vor dem Durchriss bislang vom Beton aufgenommen wurden. Zu diesem Zeitpunkt ist der Beton zufolge Eigenspannungen oder frühes Schwinden bereits vorgeschädigt und eingerissen. Ebenso entstehen Risse infolge Kerbwirkung durch normal zur Hauptbeanspruchungsrichtung angeordnete Bewehrungsstäbe (Querbewehrung, Bügel etc.). Es wird somit nicht der **gesamte Querschnitt** A_{ct} , sondern nur der zugspannungsaufnehmende Restquerschnitt $A_{ct,red}$ durchgerissen.

Der auf die Randbewehrung A_s bezogene halbe Restquerschnitt sei mit

$$A_{ct,red} = 0,5 k_E A_{ct} \quad (2)$$

definiert. Für den Durchriss ist das kleinste Produkt von

$$F_{cr} = f_{ct,eff} A_{ct,red} \quad (3)$$

verantwortlich, wobei es vorläufig an dieser Stelle unerheblich ist, ob k_E zur Minderung der Querschnittsfläche oder wie üblich zur Minderung der Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ eingeführt wird.

Für die wirksame Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ ist jener Wert zu wählen, der zum Zeitpunkt der Rissbildung zu erwarten ist. Gemäß EN 1992-1-1 darf er gleich dem Mittelwert der Laborzugfestigkeit f_{ctm} in Rechnung gestellt werden, aber auch niedriger, falls die Rissbildung vor Ablauf von 28 Tagen zu erwarten ist. Der Zeitfaktor sei mit k_{zt} erfasst und berechnet sich gemäß EN 1992-1-1 aus der Druckfestigkeitsentwicklung und der daraus abgeleiteten Zugfestigkeit für Normalbeton:

$$k_{zt} = \left\langle \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{t_1}{t_{ef}} \right)^{1/2} \right] \right\} \right\rangle^{2/3} \quad (4)$$

Die Potenzformel berücksichtigt das zum betrachteten Zeitpunkt wirksame Betonalter t_{ef} im Verhältnis zum Referenzalter von $t_1 = 28$ Tagen. Der Beiwert s beschreibt die Hydratationsgeschwindigkeit des verwendeten Zementes und beträgt beispielsweise für langsam erhärtende Zemente (SL) der Festigkeitsklasse 32,5 N s $s = 0,38$. Damit ergibt sich gemäß EN für die nach drei Tagen erwartete Rissbildung zufolge abfließender Hydratationswärme ein Abminderungsfaktor von $k_{zt} = 0,6$.

In Wirklichkeit ist der Zeitpunkt der Zwangsrissbildung und damit das Rissspannungsniveau als Schnittpunkt der zeitlich veränderlichen Zwangsspannung und der Betonzugfestigkeit im Bauwerk nur schwer bestimmbar. Die wirksame Zugfestigkeit im Bauwerk ist zumeist geringer als die Laborzugfestigkeit. Einerseits weist der Beton im Bauwerk einen gegenüber der Probe geringeren Verdichtungsgrad auf und andererseits wirkt die Zwangsbeanspruchung lang andauernd auf den Beton. Die Dauerzugbeanspruchung führt zu einer Reduktion der Betonzugfestigkeit von 15 % und die geringere

Verdichtung des Bauwerksbetons bewirkt eine Festigkeitsminderung gegenüber den Laborproben von 10 %. Entscheidend von Einfluss ist die Betonierichtung. Zugproben weisen in Betonierichtung eine geringere Zugfestigkeit auf als senkrecht zur Betonierichtung. Die Unterschiede betragen bis zu 25 %. Onken schlägt in [4] vor, für die Annahme eines Rechenwertes für die Zugfestigkeit neben der Altersabhängigkeit auch den Einfluss der Verdichtung und des Dauerzugs mit dem Faktor $k_{DZ} = 0,85-0,90 = 0,80$ zu berücksichtigen. Multipliziert man diesen Wert mit 0,6, dann entspricht der reduzierte Altersbeiwert $k_{zt} = 0,5$ üblichen Empfehlungen. Ansonsten gilt:

$$f_{ct,eff} = k_{DZ} k_{zt} f_{ctm} \quad (5)$$

Neu in DIN 1045-1:2008 und im Entwurf des nationalen Anhangs zur EN 1992-1-1 ist es, die Mindestbewehrung nur für jene Betonzugkraft auszulegen, die beim Reißen der rund um die Bewehrung auf Zug mitwirkende Betonschwarte frei wird. Im Gegensatz zum Durchriss wird der Betonquerschnitt nur eingerissen und es gilt:

$$A_{s,min} = \frac{F_{cr,eff}}{\sigma_s} \geq \frac{F_{cr}}{f_{yk}} \quad (6)$$

Der Wert $F_{cr,eff}$ entspricht jener Kraft, die vom Stahl über Verbund auf den Beton übertragen wird und nach einer bestimmten Übertragungslänge den Einriss erzwingt.

Entlang dieser Strecke entstehen an den Rippen der Bewehrungsstäbe kurze Risse (Goto), die sich mit Oberflächenrissen zufolge Eigenspannungen und Schwinden, wie sie auch in unbewehrten oder mit Faser bewehrten Betonen in annähernd gleichförmigen Rissabständen vorhanden sind, vereinigen. Die Länge der Verbundstrecke ist somit nicht nur von Rippenform und Stabdurchmesser, sondern auch vom Abstand der Risse im unbewehrten Beton abhängig. Kompliziert wird es, wenn die einbetonierte Bewehrung Verformungen behindert und Schuld hat für die Entstehung von Rissen.

Die Norm lässt zu, das Gleichgewicht nur zwischen der Risskraft F_{cr} des **jungen** Betons und der Fließkraft F_{sy} zu bilden. Daher ist es leicht möglich, dass nach dem Durchreißen eines alten Betons die Risskraft des Betons die Fließkraft des Stahls überschreitet: $F_{cr} > F_{sy}$. Gleich wie beim Faserbeton hängt es dann nach dem Durchreißen davon ab, ob die wegen des durch die Rissbildung verursachten Steigungsverlustes reduzierte Zwangsbeanspruchung gering genug bleibt, um eine Beschränkung der Rissbreite garantieren (Abb. 1) zu können.

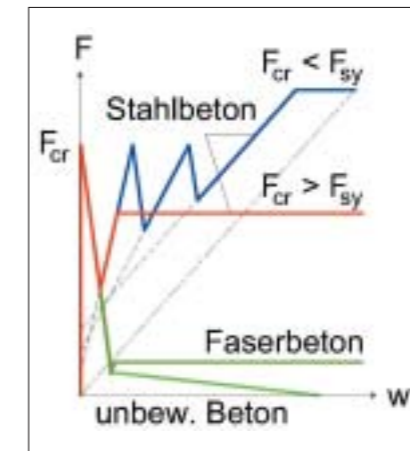


Abb. 1: Zugzwang-Rissöffnungsgesetz

3. Ein- und Durchrisse

Die Einführung der Schwartenbewehrung verlangt die Beachtung des Unterschiedes zwischen Ein- und Durchrissen. König unterscheidet in [5] zwischen Primär- und Sekundärrissen und weist darauf hin, dass je nach Lage der Bewehrung im Bauteil sich der gesamte oder nur ein Teil des unter Zug stehenden Betonquerschnittes am Rissbildungsprozess beteiligt.

In einem auf zentrischen Zug beanspruchten Bauteil aus Stahlbeton überbrückt im Riss der Stahl allein die Zugkraft F . Entlang des im Beton eingebetteten Bewehrungsstahls beteiligt sich je

nach Größe der Einbettungslänge auch der Beton an der Aufnahme und Weiterleitung dieser Kraft.

Die nach einer Teilstrecke dx vom Stahl an den Beton abgegebenen Kräfte dF verursachen Verschiebungen. Bei nachgiebigem oder verschieblichem Verbund gemäß Abb. 2 ist die Verschiebung des Bewehrungsstabs u_s größer als die des Betons u_c , und der Bewehrungsstab wird aus dem Beton herausgezogen. Der Gesamtschlupf des Bewehrungsstabes am Rissufer entspricht der Differenz der Maximalverschiebungen $u_{s,max} - u_{c,max}$ und damit der halben Rissbreite w .

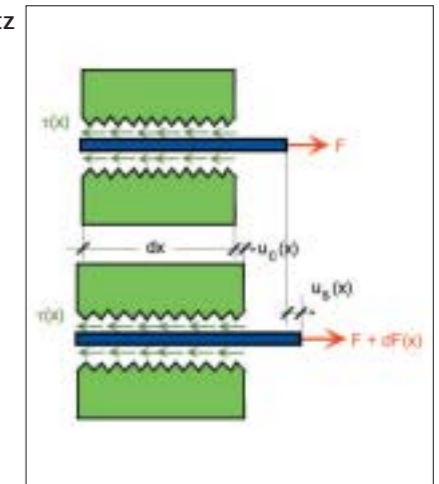


Abb. 2: Verschieblicher Verbund

In jedem Intervall dx gilt das Kräftegleichgewicht:

$$dF(x) = A_s d\sigma_s(x) = U_s \tau(x) dx = A_{c,eff}(x) d\sigma_c(x) \quad (7)$$

$$F_{cr,eff} = A_{c,eff} \int_0^{l_{sE}} d\sigma_c(x) = A_{c,eff} f_{ct,eff} \quad (8)$$

Erreicht am Ende einer bestimmten Verbundstrecke die vom Stahl auf den Beton **abgegebene** Kraft $A_s \Delta\sigma_{sE}$ die vom Beton maximal auf Zug **aufnehmbare** Verbundkraft $F_{cr,eff}$, so kann am Ende der Verbundstrecke der Beton reißen. Die Länge der maximal erreichbaren Verbundstrecke beträgt l_{sE} und entspricht im Fall eines Risses dem Rissabstand s_r .

Die Betonspannung wächst ab dem bestehenden Riss von Null auf den Wert $f_{ct,eff}$ und wirkt knapp vor dem Riss im Bereich einer gedachten, gleichförmig auf Zug beanspruchten Betonquerschnittsfläche $A_{c,eff}$. Diese als Wirkungszone der Bewehrung definierte Betonfläche gilt für randnah verlegte Bewehrungsstäbe und ist von unbekannter Größe. Streng genommen müsste das Integral eigentlich über das Produkt $d[\sigma_c(x) A_{c,eff}(x)]$ gebildet werden, da im

Riss kein $A_{c,eff}$ vorhanden bzw. nötig ist. Bei einem auf Zug beanspruchten Dehnkörper mit mittig einbetoniertem Bewehrungsstab ist die Wirkungszone am Ende der Einleitungsstrecke l_{sD} bekannt. An dieser Stelle wird der gesamte spannungsaufnehmende Querschnitt $A_{ct,red}$ aktiviert und es gilt $A_{c,eff} = A_{ct,red}$.

Bei einem symmetrisch auf zwei Seiten bewehrten Dehnkörper entstehen solange Einrisse, solange sich bei unveränderter Zugkraft F Verbundkräfte $F_{cr,eff}$ aufbauen können. Erst wenn alle Rissabstände $s_{r,max} = 2 l_{sE}$ unterschreiten, reicht wegen $0,5 s_r < l_{sE}$ die Übertragungstrecke nicht mehr aus, die Verbundkraft bis zur Höhe der Einrisskraft $F_{cr,eff}$ aufzubauen. Ein weiterer Riss ist daher nicht möglich, das Rissbild hat sich stabilisiert.

Fortsetzung auf Seite 10

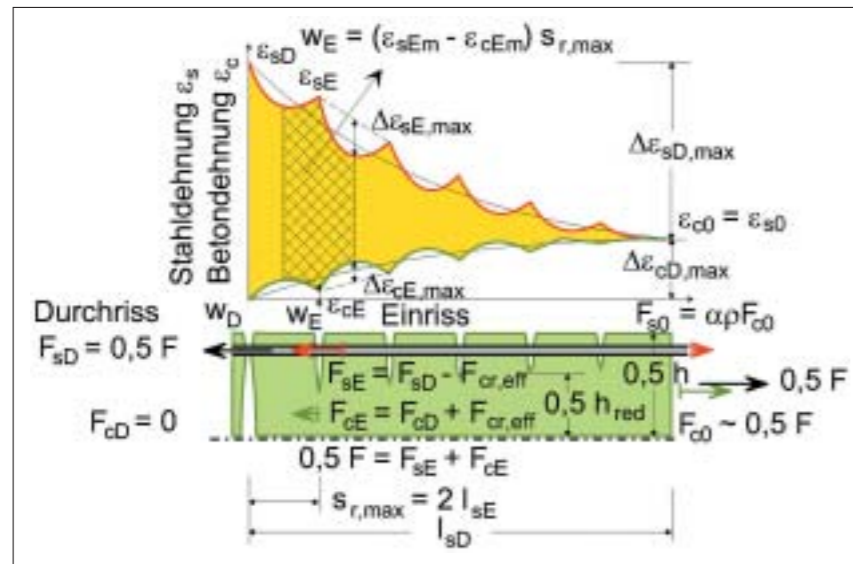


Abb. 3: Rissmechanismus eines dicken symmetrisch bewehrten, zentrisch gezogenen Betonstabs

Wählt man als Bezugspunkt einen Durchriss, dann muss dort der Stahl ohne Hilfe des Betons die Zugkraft übertragen. Im Bewehrungsstahl wirkt die Kraft $F_{sD} = 0,5 F$, wenn die Bewehrung randnah an zwei sich gegenüberliegenden Rändern angeordnet wird. Im dem Durchriss benachbarten Einriss wirkt eine kleinere Kraft F_{sE} als F_{sD} , da der unterhalb des Einrisses noch zur Verfügung stehende Restquerschnitt des Betons sich mit der Größe F_{cE} an der Kraftübertragung beteiligt. Somit wird sukzessive, Einriss für Einriss, die Stahlkraft F_{sE} verkleinert und die Betonkraft F_{cE} vergrößert. Erst wenn die Stahlkraft sich nach der Strecke l_{sD} bis auf $F_{sD} = \alpha \cdot p \cdot F_{cD}$ des Zustands I komplett abgebaut hat und dort die Zugkraft $F_{cD} \sim 0,5 F$ nahezu vom Beton allein ohne Beteiligung des Stahls aufgenommen werden muss, reißt der gesamte, an dieser Stelle eventuell bereits vorgeschädigte Betonquerschnitt $A_{ct,red}$ durch.

Fingerloos [6] grenzt dicke von dünnen Bauteilen dadurch ab, dass bei einer von der Bewehrung ausgehen-

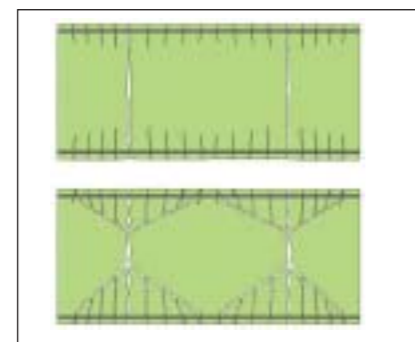


Abb. 4: Ein-, Durch- und Sammelrisse

Die Rissbreiten einzelner oberflächennaher Risse können durch die Bewehrung schmal gehalten werden. Die Breite von Sammelrissen entspricht nahezu der Breitensumme aller gesammelten Risse, und Sammelrisse sind bezüglich des Zuheilens von Rissen wenig erforscht. Eine starke Randbewehrung verhindert die Bildung von Sammelrissen.

Die Aufbauhöhe l_{sE} der Verbundkraft bis zur Einrisskraft $F_{cr,eff}$ beträgt gemäß Formel (9):

$$l_{sE} = \frac{F_{cr,eff}}{U_s \tau_m} = \frac{A_s f_{ct,eff}}{U_s \tau_m} \frac{A_{c,eff}}{A_s} = \frac{d_s}{4} k_1 k_2 \frac{A_{c,eff}}{A_s} \quad (9)$$

den Kraftausstrahlung von 1:2 die Randzonen einander nicht berühren. Damit ergeben sich Durchrisse im Abstand der Bauteildicke und sind unabhängig von der Verbundqualität. Tatsächlich werden aber bei sich steigenden Beanspruchungen Spannungstrajektorien in der Innenzone dicker Bauteile durch weicher werdende Randzonen umgelenkt und bewirken die Vereinigung von Einrissen mit Durchrissen (Abb. 4).

Tatsächlich bekannt in Gleichung (9) ist nur der Stabdurchmesser d_s . Alles andere sind Annahmen, die in den nationalen Anhängen zur EN 1992-1-1 unterschiedlich geregelt werden:

EN 1992-1-1:

$$s_{r,max} = 1,7 s_{rm} = 1,7 (2c + l_{sE}) \quad (10a)$$

$$k_1 = \frac{f_{ct,eff}}{\tau_m} = 0,8 \quad (11a)$$

Der Beiwert k_2 regelt die Art der Zugspannungsverteilung in der Randzone. Bei einer linear abnehmenden Biegezugspannung beträgt $k_2 = 0,5$ und bei zentrischem Zug $k_2 = 1$. Die Länge der verbundlosen Strecke entspricht der zweifachen Betondeckung c . Diese Strecke betrug in der alten Ausgabe des EC 2 der Einfachheit wegen nur 50 mm. Der Einfluss der Betondeckung ergibt sich empirisch aus der Auswertung von Versuchen, jedoch fehlen ausreichend viele Beobachtungen von Zugversuchen an dicken Bauteilen.

DIN 1045-1: 2008;
ÖNORM B 1992-1-1:2007

$$s_{r,max} = 2 l_{sE} \quad (10b)$$

$$k_1 = \frac{f_{ct,eff}}{\tau_m} = 0,56 \quad (11b)$$

Der Rissabstand gemäß DIN 1045-1 ist unabhängig von der Art der Spannungsverteilung ($k_2 = 1$) sowie Größe der Betondeckung und daher bei zentrischem Zug immer kleiner als der Abstand gemäß EN. Mit der Vergrößerung der Randzonendicke h_{eff} bis zum 5-fachen Randabstand d_1 der Bewehrung wird allerdings der Rissabstand um das Doppelte größer!

Ersetzt man in Gleichung (9) die Randzonenfläche $A_{c,eff}$ durch die Restquerschnittsfläche $A_{ct,red}$, so ergibt sich für die Länge der Verbundstrecke bis zum Durchriss mit:

$$l_{sD} = l_{sE} \frac{A_{ct,red}}{A_{c,eff}} \quad (12)$$

Wie bei den Einrissen verteilen sich statistisch die Abstände der Durchrisse im Betrag der ein- bis zweifachen Übertragungslänge l_{sD} . Bei einem Randabstand der Bewehrung von 4 cm ist somit in einem 40 cm dicken Bauteil jeder zweite und in einem 120 cm dicken Bauteil mit abgeschlossenem Rissbild jeder sechste Riss ein Durchriss. Die angegebenen Beziehungen gelten für eine Dicke der Randzone gleich dem 2,5-fachen Randabstand der Bewehrung. Sie ändern sich bei Einführung einer dickeren Randzone.

Gemäß Abbildung 3 verringert sich die Rissbreite von Einrissen mit zunehmender Entfernung vom Durchriss. Vernachlässigt man den Abfall

der Stahldehnung zum benachbarten Einriss, so ändert sich an der Berechnung der Breite des Durchrisses nichts. Es gilt für die Dehnungsdifferenz (13)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{1}{E_s A_s} [F_{sD} - k_t F_{cr,eff} (1 + \alpha \rho_{eff})] \geq (1 - k_t) \frac{F_{sD}}{E_s A_s}$$

und für die charakteristische Rissbreite:

$$w_k = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) s_{r,max} \quad (14)$$

Diskussionswürdig ist der Verbundbeiwert k_t zur Berücksichtigung der Verbundspannungsverteilung entlang der Übertragungstrecke l_{sE} . Er lässt sich bei vorgegebener Verbund (τ) - Schlupf (v) - Beziehung folgendermaßen berechnen:

$$(1 - k_t) = \frac{1}{l_{sE}^2} \int_0^{l_{sE}} \int_0^x \tau(x) dx dx \quad (15)$$

Bei einer Verbundspannungsverteilung der Form

$$\tau(x) = \kappa f_c v^\delta(x) \quad (16)$$

ergibt sich für den Verbundbeiwert:

$$k_t = \frac{1 + \delta}{2} \quad (17)$$

Mit $\delta = 0,2$ und dem in EN 1992-1-1 für kurzzeitige Lastenwirkung geregelten Wert $k_t = 0,6$ wird eher ein Bewehrungsstab mit mäßigen Verbundeigenschaften beschrieben. Für eine gleichförmige [$\delta = 0$ bzw. $\tau(x) = \tau_m$] von Langzeiteinflüssen unabhängige Verbundspannungsverteilung gilt $k_t = 0,5$. Ein kleinerer Wert als dieser ist zur Berücksichtigung von Verbundeigenschaften nicht möglich, trotzdem wurde zur Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen der Beiwert $k_t = 0,4$ genormt. Damit sollen auch Schwindverformungen abgedeckt werden, aber es wird klar, dass zur Berechnung von Rissbreiten im jungen zwangsbeanspruchten Beton das Einsetzen eines Beiwerts von $k_t = 0,6$ genügt.

4. Die Wirkungszone $A_{c,eff}$ der Bewehrung

Die Wirkungszone der Bewehrung $A_{c,eff}$ wurde bereits vor Einführung der DIN 1045-1:2001 zur Bestimmung des Rissabstandes gebraucht. In der Ausgabe 2001 wird jedoch $F_{cr,eff}$ anstelle von F_{cr} in die Dehnungsgleichung, siehe Gl. (13), eingesetzt und dadurch die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen verringert. Damit werden größere Rissbreiten ermittelt und es ist verständlich, dass aus wirtschaftlichen Gründen

DIN 1045-1:2008 eine größere Wirkungszone benötigt.

Zur Bestimmung der effektiven Betonfläche untersuchten Fischer [7] und Bergner [8] mittels nichtlinearer FE-Methoden die Spannungsverteilung in Scheiben. Für unterschiedliche Randabstände $d_1 = (h-d)$ und Einleitungslängen l_s wurden entlang einer Wirkungslinie linear abnehmende Verbundkräfte in die Scheibe eingeleitet und am Ende der Einleitungstrecke die Spannungsausbreitung untersucht.

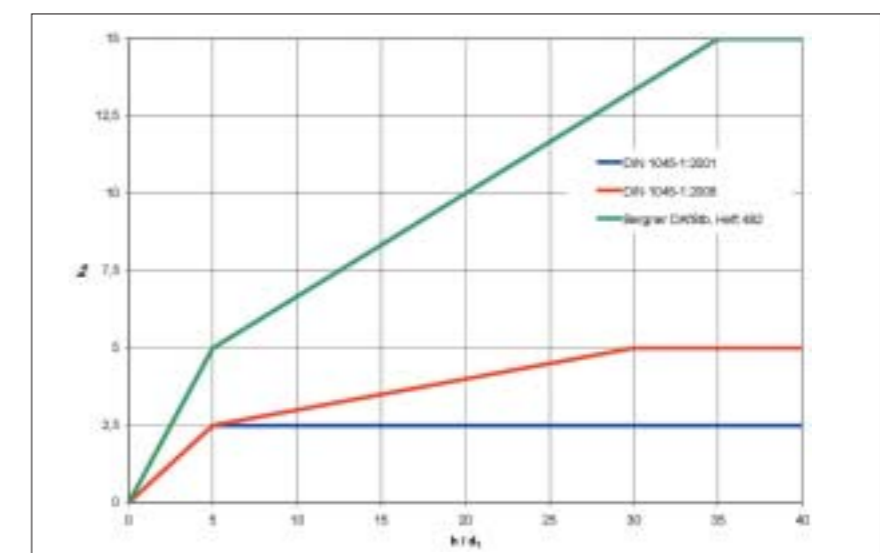


Abb. 5: Beiwert k_A zur Bestimmung der Schwartendicke

König / Tue reduzierten in [5] die Schwartendicke für $h/d_1 = 5$ auf $2,5 d_1$ und für $h/d_1 = 30$ auf $5 d_1$. Diese Werte wurden in DIN 1045-1:2008 übernommen. König / Tue begründeten die gegenüber Bergner kleineren Schwartendicken damit, dass mit zunehmender Bauteildicke das Verhältnis l_s/h abnimmt und bei dünnen Bauteilen dünne Bewehrungsstäbe mit kleinen Randabständen und bei dicken Bauteilen dicke Stäbe mit größeren Randabständen eingebaut werden. Da sich jedoch zum Zeitpunkt dieser Emp-

fehlung die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite nicht auf die Schwartendicke, sondern auf die Bauteildicke bezog, ist es gerechtfertigt, die Schwartendicke mit $h_{eff} = 2,5 d_1$ konstant und unabhängig von der Bauteildicke festzulegen ($k_A = 2,5$).

Damit würde sich viel einfacher für jede Bauteildicke $h > 5 d_1$ die gleiche Schwartendicke zur Beschränkung der Rissbreite auf den Wert w_k gemäß Gl. (18) ergeben:

$$A_s = A_{c,eff} \sqrt{\frac{d_s f_{ct,eff}}{6 w_k E_s}} \quad (18)$$

$$A_{c,eff} = h_{eff} b = k_A d_1 b \leq 0,5 A_{ct,red} \quad (19)$$

Fortsetzung auf Seite 12

Gemäß der Neuregelung in DIN 1045-1:2008 wächst $k_A = 2,5$ mit dem Verhältnis h/d_1 bis zum Größtwert $k_A = 5$. Somit ist die Mindestbewehrung für Bauteildicken größer als der 30-fache Randabstand d_1 dann doppelt so groß.

Maurer [3] schlägt zur Begrenzung von Rissen in dicken Bauteilen vor, die Mindestbewehrung mit $k_{zt} = 0,5$ für Zwänge infolge abfließender Hydratationswärme auszuliegen. Dicke Bauteile, die langer Sonnenbestra-

hlung ausgesetzt sind, kühlen langsam aus und verursachen Eigen- und Zwängungsspannungen im alten Beton. Fingerloos und Zilch verweisen in [6] auf die zum maßgebenden Zeitpunkt der Rissbildung wirksame Zugfestigkeit und vergleichen für solche Fälle die Rissbreitenbewehrung für verschiedene Betondeckungen c für $k_{zt} = 1$. Die Auswirkung unterschiedlicher Annahmen für Zugfestigkeit und Schwartendicke ist in Abb. 6 zusammengefasst.

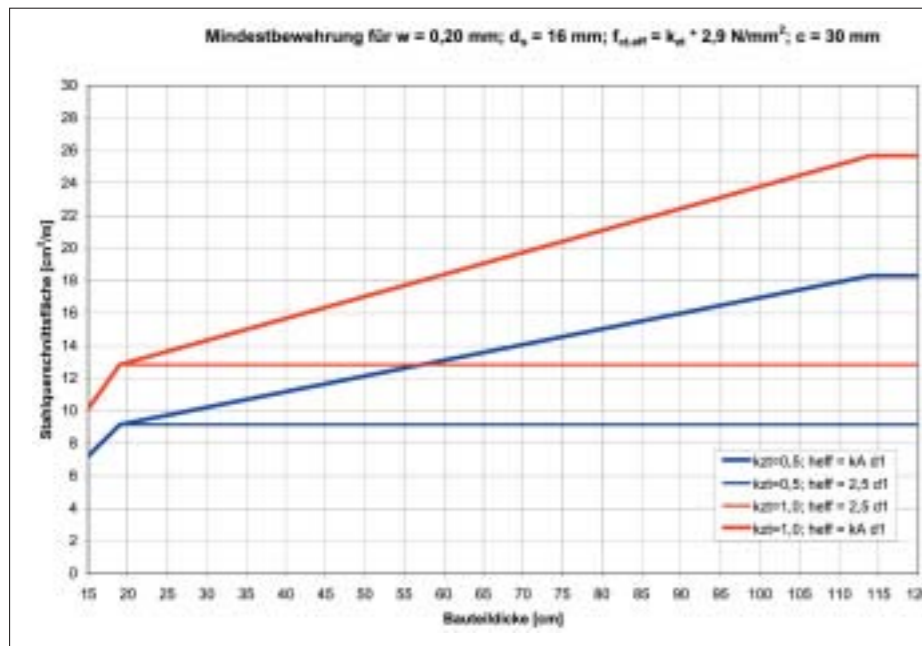


Abb. 6: Vergleich der Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten früher und später Einrisse sowie die Auswirkung der mit der Bauteildicke zunehmenden Schwartendicke

5. Der Restquerschnitt $A_{ct,red}$

Durch Eigenspannungen entstehen Einrisse, deren Breite hinsichtlich der Flüssigkeitsundurchlässigkeit oder Dauerhaftigkeit unbedenklich sind. Allerdings verweilen sie den Randbereich dicker Bauteile und bilden Initialstellen für Durchrisse. Einrisse reduzieren den Betonquerschnitt, und der spannungsaufnehmende Restquerschnitt ist abhängig von der Tiefe der Einrisse und diese wiederum von der Größe der Randzugspannung.

Der in Abschnitt 2 bereits beschriebene Reduktionsfaktor k_E lautet für die Einrisstiefe r_E daher vereinfacht:

$$k_E = 1 - \frac{2r_E}{h} \quad (20)$$

Rostásy schätzt in [9] die größte Einrisstiefe in unbewehrten Querschnitten auf $r_{E,max} = 0,22h$, wobei Einrisse erst in Bauteildicken ab dem

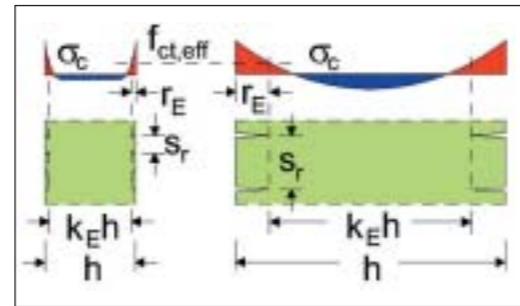


Abb. 7: Einrisse und Eigenspannungsverteilung in dünnen und dicken Querschnitten

verteilt man die Eigenspannungen im Querschnitt gleich wie die Temperatur, dann lässt sich die Einrisstiefe r_E und somit der Wert k_E aus bekannter Temperaturamplitude $v_T = 2\Delta T/h$ und bekannter Abkühlgeschwindigkeit $v_R = dT/dx$ in der Randschicht folgendermaßen abschätzen:

$$k_E = \frac{1 + \left(1 - \frac{v_T}{v_R}\right)^2}{2} \quad (21)$$

Dünne Querschnitte kühlen rasch aus und mit $v_T/v_R \rightarrow 0$ wird $k_E = 1$. Bei einer dreiecksförmigen Spannungsverteilung gilt mit $v_T = v_R$ der Wert $k_E = 0,5$. In 1 m dicken Bauteilen kann ein Gradientenverhältnis bis zu $v_T/v_R = 0,5$ beobachtet werden und damit ein $k_E = 0,625$. In EN 1992-1-1 wird für dicke Querschnitte ≥ 80 cm der Beiwert $k = k_E$ zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Betonzugspannungen mit $k_E = 0,65$ angegeben, der gut zu Formel (21) passt. Ebenso ist für dünnere als 30 cm dicke Querschnitte wegen der raschen Auskühlung der in EN 1992-1-1 angegebene Wert mit $k_E = 1$ gerechtfertigt.

Die Verwendung von langsam erhärtenden Zementen mit geringer Hydratationswärme und die Vorschröbung sorgfältiger Nachbehandlung vermindern die Vorschädigung von Betonquerschnitten. Es sind somit kleinere Beiwerte k_E als k , wie in EN 1992-1-1 angegeben, nicht gerechtfertigt.

6. Der Zwangsabbau

Zwang entsteht im Bauteil durch Behinderung freier Temperatur- und Schwindverformungen $\Delta l = (\alpha_t \Delta T + \epsilon_s) L$. Behinderungen werden innerhalb des Querschnitts durch Temperatur- oder Trocknungsunterschiede in den Randschichten und außerhalb des Querschnitts durch Nachbarbauteile oder durch Lagerung verursacht.

Durch die Rissbildung verringert sich bei zwangsbeanspruchten Bauteilen aus Stahlbeton die Dehnsteifigkeit $(EA)_{eff}$. Nach Aufbau der in diesem Beispiel zentrisch wirkenden Zwangskraft bis zur Größe der Risskraft erfolgt nach dem Riss bei unbehinderter Rückverformung ein Abbau des Zwanges ohne Verformungsverlust (unbehinderte Entlastung in Abb. 8). Bei Lastbeanspruchungen entsteht wegen des Verlustes an Dehnsteifigkeit nach jedem Riss ein Verformungszuwachs und dient hier als obere Schranke für eine vollkommen behinderte Entlastung. Die tatsächliche Entlastungsbehinderung und damit die Größe des verbleibenden Zwanges liegen zwischen diesen Schranken und sind schwer zu bestimmen.

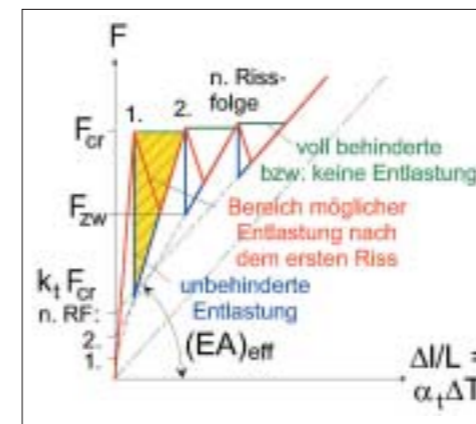


Abb. 8: Zwangsverformung

Wird gemäß Abb. 8 der gesamte horizontale Verformungssprung $\Delta \epsilon_{s,max}$ zufolge der Risslast F_{cr} und die Zugverfestigung $k_t F_{cr}$ durch die maximal mögliche Anzahl von n Rissfolgen unterteilt, dann lässt sich mit den einander zugeordneten Verbindungslinien die Änderung der jeweiligen Dehnsteifigkeit als unterste Schranke beschreiben. Eine Rissfolge ist durch das zeitgleiche Auftreten von Zwischenrissen definiert. Nach dem 1. Riss reißen in 2. Folge zwei Abschnitte (3 Risse) und in 3. Folge vier Abschnitte (7 Risse) usw. n zeitgleiche Rissfolgen bedingen $n^2 - 1$ Risse. Um ein stabilisiertes Rissbild zu erzwingen, sind in einem auf Zug zwangsbeanspruchten Bauteil der Länge L im Mittel $0,75 L / l_{SD}$ Durchrisse möglich. Damit ergibt sich die Anzahl möglicher Rissfolgen n aus:

$$n = \frac{\log(1 + n_{Risse})}{\log(2)} \quad (22)$$

Nach der i . Rissfolge baut sich bei unbehinderter Entlastung der Zwang bis zum Schnittpunkt der vertikalen Entlastungsgeraden mit der i . ten Verbindungsgeraden ab. Wird dieser kleinste Wert der Zwangskraft gesucht, dann ist dieser nur von der richtigen Einschätzung der Rissfolge i abhängig.

$$k_F = \frac{F_{zw}}{F_{cr}} = 1 - \frac{1 - i k_t}{i + \alpha \rho_n \frac{n}{1 - k_t}} \approx 1 - \frac{1}{i} + \frac{k_t}{n} \quad (23)$$

Beispiel:

Die 90 cm dicke Sohlplatte eines Trogbauwerks sei mindestens mit Bewehrungsstäben $\varnothing 12$ im Abstand von 15 cm ($7,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$) bewehrt. Die Betondeckung beträgt 3 cm und somit die Dicke der Betonschwarte $h_{eff} = 2,5 \times 3,6 = 9 \text{ cm}$. $A_{ct,red}$ beträgt $0,65 \times 90 = 58,5 \text{ cm}$ und damit ist das Verhältnis $A_{ct,red} / A_{ct,eff} = 0,5 \times 58,5 / 9 = 3,25$. Der Abstand der Einrisse beträgt gemäß Gl. (10 b) $s_{r,max} = 40 \text{ cm}$ und der Abstand der Durchrisse im Mittel $0,75 \times 3,25 \times 40 = 97,5 \text{ cm}$. In einem 15 m langen Bauabschnitt können somit $1500 / 97,7 \approx 15$ Durchrisse entstehen. Mit $n_{Risse} = 15$ stabilisiert sich das Rissbild gemäß Gl. (23) erst nach der 4. Rissfolge. Mit $k_t = 0,4$ wird $1 + k_t / n = 1,1$. Damit berechnet sich k_F gemäß Gl. 23 nach der 1. Rissfolge zu $k_{F,i=1} = 0,1$, nach der 2. Rissfolge beträgt $k_{F,i=2} = 0,6$, nach der 3. Rissfolge gilt $0,77$ und nach der 4. und letzten Rissfolge $k_{F,i=4} = 1,1 - 1/4 = 0,85$.

Es ist müßig nach genaueren Methoden zu suchen, da sich die Prognose der Dehnsteifigkeit auf die richtige Einschätzung der stark streuenden Anzahl von Ein- und Durchrissen in einer bei Zwang instabilen Rissbildungsphase verlassen muss. Die Prognose wird noch schwieriger, wenn zusätzlich noch Krümmungen zu beachten sind.

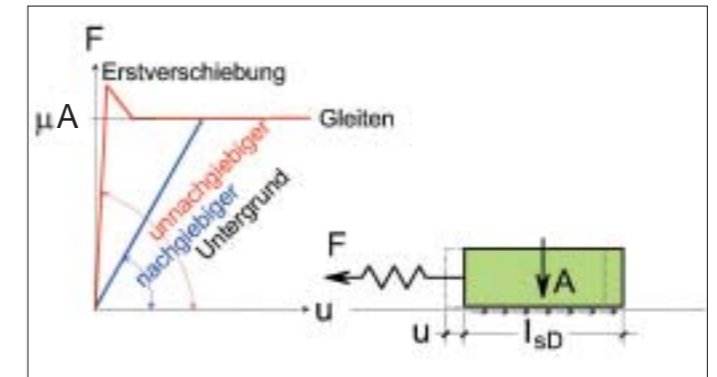


Abb. 9: Verschiebungsfunktion

Ist an der Stelle x die Scherspannung $\tau(x)$ bekannt, dann ermittelt sich die Reibungskraft aus:

$$F_R = b \int \tau(x) dx \quad (24)$$

wobei die Scherspannung des unterschiedlich nachgiebigen Bodens aus einer Verschiebungsfunktion erst ermittelt werden muss.

$$\tau(x) = C_F u(x) \leq \mu \sigma_z \quad (25)$$

7. Einfluss der Lagerungsbedingungen von Bodenplatten

Beim Abkühlen oder Austrocknen von Bodenplatten werden die Verformungen durch Reibung der Plattenunterseite auf

Fortsetzung auf Seite 14

Für einen theoretisch unnachgiebigen Boden ist die Federsteifigkeit unendlich hoch und Gleiten ist erst nach Überwinden der Haftreibung oder Erstverschiebung möglich. Die Sohlspannung entspricht der Pressung $\sigma_z = A / (b \cdot l_{SD})$. Schütte unterteilt in [10] den Rissabschnitt in Verschiebungsrichtung in einen Gleitbereich, $\tau_0 = \mu \sigma_z$, einen elastischen Bereich mit $\tau(x)$ sowie in einen unverschieblichen Bereich mit $\tau(x) = 0$ und verwendet zur Lösung der Verschiebungsfunktion die Hyperbelgleichungen von Schulz/Feddersen/Weichert.

Nach Auswertung der Integralbeziehungen gemäß Gl (24) kann festgestellt werden, dass für Durchrisse in Böden die richtige Annahme der erwarteten Temperaturdifferenz ΔT , bzw. der Einfluss der Abbindewärme des verwendeten Zements eine wesentlich geringere Rolle spielt als die wirklichkeitsnahe Einschätzung der Steifigkeit C_F oder Gleitreibung μ .

8. Einfluss der Koppelung von Wand und Fundament

Die Beanspruchungen von Bodenplatten werden vielfach nur zentrisch wirkend angenommen und Krümmungen zufolge einseitig wirkender Reibung und einseitig abfließender Hydratationswärme vernachlässigt. Bei einer sich abkühlenden Wand mit der Höhe H auf einem Fundament ist über die Länge L die Arbeitsfuge zwischen Wand und Fundament verformungsbehindert. Maximale Betonlängsspannungen zufolge Temperaturunterschieden ΔT in der Größenordnung $\sigma_c = \alpha_t \Delta T E_{c,Wand}$ sind im Wandfuß zu erwarten und werden Richtung Wandkrone und Wandlänge in Abhängigkeit der Biegesteifigkeitsverhältnisse S_B und Dehnsteifigkeitsverhältnisse S_D unterschiedlich verteilt. Wegen wechselnder Steifigkeitsverhältnisse im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand beeinflussen sich Wand und Fundament gegenseitig.

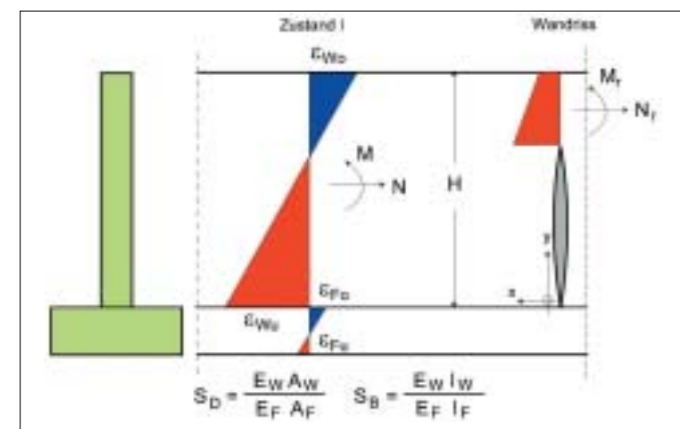


Abb. 10: Spannungsverteilung in der Wand

In Wänden auf dehn- und biegestarken Fundamenten verteilen sich die Betondehnungen im Zustand I konstant über die Wandhöhe H, $\epsilon_{W0} = \epsilon_{WU}$. In Wänden auf dehnstarken, aber biegeweichen Fundamenten wird im Zustand I die Wandkrone gestaucht, $\epsilon_{W0} = \epsilon_{WU}/2$. In beiden Fällen verteilen sich die Längsdehnungen konstant über die Wandlänge und nehmen nur im Bereich $L_E \sim H$ der Wänden ab. Somit genügen für Wände mit Längen $L \geq 2 H$ die Regeln der technischen Biegelehre, und Scheibenspannungszustände brauchen nur für Wandabschnitte $L < 2 H$ untersucht werden.

Die Wandkronenstauchung bremst die vertikale Rissbildung bis zur Wandkrone, jedoch ändert der Riss die Dehnungsverteilung im Restquerschnitt und verlängert sich bei entsprechender Beanspruchung bis zur Wandkrone. Die Gefahr eines vertikalen Durchrisses bis zur Wandkrone sinkt mit gegenüber dem Fundament wachsender Wandsteifigkeit. Nachteilig ist, dass bei geringer Bewehrung nach dem Durchriss der Wandkrone die Rissbreite nach oben hin zunimmt.

Die ersten Wandrisse treten wegen des sich einstellenden Scheibenspannungszustandes im Abstand der zweifachen Wandhöhe auf. Der nach dem ersten Wandriss sich einstellende Zwangsabbau wird von der Steifigkeitsverteilung zwischen Wand und Fundament beeinflusst, entspricht aber etwa dem Zugstabmodell in Abschnitt 6. Zwischen zwei Wandrissen ist höchstens noch ein Zwischenriss zu erwarten, so dass sich im Extremfall ein Wandrissabstand gleich der Wandhöhe einstellt. **Werden in diesem Abstand Sollrissstellen angeordnet, können dazwischen liegende Risse vermieden werden.**

Zur Beschränkung der Rissbreite gelten die Überlegungen des Abschnitts 3, da im Fall des Ein- oder Trennrisses die Verbundübertragung des Bewehrungsstahls nur von der richtigen Einschätzung der lokalen Kraft F_{SD} im Bewehrungsstahl abhängig ist.

9. Wasserundurchlässigkeit

Die Qualität der Dichtigkeit flüssigkeitsundurchlässiger Konstruktionen hängt von der Transportgeschwindigkeit der Flüssigkeit durch den Beton ab. Dieses Tempo ist abhängig von der Viskosität der Flüssigkeit und dem Flüssigkeitsdruck. Bei Wasser wird auf der Luftseite die Abtrocknungsgeschwindigkeit eingerechnet. Verdunstet auf der Luftseite mehr Wasser als zufließt, gilt die Konstruktion bereits als wasserundurchlässig. Man unterscheidet zwischen einer porositätsbedingten und einer rissbedingten Durchlässigkeit:

Bei Beton mit dichtem Gefüge befindet sich auf der Wasserseite ein kapillarsaugender Bereich, der **unabhängig** vom Wasserdruck und von der Einwirkungszeit eine Tiefe von 7 bis 8 cm nicht übersteigt. Eine Konstruktionsdicke gleich der zweifachen Einwirkungstiefe gilt daher als wasserundurchlässig. Empfehlenswert für WU – Bauwerke ist eine Bauteildicke von mindestens 20 cm. In deutschen WU – Richtlinien wird bei Ort beton mindestens 25 cm und in österreichischen Richtlinien für die Konstruktionsklasse Kon₁ mindestens 35 cm vorgeschrieben.

Im Fall von Biegerissen gilt eine Biegedruckzone mit mindestens 5 cm Dicke als wasserundurchlässig, da einerseits die bis zur Risswurzel abnehmende Rissbreite den Wasserdruck reduziert und andererseits die Kompression die Dichtigkeit verstärkt.

Somit sind für die Wasserundurchlässigkeit von Betonkonstruktionen höchstens Trennrisse verantwortlich, die zumeist durch Zwangseinwirkungen, selten aber zufolge Lasteinwirkungen entstehen.

In EN 1992-3:2008 wird zum Schutz gegen Flüssigkeitsaustritt von Behältern die Undurchlässigkeit klassifiziert. Wenn an der Oberfläche der Bauteile feuchte Flecken akzeptiert werden, darf für die Undurchlässigkeitsklasse 1 die Selbstabdichtung **durchflossener** Trennrisse angenommen werden.

Bei von Wasser durchströmten Rissen lösen sich aus den Kalkanteilen des Betons Calciumionen, die gemeinsam mit Carbonationen von der im Wasser dissoziierten Kohlensäure wasserunlösliches Calciumcarbonat bilden. Neben dem Quellen des Zementsteins oder der Verstopfung der Risse durch Schwebstoffe sorgt hauptsächlich diese Kalkaussinterung für die Selbstabdichtung von Rissen.

Ohne Wasser ist keine Bildung von Calciumcarbonat möglich, und daher muss bei Konstruktionen zum Schutz gegen selten auftretendes Höchstgrundwasser mit einer anfänglichen Leckage beim Eintreffen dieses Grundwassers gerechnet werden.

EN 1992-3:2006 erlaubt die Annahme einer Selbstheilung der Risse für Bauteile, wenn diese während der Nutzungsdauer keiner wesentlichen Änderung der Belastung oder Temperatur unterliegen. Für ein hydraulisches Druckgefälle von $h_w / h \leq 5$ wird die Trennrissbreite mit $w_k = 0,20$ mm und für $h_w / h \geq 35$ mit $w_k = 0,05$ mm geregelt. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden, jedoch ist zu bedenken, dass für die Selbstabdichtung angestrebte Rissbreiten kleiner als 0,10 mm im Fall eines Wasserdurchtritts nachträglich teurer als breite Risse abzudichten sind.

10. Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite in Bauteilen mit Trennrissen

Wenn in flüssigkeitsundurchlässigen Konstruktionen Durchrisse in Bodenplatten oder Trennrisse in Wänden zugelassen werden, empfiehlt es sich, die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite mindestens auf jene Risskraft auszuliegen, die zum Trennriss führt. Die Mindestbewehrung gilt daher für ausgedehnte Weiße Wannen mit wenig oder keinen Fugen.

Für das Einsetzen in Gleichung (13) gilt:

$$F_{SD} = k_F F_{Cr} \quad (26)$$

wobei die Kraft F_{Cr} zum Durchreißen des Restquerschnitts $A_{ct,red}$ in der Rissbreitenformel nicht kleiner sein kann als die

Verbundkraft $F_{cr,eff}$ zum Durchreißen der Schwarte $A_{c,eff}$, siehe Formel (27).

$$F_{SD} = 0,5 k_F k_E A_{ct} f_{ct,eff} \geq F_{cr,eff} = k_A \frac{d_1}{h} A_{ct} f_{ct,eff} \quad (27)$$

Für k_E gelten die Werte von EN 1992-1-1 ($k_E = k = 1,0$ für $h \leq 30$ cm und $k_E = 0,65$ für $h \geq 80$ cm). Der Abbau der Zwangskraft nach dem Erstriss wird in Gl. (13) mit $k_F = 0,80$ nur bei der Stahlkraft F_{SD} und nicht bei der Verbundkraft $F_{cr,eff}$ berücksichtigt, da zur Bildung von Sekundärrissen die volle Verbundkraft nötig ist.

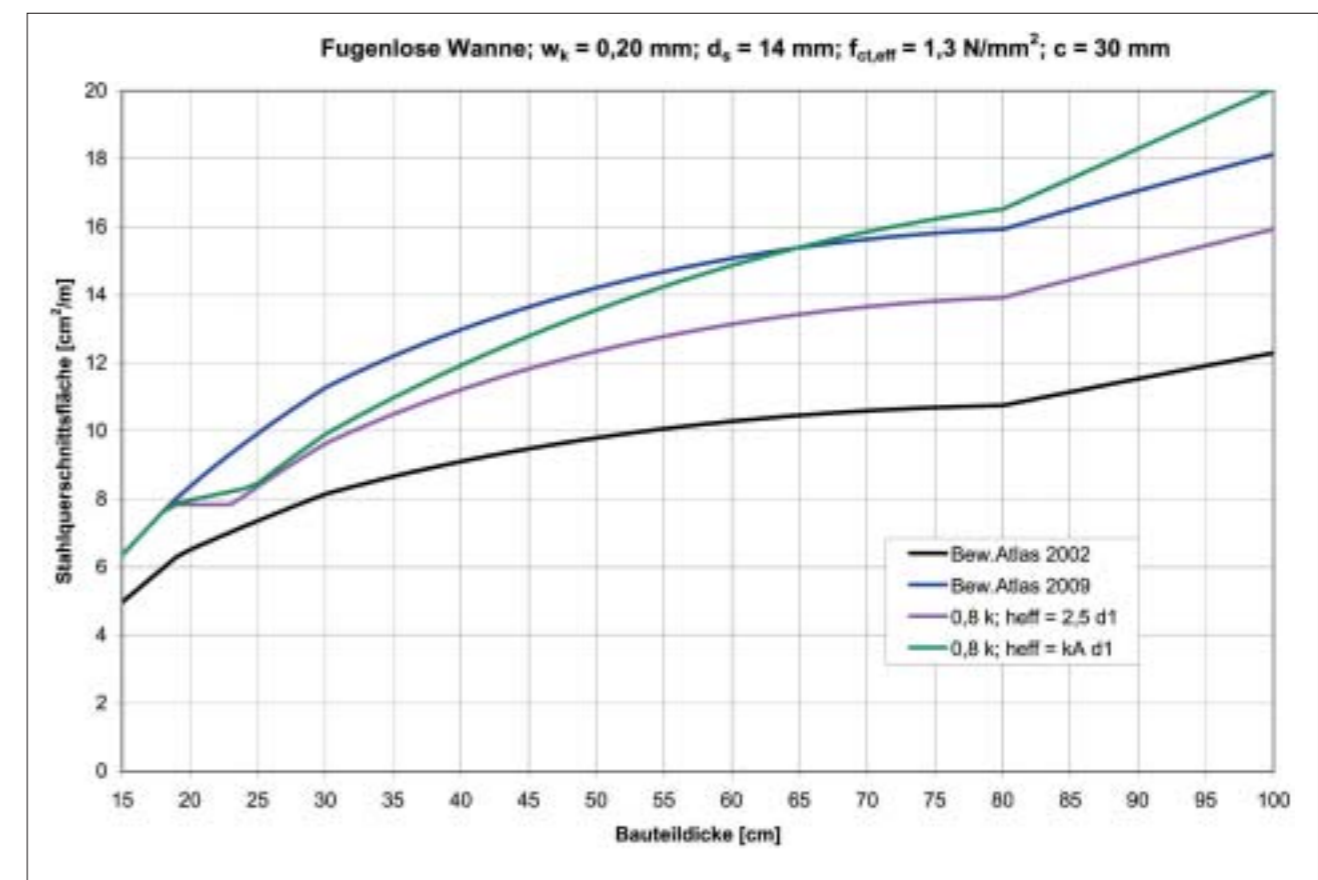
Von großem Einfluss ist die wirklichkeitsnahe Einschätzung der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung. Dafür gilt jener Zeitpunkt, bei dem durch Verformungsbehinderungen anwachsende Betonspannungen die Größe der Betonzugfestigkeit erreichen. Durch Abkühlen verursachte Betonverkürzungen entstehen im jungen Beton durch hydrationsbedingte und im alten Beton durch klimatisch bedingte Erwärmung des Betons. Junge Wände und Fundamente behindern einander, wenn sie zeitversetzt betoniert werden. Gemeinsame Verfor-

mungen werden von Ausbauteilen behindert.

Somit sind im Bauzustand andere Ursachen für den Abbau von Zwängen vorhanden als im Betriebszustand. Erfahrungsgemäß reicht zur Festlegung einer Mindestbewehrung die Annahme der 3-Tage-Festigkeit aus, da die Auswirkungen von späten Verformungsbehinderungen zufolge Trocknungsschwinden teilweise durch Betonkriechen und Temperatureinflüsse durch Konditionierung der Bauwerke gemindert werden. Zudem reduzieren aktive Risse im jungen Beton Zwänge im alten Beton.

Fortsetzung auf Seite 16

Abb. 11: Vergleich der Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten in fugenlosen Weißen Wannen



Die erforderliche Querschnittsfläche einer mit 14 mm dicken Stabstählen zusammengesetzten Bewehrung zeigt Abb. 11. Die blaue Linie erfüllt mit $k = 1,0$ bis $0,65$ den seit Mai 2009 in Österreich gültigen Anhang B 1992-1-1:2007 und ist im Bewehrungsatlas 2009 [11] dargestellt. Die im Normentwurf geplante Reduktion des k -Werts mit $0,8$ zeigt einmal die violette Linie für konstante Schwartendicken $h_{\text{eff}} = 2,5 d_1$ und andermal die grüne Linie für zunehmende Schwartendicken $h_{\text{eff}} = k_A d_1$. Der Vergleich mit der auf dem Bewehrungskonzept der ÖNORM B 4700 erstellten und im Bewehrungsatlas 2002 veröffentlichten Bewehrungsmenge (schwarze Linie) zeigt, dass die Rissbreitenformeln der EN 1992-1-1 samt den Modifikationen im Anhang größere Querschnittswerte erfordern. Damit wird deutlich, dass die im Bewehrungsatlas 2002 und in der österreichischen Richtlinie für Weiße Wannen, Ausgabe 2002, dargestellten Bemessungskonzepte nicht für WU – Konstruktionen mit fugenloser Bauweise gelten.

11. Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite in Bauteilen ohne Trennrisse

Durch planerische, betontechnologische und herstellungsbedingte Maßnahmen kann vieles getan werden, um Zwangsbeanspruchungen zu minimieren und damit Trennrisse zu vermeiden.

Bei den planerischen Maßnahmen handelt es sich vorwiegend um die Planung von Fugen, Bewegungsrümpunkten und Vermeidung von gegenseitigen Bauwerksverhakungen oder Verhakungen mit dem Untergrund.

Betontechnologische Maßnahmen betreffen vor allem die Reduktion der Hydratationswärme der Zemente und Schrumpfprozesse des Betons. Eine geringe Hydratationswärme bedingt eine langsame Zugfestigkeitsentwicklung, der Zeitpunkt einer allfälligen Frührissebildung wird nicht wesentlich verschoben.

Bei der Herstellung von WU – Bauwerken gilt es, Einbau- und Umgebungstemperaturen zu beachten, sorgfältig zu verdichten und durch gewissenhafte Nachbehandlung zu rasches Auskühlen und Austrocknen der WU – Bauteile zu verhindern.

Eine Bewehrung ist nicht imstande Risse in Bauteilen zu verhindern und ist in ungerissenen Bauteilen nahezu wirkungslos. Maßnahmen zur Vermeidung von Trennrissen reichen nicht aus, um auch Einrisse, insbesondere in dicken Bauteilen zu verhindern. Somit wird die Mindestbewehrung für zwängungsarme Konstruktionen zur Beschränkung der Breite von Einrissen festgelegt. Die Undurchlässigkeit dieser Konstruktionen hängt von der Dicke des ungerissenen Restquerschnitts ab und sollte mindestens 7 - 8 cm betragen.

Wie beim Biegeriss wird der Wasserdruck an der Risswurzel abgemindert und wegen mangelnder Durchströmung der Einrisse ist keine Selbstheilung zu erwarten.

Die Risstiefe hängt von der Rissbreite ab, und die bisherige Erfahrung erlaubt eine Beschränkung der Rissbreiten auf $w_k = 0,20$ mm. Die Bewehrung übernimmt die Betonzugkräfte $F_{\text{cr,eff}}$ der gerissenen Schwarte und die Mindestdicke von gezogenen WU - Bauteilen wird konsequenterweise von der doppelten Dicke der Schwarte einschließlich der Restdicke von 7 bis 8 cm bestimmt (z.B. $5 d_1 + 8 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$).

Für Bauteile mit nachgewiesenen Zwangsbeanspruchungen F_{Zw} kleiner als $F_{\text{cr,eff}}$ muss gemäß DIN 1045-1:2008 oder ÖNORM B 1992-1-1:2007 die Mindestbewehrung auf die Größe der Zwangsbeanspruchungen ausgelegt werden. Dafür gilt $F_{\text{SD}} = 0,5 F_{\text{Zw}}$ und $F_{\text{cr,eff}} (1 + \alpha \rho_{\text{eff}}) = F_{\text{SD}}$.

Kleinere Zwangskräfte als $F_{\text{cr,eff}}$ verursachen weder Durchrisse noch Einrisse. Die Breite von sehr frühen Rissen durch chemisches Schwinden, Verdunstung, Nachsacken des Betons etc. ist durch Bewehrung sowieso nicht zu kontrollieren.

Daher grenzt die Festlegung der Schwartenmindestbewehrung den Einsatzbereich von Stahlbeton ab, und der Einsatz von Faserbeton wird zweckmäßig.

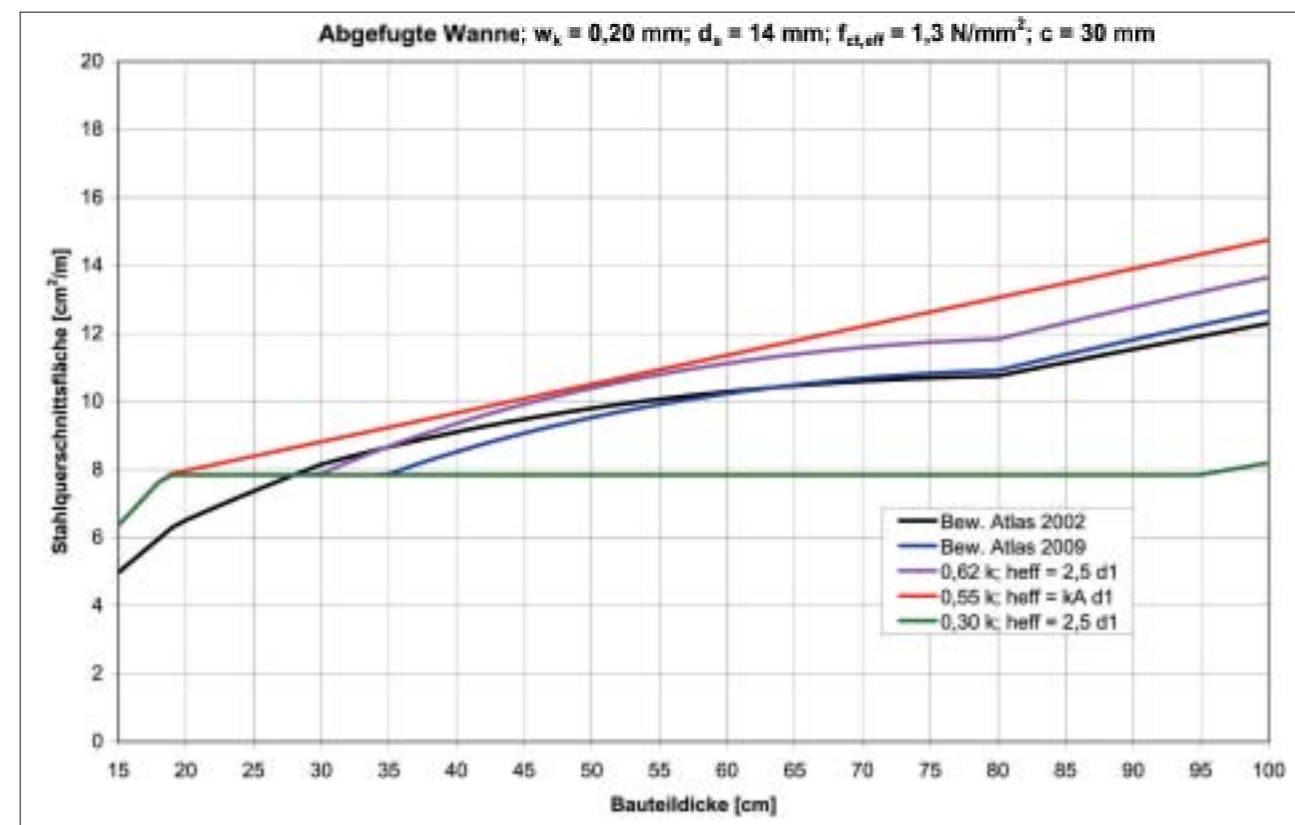


Abb. 12: Vergleich der Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten in „abgefugten“ Weißen Wannen

Mit der Vorschreibung von Mindestabständen von Bewegungsfugen, Arbeitsfugen und Sollrissstellen wird die Größe von Zwangsschnittgrößen entscheidend beeinflusst. Basieren die Abstände auf Erfahrungswerten, dann darf auch die Mindestbewehrung auf Basis bisheriger Erprobung festgelegt werden.

Seit zehn Jahren ist die in der österreichischen Richtlinie für Weiße Wannen und im Bewehrungsatlas 2002 [12] dargestellte Mindestbewehrung zur Beschränkung der Breite von Frührisse erprobt. Eine Änderung wäre daher nicht notwendig. Die Anpassung des auf Basis neuer Normung für den Bewehrungsatlas 2009 erstellten Bemessungskonzeptes (blaue Linie in Abb. 12) zeigt, dass das alte Konzept im Bewehrungsatlas 2002 (schwarze Linie) imstande war, Zwangsbeanspruchungen bis zu 55 % der Trennrisskräfte F_{cr} abzudecken ($k_F = 0,55$). Werden somit die derzeit festgelegten Regeln zur Minimierung von Zwangsbeanspruchungen beachtet, darf ohne weiteren Nachweis die Größe der Zwangsbeanspruchung mit $0,55 k$ anstelle von $0,80 k$ in Rechnung gestellt werden (k gemäß EN). Das gesamte noch zur Verfügung stehende Potential an weiterer Querschnittsminimierung zeigt in Abb. 12 die grüne Linie ($k_F = 0,30$). Für die Ausschöpfung dieses Potential ist derzeit allerdings eine genauere Abschätzung der Zwangsbeanspruchung erforderlich.

Die Einführung der Schwartendicke bis $h_{\text{eff}} = 5 d_1$ deckt ebenfalls höchstens eine Zwangsreduktion von 55 % ab (rote Linie in Abb. 12). Die Bewehrung lässt sich zwar sehr einfach mit den Gl. (18) und (19) ermitteln, jedoch ist das Ergebnis größer als im alten Konzept.

Der deutsche Anhang zur EN 1992-1-1 erlaubt für langsam erhärtende Betone eine Reduktion der Mindestbewehrung auf 85 %. Maurer verweist in [3] auf die Anwendungsvoraussetzungen und betont, dass die Nachbehandlungsdauer so lange durchzuführen ist, bis die Druckfestigkeit 70 % der charakteristischen Festigkeit erreicht hat. Diese Forderung entspricht einer Zugfestigkeit von 80 %. Damit wird sichergestellt, dass durch den Einsatz von langsam erhärtenden Zementen und thermischer Nachbehandlung frühe Risse und durch schwindarme Betone späte Risse vermieden werden. Die Reduktion der Bewehrung erfolgt nicht aufgrund kleinerer Zugfestigkeiten, sondern aufgrund geringerer Zwänge.

Wird daher das Querschnittsergebnis in Abb. 11 (lila Linie) auf 85 % reduziert, zeigt die lila Linie in Abb. 12 das Ergebnis. Wirklichkeitsnäher ist es allerdings,

wenn anstelle der Bewehrungsreduktion die durch den Einsatz eines Hochleistungsbetons bewirkte Abminderung der Zwangsbeanspruchung in Rechnung gestellt wird. Somit entspricht die Bewehrungsreduktion um 15 % einem Abbau des Zwanges auf nur 62 % (lila Linie), anstelle von 55 % (blaue Linie). Angedacht in [3] ist aber eine Reduktion der roten Linie um 15 % in Abb. 12. Da mit dem Hochleistungsbeton keine Minderung der Zugfestigkeit beabsichtigt wird, ist eine Unterschreitung der roten oder grünen Linie nur durch die Annahme einer ungerissenen Betonschwarte gerechtfertigt. Eine Zwangskraft, die kleiner ist als die Anrisskraft der Schwarte, muss aber laut DIN 1045-1:2008 oder ÖNORM B 1992-1-1:2007 nachgewiesen werden und dieser Nachweis sollte insbesondere für flüssigkeitsundurchlässige Konstruktionen erfolgen.

12. Zusammenfassung

Die bisherigen Regeln für die Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Betonkonstruktionen sind längst anerkannt. Die Bauweise basiert auf dem Grundgedanken, dass ein gut verarbeiteter, mit geringer Hydratationswärme abbindernder Beton eine ausreichende und nachhaltige Wasserundurchlässigkeit bietet, sofern nur wenige Trennrisse in den Konstruktionselementen Wände und Bodenplatte vorhanden sind. Allerdings wird bei diesen Rissen die anfängliche Leckage zur Selbstabdichtung zu meist nicht abgewartet, sondern so schnell wie möglich verpresst.

Die Bewehrung zur Beschränkung der Rissbreite auf an die Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit abgestimmte Grenzzrissbreiten ist aus Sicht der Projektplaner unwirtschaftlich. Wirtschaftlicher ist es, die Bewehrung auf nur eine Rissbreite, beispielsweise auf 0,2 mm, auszulegen und allfällige undichte Risse zu verpressen.

Das seit zehn Jahren erprobte Bewehrungskonzept gilt für WU – Konstruktionen, für die Maßnahmen zur Reduktion von Zwangsbeanspruchungen vorgeschrieben werden. Damit wird das Rissrisiko gesenkt und ein allfällig nachträgliches Abdichten der Risse eingeplant.

Für rissfreie Bauteile erscheint jede Bewehrung als unwirtschaftlich. In diesem Bericht wird gezeigt, dass mit der Vorschreibung von zwangsmindernden Maßnahmen die Mindestbewehrung zumindest zur Beschränkung der Rissbreite in den Randschichten der Betonquerschnitte dient. Trenn- oder Durchrisse

sind mit großer Wahrscheinlichkeit nur in ausgedehnten oder fugenlosen Konstruktionen zu erwarten. Für diese Konstruktionen ist natürlich die Mindestbewehrung anzuheben.

Nach Meinung des Autors genügt es, die Mindestbewehrung wie bisher nur auf die Schwartendicke $h_{\text{eff}} = 2,5 d_1$ zu beziehen, da sonst die Querschnittsfläche der Bewehrung kostensteigernd angehoben wird und die mit der Bauteildicke h zunehmende Dicke h_{eff} der wirksamen Betonzugfläche $A_{\text{c,eff}}$ unzureichend physikalisch abgesichert ist.

Wesentlich ist, dass für jede weitere Reduktion der Bewehrung bis hin zum Einsatz von Faserbeton Zwangsbeanspruchungen nachgewiesen werden müssen.

Obwohl die Vorhersage des Zwanges und der Rissbildung von einer Vielzahl zufälliger Einflüsse abhängt ist es möglich, Zwangsbeanspruchungen auszurechnen und mittels probabilistischer Methoden die Wirksamkeit zwangsmindernder Maßnahmen, wie beispielsweise die Optimierung von Fugenabständen, zuverlässig zu beurteilen.

Die Größe der Mindestbewehrung in WU – Konstruktionen mit rissbreitenbeschränkender Bewehrung wird vom Verhältnis k_F der Zwangskraft F_{Zw} zur Trennrisskraft F_{cr} bestimmt. In ausgedehnten und fugenlosen Bauteile werden Trennrisse erwartet und es gilt $k_F = 0,80$ bis $1,00$.

Für zwangsmindernde Maßnahmen wie beispielsweise die Anordnung von Bewegungsfugen oder der Einsatz von Hochleistungsbeton gilt $k_F = 0,30$ bis $0,80$. Die Größe der Zwangskraft entspricht hierbei höchstens F_{cr} , aber mindestens der Verbundkraft $F_{\text{cr,eff}}$. Der diesem Bereich zugehörige Abstand von Bewegungsfugen in Bodenplatten mit ebenen Untersichten ist abhängig von der Verschieblichkeit des Bodens und beträgt zwischen 30 und 100 m. In Wänden bestimmt nicht nur die Länge, sondern auch das Steifigkeitsverhältnis zwischen Wand und Fundament die Größe des Zwanges. Zur Vermeidung von Trennrissen sollten daher Bewegungsfugen zumindest im Abstand der doppelten Wandhöhe ausreichen.

Für ungerissene Bauteile mit Verhältnissen k_F kleiner als $0,30$ genügt die Dimensionierung der Mindestbewehrung auf die Größe des Zwanges $F_{\text{Zw}} < F_{\text{cr,eff}}$.

Literaturhinweise auf Seite 18

Literatur:

- [1] Leonhardt, F.: „Vorlesungen über Massivbau“, 4. Teil; Springer-Verlag; 1978
- [2] Meyer, G.: Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045; Düsseldorf, Beton-Verlag; 1994
- [3] Maurer, R.; Tue, N.V.; Haveresch K.-H.; Arnold A.: „Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Wänden“; Bauingenieur Band 80; Oktober 2005
- [4] Onken, P.; Rostasy, F.S.: „Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzenden Temperaturzwang“; DAFStb, Heft 449, Beuth Verlag; 1995
- [5] König, G.; Tue, N.V.: „Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton“; DAFStb, Heft 466, Beuth Verlag; 1996
- [6] Fingerloos, F.; Zilch, K.: „Einführung in die Neuausgabe von DIN 1045-1“; Beton- und Stahlbetonbau 103; Heft 4; 2008
- [7] Fischer, A.: „Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rissabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton“; Dissertation, TH Darmstadt, 1991
- [8] Bergner, H.: „Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton“; DAFStb, Heft 482, Beuth-Verlag; 1997
- [9] Rostásy, F.S.; Henning, W.: „Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten“; DAFStb, Heft 407, Beuth Verlag; 1990
- [10] Schütte, J.: „Einfluss der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatte“; Dissertation, TU Braunschweig, 1997
- [11] Fritsche, G.; Blasy, R.: „Bewehrungsatlas, Eurocode“; Blasy Holding- u. Verwaltungsges.m.b.H.; 2009
- [12] Fritsche, G.; Blasy, R.: „Bewehrungsatlas 2002“; Güteschutzverband für Bewehrungsstahl; 2002 ■

Ordern Sie den BEWEHRUNGSATLAS EUROCODE



per Fax: 01/505 46 30

(Bestellschein auf nebenstehender Seite)



oder im Internet:

www.gueteschutzverband.at

IHRE ÖSTERREICHISCHEN PARTNER FÜR
BETONBEWEHRUNGSPRODUKTE UND BEARBEITUNGSMASCHINEN

BESTELLSCHEIN: BEWEHRUNGSATLAS EUROCODE

An den Güteschutzverband für Bewehrungsstahl A-1010 Wien, Opernring 9/6
Ich (wir) bestellen Stück Bewehrungsatlas (-atlanten) zur jeweils gültigen Schutzgebühr.

Absender:

.....

.....

.....

.....
Datum

.....
Unterschrift

Österreichische Erzeugerwerke für stab- und ringförmigen Betonstahl

AVI Alpenländische Veredelungs-Industrie Ges.m.b.H.
8074 Raaba,
Gustinus Ambrosi Str. 1-3
Telefon 0316 / 40 05-0
Fax 0316 / 40 05-500
e-mail avi@avi.at
Internet www.avi.at
AVI-RIP 55

ARI-Baustahl GmbH
7111 Parndorf, Hanaweg 3A
Telefon 02166 / 22 16
Fax 02166 / 22 16-4
e-mail office@baustahl.at
Internet www.ari-baustahl.at

Büro Amstetten:
Tel. 07472 / 666 20
Fax 07472 / 666 21
e-mail ari-stahl@aon.at
ARI Ö 55

BSTG Drahtwaren Produktions- und Handels GmbH
4017 Linz, Köglstraße 11
Telefon 0732 / 77 83 33
Fax 0732 / 77 83 33 35
e-mail office@bstg.at
Internet www.bstg.at
KARI 55 und 60

Stahl- und Walzwerk Marienhütte Ges.m.b.H.
8020 Graz, Südbahnstraße 11
Telefon 0316 / 59 75
Fax 0316 / 58 11 82
e-mail verkauf@marienhuetten.at
Internet www.marienhuetten.at
TEMPCORE TCA 55

Verzeichnis der Güteschutzverband-Biegereien

ARCOTEC Bewehrungstechnik GmbH
6850 Dornbirn, Wallenmahd 54
Telefon 05572 / 200 900
Fax 05572 / 200 900 666
e-mail info@arcotec.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0309

ARGE Baustahl Eisen Blasy-Neptun GmbH
6020 Innsbruck, Dullestraße 12c
Telefon 0512 / 586 077
Fax 0512 / 24 495-42
e-mail office@arge-baustahl.at
Internet www.arge-baustahl.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0307

Bauservice-Fuhs Ges.m.b.H.
Betonstahlbiegerei-Baustahlgitter-
Werksgroßhandel
2102 Bisamberg-Industriegebiet
Josef-Fuhs-Straße 13
Telefon 02262 / 758 37 oder 758 38
Fax 02262 / 758 37-11
Internet www.bauservice-fuhs.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0314

**Best Baueisen- und Stahl Bearbeitungs-
Ges.m.b.H.**
4053 Haid, Industriestraße 25
Telefon 07229 / 887 01
Fax 07229 / 887 01 65
e-mail office@best-baueisen.at
Internet www.best-baueisen.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0304

Beton-Stahlbau GmbH
4020 Linz, Ignaz-Mayerstr. 10
Telefon 0732 / 77 77 43
Fax 0732 / 77 77 43-15
e-mail brandt@bsb.at
Internet www.bsb.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-5386

Bewehrungszentrum Linz GmbH
4030 Linz, Gaisbergerstraße 65
Telefon 0732 / 31 20 30
Fax 0732 / 31 20 30-20
e-mail office@bewehrung.at
Internet www.bewehrung.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0450

BSS Baustahlservice GmbH
8401 Kalsdorf, Industriepark,
Feldkirchenstraße 8-12
Telefon 03135 / 564 10
Fax 03135 / 564 20
e-mail office@bss.or.at
Internet www.bss.or.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-1127

Eisen-Blasy Reutte Ges.m.b.H.
6600 Reutte, Werner-Storf-Straße 3
Telefon 05672 / 628 86
Fax 05672 / 655 44
e-mail eisenblasy.reutte@blasy.at
Internet www.blasy.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0306

**Eisenkontor Ges.m.b.H. & Co
Eisen-Stahl und Röhren KG**
9500 Villach, Triglavstraße 16
Telefon 04242 / 30 41
Fax 04242 / 30 41-25
e-mail biegerei@eisenkontor.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0310

Betriebsstätte:
8740 Zeltweg, Rattenbergerweg 11
Telefon 03577 / 235 25
Fax 03577 / 235 25-14
e-mail zeltweg@eisenkontor.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0311

Eisen Oberland Ges.m.b.H. & Co KG
6430 Ötztal-Bahnhof, Industriestraße 2
Telefon 05266 / 891 122
Fax 05266 / 891 124
e-mail eisen.oberland@mw.co.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0316



Eisen-Puschner Ges.m.b.H.
Eisenbiege- und Verlegebetrieb
6300 Wörgl, Salzburgerstraße 80
Telefon 05332 / 721 29
Telefon Büro: 05332 / 721 29-19
Telefon Biegerei: 05332 / 721 29-18
Fax 05332 / 721 29-20
e-mail eisen.puschner@bodner-bau.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0318

Eisen Wagner Gesellschaft m.b.H.
4910 Ried im Innkreis, Schärldingerstr. 63
Telefon 05 / 7752 / 4282
Fax 05 / 7752 / 99 4282
e-mail biegerei@eisen-wagner.at
Internet www.eisen-wagner.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0323

Betriebsstätte:
2752 Wöllersdorf, Resselstraße 1
Telefon 02633 / 452 00
Fax 02633 / 452 04
e-mail baustahl@ergon.or.at
Internet www.ergon.or.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0312

Ferroservice W. Miklitsch GmbH.
9800 Spittal/Drau, Industriestraße 20
Telefon 04762 / 31 91
Fax 04762 / 31 91-23
e-mail office@ferrochema.at
Internet www.ferrochema.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0313

Franz Großschädl Ges. m.b.H.
Stahlgroßhandel ESB Baueisenbiegerei
8055 Graz, Lagergasse 368
Telefon 0316 / 29 23 14
Fax 0316 / 29 23 14-17
e-mail esb@grosschaedl.at
Internet www.grosschaedl.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0315

Robert Hofer GmbH & Co
6858 Schwarzach, Bahnhofstraße 62
Telefon 05572 / 584 71
Fax 05572 / 584 71-9
e-mail office@rob-hofer.at
Internet www.rob-hofer.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0317

Innerebner Baustahl GmbH
Geschäftsanschrift:
2700 Wiener Neustadt,
Pernerstorferstraße 16
Betriebsstätte:
2512 Oeynhausen, Jochäckergasse 8
Telefon 02252 / 44 651-0
Fax 02252 / 44 753
e-mail innerebner@bauholding.com
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0451

**Stahl - Form
Baustahlbearbeitung Ges.m.b.H.**
5110 Oberndorf-Weitwörth
Telefon 06272 / 65 31-0
Fax 06272 / 65 31 13
e-mail office@stahlform.com
Internet www.stahlform.com
ÜA-Nr. Z-2.1.2-08-0321

Vereinigte Biegegesellschaft mbH.
9020 Klagenfurt, Papiermühlgasse 24
Telefon 0463 / 31 09 26
Fax 0463 / 31 09 26-15
e-mail vereinigtebiege@aon.at
ÜA-Nr. Z-2.1.2-07-0322

Die nächste Ausgabe unserer Zeitung: Heft 98 – erscheint im Frühjahr 2010!

Impressum:

Richtung der Zeitung:

Fachinformation

Herausgeber und Produktion:

Güteschutzverband für Bewehrungsstahl
1010 Wien, Opernring 9/6
Tel. 01 / 505 46 36, Fax 01 / 505 46 30
e-mail: gsv.bewehrung@aon.at
Internet: www.gueteschutzverband.at

Redaktion: Herbert Bartosch

Technische Beratung: Ing. Friedrich Närr

Verlagspostamt: 1010 Wien

Österreichische Post AG Info.Mail Entgelt bezahlt