

B8 – Spannbettbinder - Nachweise

!! Diese Dokumentation ist ein Teildokument des [Handbuches zum Programm B8](#)

Inhaltsverzeichnis

Nachweise	2
Ermittlung von Kriechzahl und Schwindmaß	2
Querschnittswerte	3
Auflager- und Schnittkräfte	3
Einwirkungskombinationen aus äußerer Belastung	4
Wirksame Vorspannung	4
Nachweise der Tragfähigkeit	11
Kombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	11
Kombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	13
Kombination für die Bemessungssituation Erdbeben im Grenzzustand der Tragfähigkeit	14
Biegung mit Längskraft und Zugkraftdeckung	15
Querkrafttragfähigkeit	20
Kippsicherheitsnachweis	25
Ermittlung der Spaltzugbewehrung	29
Verankerung der Spannbewehrung	30
Mindestlängszugbewehrung	32
Nachweis der Aussparungen	32
Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	35
Seltene (=charakteristische Kombination)	35
Häufige Kombination	35
Quasi-ständige Kombination	36
Begrenzung der Betonrand- und Stahlspannungen	36
Begrenzung der Rissbreite	39
Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung	41
Nachweis der Dekompression	42
Begrenzung der Verformung	42
Längenänderung des Binders an den Auflagern	46
Literatur	47

Referenz-/Ausgabebeispiel: Ein umfangreiches Ausgabebeispiel finden Sie hier auf [www.friilo.eu \(B8_FDB-Ref.pdf\)](http://www.friilo.eu (B8_FDB-Ref.pdf))

Verwendete Kurzbezeichnungen in diesem Dokument:

EN 1992-1-1:	EN2
DIN EN 1992-1-1/NA:	NA_D
PN EN 1992-1-1/NA:	NA_PN
ÖNORM B 1992-1-2:	NA_A
NA to BS EN 1992-1-1	NA_GB

Nachweise

Ermittlung von Kriechzahl und Schwindmaß

Entsprechend der eingegebenen Option erfolgt die Berechnung einmalig am Eingabeschnitt oder an jedem betrachteten Schnitt.

Kriechzahl und Schwindmaß nach EN2, NA_D, NA_PN, NA_A

Die Berechnung erfolgt für jeden Kriechabschnitt nach 3.1.4 und Anhang B mit folgenden Parametern:

Kriechen

α	von der Zementart abhängiger Exponent in Gleichung B.9
t_{0T}	Betonalter am Beginn des Kriechabschnittes. Bei einer Wärmebehandlung im Spannbett erhöht sich das Betonalter zu Beginn der Lagerung entsprechend Gleichung B.10., - sonst ergibt sich t_{0T} aus t_T des vorhergehenden Kriechabschnittes.
t_{0TA}	entsprechend der Zementsorte nach Gl. B.9 modifiziertes Betonalter am Beginn des Kriechabschnittes zur Verwendung in Gl. B.5
t_T	Betonalter am Ende des Kriechabschnittes, bei Zeitabschnitten mit Temperaturen ungleich 20°C nach Gl. B.10 modifiziertes Betonalter
β_H	Beiwert für wirksame Bauteildicke h_0 und die relative Luftfeuchte RH in % nach Gl. B.8 a,b
h_0	wirksame Bauteildicke in [mm] mit Querschnittsfläche A_c und dem der Luft ausgesetzten Querschnittsumfang nach Gl. B.6
β_{t0}	Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens nach Gl. B.7, modifiziert nach /22/ S.261 Gl. 3.104 zu $\beta(t - t_k) - \beta(t_0 - t_k)$ mit t_k Beginn Kriechen
φ_{RH}	Beiwert zur Berücksichtigung der Luftfeuchte bei der Ermittlung der Grundkriechzahl nach Gl.B.3 a,b
$\beta(t_0)$	Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei der Ermittlung der Grundkriechzahl nach Gl. B.5
$\beta(f_{cm})$	Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit bei der Ermittlung der Grundkriechzahl nach Gl. B.4
$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl nach Gl. B.1 im betrachteten Kriechabschnitt

Schwinden

β_{t0ts}	Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Schwindens nach Gl. 3.10 bis zu Beginn des Kriechabschnittes
β_{tts}	Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Schwindens nach Gl. 3.10 bis zum Ende des Kriechabschnittes
β_{RH}	Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte nach Gl. B.12
ε_{cds0}	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Zementart und der Betondruckfestigkeit auf das Trocknungsschwinden nach Gl. B.11
β_{as}	Beiwert zur Berücksichtigung des Alters beim Schrumpfen nach Gl. 3.13
ε_{ca}	Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit und des Zementes beim Schrumpfen nach Gl. 3.12
$\varepsilon(t, t_0)$	Schwindmaß nach Gl. im betrachteten Kriechabschnitt, modifiziert nach /11/, 2.6, Gl. 3.8

Nichtlineares Kriechen

Bei Nichteinhaltung der Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Lastkombination wird mit einer erhöhten Kriechzahl für nichtlineares Kriechen gerechnet (Gl. 3.7). Diese wird ggf. bei der ausführlichen Schnittaussage in der Tabelle „Schnittkräfte aus Vorspannung“ mit ausgegeben.

Querschnittswerte

Zunächst werden die Querschnittswerte (Fläche, Trägheitsmoment und Schwerpunkt) des Betonbruttoquerschnittes unter Beachtung der aktuellen Binderhöhe, eventueller Auflagerverstärkungen und Aussparungen errechnet.

Anschließend werden die ideellen Querschnittswerte unter Berücksichtigung des Betonnettoquerschnittes sowie von vorgespannter und schlaffer Bewehrung ermittelt.

Bei Ortbetonerfüllung werden zusätzlich die Querschnittswerte des Verbundquerschnittes ermittelt. Der Ortbetonquerschnitt wird entsprechend der mitwirkenden Breite berücksichtigt.

Die so ermittelten Querschnittswerte werden in der ausführlichen Schnittausgabe ausgewiesen.

Auflager- und Schnittkräfte

Auflagerkräfte

Die Auflagerkräfte werden mit allen zum Zeitpunkt $t = \infty$ wirkenden Lasten ermittelt.

Folgend Werte werden für die linke und rechte Stütze ausgegeben:

- G: infolge ständiger Lasten (charakteristische Werte)
- min Q, max Q: infolge veränderlicher Lasten (charakteristische Werte)
- min R, max R: Resultierende G+Q

Ist im Ausgabeprofil die Option „alle Schnittausgaben ausführlich“ aktiviert, werden die charakteristischen Auflagerkräfte für alle Lastfälle und Lastkomponenten ausgegeben.

Schnittkräfte

Die Schnittkräfte für Eigengewicht und eingegebene Nutzlasten werden am jeweils wirkenden statischen System ermittelt.

Während der Lagerung des Binders wird das gleiche statische System wie im Einbauszustand mit der Stützweite LST angenommen.

Bei der Montage wird das statische System durch die Lage der Aufhängepunkte bestimmt.

Längskräfte infolge Schrägseilaufhängung werden nicht berücksichtigt.

Während des Betonierens der Ortbetonerfüllung wird eine ggf. vorhandene Hilfsunterstützung berücksichtigt.

Dabei wird davon ausgegangen, dass die Stützen unter den infolge Eigengewicht und Vorspannung verformten Binder gestellt werden. Das bedeutet, dass nur das Ortbetongewicht und ggf. eine Betonierlast auf dieses statisch unbestimmte System wirken. Die Schnitt- und Stützkkräfte werden dann unter der Belastung GE+BL am Zwei- bzw. Dreifeldträger mit konstanter Stützweite und starrer Stützung ermittelt. Bei kontinuierlicher Stützung entstehen infolge Betonierlast und Ortbetongewicht bis zum Lösen der Unterstützung keine Schnittkräfte.

Nach dem Lösen wirken die Stützkkräfte der Hilfsunterstützung als Belastung auf den mit Ortbeton ergänzten Binder.

Bei Ortbetonerfüllung kann durch Eingabe ungleicher Abstände der benachbarten Binder ein stark unsymmetrischer Querschnitt entstehen, der für schiefe Biegung bemessen werden muss.

Schiefe Biegung und eine eventuelle Torsionsbeanspruchung kann vom Programm zur Zeit noch nicht berücksichtigt werden.

Einwirkungskombinationen aus äußerer Belastung

Da die Ermittlung der Schnittkräfte nach der Elastizitätstheorie erfolgt und somit für die Schnittkräfte das Superpositionsgesetz gilt, können anstelle der Einwirkungen deren Schnittkräfte kombiniert werden.

Bei der Querkraft ist das Kombinationskriterium der maximale absolute Betrag, bei den Momenten wird $M_{\max}$ (Zug unten) und $M_{\min}$ (Zug oben) ermittelt.

Die so ermittelten Schnittkräfte werden in der Tabelle „Schnittkräfte aus äußerer Belastung“ bei der ausführlichen Schnittausgabe ausgegeben:

- Siehe Ausgabebeispiel: [Schnittkräfte aus äußerer Belastung](#)

Wirksame Vorspannung

Spannkrafteinleitung

Die wirksame Vorspannung zum Zeitpunkt des Lösens der Verankerung ($t = t_{A, \text{Lag}}$) ist in der Tabelle „wirksame Spannglieder“ der ausführlichen Schnittausgabe ausgewiesen.

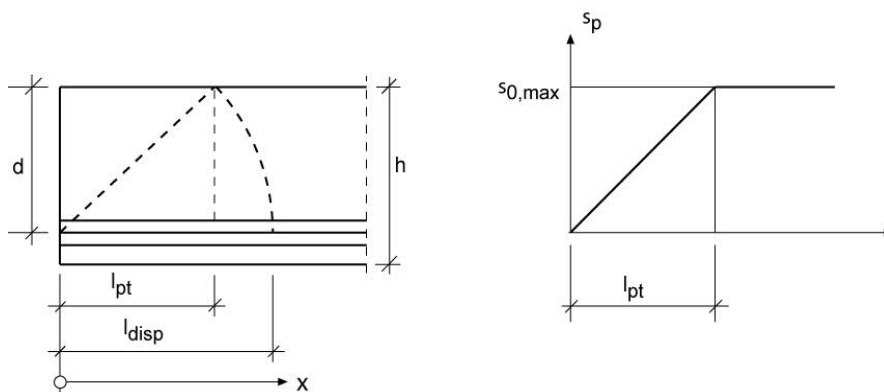
Nur im Verbund liegende, d.h. an der betreffenden Stelle nicht abisolierte Spannglieder werden berücksichtigt.

Innerhalb der Übertragungslänge l_{pt} darf angenommen werden, dass die Vorspannkraft vollständig in den Beton übertragen ist. Es darf von einem linearen Verlauf ausgegangen werden.

Liegt der nachzuweisende Schnitt im Bereich der Übertragungslänge einzelner Spannglieder, wird die wirksame Vorspannung für diese entsprechend abgemindert.

Entsprechend 8.10.2.2. (3) ist ein für den jeweiligen Nachweis ungünstiger Bemessungswert zu verwenden ($l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$ bzw. $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$), d.h. im Bereich der Übertragungslänge ergibt sich eine maximale und eine minimale Vorspannung nach Lösen der Verankerung.

Außerhalb der Eintragungslänge l_{disp} darf ein linearer Verlauf der Betonspannungen angenommen werden. Die innerhalb von l_{disp} infolge des nichtlinearen Spannungsverlaufes entstehenden Spaltzugkräfte sind mit einer [Spaltzugbewehrung](#) abzudecken.



EN 1992-1-1		
Übertragungslänge	l_{pt}	Gl. 8.16
Eintragungslänge	l_{disp}	Gl. 8.19

$$I_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Gl. 8.16}$$

α_1 : Beiwert Spannkrafteintragung plötzlich: 1.25 schrittweise: 1.0

α_2 : Beiwert Spannstahlart Litzen: 0.19 sonst: 0.25

ϕ : Nenndurchmesser des Spannstahles

σ_{pm0} Spannung im Spannstahl für $t = t_{A,Lag}$ infolge Vorspannung

$f_{bpt} = \eta_1 \cdot \eta_{p1} \cdot f_{ctd}(t)$ Verbundspannung nach Gl. 8.15

η_1 : Verbundbeiwert (nach 8.4.2: guter Verbund 1.0; sonst 0.7; Festlegung nach Bild 8.2)

η_{p1} : Beiwert Spannstahlart

NA_D: $\eta_{p1} = 2.85$

Sonst: Drähte: 2.7 Litzen: 3.2

$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ Bemessungswert der Zugfestigkeit für $t = t_{A,Lag}$

$f_{ctm}(t)$ nach Gl. in Tab 3.1 mit $f_{ck}(t)$

NA_D: lt. /56/ S. 324 anstelle $f_{ck}(t)$ mit $f_{cm}(t)$

α_{ct} : NA_D: 0.85

Sonst: 1.0

oder I_{pt} nutzerdefiniert

$$I_{disp} = \sqrt{I_{pt}^2 + d^2} \quad \text{Gl. 8.19}$$

Verluste bis zum Lösen der Verankerung der Spannbewehrung

Bis zum Lösen der Verankerung sind Verluste aus kurzzeitiger Spannstahlrelaxation nach 5.10.3. (3) (siehe Abschnitt Spannstahlrelaxation) und ggf. infolge einer Wärmebehandlung vor dem Lösen der Verankerung entstehende Verluste nach 10.5.2. (1) zu berücksichtigen.

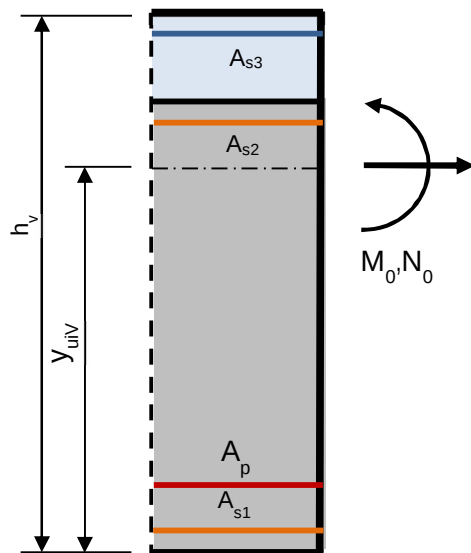
Verluste nach dem Lösen der Verankerung der Spannbewehrung

Nach dem Lösen der Verankerung und der Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton setzen Kriechen und Schwinden ein und es kommt es zu weiteren Verlusten aus Spannstahlrelaxation.

Die in vielen Literaturbeispielen verwendete Gl. 5.46 aus DIN EN 1992-1-1 ist nur unter sehr eingeschränkten Randbedingungen anwendbar. Nach NCI zu 5.10.6 (2) in DIN EN 1992-2/NA werden bei mehrsträngiger Vorspannung, hohen Längsbewehrungsgraden mit schlaffer Bewehrung und bei Verbundquerschnitten aus unterschiedlichen Betonen genauere Verfahren empfohlen.

Die Berechnung im Programm erfolgt nach einem von Abelein in /13/ beschriebenen Verfahren, dass im Folgenden kurz skizziert wird.

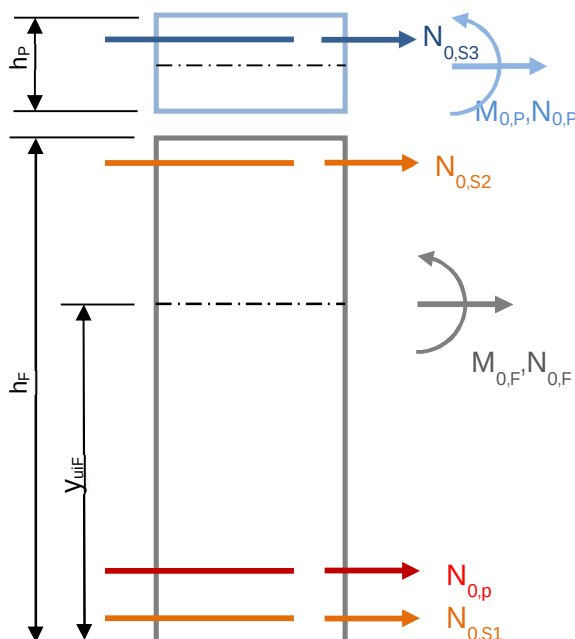
1) Kriecherzeugende Lasten N_0 , M_0



Für das Kriechen ursächliche Lasten M_0 und N_0 sind alle im jeweiligen Kriechabschnitt wirksamen ständigen Lasten (charakteristische Werte), sowie die Vorspannung (Mittelwert). Quasi-ständige Lastanteile veränderlicher Lasten werden nur berücksichtigt, wenn Sie nicht entlastend, d.h. der Vorspannung entgegen wirken.

Zunächst werden die am Schwerpunkt des Verbundquerschnittes angreifenden Resultierenden M_0 und N_0 dieser Lasten auf die k Teilquerschnitte (Fertigteilbeton, ggf. Ortbeton, Spannstahllagen und Betonstahllagen) verteilt.

2) Lastanteile $N_{0,k}$, $M_{0,k}$ der Teilquerschnitte



Entsprechend Gl. 3a, 3b ergibt sich

$$M_{0,k} = n_k \cdot l_k / l_i \cdot M_0$$

$$N_{0,k} = n_k \cdot A_k / A_i \cdot N_0 + n_k \cdot S_k / l_i \cdot M_0$$

$n_k = E_k / E_i$ Verhältnis E-Modul Teilquerschnitt zu- E_{cm} (Fertigteil)

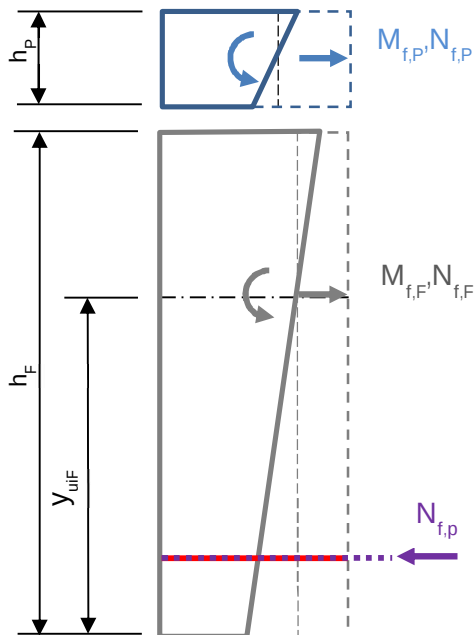
A_k, l_k, y_k : Querschnittswerte Teilquerschnitt

$A_i, l_i, y_{i,k}$: Querschnittswerte Verbundquerschnitt

Jeder Teilquerschnitt für sich würde infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation folgende Dehnungen und Krümmungen erleiden, die durch Festhaltekraft $N_{f,k}$ und $M_{f,k}$ für den Verbundquerschnitt rückgängig gemacht werden.

$$\epsilon_{csr} = \phi k \cdot N_{0,k} / (A_k \cdot E_k) + \epsilon_{s,k} + 0.8 \cdot \epsilon_{p,r} \quad \chi_{csr} = \phi k \cdot M_{0,k} / (l_k \cdot E_k) \quad (\text{Gl. 5a, 5b})$$

Der Faktor 0.8 beim Anteil aus Relaxation berücksichtigt, dass die Reduzierung der Spannung im Spannstahl infolge Kriechen und Schwinden wiederum zu geringeren Relaxationsverlusten führt.

3) Festhaltekkräfte $N_{f,k}$, $M_{f,k}$ 

Der allgemeine Zusammenhang für zeitabhängige Verformungen an starren Verbundsystemen lautet entsprechend Gl. 2

$$\varepsilon(t) = \sigma_0/E * (1+\phi) + \Delta\sigma(t)/E * (1+\rho * \phi) + \varepsilon_s(t)$$

Damit ergeben sich die Verformungen infolge $N_{f,k}$ bzw. $M_{f,k}$ nach Gl. 6a, 6b:

$$\varepsilon_f = (1+\rho k * \phi k) * N_{f,k}/(A_k * E_k)$$

$$\chi_f = (1+\rho k * \phi k) * M_{f,k}/(I_k * E_k)$$

Mit $\varepsilon_{csr} = \varepsilon_f$ und $\chi_{csr} = \chi_f$ ergeben sich die Festhaltekkräfte entsprechend Gl. 7a, 7b:

$$N_{f,k} = (N\phi,k + Ns,k + Nr,k)/(1+\rho k * \phi k)$$

$$M_{f,k} = M\phi,k / ((1+\rho k * \phi k))$$

mit den Anteilen aus Kriechen und Schwinden (nur an Betonquerschnitten)

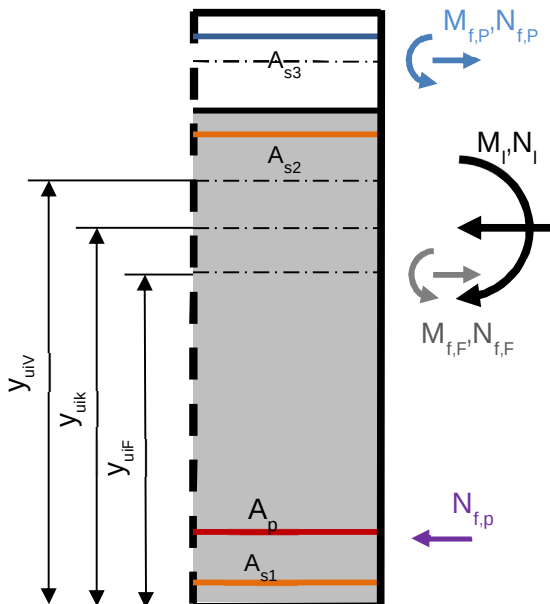
$$N\phi,k = N0,k * \phi k$$

$$Ns,k = A_k * \varepsilon_{s,k} * E_k$$

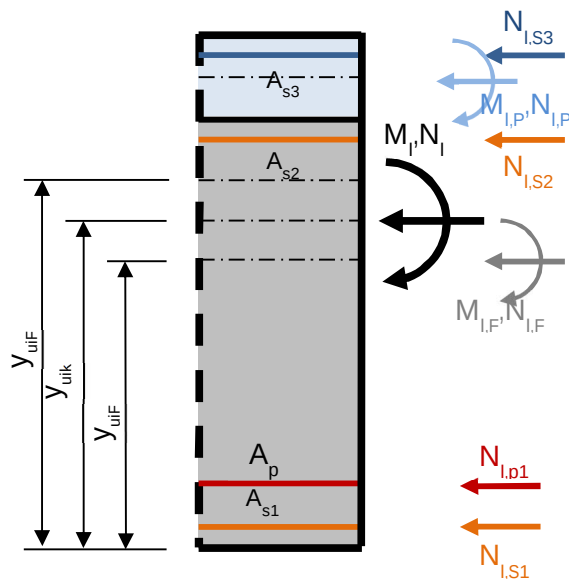
$$M\phi,k = M0,k * \phi k$$

und dem Anteil aus Relaxation (nur Spannstahl)

$$Nr,k = A_k * \varepsilon_{k,r} * E_k$$

4) Lösekräfte N_l , M_l 

Die Resultierenden der Festhaltekkräfte werden als sogenannte Lösekräfte N_l , M_l in umgekehrter Richtung auf den Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes wieder aufgebracht. Dieser nimmt nach dem Kriechen - entsprechend den mit $E_k/(1+\rho k * \phi k)$ reduzierten Querschnittswerten der Teilquerschnitte - modifizierte ideale Querschnittswerte an und wird deshalb auch als Kriechquerschnitt bezeichnet. Dabei ergibt sich auch ein modifizierter Schwerpunktabstand y_{uik} vom unteren Rand.

5) Lösekräfte $N_{l,k}$, $M_{l,k}$ 

Die Lösekräfte je Teilquerschnitt $N_{l,k}$ und $M_{l,k}$ ergeben sich analog der Ermittlung von $M_{0,k}$ und $N_{0,k}$. Anstelle n_k ist jedoch $n_k^* = n_k / (1 + \rho_k \cdot \phi_k)$ zu berücksichtigen.

Der Verlust infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation je Teilquerschnitt ergibt sich aus der Summe der jeweiligen Festhalte- und Lösekräfte (Gl. 10a, 10b) des Teilquerschnittes. Die sich daraus ergebenden Spannungen der Spann- und Betonstahllagen werden auf den Spannbettzustand umgerechnet (/10/, Gl.45b).

Anmerkung: Durch die Kriechspannungen im Betonstahl, die bei Nachweisen nach Eurocode/DIN 1045-1 wegen des höheren Betonstahlanteiles berücksichtigt werden (siehe auch /22/ S.248), kann die auf den Spannbettzustand bezogene wirksame Vorspannung insbesondere bei geringen Vorspanngraden erheblich größere Verluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation erfahren als dies dem Erfahrungsbereich z.B. bei Anwendung von Gleichung 5.46 in DIN EN 1992-1-1 entspricht.

Bei Nichteinhaltung der Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Lastkombination ist nach /30/ 11.1.1.2 (2) mit einer erhöhten Kriechzahl zu rechnen. Diese wird ggf. bei der ausführlichen Schnittausgabe in der Tabelle „Schnittkräfte aus Vorspannung“ mit ausgegeben.

► Siehe Ausgabebeispiel: [Verluste infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation](#)

Maßnahmen zur Reduzierung der Kriech- und Schwindverluste:

- höheres Betonalter beim Lösen der Verankerung (Wärmebehandlung, schnell erhärtende Zemente oder späterer Zeitpunkt)
- möglichst zeitiger Einbau des Binders
- Wahl einer höheren Betonklasse
- geringere Spannstahlausnutzung (geringere Relaxation)

Spannstahlrelaxation

Die Relaxationsverluste ergeben sich aus zeit- und beanspruchungsabhängigen Funktionen in Abhängigkeit des gewählten Spannstahles.

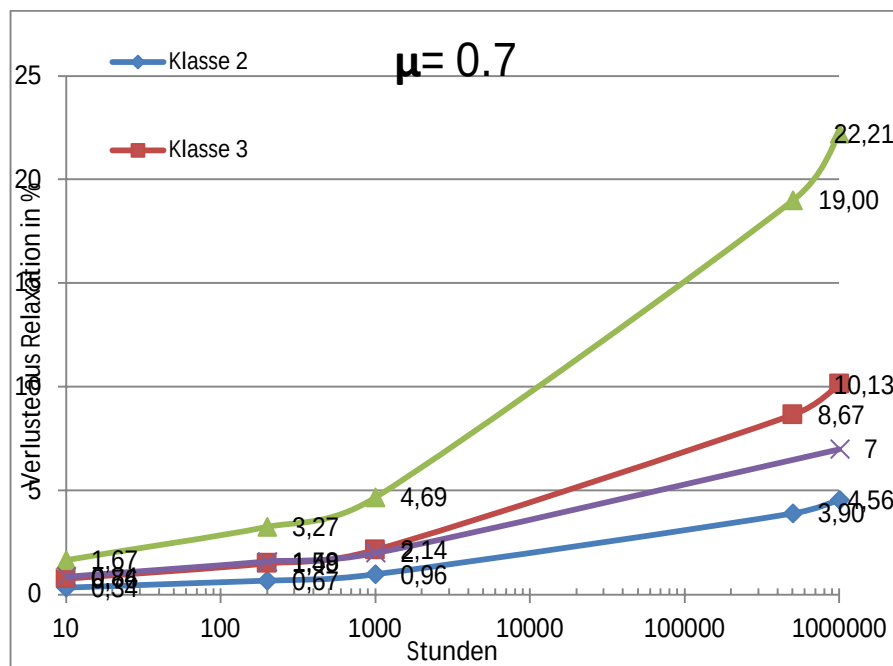
EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB:

Gleichungen nach 3.3.2 (6) entsprechend der Relaxationsklasse

NA_D:

logarithmische Interpolation mit tabellarischen Werten aus Zulassung

In der nachfolgenden Grafik werden exemplarisch für einen Beanspruchungsgrad $\mu = \sigma_{pi} / f_{pd} = 0,7$ die entsprechenden 3.3.2 (6) bzw. entsprechend Zulassung für einen Spannstahl mit sehr niedriger Relaxation entstehenden prozentualen Spannungsverluste $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$ dargestellt (σ_{pi} : Spannstahlspannung, $\Delta\sigma_{pr}$ Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation).

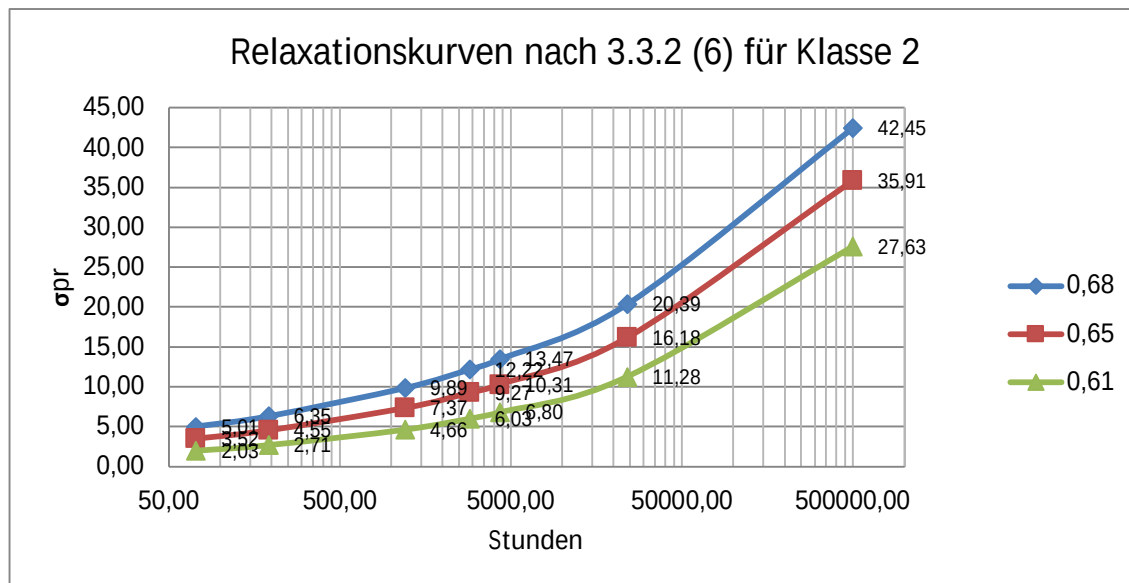


Der Verlust aus Kurzzeitrelaxation ergibt sich mit dem Beanspruchungsgrad aus der vollen Vorspannung im Spannbett unmittelbar vor dem Lösen der Verankerung ($t = t_{A,Lag}$).

Der Relaxationsverlust im Kriechabschnitt wird mit Hilfe der Relaxationskurve für den Beanspruchungsgrad $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ zu Beginn des Kriechabschnittes ermittelt. σ_{pi} ist die Spannstahlspannung, die sich aus allen zu diesem Zeitpunkt wirkenden ständigen Lasten ergibt.

$\Delta\sigma_{pr}$ ergibt sich aus der Differenz zwischen dem Kurvenwert für das Ende ($t = t_E$) und dem Kurvenwert für den Beginn ($t = t_A$) des Kriechabschnittes.

Das nachfolgende Bild zeigt exemplarisch für 3 Beanspruchungsgrade nach 3.3.2 (6) ermittelte Kurven für Relaxationsklasse 2, die Kurve für die Kurzzeitrelaxation mit $\mu=0,68$, die Kurve für den Kriechabschnitt Lagerung mit $\mu=0,65$ und die Kurve für den Kriechabschnitt Nutzung mit $\mu=0,61$.



Da die Größenordnung der Relaxationsverluste wesentlich unter der der Kriech- und Schwindverluste liegt, werden bei der Ermittlung von σ_{pi} quasiständige Lastanteile veränderlicher Lasten nur berücksichtigt, wenn sie für das Kriechen insgesamt nicht entlastend wirken.

Nach 3.3.2 (8) dürfen die Endwerte der Relaxationsverluste (Ende des Kriechabschnittes Nutzung) mit $t = 500000$ h ermittelt werden.

Bei einer Wärmebehandlung vor dem Lösen der Verankerung wird den zu betrachtenden Zeitpunkten eine äquivalente Dauer t_{eq} nach 10.3.2.1 hinzugefügt.

NA_D: Entsprechend *abZ* des Spannstahles wird im Falle einer Wärmebehandlung im Spannbett der Relaxationsverlust über die gesamte Lebensdauer als Kurzzeitrelaxation vorweggenommen. Wenn die Spannbettvorspannung kleiner als $0,65 \cdot R_m$ und kleiner als $0,8 \cdot R_{p0,1}$ ist, darf für Spannstahlitzen mit sehr niedriger Relaxation ein Verlust von 4% angenommen werden.

Nachweise der Tragfähigkeit

Die Nachweise Im Grenzzustand der Tragfähigkeit umfassen:

- Nachweis der Biegetragfähigkeit und Nachweis der Zugkraftdeckung
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Nachweise für Bügelbewehrung und Druckstrebe)
- Nachweis der Schubübertragung in der Verbundfuge
- Nachweis der Spannstahlverankerung
- Nachweis der Spaltzugbewehrung
- Nachweis der Kippsicherheit

In Abhängigkeit der vorhandenen Einwirkungen erfolgen die Nachweise in unterschiedlichen Bemessungssituationen:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituation
(permanent and transient design situation, Abkürzung PT)
- außergewöhnliche Bemessungssituation
(accidental design situation, Abkürzung A)
- außergewöhnliche Bemessungssituation Erdbeben
(accidental design situation earthquake, Abkürzung Ae)

Es gelten unterschiedliche, der Bemessungssituation entsprechenden Regeln der Lastkombinatorik sowie unterschiedliche Materialparameter, die in den folgenden Kapiteln beschrieben werden.

Kombination für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Kombination erfolgt für den Grenzzustand STR (Versagen des Tragwerks oder übermäßige Verformung)

NA_D, NA_A: Gl. 6.10
 EN2, NA_PN, NA_GB: ungünstigerer Wert nach 6.10a und 6.10b
 NA_GB: $\xi = 0,925$, sonst $\xi = 0,85$

Ständige Einwirkungen

NA_D: Teilsicherheitsbeiwerte γ_G nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.2(B)
 EN2, NA_PN, NA_A, NA_GB: Teilsicherheitsbeiwerte γ_G nach EN 1990 Tab. A.1.2(B)

Die vereinfachende Regelung für ständige Einwirkungen, durchgängig den oberen oder den unteren Wert γ_G in allen Feldern gleich anzusetzen, gilt nach Auslegung zu 2.4.3 (2) in /52/ nur für ein Verhältnis veränderlicher zu ständiger Lasten von $q/g > 0,2$ und für nicht zu große Kragarme.

Im allgemeinen Fall muss daher die maßgebende Kombination durch das feldweise ungünstige Ansetzen von γ_G gefunden werden. Diese Regel ist als Standardfall im Programm realisiert, die obige Vereinfachung kann optional eingestellt werden.

Durch Aktivieren der Option „ständige Einwirkungen nicht feldweise kombinieren“ auf der Eingabeseite Bemessungsvorgaben erfolgt die Kombination nach der oben beschriebenen bisher gültigen Regel, die jetzt einen nutzerdefinierten Sonderfall darstellt.

Veränderliche Einwirkungen

NA_D:	Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.2(B) Kombinationsbeiwerte entsprechend DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1
NA_GB:	Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1.2 (B), Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1
EN2, NA_A, NA_PN:	Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q nach EN 1990 Tab. A.1.2(B) Kombinationsbeiwerte entsprechend EN 1990 Tab. A.1.1

Veränderliche Einwirkungen mit ungünstiger Wirkung gehen mit durch den Teilsicherheitsbeiwert und den durch den Kombinationsbeiwert ψ_0 modifizierten charakteristischen Wert in die Kombination ein.

Die vorherrschende unabhängige Einwirkung (Leiteinwirkung) wird im Gegensatz zu den anderen veränderlichen Einwirkungen nicht durch den entsprechenden Kombinationsbeiwert abgemindert.

Bei Zuordnung einer von CC2 abweichenden Schadensfolgeklasse (EN 1990 Tab. B.1) werden die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen über einen Anpassungsfaktor KFI (EN 1990 Tab. B.3) modifiziert.

NA_D: laut MLTB 9/2014 ist Anhang B (KFI Faktoren) nicht anzuwenden.

NA_GB: Anhang B (KFI Faktoren) nicht anzuwenden

Bei Vorhandensein unterschiedlicher Einwirkungen von Nutz- und/oder Verkehrslasten werden diese standardmäßig wie voneinander abhängig (korreliert) behandelt, d.h. wie eine Einwirkung. Maßgebend ist die Einwirkung mit dem größten Kombinationsbeiwert ψ_0 (vgl. /41/ S.19, 28, 38). In den Bemessungsvorgaben kann diese Abhängigkeit vom Anwender aufgehoben werden, falls zwischen den Einwirkungen keine Korrelation besteht.

NA_D (NDP zu A1.2.1(1) Anmerkung 2):

- Sind Wind und Schnee Begleiteinwirkungen bei einer nichtklimatischen Leiteinwirkung, braucht bei Orten bis NN +1000 m nur eine der beiden klimatischen Begleiteinwirkungen angesetzt werden.
- Bei Kombination von Wind und Schnee in Gebieten mit Windzone 3 oder 4 und Wind als Leiteinwirkung, darf auf Schnee als Begleiteinwirkung verzichtet werden.

Bauzustände:

NA_D: NCI zu 10.2 erlaubt den Ansatz von $\gamma_G = 1,15$

Kombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

EN 1990 Gl. 6.11

NA_D: Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1

NA_GB: Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1

EN2, NA_PN, NA_A: Kombinationsbeiwerte nach EN 1990 Tab. A.1.1

Für jede unabhängige außergewöhnliche Einwirkung ist eine gesonderte Kombination zu untersuchen, wobei die außergewöhnliche Einwirkung mit ihrem Rechenwert Ad eingeht.

Im Programm können zur Zeit in einer Position nicht mehrere unabhängige außergewöhnliche Einwirkungen berücksichtigt werden. Eine außergewöhnliche Einwirkung kann aber aus mehreren Komponenten bestehen
Ständige Lasten werden mit dem charakteristischen Wert berücksichtigt.

Die vorherrschende unabhängige veränderliche Einwirkung wird durch den Kombinationsbeiwert ψ_1 , alle anderen veränderlichen Einwirkungen durch den Kombinationsbeiwert ψ_2 abgemindert.

NA_A: auch die vorherrschende Einwirkung wird mit Kombinationsbeiwert ψ_2 abgemindert.

Bei Vorhandensein unterschiedlicher Einwirkungen von Nutz- und/oder Verkehrslasten werden diese standardmäßig wie voneinander abhängig (korreliert) behandelt, d.h. wie eine Einwirkung. Maßgebend ist die Einwirkung mit dem größten Kombinationsbeiwert ψ_2 (vgl. /41/ S.19, 28, 38). In den Bemessungsvorgaben kann diese Abhängigkeit vom Anwender aufgehoben werden, falls zwischen den Einwirkungen keine Korrelation besteht.

NA_D:

Zurzeit wird immer davon ausgegangen, dass die außergewöhnliche Einwirkung entweder ein Fahrzeuganprall oder eine Explosion ist.

Nach NDP zu A1.3.2 darf in diesem Fall in den Gleichungen 6.11 der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,1}$ anstelle $\psi_{1,1}$ verwendet werden.

In den Bauordnungen einiger Bundesländer vor allem in Norddeutschland wird neben der normalen Schneelast zusätzlich die Berücksichtigung einer außergewöhnlichen Schneelast gefordert. Das kann momentan nur durch die Berechnung von 2 getrennten Positionen korrekt abgebildet werden.

Kombination für die Bemessungssituation Erdbeben im Grenzzustand der Tragfähigkeit

EN 1990 Gl. 6.11

NA_D: Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1

NA_GB: Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1

EN2, NA_PN, NA_A: Kombinationsbeiwerte nach EN 1990 Tab. A.1.1

Für jede unabhängige Einwirkung Erdbeben ist eine gesonderte Kombination zu untersuchen, wobei die Einwirkung mit dem Rechenwert *Aed* *eingeht*.

Im Programm können zur Zeit einer Position nicht mehrere unabhängige Einwirkungen aus Erdbeben berücksichtigt werden. Eine Einwirkung aus Erdbeben kann aber aus mehreren Komponenten bestehen.

Ständige Lasten werden mit dem charakteristischen Wert berücksichtigt.

Veränderliche Einwirkungen mit ungünstiger Wirkung gehen mit den durch den quasi-ständigen Beiwert ψ_2 abgeminderten charakteristischen Wert in die Kombination ein.

NA_D:

Bei gesetzter Option „Außergewöhnlich Erdbeben mit Schnee“ wird für Schnee anstelle $\psi_2 = 0$ der Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0.5$ berücksichtigt. Dies wird von den Bauordnungen einiger Bundesländer (z.Zt. Baden Württemberg) gefordert.

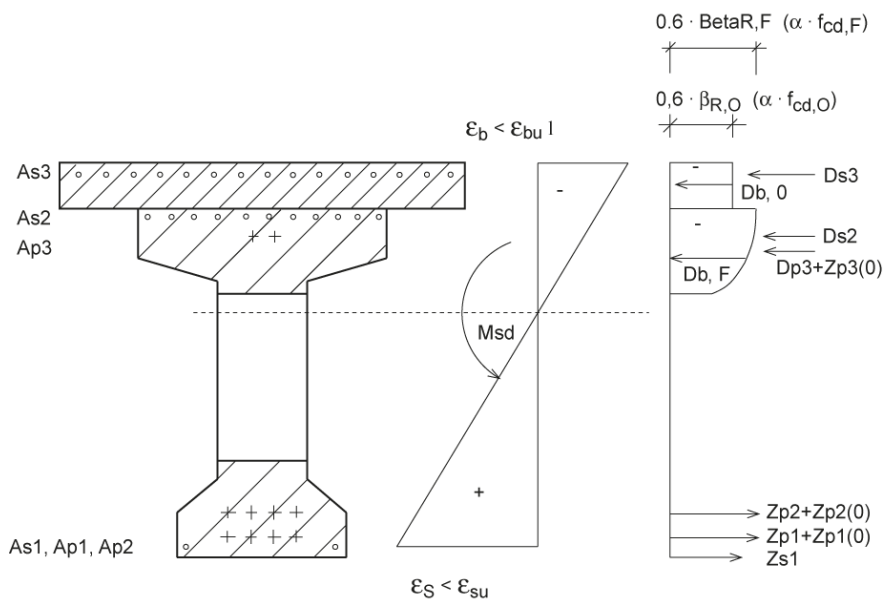
Biegung mit Längskraft und Zugkraftdeckung

Die aufnehmbaren Momente M_{Rd} werden am Anfang und am Ende eines jeden Kriechabschnittes jeweils für eine unten bzw. oben angenommene Zugzone ermittelt.

Erzeugt die Vorspannung Zug oben, so wird der Nachweis unten am Ende, der Nachweis oben am Anfang des Kriechabschnittes geführt, sonst gilt die umgekehrte Zuordnung.

M_{Rd} wird dem Rechenwert des maßgebenden einwirkenden Schnittmomentes „ M_{Ed} “ gegenübergestellt. Für den Nachweis unten wird „ $M_{Ed,max}$ “, für oben „ $M_{Ed,min}$ “ maßgebend.

Der Nachweis wird immer für die ständige- und vorübergehende Bemessungssituation geführt. Bei Vorhandensein entsprechender Einwirkungen wird der Nachweis auch für die außergewöhnliche Bemessungssituation und die Bemessungssituation Erdbeben geführt.



Nachweis nicht erfüllt

Ist Eta nicht eingehalten, so ist beim Versagen der Druckzone i.d.R. der Querschnitt zu erhöhen, ansonsten die Zugbewehrung.

Ermittlung des Bruchmomentes

Die Bruchdehnungen und Stauchungen des Querschnittes werden unter Beachtung der Grenzdehnungen nach 6.1 (6) iterativ ermittelt, indem der Zustand gesucht wird, bei dem die Resultierende der Beton- und Stahldruckspannungen im Gleichgewicht mit der Resultierenden der Stahlzugspannungen steht und eines der folgenden Versagenskriterien erfüllt ist:

Grenzdehnungen nach 6.1 (6) Bild 6.1 1

	EN2. NA_A, NA_PN, NA_GB	NA_D
Betonbruchstauchung [‰] ϵ_{c2} und ϵ_{cu2}	Tab.3.1	=EN2
Stahlgrenzdehnung [‰] ϵ_{ud}	$0,9 \cdot \epsilon_{uk}$	25

Die Betondruckkraft wird mit Hilfe der dem verwendeten Beton entsprechenden Arbeitslinie unter Beachtung ggf. vorhandener Aussparungen bestimmt.

Parabel Rechteck Diagramm nach Bild 3.3

- f_{cd} : Rechenwert der Betondruckfestigkeit
nach Gl. 3.15 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
Für $t = t_A$, Lag erfolgt die Berechnung mit der Frühfestigkeit $f_{ck}(t)$
- γ_c : Teilsicherheitsbeiwert Beton entsprechend der betrachteten Bemessungssituation
(PT: permanent/transient, A: außergewöhnlich, Ae: Erdbeben
PT und A nach 2.4.2.4 (1), Ae nach EN 1998-1 Abschnitt 5.42.4.(3))
- α_{cc} : Beiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung
- ϵ_{c2} : Grenzdehnung für Übergang vom Parabel- zum Rechteckbereich nach Tabelle 3.1
- ϵ_{cu2} : Bruchdehnung entsprechend Tabelle 3.1
- n : Exponent n nach Tabelle 3.1

	EN2	NA_D	NA_A	NA_PN	NA_GB
$\gamma_c(PT)$:	1,5	=EN2	=EN2	1,4	=EN2
$\gamma_c(A)$	1,2	1,3	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_c(Ae)$	= $\gamma_c(PT)$	=EN2	1,3	=EN2	=EN2
α_{cc}	1,0	0,85	=EN2	=EN2	0,85

Bei Herstellung im Fertigteilwerk mögliche Reduzierung von γ_c nach Anhang A

	A2.1 reduzierte geometrische Abweichungen durch Kontrolle $\gamma_{c,Red1}$	A2.2 (1) gemessene oder verminderte geometrische Daten $\gamma_{c,Red2}$	A2.2 (2) Variationskoeffizient der Betonfestigkeit $< 10\%$ $\gamma_{c,Red3}$	A2.3 Betonfestigkeit im Betonwerk bestimmt Abminderung Faktor η ($\gamma_{c,Red} \cdot \eta$)	A2.3 Minimum γ_c ($\gamma_{c,Red4}$)
EN	1,4	1,45	1,35	0,85	1,30
NA_D	1,5	1,5	1,5	0,9	1,35
NA_GB	= EN	= EN	= EN	= EN	= EN
NA_A	= EN	= EN	= EN	= EN	= EN
NA_PN	1,35	Nicht erlaubt	Nicht erlaubt	Nicht erlaubt	1,35

Bilineare Arbeitslinie Betonstahl nach Bild 3.8:

- f_{yk} : charakteristischer Wert der Streckgrenze
 f_{tk} : charakteristischer Wert der Zugfestigkeit (Höchstwert des geneigten Astes bei ϵ_{uk})
 ϵ_{uk} : charakteristische Dehnung unter Höchstlast
 γ_s : Teilsicherheitsbeiwert entsprechend der betrachteten Bemessungssituation
 (PT: permanent/transient, A: außergewöhnlich, Ae: Erdbeben
 PT und A nach 2.4.2.4 (1), Ae nach EN 1998-1 Abschnitt 5.2.4.(3))
 f_{yd} : Bemessungswert der Streckgrenze
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
 f_{td} : Bemessungswert für die maximale Spannung des geneigten oberen Astes bei ϵ_{uk}
 $f_{td} = f_{tk} / \gamma_s$
 ϵ_{ud} : rechnerische Bruchdehnung nach 3.2.7 (2)
 Es: E-Modul Betonstahl,
 nach 3.2.7 (4) ist $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$

	EN2	NA_D	NA_A	NA_PN	NA_GB
$\epsilon_{uk} (o/oo)$	Anhang C	=25	=EN2	=EN2	=EN2
f_{tk}	$= (f_t / f_y) k \cdot f_{yk}$	$f_{tk,cal}$ = 525 N/mm ²	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_s(PT)$:	1,15	=EN2	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_s(A)$	1,0	=EN2	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_s(Ae)$	$=\gamma_s(PT)$	=EN2	1,0	=EN2	=EN2
$\epsilon_{ud} (o/oo)$	$0.9 \cdot \epsilon_{uk}$	25	=EN2	=EN2	=EN2

Bei Herstellung im Fertigteilwerk mögliche Reduzierung von γ_s nach Anhang A

	A2.1 reduzierte geometrische Abweichungen durch Kontrolle $\gamma_{s,Red1}$	A2.2 (1) gemessene oder verminderte geometrische Daten $\gamma_{s,Red2}$
NA_EN	1,10	1,05
NA_D	1,15	1,15
NA_GB	=EN2	=EN2
NA_A	=EN2	=EN2
NA_PN	=EN	=EN

Bilineare Arbeitslinie Spannstahl nach Bild 3.10

$f_{p0,1k}$:	charakteristischer Wert der 0,1 % Dehngrenze
f_{pk} :	charakteristischer Wert Zugfestigkeit (Höchstwert des geneigten Astes bei ϵ_{uk})
ϵ_{uk} :	charakteristische Dehnung unter Höchstlast
γ_s :	Teilsicherheitsbeiwert entsprechend der betrachteten Bemessungssituation (PT: permanent/transient, A: außergewöhnlich, Ae: Erdbeben, PT und A nach 2.4.2.4 (1), Ae nach EN 1998-1 Abschnitt 5.42.4.(3))
f_{pd} :	Bemessungswert der Spannung am Beginn des geneigten oberen Astes $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$
f_{pk} / γ_s :	Rechenwert für die maximale Spannung des geneigten oberen Astes bei ϵ_{uk}
ϵ_{ud} :	rechnerische Bruchdehnung nach 3.3.6 (7)
E_p :	E-Modul Spannstahl nach 3.3.6 (3): 195.000 N/mm ² für Litzen, 205.000 N/mm ² Stäbe und Drähte

	EN2	NA_D	NA_A	NA_PN	NA_GB
$f_{p0,1k}$	0,9* f_{pk}	Zulassung	=EN2	=EN2	=0,88* f_{pk}
f_{pk}	EN 10138	Zulassung	ÖNORM B 4758	=EN2	BS 5896 [2012]
ϵ_{uk}	EN 10138	Zulassung	ÖNORM B 4758	=EN2	BS 5896 [2012]
$\gamma_s(PT)$:	1,15	=EN2	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_s(A)$	1,0	=EN2	=EN2	=EN2	=EN2
$\gamma_s(Ae)$	= $\gamma_s(PT)$	=EN2	=EN2	=EN2	=EN2
f_{pk} / γ_s :	bei ϵ_{uk}	bei ϵ_{ud}	=EN2	=EN2	=EN2
$\epsilon_{ud} (o/oo)$	0,9* ϵ_{uk}	$\epsilon_p^{(0)} + 25 o/oo < 0,9* \epsilon_{uk}$	=EN2	=EN2	=EN2

Die Wirkung der zum betrachteten Zeitpunkt wirksamen Vorspannung wird als Vordehnung der Spannbewehrung berücksichtigt. Dabei ist nach 5.10.8 (1) für Nachweise im GZT der Rechenwert der Vorspannung $P_{d,t} = \gamma_p \cdot P_{m,t}$ zu verwenden.

EN2, NA_D, NA_A, NA_PN:	$\gamma_{p,fav} = 1,0$	$\gamma_{p,unfav} = 1,0$
NA_GB:	$\gamma_{p,fav} = 0,9$	$\gamma_{p,unfav} = 1,1$

Für den ermittelten Versagenszustand werden die Größe und Lage der Zug- und Druckresultierenden ermittelt. Das aufnehmbare Bruchmoment ergibt sich aus dem Produkt Zugresultierende · Abstand zwischen Zug- und Druckresultierender.

► Siehe Ausgabebeispiel: [Biegung mit Längskraft im GZT](#)

Besonderheiten bei Ortbetonergänzung

Bei ergänzten Querschnitten gilt für Nachweise nach Herstellung des Verbundes (Ende Kriechabschnitt „Betonieren Ortbetonergänzung“) die Annahme, dass der Gesamtquerschnitt von Anfang an vorhanden gewesen ist (EN2: 10.9.3 (8)), die ggf. spezifische Arbeitslinie des Ortbeton wird berücksichtigt.

Zugkraftdeckung

Die Zugkraftlinie ergibt sich aus $T_{Ed}(x) = M_{Ed}(x)/z(x)$ je Schnitt. Daraus wird die Zugkraftdeckungsline $T_d(x)$ durch Verschiebung um das Versatzmaß in die jeweils ungünstigere Richtung ermittelt.

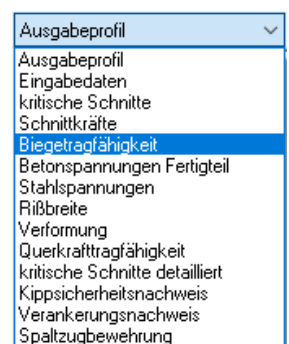
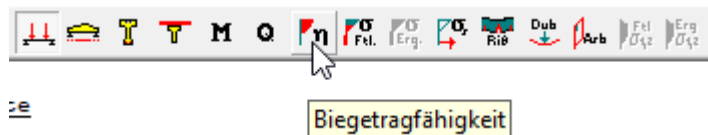
$T_d(x)$ an den Rasterpunkten wird durch lineare Interpolation innerhalb des verschobenen Polygonzuges ermittelt. Die aufnehmbare Zugkraft ergibt sich zu $T_{Rd}(x) = M_{Rd}(x)/z(x)$.

Der Nachweis ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Wegen der linear-elastischen Schnittkraftermittlung kann auf einen Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verzichtet werden.

Das Versatzmaß a ergibt sich nach 9.2.1.3(2) für senkrechte Bügel aus dem Druckstrebenwinkel θ (Nachweis Querkrafttragfähigkeit) und dem Hebelarm z der inneren Kräfte (Nachweis Biegung mit Längskraft) zu $a(x) = z/2 \cdot \cot \theta$. Gleichzeitig gilt $a \geq 0,5 \cdot d$ entsprechend der Empfehlung in /27/ S.720

Die Zugkraftdeckung kann tabellarisch (siehe Abb. der Auswahlliste rechts)

oder grafisch über das entsprechende Icon



angezeigt werden. Bei der tabellarischen Darstellung wird neben der Sicherheit $\eta = T_{Rd}(x) / T_d(x)$ das Versatzmaß sowie der Grund, weshalb der Nachweis zu führen oder nicht zu führen ist, angezeigt.

Nach 8.10.2.2 ist im Verankerungsbereich l_{bpd} der Spannglieder die maximale Zugkraft der Spannglieder nach Bild 8.17DE begrenzt.

Eine Einhaltung der Zugkraftdeckung ist u.U. nur durch zusätzliche schlaaffe Bewehrung oder einen größeren Überstand möglich.

Detaillierte Informationen zum Verankerungsbereich erhält man über die Listenauswahl der Textansicht.

Der Nachweis ist erfüllt, wenn $\eta = T_{Rd}(x) / T_d(x) > 1,0$ gilt.

Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis wird am Anfang und am Ende eines jeden Kriechabschnittes für maximale Querkraft und zugehöriges Moment sowie für maximales Moment und zugehörige Querkraft geführt. Die Schubbewehrung wird für lotrechte Bügel ermittelt.

An Schnitten, die im Bereich von Aussparungen liegen, können die Nachweise z.Zt. noch nicht geführt werden.

Die Schubbewehrung wird nach dem Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung bemessen. Außerdem ist die Druckstrebentragfähigkeit nachzuweisen.

VEd0: Der Rechenwert der Querkraft aus äußeren Lasten für die entsprechende Bemessungssituation.

VEd: Bemessungswert der Querkraft (6.2.1 (1), (2), (3), (5))

► siehe auch [/54/](#) Gl.7.99b und NA_D NCI zu 6.2.1 (1)

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{pd} - V_{ccd} - V_{td}$$

Vpd: Komponente bei geneigter Spanngliedführung (dV aus „pd“),

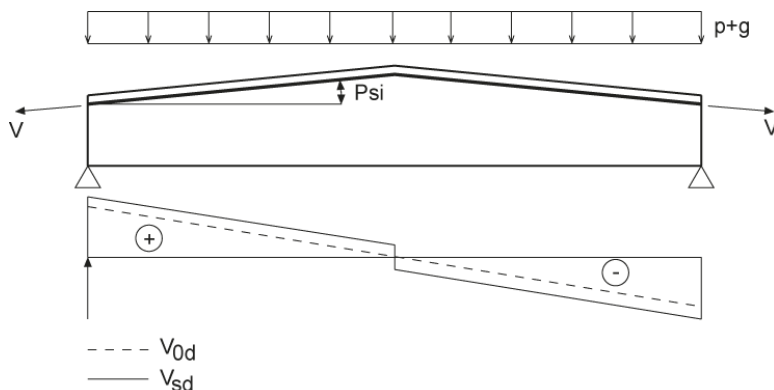
$$V_{pd} = -\sin(\Psi) \cdot F_{pd}$$

Psi: Winkel zwischen Spannglied und Horizontaler,

Fpd: Rechenwert der Vorspannung

$$F_{pd} = P_{mt} \leq A_p \cdot f_{p0,1k} / \gamma_{ms} \quad /31/ \text{ S. 338 Gl.4.56}$$

Pmt: Mittelwert zum betrachteten Zeitpunkt



Bei veränderlicher Querschnittshöhe (dV aus „cc“):

Vtd: Komponente bei geneigten Untergurt

Vtd = 0 da Untergurt immer horizontal

Vccd: Komponente bei geneigten Obergurt

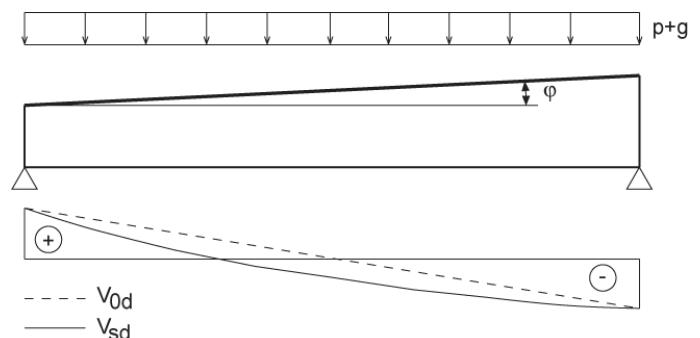
$$V_{ccd} = M_{yd} \cdot \tan \varphi / z_{II}$$

Myd: zugehöriges Moment

φ: Neigung des Obergurtes gegenüber der Horizontalen

zII: Hebelarm der inneren Kräfte

► siehe [Biegung mit Längskraft](#)



Vorzeichenregelung: abmindernd, wenn z und |Myd| gleichzeitig zu- oder abnehmen.

VEd,Red Querkraftanteile von Einzellasten mit einem Abstand vom Auflagerand $a_v < 2,0 \cdot d$ dürfen bei direkter Auflagerung entsprechend 6.2.3 (8) mit $\beta = \max(a_v, 0,5 \cdot d) / (2 \cdot d)$ abgemindert werden.

VRd,c Die Querkrafttragfähigkeit ohne Bewehrung ergibt sich aus Gl.6.2a+b.

Wesentliche Parameter sind:

- Betonfestigkeit,
- Längsbewehrungsgrad ρ_l der um das Maß $l_{bd}+d$ hinausgeführten Zugbewehrung
- Betonspannung σ_{cp} aus Längskräften im Schwerpunkt
- Nutzhöhe d und Maßstabsfaktor k für Bauteilhöhe
- kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone b_w
- Der Vorfaktor CRdc entsprechend der betrachteten Bemessungssituation

	EN2	NA_D	NA_A	NA_PN	NA_GB
CRdc	0,18 / γ_c	0,15 / γ_c	=EN2	=EN2	=EN2 > C50 Test oder wie C50
K1	0,15	0,12	=EN2	=EN2	=EN2
vmin	0,035 $\cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	(0,0525 / γ_c) $\cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	=EN2	=EN2	=EN2
d ≤ 600 mm		(0,0375 / γ_c) $\cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$			
d > 800 mm					

Bei CRdc und vmin sind die Teilsicherheitsbeiwerte der betrachteten Bemessungssituation zu verwenden (siehe Abschnitt Biegung mit Längskraft).

Cot Θ Druckstrebenneigungswinkel

Ein Optimum für die Bügelbewehrung ergibt sich durch Wahl des größtmöglichen Wertes, bei dem die Druckstrebentragfähigkeit eingehalten ist.

- Minimum und Maximum (NDP)
EN2, NA_GB: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$
NA_PN: $1 \leq \cot \theta \leq 2,0$
NA_D: nach Gl. 6.7aDE, $0,58 \leq \cot \theta \leq 3,0$
NA_A: $0,6 \dots 0,4 \text{ (} f_{yd} \leq \sigma_{sd} \leq 0 \text{)} \leq \tan \theta \leq 1,0$
0,4 gilt auch wenn die Zugbewehrung über die Trägerlänge konstant ist

asw Ist der Bemessungswert $V_{Ed,Red} > VR_{d,c}$ (6.2.1 (5) und 6.2.2(6)), wird eine rechnerische Schubbewehrung asw nach Gl. 6.8 mit $VR_{d,s} = V_{Ed,Red}$ ermittelt, andernfalls wird geprüft, ob eine Mindestschubbewehrung nach 9.2.2 für Balken bzw. 9.3.3 für Platten erforderlich ist.

Der maßgebende Bereich für die Ermittlung der Schubbewehrung endet bei direkter Auflagerung und gleichmäßig verteilten Lasten entsprechend 6.2.1 (8) bei einem Abstand d vom Auflagerend, sonst am Auflagerend. Befinden sich zwischen Auflagerend und Bereichsgrenze Einzellasten, so verschiebt sich die Bereichsgrenze zur Einzellast mit dem geringsten Abstand zum Auflagerend. Beim Bemessungswert der Streckgrenze des Bügels sind die Teilsicherheitsbeiwerte der betrachteten Bemessungssituation zu verwenden (siehe Abschnitt [Biegung mit Längskraft](#))

z: Hebelarm der inneren Kräfte, wird beim Nachweis der Biegetragfähigkeit ermittelt.

NA_D: NCI: $z < d - 2 \cdot c_v$ bzw. $z < d - c_v - 3,0 \text{ cm}$

Die Beachtung dieser Bedingung kann vom Anwender in den Bemessungseinstellungen optional unterbunden werden, weil sich bei dünnen Platten u.U. dadurch sehr kleine Hebelarme ergeben können.

Mindestschubbewehrung $\text{Min asw/s} = \rho \cdot b_w \cdot \sin \alpha$

	ρ (Balken) nach 9.2.2	ρ (Platten) nach 9.3.2	Bemerkung
EN	$0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}/f_{yk}}$	0	
NA-D	$0,16 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ Vorgespannter Zuggurt gegliederter Querschnitte: $0,256 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$	0 wenn $V_{Ed} < V_{Rdc}$ Sonst $0,6 \cdot \rho$	Übergangsbereich $4 < b/h < 5$: Interpolation zwischen 0 und einfachen Wert ($V_{Ed} < V_{Rdc}$) bzw. zwischen 0,6 und einfachen Wert ($V_{Ed} > V_{Rdc}$)
NA-GB	=EN	=EN	
NA-A	$0,15 \cdot f_{ctm}/f_{yd}$	=EN	
NA-PN	=EN	=EN	

VRd,max Die Druckstreben Tragfähigkeit ergibt sich nach Gl.6.9.

$$VR_{d,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

acw: EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB:

acw = 1 nicht vorgespannt

acw = $(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ für $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$ acw = 1,25 für $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$ acw = $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ für $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}$

NA_D: acw = 1,0

v1: EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB: $v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ Gl. 6.6NNA_D: $v_1 = 0,75 \cdot v_2$

$$v_2 = (1,1 - f_{ck} / 500) \leq 1,0$$

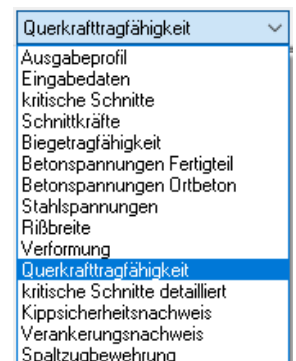
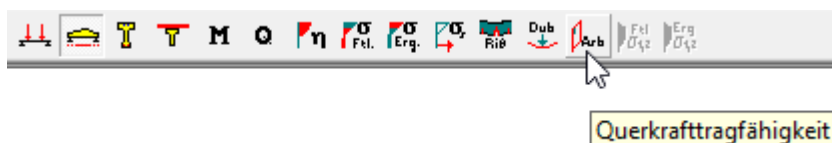
bw: geringste Breite im Querschnitt nach Bild 6.5.

fcd Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons nach Gl. 3.15,
siehe Kapitel [Biegung mit Längskraft...](#)Für $t = t_{A,Lag}$ ergibt sich fcd mit der Frühfestigkeit $f_{ck}(t)$.NA_GB: fcd nach PD 6687:2006 mit $\alpha_{cc}=1,0$

Nach 6.2.3 (8) erfolgt der Nachweis hier mit der nicht abgeminderten Querkraft V_{Ed} und ebenfalls am Auflagerrand (6.2.1 (8)). Die Druckstreben Tragfähigkeit wird um so größer, je steiler der Druckstrebenwinkel ist und erreicht für $\theta=45$ Grad ihr Maximum.

In der ausführlichen Ausgabe für einen Schnitt werden die genannten Zwischenergebnisse je Kriechabschnitt Anfang und Ende ausgegeben.

Außerdem kann der Verlauf von Schubbewehrung und Druckstreben Tragfähigkeit tabellarisch und grafisch dargestellt werden.



Nachweis der Schubkraftübertragung in der Fuge nach DIN EN 1992-1-1/NA

$$v_{Ed} \leq v_{Rdi}$$

v_{Ed} zu übertragende Schubkraft je Längeneinheit in der Fuge

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \quad \text{Gl. 6.24}$$

V_{Ed} : Bemessungswert der Querkraft

z : Hebelarm der inneren Kräfte ► siehe [Nachweis Querkrafttragfähigkeit](#)

NA_D: Falls $V_{Rd,c} > V_{Ed}$, entfällt die Hebelarmbegrenzung mit cv.

β : Verhältnis Normalkraft im Ortbeton/Gesamtdruckkraft wird im Programm immer auf der sicheren Seite mit 1.0 angenommen

b_i : wirksame Fugenbreite, ggf. durch aufliegende Fertigteilschalung reduzierte Gesamtbreite.

v_{Rdi} Bemessungswert des Schubkraftwiderstandes der Fuge Gl. 6.25

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

NA_D:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) < 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

σ_n Normalspannung senkrecht zur Fuge mit $\sigma_n = < 0,6 \cdot f_{cd}$
Zug negativ

c Rauigkeitsbeiwert entsprechend Oberflächenbeschaffenheit nach 6.2.5 (2)
falls σ_n Zug ist $c = 0$

c	sehr glatt	glatt	rauh	verzahnt
	0.025	0.20	0.40	0.50
	NA_D: 0			

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach Gl. 3.16

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$$

α_{ct} : EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB: 1.0
NA_D: 0.85

$f_{ctk;0,05}$ charakteristische Zugfestigkeit nach Tabelle 3.1, 5% Quantil

γ_c Teilsicherheitsbeiwert, siehe Kapitel [Biegung mit Längskraft...](#)

$\mu \cdot \sigma_n$ Anteil aus Normalspannung senkrecht zur Fuge wird im Programm nicht berücksichtigt

μ Reibungsbeiwert entsprechend Oberflächenbeschaffenheit
nach 6.2.5 (2)

μ	sehr glatt	glatt	rauh	verzahnt
	0.5	0.6	0.7	0.9

v · Abminderung Fugenrauigkeit nach 6.2.2 (6)

v	sehr glatt	glatt	rauh	verzahnt
EN2:	$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$			
NA_D	0	0.2	0.5	0.70
	>C50/60: $v = v \cdot (1,1 - f_{ck} / 500)$			

fcd analog VRd,max

As aus $v_{Ed} = v_{Rdi}$ und mit $\rho = A_s / A_i$ (A_i ist die Fläche der Fuge) ergibt sich die rechnerisch erforderliche Bewehrungsmenge.

NA_A: As ergibt sich mit f_{yd} , ein Nachweis der Verankerung wird nicht geführt.
Ergibt sich eine rechnerisch erforderliche Bewehrung wird geprüft, ob eine Mindestbewehrung erforderlich ist.

Bei den Bemessungswerten der Betondruck- und Zugfestigkeit und für die Streckgrenze der Schubbewehrung sind die Teilsicherheitsbeiwerte der betrachteten Bemessungssituation zu verwenden (siehe Abschnitt [Biegung mit Längskraft](#)).

Kippsicherheitsnachweis

Die Kippsicherheit im Einbauzustand kann nach einem Verfahren von Stiglat /16/ oder Mann /17/ nachgewiesen werden. Außerdem kann ein Kippsicherheitsnachweis für die Montage mit Traverse und / oder Seilgehänge geführt werden.

Entsprechend /4/ 1.3 ist ein Übergang zum Konzept mit globalen Sicherheiten möglich und kommt hier zur Anwendung ► siehe auch Beispiel 5 in /9/ und /58/.

Das vorhandene maximale Moment wird ohne Berücksichtigung von Lastfaktoren mit den charakteristischen Werten der Einwirkungen ermittelt. Sind außergewöhnliche Einwirkungen oder Einwirkungen aus Erdbeben vorhanden, werden diese mit ihrem vollen Wert berücksichtigt.

Es gelten die verfahrensbedingten summarischen Sicherheitsfaktoren.

Ortbetonergänzung

Bei nachträglich mit Ortbeton ergänzten Querschnitten wird der Zustand als Fertigteil während des Einbringens des Ortbetons untersucht.

Bei einer Ortbetonergänzung vom Typ „Massivdecke“ wird auf eine Untersuchung des Zustandes nach Herstellen des Verbundes verzichtet, da diese kippstabilisierend wirkt.

Andernfalls wird für den Nachweis nach Herstellen des Verbundes angenommen, dass der Verbundquerschnitt für alle Lasten von Anfang an existiert. Die Materialkennwerte werden entsprechend den Flächenanteilen gewichtet.

Kragarme

Zur Zeit kann der i.d.R. stabilisierende Einfluss von Kragarmen auf das Kippmoment noch nicht berücksichtigt werden. Es wird auf das Programm BTII (Biegetorsionstheorie II.Ordnung) verwiesen, mit dem das ideale Kippmoment bestimmt werden kann.

Vergleich der Verfahren nach Mann und nach Stiglat

Der Nachweis nach Stiglat liefert im Vergleich zu dem nach Mann i.d.R. größere bezogene Kippsicherheiten. Unter Umständen kann es vorkommen, dass nach Stiglat die Kippsicherheit gegeben ist, nach Mann jedoch nicht. Das Verfahren von Stiglat liefert bei voll oder beschränkt vorgespannten Bindern Ergebnisse, die wie an Versuchen (/16/) inzwischen überprüft, auf der sicheren Seite liegen. Sind die Vorverformungen nicht außergewöhnlich groß, sollte es demnach ausreichen, wenn die Kippsicherheit nach Stiglat gegeben ist.

Bei schlaff bewehrten oder gering vorgespannten Bindern wird der Nachweis nach Mann empfohlen.

Kippsicherheitsnachweis im Einbauzustand nach Stiglat

► siehe [/14/ und /16/ und /36/](#)

Das Verfahren nach Stiglat basiert auf dem aus der Elastizitätstheorie bekannten Kippnachweis, der über die Traglastspannungen eines Druckstabes mit gleicher Vergleichsschlankheit dem Beton angepasst wird.

Der Einfluss der Bewehrung wird vernachlässigt. Da Vorverformungen nicht berücksichtigt werden können, gilt eine erhöhte erforderliche Sicherheit von 2,0.

Bei Nachweisen nach EN2/ DIN 1045-1 wird zur Berücksichtigung des eventuell vorhandenen Zustand II nur mit 60% des Torsionsträgheitsmomentes gerechnet, wenn in der seltenen Lastkombination $f_{ctk0,05}$ überschritten sind.

Die dem Verfahren zugrunde liegenden Annahmen (parabelförmiger Momentenverlauf, Lastangriff Binderoberkante, Gabellagerung, Schwerpunkt = Schubmittelpunkt) liegen i.d.R. auf der sicheren Seite.

Erläuterungen zu den Bildschirmausgaben

- hc: Abstand zwischen den Schwerpunkten von Druck- und Zuggurt
- Beta1: Hilfswert zur Berechnung von k2
- Beta2: Hilfswert zur Berechnung von k3
- k1: Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsbedingungen und des Momentenverlaufes (Annahme im Programm: Gabellagerung und parabelförmiger Momentenverlauf, k1 = 3,54)
- k2: Faktor zur Berücksichtigung der Flanschbiegung (Wölbwiderstand), rund 1,0
- k3: Beiwert zur Berücksichtigung der Höhe des Lastangriffs über dem Schubmittelpunkt, k3 < 1 bei Angriff der Last oberhalb von M (Annahme im Programm: Lastangriff an der Binderoberkante, Schubmittelpunkt = Schwerpunkt)
- AK: Zwischenwert bei der Berechnung des elastischen Kippmomentes

$$AK = E_b \cdot I_y \cdot G_b \cdot I_t \cdot I_x / (I_x - I_y)$$

 Die Steifigkeiten bei Bindern mit veränderlicher Höhe werden nach Rafla /15/ gemittelt.
- Gb: Schubmodul Beton, entspricht 0,4 · Eb
- It: Torsionsträgheitsmoment
- MK: Kippmoment bei ideal-elastischem Materialverhalten

$$MK = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\sqrt{AK}}{L}$$
- Wxo: Widerstandsmoment des Druckgurtes am Schnitt im Abstand x
- x: Abstand des Schnittes mit den größten Betondruckspannungen infolge äußerer Belastung einschließlich Eigengewicht vom Binderanfang
- SigmaB: rechnerische Betonspannung am Druckrand MK'/Wxo, wobei sich MK' aus MK unter Annahme eines zur Schnittmomentenfunktion affinen Verlaufes von MK ergibt
- LambdaV: Vergleichsschlankheit des kippenden Binders

$$\text{LambdaV} = \frac{\pi}{\sqrt{E_b / \text{SigmaB}}}$$

 bei Querschnitt mit Ortbetonergänzung wird die Betonklasse entsprechend Flächenanteilen von Fertigteil und Ortbeton gemittelt
- SigmaT: Knickspannung eines beidseitig gelenkig gelagerten Druckstabes gleicher Vergleichsschlankheit unter Berücksichtigung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs (Gl. 3.14, Tangentenmodul) des Betons. Bei Querschnitt mit Ortbetonergänzung wird die Betonklasse entsprechend Flächenanteilen von Fertigteil und Ortbeton gemittelt (FakBN: Faktor bzgl. Fertigteilbeton)
- Mkipp: rechnerisches Kippmoment des Spannbetonträgers

$$M_{\text{kipp}} = MK \cdot \text{SigmaT} / \text{SigmaB}$$
- Erforderliche Kippsicherheit:
- Eta = $M_{\text{kipp}} / M_{\text{vor}} > 2,0$
- Mvor: Maximales Feldmoment

Verbesserung der Kippsicherheit

Durch eine Vergrößerung des Querschnittes, besonders des Druckgurtes kann das aufnehmbare Kippmoment erhöht werden.

Kippsicherheitsnachweis im Einbauzustand nach Mann (/17/ und /18/, erforderliche Eingaben im Register "Kippen")

Der Kippnachweis wird auf das Knicken des zu einem Ersatzquerschnitt idealisierten Druckgurtes zurückgeführt.

Die gegenüber Stahlbeton höheren Steifigkeiten infolge Vorspannung werden nicht berücksichtigt, dagegen kann aber der Einfluss von Vorverformungen und der Einfluss der Bewehrung erfasst werden. Da das Verfahren nach Mann von einem konstanten Abstand zwischen Zug- und Druckgurt über die gesamte Binderlänge ausgeht, ist es für Binder mit veränderlicher Höhe nur bedingt anwendbar.

Die dem Verfahren zugrunde liegenden Annahmen (parabelförmiger Momentenverlauf, Gabellagerung) liegen i.d.R. auf der sicheren Seite.

Erläuterungen zu den Bildschirmausgaben

EpsB: Stauchung des Druckrandes

EpsS: Dehnung in Höhe des Schwerpunktes der Zugbewehrung

EpsB und EpsS werden iterativ über das Gleichgewicht der inneren Kräfte bestimmt.

heff: Abstand des Schwerpunktes der Zugbewehrung vom Druckrand im First

xBeton: Höhe der Betondruckzone bei den ermittelten Dehnungsverhältnissen

ItBeton: Torsionsträgheitsmoment der Betondruckzone

IyBeton: Trägheitsmoment der Betondruckzone um die Vertikalachse

xBeton': Höhe der Ersatzdruckzone bei Annahme konstanter Spannungen

ABeton': Fläche der Ersatzdruckzone = Ersatzdruckgurt

z': Hebelarm der inneren Kräfte

kapa: Hilfswert

Iy': Trägheitsmoment des Ersatzdruckgurtes um die Vertikalachse

Lamda': Schlankheit des Ersatzdruckgurtes

b': Breite des Ersatzdruckgurtes

ev': ideelle Ausmittigkeit der Druckkraft infolge Vorverformung des Ersatzgurtes

mo': bezogene ideelle Außermittigkeit der Druckkraft

BetaR': Traglastspannungen des ideellen Ersatzgurtes (/19/)

EN 2: Beton wird einer Betonklasse nach DIN 4227 mit höchstens dieser Nennfestigkeit zugeordnet

Db: Knicklast des ideellen Ersatzgurtes = Resultierende der Betondruckspannungen, bei der der Träger zu Kippen beginnt.

SysFaktor: Systemfaktor zur Berücksichtigung einer veränderlichen Binderhöhe

myli = myre: Bewehrungsgrad des ideellen Ersatzgurtes ($A_{s,k}/A_{Beton'}$)

Mkipp: rechnerisches Kippmoment des Binders $M_{kipp} = D_b \cdot z'$

Erforderliche Kippsicherheit:

Eta = $M_{kipp}/M_{vor} > 1,75$

Mvor: Maximales Feldmoment

Verbesserung der Kippsicherheit

Eingaben für Nachweis nach Mann korrigieren:

Die Vorverformungen an Ober- und Unterseite sollten etwa die gleiche Größenordnung haben, da eine Schrägstellung des Binders die Kippsicherheit erheblich vermindert.

Eine Erhöhung der „Kippbewehrung“ ist besonders dann sinnvoll, wenn die Betondruckzone mit einer Stauchung EpsB von 0,35% bereits voll ausgelastet ist. Die Steifigkeit des Druckgurtes wird erhöht.

Systemeingaben (Kippnachweis verlassen):

Eine Erhöhung der Bewehrung unten ist dann sinnvoll, wenn die Stahldehnung EpsS 0,5% erreicht hat. Durch die tiefere Lage der Nulllinie wird der Druckgurt größer und damit auch steifer.

Kippsicherheitsnachweis im Montagezustand nach Stiglat

Das ideal- elastische Kippmoment wird durch einen Hilfswert nach Lebelle, der von der horizontalen und vertikalen Lage der Aufhängepunkte abhängt, für den aufgehängten Träger modifiziert. Das nichtlineare Betonverhalten wird entsprechend dem Verfahren nach Stiglat im Einbauzustand berücksichtigt.

Die dem Verfahren zugrunde liegenden Annahmen (parabelförmiger Momentenverlauf, Lastangriff im Schwerpunkt = Schubmittelpunkt) liegen i.d.R. auf der sicheren Seite.

Durch eine Schrägaufhängung wird der Binder außer durch Biegemomente infolge Eigengewicht auch durch Normalkräfte und Biegemomente infolge Schrägseilzug beansprucht.

Der Einfluss dieser Beanspruchungskombination wird über die Formel nach Dunlerley abgeschätzt.

Es wird von links und rechts gleichen Seilwinkeln ausgegangen. Das ist bei unsymmetrischen Bindern oder bei unsymmetrischer Lage der Aufhängepunkte nicht der Fall. Dort stellen sich links und rechts unterschiedliche Seilwinkel ein, die das Gleichgewicht der Horizontalkomponenten der Seilkräfte herstellen.

Erläuterung der Bildschirmausgaben

Mit Traverse:

Beta4, Delta, Gamma: Hilfswerte zur Berechnung von qk1

f: vertikaler Abstand zwischen den Aufhängepunkten und dem Schwerpunkt des gesamten Binders

p: Abstand der Tragösen / Binderlänge

j(Alpha): Hilfswert zur Berechnung von qk1

qk1: Linienlast, unter der der Träger zu Kippen beginnt

AK, Wxo, x, SigmaB, SigmaT, LamdaV

Mk: Moment infolge qk1 an der Stelle x

Mkipp: rechnerisches Kippmoment

Mkipp = $MK \cdot \sigma_T / \sigma_B$

Mvor: maximales Feldmoment

Erforderliche Kippsicherheit: $\eta = M_{kipp} / M_{vor} > 2,5$

Mit Seilgehänge:

Nk2: Knicklast bei ausschließlicher Normalkraftbeanspruchung

Mk3: Knickmoment bei ausschließlicher Momentenbeanspruchung

qk: Linienlast, bei der der Träger unter kombinierter Beanspruchung infolge qk, Mk und Nk zu Kippen beginnt

Nk: Normalkraft infolge qk (Schrägseilzug)

Mk: Moment infolge qk und Nk an der Stelle x

Ab: Querschnittsfläche des Binders am kritischen Schnitt

Wxo, x, SigmaB, SigmaT, LamdaV

Mkippp: rechnerisches Kippmoment

$$M_{kipp} = M_K \cdot \sigma_T / \sigma_B$$

Mvor: Maximales Feldmoment + Zusatzmoment aus Seilkraft

Erforderliche Kippsicherheit: $\eta = M_{\text{kip}}/M_{\text{vor}} > 2,5$

Verbesserung der Kippsicherheit

Eingaben zum Montagezustand korrigieren:

- Aufhängepunkte höher legen
- Montageseilwinkel vergrößern

Systemeingaben (Kippnachweis verlassen):

- Tragösen in Richtung der Viertelpunkte der Binderlänge verschieben
- Änderung der Querschnittsgeometrie (Druckgurt vergrößern)

Ermittlung der Spaltzugbewehrung

Spannglieder mit gleicher Abisolierung werden zu einem Einleitungsbereich zusammengefasst. Je Bereich wird eine Spaltzugbewehrung nach /10/ S. 666, 11.2 für eine Endverankerung durch Verbund ermittelt.

Am Ende des Einleitungsbereiches (Eintragungslänge l_{disp} nach Gl. 8.19) werden die Beton- und Spannstahlspannungen infolge Vorspannung ermittelt. Dabei wird mit Querschnittswerten ohne Berücksichtigung eventuell vorhandener Aussparungen gerechnet.

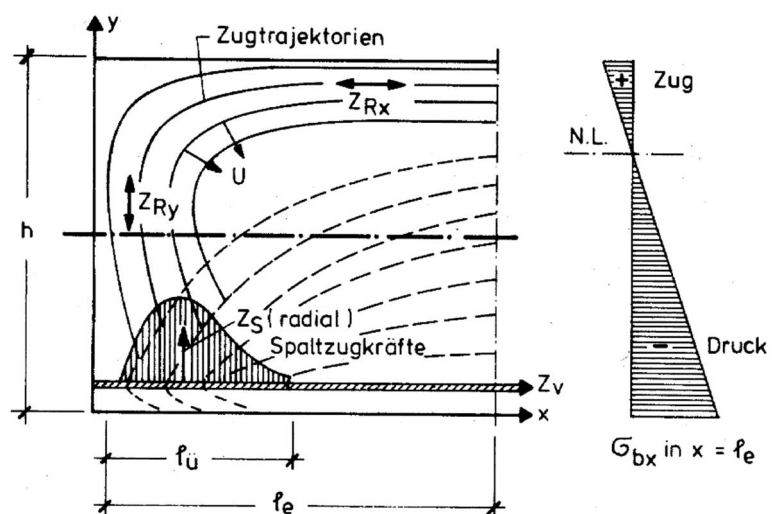
Für den Querschnitt unter der obersten Spanngliedlage des Einleitungsbereiches werden an dessen Ende die Resultierende der Spannstahlspannungen N_p und die Resultierende der Betonspannungen N_c gebildet. Aus der Schubkraft $T = N_p - N_c$ ergibt sich durch Multiplikation mit dem Faktor k die Spaltzugkraft.

Der Faktor k berücksichtigt, ob die Spannkraft am Rand ($k=1/3$) oder in der Mitte ($k=1/2$) eingetragen wird.

Entsprechend der Lage des Schwerpunktes der Spannstahllagen des betrachteten Bereiches, wird der Faktor k durch Interpolation bestimmt.

Befindet sich vom jeweiligen Binderende aus betrachtet infolge Abisolierung ein weiterer Einleitungsbereich, so ergibt sich die Beton- und Spannstahlkraft aus dem jeweiligen Zuwachs der genannten Resultierenden für den Spannstahl und für den Beton.

Befinden sich Spannstähle an der Oberseite des Querschnittes, erfolgt die Ermittlung der Spaltzugkraft sinngemäß von oben betrachtet..



Die Vorspannung ist mit ihrem Rechenwert zu berücksichtigen und der Faktor $\gamma_{p,unfav}$ für lokale Auswirkungen entsprechend Abschnitt 2.4.2.2 (3) anzusetzen.

Die Spaltzugbewehrung ergibt sich dann durch Division mit dem Rechenwert der Betonstahlspannung f_{yd} .

EN 2, NA_PN, NA_A: $\gamma_{p,unfav} = 1,2$

NA_D: $\gamma_{p,unfav} = 1,35$ (NCI zu 2.4.2.2. (3)).

Die Spaltzugbewehrung ist über eine verkürzte Eintragungslänge (Litzen $\frac{3}{4} \cdot l_{disp}$ bzw. Stäbe $0,5 \cdot l_{disp}$) einzulegen.

Verankerung der Spannbewehrung

Die Verankerungslänge ergibt sich entsprechend Bild 8.17 zunächst aus der Übertragungslänge l_{pt2} , wo $\sigma_{pm\infty}$, die volle Vorspannung abzüglich aller Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation erreicht wird, und einem zusätzlichen Bereich bis zur vollen Ausnutzung der Spannstahlfestigkeit $\sigma_{pd} = f_{pk}/\gamma_s$.

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad \text{Gl. 8.21}$$

$\sigma_{pm\infty}$: Spannstahlspannung aus wirksamer Vorspannung für $t = \infty$ bei $x = l_{pt2}$

Der Abstand des ersten Biegerisses l_r ergibt sich, wenn unter den Beanspruchungen des GZT die Betonzugspannungen (Randzugspannung σ_R bzw. Hauptzugspannung σ_I) die Betonzugfestigkeit $f_{ctk0,05}$ überschreiten.

Wenn der Riss innerhalb der Verankerungslänge liegt ($l_r < l_{bpd}$) ist die Verankerung nachzuweisen.

Der Verankerungsbereich des Spannstahles wird in einem Raster von 30 cm untersucht und die Verankerung über die Zugkraftdeckung nachgewiesen.

Die aufzunehmende Zugkraft T_{Ed} am Schnitt x ergibt sich zu $T_{Ed} = M_{Ed}/z$ am um das Versatzmaß versetzten Schnitt, mit M_{Ed} entsprechend der Bemessungssituation und dem Hebelarm z aus dem Nachweis der Biegetragfähigkeit.

Die maximal mögliche Zugkraft im Spannstahl ergibt sich nach Bild 8.17. Sie erreicht erst im Abstand l_{bpd} die Rechenfestigkeit des Spannstahles.

NA_D:

Wenn der Riss schon innerhalb der Übertragungslänge auftritt ($l_r < l_{pt2}$), ist l_{bpd} nach Gleichung NA.8.21.1 und die im Schnitt maximal mögliche Zugkraft im Spannstahl nach Bild 8.17DE zu ermitteln.

$$l_{bpd} = l_r + \alpha_2 \cdot \phi \cdot [\sigma_{pd} - \sigma_{pt}(x = l_r)] / f_{bpd} \quad \text{Gl. 8.21.1}$$

$\sigma_{pt}(x = l_r)$: Spannstahlspannung aus wirksamer Vorspannung für $t = \infty$ bei $x = l_r$

Es ergeben sich durch den flacheren Verlauf der σ_p -Linie und die größere Länge von l_{bpd} geringere Werte für die maximal mögliche Zugkraft im Spannstahl. Der Wert $\sigma_{pt}(x = l_r)$ ist die Spannung im Spannstahl infolge der Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$ an der Stelle $x = l_r$.

Der in die Verankerungslänge l_{bpd} eingehende Bemessungswert der Übertragungslänge l_{pt2} ist abhängig von dem Beiwert η_{p1} für die Art des Spannstahles, dem Beiwert η_1 für die Verbundbedingungen, der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des Absetzens der Spannkraft $f_{ctd}(t)$, dem Beiwert α_1 für die Art der Spannkrafteintragung, dem Beiwert α_2 für die Form des Spannstahles sowie dessen Durchmesser ϕ .

$$l_{pt2} = 1.2 \cdot l_{pt} \quad \text{Gl. 8.18}$$

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varphi \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad \text{Gl. 8.16}$$

α_1 :	schrittweises Absetzen der Spannkraft	1,0
	plötzliches Absetzen der Spannkraft	1,25
α_2 :	Spannstahl runder Stab	0,25
	Litze	0,19

σ_{pm0} : Spannstahlspannung aus Vorspannung direkt nach dem Absetzen der Spannkraft

$$f_{bpt} = \eta_1 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad \text{Gl. 8.15}$$

η_1 :	guter Verbund	1,0
	sonst	0,7

Die Festlegung der Verbundbedingung erfolgt für alle Spannstähle entsprechend 8.4.2(2) – Bild 8.2.

η_{p1} :	profilierte Drähte	2,7
	Litzen	3,2
NA_D:		2,85

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$$

$$\text{EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB:} \quad \alpha_{ct} = 1.0 \quad f_{ctm}(t) \text{ nach Gl. 3.4}$$

$$\text{NA_D:} \quad \alpha_{ct} = 0.85 \quad f_{ctm}(t) = 0,3 \cdot f_{cm}(t)^{2/3} \text{ nach /56/ S. 324}$$

Die in die Verankerungslänge l_{bpd} eingehende Verbundspannung f_{bpd} ist abhängig von der Betonzugfestigkeit f_{ctd} (Gl. 3.16), dem Beiwert η_2 für die Art des Spannstahles und dem Beiwert η_1 für die Verbundbedingungen.

$$f_{bpd} = \eta_2 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} \quad \text{Gl. 8.20}$$

η_2 :	profilierte Drähte	1,4
	Litzen	1,2

$$\text{NA_D:} \quad \eta_2 = 1,4$$

f_{bpd} gilt nur für $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$

Verbesserung der Verankerung:

- Zulage schlaffer Bewehrung im Verankerungsbereich
- Schaffung günstigerer Bedingungen im Verankerungsbereich
 - z.B. weniger abisolieren, längerer Überstand
 - höhere Betonfestigkeit bei Spannkraftübertragung
 - Ursachen für Rissbildung im Verankerungsbereich beseitigen z.B. Auflagerverstärkung

Mindestlängszugbewehrung

Die nach 9.2.1.1 zu ermittelnde Bewehrung dient der Vermeidung des ankündigungslosen Versagens infolge des Ausfalls von Spanngliedern und entspricht der Bewehrung zur Aufnahme des Rissmomentes des nicht vorgespannten Querschnittes.

$$EN\ 2, NA_A, NA_PN, NA_GB: \quad A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot b \cdot d > 0,0013 \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{GI.9.1N}$$

NA_D:

$$A_{s,min} = M_{cR} / (z \cdot f_{yk}) - A_{p'}$$

$$M_{cR} = f_{ctm} \cdot W_b \quad \text{Rissmoment}$$

W_b : Widerstandsmoment der Zugseite

f_{ctm} mittlere Zugfestigkeit des Betons nach Tabelle 9

f_{yk} : charakteristischer Wert der Stahlstreckgrenze

z : Hebelarm, Näherung $z = 0,9 \cdot d$

d : Nutzhöhe, Betonstahlbewehrung und anrechenbare Spannbewehrung in der Zugzone mit Schwerpunktabstandsabstand berücksichtigt

$A_{p'}$: anrechenbare Spannbewehrung (mindestens 2 Spannglieder)
bis ein Drittel der vorhandenen Spannbewehrung, deren Abstand zur Betonstahllage kleiner als 250 mm bzw. kleiner als $0,2 \cdot h$ ist.

Nachweis der Aussparungen

Der Nachweis der Aussparungen wird entweder nach DAfStb-Heft 399 in Kombination mit Empfehlungen von Leonhardt (/21/ Kapitel 9.12), sowie ingenieurmäßigen Annahmen geführt oder alternativ nach DAfStb-Heft 599.

Für runde und rechteckige Aussparungen erfolgt dabei derselbe Nachweis.

Untersucht werden die Zeitpunkte Beginn der Nutzung (t_A = nach Aufbringen der äußeren Lasten, aber ggf. ohne Ausbaulasten) und der Zeitpunkt zum Ende der Nutzung (t_E). Bau- und Montagezustände werden derzeit bei der Bemessung der Aussparung nicht erfasst!

An beiden Zeitpunkten werden die Lastfallkombinationen bei maximalem und minimalem Moment sowie bei maximaler Querkraft mit positivem und negativem Moment jeweils in der Mitte der Aussparung betrachtet.

Es ergeben sich daraus folgende 8 zu untersuchende Lastkombinationen:

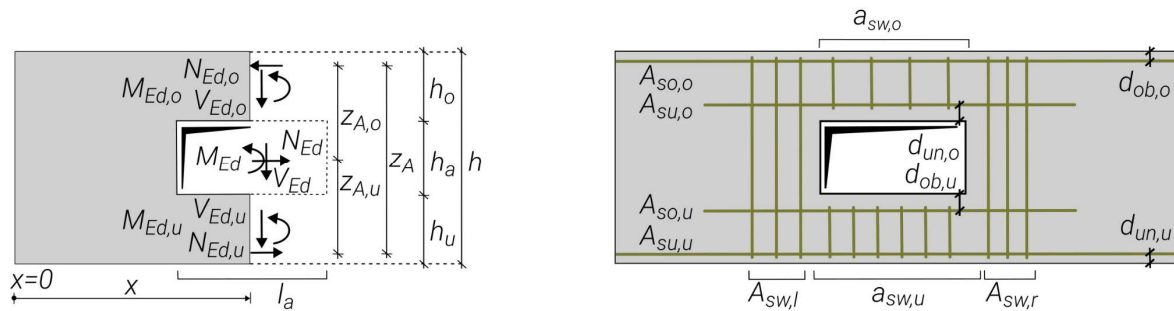
LK1 – N(t_A), maxM, zugV	LK5 – N(t_E), maxM, zugV
LK2 – N(t_A), max V /zugM	LK6 – N(t_E), max V /zugM
LK3 – N(t_A), minM, zugV	LK7 – N(t_E), minM, zugV
LK4 – N(t_A), max V /zug(M<0)	LK8 – N(t_E), max V /zug(M<0)

Hinweise:

- Für eine möglichst komprimierte Ausgabe werden nur die maßgebenden LK ausgegeben. Um Teilergebnisse zu sehen, wählen Sie im Ausgabeprofil „Ausgaben mit Zwischenergebnissen“
- Um die Schnittgrößen besser nachzuvollziehen, legen Sie bitte einen benutzerdefinierten Schnitt in die Achse der Aussparung und wählen im Ausgabeprofil „gew Schnitte“
- Im Ausdrucksprotokoll werden Hinweise mit einem „~“ gekennzeichnet und Fehler mit „#“

Die Schnittgrößen am Gesamtquerschnitt werden infolge eines Stabwerkmodells auf eine resultierende Normalkraft-, Biege- und Querkraftkomponente jeweils im Ober- und im Untergurt aufgeteilt. Die Gurte sind auf Biegung mit Zug/Druck sowie auf Schub nachzuweisen. Darüber hinaus ist die erforderliche Aufhängebewehrung links und rechts neben der Aussparung zu bestimmen.

Für die Berechnungen am Gesamtquerschnitt (Tabelle Bemessungsschnittgrößen: Druckzonenhöhe x_0 , statische Nutzhöhe d und innerer Hebelarm z_A (Heft 599)) wird die Grundbewehrung des Querschnitts berücksichtigt. Die obere sowie die untere Bewehrungslage werden dabei aus den Schwerpunktslagen der vorgegebenen Betonstahl- und Spannstahlbewehrung des Gesamtquerschnitts ermittelt.



Bemessung Ober- und Untergurt

Die resultierenden Schnittgrößen im Ober- und Untergurt berechnen sich nach DAfStb-H. 399 und 599 (unter Beachtung der aufgeführten Besonderheiten) wie folgt:

Druckkraft im Obergurt: $N_{Ed,0} = N_{Ed} \cdot \frac{z_{A,u}}{h} - \frac{M_{Ed}}{h}$

$$N_{Ed,O} = N_{Ed} \cdot \frac{z_{A,u}}{z_{A,e}} - \frac{M_{Ed}}{z_{A,e}}$$

Zugkraft im Untergurt:

$$N_{Ed,U} = N_{Ed} \cdot \frac{z_{A,o}}{z_A} - \frac{M_{Ed}}{z_A}$$

Querkraftanteil im Obergurt:

$$V_{Ed,O} = V_{Ed} \cdot \frac{\alpha_O \cdot I_O}{\alpha_O \cdot I_O + \alpha_U \cdot I_U}$$

Querkraftanteil im Untergurt:

$$V_{Ed,U} = V_{Ed} \cdot \frac{\alpha_U \cdot I_U}{\alpha_O \cdot I_O + \alpha_U \cdot I_U}$$

Moment im Obergurt:

$$M_{Ed,O} = V_{Ed,O} \cdot \frac{l_a}{2}$$

Moment im Untergurt:

$$M_{Ed,U} = V_{Ed,U} \cdot \frac{l_a}{2}$$

Die Bemessung der Gurte erfolgt für diese Schnittgrößen auf Biegung mit Längskraft und Querkraft. Für den Bewehrungsabstand im Obergurt wird dabei der geringste definierte Bewehrungsabstand der Grundbewehrung an der Bauteiloberseite berücksichtigt. Für den Untergurt entsprechend der geringste Abstand an der Unterseite.

$$v_o = \frac{N_{Ed,o}}{b_o \cdot d_o \cdot f_{cd}}; \quad \rho_{l,o} = \frac{A_{S,o}}{d_o \cdot b_o}; \quad v_u = \frac{N_{Ed,u}}{b_u \cdot d_u \cdot f_{cd}};$$

$$\rho_{l,u} = \frac{A_{S,u}}{d_u \cdot b_u}$$

Bezogene Normalkraft ν [-]	Bewehrungsgrad ρ_t [-]	α_o bzw. α_U
$\nu < -0,15$	alle ρ_t	1,0
$\nu \leq 0,15 $	$\rho_t \leq 0,6$	1,0
	$\rho_t > 0,6$	0,65
$\nu > 0,15$	alle ρ_t	$0,2 + 6(\rho_{t1} + \rho_{t2})$

$$\nu_o = \frac{N_{Ed,o}}{b_o d_o f_{cd}}; \quad \rho_{t,o} = \frac{A_{s,o}}{d_o b_o}; \quad \nu_U = \frac{N_{Ed,U}}{b_u d_u f_{cd}}; \quad \rho_{t,u} = \frac{A_{s,u}}{d_u b_u}$$

Tipp: Die vorhandene Längsbewehrung im Gesamtquerschnitt darf auf die Ergebnisse der erforderlichen Längsbewehrung der Gurte angerechnet werden.

Aufhängebewehrung

Infolge Biegung, nur wenn $x_0 > h_0$: $Z_M = 0,4 \cdot F_{cd} \frac{x_0 - h_0}{d}$

Infolge Normalkraft (Druck pos.): $Z_N = 0,25 \cdot N_{Ed} \frac{h_a}{h}$

Infolge Querkraft Obergurt: $Z_{V+\Delta M,0} = V_{Ed,0} \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \frac{l_a}{d} + \frac{l_a}{3 \cdot h_0}\right)$

Infolge Querkraft Untergurt: $Z_{V+\Delta M,u} = V_{Ed,u} \cdot \left(1 + 0,1 \cdot \frac{l_a}{d} + \frac{l_a}{3 \cdot h_u}\right)$

Rechts der Aussparung: $Z_{V,r} = Z_M + Z_N + Z_{V+\Delta M,0}$

Links der Aussparung: $Z_{V,l} = Z_M + Z_N + Z_{V+\Delta M,u}$

Aufhängebewehrung links/rechts: $A_{sw,r/l} = Z_{v,r/l} / f_{yd}$

Zum Vergleich wird außerdem die Aufhängebewehrung nach Leonhardt ausgegeben (bei Heft 399):

Leonhardt: $Z_{V,r/l} = 0,8 \cdot V_{Ed}$ $A_{sw,r/l} = Z_{v,r/l} / f_{yd}$

Besonderheiten nach DAfStb-Heft 399

- Die Querkkräfte werden im Verhältnis der Steifigkeiten des ungerissenen Betonquerschnitts auf Ober- und Untergurt verteilt ($\alpha_o = \alpha_u = 1$). Dabei gelten folgende Randbedingungen:
Für positive Momente werden dem Obergurt mindestens 70% und maximal 90% der Querkraft zugewiesen. Sind die Abmessungen des Untergurts kleiner als 8 cm, so wird dem Obergurt die volle Querkraft zugewiesen und der Untergurt wirkt nur als Zuggurt. Für negative Momente gelten diese Bedingungen entsprechend umgekehrt.
- Die wirkende Biegezug- bzw. Biegedruckkraft wird im Schwerpunkt des jeweiligen Gurts angesetzt.
- Die Biegebemessung des Ober- und Untergurtes erfolgt stets mit dem vorgegebenen symmetrischen Bewehrungsverhältnis $As_1 = As_2$
- Bei Plattenbalken wird im Bereich der Öffnungen zur Bestimmung der Gurtsteifigkeiten folgende Breite berücksichtigt $b_{fo/u} \leq 3 b_w$ (mit b_w – Stegbreite).

Besonderheiten nach DAfStb-Heft 599

- Aufteilung der Querkkräfte auf Ober- und Untergurt entsprechend der α_o/α_u -Werte nach DAfStb-Heft 240 (Vergleich, Heft 599, s. abgebildeter Tabelle). Für die Steifigkeitsbeiwerte α_o/α_u werden die Längsbewehrungsgrade aus der Gurtbemessung genommen, die Grundbewehrung wird nicht angesetzt.
- Der Hebelarm (Biegezug- und Biegedruckkraft) wird nicht im jeweiligen Schwerpunkt der Gurte angesetzt, sondern aus der Biegebemessung am Gesamtquerschnitt genommen.
- Die statische Nutzhöhe des Gesamtquerschnitts ergibt sich aus der Querschnittshöhe abzüglich der Schwerpunktslage der Biegezugbewehrung.
- Die Biegebemessung des Ober- und Untergurtes erfolgt mit dem kd-Verfahren. Wenn mit dem kd-Verfahren kein Ergebnis erzielt wird, erfolgt die Bemessung mit dem vorgegebenen symmetrischen Bewehrungsverhältnis $As_1 = As_2$
- Bei Plattenbalken wird nach DAfStb-Heft 599 im Bereich der Öffnungen zur Bestimmung der Gurtsteifigkeiten folgende Breite berücksichtigt $b_{fo/u} \leq 2 \cdot 0,2 l_a + b_w$ (mit l_a – Länge der Öffnung und b_w – Stegbreite).

Folgende Einschränkungen bzw. Ausführungshinweise sind bei der Aussparungsbemessung zu beachten:

- Die Nachweise erfolgen zurzeit nur für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation (nicht für Erdbeben oder außergewöhnliche Kombination).
- Derzeit ist noch keine Aussparungsbemessung für Ortbetonschichten möglich.
- Aussparungen, deren Randabstand zum Auflager kleiner als die Trägerhöhe ist, können mit dem Verfahren nach DAfStb-Heft 399 oder 599 nicht nachgewiesen werden. Aus ingenieurmäßiger Sicht sollten Aussparungen weiterhin nicht im Abstand $< 0,10 \cdot \text{Feldlänge}$ beginnen oder enden.
- Zudem muss der lichte Abstand zwischen den Aussparungen größer als das Zweifache der statischen Nutzhöhe des Bauteils sein, damit sich die Störbereiche der Fachwerkmodelle nicht überlagern.
- Programmintern wurde die minimale Gurthöhe auf das 2,5-fache des Bewehrungsabstandes festgelegt, um einen ausreichenden Hebelarm für die Bemessung zu haben.
- Des Weiteren sollte auf Grund der Querschnittsschwächung die Länge einer Aussparung auf maximal $1/3$ der Feldlänge begrenzt werden.
- Bei Einzellasten direkt über der Aussparung, oder im Abstand $\leq$ Trägerhöhe muss bei schlanken Restquerschnitten (Balkentragwirkung) die Lastabtragung nachträglich überprüft werden.
- Im Nachgang ist auch zu überprüfen, ob die Verankerungslängen der zusätzlichen Längsbewehrung eingehalten sind.
- Auf Grund der geringen Auswirkung auf das Tragverhalten wird für Aussparungen mit Abmessungen L und $h < \text{Trägerhöhe} / 10$ kein Nachweis geführt.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfassen:

- Nachweis der Begrenzung der Spannungen für den Beton, Betonstahl und Spannstahl
- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite für Lastbeanspruchung und Mindestbewehrung
- Nachweis der Dekompression für bestimmte Expositionsklassen
- Nachweis der Begrenzung der Verformung (Verformung nach oben, unten und Zuwachsdurchbiegung)

Für die Nachweise gelten spezifische, z.T. auch von der Bauart (im Programm Spannbeton mit sofortigem Verbund) und den Expositionsklassen abhängige Anforderungen hinsichtlich der Nachweisnotwendigkeit, der nachzuweisenden Grenzwerte bzw. hinsichtlich der zu verwendenden Lastkombination.

Seltene (=charakteristische Kombination)

EN 1990 Gl. 6.14

NA_D:	Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1
EN2, NA_PN, NA_A:	Kombinationsbeiwerte nach EN 1990 Tab. A.1.1
NA_GB:	Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1

Ständige Einwirkungen gehen mit dem charakteristischen Wert in die Kombination ein.

Die vorherrschende unabhängige Einwirkung wird im Gegensatz zu den anderen veränderlichen Einwirkungen nicht durch den Kombinationsbeiwert ψ_0 abgemindert.

Häufige Kombination

EN 1990 Gl. 6.15

NA_D:	Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1
EN2, NA_PN, NA_A:	Kombinationsbeiwerte nach EN 1990 Tab. A.1.1
NA_GB:	Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1

Ständige Einwirkungen gehen mit dem charakteristischen Wert in die Kombination ein.

Die vorherrschende unabhängige Einwirkung wird mit dem Kombinationsbeiwert ψ_1 abgemindert. Alle übrigen veränderlichen Einwirkungen werden durch den Kombinationsbeiwert ψ_2 abgemindert.

Quasi-ständige Kombination

EN 1990 Gl. 6.16

NA_D: Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA Tab. NA.A.1.1

EN2, NA_PN, NA_A: Kombinationsbeiwerte nach EN 1990 Tab. A.1.1

NA_GB: Kombinationsbeiwerte entsprechend NA to BS EN 1990 Table NA.A1

Ständige Einwirkungen gehen mit dem charakteristischen Wert in die Kombination ein.

Veränderliche Einwirkungen mit ungünstiger Wirkung gehen mit dem durch den quasi-ständigen Beiwert ψ_2 abgeminderten charakteristischen Wert in die Kombination ein.

Hinweis bei unterschiedlichen Einwirkungen:

Bei Vorhandensein unterschiedlicher Einwirkungen von Nutz- oder Verkehrslasten werden diese standardmäßig wie voneinander abhängig (korreliert) behandelt, d.h. wie eine Einwirkung. Maßgebend ist die Einwirkung mit dem größten Kombinationsbeiwert ψ_0 (in der seltenen Kombination), ψ_1 (in der häufigen Kombination) bzw. ψ_2 (in der quasi-ständigen Kombination) (vgl. /41/ S.19, 28, 38). In den Bemessungsvorgaben kann diese Abhängigkeit vom Anwender aufgehoben werden, falls zwischen den Einwirkungen keine Korrelation besteht.

Begrenzung der Betonrand- und Stahlspannungen

Der Nachweis wird am Anfang und am Ende von jedem Kriechabschnitt mit der jeweils wirksamen Vorspannung geführt.

Da hier der Einfluss des Kriechens über einen abgeminderten E-Modul des Betons $E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \varphi)$ berücksichtigt werden muss, der mit fortschreitender Zeit (höherer Kriechzahl φ) zu abnehmenden Betonspannungen, aber höheren Stahlspannungen führt, sind hier jeweils für Anfang und Ende eines Kriechabschnittes die Kombinationen maximales Moment und minimales Moment aus äußeren Lasten zu untersuchen.

Einzelnachweise

Betondruckspannungen unter der seltenen Lastkombination nach 7.2 (2):

$$\sigma_{gc} < k_1 \cdot f_{ck}$$

Betondruckspannungen unter der quasi- ständigen Lastkombination 7.2 (3):

$$\sigma_{gc} < k_2 \cdot f_{ck}$$

Dieser Nachweis gilt lediglich als Kriterium für nichtlineares Kriechen, das in diesem Fall automatisch vom Programm berücksichtigt wird.

Zugspannungen im Betonstahl unter der seltenen Lastkombination nach 7.2 (5):

$$\sigma_{gs} < k_3 \cdot f_{yk}$$

Spannstahlspannungen unter der quasi-ständigen Lastkombination nach 7.2 (5):

$$\sigma_{gp} < k_5 \cdot f_{pk}$$

EN 2: $k_1 = 0.6$ $k_2 = 0.45$ $k_3 = 0.8$ $k_5 = 0.75$

davon abweichend:

NA_PN: $k_1 = 1.0$

NA_D: $k_5 = 0.65$

NCI: seltene Lastkombination: $\sigma_{gp} < 0,8 \cdot f_{pk}$ und $\sigma_{gp} < 0,9 \cdot f_{p0,1k}$

Betondruckspannung zum Zeitpunkt der Spannkrafteintragung $t = t_{A,Lag}$ nach 5.10.2.2 (5)

$f_{ck}(t)$: Die Druckfestigkeit $f_{ck}(t)$ zum Zeitpunkt der Spannkrafteintragung ergibt sich zu $f_{cm}(t) - 8$ mit $f_{cm}(t)$ nach Gleichung 3.1.

Bei einer Wärmebehandlung im Spannbett wird entsprechend 10.3.1.1.(3) anstelle t das temperaturangepasste Betonalter t_T entsprechend Gleichung B.10 berücksichtigt und $\beta_{cc}(t)$ in Gleichung 3.1 auf 1.0 begrenzt.

$\sigma_{gc} < k_6 \cdot f_{ck}(t)$

EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB: $k_6 = 0.7$

NA_D: $k_6 = 0.6$

0.7 nur unter bestimmten Voraussetzungen erlaubt, siehe /52/ S.63

Dieser Nachweis wird auch für den Fall Heben des Binders aus der Form mit den Schnittkräften am Montagesystem geführt.

$\sigma_{gc} < 0.45 \cdot f_{ck}(t)$

Dieser Nachweis gilt lediglich als Kriterium für nichtlineares Kriechen, das in diesem Fall automatisch vom Programm berücksichtigt wird. Siehe Kapitel [Ermittlung von Kriechzahl und Schwindmaß](#).

Spannungsermittlung

Schnittkräfte: äußere Belastung entsprechend der geforderten Lastkombination

Vorspannung: nach 5.10.9 mit dem zum jeweiligen Zeitpunkt noch wirksamen charakteristischen Wert der Vorspannung, beim Nachweis der Spannstahlspannungen jedoch nach 7.2 (5) mit dem Mittelwert der Vorspannung

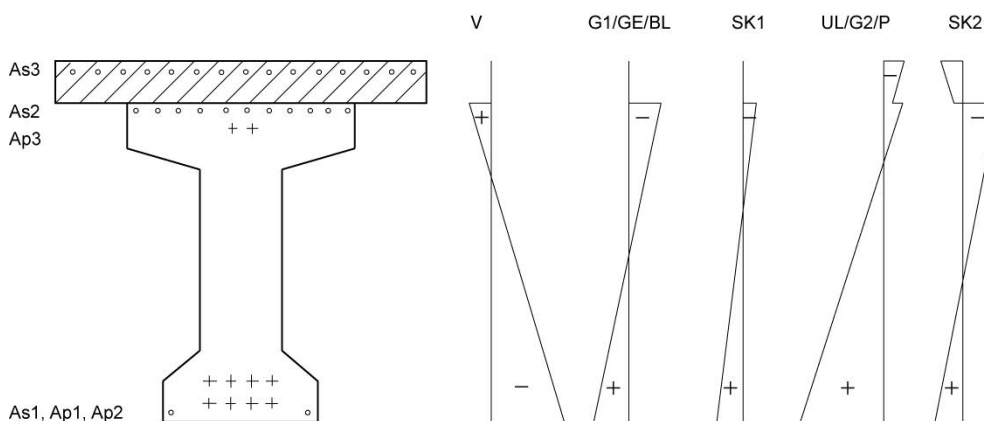
Querschnitt: Der Querschnitt gilt ab dem Zeitpunkt als gerissen, wenn im Zustand I die Randzugspannung unter der seltenen Lastkombination größer als $f_{ctk0,05}$ wird. Dafür und für alle späteren Zeitpunkte, bei denen im Zustand I Zugspannungen entstehen würden, werden die Spannungen im Zustand II ermittelt. (Empfehlung in /54/ S.404)

Betonrandspannungen im Zustand I

Alle Spannungen aus äußeren Lasten werden mit den ideellen Querschnittswerten ermittelt.

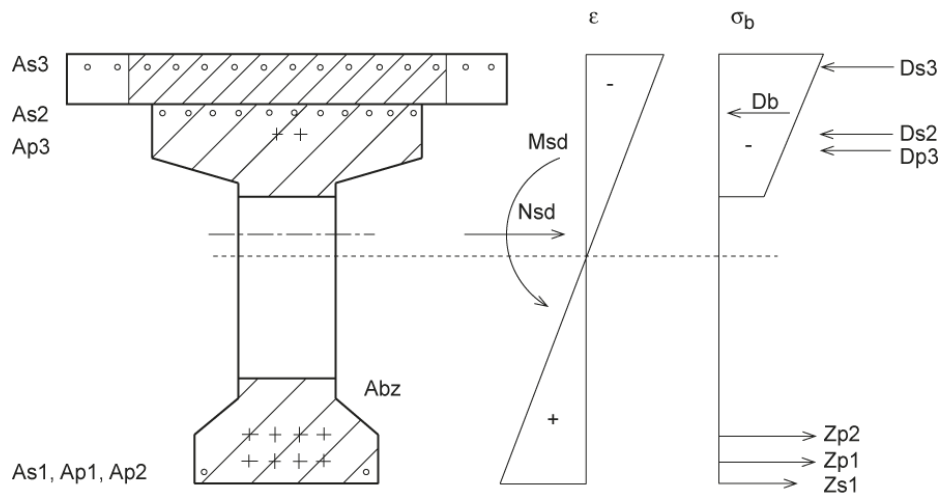
Bei Ortbetonerfüllung wird für alle Lasten nach Herstellen des Verbundes der ideale Verbundquerschnitt verwendet. Die so ermittelten Betonspannungen der ergänzten Schichten werden noch mit dem Verhältnis der E-Module der Betone multipliziert.

Spannungen aus Vorspannung sowie Kriechen, Schwinden und Relaxation werden mit dem Verfahren von Abelein aus den jeweiligen Teilschnittkräften und Teilquerschnitten ermittelt.



Betonrandspannungen im Zustand II

Da die Superposition der Spannungen nicht möglich ist, werden die Schnittkräfte aus Vorspannung und äußerer Belastung zu einem maximalen bzw. minimalen Moment mit zugehöriger Längskraft kombiniert und für diese die Randdehnungen und Stauchungen im Zustand II ermittelt.



Es wird linear elastisches Verhalten des Betons mit versagender Zugzone angenommen, der Einfluss des Kriechens wird über einen abgeminderten E-Modul des Betons $E_{c,eff} = E_{cm}/(1 + \phi)$ berücksichtigt.

Die Kriechzahl ϕ ist die Summe der Kriechzahlen der für den entsprechenden Zeitpunkt abgeschlossenen Kriechabschnitte.

Für die seltene und häufige Lastkombination wird für den Zeitpunkt $t = t_{E,Nut}$ anstelle ϕ im Kriechabschnitt Nutzung $\phi_{eff} = \phi * M_{qp,k} / M_{E0,k}$ verwendet. (vgl. z.B. ÖNorm B 1922-1-1 10.1.1 d)

$M_{qp,k}$: quasi ständige Lastkombination inklusive Vorspannung

$M_{E0,k}$: für den Nachweis erforderliche Lastkombination inklusive Vorspannung

NA_A: Der Zuwachs der Spannstahlspannung infolge Zustand II ergibt sich zu $\Delta\sigma = \xi_1^2 * \epsilon(y_p) * E_p$ (10.1.1. c)

Iterativ wird diejenige Nulllinienlage und Randdehnung gesucht, für die innere und äußere Schnittkräfte im Gleichgewicht stehen.

Besonderheiten bei Ortbetonerfüllung:

Bei Ortbetonerfüllung wird mit einer entsprechend dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Ort- und Fertigteilbeton modifizierten Breite der ergänzten Schichten gerechnet.

Für Nachweise nach Herstellen des Verbundes (ab Ende Kriechabschnitt „Betonieren Ortbetonerfüllung“) wird angenommen, dass der Gesamtquerschnitt so wirkt, als ob er von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Das bedeutet, dass das Moment aus Vorspannung auf den Schwerpunkt des Verbundquerschnittes bezogen ermittelt wird.

Es wird eine entsprechend den Flächenanteilen gemittelte Kriechzahl berücksichtigt.

Spannstahl- und Betonstahlspannungen

Die Stahlspannungen ergeben sich aus der unter Annahme eines ebenen Dehnungszustandes ermittelten Dehnung in Höhe der Stahlfaser, zuzüglich eines Spannungsanteiles im Spannbettzustand infolge Vorspannung, Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Begrenzung der Rissbreite

Der Nachweis wird am Anfang und am Ende von jedem Kriechabschnitt jeweils für den unteren und den oberen Rand geführt. Erzeugt die Vorspannung wie im Regelfall Zug oben, so wird der Nachweis am oberen Rand am Anfang, der am unteren Rand am Ende des Kriechabschnittes geführt. Sonst ist die Zuordnung entsprechend umgekehrt.

Am unteren Rand wird außerdem das maximale-, am oberen Rand das minimale Moment aus äußeren Lasten berücksichtigt.

Die maßgebende Schnittkraftkombination, zulässige Rissbreiten und ein ggf. zusätzlicher Nachweis der Dekompression ergeben sich entsprechend Tabelle 7.1 in Abhängigkeit der Expositionsklassen.

Für Stahlbetonbauteile

	X0, XC1	XC2/XC3/XC4	XS1-3, XD1-3	Bemerkung
EN	0,4 + Qk	0,3 + Qk	0,3 + Qk	Tab. 7.1N
NA_D	=EN	=EN	=EN	Tab. 7.1DE
NA_GB	0,3 + Qk	=EN	=EN	
NA_A	=EN	=EN	=EN	
NA_PN	=EN	=EN	=EN	

Spannbeton mit sofortigem Verbund

	X0, XC1	XC2/XC4	XS1-3, XD1-3	Bemerkung
EN	0,2 + Hk	0,2 + Hk Dek. Qk	Dek. Hk	Tab. 7.1N
NA_D	=EN	=EN	0,2 + Sk und Dek. Hk	Tab. 7.1DE
NA_GB	=EN	=EN	=EN	
NA_A	=EN	=EN	0,2 + Sk und Dek. Hk	
NA_PN	=EN	=EN	=EN	

Qk quasi-ständige Kombination
Hk häufige Kombination
Sk seltene Kombination
Dek Nachweis der Dekompression

Wenn sich für die seltene Lastkombination im Zustand I bis zum aktuellen Zeitpunkt keine Zugspannungen größer als $f_{ctk0,05}$ ergeben, ist ein Nachweis der Begrenzung der Rissbreite nicht erforderlich.

Falls die Randspannung unter der maßgebenden Lastkombination keine Zugspannung ist, kann der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite ebenfalls entfallen.

Der Nachweis erfolgt durch direkte Berechnung der Rissbreite, die kleiner als die zulässige Rissbreite sein muss.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad \text{Gl. 7.8}$$

Die vorhandene Rissbreite w_k ergibt sich aus dem maximalen Rissabstand $s_{r,max}$ und der mittleren Dehnungsdifferenz ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) von Beton und Stahl.

maximaler Rissabstand nach Gl. 7.11

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p,eff}}$$

k_1 : Beiwert Bewehrung Verbundeigenschaften
 $k_1 = (\phi s \cdot n_s \cdot k_{1s} + \phi p \cdot n_p \cdot k_{1p}) / (\phi s \cdot n_s + \phi p \cdot n_p)$
 $k_{1s} = 0,8$ gute Verbundeigenschaften
 $k_{1p} = 1,6$ schlechte Verbundeigenschaften

- k_2 : Beiwert für Dehnungsverteilung
 Biegung: 0,5
 Zug 1,0
 Biegung + Zug $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2 \cdot \varepsilon_1)$
 c : Betondeckung Längsbewehrung
 ϕ : mittlerer Durchmesser der Zugbewehrung nach Gl.7.12
 k_3, k_4 : weitere Beiwerte, NDP
 ρ_{eff} : effektiver Bewehrungsgrad der effektiven Zugzone nach Gl. 7.10
 A_{eff} : Fläche der effektiven Zugzone
 $h_{\text{c,ef}}$: Höhe der effektiven Zugzone nach 7.3.2 (3)
 A_p : Spannbewehrung in der effektiven Zugzone
 ξ_1 : Abminderungsfaktor für Verbundfestigkeit des Spannstahles nach Gl. 7.5
 ξ : Verhältniswert der Verbundfestigkeit des Spannstahles nach Tabelle 6.2
 ϕ_p : äquivalente Spannstahldurchmesser nach 6.8.2
 A_s : Betonstahl in der effektiven Zugzone

EN 2, NA_PN, NA_GB: $k_3 = 3.4 \quad k_4 = 0.425$

NA_A, NA_D: $s_{r,\max} = \phi / (3,6 \cdot \rho_{\text{eff}}) < \sigma_s \cdot \phi / (3,6 \cdot f_{\text{cteff}})$

mittlere Dehnungsdifferenz nach Gl. 7.9

$\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{\text{cteff}} / \rho_{\text{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{eff}})) / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$

k_t : 0.4 langfristige Lasteinwirkung

f_{cteff} : f_{ctm} nach Tabelle 3.1

$\alpha_e = E_s / E_{\text{cm}}$

σ_s : Spannung in der Zugbewehrung unter Annahme eines gerissenen Querschnitts

NA_D: effektive Stahlspannung unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Betonstahl und Spannstahl nach 7.3.3 (2) NCI, Gl. NA.7.5.3

Bei der Ermittlung von Rissabstand und Dehnungsdifferenz wird zwischen Einzelriss und abgeschlossenem Rissbild unterschieden.

Beim Einzelriss beteiligt sich die gesamte Zugzone des Betonquerschnittes am Rissbildungsprozess und die Stahldehnung baut sich bis auf die Betondehnung wieder ab (vgl. /33/ Bild 2a). Der Rissabstand $s_{r,\max}$ ergibt sich entsprechend der rechten Seite von Gleichung 7.11, die mittlere Dehnungsdifferenz entsprechend der rechten Seite von Gleichung 7.9 (vgl. /33/ 5.2).

Beim abgeschlossenen Rissbild kommt es zu einer Verschlechterung des Verbundes, die Betondehnung ist überall kleiner als die Stahldehnung und bei dicken Bauteilen beteiligt sich nur ein Teil der Zugzone des Betonquerschnittes am Rissbildungsprozess (vgl. /33/ Bild 2b). Der Rissabstand $s_{r,\max}$ ergibt sich entsprechend der linken Seite von Gleichung 7.11, die mittlere Dehnungsdifferenz entsprechend der linken Seite von Gleichung 7.9 (vgl. /33/ 5.2).

► Siehe Ausgabebeispiel: [Beschränkung der Rissbildung](#)

Nachweis nicht erfüllt

Unzulässige Rissbreiten sind mit einem Stern („*“) gekennzeichnet. Die Bewehrung der betroffenen Seite muss erhöht bzw. falls möglich, deren Durchmesser reduziert werden. Besonders oben entstehen Risse aus hier unerwünschter Wirkung der Vorspannung, was durch Abisolierungen verhindert werden kann.

Unten kann die Rissbreite durch Erhöhung der Vorspannkraft bzw. Reduzierung der Kriech- und Schwindverluste verringert werden.

Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

Die Mindestbewehrung dient der Rissbreitenbegrenzung von Zwangsschnittgrößen und Eigenspannungen und wird für die Risschnittgrößen ermittelt.

Kann man die genannten Ursachen ausschließen, z.B. für statisch bestimmt und zwängungsfrei gelagerte Fertigteile (vgl. /35/ S.5-18), so kann durch den Anwender als Bemessungsvorgabe eingestellt werden, dass eine Ermittlung der Mindestbewehrung nicht erforderlich ist.

Andernfalls wird eine Mindestbewehrung nach 7.3.2 jeweils für die Ober- und Unterseite ermittelt, wenn die für die jeweilige Querschnittseite extreme maßgebende Betonspannung unter der seltenen Kombination größer als der folgenden Grenzwert ist (7.3.2 (4)):

EN 2, NA_PN, NA_GB: $\sigma > f_{ct,eff}$

NA_A: $\sigma > -0 \text{ N/mm}^2$

NA_D: $\sigma > -1 \text{ N/mm}^2$

Für gegliederte Querschnitte wird die Mindestbewehrung für Steg und Gurt gesondert ermittelt, wobei der Steg das über die Querschnittshöhe verlaufende Rechteck umfasst, der Gurt nur die abliegenden Teile der Platte.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (Gl. 7.1)$$

k Beiwert bei nichtlinear verteilten Eigenspannungen

1,0 ($h \leq 300 \text{ mm}$)... 0,65 ($h \geq 800 \text{ mm}$)

h: Steghöhe bzw. Gurtbreite

NA_D: h ist der kleinere Wert des Teilquerschnittes

NA_D; NA_A: bei innerem Zwang gilt $k \cdot 0,8$

$f_{ct,eff}$ Zugfestigkeit, f_{ctm} ($t \leq 28 \text{ d}$)

NA_D: $\geq 2,9 \text{ N/mm}^2$ wenn $t \geq 28 \text{ d}$

k_c Beiwert zur Spannungsverteilung

$$k_c = 0,4 \cdot (1 - \sigma_c / (k_1 \cdot f_{ct,eff} \cdot h/h'))$$

σ_c : Betonspannung (Zustand I) unter Risschnittkräften
im Schwerpunkt des Teilquerschnittes

Gurte Hohlkasten, T-Querschnitte, für Risschnittkräfte vollst. unter Zug

$$k_c = 0,9 \cdot F_{cr} / (A_{ct} \cdot f_{ct,eff}) \geq 0,5$$

F_{cr} : Zugkraft im Gurt unter Risschnittkräften (Zustand I)

σ_s : Tab. 7.2N mit D_{s1} , Herleitung ► siehe /54/ S.7-6

$$D_{s1} = D_s \cdot f_{ct0} / f_{ct,eff} \cdot 2 \cdot (h-d) / (k_c \cdot h_{cr})$$

NA_D, NA_A:

As wird über die Zusammenhänge der direkten Rissbreitenberechnung ermittelt.

Die vom Betonstahl aufzunehmende Kraft F_s ergibt sich aus der Resultierenden des Zugkeiles unter Risschnittgrößen im Zustand I F_{cr} entsprechend der rechten Seite von Gl. 7.1N

Mit $F_s = k \cdot k_c \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ ergibt sich dann

$$A_s = \sqrt{\frac{d_s \cdot (1 - \beta_t) \cdot F_s \cdot F_s}{3,6 \cdot E_s \cdot w_k \cdot f_{ct,eff}}}$$

Wenn $F_s > F_{cre}$ (Betonzugkraft in der effektiven Zugzone $F_{cre} = A_{ceff} \cdot f_{ct,eff}$) darf angenommen werden

$$A_s = \sqrt{\frac{d_s \cdot F_{cre} \cdot (F_s - \beta_t \cdot F_{cre})}{3,6 \cdot E_s \cdot w_k \cdot f_{ct,eff}}}$$

Nachweis der Dekompression

Der Nachweis der Dekompression verlangt, dass unter der sich aus den Expositionsklassen ergebenden Lastkombination mit den jeweils ungünstigen charakteristischen Werten der Vorspannung (r_{inf} , r_{sup}) das Spannglied mindestens in einem definierten Abstand a im überdrückten Beton liegt.

XC2, XC3, XC4: quasi- ständige Lastkombination

XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3: häufige Lastkombination

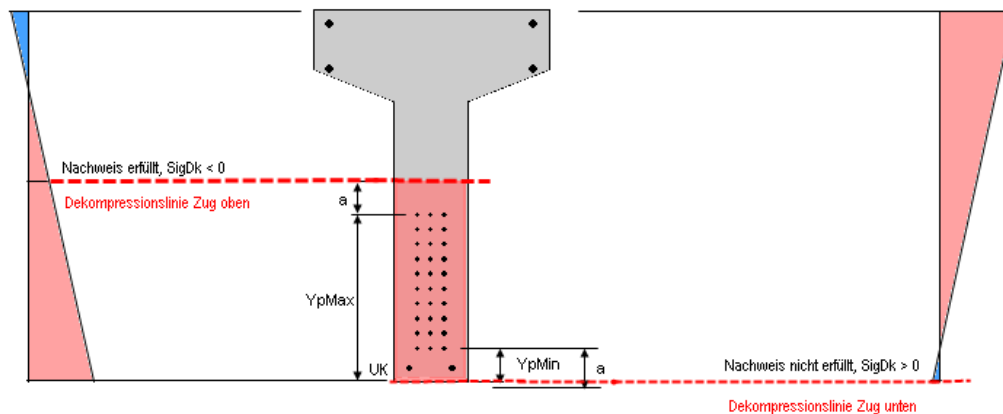
EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB:

$a = 25 \text{ mm}$

NA_D:

$a = 100 \text{ mm} \geq h/10$

Nach /52/ S.120 darf der Nachweis für die Endbereiche entfallen ($x < l_{disp}$ bzw. $x > l_{BI} - l_{disp}$ Eintragungslänge l_{disp} siehe Abschnitt wirksame Vorspannung)



Der Nachweis ist erfüllt, wenn die Spannungsnulllinie auf oder hinter der durch den Abstand a definierten Dekompressionslinie liegen, wobei a sich auf die Spanngliedachse bezieht.

Wenn am betrachteten Querschnittsrand Zugspannungen entstehen, wird Zustand II wegen der damit verbundenen Reduzierung der Druckzonenhöhe maßgebend.

Der Nachweis wird jeweils für den Zustand Zug oben und den Zustand Zug unten geführt. Für Zug oben ergibt sich die Dekompressionslinie im Abstand a von der obersten Spanngliedlage mit $Y_{pMax} + a$. Für Zug unten ergibt sich die Dekompressionslinie im Abstand a von der untersten Spanngliedlage mit $Y_{pMin} - a$.

Ragt die Dekompressionslinie über den Querschnittsrand hinaus, ist ein Nachweis für den Querschnittsrand ausreichend.

Zur besseren Veranschaulichung werden im Programm die Betonspannungen σ_{Dk} an der Dekompressionslinie bzw. am Querschnittsrand ausgewiesen. Sie werden ggf. mit den Dehnungen des Zustand II ermittelt und sind im Falle einer Zugdehnung ein fiktiver Wert zur Veranschaulichung der Nachweisüberschreitung.

Begrenzung der Verformung

Zeit und maßgebende Beanspruchung:

Die Verformung wird nach DIN EN 1990 A1.4.3 (1) mit dem Moment aus äußeren Lasten, einer Lastkombination des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (quasi- ständige-, häufige- oder seltene Kombination) sowie mit den zum betrachteten Zeitpunkt noch wirksamen Vorspannkräften (nach 5.10.9 (1) charakteristischer Wert) berechnet.

Insbesondere wenn neben ästhetischen- auch physikalische Gründe eine Rolle spielen (z.B. Schutz von Zwischenwänden oder Glasfassaden) oder wenn veränderliche Lasten wegen $\psi_2 = 0$ keine Berücksichtigung

finden würden, kann die Annahme einer ungünstigeren Lastkombination als der in 7.4.1 (4) genannten quasi-ständigen Kombination notwendig sein.

Veränderliche Lasten werden nur berücksichtigt, wenn Sie sich mit der Vorspannung ungünstig überlagern. Der Durchhang wird im Kriechabschnitt Lagerung und Nutzung jeweils am Anfang und am Ende berechnet.

Anfang des Kriechabschnittes:

Es wirkt die im Zeitabschnitt maximale Vorspannung, die entsprechend mit ihrem oberen charakteristischen Wert (Faktor r_{sup}) berücksichtigt wird. Erzeugt die Vorspannung Zug oben (Regelfall), so werden die Lasten des Lastfalles Min M berücksichtigt.

Ende des Kriechabschnittes:

Nach Abzug der Verluste aus Kriechen und Schwinden wirkt die im Zeitabschnitt minimale Vorspannung die mit ihrem unteren charakteristischen Wert (Faktor r_{inf}) berücksichtigt wird. Erzeugt die Vorspannung Zug oben (Regelfall), so werden die Lasten des Lastfalles Max M berücksichtigt.

Aus der Differenz der Durchhänge zu Beginn der Nutzung und deren Ende wird eine Zuwachsdurchbiegung ermittelt, die einen zulässigen Wert nach 7.4.1(5) nicht überschreiten darf.

Die zulässigen Werte für Durchhang und Zuwachsdurchbiegung sind konfigurierbar. Sie sind mit $L/250$ bzw. $L/500$ voreingestellt.

Berechnungsgrundlagen:

Der Durchhang ergibt sich aus dem Integral von Krümmungen und Moment infolge einer virtuellen Kraft an der Stelle der zu ermittelnden Verformung über die Stablänge ($\int_{27} T.1, Gl.8.21$).

Im Programm werden die Krümmungen ρ und das virtuelle Moment M' an den Rasterpunkten ermittelt und über die zugehörige Stababschnittslänge integriert.

Von der Anzahl der Rasterpunkte hängt die Genauigkeit der Abbildung von Unstetigkeiten wie Einzellasten, Absolierungen, Kragarmen usw. ab.

Die Krümmung setzt sich aus einem Anteil aus Biegung inklusive Kriechen und einem Anteil aus Schwinden zusammen. Über einen Schalter in den Bemessungsvorgaben kann der Anteil infolge Schwindens eliminiert werden. Bei der Ermittlung der Krümmungen wird eine Zugversteifung berücksichtigt.

Krümmung infolge Biegung:

Zustand I: $\rho M_1 = M_{Ed} \cdot k\phi / (E \cdot I_i)$

M_{Ed} : Schnittmoment der quasi-ständigen Kombination inklusive Moment aus wirksamer Vorspannung (charakteristischer Wert)

I_i : ideelles Trägheitsmoment

Ortbetonergänzung:

Nach Herstellung des Verbundquerschnittes ($t > t_{E,Bet}$) werden die Verformungen mit den Steifigkeiten des Verbundquerschnittes I_{IV} ermittelt. Alle schon vorher wirkenden Lastanteile ($G1+V+SKR1+GE$) werden deshalb mit einem Faktor $kI = I_{IV}/I_{IF} - 1$ vergrößert.

E : E-Modul Beton, Sekantenmodul E_{cm}

→ siehe [Betoneigenschaften](#), Beiwert α_e

Ortbetonergänzung:

E-Modul des Fertigteilbetons (der ggf. abweichende E-Modul des Ortbetons ist im ideellen Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes berücksichtigt).

$k\phi$: Das Nachgeben des Betons unter Druckbeanspruchung infolge Kriechen wird durch Ansatz eines Faktors berücksichtigt, der sich entsprechend der zeitlichen Wirkung der beteiligten Einwirkungen ergibt (vgl. /48/, S. 405 ff. bzw. /53/ S. 349 ff.).

$k\phi = (\sum (M_i \cdot (1 + \phi_i(t_i, t_E)) - \Delta M_{csr}) / M_{Ed}$

$\phi_i(t_i, t_E)$: die für die Last i wirksame effektive Kriechzahl

t_i : Beginn der Lastwirkung

Vorspannung V, Eigengewicht G1: $t_i = t_{A,Lag}$ (Umspannen)

Nutzlasten Q, nachträglich ständige Last G2: $t_i = t_{A,Nut}$ (Beginn Nutzung)

t_E : Ende des betrachteten Kriechabschnittes

Effektive Kriechzahl bedeutet in Anlehnung an Abschnitt 5.8.4, dass die Teilkriechzahl im Kriechabschnitt „Nutzung“ mit dem Faktor $k = (M_{yd} + M_v) / (M_y + M_v)$ abgemindert wird. (M_y : äußere Lasten der gewählten Kombination, M_v : Vorspannung charakteristisch, M_{yd} : äußere Lasten der quasi-ständigen Kombination). Wird der Durchhang mit der häufigen- oder seltenen Kombination errechnet, ergibt sich $k < 1$, bei der quasi-ständigen Kombination ist $k = 1$.

Bei Ortbetonergänzung ergibt sich die Kriechzahl für den Verbundquerschnitt aus den entsprechend den transformierten Dehnsteifigkeiten gewichteten Kriechzahlen der Teilquerschnitte (vgl. /53/ S. 354)

ΔM_{csr} : Bei der Vorspannung wird außerdem berücksichtigt, dass sich die Kriech- und Schwindverluste im Kriechabschnitt sich erst allmählich einstellen. Das wird über

den Korrekturwert $\Delta M_{csr} = M_{csr} \cdot (1 - \rho \cdot \phi_{ik})$ berücksichtigt

M_{csr} : Moment aus Kriechen und Schwinden

ρ : Alterungsbeiwert (Völligkeit) der Kriechfunktion

ϕ_{ik} : Kriechzahl des betrachteten Kriechabschnittes

$k_l \cdot \Sigma(M_j)$ nur bei Ortbetonergänzung nach Herstellung des Verbundes
siehe Erläuterungen zu I_i

Zustand II $\rho M_2 = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / h$

$\varepsilon_2, \varepsilon_1$: Randdehnungen unter quasi-ständiger Belastung im Zustand II mit linear-elastischer Betonarbeitslinie, Kriechen berücksichtigt durch abgeminderten E-Modul $E_{cm} / (1 + \varphi(t_0, t))$. Eine Wichtung des Faktors $(1 + \varphi)$ entsprechend der Lastgeschichte ist hier nicht möglich.

$\varphi(t_0, t)$ effektive Kriechzahl vom Lösen der Verankerung $t_0 = t_{A,Lag}$ bis zum betrachteten Zeitpunkt t als Summe der Kriechzahlen der entsprechenden Kriechabschnitte. (effektive Kriechzahl: siehe Erläuterung oben)

Bei Ortbetonergänzung ergibt sich die Kriechzahl für den Verbundquerschnitt aus den entsprechend den transformierten Dehnsteifigkeiten gewichteten Kriechzahlen der Teilquerschnitte (vgl. /53/ S. 354)

h : Bauteilhöhe

Krümmung infolge Schwinden :

Zustand I:

$$\rho S_1 = -\varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot \alpha_E \cdot S_{X1} / I_1 \quad (\text{EN 1992-1-1: 7.21})$$

in /54/ S. 399 wird der Ausdruck anschaulich umformuliert in

$$\rho S_1 = -M_{cs1} / (EI_1(t))$$

M_{cs1} Moment aus der Behinderung des Schwindens durch die Bewehrung

$$M_{cs1} = -\varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot E_s \cdot S_{X1}$$

$\varepsilon_{cs}(t_0, t)$: Schwindmaß vom Lösen der Verankerung $t_0 = t_{A, \text{Lag}}$ bis zum betrachteten Zeitpunkt t

Bei Ortbetonergänzung wird für den Verbundquerschnitt vereinfachend das Schwindmaß des Fertigteiles angenommen.

$$S_{X1} = \sum (A_{si} \cdot z_{si}) \quad \text{statisches Moment der Bewehrung,}$$

z_{si} : Abstand der Bewehrung zum Schwerpunkt des ideellen Querschnittes, positiv wenn Lage unterhalb des Schwerpunktes

$$EI_1(t) = E_{\text{ceff}, t} \cdot I_i \quad \text{Steifigkeit im Zustand I zum Zeitpunkt } t$$

$$E_{\text{ceff}, t} = E_{cm} / (1 + \varphi(t_0, t))$$

I_i ideelles Trägheitsmoment

Zustand II:

$$\rho S_2 = -\varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot \alpha_E \cdot S_{X2} / I_2 \quad (\text{EN 1992-1-1: 7.21})$$

in /54/ S. 399 wird der Ausdruck anschaulich umformuliert in

$$\rho S_2 = -M_{cs2} / (EI_2(t))$$

M_{cs2} Moment aus der Behinderung des Schwindens durch die Bewehrung

$$M_{cs2} = -\varepsilon_{cs}(t_0, t) \cdot E_s \cdot S_{X2}$$

$$S_{X2} = \sum (A_{si} \cdot z_{si}) \quad \text{statisches Moment der Bewehrung}$$

z_{si} : Abstand der Bewehrung zur Nulllinie, positiv wenn Lage unterhalb der Nulllinie:

$$EI_2(t) = M_{Ed} / \rho M_2 \quad \text{Steifigkeit im Zustand II zum Zeitpunkt } t$$

Zugversteifung und Gesamtkrümmung:

Mit einem Verteilungsbeiwert ζ , abhängig vom Grad der Rissbildung, wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt.

Die Gesamtkrümmung ergibt sich aus den mit ζ gewichteten Krümmungen aus Zustand I und II.

$$\rho = \zeta \cdot \rho(ZII) + (1 - \zeta) \cdot \rho(ZI)$$

EN2, NA_A, NA_PN, NA_GB:

$$\zeta = 1 - \beta \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2 \quad (\text{Gl. 7.19})$$

β : Beiwert Belastungsdauer 0,5 (langzeitig wirkend)

σ_{sr} : Stahlspannung im Zustand II aus Risschnittgrößen mit f_{ctm}

σ_{s2} : Stahlspannung unter Last im Zustand II

$$\sigma_{s2} < \sigma_{sr} \quad \zeta = 0$$

EN2-D: (vgl. /54/ S.393)

$$\sigma_{s2} < \sigma_{sr}$$

$$\zeta = 0 \quad (/54/ \text{ S.404 Risskriterium bei Verformungsberechnung } f_{ctm})$$

$$\sigma_{sr} < \sigma_{s2} < 1.3 \cdot \sigma_{sr}$$

$$\zeta = 1 - (\beta_t \cdot (\sigma_{s2} - \sigma_{sr}) + (1.3 \cdot \sigma_{sr} - \sigma_{s2})) / (0.3 \cdot \sigma_{sr}) \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) / \epsilon_{s2}$$

$$1.3 \cdot \sigma_{sr} < \sigma_{s2} < f_y:$$

$$\zeta = 1 - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) / \epsilon_{s2}$$

$\epsilon_{sr2}, \sigma_{sr}$: Stahldehnung und Stahlspannung im Zustand II aus Risschnittgrößen mit f_{ctm}

ϵ_{sr1} : Stahldehnung im Zustand I aus Risschnittgrößen

Rissmoment mit f_{ctm} und mit NEd entsprechend wirksamer Vorspannkraft ermittelt, Rissdehnungen unter Berücksichtigung von $\phi(t_0, t)$ ermittelt

$\epsilon_{s2}, \sigma_{s2}$: Stahldehnung und Stahlspannung unter Last im Zustand II unter Berücksichtigung von $\phi(t_0, t)$ ermittelt

β_t : Beiwert Belastungsdauer 0,25 (langzeitig wirkend)

Es wird empfohlen, bei hohen Anforderungen an die Verformungsberechnung die Zugversteifung mit der charakteristischen Lastkombination zu ermitteln (vgl. /52/ S.134), da bei der quasi ständigen Lastkombination Einwirkungen aus Wind und Schnee wegen $\psi_2 = 0$ unberücksichtigt bleiben.

optional: Zugversteifung mit der für die Verformungsberechnung gewählten Lastkombination ermitteln (z.B. zum Vergleich mit Ergebnissen älterer Programmversionen)

Nachweis nicht erfüllt

Sind die zulässigen Verformungen unten überschritten, ist entweder die Biegesteifigkeit des Bauteiles durch Querschnittsvergrößerung oder eine höhere Betonklasse zu erhöhen oder aber die Vorspannung. Letztere ist aber durch den dann höheren negativen Durchhang vor und beim Einbau auch begrenzt.

Über einen Schalter im Ausgabeprofil können Zwischenergebnisse der Krümmungsberechnung ausgegeben werden.

Längenänderung des Binders an den Auflagern

Infolge Temperatur, Kriechen und Schwinden kommt es zu einer Längenänderung des Binders, die bei behinderter Längsverschieblichkeit der Auflager zu horizontalen Auflagerkräften führt.

Bei Wahl der Berechnungsoption im Eingabemenü der Nachweise an den Auflagern wird die Längenänderung für jeden Kriechabschnitt ermittelt.

Bei der Abarbeitung des Rasters zur Ermittlung der kritischen Schnitte wird auch die Längenänderung infolge Kriechen und Schwinden an der Unterseite und Oberseite des Binders für jeden Rasterabschnitt berechnet. Dadurch ist es möglich, die über die Binderlänge ggf. veränderlichen Parameter wie Steifigkeit, Kriechzahlen, Schwindmaße, kriecherzeugende Spannungen sowie Spannungen infolge Kriechen und Schwinden entsprechend der Dichte des Rasters zu berücksichtigen.

Literatur

- /1/ EC2, T1 (Juni 1992)
- /1a/ EC2, T.1-3, deutsche Entwurfsfassung Juni 1994, BK96 T2
- /2/ Entwurf DIN 1045 02.1996
- /3/ DIN 4227, Teil 1, und Änderung A1
- /4/ DAfStb Anwendungsrichtlinie zu EC2, T1
- /5/ DAfStb, Heft 425, Bemessungshilfsmittel zu EC2, T1
- /6/ DAfStb, Heft 320, Erläuterungen zur DIN 4227
- /7/ Grasser, Kupfer, ...: "Bemessung von Stahl- und Spannbetonbau teilen", BK95, T1, S. 303 ff.
- /8/ Litzner: "Bemessungsgrundlagen nach EC2", BK95, T1, S. 519 ff.
- /9/ Deutscher Betonverein: "Beispiele zur Bemessung von Betontragwerken nach EC2", 1994
- /10/ Kupfer: "Bemessung von Spannbetonbauteilen nach DIN 4227", BK94, T1, S. 589 ff.
- /11/ Bieger: "Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach EC2", 1993
- /12/ Zerna: "Spannbetonträger", 1987, S.106 ff.
- /13/ Abelein: "Ein einfaches Verfahren zur Berechnung von Verbundkonstruktionen", Bauingenieur 1987, S.127-132
- /14/ Deneke, Holz, Litzner: "Übersicht über praktische Verfahren zum Nachweis der Kippstabilität schlanker Stahl und Spannbetonträger", Beton- und Stahlbetonbau 1985, 9, S. 238 - 243, 10, S. 274 - 280, 11, S. 299 - 304.
- /15/ Rafla, Die Bautechnik 1975, H.8, S.269-275
- /16/ Stiglat, K.: "Zur Näherungsberechnung der Kippplasten von Stahl- und Spannbetonträgern über Vergleichsschlankheiten", Beton- und Stahlbetonbau 10, 1991, S. 274 - 280.
- /17/ Mann, W.: "Kippnachweis und -aussteifung von schlanken Stahl- und Spannbetonträgern", Beton- und Stahlbetonbau 1976, 2, S.37 - 42.
- /18/ Mann, W.: "Anwendung des vereinfachten Kippnachweises auf T- Profile aus Stahlbeton", Beton- und Stahlbetonbau 1985, 9, S. 235 - 237.
- /19/ Kasperek, K.; Hailer W.: Nachweis und Bemessungsverfahren zum Stabilitätsnachweis nach der neuen DIN 1045, Düsseldorf (Werner 1973)
- /20/ Rossner, W.; Graubner, C.: Spannbetonbauwerke Teil 1, Bemessungsbeispiele nach DIN 4227, Berlin (Ernst & Sohn) 1992
- /21/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau Teil 3, Berlin (Springer) 1974
- /22/ Rossner, W.; Graubner, C.: Spannbetonbauwerke Teil 2, Bemessungsbeispiele nach Eurocode
- /23/ König, G.; Tue, N.; Pommering, D.: Kurze Erläuterung zur Neufassung DIN 4227 Teil 1, Bauingenieur 1996, S.83-88
- /24/ Geistefeldt; Goris: Tragwerke aus bewehrten Beton nach Eurocode 2, Berlin (Beuth) 1993
- /25/ Bachmann, H.: Teilweise Vorspannung, Erfahrungen aus der Schweiz; Beton- und Stahlbetonbau 2/1980 S.40-44 ./.
- /26/ Kupfer H.: Die Wirtschaftlichkeit als ein Kriterium zur Wahl des Vorspanngrades, Betonwerk+Fertigteilechnik 5/1986
- /27/ Litzner: "Bemessungsgrundlagen nach EC2", BK96, T1
- /28/ DIN 1045-1 berichtigte Fassung Juli 2001
- /29/ DIN EN206-1
- /30/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 525
- /31/ Zilch/Rogge, "Bemessung Stahl- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1", Betonkalender 2002 Teil 1

- /32/ Hegger/Nitsch, „Neuentwicklung bei Spannbetonfertigteilen“, Beton- und Fertigteil-jahrbuch 2000, S.96 ff.
- /33/ Tue/Pierson, „Rissbreite und Nachweiskonzept nach DIN 1045-1“, Beton- und Stahlbetonbau 5/2001
- /34/ DIN 1055-100 Ausgabe März 2001
- /35/ Deutscher Betonverein "Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1", 2002
- /36/ Backes: "Überprüfung der Güte eines praxisgerechten Näherungsverfahrens zum Nachweis der Kippsicherheit schlanker Stahl- und Spannbetonträger", Beton- und Stahlbetonbau 7/1995 S.176 ff.
- /37/ Reinhardt, "Beton", Betonkalender 2002 Teil 1
- /38/ Curbach/Zilch, "Einführung in DIN 1045-1" Ernst und Sohn 2001
- /39/ Fischer, "Begrenzung der Rissbreite und Mindestbewehrung", Seminarunterlagen DIN 1045-1 Friedrich+Lochner GmbH, Berlin 2001
- /40/ Graubner/Six, "Spannbetonbau" S.F.38 ff., Stahlbetonbau aktuell 2001, Werner Verlag
- /41/ Grünberg, „Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Hochbau - Erläuterungen zu DIN 1055-100“, Beuth Verlag 2004
- /42/ Dr.Schlüter, „Auslegung von Betonbauten“, Vortrag bei DGEB/DIN Gemeinschaftstagung „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Die neue DIN 4149“, Leinfelden Echterding EN2005
- /44/ Kommentierte Kurzfassung DIN 1045, 2.überarbeitete Auflage, Beuth 2005
- /45/ 2. Berichtigung DIN 1045-1 (2005-06)
- /46/ Berichtigung 1: 2005-05 DAfStb H.525
- /47/ Krüger,Mertzsch,"Beitrag zur Verformungsberechnung von Stahlbetonbauten", Beton- und Stahlbetonbau 1998, Heft 10
- /48/ Rossner, W.; Graubner, C.: Spannbetonbauwerke Teil 3, Bemessungsbeispiele nach DIN 1045-1 und DIN Fachbericht 102, Berlin (Ernst & Sohn) 2005
- /49/ Fingerloos,"Erläuterungen zur praktischen Anwendung der Norm", Betonkalender 2006 Teil 2
- /50/ Neufassung DIN 1045-1 (2008)
- /51/ Deutscher Beton- und Bautechnikverein, Heft 14 (2008)
- /52/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 600
- /53/ Rossner, W.; Graubner, C.: Spannbetonbauwerke Teil 4, Bemessungsbeispiele nach Eurocode 2, Berlin (Ernst & Sohn) 2012
- /54/ Zilch/Zehetmayer: „ Bemessung im konstruktiven Ingenieurbau nach DIN 1045-1 (2008) und EN 1992-1-1, Springerverlag, 2. Auflage 2009
- /55/ Graubner, Six; "Spannbetonbau" S.F.41 ff., Stahlbetonbau aktuell 2012, Werner Verlag
- /56/ Eurocode 2 für Deutschland, kommentierte Fassung Beuth 2012
- /57/ Rossner; „Bruecken aus Spannbeton-Fertigteilen“, Ernst und Sohn 1988