

Vergleich der normativen Bestimmungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetontragwerken

DI Markus Wilpernig

DI Martin Ebner, Institut für Betonbau, TU Graz

O.Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Lutz Sparowitz, Institut für Betonbau, TU Graz

1. Einleitung

Im Rahmen mehrerer Forschungsarbeiten ([5],[6],[9]) am Institut für Betonbau der Technischen Universität Graz wurden die neuen Anforderungen und Auswirkungen, die durch die Einführung der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) in die bestehenden Normen entstanden sind, untersucht. Vor allem in [5] wurde versucht die neuen Bestimmungen bzw. den Stand der Normung aufzuzeigen. Dabei wurden folgende Normen in die Betrachtungen miteinbezogen:

- ÖNORM B4700 [3]
- ÖNORM B4750 [2]
- DIN 1045-1 [1]
- EC 2 [4]

Im Sinne der Dauerhaftigkeit sind diese neuen Aspekte der Gebrauchstauglichkeit unerlässlich geworden. Doch zuerst gilt es zu klären, was „dauerhaft konstruieren“ bedeutet bzw. welche Auswirkungen entstehen, sobald diese Anforderungen verletzt werden. Aus diesem Gedanken heraus ist es sinnvoll zuerst Schadensbeispiele zu diskutieren, die durch entsprechende Vernachlässigungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entstanden sind ([6]), um die Notwendigkeit des „dauerhaften Konstruierens“ zu verstehen.

Anschließend kann man detailliert auf normenspezifische Aspekte zur Gebrauchstauglichkeit eingehen. Die in dieser Veröffentlichung untersuchten Forschungsfragen lauten:

Frage 1: Unterscheiden sich die untersuchten Normen voneinander?

Frage 2: Wie groß sind die Unterschiede der Rechenergebnisse, wenn man einen Bauteil nach verschiedenen Normen rechnet?

Frage 3: Welche Art von Nachweisen ist für die Bemessung die maßgebende?



Abbildung 1: Betonabplatzung nach Karbonatisierung [8]

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

Durch eine ernsthafte Auseinandersetzung mit diesem Thema wird auch sehr schnell erkennbar, dass diese neuen Anforderungen durchaus höhere Kosten in der Planung und Ausführung bedeuten, aber durch die Einhaltung aller Nachweise im SLS können zukünftige, wesentlich kostspieligere Sanierungen vermieden werden.

2. Dauerhaft Konstruieren

Dauerhaft Konstruieren bedeutet nicht nur, dass man kurzfristig alle geforderten Nachweise im Grenzzustand der Tragsicherheit erfüllt. Man muss global und vor allem langfristig denken, alle Gefährdungen und Risiken, denen ein Bauteil ausgesetzt sein kann, abschätzen und ein Gefühl dafür entwickeln, wo man besonders auf die sehr spezifischen Eigenschaften des Betons eingehen muss, und wo die Auswirkungen durch eine vereinfachte Betrachtung keine Schädigungen nach sich ziehen.

Sobald aber davon abgegangen wird, sind Schädigungen an Bauteilen nur eine Frage der Zeit. Die Lebensdauer des Bauwerks wird nicht nur beeinträchtigt, sondern darüber hinaus stark reduziert. Kostspielige Sanierungsmaßnahmen wie z.B. nachträglich angebrachte Verstärkungen oder das Anbringen von Betonersatzsystemen [10] müssen vorgenommen werden um die Tragfähigkeit des Bauteils nicht zu beeinträchtigen.

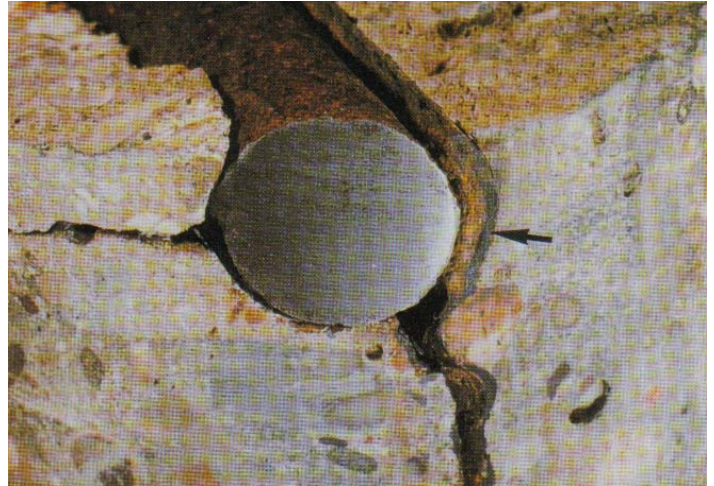


Abbildung 2: Rissbildung infolge Sprengwirkung [8]



Abbildung 3: Abschalung der Betonoberfläche nach Frost-Tausalz
Angriff [8]

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

2.1. Schadensbilder

Die häufigsten Schäden im konstruktiven Stahlbetonbau entstehen dadurch, dass der Bewehrungsstahl nicht ausreichend vor den Beanspruchungen der Umwelt geschützt wird. Die dadurch entstehenden Korrosionserscheinungen zerstören den Bewehrungsstahl gleichermaßen wie das gesamte Bauteil selbst (Abb. Abbildung 1).

Durch Korrosion wird nicht nur der Bewehrungsstahl selbst stark in Mitleidenschaft gezogen, es wird auch der umliegende Beton durch die Volumenvergrößerung des Bewehrungsstahls stark belastet. Durch diese Sprengwirkung entstehen weit geöffnete Risse, durch die eine weitere Zersetzung gefördert wird (Abb. Abbildung 2).

Weiters ist das umliegende Milieu jedes Bauteils maßgebend daran beteiligt, welche Beanspruchungen im Sinne der Dauerhaftigkeit berücksichtigt werden müssen. Auch durch die Einführung der Expositionsklassen wurde dieser Tatsache Rechnung getragen, dass z.B. Bauteile, die mit Meerwasser in Verbindung kommen, besonders auf die Anforderungen des SLS, z.B. die Rissbreitenbeschränkung, abgestimmt werden müssen. Ansonsten lassen sich Betonabplatzungen und andere Korrosionserscheinungen nur schwer vermeiden (Abb. Abbildung 4).

Gesondert hinzuweisen ist auch auf Brückentragwerke. Hier müssen jene Beanspruchungen, die durch Frost-Tausalz Angriff entstehen, stark in der Planung und Ausführung beachtet werden. Wenn dies nicht erfolgt, kann aus einer ehemals glatten Betonoberfläche eine unbrauchbare und zersetzte Oberfläche werden. Diese Abschalungen der Betonoberfläche zeigen, welche drastischen Auswirkungen durch dauerhaftes Konstruieren vermieden werden können (Abb. Abbildung 3).

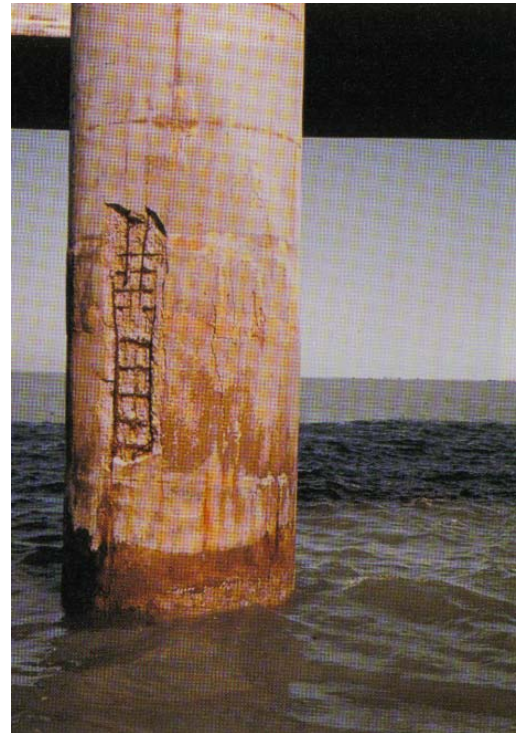
Durch all diese Schadensbilder, und diese sind nur ein sehr kleiner Auszug aus der Vielfältigkeit von Schädigungen, wird die Bedeutsamkeit der Dauerhaftigkeit eindrucksvoll unterstrichen.

Es stellt sich jetzt die Frage, wie dieses so genannte „dauerhafte Konstruieren“ überhaupt bewerkstelligt werden kann. Zumindest lässt sich auch heutiger Sicht zeigen, dass wenn alle Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt werden, ein großer Schritt in Richtung Dauerhaftigkeit gemacht wird.

Welche Anforderungen tatsächlich zur Zeit von den oben genannten Normen und Regelwerken in Hinblick auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gefordert werden, wird nun im Folgenden geklärt.

3. Theoretische Grundlagen

In den in Kap. 1 genannten Normen werden vorwiegend 3 verschiedene Gruppen von Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden, Spannungs-, Rissbreiten und Verformungsnachweise.



**Abbildung 4: Korrosionsbedingte
Betonabplatzung im Meerwasser [8]**

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

Andere wichtige Forderungen des SLS wie Schwingungsbetrachtungen werden in diesen Normen dagegen nicht behandelt. Diese werden aber in anderen spezifischen Normen bzw. Regelwerken abgehandelt.

Nachfolgend wird versucht einen kurzen Überblick über die wesentlichen Punkte der jeweiligen Nachweise zu geben.

3.1. Spannungsbegrenzungen

Als Folge hoher ständiger Spannungen im Verbundbaustoff Stahlbeton können unerwünscht große Verformungen oder die Dauerhaftigkeit schädigende Risse entstehen. Im unbewehrten Normalbeton bilden sich bei Druckspannungen durch die Umlenkung der Druckkräfte in seinem aus Zementstein und Zuschlagkörnern bestehenden Gefüge Zugspannungen aus, die zu Mikrorissen und Abplatzungen bzw. bei entsprechend hoher Beanspruchung bis zum Bruch führen können (Abb. Abbildung 5).

Befinden sich in einem durch hohe Druckkräfte beanspruchten Betonquerschnitt Bewehrungsstäbe, so wird ein vom Stabquerschnitt und dem Verhältnis der E-Moduln abhängiger Anteil der Druckbeanspruchung auf die Bewehrungsstäbe übertragen. Bei der Einleitung der Druckkräfte in die Stäbe entstehen durch die Umlenkung der Spannungstrajektorien Querkzugspannungen ([11]), die zu Längsrissen parallel zu den Bewehrungsstäben führen können (Abb. Abbildung 6).

Hohe nahezu ständig wirkende Druckspannungen vergrößern die Kriechverformungen des Betons und bewirken dadurch eine überproportionale Zunahme der Bauteildurchbiegung. Die Beanspruchung von Betonstahl über die Grenze des elastischen Bereichs hinaus führt durch die eintretende plastische Dehnung der Bewehrungsstäbe zu großen Rissbreiten und Rissen, die sich bei Entlastung nicht wieder schließen.

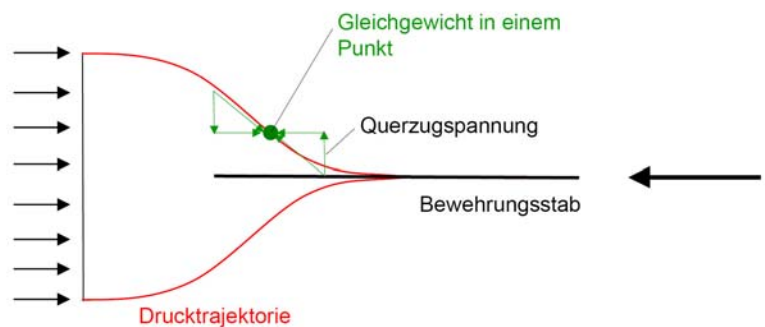


Abbildung 6: Einleitung von Druckkräften in einen Bewehrungsstab

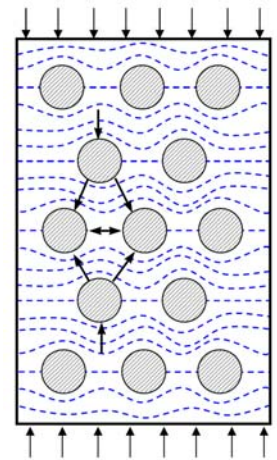


Abbildung 5: Entstehung von Querkzugspannungen in druckbeanspruchtem Beton; Verlauf der Hauptzugspannungen

3.1.1. Spannungsgrenzwerte

Im prEN 1992-1-1, Final [4] sind die Spannungsgrenzwerte nur als Empfehlung bzw. Richtwerte gegeben. Andere Grenzwerte können von den Mitgliedstaaten festgelegt werden.

Gründe für diese Regelung sind:

- das unterschiedliche Schutzbedürfnis der Mitgliedsstaaten (z.B. werden Fragen der Dauerhaftigkeit schon allein aus klimatischen Gründen unterschiedlich beurteilt)
- die unterschiedliche traditionelle Entwicklung der Bemessungsregeln in Europa
- fehlende Erfahrung mit den Regelungen des Eurocode 2 (EC 2)

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

3.2. Rissbreitenbeschränkung

Risse sind grundsätzlich für die Entfaltung der Tragwirkung zwischen Beton und schlaffer Bewehrung zwingend notwendig und daher kein Mangel. Die Beschränkung der Rissbreite ist jedoch ein wichtiges Kriterium für die Dauerhaftigkeit eines Stahlbetonbauteiles. Sie bedeutet also nicht die Vermeidung von Rissen, sondern die Begrenzung der auftretenden Rissbreiten.

Unter der Rissbreite w versteht man die mittlere Breite eines Risses an der Bauteiloberfläche. Mit zunehmender Entfernung von der Oberfläche nimmt die Rissbreite stark ab.

3.2.1. Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite

In Querschnitten mit Zugzangsbeanspruchungen muss ein Fließen der Bewehrung nach Erreichen der Risslast durch eine ausreichende Mindestbewehrung verhindert werden. Dies ist auch für Kombination aus Last- und Zwangbeanspruchung sicherzustellen.

Die Mindestbewehrung muss daher so groß sein, dass die Risschnittgrößen N_{Cr} und M_{Cr} nach Übergang in den Zustand II aufgenommen werden können. Die Risschnittgrößen sind diejenigen Beanspruchungen, bei denen die Betonrandzugspannung gleich der wirksamen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ ist. Als wirksame Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ zum Zeitpunkt der Erstrissbildung wird der obere Grenzwert (95% Fraktile) maßgebend.

3.2.2. Berechnung der Rissbreite

Das Entstehen von Rissen bzw. die Berechnung der Rissbreite wird durch ein entsprechendes Modell angenähert. Dabei werden alle Zustände (Erstrissbildung und Abgeschlossene Rissbildung) an einem Zugstab modelliert und dann auf die Zugzone des Biegestabes sinngemäß angewandt.

3.2.3. Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung

In der DIN 1045-1 [1] und dem prEN 1992-1-1, Final Draft [4] werden weiters zwei Tabellen zur Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung angegeben:

- Grenzdurchmesser bei Betonstählen zur Begrenzung der Rissbreite
- Höchstwerte der Stababstände zur Begrenzung der Rissbreite

Wenn eine dieser zwei Tabellen eingehalten wird, gilt der Nachweis „Begrenzung der Rissbreite“ als erfüllt.

In der ÖNORM B 4700 [3] ist nur eine Tabelle für den Grenzdurchmesser d_{sr} angegeben und der Höchstwert der Stababstände ist generell mit 30cm limitiert. Beide Kriterien müssen eingehalten werden.

3.3. Verformungsbegrenzung

Verformungen können ihre Ursache in Biegemomenten (Regelfall), Normalkräften, Querkraftbeanspruchungen, Verdrehungen, Langzeiteinwirkungen oder dynamischen Einwirkungen haben.

Die Durchbiegung eines Bauteils hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab, deren Werte Streuungen unterworfen sind. Darum werden einfache Konstruktionsregeln angegeben, bei deren Anwendung die Einhaltung der geforderten Grenzwerte gesichert ist. Für die Verformungsberechnung wird die Biegeschlankheit als Grenzwert eingeführt. Die angegebenen Tabellenwerte sind das Ergebnis von Vergleichsrechnungen und liefern auf der sicheren Seite liegende Bauteildicken.

Somit kann die Verformung auf zwei Arten nachgewiesen werden:

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

- Nachweis durch Begrenzung der Biegeschlankheit
- Berechnung der Durchbiegung

4. Unterschiede in den untersuchten Normen

Obwohl gerade der Unterschied der Seitenanzahl zwischen den nationalen Normen und des Eurocodes auf größere Differenzen schließen lässt, kann bei näherer Betrachtung dies nicht bestätigt werden. Die Modelle und Theorien, die hinter den Anforderungen und Nachweisen stecken, sind sinngemäß in die nationalen Normen übertragen worden. Lediglich die variablen Beiwerte sind in den Landesnormen oftmals anders angenommen.

Die wesentlichen Unterschiede sind:

- Keine Angaben für die Spannungsnachweise in der ÖNORM B4700 [3]
- Keine Angaben zur Rissbreitenberechnung in der ÖNORM B4700 [3]
- Keine Angaben zur Verformungsberechnung in der DIN 1045-1 [1]

5. Vergleichsrechnungen und Ergebnisse

5.1. Ziel

In [5] wird gezeigt, welche Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei einfachen statischen Systemen und Belastungen maßgebend werden.

Das Ziel der Studie war zu klären, ob eine Abschätzung der Auswirkungen der einzelnen Nachweise möglich ist oder ob sich keine Aussage treffen lässt. Betrachtet wurde in dieser Arbeit ein Einfeldträger mit Eigengewicht und einer Nutzlast (konstante Linienlast).

Im Zuge der Forschungsarbeiten zeigte sich, dass es sinnvoll ist, die Ergebnisse in zwei Diagrammen festzuhalten:

- q/L Diagramme (Zusammenhang zwischen Nutzlast und Spannweite)
- h/L Diagramme (Zusammenhang zwischen Bauteilhöhe und Spannweite)

5.2. Eigenschaften der q/L Diagramme

Für jedes Diagramm (Abb. Abbildung 8) wird die Querschnittsgeometrie festgesetzt. Systematisch werden alle in den Diagrammen vorhandenen Belastungs- und Spannweitenkombinationen durchgerechnet und festgestellt, ob ein Nachweis im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) oder im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) nicht mehr erfüllt ist. So entstehen folgende Kurven:

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

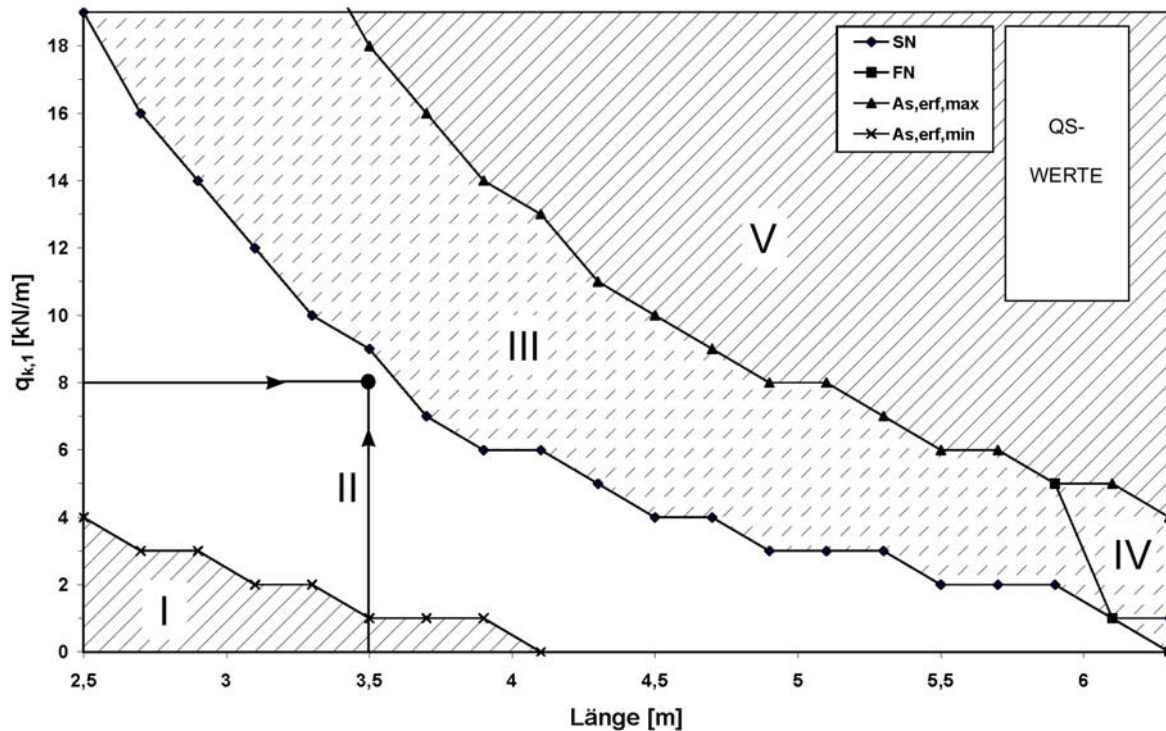


Abbildung 7: Bereiche des q/L Diagramms für einen gewählten Querschnitt

- $A_{S,erf,min}$ Für Belastungsspannweitenkombinationen, die unterhalb dieser Kurve liegen, ist im ULS die Mindestbewehrung einzulegen (Bereich I).
- SN Für Kombinationen, die über dieser Kurve liegen, ist der Spannungsnachweis im SLS nicht mehr erfüllt (Bereich III).
- FN Für Belastungsspannweitenkombinationen, die über dieser Kurve liegen, ist der Verformungsnachweis im SLS nicht mehr erfüllt (Bereich IV). Im oberen Teil des Bereichs IV ist der Spannungsnachweis auch nicht erfüllt.
- $A_{S,erf,max}$ Für alle anderen Kombinationen, die über dieser Kurve liegen, ist im ULS die Duktilitätsforderung nicht mehr erfüllt. Dies bedeutet, dass der der Berechnung zugrunde gelegte Betonstahl nicht mehr ins Fließen kommt (Bereich V).

Bereich II beinhaltet sämtliche Belastungsspannweitenkombinationen, bei denen alle Nachweise im ULS und SLS eingehalten sind.

5.3. Eigenschaften der h/L Diagramme

In diesen Diagrammen wird in Abhängigkeit der Belastung und Spannweite jene kleinste Querschnittshöhe zu einer zugehörigen Breite definiert, die für die Erfüllung aller Nachweise im ULS und SLS erforderlich ist.

Unabhängig von den q/L Diagrammen werden eigene Berechnungen geführt, um eine Art „Vorbemessungsdiagramme“ zu erstellen, aus denen man die minimale erforderliche Querschnittshöhe bei vorhandener maximal möglicher ULS-Bewehrung bzw. bei vorhandener minimal erforderlicher ULS-Bewehrung ablesen kann.

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

Die maximal mögliche ULS-Bewehrung ist jene Bewehrungsmenge, die aus der Duktilitätsforderung (damit der Betonstahl im Grenzzustand der Tragsicherheit (ULS) noch ins Fließen kommt) maximal bei gewissen Querschnittsabmessungen eingelegt werden darf (Anmerkung: ohne zusätzliche Verstärkung der Biegedruckzone, z.B. Druckbewehrung, Umschnürung, usw.). Diese zwei Diagramme werden dann zusammengefasst, um die zulässige Bandbreite der Querschnittshöhe ersichtlich zu machen.

5.4. Ergebnisse

5.4.1. q/L Diagramme

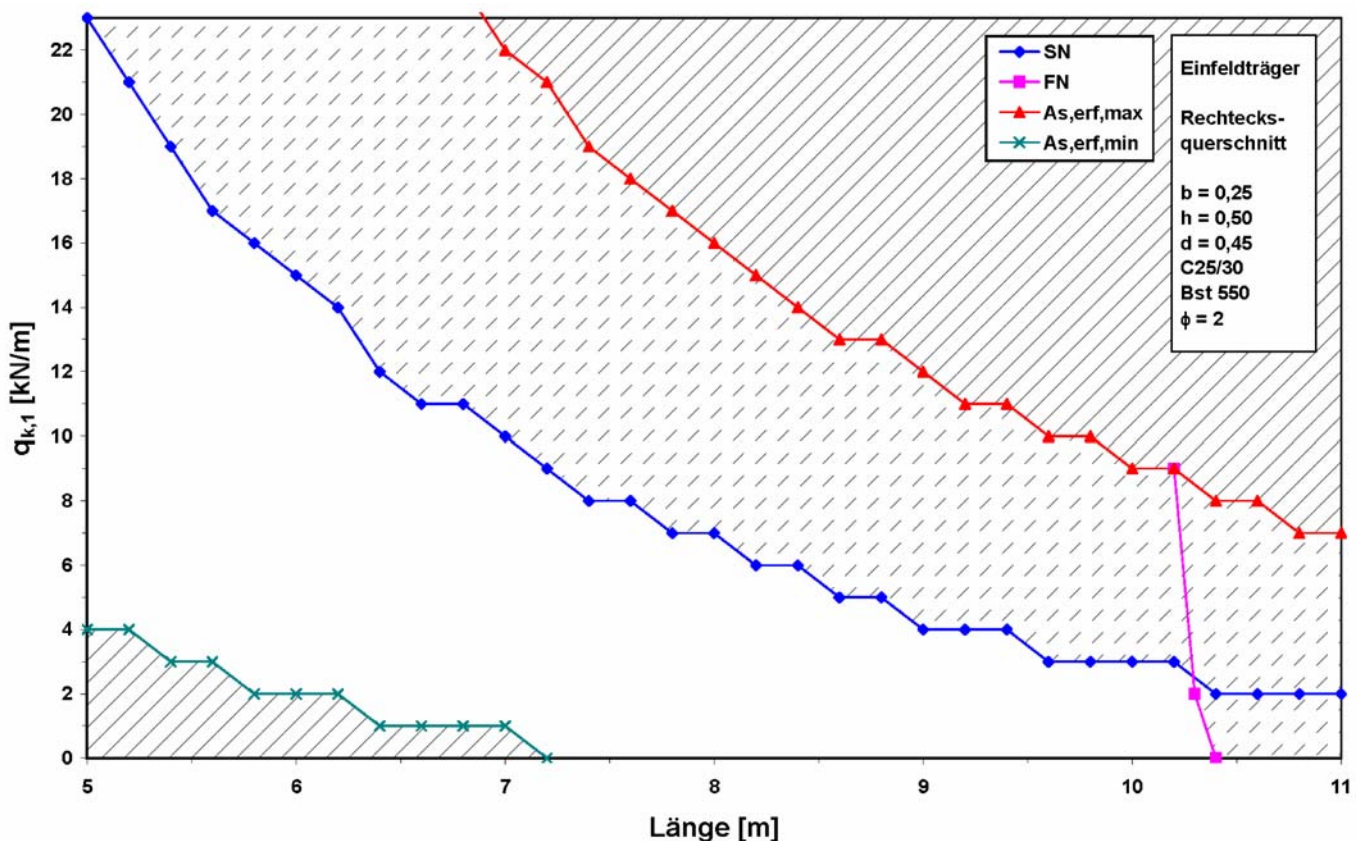


Abbildung 8: q/L Diagramm: Querschnitt 0,25/0,50

Für alle berechneten Querschnitte hat sich ein ähnlicher Diagrammverlauf eingestellt. Bei geringer Belastung sind stets die Spannungsnachweise ausschlaggebend, bis dann ab einer kritischen Länge die Durchbiegungen unzulässig groß werden. Dieses Verhalten zeigt sich für alle untersuchten Querschnitte.

Somit kann die Tendenz festgehalten werden, dass bei solchen Randbedingungen (Anforderungen an die Dauerhaftigkeit), die diesen Berechnungen zugrunde gelegt sind, ein Querschnitt niemals mit der maximal möglichen Bewehrungsmenge im ULS ausgestattet werden kann, da stets ein Nachweis im SLS maßgebend wird. Dies bedeutet weiters, dass bei Einhaltung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit noch nicht gewährleistet ist, dass im Gebrauchszustand nicht unzulässig große Spannungen oder Verformungen auftreten.

Die normativen Bestimmungen über die Einhaltung der Rissbreiten sind ebenfalls in allen Vergleichsrechnungen untersucht worden. Bei allen Berechnungen konnte die erforderliche Bewehrung mit den entsprechenden Grenzdurchmessern, die in den jeweiligen Normen vorgeschrieben sind, eingelegt werden.

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

5.4.2. h/L Diagramme

Grenzen von h_{\min}

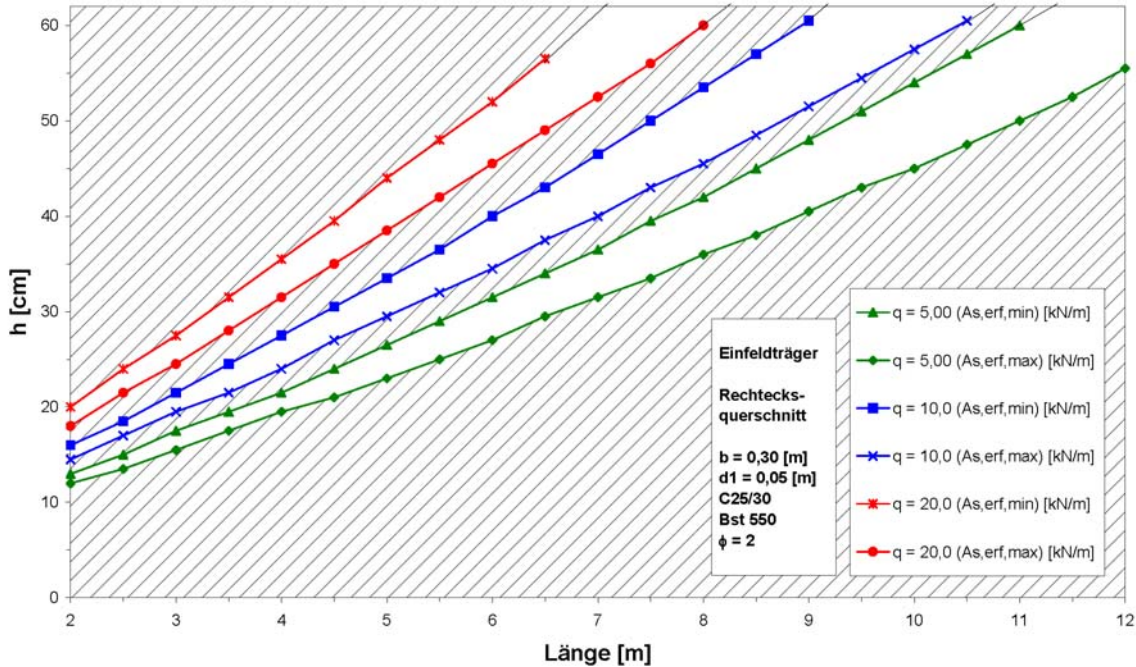


Abbildung 9: h/L Diagramm: $b=0,30\text{m}$; $q=5, 10, 20\text{ kN/m}$

Dieser Diagrammtyp wurde ebenfalls für verschiedene Querschnitte und gleichem statischem System wie Kap. 5.4.1 erstellt. Man erkennt (Abb. Abbildung 9) hier die minimal mögliche Querschnittshöhe unter Berücksichtigung der maximal zulässigen und der minimal erforderlichen Bewehrungsmenge, damit alle Nachweise im ULS und SLS eingehalten sind.

Der Aufbau des Diagrammes ist folgender:

Für ein bestimmtes statisches System (hier Einfeldträger mit konstanter Linienlast) und einer bauüblichen Querschnittsbreite sowie einer zugehörigen Belastung wurde jene Querschnittshöhe gesucht bei der alle Nachweise (für beide Grenzzustände) eingehalten sind. Dabei ergaben sich in Abhängigkeit der Belastung zwei Grenzlinien. Orientiert man sich an der unteren Grenzlinie, muss man zwar auf der einen Seite mehr Bewehrung einlegen, auf der anderen Seite spart man bei der Querschnittshöhe. Bei der oberen Grenzlinie verhält es sich umgekehrt.

6. Zusammenfassung

Nachfolgend werden die in Kap. 1 formulierten Forschungsfragen geklärt:

Ad Frage 1:

Spannungsnachweise:

Es ist eindeutig aus den Diagrammen ersichtlich, dass im üblichen Bauausführungsbereich eines schlaff bewehrten Balkens die Spannungsnachweise maßgebend werden. Dies ist vor allem in Hinblick auf die ÖNORM B 4700 [3] von Bedeutung, da dort die Begrenzung der Spannungen nicht behandelt wird. Auch

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

in der DIN 1045 [1] und im prEN 1992-1-1, Final Draft [4] müssen die Spannungsnachweise nur für gewisse Expositionsklassen geführt werden. Trotzdem sollte sich der Anwender dieser Normen bewusst sein, dass auch im üblichen Hochbau, wo kein Korrosions- und Angriffsrisiko besteht, die Spannungsnachweise aus Gründen der Dauerhaftigkeit eingehalten sein sollten.

Sofern die Spannungsnachweise in den Normen verankert sind ([2],[4],[1]), sind keine wesentlichen Unterschiede festzustellen. Es sei hier nur angemerkt, dass im prEN 1992-1-1, Final Draft [4] die Beiwerte k_j landesspezifisch festgesetzt werden dürfen.

Rissbreitennachweise: Die DIN 1045-1 [1] und der prEN 1992-1-1, Final Draft [4] haben grundsätzlich denselben Aufbau und stützen sich auf die gleichen theoretischen Annahmen. In den einzelnen zu verwendenden Parametern sind kleine Unterschiede festzustellen. Die ÖNORM B 4700 [3] ist in Hinblick auf eine Mindestrissbreitenbewehrung sehr ähnlich den zuvor genannten Normen, eine Berechnung der Rissbreite beinhaltet sie aber nicht.

Verformungsnachweise: In allen untersuchten Normen kann man auf eine Verformungsberechnung verzichten, wenn man die angegebene Grenzschlankheit einhält. Hier ist besonders darauf aufmerksam zu machen, dass in der DIN 1045-1 [1] Ausgabe Juli 2001, keine Bestimmungen zu einer Verformungsberechnung enthalten sind, in der Ausgabe Februar 1997 dagegen schon. Diese beruhen auf der gleichen Theorie wie jene des prEN 1992-1-1, Final Draft [4]. Die ÖNORM B 4700 [3] und der prEN 1992-1-1, Final Draft [4] unterscheiden sich in Hinblick auf die Verformungsberechnung kaum voneinander. Die einzelnen Parameter sind zwar anders bezeichnet und zusammengefasst, die endgültige Berechnung ist fast ident.

Ad Frage 2:

Man kann keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Rechenergebnissen der einzelnen Normen feststellen. Die numerischen Unterschiede entstehen durch die landesspezifisch geregelten Beiwerte.

Ad Frage 3:

Wenn man im Sinne der Dauerhaftigkeit konstruieren will, sind die Spannungsnachweise unerlässlich. Man erkennt in den Diagrammen, dass vor allem diese Nachweise maßgebend werden.

Erst bei größeren Spannweiten werden dann die Verformungsnachweise maßgebend.

7. Ausblick

Als Fazit bleibt anzumerken, dass die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit heute schon ihre Daseinsberechtigung voll und ganz erreicht haben. Wenn man die Entwicklung der modernen Architektur betrachtet, dann werden in Zukunft diese Anforderungen immer mehr in den Vordergrund treten. Damit Bauwerke auch in Zukunft als gelungen bezeichnet werden können, müssen neben ästhetischen Aspekten des Planens auch solche Bedingungen, wie die Begrenzung der Risse und Verformungen, erfüllt werden.

Da die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit erst seit kurzem Eingang in die nationalen Normenwerke gefunden haben, ist es verständlich, dass in der praktischen Anwendung noch ein wenig Skepsis diesen neuen Bestimmungen gegenüber gebracht wird. Natürlich sind ältere Bauwerke, die noch nicht nach den Aspekten der Gebrauchstauglichkeit geplant und dimensioniert wurden, zwar heute noch funktionstüchtig, aber oftmalige Sanierungen führen zu immer höheren Kosten.

Entwurf:

Die endgültige Version ist erschienen in:
Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, Jg. 150, Heft 1/2005, S.2-7

In diesem Sinne sollte sich der konstruktive Ingenieur diese neuen Erkenntnissen der Wissenschaft aufgreifen und vor allem die positiven Folgeerscheinungen, die entstehen, wenn man die Anforderungen der Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erfüllt, erkennen um sie für ein erfolgreiches Planen zu nützen.

Literaturverzeichnis

- [1] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAfStb): DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Normenausschuss Bauwesen im Deutschen Institut für Normung e.V., 2001
- [2] FACHNORMENAUSSCHUSS 010: ÖNORM B4750 – Spannbetontragwerke, Eurocode-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, 2000
- [3] FACHNORMENAUSSCHUSS 010: ÖNORM B4700 – Stahlbetontragwerke, Eurocode-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, 2001
- [4] TECHNISCHES KOMITEE CEN/TC 250: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton
- [5] WILPERNIG MARKUS: Diplomarbeit: Vergleich der normativen Bestimmungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetontragwerken. Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2004
- [6] HANDEL CHRISTOPH: Traglastberechnungen für ein schalenförmiges Sheddach, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2002
- [7] FREYTAG BERNHARD, EBNER MARTIN: Ermittlung von Gebrauchsspannungen bei Stahlbetonquerschnitten im gerissenen Zustand, Festschrift zum 60. Geburtstag von Lutz Sparowitz, 2000
- [8] NÜRNBERGER ULF: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Bauverlag GmbH. Wiesbaden und Berlin 1995
- [9] PICHLER ROBERT: Ertüchtigung eines durch Umwelteinflüsse geschädigten Stahlbetongeschoßbaues, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2000
- [10] EBNER MARTIN, SPAROWITZ LUTZ: Konzepte der Betonerhaltung – Verstärkung mittels Faserverbundwerkstoffen, Tagungsband FRP-Fachtagung , 2002
- [11] INTICHAR MARKUS: Untersuchung der Interaktion zwischen Verbundspannungen und Umlenkspannungen, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2002