Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 116 (1998)
Heft: 29

Artikel: Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl
Autor: Bachmann, Hugo / Wenk, Thomas
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-79539

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 07.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Hugo Bachmann und Thomas Wenk, Zürich

Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl

Aufgrund früherer Erkenntnisse und neuster Forschungsergebnisse ist es dringend erforderlich, dass an die Duktilitätseigenschaften der Bewehrungsstähle wesentlich strengere Anforderungen gestellt werden. Dies gilt gleichermassen für Stahlbetontragwerke mit zyklischer Beanspruchung (Erdbeben) als auch mit monotoner Beanspruchung (Schwerelasten, Explosions- und Stosskräfte).

Die Duktilitätseigenschaften eines wesentlichen Teils des heute verwendeten Bewehrungsstahls geben Anlass zu ernsthaften Problemen. Solche wurden angedeutet in [1] und [2]. In [3] wurden Besorgnisse im Zusammenhang mit der Sicherheit der Kernanlagen geäussert. Ähnliche Feststellungen liegen vor in bezug auf die Sicherheit von Zivilschutzbauten.

Im folgenden wird die Problematik aus wissenschaftlicher Sicht mit Bezugnahme auf frühere Erkenntnisse und neuste Forschungsergebnisse dargestellt, und es werden entsprechende Folgerungen gezogen und Empfehlungen gegeben.

Verhalten plastischer Bereiche in Stahlbetontragwerken

In Stahlbetontragwerken wird die Länge eines durch Biegebeanspruchung plastifizierenden Bereichs und die Grösse von dessen Rotations- oder Krümmungsduktilität von verschiedenen Parametern beeinflusst. Entsprechende Erkenntnisse wurden erstmals in den Versuchen [4] gewonnen und in [5] anhand der neuartigen Modelle «Biegeriss-Gelenk» und «Schubriss-Gelenk» erklärt. Sie wurden durch spätere Arbeiten (z.B. [6]) bestätigt. Die Parameter sind:

- Querkraft (Momentengradient) bzw. Momenten-Querkraftverhältnis bezogen auf die Querschnittshöhe
- Rissabstand
- Abstand der Stabilisierungsbewehrung in Druckzonen
- Umschnürungsbewehrung in Druckzonen
- Normalkraft
- Verbundeigenschaften und Stabdurchmesser des Bewehrungsstahls
- Duktilitätseigenschaften (Verfestigungsverhältnis und Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft) des Bewehrungsstahls

Während man Grösse und Einfluss der sechs erstgenannten Parameter entweder «im Griff» hat oder mehr oder weniger als gegeben und unveränderlich hinnehmen muss, geben die Duktilitätseigenschaften bei einem wesentlichen Teil der heutigen Bewehrungsstähle Anlass zu grosser Besorgnis.

Die Querkraft (Momentengradient) beeinflusst - zusammen mit dem Biegemoment - den Verlauf der Kräfte in der Längsbewehrung (Biegebewehrung) und somit auch den Unterschied zwischen den Kräften in benachbarten Rissen. Dabei muss nach der Form der entstehenden Risse unterschieden werden: Biegerisse etwa senkrecht zur Bauteilaxe oder schräge Biegeschubrisse. Im Falle von Biegerissen (Biegeriss-Gelenk) nehmen die Zugkräfte in der Längsbewehrung - ausgehend vom Querschnitt mit dem grössten Biegemoment - proportional zum Moment ab. Die Abnahme ist um so stärker, je grösser die Querkraft ist. Im Falle von Biegeschubrissen (Schubriss-Gelenk) hingegen nehmen die Zugkräfte in der Längsbewehrung weniger stark ab als das Biegemoment («Versatzmass» infolge Querkraft), was im Vergleich zum Fall der Biegerisse den plastischen Bereich vergrössert und somit auf die Rotationsduktilität eine günstige Wirkung hat.

Der Rissabstand in einem gezogenen Bereich ohne Querbewehrung wird vor allem durch die Zugfestigkeit des Betons und die Verbundeigenschaften des Bewehrungsstahls bestimmt. In den Bauteilen ist jedoch fast immer eine Querbewehrung (z.B. Bügel) vorhanden, die eine lokale Schwächung des gezogenen Betonquerschnitts bewirkt. Der Rissabstand ist deshalb meist durch den Abstand der Querbewehrung vorbestimmt.

Der Abstand der Stabilisierungsbewehrung in Druckzonen (Bügel, vor allem in Wänden und Stützen auch einfache Haltestäbe mit Haken), die das Ausknicken der gedrückten Längsbewehrungsstäbe nach dem Abfallen der Betonüberdeckung verhindern muss, ist sowohl bei monotoner, als auch - und noch verstärkt - bei zyklischer Beanspruchung ein wichtiger Parameter. Weil bei letzterer die Längsstäbe abwechslungsweise auf Zug und Druck fliessen, wird deren Verbund zunehmend zerstört, und die Betonüberdeckung kann frühzeitig abfallen. Gemäss den Regeln der Kapazitätsbemessung gilt ein zulässiger Abstand von 7 d bei Bemessung für die Duktilitätsklasse «mittlere Duktilität» (auch als «beschränkte Duktilität» bezeichnet) bzw. 5 d für die Duktilitätsklasse «hohe Duktilität» [11], während bei konventioneller Bemessung nur jeder zweite Längsstab im Abstand von 15 d zu halten ist [8] (d = Durchmesser der zu stabilisierenden Längsstäbe).

Die Umschnürungsbewehrung in der Druckzone ermöglicht, dass im Beton wesentlich grössere rechnerische Randstauchungen als die üblichen 3 bis 4‰ - bis 10‰ oder mehr - erreicht werden können [7].

Eine Normalkraft bewirkt im Vergleich zur reinen Biegung eine Vergrösserung der Druckzone und somit aus geometrischen Gründen eine Verringerung der Rotationsduktilität. Die Normalkraft kann auch die Länge des plastischen Bereichs reduzieren.

Die Verbundeigenschaften gerippter Betonstähle sind seit langem mehr oder weniger gleich geblieben. Sie sind vorwiegend für eine genügende Verankerung der Stäbe im Beton erforderlich. In plastischen Bereichen bewirkt der Verbund zwischen Stahl und Beton vor allem bei geringer Verfestigung des Stahls (geringe Neigung des Spannungs-Dehnungsdiagramms nach Überschreiten der Fliessgrenze) und bei kleineren Stabdurchmessern eine starke Konzentration der plastischen Dehnungen in den Rissquerschnitten. Die Grösse des Stabdurchmessers wird bekanntlich durch konstruktive und ausführungstechnische Gesichtspunkte bestimmt.

Die Duktilitätseigenschaften des Bewehrungsstahls sind - nebst den obgenannten Parametern - entscheidend für die Möglichkeit wesentlicher lokaler Plastifizierungen und somit für ein «gutmütiges» Verhalten von Stahlbetontragwerken. Leider hat sich aber hier in letzter Zeit vor allem durch die Einführung neuer Herstellungsverfahren, die einseitige Ausrichtung auf eine Erhöhung der Festigkeiten und aufgrund ungenügender Duktilitätsanforderungen in den Normen, eine unheilvolle Entwicklung ergeben.

Kenngrössen für die Duktilität von Bewehrungsstahl

Die entscheidenden Kenngrössen für die Duktilität von Bewehrungsstahl im Hinblick auf das plastische Verformungs-

verhalten von Stahlbetontragwerken sind:

- Verfestigungsverhältnis
- Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft

Die Kenngrössen werden am Beispiel des Spannungs-Dehnungsdiagramms des einaxialen Zugversuchs für den Stahltyp K gemäss Bild 1 erläutert.

Das Verfestigungsverhältnis ist wie folgt definiert [9]:

$$\frac{R_m}{R_e} = \frac{\text{Zugfestigkeit}}{\text{Streckgrenze}}, \text{ wobei}$$

R_m: Zugfestigkeit, d.h. höchste erreichte Spannung (Höchstzugkraft geteilt durch den Nennquerschnitt, entspricht f_t nach [8]),

R_e: Streckgrenze, d.h. Spannung bei 0,2 % bleibender Dehnung (Kraft an der Streckgrenze geteilt durch den Nennquerschnitt, entspricht f_y nach [8]).

Die Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft wird mit A_{gt} bezeichnet. Sie ist gleich der Summe von elastischer Dehnung (~ 0,2 bis 0,3 %) und der früher verwendeten Gleichmassdehnung (bleibende Dehnung ausserhalb der Einschnürungszone, d.h. Verlängerung im nicht eingeschnürten Bereich geteilt durch die entsprechende ursprüngliche Länge). Da nach dem Erreichen der Zugfestigkeit (Höchstzugkraft) die Einschnürung beginnt, erscheint A_{gt} im Spannungs-Dehnungsdiagramm wie in Bild 1 angegeben.

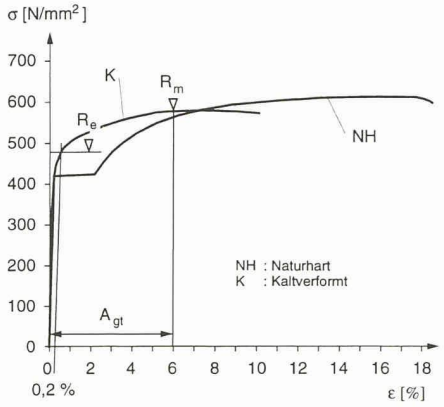
Eine im Hinblick auf die Duktilität von Stahlbetontragwerken untaugliche Kenngrösse ist die in der Norm SIA 162 [8] verwendete Bruchdehnung ε_5. Sie wird längs fünf Stabdurchmessern über die Einschnürungszone ermittelt und kann deshalb mit (erforderlichen) %-Werten von 8 bis 25 eine Duktilität vortäuschen, die für das plastische Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken nicht repräsentativ ist. Rund 100 Zugversuche an Bewehrungsstählen, die kürzlich am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich durchgeführt wurden, belegen gemäss Bild 3 die geringe Korrelation zwischen A_{gt} und ε_5 [13]. Selbst bei ε_5-Werten von 15% können A_{gt}-Werte von nur 1% vorhanden sein.

Frühere und heutige Bewehrungsstähle

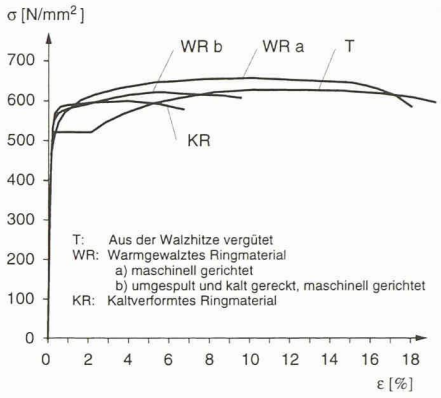
Bis weit in die 80er Jahre hinein wurden in Europa praktisch ausschliesslich die Stahltypen NH (naturhart) und K (kaltverformt) gemäss Bild 1 und 4 hergestellt und verwendet.

Ende der 80er und Anfang der 90er Jahre veränderten sich die Herstellungsverfahren des Bewehrungsstahls. Heute werden in Westeuropa praktisch ausschliesslich die Stahltypen T für Stabmaterial sowie WR (warmgewalztes Ringmaterial), TR (vergütetes Ringmaterial) und KR (kaltverformtes Ringmaterial) für Ringmaterial gemäss Bild 2 und 4 hergestellt und verwendet.

Probleme bezüglich der Duktilität ergeben sich vor allem mit Ringmaterial und somit bei Stäben mit Durchmessern bis zu 14 (zum Teil 16) mm. Besonders ungünstig verhalten sich die KR-Stähle, die ein sehr niedriges Verfestigungsverhältnis aufweisen. Ihr Anteil an der gegenwärtigen schweizerischen Produktion von Bewehrungsstahl und wohl auch beim Verbrauch auf schweizerischen Baustellen liegt in der Grössenordnung von etwa 20%.



1
Spannungs-Dehnungsdiagramme der Bewehrungsstähle Typen NH und K



2
Spannungs-Dehnungsdiagramme der Bewehrungsstähle Typen T, WR und KR

Aktuelle Normen

Im vorliegenden Zusammenhang interessieren verschiedene Normenbestimmungen aus [9], [10], [11] und [8].

In der Betonbewehrungsstahlnorm [9] sind zwei Stahlkategorien definiert:

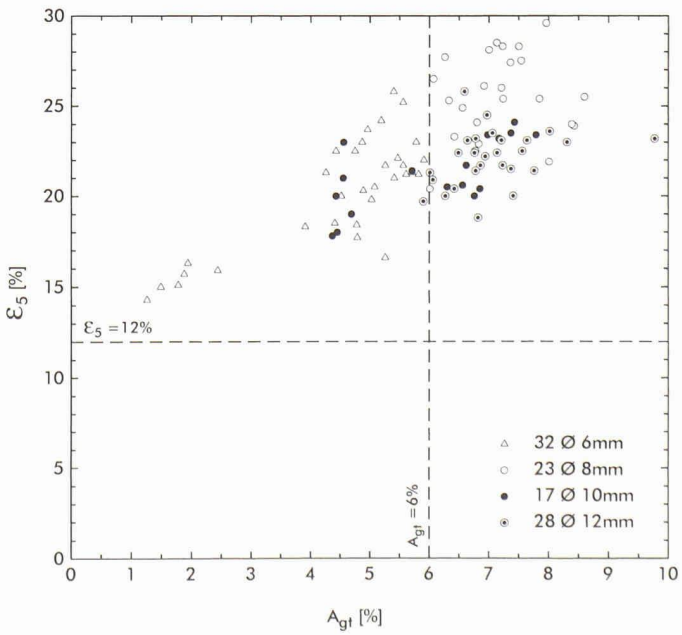
- B 500 A
- B 500 B

Im EC 2 [10] werden die Bewehrungsstähle in zwei Gruppen eingeteilt:

- N: Normale Duktilität
- H: Hohe Duktilität

Im EC 8 [11] sind Bedingungen für die Bewehrungsstähle für die drei verschiedenen Duktilitätsklassen der Bauwerke (Bemessungsduktilität) festgehalten:

- L: Low (niedrige Duktilität)
- M: Medium (mittlere Duktilität)
- H: High (hohe Duktilität)



3
Bruchdehnung ε_5 in Abhängigkeit von A_{gt} aus rund 100 Zugversuchen [13]

Bezeichnung	Herstellung	R_m/R_e	A_{gt} [%]	Durchmesser [mm]	Produktename (Beispiele)	Duktilitätsbezeichnung nach EC 2	Für Duktilitätsklassen der Bauwerke nach EC8
NH naturhart	warmgewalzt (hoher C-Gehalt, mikrolegiert)	1,3-1,5	8-12	6-40	Box Box-Ultra		
K kaltverformt	warmgewalzt, gezogen und verwunden	1,2-1,3	5-8	6-40	Tor		
T aus der Walzhitze vergütet	warmgewalzt in Stäben	1,10-1,25	10-14	8-40	Topar 500 S	H	L
WR warmgewalztes Ringmaterial	a) warmgewalzt in Ringen, maschinell gerichtet	1,20-1,30	8-12	8-14 16	Topar-R 500 S Topar bRs 500	H	M
	b) warmgewalzt in Ringen, umgespult und kalt gereckt, maschinell gerichtet	1,10-1,15	6-8	8-14	Topar-RC 500 S	H	L
TR vergütetes Ringmaterial	warmgewalzt in Ringen, aus der Walzhitze vergütet	1,15-1,30	8-10	8-14	Topar vRs 500	H	M
KR kaltverformtes Ringmaterial (auch für Netze)	kaltgewalzt ab Walzdraht, maschinell gerichtet	1,02-1,05	2-5	6-14 6-14	Torip Roll-R	- (< N)	-

4
Typen der Bewehrungsstähle mit charakteristischen Grössen nach [12] und [1]

Bild 5 zeigt die relevanten Anforderungen an die Bewehrungsstähle zusammen mit den verwendeten Bezeichnungen. Leider sind die Normenwerke nicht koordiniert. Was in EC 8 richtigerweise mit L bezeichnet wird, ist in EC 2 mit H bezeichnet. Die Bezeichnungen H und N nach EC 2 sind irreführend, denn sie täuschen - wie hier noch begründet wird - ein viel zu günstiges Tragwerksverhalten vor. Die Bezeichnungen und Anforderungen nach EC 8 sind angemessen, sie stimmen mit gesicherten Kenntnissen und Forschungsergebnissen überein.

In der Norm SIA 162 [8] gibt es noch keine Duktilitätsklassen für die Bewehrungsstähle und für die Bauwerke. Beim Bewehrungsstahl ist bezüglich Verformungsvermögen nur die Bruchdehnung ε_5 normiert (z.B. $\varepsilon_5 \geq 12\%$ für Ringmaterial S 500 d), die eben für den hier betrachteten Zweck eine untaugliche Kenngrösse ist.

Das Biegeriss-Gelenk

Das Verformungsvermögen eines plastischen Bereichs wird entweder durch das Versagen der Druckzone (Betonversagen, evtl. nach Ausknicken der Längsbewehrung) oder das Zerreissen des Bewehrungsstahls beschränkt. Bei der vorliegenden Problematik interessiert die letztere Bruchart, und zwar vor allem im Falle von Biegerissen. Bild 6 zeigt das in [5] entwickelte Modell des Biegeriss-Gelenks für einen einfachen Fall mit monotoner Beanspruchung, bei dem jedoch die wesentlichen Zusammenhänge gut gezeigt werden können. Am linken Rand wird eine volle Einspannung vorausgesetzt, der dortige Schlupf der Bewehrung in der Verankerung wird vernachlässigt. Es wird angenommen, dass im dargestellten Zustand in drei Rissen in der Bewehrung die Streckgrenze überschritten worden ist. Dort erreichen die Dehnungen und Spannungen jeweils lokale Höchstwerte. Dazwischen liegen infolge Wirkung der Verbundspannungen zwischen Stahl und Beton die Werte wesentlich tiefer. Wird der Hebelarm z der inneren Kräfte in allen Rissen gleich angenommen, so verlaufen im vor-

5
Anforderungen an Bewehrungsstähle nach den Euronormen

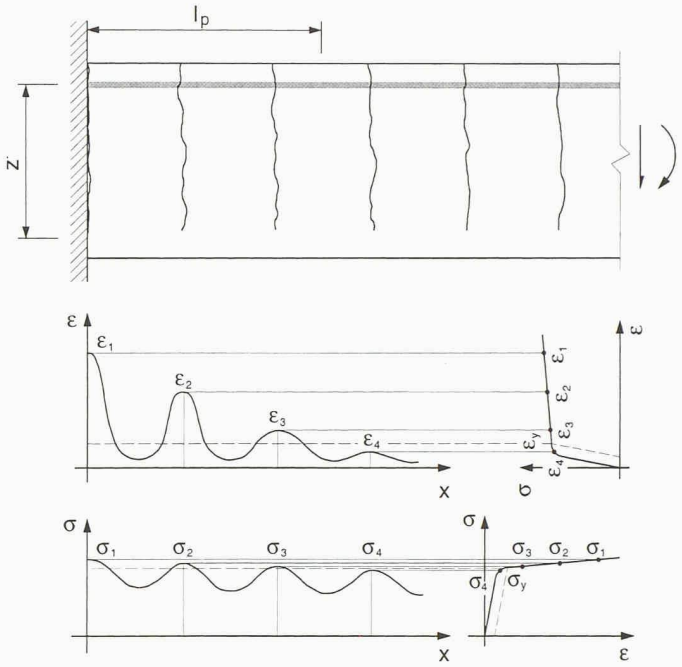
Norm	Stahlbezeichnung nach ENV 10 080	Duktilitätsbezeichnung nach EC 2	Für Duktilitätsklassen der Bauwerke nach EC 8	Streckgrenze R_e (5%-Fraktilwert) [N/mm²]	Verhältnis R_m/R_e (10%-Fraktilwert)	Gesamtdehnung bei Höchstzugkraft A_{gt} (10%-Fraktilwert) [%]
ENV 10 080	B 500 A	A (normale D.)	-	500	≥ 1,05	2,5
ENV 10 080 EC 8	B 500 B	H (hohe D.)	L (niedrige D.)	500	≥ 1,08	5
EC 8	-	-	M (mittlere D.)	500	≥ 1,15 ≤ 1,35	6
EC 8	-	-	H (hohe D.)	500	≥ 1,20 ≤ 1,35	9

liegenden Fall die Spannungen σ_1 bis σ_4 linear, da sich das Moment linear verändert (konstante Querkraft). Man erkennt, dass ein enger Zusammenhang zwischen den Unterschieden der Spannungen und der Dehnungen in benachbarten Rissen und der Neigung (Verfestigung) und Ausdehnung des Spannungs-Dehnungsdiagramms des Stahls in dessen plastischem Bereich besteht.

Der Rotationswinkel im betrachteten Zustand ergibt sich zu

$$\theta = \int_0^{l_p} \varepsilon(x)\, dx / z'$$

$\varepsilon(x)$ ist die Dehnung in der Bewehrung, z' der Abstand der neutralen Axe von der Bewehrung. l_p ist die Länge des plastischen Bereichs, der die Risselemente mit plastischen Verformungen des Bewehrungsstahls umfasst.



6
Biegeriss-Gelenk mit Verlauf der Dehnungen und Spannungen in der Zugbewehrung

Das Ein-Riss-Gelenk

Die Länge des plastischen Bereichs und dessen Verformungsvermögen (auch Rotationsfähigkeit des «plastischen Gelenks» genannt) bis zum Zerreissen des Stahls wird davon beeinflusst, in wie vielen Rissen die Bewehrung plastische Dehnungen erfährt. Dies wiederum hängt einerseits vom Unterschied zwischen den Zugkräften in benachbarten Rissen und andererseits von den Verfestigungseigenschaften des Bewehrungsstahls ab. Damit - ausgehend von einem ersten Riss mit plastischen Verformungen der Bewehrung - auch in einem benachbarten, zweiten Riss plastische Verformungen entstehen können, muss die Bewehrung in der Lage sein, im ersten Riss eine zusätzliche Kraft zu entwickeln, die gleich dem Unterschied zwischen den durch Moment (und evtl. Querkraft) bestimmten Kräften in den beiden Rissen ist. Dies ist nur durch Verfestigung möglich (Bild 6). Ist diese zu gering, so erfährt die Bewehrung im zweiten Riss keine plastischen Verformungen. Es entsteht ein «Ein-Riss-Gelenk». Die plastischen Verformungen der Bewehrung konzentrieren sich auf einen einzigen Riss. Die Bewehrung ist rasch überfordert und reisst bei einem nur kleinen Rotationswinkel des plastischen Bereichs.

Weiter oben wurde dargelegt, dass der Unterschied der Kräfte in der Längsbewehrung in den benachbarten Rissen grösser ist, wenn Biegerisse (nicht Biegeschubrisse) vorhanden sind, und je grösser die Querkraft (Momentengradient) ist. Besonders ungünstig ist daher der Fall einer Querkraft, die so gross ist, dass sie gerade noch keine schrägen Biegeschubrisse, jedoch einen wesentlichen Unterschied der Zugkräfte in benachbarten Rissen erzeugt, in Kombination mit einer Längsbewehrung mit relativ geringer Verfestigung (darauf wurde erstmals in [5] hingewiesen).

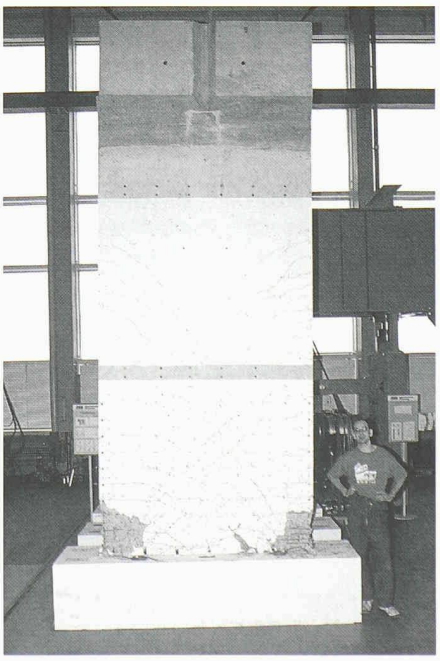
Diese Überlegungen gelten natürlich nicht nur für die betrachteten ersten beiden, sondern auch für weitere Risse: Auch ein n-Risse-Gelenk, mit n als kleiner Zahl von z.B. 2, 3 oder 4, kann ein geringes und ungenügendes plastisches Verformungsvermögen aufweisen. Erwünscht ist demgegenüber eine Länge des plastischen Bereichs, die gleich der halben bis ganzen Querschnittshöhe ist. Die Anzahl der beteiligten Risse mit plastischen Verformungen des Bewehrungsstahls hängt dann vom Verhältnis Rissabstand zu Trägerhöhe ab. Eine solche befriedigende Ausdehnung des plastischen Bereichs ist aber nur mit einem Bewehrungsstahl mit guter Verfestigung erzielbar.

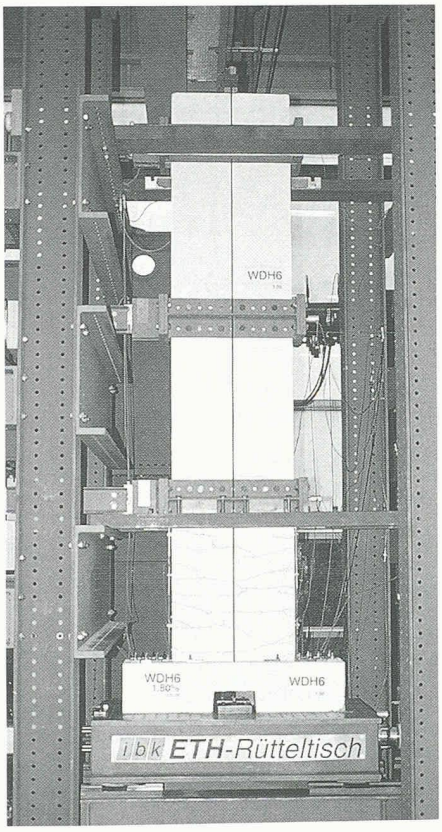
Nicht zu übersehen ist der Massstabseffekt: Bei Konzentration der plastischen Verformungen auf einen oder wenige Risse ist beim Reissen der Bewehrung der Rotationswinkel um so kleiner, je grösser die Querschnittshöhe ist.

Der Konzentrationseffekt bei gemischten Bewehrungen

Werden in einem Stahlbetonbauteil im gleichen Querschnitt Bewehrungsstähle mit schlechter und mit besserer Verfestigung kombiniert, so kann ein ähnliches Phänomen wie bei der Bildung eines Ein-Riss-Gelenks auftreten. Nachdem vorerst in einem oder in einigen wenigen Rissen eine gewisse plastische Verformung des Bewehrungsstahls erfolgt ist, wird im Riss mit der höchsten Beanspruchung die schlechtere Bewehrung zerrissen. Damit ist dieser Querschnitt geschwächt, und die Momentenbeanspruchung in diesem und in den anderen Rissen reduziert sich entsprechend. Deshalb kann die Bewehrung in den anderen, ungeschwächten Rissquerschnitten nicht mehr höher beansprucht und weiter verformt werden. Alle weiteren plastischen Verformungen der Bewehrung konzentrieren sich auf den geschwächten Querschnitt, wodurch auch die bessere Bewehrung bald zerrissen

7
Wand WSH 6 der statisch-zyklischen Versuche





8
Wand WDH 6 der dynamischen Versuche

wird. Dieser Konzentrationseffekt der plastischen Verformungen bei gemischten Bewehrungen wirkt sich somit bezüglich des weiteren Verformungsvermögens des ganzen plastischen Bereichs katastrophal aus. Dies ist auch dann der Fall, wenn der Anteil der schlechten Bewehrung nur gering ist, d.h. zum Beispiel nur wenige Prozente beträgt. Die ungünstigen Eigenschaften der schlechten Bewehrung können durch die bessere Bewehrung nicht kompensiert werden.

Zyklische Beanspruchung (Erdbeben)

Am Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) der ETH Zürich sind kürzlich im Rahmen von Forschungsprojekten Grossversuche mit zyklischer Beanspruchung durchgeführt und soeben (Januar 1998) abgeschlossen worden:

- Statisch-zyklische Versuche an sechs Stahlbetontragwänden WSH 1 bis WSH 6
- Dynamische Versuche an sechs Stahlbetontragwänden WDH 1 bis WDH 6 auf dem ETH-Erdbebensimulator

Bezüglich der Anforderungen an die Duktilität der Wände diente bei der Bemessung als Richt- und Zielgrösse die Duktilitätsklasse «beschränkte Duktilität» nach [7]; diese entspricht weitgehend der Duktilitätsklasse M «mittlere Duktilität» nach EC 8 [11].

Bild 7 zeigt eine Wand der statisch-zyklischen Versuche mit einem Querschnitt von 2 m x 0,15 m und einer Höhe von 5 m (ohne Fundamentsockel). Sie stellt im Massstab 1:2 den unteren Teil (2½ Stockwerke) einer von zwei Tragwänden gleicher Richtung zur Erdbebensicherung eines sechsstöckigen Gebäudes dar. Bild 8 zeigt eine Wand der dynamischen Versuche mit einem Querschnitt von 0,9 m x 0,1 m und einer Höhe von 4,28 m (ohne Fundamentsockel). Sie stellt im Massstab 1:3 eine von zwei Tragwänden gleicher Richtung zur Erdbebensicherung eines dreistöckigen Gebäudes dar. Die dynamisch geprüften Wände waren mit massstabgerechten, auf einer Nebenkonstruktion mitgeführten Stockwerkmassen (3 x 12 t) gelenkig verbunden und wurden durch verschieden starke «SIA-Erdbeben» (Antwortspektrum konform zum Bemessungsspektrum der Norm SIA 160) auf dem ETH-Erdbebensimulator angeregt.

Die interessanten und bezüglich Einwirkungs- und Messtechnik äusserst anspruchsvollen Versuche und deren Ergebnisse werden in entsprechenden Berichten ausführlich beschrieben werden [13] [14]. Hier sollen vor allem die im Hinblick auf die Duktilitätseigenschaften des Bewehrungsstahls relevanten Daten kurz dargestellt werden.

Frühzeitiges Zerreissen der Längsbewehrung

Bei den Versuchen [13] und [14] wurden im wesentlichen drei verschiedene Brucharten beobachtet:

a) Frühzeitiges Zerreissen der Längsbewehrung
b) Zerreissen der Längsbewehrung nach Abplatzen der Betonüberdeckung und nach Ausknicken der Längsbewehrung beim vorangegangenen Druck-Halbzyklus
c) Zerstörung der Betondruckzone

Hier interessiert einzig die Bruchart a). Die Brucharten b) und c) traten erst nach mehreren Zyklen und grossen plastischen Verformungen auf.

Bilder 9 und 10 zeigen die im vorliegenden Zusammenhang wesentlichen Daten. Die meisten Wände (Ausnahmen WDH 3 und WDH 4) hatten eine gemischte Längsbewehrung: Pro Wand wurden die Stäbe mit grösserem Durchmesser (2 bis 6 Stück) an den beiden Enden des Querschnitts («Randbereiche») und die Stäbe mit kleinerem Durchmesser dazwischen («Stegbereich») angeordnet. R_m/R_e und A_{gt} sind angegeben, und es ist das Bruchverhalten charakterisiert:

- schlecht: Ein-Riss-Gelenk (Bruchart a))
- mittel: n-Risse-Gelenk und Konzentrationseffekt bei gemischter Bewehrung (Bruchart a))
- gut: Bruchverhalten nicht durch frühzeitiges Zerreissen der Bewehrung dominiert (Bruchart b) oder c))

In den Bildern 9 und 10 ist der im Versuch erreichte Rotationswinkel (Radian) im plastischen Bereich angegeben. Es zeigt sich, dass bei ungünstigen Duktilitätseigenschaften der Längsbewehrung die Bruchart a) «frühzeitiges Zerreissen der Längsbewehrung» bei relativ kleinen Rotationswinkeln aufgetreten ist. Bei duktilerer Bewehrung stellte sich auch eine duktilere Bruchart mit etwa dem doppelten bis dreifachen Rotationswinkel ein.

Mindestanforderungen für zyklische Beanspruchung

Die Ergebnisse dieser Versuche sind klar und eindeutig: Ein befriedigendes duktiles Verhalten von Wänden entsprechend der Duktilitätsklasse «beschränkte

9
Statisch-zyklische Versuche an Stahlbetontragwänden [13]

Versuchskörper	Längsbewehrung	Verhältnis Zugfestigkeit/Streckgrenze R_m/R_e	Gesamtdehnung bei Höchstzuggkraft A_{gt}	Erreichter Rotationswinkel [10^{-3} rad]	Bruchverhalten bezüglich Bewehrungsstahl
WSH 1	ø 10	1,13	4,5%		
	ø 6	1,03	1,8%	4	schlecht
WSH 2	ø 10	1,28	6,8%		
	ø 6	1,10	5,1%	7	mittel
WSH 3	ø 12	1,24	7,0%		
	ø 8	1,30	7,6%	17	gut
WSH 4	ø 12	1,17	6,6%		
	ø 8	1,22	7,0%	12	gut
WSH 5	ø 8	1,22	7,0%		
	ø 6	1,08	4,6%	5	mittel
WSH 6	ø 12	1,17	6,6%		
	ø 8	1,22	7,0%	14	gut

bzw. mittlere Duktilität» kann nur mit genügender Sicherheit erreicht werden, wenn sämtliche Bewehrungsstähle eines Querschnitts die folgenden Duktilitätseigenschaften aufweisen:

- $R_m/R_e \geq 1{,}15$
- $A_{gt} \geq 6\%$

Für die Duktilitätsklasse «hohe Duktilität» sind strengere Anforderungen zu erfüllen.

Monotone Beanspruchung (Schwerelasten, Explosions- und Stosskräfte)

Bei monotonen Beanspruchungen sind - im Gegensatz zu zyklischen Beanspruchungen - die äusseren und inneren Kräfte und die Verformungen immer gleich gerichtet, und deren Beträge nehmen in der gegebenen Richtung stets zu. Man spricht deshalb auch von einer mono- oder unidirektionalen Beanspruchung. Eine solche wird normalerweise bei Berechnungen des Tragwiderstands («Traglast») für Schwerelasten (statische Lasten) vorausgesetzt. Weitgehend monotone Beanspruchungen entstehen auch durch Explosionskräfte, z.B. auf Zivilschutzbauten oder durch Stosskräfte, wie z.B. beim Anprall durch Fahrzeuge.

Bei der Bemessung von Stahlbetontragwerken für monotone Beanspruchung werden heute oft Grundsätze aus der Plastizitätstheorie angewendet. Insbesondere bei Durchlaufträgern und Rahmen wird häufig ein Teil - oft etwa 20-40% - der nach der Elastizitätstheorie berechneten Biegemomente im Bereich von Stützen in die Felder umgelagert oder auch umgekehrt. Physikalisch, d.h. in der Wirklichkeit der Tragwerke, ist dies ist aber nur möglich, wenn die plastifizierenden Bereiche genügend duktil sind. Die nachfolgenden Darlegungen zeigen, dass die für solche Umlagerungen erforderliche Rotationsduktilität von gleicher Grössenordnung ist wie die erforderliche Rotationsduktilität bei zyklischer Beanspruchung, und dass an den Bewehrungsstahl mindestens die gleichen Anforderungen gestellt werden müssen.

Frühzeitiges Zerreissen der Längsbewehrung

Bei den grundlegenden Versuchen [4] wurden zweifeldrige Durchlaufträger mit je zwei Einzellasten pro Feld geprüft. Bei der Bemessung der Bewehrungen wurden je nach Träger verschieden grosse Umlagerungen der «elastischen» Biegemomente vorgenommen.

Bild 11 zeigt die im vorliegenden Zusammenhang wesentlichen Daten von zwei Durchlaufträgern. In beiden wurde in den betreffenden plastischen Bereichen Bewehrungsstahl vom Typ K (Torstahl) mit $R_m/R_e = 1{,}20$ und $A_{gt} = 6\text{-}9\%$ verwendet.

Beim Träger A 2 war für eine Momentenumlagerung von 24% des elastisch berechneten Feldmomentes in den Stützenbereich ein rechnerischer Rotationswinkel von ~0,010 (Radian) erforderlich. Wie Bild 12 zeigt, bildete sich ein 2-Risse-Gelenk, und der Bewehrungsstahl wurde bei ~0,017 (Radian) eingeschnürt und schliesslich zerrissen. Das Bruchverhalten war somit genügend.

Beim Träger A 1 wäre für eine Momentenumlagerung von 41% des Feldmoments zur Stütze ein rechnerischer Rotationswinkel von ~0,016 (Radian) erforderlich gewesen. Es bildete sich ein Ein-Riss-Gelenk, und das Versagen des Bewehrungsstahls begann bereits bei 0,010 (Radian). Der rechnerische Tragwiderstand («Traglast») konnte nicht erreicht werden. Das Bruchverhalten war ungenügend.

Vergleich zwischen monotoner und zyklischer Beanspruchung

Ein Vergleich der Daten von Bild 11 mit denen der Bilder 9 und 10 zeigt, dass die Anforderungen an die Duktilität der Tragelemente (Rotationswinkel) bei monotoner Beanspruchung mit mässigen Momentenumlagerungen (bis etwa 25%) und bei zyklischer Beanspruchung für die Duktilitätsklasse «beschränkte bzw. mittlere Duktilität» von gleicher Grössenordnung sind. Daher interessiert die Frage, ob, bei etwa gleichen Anforderungen an die Duktilität der Tragelemente, die Anforderungen an die Duktilitätseigenschaften des Bewehrungsstahls bei montoner und bei zyklischer Beanspruchung wesentlich verschieden sind.

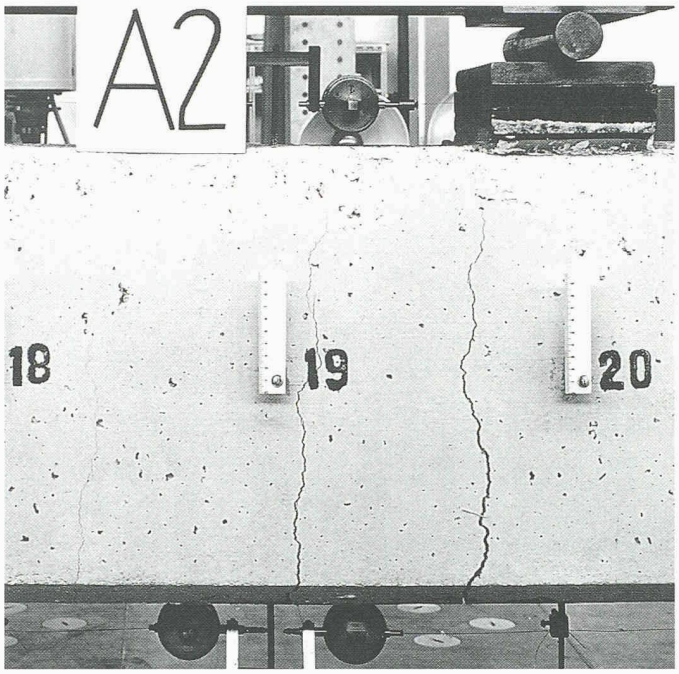
Zugunsten der zyklischen Beanspruchung spricht die Wirkung des Verbunds zwischen Bewehrungsstahl und Beton. Bei zyklischer Beanspruchung wird durch die mehrfache Hin- und Herverschiebung - meist vorerst mit kleineren Verformungen als bei der Maximalverformung - der Verbund in der Umgebung der Risse stärker geschädigt als bei monotoner Beanspruchung. Dies wirkt sich günstig auf den Maximalwert der plastischen Dehnung des Bewehrungsstahls im Riss aus. Bei monotoner Beanspruchung dringen die plastischen Dehnungen des Bewehrungsstahls

Versuchskörper	Längsbewehrung	Verhältnis Zugfestigkeit/Streckgrenze R_m/R_e	Gesamtdehnung bei Höchstzuggkraft A_{gt}	Erreichter Rotationswinkel [10^{-3} rad]	Bruchverhalten bezüglich Bewehrungsstahl
WDH 1	ø 6	1,10	4,9%		
	ø 4,2	1,09	3,9%	8	schlecht
WDH 2	ø 6	1,09	4,8%		
	ø 4,2	1,08	3,4%	8	schlecht
WDH 3					
	ø 5,2	1,23	6,2%	17	gut
WDH 4					
	ø 5,2	1,23	7,3%	17	gut
WDH 5	ø 8	1,20	5,7%		
	ø 5,2	1,22	6,5%	16	gut
WDH 6	ø 8	1,19	5,7%		
	ø 5,2	1,22	6,5%	16	gut

10
Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden [14]

11
Statische Versuche an Stahlbeton-Durchlaufträgern [4]

Versuchskörper	Längsbewehrung	Verhältnis Zugfestigkeit/Streckgrenze R_m/R_e	Gesamtdehnung bei Höchstzuggkraft A_{gt}	Erwünschte Umlagerung von	Erforderlicher Rotationswinkel [10^{-3} rad]	Erreichter Rotationswinkel [10^{-3} rad]	Bruchverhalten bezüglich Bewehrungsstahl
A 2	ø 12	1,20	6-9%	24% M_F	10	17	genügend
A 1	ø 12	1,20	6-9%	41% M_F	16	10	ungenügend



12
Träger A 2 der Versuche mit monotoner Beanspruchung

vergleichsweise weniger weit in den Beton ein, und die Gefahr des frühzeitigen Zerreissens der Bewehrung wird tendenziell verstärkt. Gewisse Unterschiede zulasten der zyklischen Beanspruchung ergeben sich durch den Bauschinger-Effekt (Reduktion des Elastizitätsmoduls bei Druck) und den Einfluss der zyklischen Beanspruchung auf A_{gt} sowie allenfalls durch das ungenaue Aufeinanderpassen der Rissufer des Betons beim Schliessen von Rissen (Biegebeanspruchung der Bewehrungsstäbe durch Dübelwirkung). Insgesamt ist jedoch nach unseren Erfahrungen festzustellen, dass dieser Vergleich durch den unterschiedlichen Einfluss des Verbunds dominiert wird. Daher sind bei etwa gleicher erforderlicher Rotationsduktilität im plastischen Bereich eines Tragelements (Rotationswinkel) an den Bewehrungsstahl bei monotoner Beanspruchung mindestens die gleichen Duktilitätsanforderungen wie bei zyklischer Beanspruchung zu stellen.

Mindestanforderungen für monotone Beanspruchungen

Die Ergebnisse der Versuche [4] zeigen: Ein befriedigendes duktiles Verhalten von Durchlaufträgern bei mässigen Momentenumlagerungen ist im allgemeinen sichergestellt, wenn die Bewehrungsstähle die folgenden Duktilitätseigenschaften aufweisen:

- $R_m/R_e \geq 1{,}15$
- $A_{gt} \geq 6\%$

Für grössere Momentenumlagerungen sind strengere Anforderungen zu erfüllen.

Duktilitätsnachweis bei monotonen Beanspruchungen problematisch

Werden die obigen Anforderungen erfüllt, so entsteht ein Tragwerk, welches das von Stahlbetonkonstruktionen eigentlich stets erwartete Verformungsvermögen aufweist. Wird schlechterer Stahl verwendet, so muss ein Duktilitätsnachweis durchgeführt werden. Dies bedeutet, dass für jeden möglichen plastischen Bereich bei den im allgemeinen verschiedenen möglichen plastischen Mechanismen des Tragwerks sowohl die erforderliche Duktilität (Duktilitätsbedarf) als auch die vorhandene Duktilität (Duktilitätsangebot) berechnet und miteinander verglichen werden müssen. Die Berechnung beider Grössen ist grundsätzlich möglich, jedoch aufwendig und mit wesentlichen Unsicherheiten behaftet. Bei der Berechnung der erforderlichen Duktilität gehen schwer zu erfassende Grössen wie z.B. die Steifigkeit der elastisch bleibenden Bereiche im Rissezustand ein. Bei der Berechnung der vorhandenen Duktilität spielen z.B. die tatsächliche Form des Spannungs-Deh-

Literatur

[1]
Oelhafen U.: Betonstahl und Duktilität. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 29, 17. Juli 1997

[2]
Stellungnahme der Begleitkommission SIA 162 zur Einteilung der Betonstähle in Duktilitätsklassen gemäss Eurocode 2 und SIA V 162.020. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 29, 17. Juli 1997

[3]
Kluge D.: Betonstahl und Duktilität. Zuschrift zu [1] und [2]. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 37, 11. September 1997

[4]
Bachmann H., Thürlimann B.: Versuche über das plastische Verhalten von zweifeldrigen Stahlbetonbalken. Bericht Nr. 5203-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1965

[5]
Bachmann H.: Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmer Stahlbetonbalken. ETH-Dissertation, Bericht Nr. 13, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1968

[6]
Sigrist V., Marti P.: Ductility of Structural Concrete, a Contribution. Paper presented at the Workshop Development of EN 1992, Prag, 1994

[7]
Paulay T., Bachmann H., Moser K.: Erdbebensicherung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Berlin, 1990

[8]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Norm SIA 162: Betonbauten. Norm SIA 162, Zürich, 1993

[9]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: ENV 10 080: Betonbewehrungsstahl - Schweissgeeigneter gerippter Betonstahl B 500, Technische Lieferbedingungen für Stäbe, Ringe und geschweisste Matten. Europäische Vornorm SIA V 162.020 Zürich, 1995

[10]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Eurocode 2 (EC 2): Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Europäische Vornorm SIA V 162.001. Zürich, 1992

[11]
Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Eurocode 8 (EC 8): Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Sammelband Gebäude. Europäische Vornorm SIA V 160.801. Zürich, 1997

[12]
Bachmann H.: Tragwiderstand und Duktilität für Stoss- und Erdbebeneinwirkung. Dokumentation D 0138 zur FBH/SGEB «Dynamische Probleme bei Brücken- und Hochbauten», 27./28. September 1996. (Auch erschienen in «Beton- und Stahlbetonbau», Hefte 8 und 9, 1997)

[13]
Dazio A., Wenk T., Bachmann H.: Statisch-zyklische Versuche an Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung. Bericht, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich (in Vorbereitung)

[14]
Lestuzzi P., Wenk T., Bachmann H.: Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung. Bericht, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich (in Vorbereitung)

nungsdiagramms und somit die tatsächlichen Werte R_m/R_e und A_{gt} eine entscheidende Rolle, denn sie beeinflussen die Zugkraftdifferenz zwischen benachbarten Rissquerschnitten und somit die Ausdehnung des plastischen Bereichs. Die Durchführung eines Duktilitätsnachweises bei monotonen Einwirkungen ist daher realistischerweise nur in Ausnahmefällen in Betracht zu ziehen. Viel besser und wesentlich fachgerechter ist es, Bewehrungsstähle mit angemessenen Duktilitätseigenschaften zu verwenden.

Duktilität auch für unvorhergesehene Beanspruchungen

Von wesentlicher Bedeutung erscheint auch noch der folgende Hinweis: Tragwerke des konstruktiven Ingenieurbaus sollten nicht nur für die im Sicherheitsplan explizit berücksichtigten Einwirkungen und Beanspruchungen duktil sein. Denn sie können auch durch unvorhergesehene Einwirkungen beansprucht werden. Solche sind beispielsweise: Grössere Fundamentabsenkungen (z.B. Fall Reussbrücke Wassen), Fahrzeuganprall usw. In derartigen Fällen ist ein «gutmütiges» und das heisst duktiles Verhalten der Tragwerke «überlebenswichtig» und somit von grosser Bedeutung.

Duktile Bewehrungsstähle

Die obigen Darlegungen zeigen, dass in Stahlbetontragwerken sowohl mit zyklischen Beanspruchungen wie auch mit monotonen Beanspruchungen nur Bewehrungsstahl verwendet werden sollte, dessen Duktilitätseigenschaften mindestens bei $R_m/R_e = 1{,}15$ und $A_{gt} = 6\%$ liegen. Andererseits besteht heute ein Marktangebot, von dem ein grosser Teil der Stähle mit kleinerem Durchmesser diese Anforderungen nicht erfüllt. Eine kürzliche europaweite Umfrage hat indessen die Hoffnung genährt, dass ein Umschwung möglich ist: In Italien konnte ein Stahlwerk gefunden werden, das an der Herstellung eines besseren, die obigen Bedingungen erfüllenden Bewehrungsstahls - auch mit Durchmessern bis hinunter zu 5 mm - interessiert war und solchen Stahl dann auch geliefert hat.

Empfehlungen

Es ist dringend zu empfehlen, in Stahlbetontragwerken nur Bewehrungsstähle zu verwenden, welche die Anforderungen an die Duktilitätseigenschaften $R_m/R_e \geq 1{,}15$ und $A_{gt} \geq 6\%$ mit guter Zuverlässigkeit erfüllen. Damit werden auf fachgerechte Art und Weise die Voraussetzungen geschaffen, dass die Stahlbetontragwerke bei geplanten oder unvorhergesehenen Grenzzuständen ein angemessenes Mindestverformungsvermögen und somit die üblicherweise erwartete Tragsicherheit aufweisen können. Für ein grösseres plastisches Verformungsvermögen der Tragwerke sind vom Bewehrungsstahl strengere Anforderungen zu erfüllen.

Adresse der Verfasser:
Hugo Bachmann, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH, und *Thomas Wenk*, dipl. Bauing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich

Dank

Die Verfasser danken der «Stiftung für systematische wissenschaftliche Forschung auf dem Gebiete des Beton- und Stahlbetonbaus» des Vereins Schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten (VSZKGF), der «Kommission für Technologie und Innovation» (KTI) des Bundes und der ETH Zürich für die Förderung der zitierten Forschungsprojekte zur zyklischen Beanspruchung.

Walter Leumann, Walenstadt

Sanierung einer Setzung

Setzungsmulde auf der A3 zwischen Flums und Mels

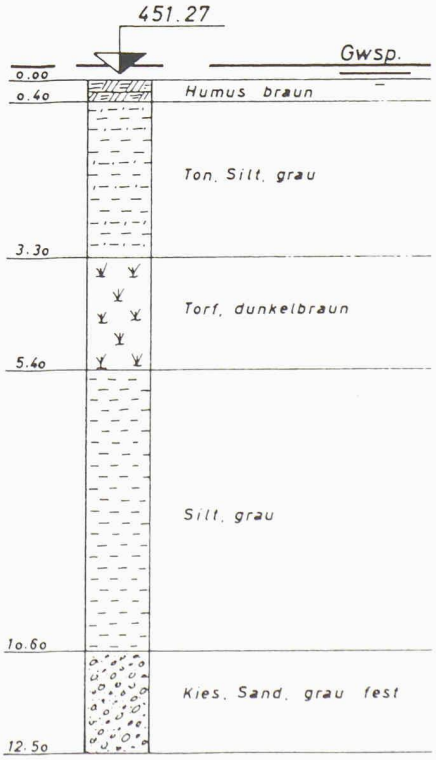
Das zu erneuernde Teilstück der A3 wurde vor 25 Jahren eröffnet. Der setzungsempfindliche Untergrund und das Alter haben der Fahrbahn stark zugesetzt. Im Vorfeld der geplanten Erneuerung des ganzen Abschnitts wurde eine lokale, rund 40 cm tiefe Setzungsmulde mit einer Leichtschüttung saniert.

Der Untergrund im Seeztal besteht aus setzungsempfindlichen Verlandungssedimenten und Torfschichten. Bild 1 zeigt ein typisches Bohrprofil. Die extrem setzungsempfindliche Zone erstreckt sich über rund 300 Meter. Die Autobahn liegt hier auf einem niederen Damm von 0,8 bis 1,5 m Höhe über dem Terrain. Wegen der Nachsetzungen hat sich das für die Entwässerung und die Verkehrssicherheit notwendige Quergefälle weiter reduziert. Der Untergrund bewirkt Konsolidationszeiten von zwei bis drei Jahren, die für die Nachsetzungen verantwortlichen Torfschichten aber weisen eine Konsolidationszeit von 25 Jahren auf.

Seit Eröffnung der Autobahn im Jahr 1970 werden die Setzungen regelmässig gemessen. Diese Messwerte ergaben zusammen mit den Sondierbohrungen eine gute Grundlage für die Festlegung der Sanierungsmassnahmen. Für die Berechnungen wurde der Autobahnabschnitt in drei verschiedene Typen eingeteilt:

- Typ 1: Totalsetzung 50 cm
- Typ 2: Totalsetzung 100 cm
- Typ 3: Totalsetzung 140 cm

Die Totalsetzung stellt die Summe aus Primär- und Sekundärsetzung dar und



1
Bohrprofil aus Sondierbohrung in Problemzone