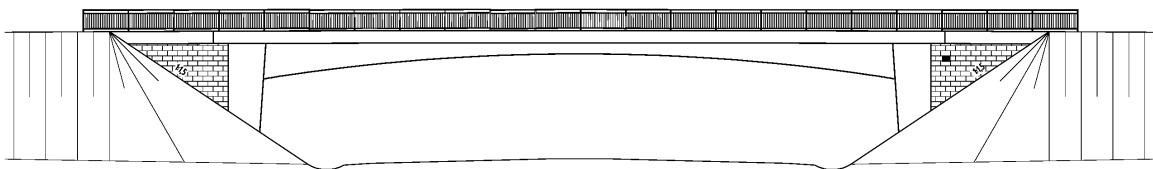


## Erweiterte Grundlagen für integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise



Auftraggeber: Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Wiesbaden

Aktenzeichen: 05 0207 / Ag, Bg, Zk

Datum: 11.04.2006

Dieser Bericht umfasst 60 Seiten und 2 Anlagen

## Inhalt

	Seite
1	Veranlassung..... 4
2	Grundlagen ..... 5
2.1	Einführung ..... 5
2.2	Erddruckansatz ..... 8
2.3	Lagerungsbedingungen..... 12
2.4	Einfluss der Erddruckmobilisierung bei Brücken mit geringer Gesamtlänge..... 14
2.5	Schiefe ..... 15
3	Hinweise für die Bemessung ..... 18
3.1	Grenzen für die Anwendung der Stahlbetonbauweise..... 18
3.2	Interaktion zwischen Biegung und Querkraft..... 19
3.3	Besonderheiten bei der Querkraftbemessung ..... 19
3.4	Hinweise zum Nachweis der Rissbreite ..... 21
3.5	Hinweise zur Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen..... 22
3.6	Nachweis gegen Ermüdung ..... 22
3.7	Nachweise in den Bauzuständen ..... 28
4	Parameterstudien..... 29
4.1	Eingangsdaten..... 29
4.1.1	Auswahl der Parameter..... 29
4.1.2	Eingabeparameter für Querschnitt 1: RQ 10,5 ..... 29
4.1.3	Eingabeparameter für Querschnitt 2: HWW ..... 35
4.2	Ergebnisse..... 40
4.2.1	Erforderliche Bewehrung in Feldmitte unten ..... 40
4.2.2	Erforderliche Bewehrung in der Rahmenecke oben..... 43
4.2.3	Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination ..... 45
4.2.4	Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination ..... 47
4.2.5	Durchbiegung in Brückenmitte..... 49
4.2.6	Verhältnis Stützweite zu Durchbiegung in Brückenmitte ..... 51

5	Muster-Beispiel 1: Überführung HWW über RQ 15,5.....	53
6	Muster-Beispiel 2: Überführung RQ 10,5 über RQ 26.....	55
7	Zusammenfassung .....	59
	Literatur .....	60

Anlage 1 Muster-Beispiel 1, Überführung eines breiten Hauptwirtschaftsweges über eine Bundesstraße mit RQ 15,5

Anlage 2 Muster-Beispiel 2, Überführung einer Bundesstraße mit RQ 10,5 über eine Autobahn mit RQ 26

**Titelbild** Ansicht zum Muster-Beispiel aus Anlage 2

# 1 Veranlassung

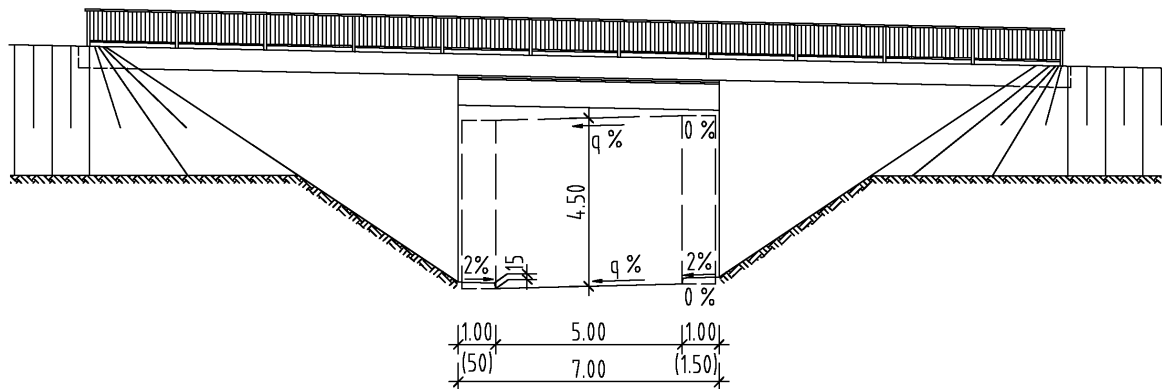
Vom Hessischen Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV) wurden wir beauftragt, die Anwendungsgrenzen für die Stahlbetonbauweise bei integralen Straßenbrücken zu untersuchen. Dazu sind die wesentlichen Einflussgrößen zu bestimmen und in einer Parameterstudie zu untersuchen. Die Ergebnisse sind in zwei Muster-Beispielen anschaulich darzustellen. Weiterhin sollen die Besonderheiten bei schiefen Bauwerken mit Kreuzungswinkeln abweichend von 100 gon untersucht werden.

Der vorliegende Bericht baut auf unsere „Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken“ vom 15.10.2002 auf, welche zusammen mit dem HLSV als Heft Nr. 50 in der Schriftenreihe der Hessischen Straßenbauverwaltung erschienen sind [9]. Dort wurde bereits ergänzend zu den Untersuchungen von *Schlaich* et al. [5] [11] auf wesentliche Besonderheiten bei Entwurf und Bemessung hingewiesen. Nur die wichtigsten Grundlagen sind nachfolgend nochmals kurz zusammengestellt.

## 2 Grundlagen

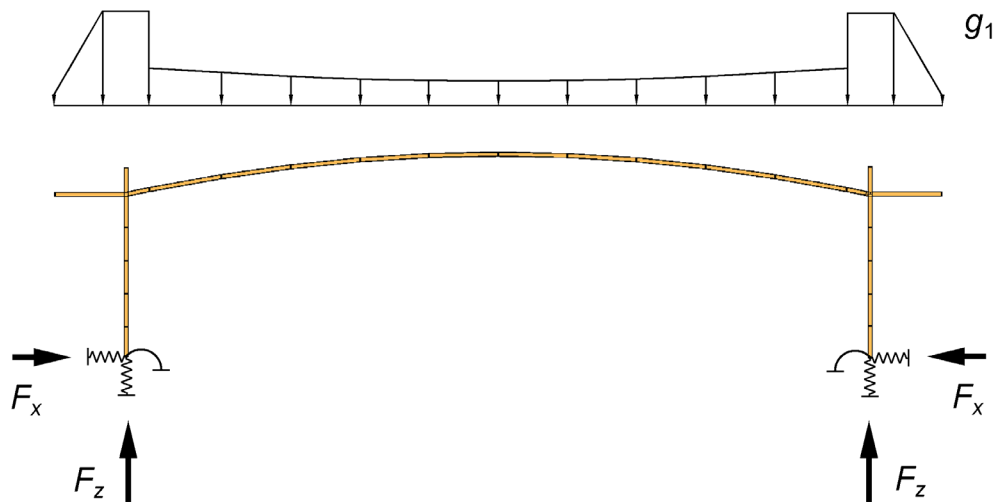
### 2.1 Einführung

Als integrale Bauwerke werden Bauwerke bezeichnet, die gänzlich ohne Lager und Dehnfugen auskommen und deshalb mit dem Baugrund und der Hinterfüllung eine integrale Einheit bilden. Vor Einführung der DIN-Fachberichte wurde diese Bauweise vorwiegend bei Rahmen mit geringer Spannweite angewendet. Obwohl nach DIN 1075 (1981-04), Abschnitt 7.1.2 rechnerisch die Temperaturzwänge bis zu einer Stützweite von 20 m vernachlässigt werden durften, lagen die meisten Anwendungen der Rahmen- bzw. integralen Bauweise in Hessen bei Spannweiten unter 10 m (Bild 1). Deutschlandweit gab es bei der Anwendung von Rahmenbrücken jedoch große Unterschiede. In Berlin und Brandenburg gab es aus den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts zahlreiche Einfeldrahmen als Überführungen über ehemalige Reichsautobahnstrecken, die sich über viele Jahrzehnte gut bewährt haben. Viele dieser Brücken wurden mit dem Ausbau der Autobahnen durch ähnliche Bauwerke mit geringfügig größerer Spannweite ersetzt. Dabei sind Stahlbetonrahmen bis 35 m Stützweite keine Seltenheit (Bild 2, Bild 3).

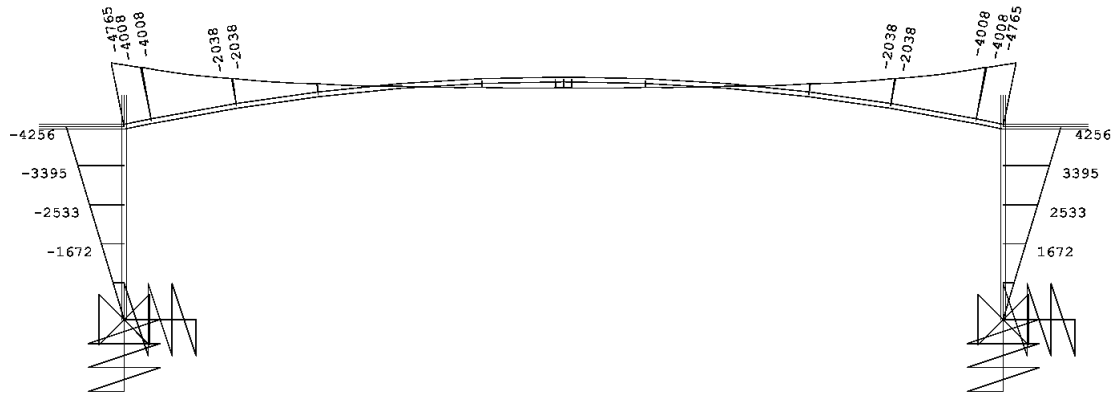


**Bild 1** Beispiel eines einfachen Stahlbetonrahmens mit geringer Spannweite





**Bild 4** Aktivierung der horizontalen Auflagerkräfte  $F_x$  infolge Rahmenwirkung

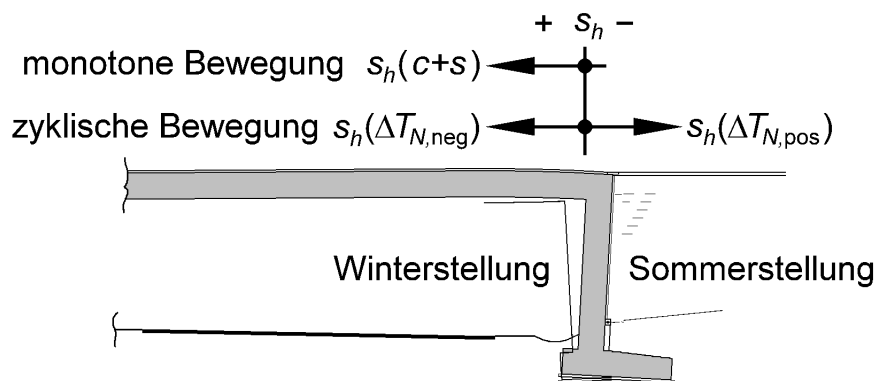


**Bild 5** Momentenverteilung aus Eigengewicht im Rahmen, Beispiel aus [9, Anlage 1]

Wie alle Tragwerke, die durch Momente und Normalkräfte beansprucht werden, müssen auch integrale Rahmentragwerke als Gesamttragwerk abgebildet werden. Dabei ist die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund realitätsnah auf der Grundlage charakteristischer Baugrundkenngrößen zu erfassen. Nach [7] und [9] ist die Wirkung der Hinterfüllung und der zyklischen Verformung der Widerlager bzw. Rahmenstiele durch den Ansatz des mobilisierten Erddrucks nach *Vogt* zu beschreiben.

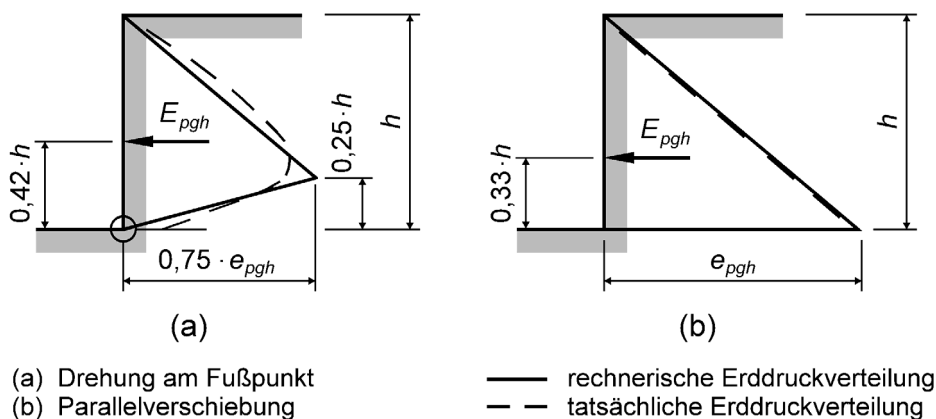
## 2.2 Erddruckansatz

Die Längenänderungen des Überbaus infolge Temperaturschwankung werden bei integralen Rahmentragwerken nicht mehr in einer Dehnfuge zwischen Überbau und Widerlager ausgeglichen, sondern sie werden an die Hinterfüllung der Widerlager weitergegeben. Abhängig von der jeweiligen Temperaturänderung erfährt die Widerlagerhinterfüllung sowohl negative als auch positive Wandverschiebungen, deren Extremwerte einem Jahreszyklus unterliegen (Bild 6).



**Bild 6** Zyklische und monotone Wandverschiebungen  $s_h$  bei integralen Brücken [9]

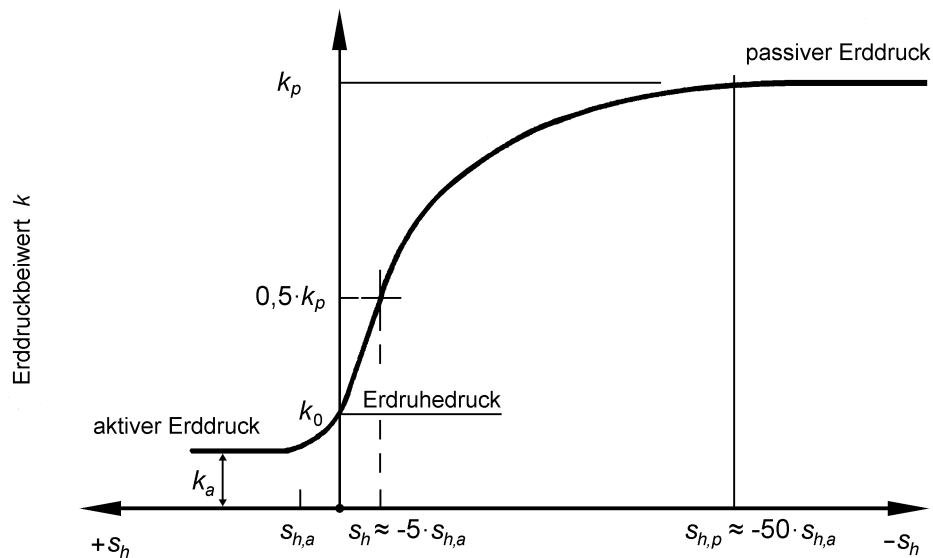
Der im ungestörten Zustand theoretisch vorhandene Erdruchdruck  $E_0$  wird schon bei kleinen positiven Wandverschiebungen  $s_h$  auf den aktiven Erddruck abgebaut. Bei integralen Brücken werden infolge Temperaturänderung  $\Delta T_{N, pos}$  aber auch negative Wandverschiebungen  $s_h < 0$  erzwungen. Über den Erdruchdruck  $E_0$  hinaus können deshalb insbesondere in den oberen Bodenschichten Teile des passiven Erddrucks geweckt werden (Bild 7). In DIN 4085 sind nur für den Grenzfall des vollen passiven Erddrucks Spannungsverteilungen angegeben (Bild 7).



**Bild 7** Passiver Erddruck aus Bodeneigenlast bei verschiedenen negativen Wandbewegungen [DIN 4085, Beiblatt 1, Auszug Bild 4]



Die Größe des geweckten Erdwiderstandes hängt von der aufgezwungen, horizontalen Widerlagerverschiebung  $s_h$  ab. Für hohe Widerlager kann i. d. R. eine Fußpunktverdrehung angenommen werden. Die Größe des Erddrucks bei monotoner Verschiebung kann dabei entsprechend dem Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke [7] abgeschätzt werden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sollte dabei der Wendepunkt im Erddruckbeiwert-Weg-Diagramm (Bild 8) nicht überschritten werden. Dies wird erreicht, wenn die maximale Kopfverschiebung der Widerlagerwand erdseitig den Betrag von ca.  $5 \cdot s_{h,a}$  bzw. 1 % der Wandhöhe  $h$  nicht überschreitet.



$$s_{h,a} = 0,0020 \cdot h \text{ (Fußpunktrotation)}$$

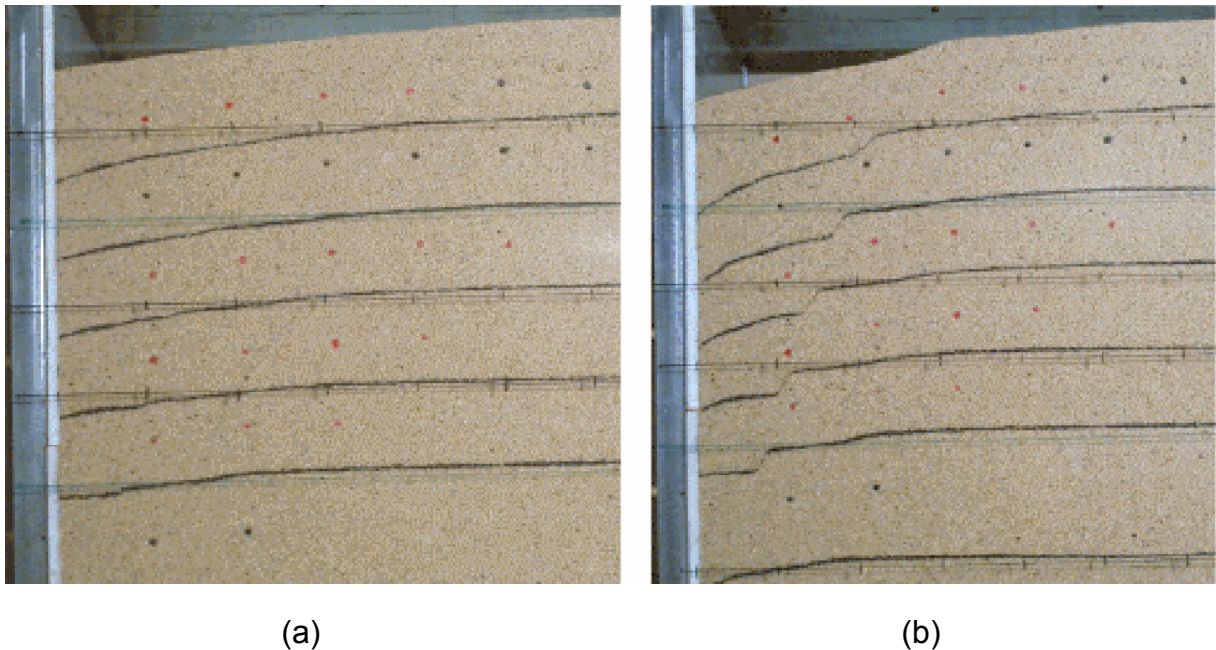
$$s_{h,a} = 0,0005 \cdot h \text{ (Kopfunktrotation und Parallelverschiebung)}$$

**Bild 8** Erddruckbeiwert-Weg-Diagramm nach [10]

Durch die zyklische Wiederholung der Bewegung infolge Temperaturschwankung  $\Delta T_N$  (vgl. Bild 6) wird eine fortschreitende Verdichtung der Hinterfüllung ausgelöst, wie sie von Schleusenwänden bekannt ist [13]. Diese Verdichtungswirkung muss nach den derzeit gültigen Regelungen berücksichtigt werden [7]. Neben einer Erhöhung des Erddrucks in den unteren Schichten hat diese Verdichtung Setzungen im Hinterfüllbereich zur Folge. Bild 9 zeigt die in Versuchen von *England* und *Tsang* beobachteten Setzungen, die anschaulich die Verdichtung der Hinterfüllung belegen [4]. Weitere Setzungen werden durch die monotone positive Wandbewegung  $s_h$  aus Kriechen und Schwinden verursacht. Sofern die Setzungen eine für den Fahrkomfort kritische Größenordnung erreicht, müssen Gegenmaßnahmen z. B. durch die Anordnung einer Schlepp-Platte vorgesehen werden.

Als Ergebnis der Auswertung von großmaßstäblichen Modellversuchen hat *Vogt* [13] eine empirische Beziehung aufgestellt, welche die Abhängigkeit zwischen dem mobilisierten

Erddruckbeiwert  $K_{mob}$  und den Verschiebungen  $s_h(z)$  für jede Stelle einer Wand mit der Tiefe  $z$  beschreibt [7].



**Bild 9** Setzung der Hinterfüllung in Versuchen von *England* und *Tsang* mit  $s_h/h = 0,005$  nach (a) 25 Jahreszyklen und (b) 55 Jahreszyklen [6]

Für die passive Mobilisierung gilt ausgehend vom Erdruchdruck nach *Vogt* [7]:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{s_h/z}{a + s_h/z} \quad (1)$$

mit:  $a = 0,01$

Für die aktive Mobilisierung gilt ausgehend vom Erdruchdruck entsprechend:

$$K_{a,mob}(z) = K_0 - (K_0 - K_{ah}) \cdot \frac{s_h/z}{b + s_h/z} \quad (2)$$

mit:  $b = a/10 = 0,001$

Für die näherungsweise unbehinderte Verschiebung des Überbaus aus der Temperaturschwankung  $\Delta T_{N,pos}$  kann die Verteilung des mobilisierten passiven Erddrucks über die Wandhöhe nach Gl. (3) berechnet werden. Die Wandverschiebung  $s_h$  hängt dabei von der Tiefe  $z$  ab.

$$e_{ph,mob}(z) = K_{ph,mob}(s_h/z) \cdot \gamma \cdot z \quad (3)$$

Die Bodenkennwerte sind für jedes Bauwerk im Einzelfall zu bestimmen. Die Hinterfüllung der Widerlager wird bei Straßen- und Wegebrücken jedoch einheitlich nach Richtzeichnung

Was 7 des Bundes ausgebildet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) wird horizontaler Erddruck mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{Ginf} = 1,0$  bzw.  $\gamma_{Gsup} = 1,5$  belegt (DIN-Fachbericht 101, Tabelle C.1). Unter diesen Voraussetzungen können für die Ermittlung des Erddrucks aus der Hinterfüllung die Baugrundannahmen gemäß Tabelle 1 verwendet werden. Wegen der hohen Druckspannungen bei negativen Wandverschiebungen wird für die passive Mobilisierung ein Wandreibungswinkel  $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$  angenommen. Sofern der mobilisierte Erddruck ungünstig wirkt, darf er auch für  $\varphi' = 35^\circ$  unter Annahme einer ebenen Gleitfläche nach *Culmann* berechnet werden. Für eine kohäsionslose Hinterfüllung nach Richtzeichnung WAS 7 mit einem inneren Reibungswinkel von  $\varphi' = 35^\circ$  ergeben sich die Grenzwerte des Erddrucks nach Tabelle 2.

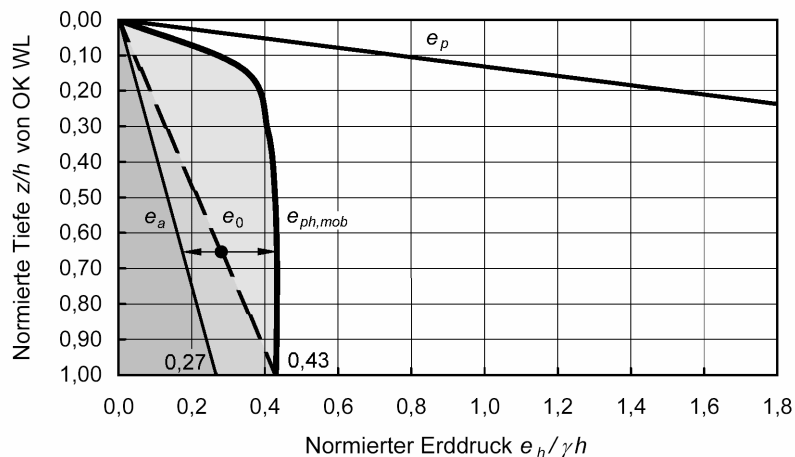
**Tabelle 1** Baugrundannahmen nach DIN 1054 (2005-01)

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$\delta_a$ [°]	$\tan \delta_{S,k}$ [-]	$E_a, E_0, E_p$ [-]	$\sigma_{zul}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Hinterfüllung nach Was 7	19	35	0	0 -0,43	$E_{mob}(s_h)$ $k_h(s_h)$	-	0

**Tabelle 2** Grenzwerte des Erddruckbeiwertes für drainierte Hinterfüllung mit  $\varphi' = 35^\circ$

$\varphi' = 35^\circ$		$\delta_a$ [°]	$\tan \delta_{S,k}$ [-]	$K$ [-]	Gleitfläche
Aktiver Erddruck	$K_a$	0	0	0,27	eben nach <i>Culmann</i>
Erdruhedruck	$K_0$	0	0	0,43	eben nach <i>Culmann</i>
Passiver Erddruck	$K_{ph}$	$-2/3 \cdot \varphi'$	-0,43	7,59 9,15 9,23	gekrümmt nach <i>Caquot / Kérisel</i> eben nach <i>Blum</i> eben nach <i>Culmann</i>

Normiert man die Erddruckverteilung  $e_{ph,mob}(z)$  auf die Wandhöhe  $h$  des Widerlagers, so kann die Verteilung der Erddruckbeiwerte  $K_{ph,mob}$  über die Wandhöhe in Abhängigkeit von der Wandkopfverschiebung anschaulich dargestellt werden. Bild 10 zeigt die Erddruckverteilungen für eine Drehungen der Rahmenstiele um den Fußpunkt von  $s_h/h = 0,63 \text{ ‰}$ , wie sie sich beispielsweise für einen symmetrischen Rahmen mit 35 m Stützweite und 7,5 m Gesamthöhe ergibt (vgl. Bild 3).



**Bild 10** Verteilung des normierten Erddrucks  $e_h / g h = K_{ph,mob} \cdot z / h$  über die Wandhöhe für eine relative Kopfverschiebung von  $s_h / h = 0,001$

Bei einer Abkühlung des Überbaus kann i. d. R. der aktive Erddruck als Untergrenze für die Reaktion der Hinterfüllung angesetzt werden. Die dafür erforderliche Verschiebung der Widerlager sollte zumindest überschlägig kontrolliert werden.

## 2.3 Lagerungsbedingungen

Die Verteilung der Momente in Rahmentragwerken hängt wesentlich vom Steifigkeitsverhältnis von Stiel und Riegel sowie von den Lagerungsbedingungen ab. Die Biegesteifigkeit des Rahmens wird in der statischen Berechnung über die Querschnittsgeometrie und einen realitätsnahen Wert für den E-Modul  $E_{c0}$  erfasst. Die Lagerungsbedingungen sind ebenfalls realitätsnah mit charakteristischen Werten für die Steifigkeit abzubilden. In der Regel sind dafür obere und untere Grenzwerte für die Nachgiebigkeit des Baugrundes zu betrachten.

Die vertikale Federsteifigkeit der Gründung wird bei herkömmlichen Brückentragwerken im statischen System meist vernachlässigt. Stattdessen werden auf der Einwirkungsseite die wahrscheinliche und die mögliche Setzung berücksichtigt, die durch den Bodengutachter beschrieben wird. Integrale Einfeldrahmen sind gegenüber vertikalen Setzungen weitgehend unempfindlich. Eine Berücksichtigung kann z. B. über Vertikalfedern erfolgen, welche die Setzung unter ständigen Einwirkungen zutreffend wiedergibt.

Die horizontalen Fußfesthaltungen eines Rahmens bestimmen maßgeblich den Momentenverlauf im Riegel. Ihre zutreffende Abbildung ist daher besonders wichtig. Die betragsmäßig größten Rahmeneckmomente werden i. d. R. bei Annahme einer unverschieblichen Lagerung ermittelt. Gleichzeitig gehört hierzu die obere Abschätzung für die Horizontalkräfte am

Rahmenfuß. Eine Aufnahme von Horizontalkräften ist jedoch nicht ohne Verschiebung möglich, da der Sohlwiderstand erst durch eine entsprechende Verformung aktiviert werden kann. Gleichzeitig muss die Fußverschiebung jedoch so klein sein, dass keine Störungen im Baugrund – z. B. durch Gleiten – ausgelöst werden. Darüber hinaus weckt die Fußverschiebung des Rahmens Teile des passiven Erdwiderstandes im unteren Bereich der Stiele. Als untere Grenze für die Steifigkeit der horizontalen Fußfeder kann demnach eine Verschiebung von ca. 2,5 ‰ der Stielhöhe angenommen werden. Diese Verschiebung reicht aus, um bei monotoner Bewegung ca. 50 % des passiven Erddrucks zu wecken. Die horizontale Verschiebung unter ständigen Einwirkungen sollte jedoch im Regelfall nicht größer als 1 cm sein und auch nicht größer als die Verschiebung, die sich am frei verschieblichen System ergibt (Tabelle 3).

**Tabelle 3** Erfassung der horizontalen Nachgiebigkeit der Rahmengründung

Unterer Grenzwert für die horizontale Fußfeder $c_{fx}$	Oberer Grenzwert für die horizontale Fußfeder $c_{fx}$
$s_h = 0,0025 \cdot h \leq 0,01 \text{ m}$ $\leq s_h(c_{fx} = 0)$	$s_h = 0$ (unverschieblich)

Für die untere Grenze der horizontalen Steifigkeit der Fußfeder ist die Annahme eines frei verschieblichen Systems insbesondere für kleine Spannweiten oft maßgebend (vgl. Beispiel aus Bild 1). Für typische Rahmen mittlerer Spannweite, deren Gründung unterhalb der Gradienten des unterführten Verkehrsweges liegt, ist meist die Grenze für die erdseitige Fußverschiebung von ca. 1 cm maßgebend.

Die obere Grenze des am Fuß unverschieblich gehaltenen Rahmens erfasst die Bedingungen bei Rissbildung und deckt Umlagerungen infolge Kriechverformungen im Bauwerk ab, denen der Boden wegen des mobilisierten Erddrucks nicht zwängungsfrei folgen kann.

Alternativ kann insbesondere bei geneigten Aufstandsflächen der Fundamente oder bei sehr kleinen Stützweiten eine gemeinsame Feder in Richtung der resultierenden Fußkraft unter ständigen Einwirkungen definiert werden, deren Steifigkeit die zugehörige Setzung realitätsnah abbildet. Senkrecht dazu genügt dann i. d. R. die Annahme einer unverschieblichen Lagerung.

Der Widerstand des Bodens gegenüber einer Verdrehung der Aufstandsfläche kann gut über eine Bodendrehfeder in der Mittellinie der Aufstandsfläche abgebildet werden. Bereits in Anhang 2 zu [9] wurde am Beispiel einer Fußgängerbrücke auch die Ermittlung der

Bodendrehfeder nach Gl. (4) gezeigt. Alternativ kann die Verkantung unter ausmittiger Sohlpressung auch nach DIN 4019-2, Kapitel 6 ermittelt werden.

$$c_{\varphi} = \frac{a \cdot b^2 \cdot E_s}{f_{\alpha} \cdot (1 - \nu^2)} \quad (4)$$

mit:

- $a$  Länge der Aufstandsfläche, Abmessung parallel zur Drehachse
- $b$  Breite der Aufstandsfläche, Abmessung senkrecht zur Drehachse
- $E_s$  Steifemodul
- $f_{\alpha}$  Formbeiwert:  $f_{\alpha} = 5,73$  für Rechteckfundamente mit dreieckiger Sohlspannungsverteilung
- $\nu$  Querkontraktionszahl des Bodens: für übliche Fälle ist die Abschätzung  $\nu \approx 0$  ausreichend genau

## 2.4 Einfluss der Erddruckmobilisierung bei Brücken mit geringer Gesamtlänge

Bei der Bemessung von Rahmen nach DIN 1075 (1981-04) durften bei Straßenbrücken bis zu einer Überbaulänge von 20 m die Zwangsschnittkräfte vernachlässigt werden. Diese pauschale Vereinfachung zielt auf einfache, symmetrische Rahmen, bei denen der Verschiebungsruhepunkt in Bauwerksmitte liegt.

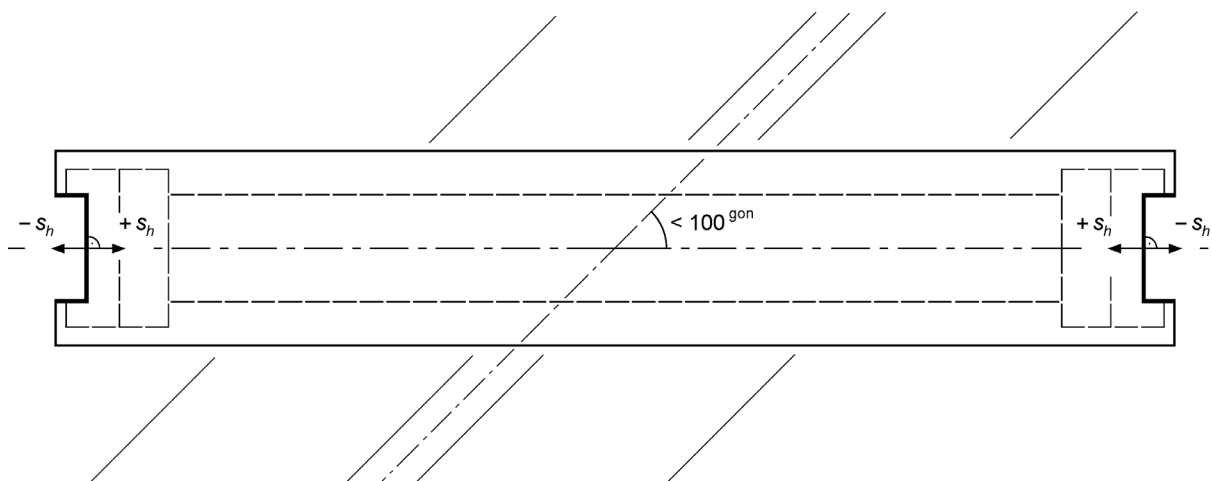
Für die Mobilisierung von Erddruckanteilen über den Erdruchdruck hinaus sind allgemein nicht die monotonen Verformungen aus Kriechen und Schwinden verantwortlich, sondern wesentlich die Anteile aus zyklischen Temperaturschwankungen  $\Delta T_N$ . In Zusammenhang mit DIN 1075 betragen die maßgebenden charakteristischen Werte für Betonbrücken nach DIN 1072 (1985-12) hierfür  $\Delta T_{N, \text{pos}} = 20 \text{ K}$  und  $\Delta T_{N, \text{neg}} = -30 \text{ K}$  bezogen auf eine Aufstelltemperatur von  $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Bei einfachen Verhältnissen betrug damit die freie, zyklisch auftretende Kopfverformung der Stiele von Betonrahmen bis 20 m Gesamtlänge maximal  $\Delta s_h = 5 \text{ mm}$ . Die Vergleichsrechnung mit realistischen Stielhöhen über 5,0 m zeigt, dass bei Anwendung der Theorie nach *Vogt* eine Verdrehung der Stiele von  $\Delta s_h / h < 1/1000$  im unteren Stielbereich nur geringe Anteile über den Erdruchdruck hinaus mobilisiert werden. Weiterhin beruht der Ansatz nach *Vogt* auf der Annahme, dass bei den zyklischen Verformungen im Hinterfüllbereich Verschiebungen im Korngerüst stattfinden, die in der Sommerstellung jeweils zu einer Verdichtung und in der Winterstellung zu einem Nachrollen der Hinterfüllung führen. Über viele Zyklen zeichnet sich dabei ein Abriss analog zum

aktiven Gleitkeil ab (vgl. Bild 9 b). In den Versuchen und in Simulationsrechnungen werden dabei trockene Sand- oder Sand-Kies-Gemische zugrunde gelegt. In der Praxis wird durch Feinanteile und Eigenfeuchte des Bodens eine geringe Kohäsion wirksam sein. Nicht jede kleinste Verformung kann daher zu Verschiebungen im Korngerüst und damit zu der für die Mobilisierung erforderlichen Verdichtung führen. Auch im oberen Bereich der Hinterfüllung wird daher bei einer Verdrehung  $\Delta s_h/h < 1/1000$  die Mobilisierung tatsächlich kleiner ausfallen als in Bild 10 gemäß *Vogt* ermittelt.

Die ältere Regelung aus DIN 1075 (1981-04), Abs. 7.1.2 gibt daher eine plausible Grenze für einen maßgebenden Einfluss der Mobilisierung von Erddruckkräften oberhalb des Erdruhe-drucks an. bei Stahlbetonrahmen an. Bis zu einer Kopfverschiebung der Stielaußenkante von  $\Delta s_h \leq 5$  mm aus der charakteristischen Jahrestemperaturschwankung  $\Delta T_{N, \text{pos}} - \Delta T_{N, \text{neg}}$  und einer Stielhöhe  $h \geq 5,0$  m kann daher der Einfluss der Mobilisierung i. d. R. vernachlässigt werden. Bei einer vereinfachten Rechnung ohne Mobilisierung sollten jedoch zumindest die Grenzwerte des aktiven Erddruckes und des Erdruhe-druckes bei der Bemessung berücksichtigt werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) sind dafür gemäß DIN-Fachbericht 101, Tabelle C.1 jeweils die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G, \text{sup}} = 1,5$  oder  $\gamma_{G, \text{inf}} = 1,0$  zugrunde zulegen. Bei anderen Randbedingungen ist der Einfluss der Erddruckmobilisierung zu berücksichtigen.

## 2.5 Schiefe

Bereits in [9] haben wir kurz erläutert, dass die Mobilisierung und die mit ihr einhergehenden Verschiebungen im Korngerüst der Hinterfüllung möglichst senkrecht auf die Außenseite der Stiele wirken sollte. Die schwache Hauptachse der Fundamente sollte deshalb ebenfalls senkrecht zur Tragwerksebene orientiert sein.



**Bild 11** Ideale Anordnung der Rahmenstiele bei Kreuzungswinkeln unter 100 gon

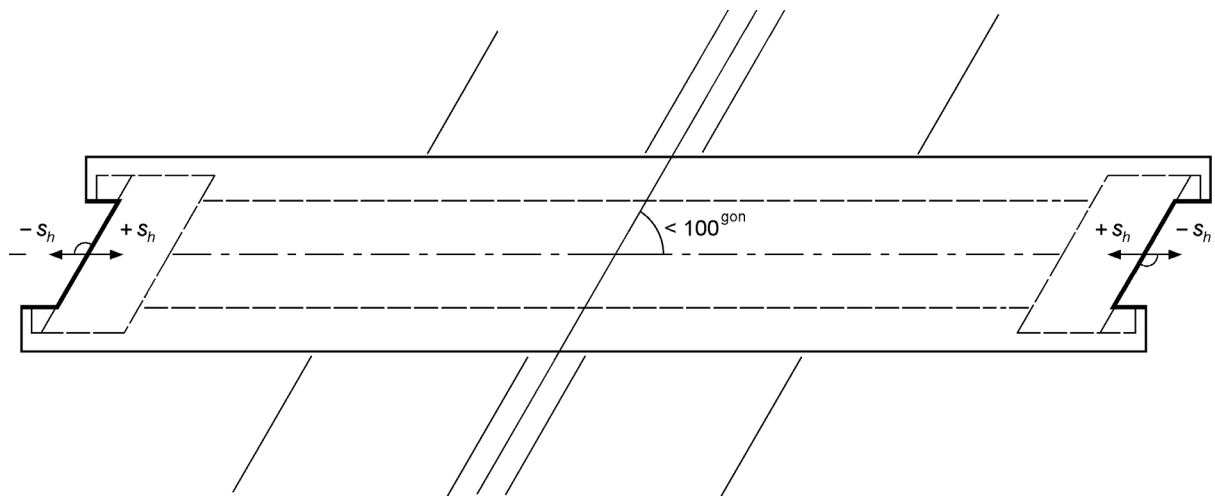
Bei vielen Bauwerken, insbesondere solchen im bestehenden Straßennetz, erlauben die Randbedingungen keine entsprechende Ausrichtung der Rahmenstiele. Deshalb sollten die Auswirkungen der Schiefe nochmals eingehender untersucht werden. Neben der Handrechnung können hierfür auch nichtlineare Berechnungen durchgeführt werden, wie sie z. B. im Zuständigkeitsbereich der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) für Schleusenwände und deren Hinterfüllung üblich sind.

Tastrechnungen bestätigen die Verdichtung und die damit einhergehenden Verformungen im Boden. Die Effekte in den Kontaktbereichen zwischen Hinterfüllung und Bauwerk reagieren dabei sehr empfindlich auf die Modellierung und die Kalibrierung der Parameter wie z. B. des Reibungswinkels  $\varphi$ . Grundsätzlich treten die Verschiebungen im Korngerüst jedoch als Scherverformungen auf, die bei Bewegungen senkrecht zur Kontaktfläche gut über einen ebenen Setzungs- und Spannungszustand ausgedrückt werden können. Die Wandreibung fällt dabei immer geringer aus als die Reibung innerhalb des Korngerüstes, unabhängig davon, ob die Kontaktfuge ohne Trennlage wie im Versuch oder mit Dränschicht nach Was 7 ausgeführt wird. Es kann daher nicht überraschen, dass in Bild 9 an den dunklen Schichtlinien keinerlei Verzahnung zwischen Wand und Korngerüst festgestellt werden kann.

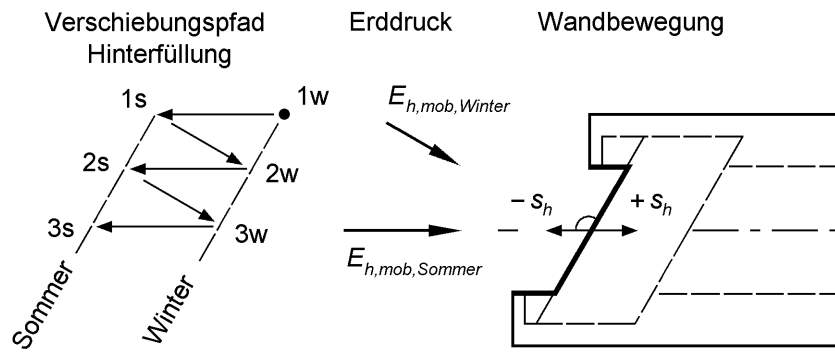
Weicht die Hauptbewegungsrichtung von der Senkrechten zur Rahmenrückseite ab (Bild 12), so bedeutet die geringe Reibung in der Kontaktfläche, dass neben vertikalen Setzungen auch horizontale Verschiebungen auftreten. Die Verschiebungen resultieren nicht alleine aus dem Überschreiten der Reibung innerhalb des Korngerüstes in der Sommerstellung, sondern größtenteils aus dem Nachgeben des zunächst verdichteten Materials bei der Entspannung im Winter. Hier stellen sich die Verschiebungen entsprechend dem energetisch günstigsten Zustand ein, der bei einer Kornbewegung senkrecht auf die Wand zu erreicht wird. Während in der Sommerstellung damit bis zu einem bestimmten Anteil des Reibungswinkels kaum horizontale Gleitungen auftreten, bewegt sich die Hinterfüllung in der Winterstellung senkrecht auf die Stielrückseite zu. Die dabei entstehende Gleitung kann sich in der Fahrbahn insbesondere im Bereich der Borde abzeichnen. In der Richtzeichnung HE-Int 01 [10] wurde deshalb der Anwendungsbereich der integralen Bauweise pauschal auf Kreuzungswinkel zwischen 80 und 100 gon beschränkt.

Statisch gesehen können die Erddruckresultierenden bei schiefen Widerlagern nicht mehr vollständig über den Rahmen kurzgeschlossen werden. Es bleiben Komponenten senkrecht zur Bauwerksebene übrig, die bei der Berechnung der Schnittgrößen und bei den Nachweisen zur Tragfähigkeit des Baugrundes berücksichtigt werden müssen. Der Einfluss der Schiefe muss im Rechenmodell daher nicht nur bei der Bemessung des Überbaus und der Rahmenecken verfolgt werden. Auch die Orientierung der Bodendrehfedern und der Erddruckresultierenden sind realitätsnah abzubilden.





**Bild 12** Ungünstige Anordnung der Rahmenstiele bei Kreuzungswinkeln unter 100 gon



**Bild 13** Horizontale Verschiebungen in der Hinterfüllung und Grenzfälle für die Richtung der Erddruckresultierenden im Winter und im Sommer

Die Größe der horizontalen Gleitungen zwischen Bauwerk und Hinterfüllung hängt maßgebend von der Größe der auftretenden Verformungen  $\Delta s_h$  insgesamt und der damit verbundenen Erddruckmobilisierung ab. Wie in Abschnitt 2.4 bereits erläutert, ist dieser Einfluss bei zyklisch auftretenden Verformungsspielen  $\Delta s_h \leq 5 \text{ mm}$  und einer Verdrehung der Stiele  $s_h/h \leq 1/1000$  gering. Bei kurzen Rahmentragwerken können deshalb entsprechend dem bisherigen Erfahrungsbereich auch Kreuzungswinkel unter 80 gon problemlos ausgeführt werden. Der Einfluss der Schiefe ist bei der statischen Berechnung auch dort in jedem Einzelfall sorgfältig zu untersuchen und bei den Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen. Bei Verformungsspielen über  $\Delta s_h > 5 \text{ mm}$  sollten die Grenzen gemäß Richtzeichnung HE-Int 01 eingehalten werden [10].

## **3 Hinweise für die Bemessung**

### **3.1 Grenzen für die Anwendung der Stahlbetonbauweise**

Die Anforderungen an die Standsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken können DIN-Fachbericht 102 entnommen werden. Die Einhaltung der Anforderungen aus den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) muss mit konstruktiv vertretbarem Aufwand erreicht werden. Die erforderliche Bewehrung muss sinnvoll in den Bauteilen zu verlegen sein. Dabei sind erforderliche Stöße der Bewehrung ebenso zu berücksichtigen wie die zur Herstellung erforderlichen Einfüll- und Rüttellücken, zu denen auch die ZTV-ING Hinweise bereithält. Eine Bewehrung mit bis zu drei Lagen und lichten Stababständen von ca. 10 cm kann von erfahrenen Baufirmen im Allgemeinen noch beherrscht werden.

An den Ansichtsflächen der Stege ist darauf zu achten, dass bei mehrlagig ausgebildeter Zuggurtbewehrung eine angemessene Längsbewehrung auch in den Stegen vorhanden ist. Starke Sprünge im Bewehrungsgehalt sind zu vermeiden.

Neben der Einhaltung der Anforderungen an die Standsicherheit sowie die Begrenzung der Rissbreite auf  $w_k \leq 0,2$  mm ist für die Gebrauchstauglichkeit einer Brücke die Einhaltung der Form von wesentlicher Bedeutung. In DIN-Fachbericht 102, II-4.4.3 wurden zwar allgemeine Anforderungen an die Begrenzung der Verformungen aufgenommen und Hinweise zur Verformungsberechnung gegeben. Auf die Übernahme von Verformungsgrenzwerten aus DIN 1045-1, Abschnitt 11.3.1 wurde jedoch verzichtet. Die Spannbetonbauweise erlaubte bislang auch bei großen Spannweiten eine sinnvolle Begrenzung der Verformungen. Im klassischen Einsatzbereich der Stahlbetonbauwerke spielten Verformungen wegen der geringen Schlankheit keine maßgebliche Rolle. Mit zunehmender Spannweite der Stahlbetonrahmen gewinnt die Begrenzung der Verformungen jedoch an Bedeutung. Der mögliche Übergang in den gerissenen Zustand führt zu einem Steifigkeitsabfall, der bei der Verformungsermittlung zu berücksichtigen ist.

Die Verformung unter ständigen Einwirkungen wird im Brückenbau allgemein überhöht, so dass nach Abklingen der zeitabhängigen Verformungen infolge Kriechen und Schwinden die vertraglich vereinbarte Sollgradienten erreicht wird. Als Grenzwert wird deshalb in Anlehnung an DIN 1045-1, 11.3.1 (9) unmittelbar nach dem Ablassen des Traggerüsten eine maximal zulässige Abweichung von der Sollgradienten im Sinne einer Überhöhung von 1/250 der Stützweite angenommen. Weitergehende Anforderungen aus den Bedingungen an eine Ausgleichsgradienten gemäß ZTV-ING Teil 1, Abschnitt 2, Abs. 3.4 sind ggf. zu beachten. Die Durchbiegung infolge häufig auftretender Verkehrslasten sollte auf 1/500 der Stützweite begrenzt bleiben. Die in der nachfolgenden Parameterstudie angesetzten Verformungs-

begrenzungen sind in Tabelle 4 zusammengestellt. Bei der Ermittlung der Vorformungen sind die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden sowie aus Rissbildung im Gebrauchszustand zu berücksichtigen.

**Tabelle 4** Empfehlung zur Begrenzung der Verformung von Stahlbetonrahmen

Einwirkung	Ständig, einschließlich Kriechen	Verkehr häufiger Anteil <sup>1)</sup>
Verformung bezogen auf die Stützweite $L$	$\max w = L / 250$	$\max w = L / 500$

<sup>1)</sup> häufige Anteile  $\nu_1$  für LM 1 gemäß DIN-Fachbericht 101, Anhang IV-C, Tabelle C2

### 3.2 Interaktion zwischen Biegung und Querkraft

Die Querschnittsbemessung erfolgt bei Betonbrücken getrennt für Biegung und Normalkraft einerseits und Querkraft andererseits. Stabförmige Tragglieder erhalten dabei grundsätzlich eine Querkraftbewehrung. Der Nachweis dieser Querkraftbewehrung erfolgt im gerissenen Zustand mit Hilfe eines Fachwerkmodells. Dabei ist grundsätzlich das Versatzmaß nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.2.4.2, Bild 4.13 zu berücksichtigen. Der entsprechende Zugkraftanteil  $\Delta F_{sd}$  in der Längsbewehrung infolge Querkraft ist auch bei den Nachweisen der Rissbreitenbegrenzung anzusetzen. Die Neigung der Druckstreben ist dabei in Übereinstimmung mit der Querkraftbemessung zu wählen. Die meisten Programme liefern zunächst eine reine Querschnittsbemessung. Ob die erforderliche Verlängerung der Biegebewehrung zur Zugkraftdeckung in den Ausgabedaten bereits enthalten ist, muss in jedem Fall verantwortlich geprüft werden. Erforderlichenfalls ist der Nachweis der Zugkraftdeckung gesondert zu führen.

### 3.3 Besonderheiten bei der Querkraftbemessung

Viele integrale Betonbrücken mittlerer Spannweite liegen im Bereich einer Kuppe mit Hochpunkt im Feldbereich. An den Überbauenden fallen dort sowohl die Querschnittsränder als auch die Schwerachse zum Auflager hin. Die Querkraftbewehrung wird aus baupraktischen Gründen jedoch i. d. R. vertikal ausgerichtet. Die meisten Stabwerksprogramme ermitteln die Querkraftbewehrung für jeden Bemessungsschnitt einzeln, wobei ein parallelgurtiges Fachwerk nach DIN-Fachbericht 102, Bild 4.13 zugrundegelegt wird. Die

Druck- und Zugkräfte in den Gurten liefern rechnerisch dabei keine Komponenten zur Querkraft. Die Orientierung der Bügel wird mit  $\alpha = 90^\circ$  angesetzt. Ist die Stabachse der auflagnahen Stäbe um den Winkel  $\beta$  gegenüber der Horizontalen geneigt (Bild 14), so ergeben sich daraus folgende Besonderheiten:

- Die vertikalen äußeren Einwirkungen erzeugen Querkräfte und Normalkräfte. Die Querkraft fällt dabei geringer aus als bei Lage der Stabachse senkrecht zur Wirkungsrichtung der Gravitation.
- Werden die Bügel wie üblich vertikal ausgerichtet, so ergibt sich der Winkel zwischen Stabachse und Bügel zu  $\alpha = 90^\circ + \beta$ , wobei der Winkel  $\beta$  die Neigung der Stabachse gegenüber der Horizontalen angibt.
- Die Bügelkräfte fallen bei gleicher Querkraft größer aus als für  $\alpha = 90^\circ$ .

Die größeren Bügelzugkräfte für  $\alpha = 90^\circ + \beta$  sind durch entsprechende Erhöhung des Bügelquerschnitts zu berücksichtigen. Beispiele für Erhöhungsfaktoren in Abhängigkeit von der Stabneigung  $\beta$  sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Die nach DIN-Fachbericht 102 möglichen Grenzwerte für die Druckstrebenneigung werden mit  $\cot \theta = 7/4$  und  $\cot \theta = 1,2$  getrennt untersucht.

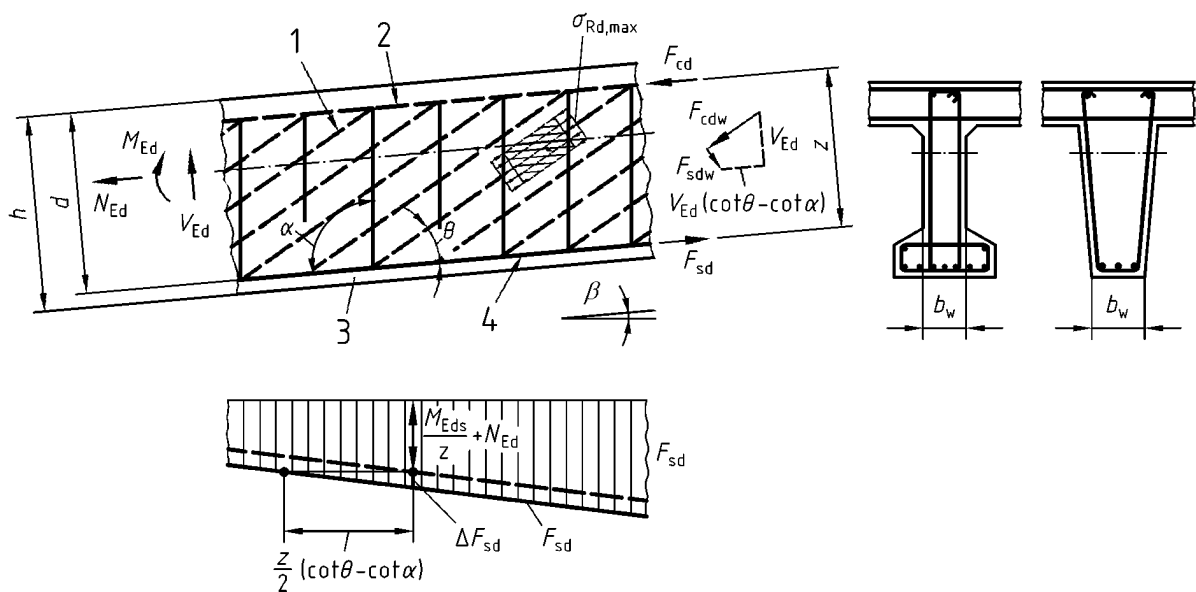
$$\text{erf } a_{s,w} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (5)$$

$$\frac{\text{erf } a_{s,w}(\beta)}{\text{erf } a_{s,w}(\alpha = 90^\circ)} = \frac{\cot \theta}{(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (6)$$

mit:  $\alpha = 90^\circ + \beta$

**Tabelle 5** Erhöhungsfaktoren für die Querkraftbewehrung infolge Stabneigung

Stabneigung $\beta$ [°]	2	4	6	8	10
$a_{s,w} / a_{s,w}(\alpha = 90^\circ)$ für $\cot \theta = 7/4$	1,021	1,044	1,070	1,098	1,129
$a_{s,w} / a_{s,w}(\alpha = 90^\circ)$ für $\cot \theta = 1,2$	1,031	1,064	1,102	1,144	1,190



Dabei ist

- 1 Druckstrebe
- 2 Druckgurt
- 3 Zugstrebe; Querkraftbewehrung
- 4 Zuggurt; Längsbewehrung
- $\alpha$  Winkel zwischen Schubbewehrung und Bauteilachse, hier:  $\alpha = 90^\circ + \beta$
- $\theta$  Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteilachse
- $\beta$  Winkel zwischen der Bauteilachse und der Horizontalen
- $F_{sd}$  Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung
- $F_{cd}$  Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Bauteilachse
- $b_w$  kleinste Querschnittsbreite
- $z$  innerer Hebelarm im betrachteten Bauteilabschnitt
- $\Delta F_{sd}$  Zugkraftanteil in der Längsbewehrung infolge Querkraft mit  
 $\Delta F_{sd} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$

**Bild 14** Fachwerkmodell für querkraftbeanspruchte Bauteile mit parallelen Gurten und gegenüber der Horizontalen geneigten Stabachse

### 3.4 Hinweise zum Nachweis der Rissbreite

Bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist bei Stahlbetonbrücken eine stark vereinfachte Nachweisführung nicht ausreichend. Sie würde zu unwirtschaftlichen und teilweise auch zu unzutreffenden Ergebnissen führen. Insbesondere bei der Begrenzung der Rissbreite ist ein vereinfachter Nachweis ausschließlich über die Durchmesserstabelle (Tabelle 4.120 in DIN-Fachbericht 102) zu ungenau. Die Berücksichtigung des Bewehrungsgehaltes und der Bewehrungsverteilung über die Stababstandstabelle (Tabelle 4.121 in DIN-Fachbericht 102) oder über direkte Berechnung nach DIN-Fachbericht

102, Abschnitt II-4.4.2.4 ist in allen Bereichen erforderlich, in denen die Randzugspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination die Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  überschreiten.

Hinweise und Literaturangaben zur Ermittlung der Mindestbewehrung bei Zwang können der Erg ZTV-ING Hessen, Abschnitt 3.2 entnommen werden [10].

### **3.5 Hinweise zur Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen**

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden die aus Zwang entstehenden Schnittgrößen in Stahlbetonbauteilen wegen des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung deutlich vermindert. Bislang durften die Zwangsschnittkräfte deshalb nach DIN 1075, Abschnitt 7.1.2 bei monolithischen Straßenbrücken bis 20 m Länge vernachlässigt werden. Das neue Bemessungskonzept der DIN-Fachberichte lässt diese Vereinfachung nicht mehr zu. Die Zwangsschnittgrößen sind nun grundsätzlich zu berücksichtigen. Der Abbau der Zwangsschnittkräfte beim Übergang in den Zustand II darf derzeit gemäß ARS 11/2003 durch die pauschale Abminderung der Steifigkeit auf 60 % des Zustandes I berücksichtigt werden. Auch für eine genauere Berechnung, bei welcher der Steifigkeitsabfall mit Hilfe nichtlinearer Verfahren ermittelt wird, müssen mindestens 40 % der Steifigkeiten des Zustandes I angesetzt werden. Durch eine geeignete Querschnittswahl in den einzelnen Bauteilen ist es möglich, die entstehenden Zwangbeanspruchungen in gewissen Grenzen zu steuern.

### **3.6 Nachweise gegen Ermüdung**

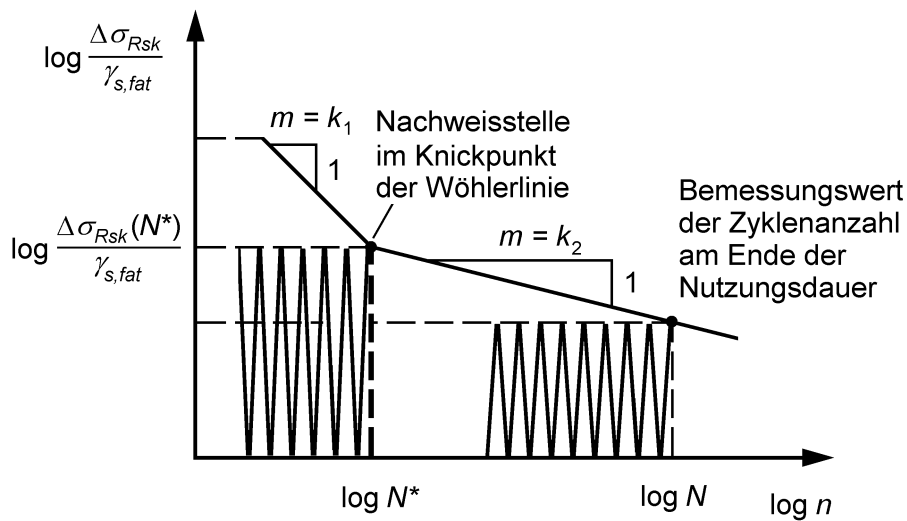
Integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise fallen nicht unter die in DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.1 (102) aufgeführten Tragwerke, für die ein Ermüdungsnachweis nicht geführt werden muss. In Feldmitte unten und in den Rahmenecken oben bzw. außen treten meist schon unter ständigen Einwirkungen Zugspannungen nahe der Zugfestigkeit auf. Mit einem Übergang der genannten Querschnitte in den gerissenen Zustand ist daher zu rechnen. Zum Nachweis des Betonstahls gegen Ermüdung entstehen häufig Fragen, von denen die wichtigsten hier nochmals in kurzer Form beantwortet werden sollen.

Als ermüdungswirksame Einwirkung ist das Ermüdungslastmodell 3 (ELM 3) nach DIN-Fachbericht 101, IV-4.6.4 anzusetzen. Die zugehörige Überfahrtszahl pro Jahr richtet sich nach der Verkehrskategorie, die entsprechend DIN-Fachbericht 101, Tabelle 4.5 anzusetzen ist. Die Anzahl der LKW-Fahrstreifen richtet sich nach dem Querschnitt und der Nutzung des

überführten Verkehrsweges. Während bei Autobahnen mit getrennten Überbauten für jede Richtungsfahrbahn pro Überbau nur ein LKW-Fahrstreifen angesetzt wird, ist für typische integrale Straßenbrücken bis RQ 15,5 nach ARS 10/2003 mit zwei LKW-Fahrstreifen zu rechnen. Die Zahl  $N_{obs}$  der Überfahrten pro Jahr bezieht sich dabei auf einen LKW-Fahrstreifen. In der Gegenrichtung ist die gleiche Anzahl von LKW-Überfahrten anzusetzen. Gerechnet wird dennoch mit den Schnittgrößen für einen LKW-Fahrstreifen und ein ELM 3. Der Einfluss des zweiten LKW-Fahrstreifens wird nachträglich beim Nachweis nach DIN-Fachbericht 102, II-A.106 über den Beiwert  $\lambda_{S,4}$  erfasst.

Der Einfluss der Fahrbahnunebenheit an Übergangskonstruktionen ist bereits auf der Einwirkungsseite durch den zusätzlichen Erhöhungsfaktor  $\Delta\varphi_{fat}$  nach DIN-Fachbericht 101, IV-4.6.1(7) zu berücksichtigen. Dieser Erhöhungsfaktor klingt von  $\Delta\varphi_{fat} = 1,30$  an der Übergangskonstruktion linear auf den Wert 1,0 im Abstand von 6,0 m vom Übergang ab. Er bezieht sich wegen der Achsabstände dabei auf höchstens zwei Achslasten des ELM 3. Bei integralen Bauwerken sind definitionsgemäß keine Übergangskonstruktionen im herkömmlichen Sinn vorhanden. Dennoch kann durch geringe Setzungen im Bereich des Übergangs vom Bauwerk auf die Hinterfüllung eine erhöhte Unebenheit entstehen. Die Radlasten unmittelbar neben dem Übergang auf das Bauwerk werden dabei direkt in den zugehörigen Stiel abgetragen und erzeugen keine Biegemomente. Die maßgebenden Momente in der Rahmenecke ergeben sich aus den Laststellungen des ELM 3 im Feld. Sofern dort alle Achsen mindestens 6,0 m vom Bauwerksende entfernt sind, wird der zusätzliche Erhöhungsfaktor  $\Delta\varphi_{fat}$  für den Nachweis auf Biegung nicht maßgebend. Lediglich für den Ermüdungsnachweis der Querkraftbewehrung im maßgebenden Schnitt – meist im Abstand  $d$  vom Auflagerand – kann eine geringe Erhöhung  $\Delta\varphi_{fat} > 1,0$  erforderlich werden.

Der Nachweis des Betonstahls erfolgt auf der Basis der Wöhlerlinie für den Stahl nach DIN-Fachbericht 102, II-A.106. Die Form der Wöhlerlinien ist in DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.8 festgelegt. Der Nachweis in Anhang 106 ist auf den Knickpunkt der Wöhlerlinie normiert, um die direkte Umrechnung in beide Bereiche zu ermöglichen. Die Umrechnung nach Anhang 106 unterstellt bei Brücken stets eine reale Schwingspielzahl im flachen Bereich der Wöhlerlinie mit der Neigung  $k_2$  (Bild 15). Die schädigungsäquivalente Schwingbreite  $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  verursacht dabei die gleiche Schädigung wie die Schwingbreite  $\Delta\sigma_{s,ELM3}$  des Ermüdungslastmodells 3 mit der real innerhalb der Nutzungsdauer auftretenden Zyklenzahl  $N$  unter Berücksichtigung aller Fahrspuren.



**Bild 15** Normierung der Ermüdungsnachweise für Betonstahl auf den Knickpunkt der Wöhlerlinie

Um ein einheitliches Berechnungsverfahren zu erreichen, wird in DIN-Fachbericht 102 die Schwingbreite  $\Delta \sigma_s$  für das Ermüdungslastmodell 3 einer LKW-Spur berechnet, wobei ein zusätzlicher Erhöhungsfaktor nach DIN-Fachbericht 102, A.106.2 (101) P berücksichtigt wird. Die Erhöhungsfaktoren von 1,75 an Zwischenstützen und 1,40 in den übrigen Bereichen schätzen dabei für übliche Verhältnisse die maximalen ermüdungsrelevanten Schnittgrößen aus Verkehr ab. Mit dem modifizierten Lastmodell 3 wird damit für Stahlbetonbauteile mit Biegung und Normalkraft und für Spannbetonbauteile der Übergang in den gerissenen Zustand abgeprüft. Die Wichtungsfaktoren 1,40 bzw. 1,75 werden anschließend durch einen entsprechend niedrigen Beiwert  $\lambda_{s,1}$  wieder zurückgenommen [3]. Der Beiwert  $\lambda_{s,1}$  erfasst darüber hinaus die Umrechnung der Schwingspielzahlen von einem Jahr auf 100 Jahre Nutzungsdauer und den Systemeinfluss. Für Zwischenstützen steigt der Beiwert  $\lambda_{s,1}$  ab einer Spannweite von 40 m deutlich an, da dort unter realen Bedingungen der Einfluss hintereinander fahrender LKW zu einer Erhöhung der Stützmomente gegenüber der Einzelüberfahrt des ELM 3 führt.

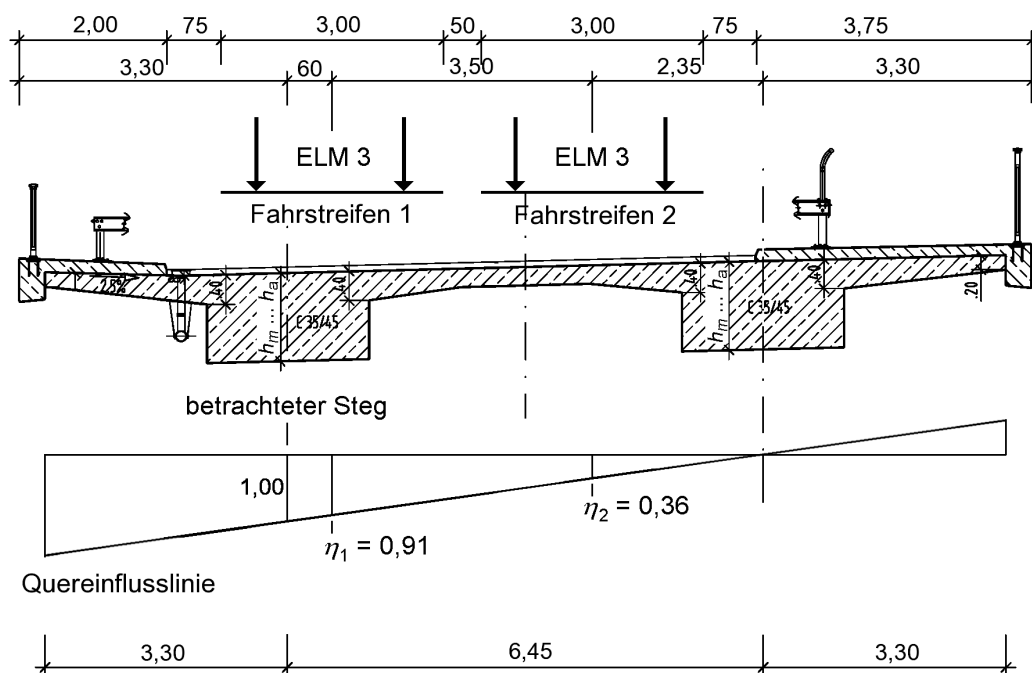
Bei integralen Brücken mit einem Feld gibt es keine Erhöhung der Rahmeneckmomente an den „Stützungen“ aus benachbarten Feldern. Die maßgebenden Momente in Feldmitte und in den Rahmenecken resultieren aus Stellungen des ELM 3 im Feldbereich. Bei integralen Rahmen kann deshalb einheitlich mit dem Wichtungsfaktor 1,40 für das ELM 3 und dem Beiwert  $\lambda_{s,1}$  nach Bild A.106.2 in DIN-Fachbericht 102 für „Felder und Einzelbauteile“ gerechnet werden.



Der Einfluss mehrerer LKW-Fahrs Spuren wird im Faktor  $\lambda_{S,4}$  erfasst. Dabei wird angenommen, dass die Überfahrten unabhängig voneinander erfolgen und weitere Fahrs Spuren damit lediglich zur Erhöhung der Schwingspielzahl  $N$  führen. In der ersten Ausgabe von DIN-Fachbericht 102 wurde zunächst die einfache Bestimmungsgleichung aus dem EC 2 Teil 2 übernommen, die über die BAST-Erfahrungssammlung weiterhin als Vereinfachung zugelassen ist [1].

$$\lambda_{S,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,j}}{N_{obs,1}}} \quad (7)$$

Die vereinfachte Ermittlung von  $\lambda_{S,4}$  nach Gl. (7) unterstellt, dass auf der Spur  $j$  pro Jahr  $N_{obs,j}$  Überfahrten des vollen ELM 3 stattfinden und dass die resultierenden Schnittgrößen aus allen LKW-Spuren voll in die Stahlspannung  $\sigma_s$  der betrachteten Bewehrung eingehen. Der Quereinfluss, der bei Plattenbalkenquerschnitten zu einer erheblichen Reduzierung der Schnittgrößen aus abgelegenen Fahrs Spuren führen kann, wird nicht erfasst. Gl. (7) ist damit vor allem für Hohlkastenquerschnitte ohne maßgebenden Einfluss aus Profilverformung zutreffend. Für Plattenbalkenquerschnitte liefert Gl. (7) dagegen zu ungünstige Ergebnisse. Das ELM 3 auf der zweiten LKW-Spur liefert eine deutlich geringere Spannungsschwingbreite als das für die Berechnung von  $\Delta\sigma_s$  verwendete ELM 3 auf der ersten bzw. ungünstigsten Fahrs Spur. Im Muster-Beispiel aus Anlage 2 beträgt das Verhältnis  $\eta_2 / \eta_1 \approx 0,4$  (Bild 16).



**Bild 16** Beispiel für Quereinfluss bei einer Bundesstraße mit RQ 10,5

Mit der Bestimmungsgleichung (A.106.5) für  $\lambda_{S,4}$  aus DIN-Fachbericht 102 (Ausgabe 2003) kann der Einfluss der Querverteilung berücksichtigt werden. Die Gleichung (A.106.5) wurde in ihrer jetzt gültigen Fassung schlicht aus DIN-Fachbericht 103 übernommen und stellt damit eine einheitliche Behandlung der ermüdungswirksamen Einwirkungen bei Stahl- und Betonbrücken sicher. Für das Beispiel mit zwei LKW-Fahrspuren aus Bild 16 (bzw. Anlage 2) kann die Gleichung (A.106.5) wie folgt geschrieben werden (Gl. (8)):

$$\begin{aligned} \lambda_{S,4} &= \sqrt[k_2]{1 + \frac{N_{obs,2}}{N_{obs,1}} \cdot \left( \frac{\eta_2 \cdot Q_{m2}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^{k_2} + \frac{N_{obs,3}}{N_{obs,1}} \cdot \left( \frac{\eta_3 \cdot Q_{m3}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^{k_2} + \dots + \frac{N_{obs,k}}{N_{obs,1}} \cdot \left( \frac{\eta_k \cdot Q_{mk}}{\eta_1 \cdot Q_{m1}} \right)^{k_2}} \\ &= \sqrt[k_2]{1 + \frac{N_{obs,2}}{N_{obs,1}} \cdot \left( \frac{\eta_2}{\eta_1} \right)^{k_2}} \end{aligned} \quad (8)$$

Die Werte für  $\lambda_{S,4}$  liegen bisweilen nur knapp über 1,0 und verführen dazu, den Beiwert insgesamt zu vernachlässigen. In die Nutzungsdauer des Bauwerks geht wegen des logarithmischen Formates der Wöhlerlinien jedoch nicht  $\lambda_{S,4}$  sondern  $(\lambda_{S,4})^{k_2}$  ein. Auch Beiwerte knapp über 1,0 führen daher zu maßgebenden Änderungen der Nutzungsdauer und sind rechnerisch konsequent zu verfolgen.

In Rahmenecken werden aus baupraktischen Gründen bisweilen Bewehrungsstäbe mit Muffenstößen verwendet. Die Form der Wöhlerlinie für Muffenkopplungen von Betonstahl ist in Tabelle 4.117 in DIN-Fachbericht 102, II-4.3.7.8 festgelegt. Ihr Knickpunkt liegt abweichend von herkömmlichem Betonstahl und Spannstahl bei  $N^* = 10^7$  Lastwechseln. Für diese Wöhlerlinie ist in Bild A.106.2 kein Beiwert  $\lambda_{S,1}$  angegeben. Um überhaupt einen Ermüdungsnachweis führen zu können, muss auf die Kurve Nr. 1 für Spannstahlkopplungen zurückgegriffen werden, die mit  $k_2 = 5$  die gleiche Neigung im flacheren Bereich der Wöhlerlinie hat. Die aufnehmbare Spannungsschwingbreite bei  $\Delta\sigma_{Rsk}(N^* = 10^7)$  muss dafür auf  $N = 10^6$  umgerechnet werden.

Für  $N_{obs} \cdot N_{years} \cdot n \geq N^*$  gilt:

$$\Delta\sigma_{Rsk}(10^6) = \Delta\sigma_{Rsk}(10^7) \cdot \sqrt[k_2]{\frac{10^7}{10^6}} = 1,58 \cdot \Delta\sigma_{Rsk}(10^7) \quad (9)$$

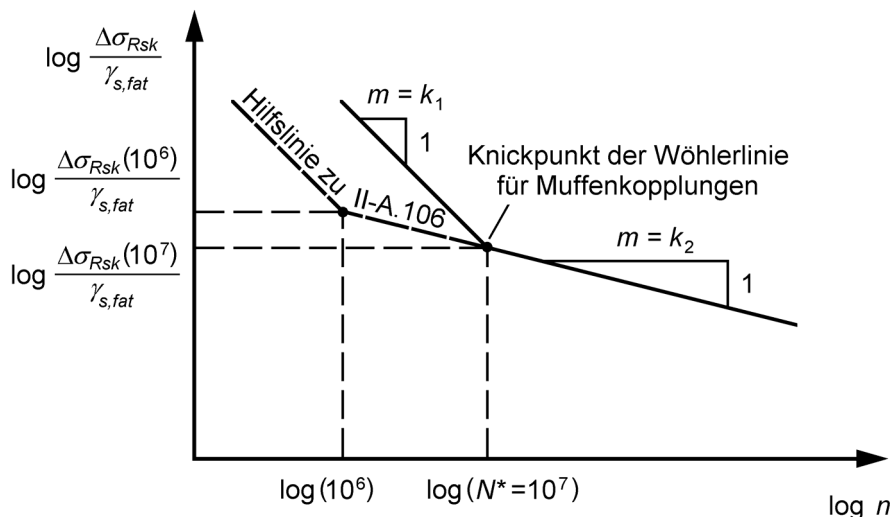
mit:

$N_{obs}$  Anzahl der LKW pro Fahrstreifen und Jahr DIN-Fachbericht 101, Tabelle 4.5

$N_{years} = 100$  nach ARS 11/2003

$n$  Anzahl der LKW-Fahrstreifen nach ARS 10/2003; bis RQ 15,5 gilt  $n = 2$

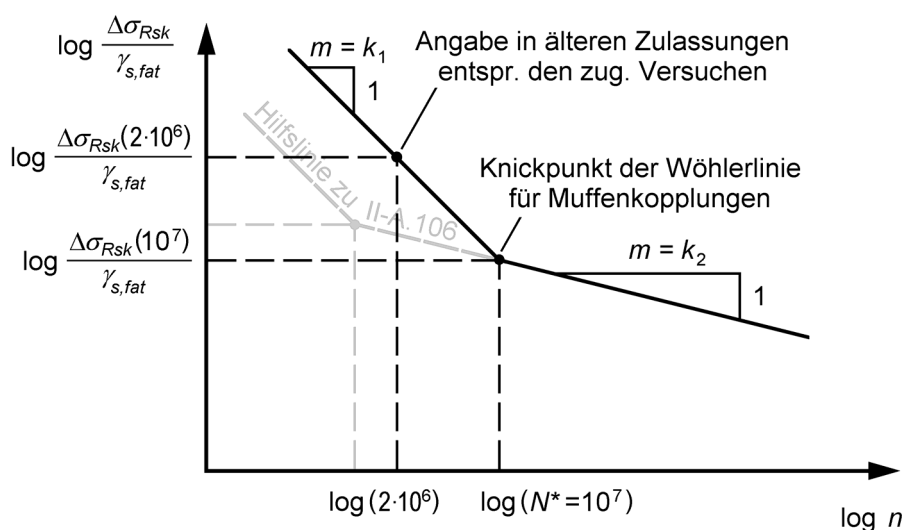
$k_2 = 5$  Neigung der Wöhlerlinie von Kopplungen für  $N > N^*$



**Bild 17** Umrechnung der Wöhlerlinie für Muffenstöße (BSt 500) für die Anwendung von Bild A.106.2 in DIN-Fachbericht 102

Für Wirtschaftswege mit  $N_{obs} < 50.000$  Fahrzeugen/Jahr ergibt sich über die gesamte Nutzungsdauer eine Schwingspielzahl unter  $10^7$ . Dort liegt die Umrechnung nach Gl. (9) jedoch auf der sicheren Seite.

Sofern in bestehenden Zulassungen für Kopplungen noch der im Versuch bei  $N = 2,0 \cdot 10^6$  Schwingspielen ermittelte Widerstand  $\Delta\sigma_{Rsk}(2 \cdot 10^6)$  angegeben ist, darf die Form der Wöhlerlinie nach DIN-Fachbericht 102 für die Umrechnung des Widerstandes auf  $N^* = 10^7$  Schwingspiele verwendet werden (Bild 18). Die Abminderung der in den älteren Zulassungen angegebenen Schwingbreite ergibt sich nach Gl. (10).



**Bild 18** Umrechnung der Wöhlerlinie für Muffenstöße (BSt 500) für die Anwendung von Bild A.106.2 in DIN-Fachbericht 102

$$\Delta\sigma_{Rsk}(10^7) = \Delta\sigma_{Rsk}(2 \cdot 10^6) \cdot \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 10^6}{10^7}} = 0,58 \cdot \Delta\sigma_{Rsk}(2 \cdot 10^6) \quad (10)$$

mit:

$k_1 = 3$  Neigung der Wöhlerlinie für Kopplungen für  $N < N^*$

### 3.7 Nachweise in den Bauzuständen

Die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit in den Bauzuständen ist grundsätzlich unter den Anforderungen einer vorübergehenden Bemessungssituation nachzuweisen. Dabei ergeben sich bei den integralen Brücken einige Besonderheiten.

- Die Rahmenstiele sollen gegen Fußpunktdrehungen im Endzustand einen geringen Widerstand aufweisen. Deshalb werden i. d. R. vergleichsweise schmale Fundamente, bei vorgezogenen Widerlagern auch Betongelenke ausgeführt. Die Standsicherheit mit Hinterfüllung ist daher bei den meisten integralen Bauwerken erst nach Herstellung des Überbaus gegeben.
- Zur Vermeidung einseitiger Beanspruchung ist der lagenweise Einbau der Hinterfüllung beider Stiele gleichmäßig durchzuführen.
- Zur Verringerung der elastischen Anfangsverformungen und der zeitabhängigen Verformungen infolge Kriechen sollte das Traggerüst erst nach Erreichen einer angemessenen Steifigkeit und Festigkeit abgelassen werden. Dieser Zeitraum kann für den Einbau der Hinterfüllung genutzt werden, so dass bei Freisetzen des Überbaus bereits der Erddruck wirksam ist. Sowohl für das Erreichen der Rahmenschnittgrößen nahe am Endzustand als auch für den Gleitsicherheitsnachweis in der Gründungsfuge ist diese Vorgehensweise sinnvoll.

## 4 Parameterstudien

### 4.1 Eingangsdaten

#### 4.1.1 Auswahl der Parameter

Das Tragverhalten von Rahmen wird durch viele Parameter bestimmt. Die wirtschaftlich und technisch sinnvolle Umsetzbarkeit in Stahlbetonbauweise wird durch diese Parameter beeinflusst:

- Stützweite  $L$
- Schlankheit allgemein  $L/h$
- Steifigkeitsverlauf  $I_y(x)$  im Überbau bei Riegeln mit veränderlicher Bauhöhe  $h(x)$
- Verhältnis der Querschnittssteifigkeit  $E_{c0} \cdot I_{y,i}$  von Riegel (1) und Stielen (2)
- Querschnittsform von Überbau und Stiel
- Steifigkeit des Baugrundes
- Veränderliche Einwirkungen auf den Überbau

Zur Absteckung der Anwendungsgrenzen für die integrale Bauweise bei einfachen Stahlbetonbrücken wurden zunächst in Abstimmung mit dem HLSV zwei repräsentative Straßenquerschnitte für den überführten Verkehrsweg ausgewählt:

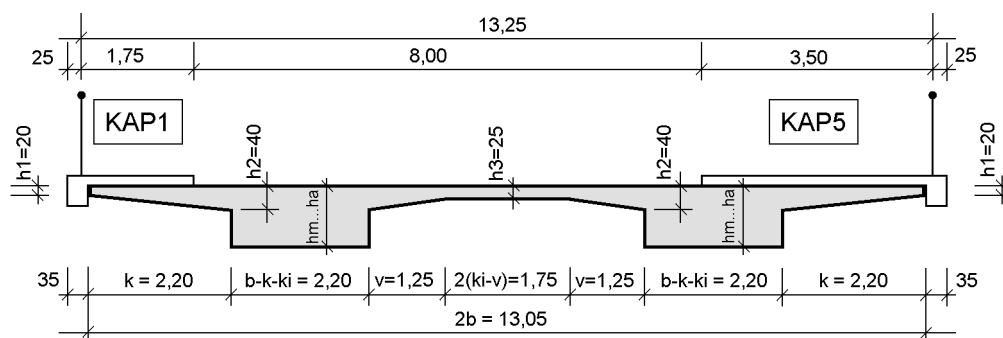
- Querschnitt Nr. 1: RQ 10,5 mit Fuß- und Radweg
- Querschnitt Nr. 2: Hauptwirtschaftsweg (HWW) mit 5,50 m Fahrbahnbreite

Die Berechnung der Varianten erfolgte mit dem Programm SOFiSTiK. Dabei wurden die Eingabedateien so parametrisiert, dass für die verschiedenen Rechenläufe nur geringfügige Änderungen der Parameterwerte vorgenommen werden mussten. Die zugehörigen Eingabedateien sind mit denen für die Muster-Beispiele in Anlage 1 und Anlage 2 weitgehend identisch und werden deshalb nicht nochmals gesondert zusammengestellt.

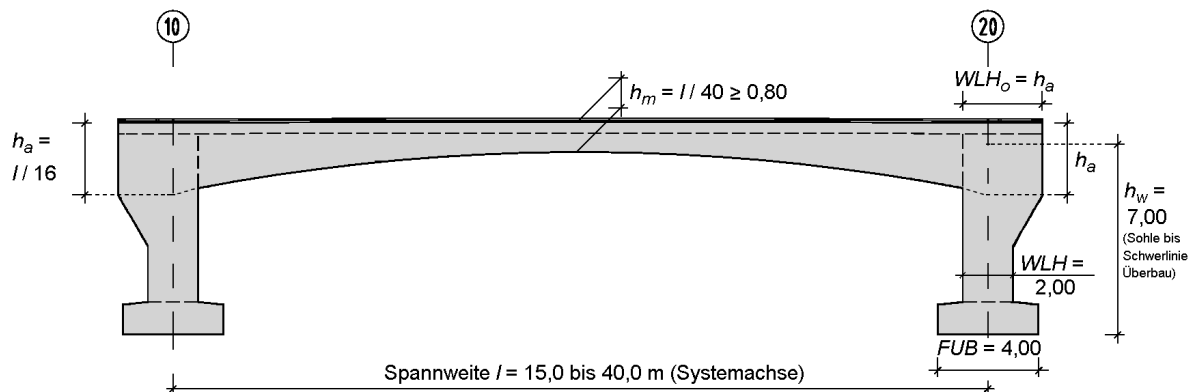
#### 4.1.2 Eingabeparameter für Querschnitt 1 – RQ 10,5

Der RQ 10,5 auf Brücken besitzt eine 8,0 m breite Fahrbahn. Auf einer Seite wird eine Kappe in Regelausführung nach [Kap 1](#) angenommen, auf der anderen Seite eine Kappe mit Fuß- und Radweg nach [Kap 5](#). Die Breite zwischen Geländern ergibt sich zu 13,25 m (Bild 19). Die Eingabeparameter für den Querschnitt sind in Tabelle 7 angegeben. Abgebildet wird unter Ausnutzung der Symmetrie ein Hauptträger (Bild 21).

Um die Vergleichbarkeit der berechneten Varianten zu gewährleisten, wurde nur eine begrenzte Anzahl an Parametern variiert. Der Einfluss der Spannweite wurde für einen Bereich von  $l = 15\text{ m}$  bis  $l = 40\text{ m}$  in jeweils  $5,0\text{ m}$  Schritten untersucht. Dabei blieb die übrige Geometrie unverändert. Die maßgebenden Überbauhöhen  $h_m$  in Feldmitte und  $h_a$  in der Achse der Widerlager wurde jeweils über eine fest vorgegebene Schlankheit  $l/h_m$  bzw.  $l/h_a$  in Abhängigkeit der Spannweite bestimmt. Lediglich in Feldmitte wurde aus konstruktiven Gründen eine Mindesthöhe des Überbaus von  $h_m = 0,80\text{ m}$  vorgegeben (Bild 20). Die Parameter zur Beschreibung des Längssystems sind in Tabelle 6 zusammengestellt, diejenigen zur Beschreibung der Stiele in Tabelle 8.



**Bild 19** Bundesstraßenbrücke, Gesamtquerschnitt RQ 10,5 mit Fuß- und Radweg



**Bild 20** Bundesstraßenbrücke (RQ 10,5), Längssystem

Für die verschiedenen Spannweiten wurden jeweils zwei Grenzfälle hinsichtlich der Steifigkeit der Gründung untersucht. Dabei variiert ausschließlich die horizontale Bodenfeder  $c_{fs}$ , da sie wesentlichen Einfluss auf den Rahmenshub und damit auch auf den Momentenverlauf im Riegel hat. Eine weiche horizontale Bodenfeder liefert einen geringen Rahmenshub und führt deshalb zu einer oberen Abschätzung für das maximale Feldmoment. Der

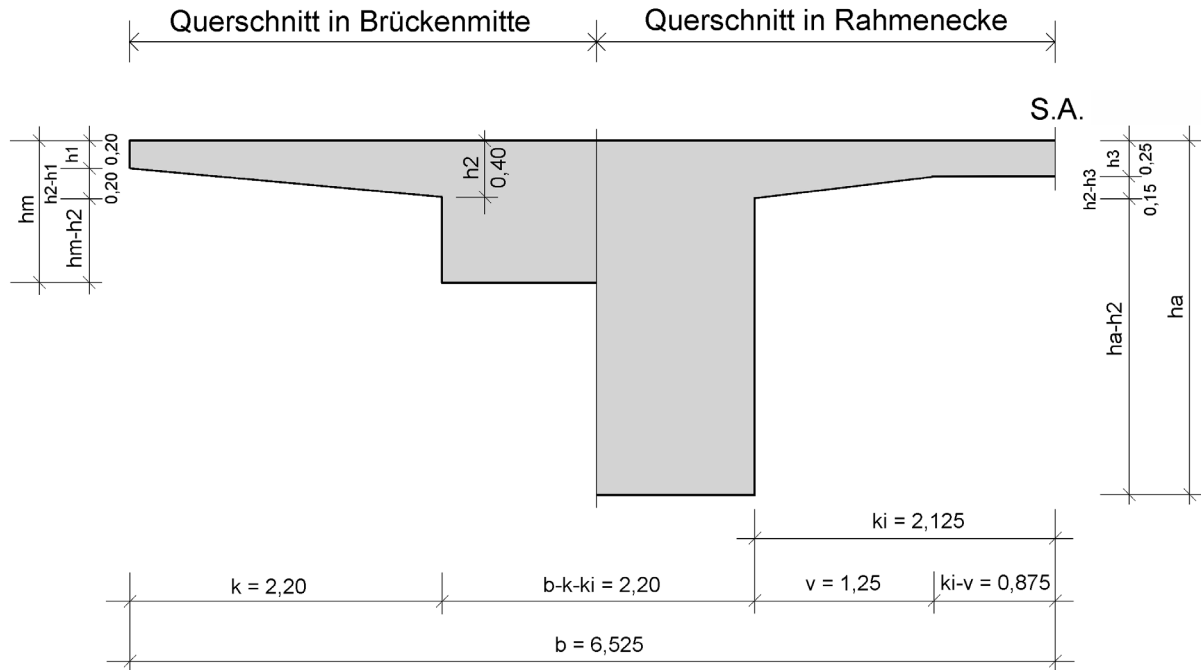
untere Grenzwert für  $c_{fx}$  wurde in Anlehnung an Tabelle 3 so ermittelt, dass sich unter ungünstigen Gebrauchslasten eine maximale Horizontalverschiebung der Widerlagerfußpunkte von 1 bis 2 cm ergibt. Als obere Schranke für  $c_{fx}$  wurde vereinfachend eine unverschiebliche horizontale Lagerung der Rahmenfußpunkte angesetzt. Diese Annahme liefert den größten Rahmenschub und damit die betragsmäßig größten Eckmomente zwischen Riegel und Stiel. Tabelle 9 fasst die Eingabeparameter für die Gründung zusammen.

**Tabelle 6** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 1: Geometrie Längssystem

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$H$	Kuppenhalbmesser	5000 m
$S_1$	Längsneigung der Gradienten links	10 %
$S_2$	Längsneigung der Gradienten rechts	-10 %
$L$	Untersuchte Stützweite	15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 m
$h_w$	Höhe der Widerlager (Sohle bis Systemknoten)	7,00 m

**Tabelle 7** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 2: Geometrie Querschnitt

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$l / h_m$	Schlankheit in Brückenmitte	40 (bzw. $h_m \geq 0,80$ m)
$l / h_a$	Schlankheit in Achse Widerlager	16
$b$	Breite des Überbaus (hier die Hälfte wg. Symmetrie)	6,525 m
$h_1$	Dicke der Fahrbahnplatte außen	0,20 m
$h_2$	Dicke der Fahrbahnplatte am Anschnitt (außen)	0,40 m
$h_3$	Dicke der Fahrbahnplatte innen	0,25 m
$a$	Stegneigung ( $\arctan \alpha$ )	0
$k$	Kragarmlänge der Fahrbahnplatte außen	2,20 m
$k_i$	Kragarmlänge der Fahrbahnplatte innen bzw. halbe Feldlänge	2,125 m
$v$	Voutenlänge innen	1,25 m
$bel$	Dicke des Fahrbahnbelags	0,08 m



**Bild 21** Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5, Querschnitt für SOFiSTiK

**Tabelle 8** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
 Teil 3: Geometrie Widerlager

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
<i>WLB</i>	Widerlagerbreite	5,475 m
<i>WLH<sub>o</sub></i>	Widerlagerdicke oben (Systemknoten)	$h_a$
<i>WLH</i>	Widerlagerdicke unten (Fußpunkt)	2,00 m
<i>FUB</i>	Fundamentbreite	4,00 m
<i>FUL</i>	Fundamentlänge	6,475 m

Die Einwirkungen werden gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt. Das Eigengewicht wird dabei aus den Querschnittsdaten generiert. Tabelle 10 fasst die wichtigsten Eingabeparameter für das Zusatzeigengewicht und die nicht über den tragenden Querschnitt erfassten Anteile des Eigengewichts der Konstruktion zusammen. Die Berücksichtigung des Erddrucks erfolgt nach [7] und [9]. Die zugehörigen Eingabedaten für SOFiSTiK sind in Tabelle 11 zusammengestellt. Tabelle 12 enthält schließlich die Daten für die Einwirkungen aus Straßenverkehr. Abgebildet wird der ungünstigere Hauptträger mit der Kappe nach Kap 1. Die klimatischen Temperatureinwirkungen werden gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt.



**Tabelle 9** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 4: Ermittlung der Auflagerfedern

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$e$	Mögliche Exzentrizität Widerlagerachse - Fundamentachse	-
$E_s$	Mittlerer Steifemodul Baugrund	80 MN/m <sup>2</sup>
$\sigma$	Zulässige Bodenpressung	350 kN/m <sup>2</sup>
$s$	Maximale Setzung des Widerlagers	0,035 m
$c_{fz}$	Vertikale Bodenfeder	$\frac{FUB \cdot FUL \cdot \sigma}{s} = 0,259 \cdot 10^6$ kN/m
$f_{zx}$	Faktor für Ermittlung der horizontalen Bodenfeder $c_{fx}$ ( $c_{fx} = f_{zx} \cdot c_{fz}$ )	0,5
$c_{fx}$	Horizontale Bodenfeder	$f_{zx} \cdot c_{fz}$ (für weiche Gründung) bzw. $1,0 \cdot 10^{12}$ (für steife Gründung)
$f_\alpha$	Faktor für Ermittlung der Bodendrehfeder (mit $\nu \approx 0$ )	$\frac{5,73}{1 + \frac{FUB}{4 \cdot FUL}} = 4,96$
$c_\varphi$	Bodendrehfeder	$\frac{FUL \cdot FUB^2 \cdot E_s}{f_\alpha} = 1,67 \cdot 10^6$ kN/m

**Tabelle 10** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 5: Ermittlung der ständigen Einwirkungen

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$fb$	Anteilige Fahrbahnbreite	4,90 m
$Eg_k$	Eigengewicht der Kappe	10,75 kN/m <sup>2</sup>
$gel$	Eigengewicht Geländer und Schutzplanke	1,0 kN/m + 0,5 kN/m = 1,5 kN/m
$rs$	Zusatzeigengewicht aus Widerlagerrucksack	300 kN
$m_{rs}$	Moment aus Zusatzeigengewicht $rs$	-

**Tabelle 11** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 6: Eingangswerte für Erddruckermittlung

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$\phi$	Bodenreibungswinkel	35°
$g$	Bodenwichte	19,0 kN/m <sup>3</sup>
$k_a$	Beiwert für aktiven Erddruck erdseitig	0,27
$k_o$	Beiwert für Erdruhedruck erdseitig	0,43
$k_p$	Beiwert für passiven Erddruck erdseitig	7,59
$k_{ab}$	Beiwert für aktiven Erddruck luftseitig	0,207
$k_{ob}$	Beiwert für Erdruhedruck luftseitig	0,43
$k_{pb}$	Beiwert für passiven Erddruck luftseitig	0,878
$s_h$	Maximale horizontale Wandverschiebung infolge Temperaturänderung	$\frac{27K \cdot l \cdot 10 \cdot 10^{-6}}{2} \frac{1}{K}$
$pa$	Parameter $a$ für mobilisierten Erddruck für dicht gelagerten Sand	0,01
$k_{ph,mob}(z)$	Beiwert für mobilisierten Erddruck in Abhängigkeit von der Tiefe $z$	$k_o + (k_p - k_o) \cdot \frac{s_h/z}{pa + s_h/z}$
$b_{obe}$	Breite des Widerlagers oben, abzüglich der Stegbreite (für Erddruckansatz luftseitig)	3,275 m

**Tabelle 12** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Bundesstraßenbrücke mit RQ 10,5  
Teil 7: Veränderliche Einwirkungen aus Verkehr

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$Q_{TS}$	Einwirkung aus Tandemlasten auf betrachteten Steg (Ermittlung am statisch bestimmten Quersystem)	334,88 kN
$q_{UDL}$	Einwirkung aus Flächenlasten auf betrachteten Steg (Ermittlung am statisch bestimmten Quersystem)	38,76 kN/m
$b_{UDL}$	Gesamtbreite zwischen den Geländern (für Ansatz von Flächenlasten)	13,25 m

### 4.1.3 Eingabeparameter für Querschnitt 2 – HWW

Der Hauptwirtschaftsweg erhält eine Fahrbahnbreite von 5,50 m (Bild 22). Bei dieser in der Praxis vorkommenden Breite sind nach DIN-Fachbericht 101 bereits zwei Fahrspuren anzuordnen. Das Lastmodell 1 umfasst damit beide Tandems und liefert insgesamt ungünstigere Schnittgrößen als bei kleineren Fahrbahnbreiten unter 5,40 m. Bei größeren Fahrbahnbreiten ergibt sich eine günstigere Lastverteilung der Tandemlasten. Insgesamt stellt der untersuchte HWW-Querschnitt damit einen ungünstigen Fall für den Anteil der Schnittgrößen aus Verkehr dar. Die Kappenausbildung folgt [Kap 6](#), wobei entsprechend den Erg ZTV-ING Hessen die Gesimsbreite nur 25 cm betragen darf [10]. Die wichtigsten Eingabeparameter für den Querschnitt sind in Tabelle 14 zusammengefasst.

Der Einfluss der Spannweite wurde wie im Beispiel 1 wieder für den Bereich von  $l = 15$  m bis  $l = 40$  m in Schritten von 5,0 m untersucht. Die Geometrie wurde dabei mit Ausnahme der Bauhöhe von Stegen und oberem Stielquerschnitt unverändert belassen. Die maßgebenden Überbauhöhen  $h_m$  in Feldmitte und  $h_a$  in der Achse der Stiele wurden jeweils über eine fest vorgegebene Schlankheit  $l/h_m$  bzw.  $l/h_a$  in Abhängigkeit von der Spannweite bestimmt. In Feldmitte wurde aus konstruktiven Gründen wieder eine Mindesthöhe des Überbaus von  $h_m = 0,80$  m vorgegeben (Bild 23). Die Parameter zur Beschreibung des Längssystems sind in Tabelle 13 zusammengestellt, diejenigen zur Beschreibung der Stiele in Tabelle 15.

Die beschriebene Untersuchung für die verschiedenen Spannweiten wurde jeweils für zwei unterschiedliche Gründungsvarianten durchgeführt. Dabei variiert ausschließlich die horizontale Bodenfeder  $c_{fx}$ , da sie auf Grund des von ihr abhängigen Rahmenschubs einen wesentlichen Einfluss auf die Bemessung des gesamten Brückenbauwerks hat.

Für die verschiedenen Spannweiten wurden jeweils wieder zwei Grenzfälle hinsichtlich der Steifigkeit der Gründung untersucht. Die Grenzwerte für die maßgebende horizontale Federsteifigkeit  $c_{fx}$  wurden dabei wie beim Beispiel 1 beschrieben ermittelt. Tabelle 16 fasst die Eingabeparameter für die Gründung der HWW-Brücke zusammen.

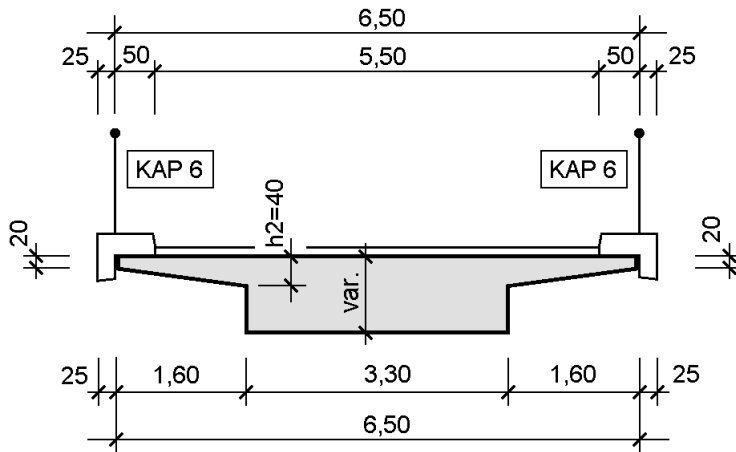


Bild 22 Wirtschaftswegbrücke, Querschnitt

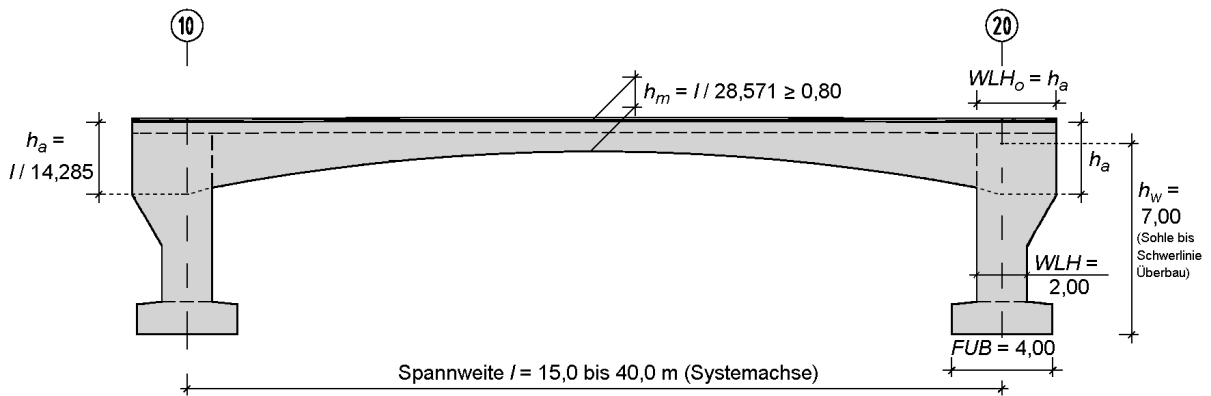


Bild 23 Wirtschaftswegbrücke, Längssystem

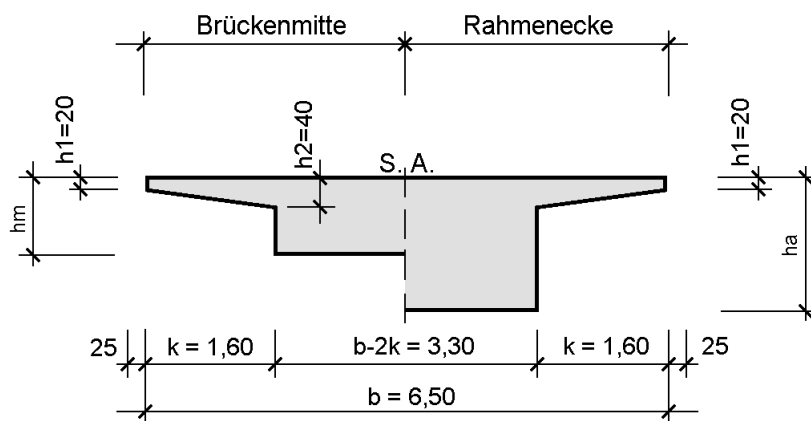


Bild 24 Wirtschaftswegbrücke, Querschnitt für SOFiSTiK

**Tabelle 13** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 1: Geometrie Längssystem

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$H$	Kuppenhalbmesser	5000 m
$s_1$	Längsneigung der Gradienten links	10 %
$s_2$	Längsneigung der Gradienten rechts	-10 %
$l$	Spannweite (Achse Widerlager)	15 - 20 - 25 - 30 - 35 - 40 m
$h_w$	Höhe der Widerlager (Sohle bis Systemknoten)	7,00 m

**Tabelle 14** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 2: Geometrie Querschnitt

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$l / h_m$	Schlankheit in Brückenmitte	28,571 (bzw. $h_m \geq 0,80$ m)
$l / h_a$	Schlankheit in Achse Widerlager	14,285
$b$	Breite des Überbaus	6,30 m
$h_1$	Dicke der Fahrbahnplatte außen	0,20 m
$h_2$	Dicke der Fahrbahnplatte am Anschnitt	0,40 m
$a$	Stegneigung ( $\arctan \alpha$ )	0
$k$	Kragarmlänge der Fahrbahnplatte	1,50 m
$bel$	Dicke des Fahrbahnbelags	0,08 m

**Tabelle 15** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 3: Geometrie der Widerlager bzw. Stiele

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$WLB$	Widerlagerbreite	6,30 m
$WLH_o$	Widerlagerdicke oben (Systemknoten)	$h_a$
$WLH$	Widerlagerdicke unten (Fußpunkt)	2,00 m
$FUB$	Fundamentbreite	4,00 m
$FUL$	Fundamentlänge	9,30 m

**Tabelle 16** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 4: Ermittlung der Auflagerfedern

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$e$	Mögliche Exzentrizität Widerlagerachse - Fundamentachse	-
$E_s$	Mittlerer Steifemodul Baugrund	80 MN/m <sup>2</sup>
$\sigma$	Zulässige Bodenpressung	350 kN/m <sup>2</sup>
$s$	Maximale Setzung des Widerlagers	0,045 m
$c_{fz}$	Vertikale Bodenfeder	$\frac{FUB \cdot FUL \cdot \sigma}{s} = 0,289 \cdot 10^6$ kN/m
$f_{zx}$	Faktor für Ermittlung der horizontalen Bodenfeder $c_{fx}$ ( $c_{fx} = f_{zx} \cdot c_{fz}$ )	0,5
$c_{fx}$	Horizontale Bodenfeder	$f_{zx} \cdot c_{fz}$ (für weiche Gründung) bzw. $1,0 \cdot 10^{12}$ (für steife Gründung)
$f_\alpha$	Faktor für Ermittlung der Bodendrehfeder (mit $\nu \approx 0$ )	$\frac{5,73}{1 + \frac{FUB}{4 \cdot FUL}} = 5,17$
$c_\varphi$	Bodendrehfeder	$\frac{FUL \cdot FUB^2 \cdot E_s}{f_\alpha} = 2,30 \cdot 10^6$ kN/m

Die Einwirkungen werden wie für den ersten Querschnitt gemäß DIN-Fachbericht 101 angesetzt. Tabelle 17 fasst die wichtigsten Eingabeparameter für das Zusatzeigengewicht und die nicht über den tragenden Querschnitt erfassten Anteile des Eigengewichts der Konstruktion zusammen. Die Eingabedaten für den Erddruck sind in Tabelle 18 zusammengestellt. Tabelle 19 enthält schließlich die Daten für die Einwirkungen aus Straßenverkehr.

**Tabelle 17** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 5: Ermittlung der ständigen Einwirkungen

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$fb$	Fahrbahnbreite	5,50 m
$Eg_k$	Eigengewicht der Kappen	14,50 kN/m <sup>2</sup>
$gel$	Eigengewicht Geländer und Schutzplanken	$2 \cdot 1,0 \text{ kN/m} + 2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 3,0 \text{ kN/m}$
$r_s$	Zusatzeigengewicht aus Widerlagerrucksack	300 kN
$m_{r_s}$	Moment aus Zusatzeigengewicht $r_s$	-

**Tabelle 18** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 6: Eingangswerte für Erddruckermittlung

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$\phi$	Bodenreibungswinkel	35°
$g$	Bodenwichte	19,0 kN/m <sup>3</sup>
$k_a$	Beiwert für aktiven Erddruck erdseitig	0,27
$k_o$	Beiwert für Erdruhedruck erdseitig	0,43
$k_p$	Beiwert für passiven Erddruck erdseitig	7,59
$k_{ab}$	Beiwert für aktiven Erddruck luftseitig	0,207
$k_{ob}$	Beiwert für Erdruhedruck luftseitig	0,43
$k_{pb}$	Beiwert für passiven Erddruck luftseitig	0,878
$s_h$	Maximale horizontale Wandverschiebung infolge Temperaturänderung	$\frac{27K \cdot l \cdot 10 \cdot 10^{-6}}{2} \frac{1}{K}$
$pa$	Parameter $a$ für mobilisierten Erddruck für dicht gelagerten Sand	0,01
$k_{ph,mob}(z)$	Beiwert für mobilisierten Erddruck in Abhängigkeit von der Tiefe $z$	$k_o + (k_p - k_o) \cdot \frac{s_h/z}{pa + s_h/z}$
$b_{obe}$	Breite des Widerlagers oben, abzüglich der Stegbreite (für Erddruckansatz luftseitig)	3,0 m

**Tabelle 19** SOFiSTiK-Eingabeparameter für die Wirtschaftswegbrücke  
Teil 7: Veränderliche Einwirkungen

Parameter	Erläuterung	Wert bzw. Variation
$Q_{TS}$	Einwirkung aus Tandemlasten	400 kN
$q_{UDL}$	Einwirkung aus Flächenlasten	34,125 kN/m
$b_{UDL}$	Gesamtbreite zwischen den Geländern (für Ansatz von Flächenlasten)	6,50 m

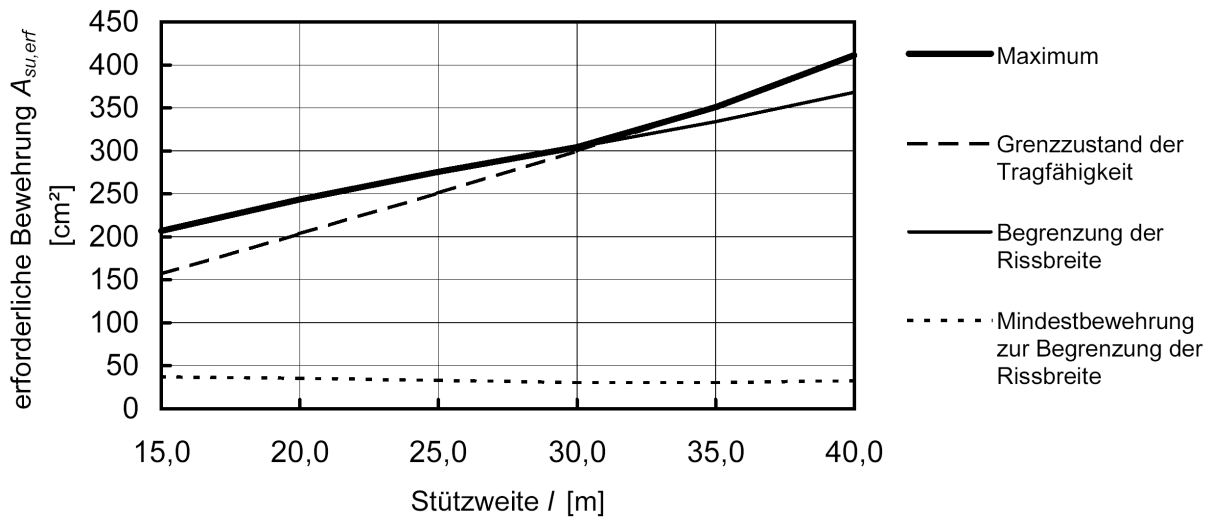
## 4.2 Ergebnisse

### 4.2.1 Erforderliche Bewehrung in Feldmitte unten

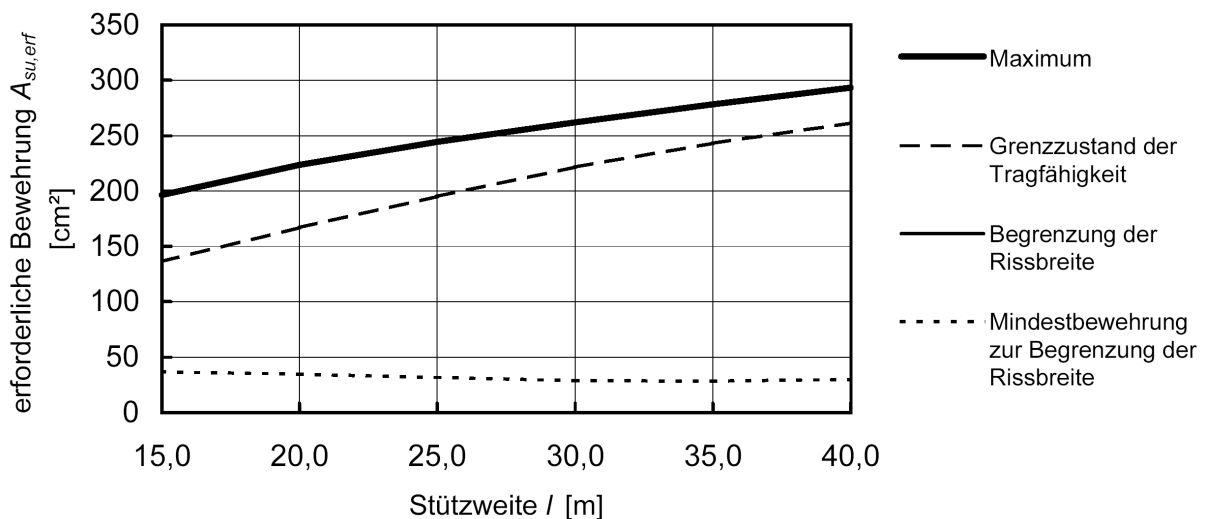
Die erforderliche Bewehrung ist ein wesentlicher Parameter für die Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit einer Konstruktion. Die Grenze für die sinnvolle Anwendbarkeit der Stahlbetonbauweise bei Brückenüberbauten wurde bereits in Abschnitt 3.1 erläutert. Eine dreilagige Bewehrung mit  $d_s = 28$  mm und mittleren Stababständen von ca. 10 cm wird als noch im Einklang mit der ZTV-ING ausführbar angesehen. Für die hier untersuchte Brücke im Zuge einer Bundesstraße mit RQ 10,5 ergibt sich bei 2,20 m Stegbreite die Obergrenze für die untere Bewehrungslage demnach zu  $A_{s,unten} \approx 390$  cm<sup>2</sup>. Die maximale Feldbewehrung ergibt sich für den Grenzfall der weichen Gründung (Bild 25). Zum Vergleich ist die erforderliche Bewehrung im Grenzfall mit steifer Gründung in Bild 26 dargestellt.

Die untersuchten Querschnitte zeigen wie erwartet ein typisches Verhalten für einen hoch beanspruchten Stahlbetonquerschnitt. Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite nach DIN-Fachbericht 102, II-4.4.2.2, Gl. (4.194) wird an keiner Stelle maßgebend. Die statisch erforderliche Bewehrung ist damit zur Aufnahme der Risschnittgröße in jedem Fall ausreichend. Im Regelfall wird der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite unter Last ausschlaggebend, der für Anforderungsklasse D unter der häufigen Einwirkungskombination zu führen ist. Die Rissbreite wird dabei gemäß DIN-Fachbericht 102, II-4.4.2.4 unter Berücksichtigung des effektiven Bewehrungsgrades und der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen direkt berechnet. Erst bei sehr hohem Bewehrungsquerschnitt nahe 150 cm<sup>2</sup>/m wird bei der gegebenen Querschnittsform der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend (Bild 25). Bis zu einer Systemspannweite von ca. 40 m ist der gewählte Querschnitt hinsichtlich der erforderlichen Feldbewehrung geeignet.



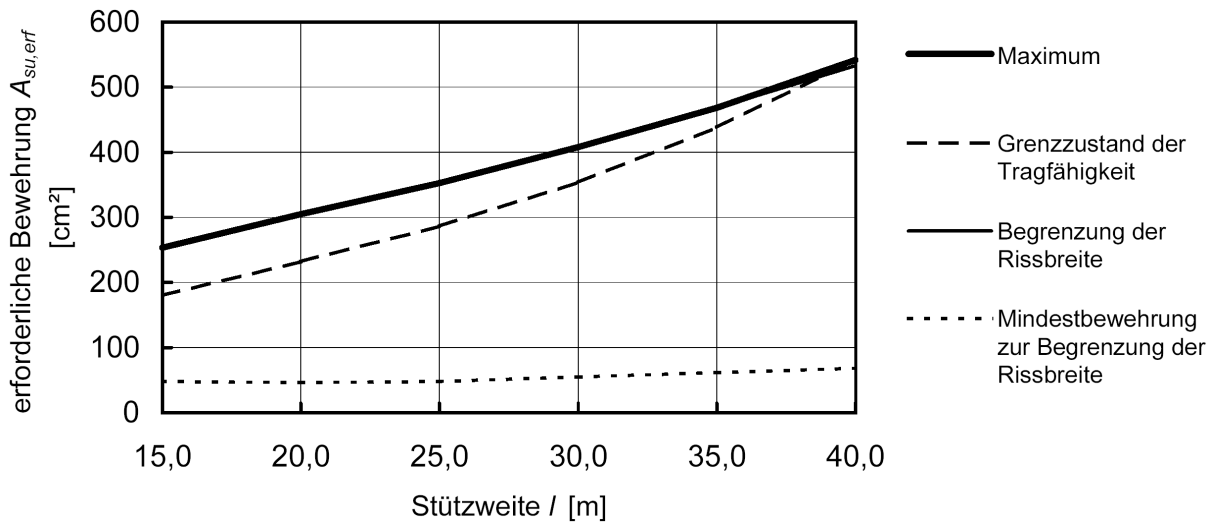


**Bild 25** Brücke mit RQ 10,5 – Feldquerschnitt, erf  $A_{s,unten}$  für weiche Gründung

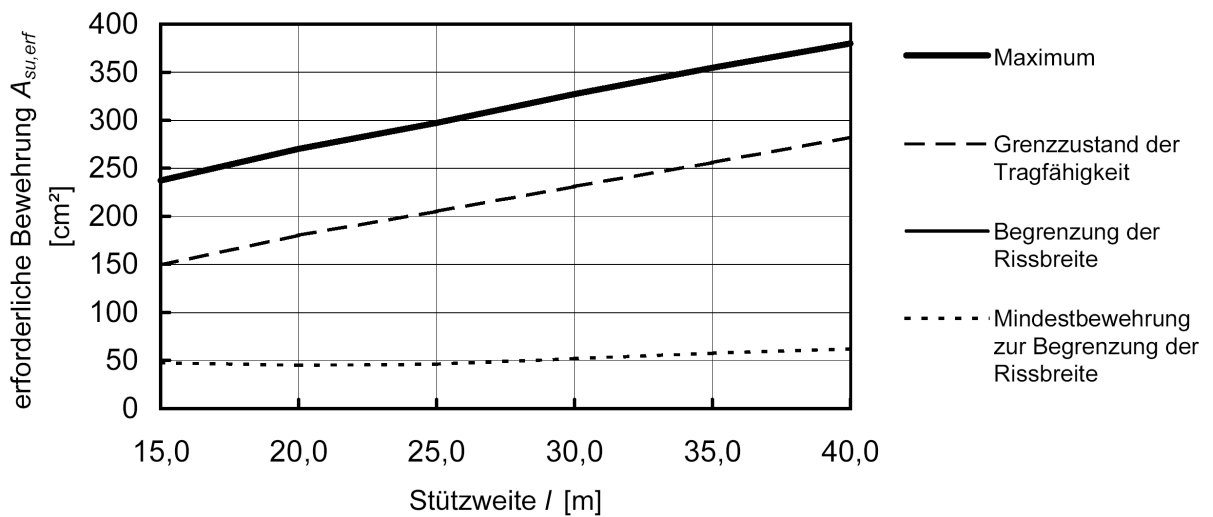


**Bild 26** Brücke mit RQ 10,5 – Feldquerschnitt, erf  $A_{s,unten}$  für steife Gründung

Für die Wirtschaftwegbrücke mit 3,30 m Stegbreite liegt die gesetzte Obergrenze der unteren Bewehrungslage mit  $A_{s,unten} \approx 570 \text{ cm}^2$  aufgrund der größeren Stegbreite deutlich höher. Dafür muss ein Steg auch die gesamten Schnittgrößen des Überbaus abtragen. Ähnlich wie bei der untersuchten Brücke mit RQ 10,5 wird die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Last für den Grenzfall der weichen Gründung maßgebend (Bild 27). Bild 28 zeigt zum Vergleich das Ergebnis für den Grenzfall der steifen Gründung. Die erforderliche Bewehrung steigt wieder mit zunehmender Spannweite bei ähnlicher Schlankheit an. Bis 40 m Systemspannweite ist die Ausführung in Stahlbetonbauweise hinsichtlich der erforderlichen Bewehrung jedoch möglich.



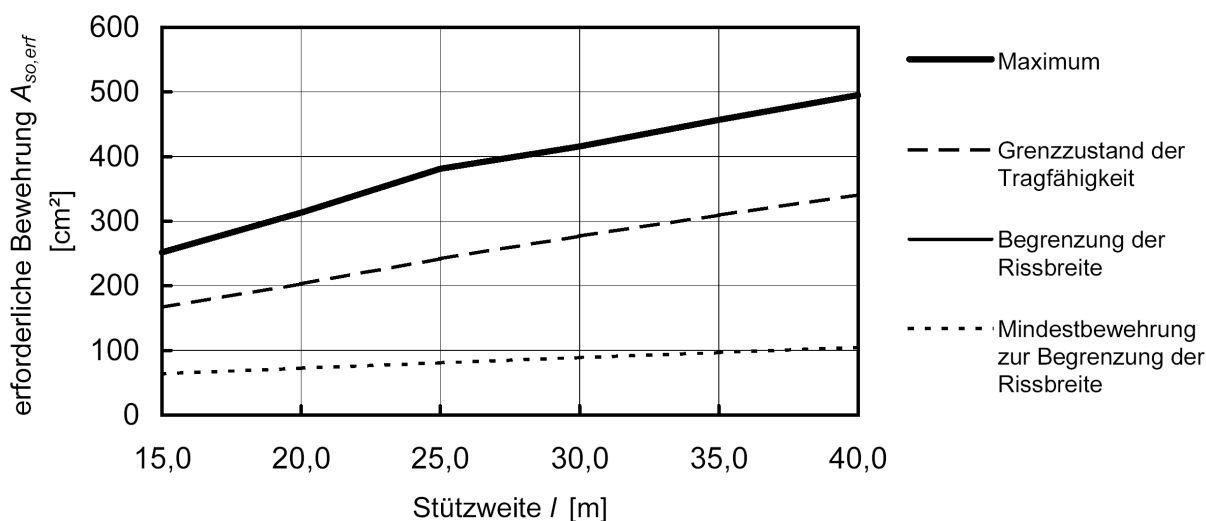
**Bild 27** Brücke mit HWW-Querschnitt – Feldquerschnitt, erf  $A_{s,unten}$  für weiche Gründung



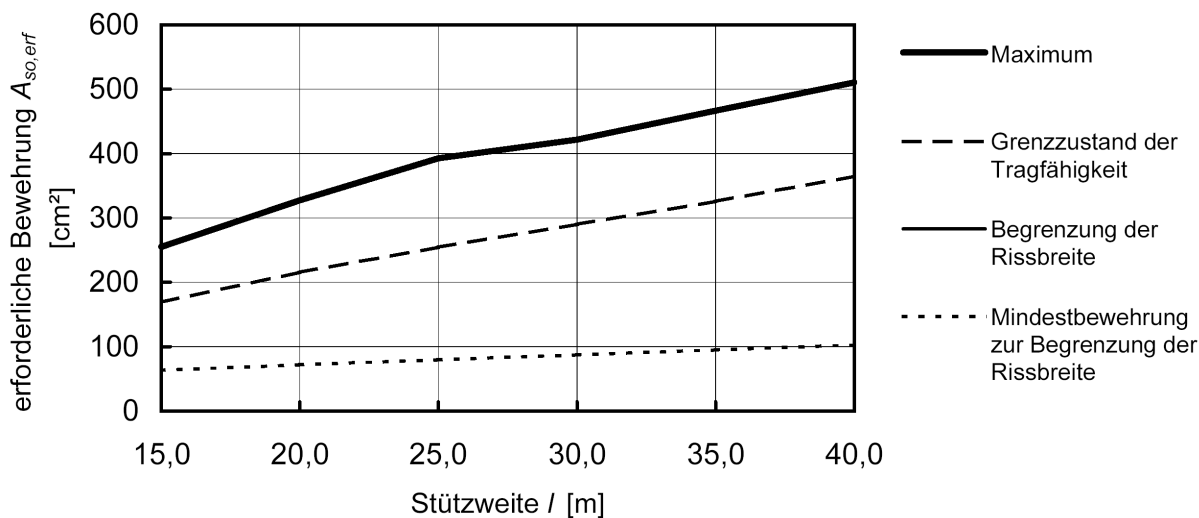
**Bild 28** Brücke mit HWW-Querschnitt – Feldquerschnitt, erf  $A_{s,unten}$  für steife Gründung

### 4.2.2 Erforderliche Bewehrung in der Rahmenecke oben

Der zweite maßgebende Querschnitt ist die Rahmenecke. Die erforderliche Bewehrung wurde dort wieder bei beiden Brückentypen jeweils für die Grenzfälle steife und weiche Gründung untersucht. Wegen der vergleichsweise großen Rahmeneckmomente ist der Unterschied zwischen den beiden Grenzfällen für die Nachgiebigkeit der Gründung nur sehr schwach ausgeprägt. Die Obergrenze für die Bewehrung ergibt sich mit Auslagerung von ca. 30 % der erforderlichen Längsbewehrung in die Fahrbahnplatte zu  $A_{s,oben} \approx 580 \text{ cm}^2$ . Die in den Bildern 29 und 30 ausgewiesene Bewehrung der Rahmenecke ist damit bis 40 m Systemspannweite ausführbar. Je kleiner die Stützweite gewählt wird, umso günstiger wird die konstruktive Durchbildung.

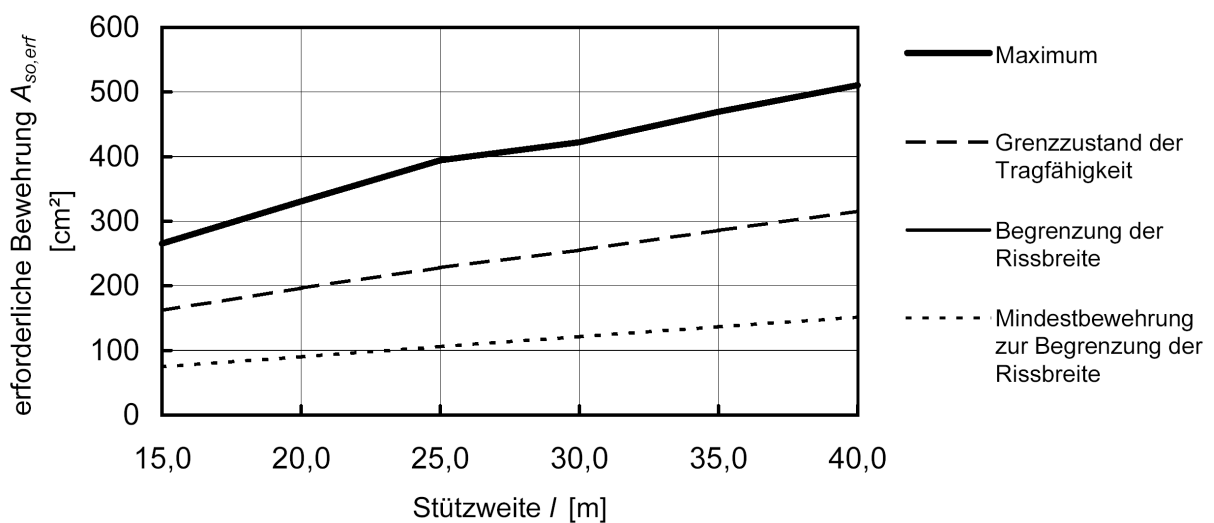


**Bild 29** Brücke mit RQ 10,5 – Rahmenecke, erf  $A_{s,oben}$  für weiche Gründung

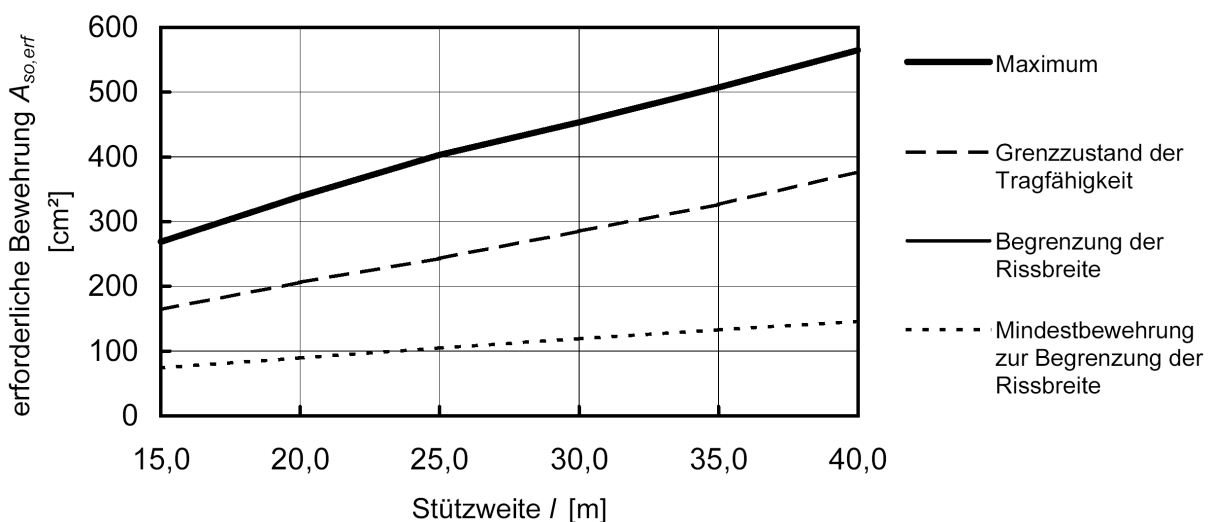


**Bild 30** Brücke mit RQ 10,5 – Rahmenecke, erf  $A_{s,oben}$  für steife Gründung

Bei der Brücke mit HWW-Querschnitt ergeben sich qualitativ ähnliche Ergebnisse. Maßgebend wird jeweils die Begrenzung der Rissbreite  $w \leq 0,2 \text{ mm}$  unter der häufigen Einwirkungskombination. Der Unterschied zwischen den Grenzfällen der weichen und steifen Gründung fällt etwas deutlicher aus, ist aber bei den untersuchten Spannweiten nicht von maßgebender Bedeutung für die Beurteilung der Ausführbarkeit. Die erforderliche Bewehrung zur Abdeckung der Rahmeneckmomente bleibt unter der für den Stegbereich ermittelten Grenze von  $A_s \approx 570 \text{ cm}^2$ . Auch ohne Berücksichtigung der konstruktiv sinnvollen Auslagerung von Längsbewehrung in die Kragarme ist die Ausführbarkeit in Stahlbetonbauweise damit hinsichtlich der erforderlichen Bewehrung bis 40 m Systemspannweite gegeben. Auch hier wird die konstruktive Durchbildung mit kleiner Spannweite günstiger.



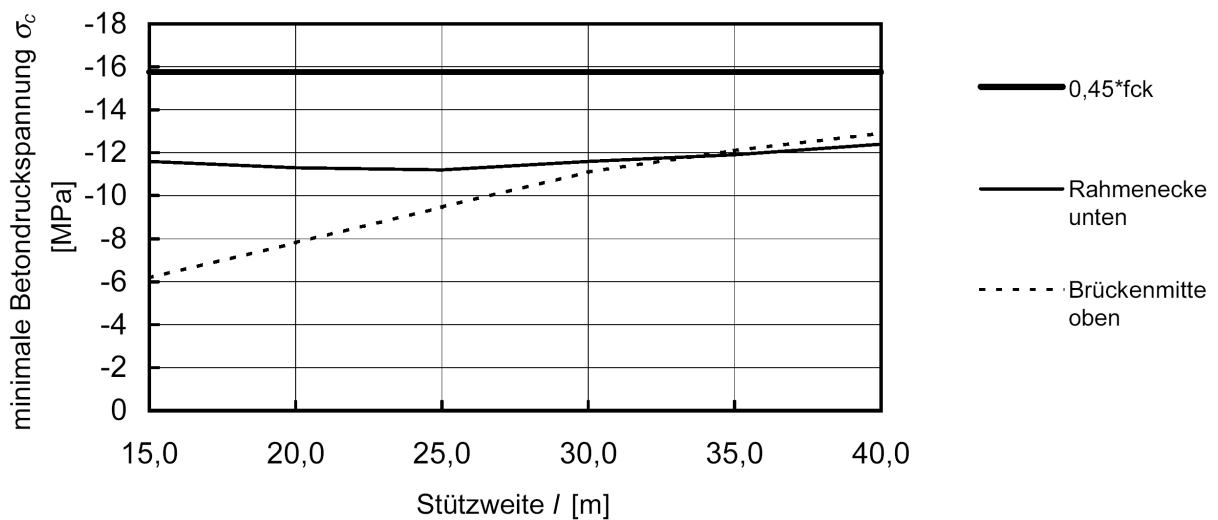
**Bild 31** Brücke mit HWW-Querschnitt – Rahmenecke, erf  $A_{s,oben}$  für weiche Gründung



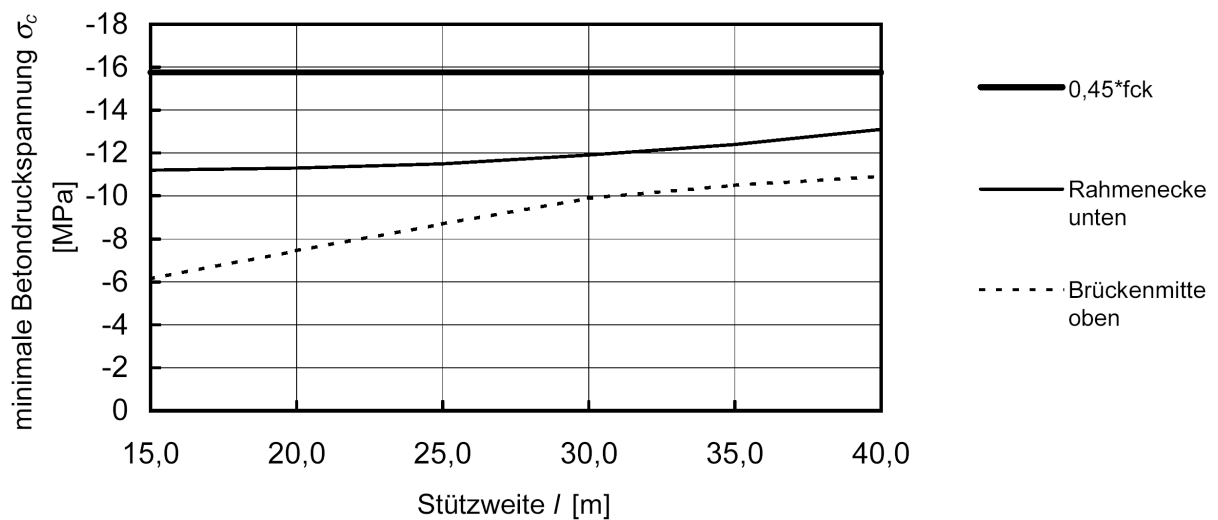
**Bild 32** Brücke mit HWW-Querschnitt – Rahmenecke, erf  $A_{s,oben}$  für steife Gründung

### 4.2.3 Betondruckspannungen unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination

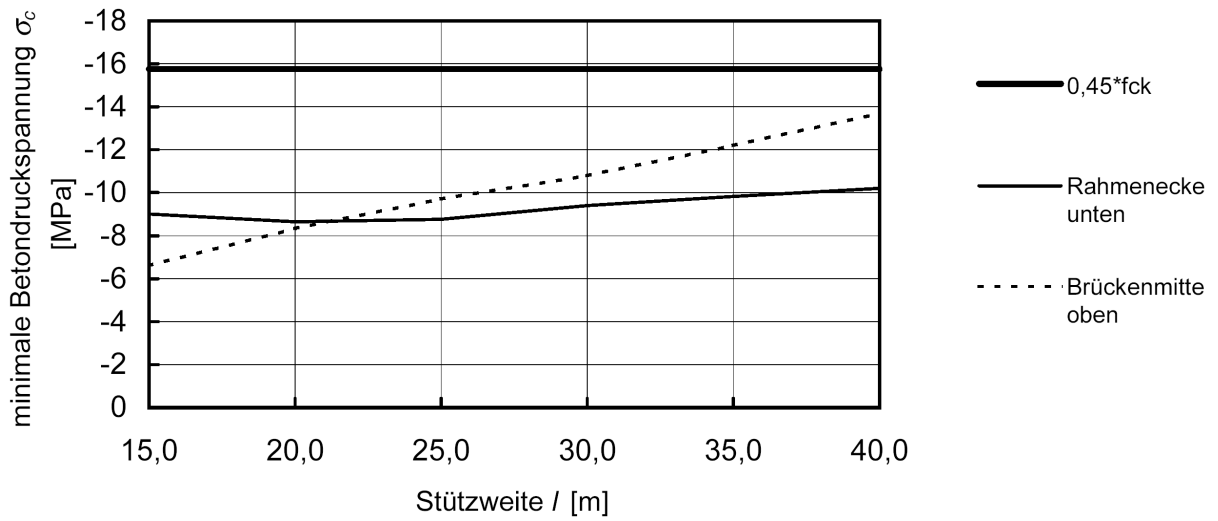
Die Betondruckspannungen sind zur Vermeidung von überproportionalen Kriechverformungen nach DIN-Fachbericht 102, II-4.4.1.2 (104)\*P unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination auf  $0,45 \cdot f_{ck}$  zu begrenzen. Diese Begrenzung ist bei Betonbrücken grundsätzlich einzuhalten, da übermäßiges Kriechen die Gebrauchstauglichkeit, ggf. auch die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit beeinträchtigt. Die Extremwerte der Betondruckspannung sind jeweils für Feldmitte oben und die Rahmenecke unten in den Bildern 33 bis 36 dargestellt. Der Grenzwert  $\sigma_c = -15,75 \text{ N/mm}^2$  für C 35/45 wird für beide untersuchten Brückentypen sowohl für den Grenzfall der weichen Gründung als auch für den Grenzfall der steifen Gründung eingehalten.



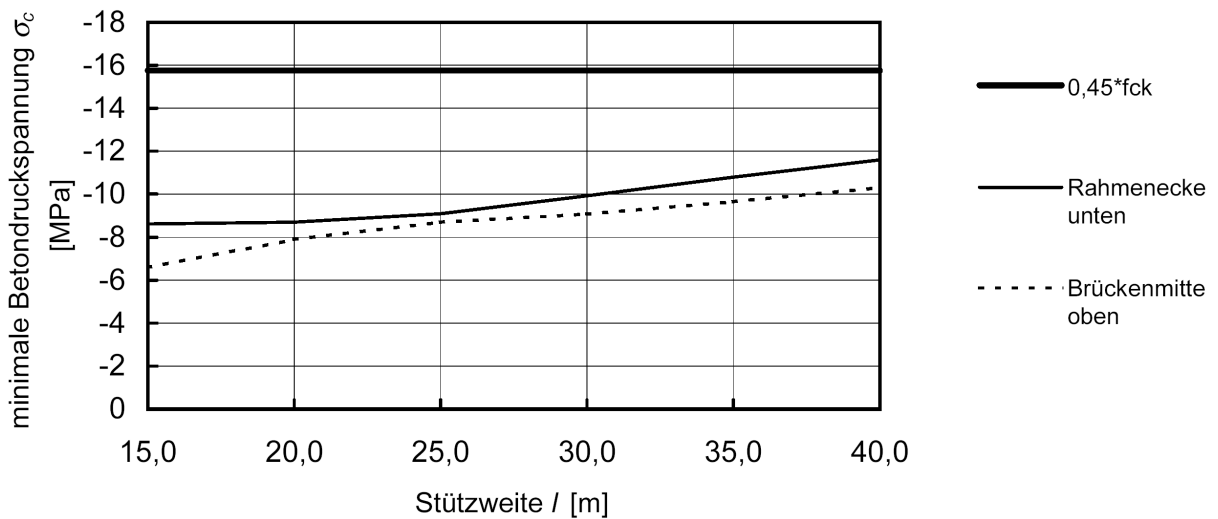
**Bild 33** Brücke mit RQ 10,5 – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,freq}$ , weiche Gründung



**Bild 34** Brücke mit RQ 10,5 – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,freq}$ , steife Gründung



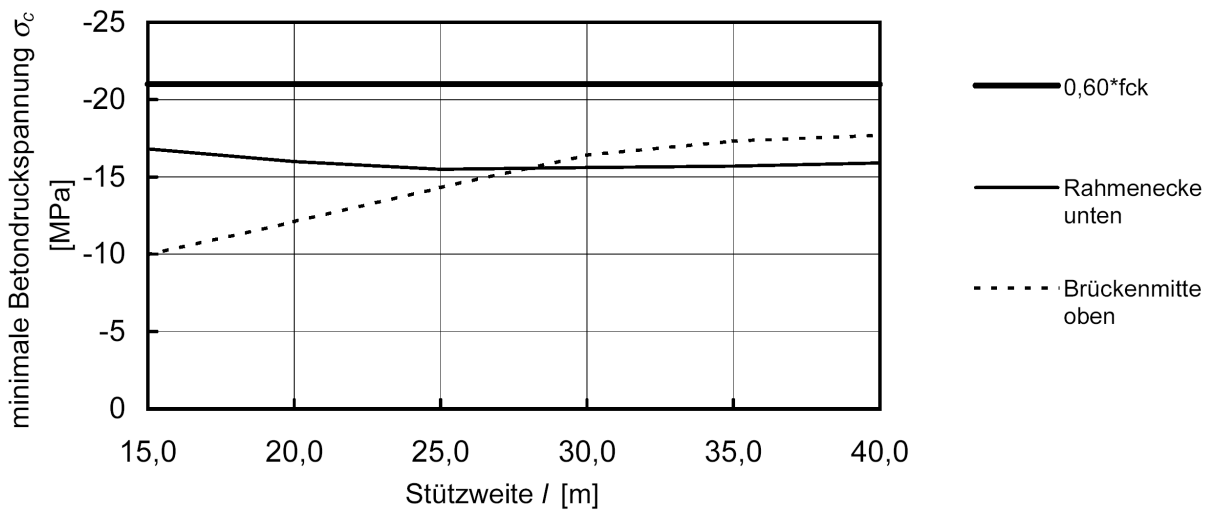
**Bild 35** Brücke mit HWW-Querschnitt – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,freq}$ , weiche Gründung



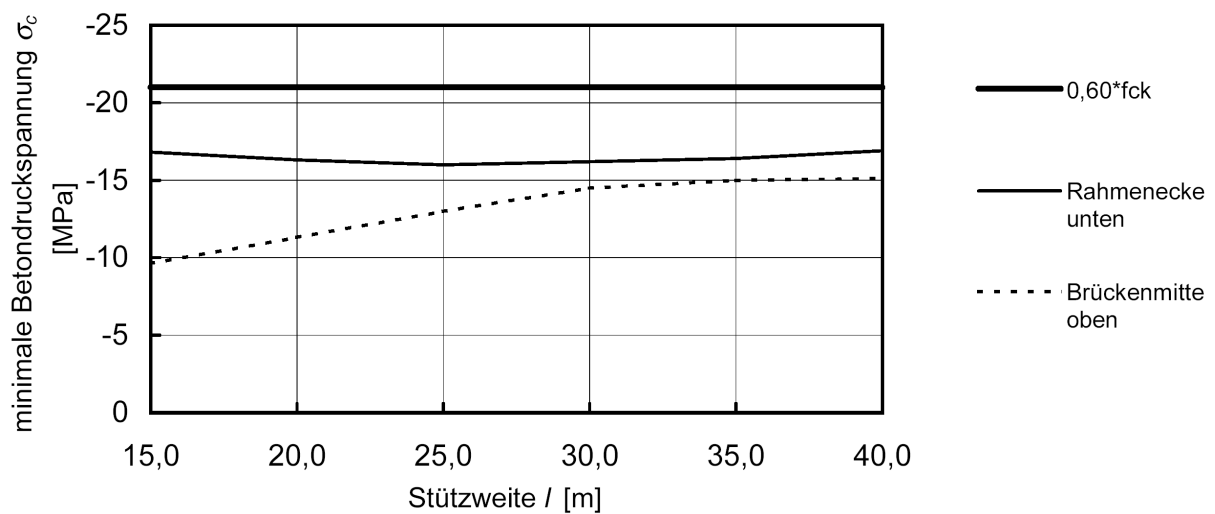
**Bild 36** Brücke mit HWW-Querschnitt – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,freq}$ , steife Gründung

#### 4.2.4 Betondruckspannungen unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination

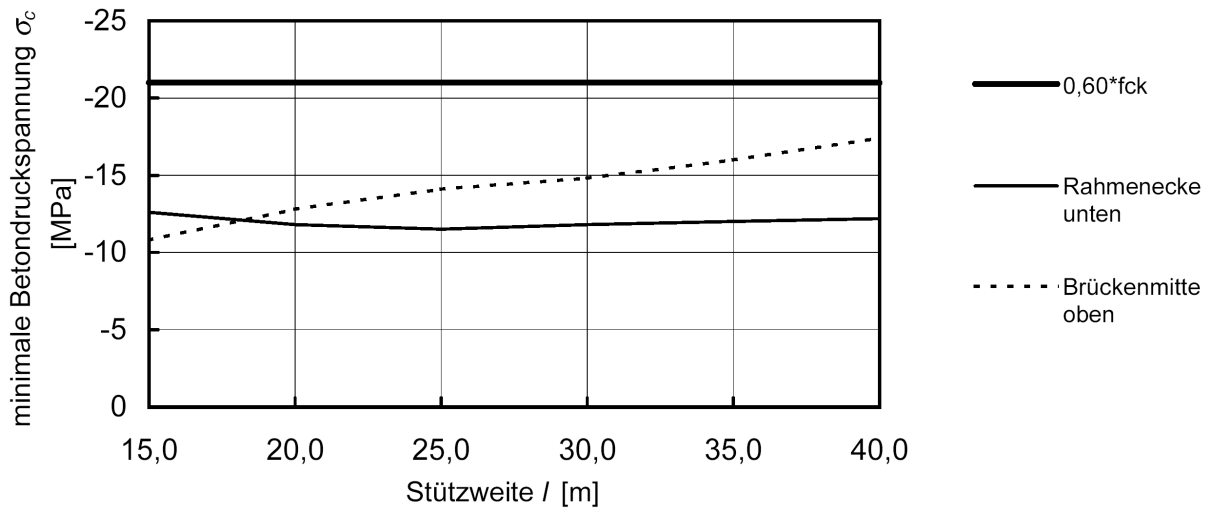
Zur Vermeidung von großen nichtlinearen Kriechverformungen, vor allem aber zur Vermeidung von Längsrissen und irreversiblen Schädigungen des Betons im Gebrauchszustand, sind die Betondruckspannungen nach DIN-Fachbericht 102, II-4.4.1.2 (103) P unter der nicht-häufigen Einwirkungskombination auf  $0,60 \cdot f_{ck}$  zu begrenzen. Die Extremwerte der Betondruckspannung sind jeweils für Feldmitte oben und Rahmenecke unten in den Bildern 37 bis 40 dargestellt. Der Grenzwert  $\sigma_c = -21 \text{ N/mm}^2$  für C 35/45 wird bei beiden untersuchten Brückentypen sowohl für den Grenzfall der weichen Gründung als auch für den Grenzfall der steifen Gründung eingehalten.



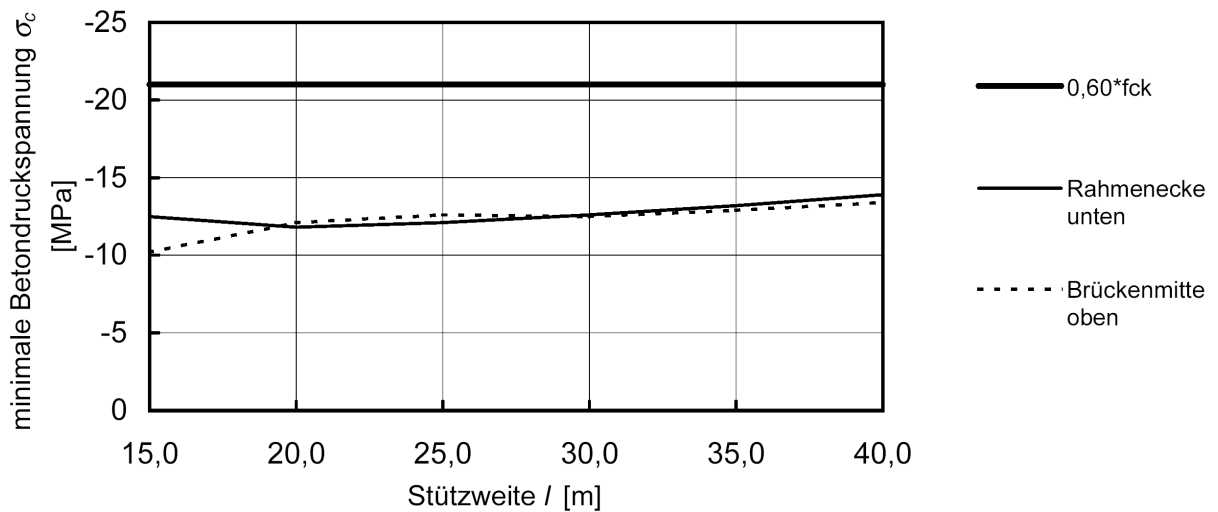
**Bild 37** Brücke mit RQ 10,5 – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,non-freq}$ , weiche Gründung



**Bild 38** Brücke mit RQ 10,5 – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,non-freq}$ , steife Gründung



**Bild 39** Brücke mit HWW-Querschnitt – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,non-freq}$ , weiche Gründung

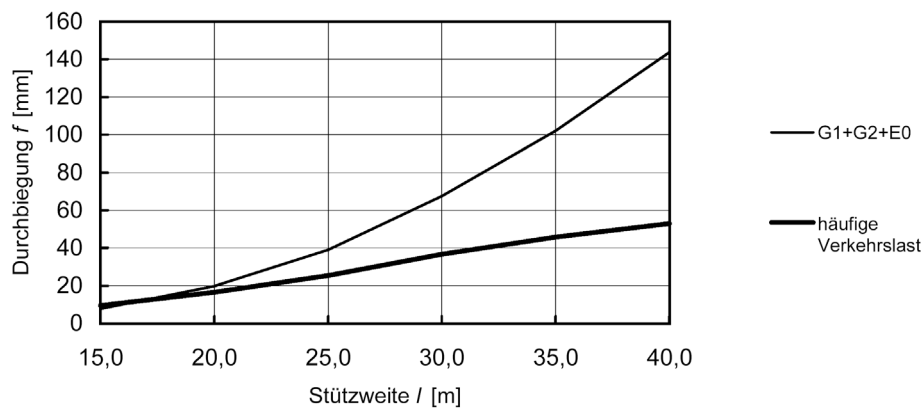


**Bild 40** Brücke mit HWW-Querschnitt – Betondruckspannungen  $\sigma_{c,non-freq}$ , steife Gründung

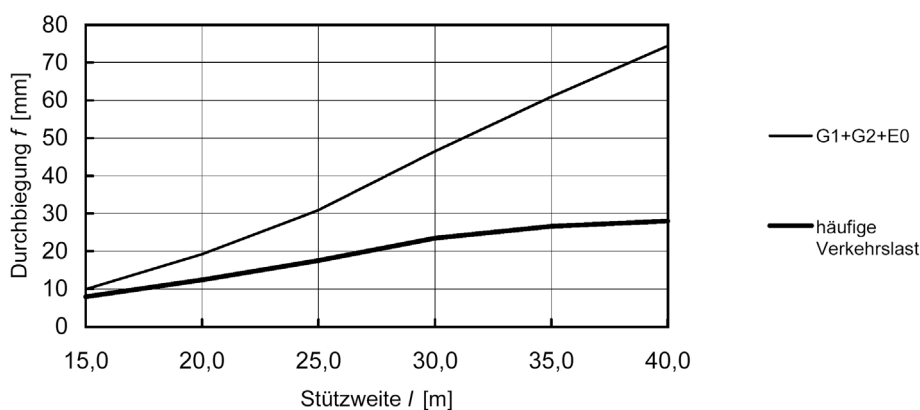


#### 4.2.5 Durchbiegung in Brückenmitte

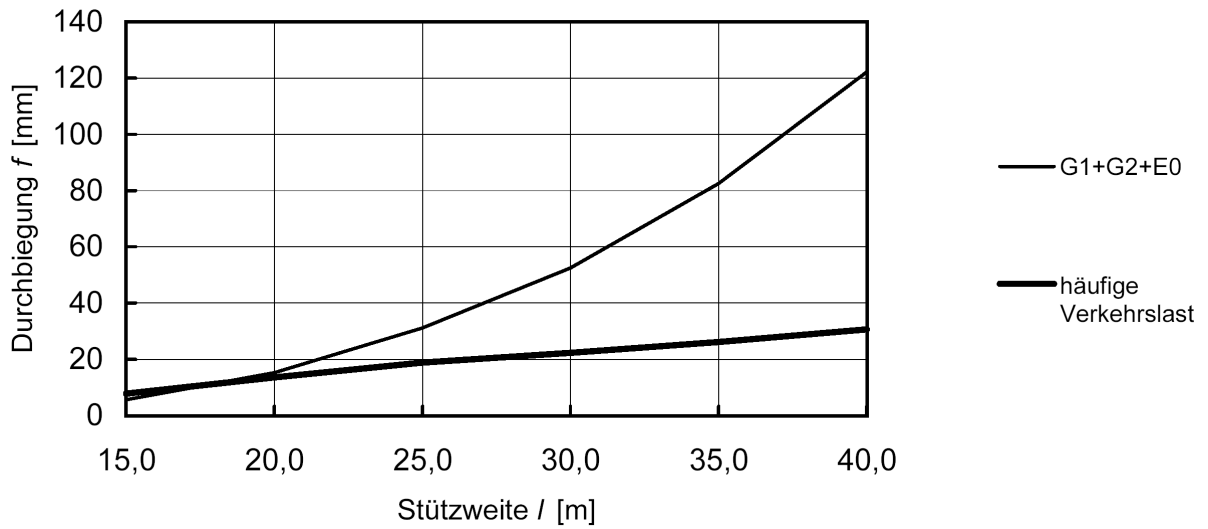
Die Durchbiegung des Riegels unter ständigen Einwirkungen wird für die erforderliche Überhöhung bei der Herstellung benötigt. Sie ist weiterhin Ausgangswert für den Nachweis der Verformungsbegrenzung nach Abschnitt 3.1, Tabelle 4 dieser Stellungnahme. Im Rahmen dieser Parameterstudie wird nur eine einfache linear-elastische Berechnung durchgeführt. Der Einfluss des Kriechens und der Rissbildung wird überschlägig durch eine Erhöhung der elastisch ermittelten Verformungen um den Faktor 3,0 berücksichtigt. Im Rahmen einer Ausführungsstatik sind die Einflüsse aus Kriechen und Rissbildung bei der Verformungsberechnung dagegen genauer zu verfolgen. Die Riegeldurchbiegungen in Abhängigkeit von der Stützweite sind für beide untersuchten Brückentypen in den Bildern 41 bis 44 dargestellt.



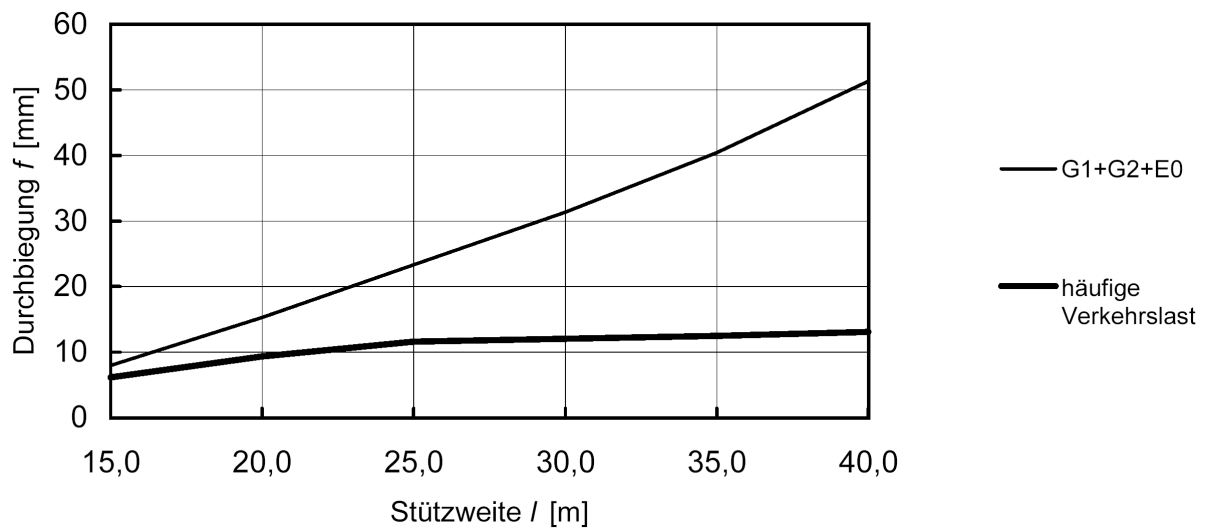
**Bild 41** Brücke mit RQ 10,5 – Durchbiegung des Riegels, weiche Gründung



**Bild 42** Brücke mit RQ 10,5 – Durchbiegung des Riegels, steife Gründung



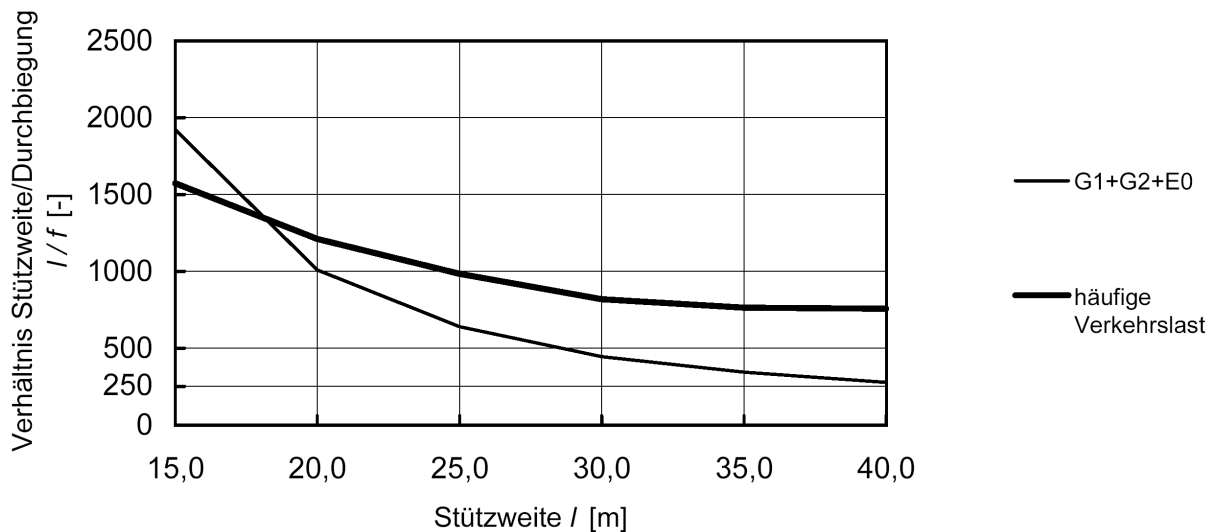
**Bild 43** Brücke mit HWW-Querschnitt – Durchbiegung des Riegels, weiche Gründung



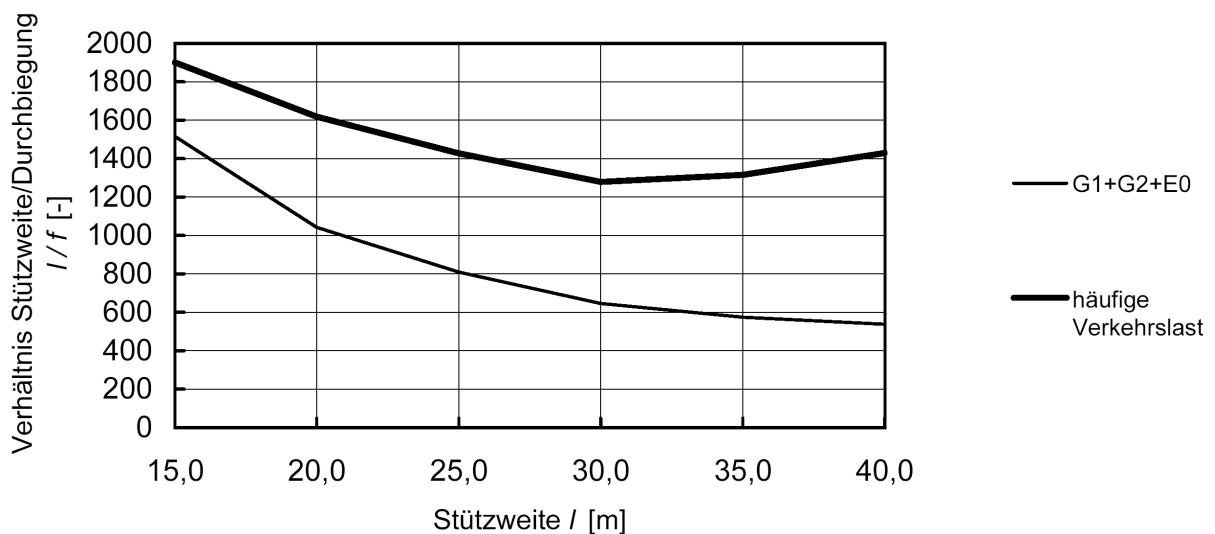
**Bild 44** Brücke mit HWW-Querschnitt – Durchbiegung des Riegels, steife Gründung

#### 4.2.6 Verhältnis Stützweite zu Durchbiegung in Brückenmitte

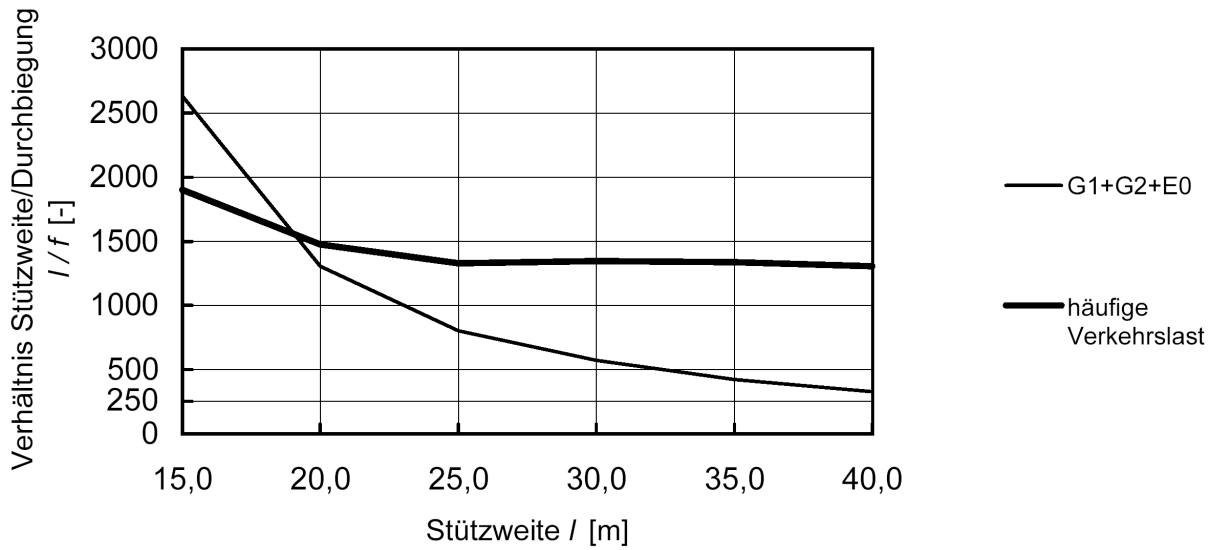
Die Durchbiegung des Riegels unter ständigen Einwirkungen und Kriechen ist in Anlehnung an DIN 1045-1, 11.3.1 (9) auf  $1/250$  der Stützweite zu begrenzen sein. Bei einer Überhöhung von  $1/250$  wird im Endzustand damit rechnerisch die Soll-Gradiente erreicht. Die maximale Durchbiegung unter dem häufigen Anteil der Verkehrslasten wird entsprechend Abschnitt 3.1 dieser Stellungnahme auf  $1/500$  der Stützweite begrenzt. Die auf die Stützweite bezogenen Riegeldurchbiegungen sind für beide untersuchten Brückentypen in den Bildern 45 bis 48 dargestellt. Die genannten Begrenzungen werden bei den untersuchten Systemen bis 40 m Stützweite eingehalten.



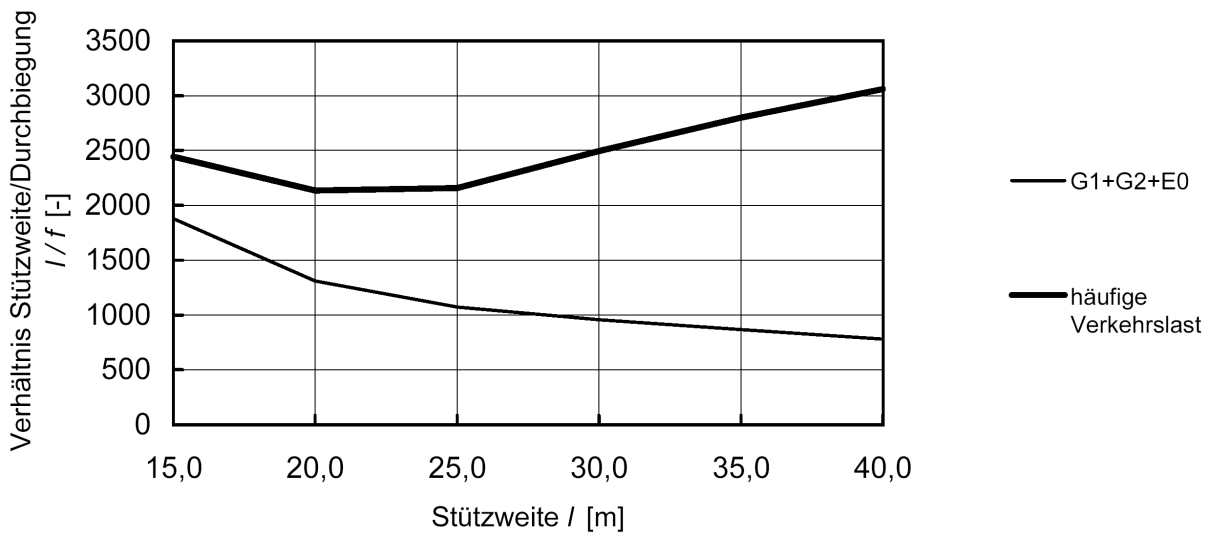
**Bild 45** Brücke mit RQ 10,5 – Verhältnis Stützweite / Riegeldurchbiegung, weiche Gründung



**Bild 46** Brücke mit RQ 10,5 – Verhältnis Stützweite / Riegeldurchbiegung, steife Gründung



**Bild 47** Brücke mit HWW-Querschnitt – Verhältnis Stützweite / Riegedurchbiegung weiche Gründung

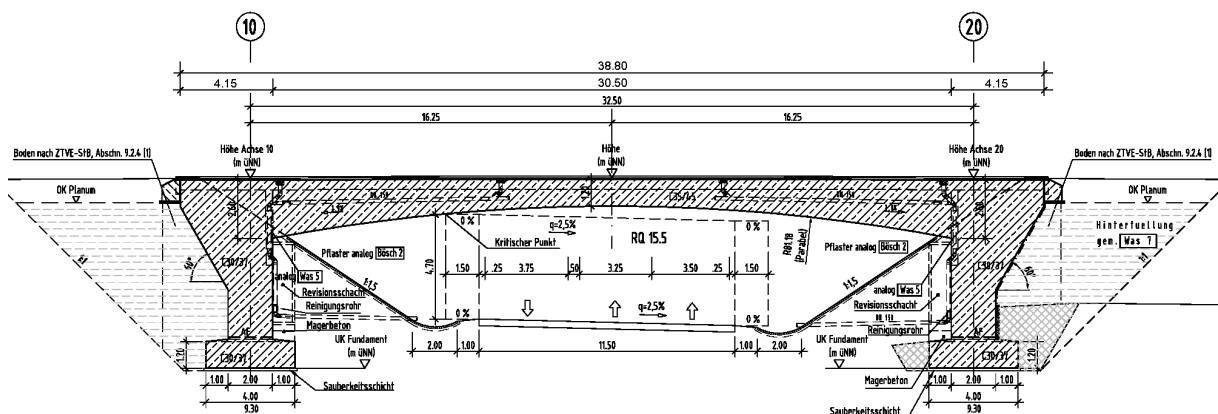


**Bild 48** Brücke mit HWW-Querschnitt – Verhältnis Stützweite / Riegedurchbiegung steife Gründung



Der Überbau erhält einen Plattenbalkenquerschnitt mit einer Stegbreite von 3,30 m. Die Konstruktionshöhe ist veränderlich von 1,20 m in Feldmitte bis 2,80 m in den Widerlagerachsen. Die Rahmenstiele erhalten Rechteckquerschnitte mit einer Breite von 6,30 m und werden flach gegründet. Die Stiele werden biegesteif an die Fundamente angeschlossen. Der Widerstand gegen die Verdrehung um die Fundamentachse wird durch Optimierung der Fundamentabmessungen so gering wie möglich gehalten. Aus den aufnehmbaren Sohlpressungen  $\sigma_{zul} = 350 \text{ kN/m}^2$  ergibt sich eine Mindestaufstandsweite von 4,00 m.

Bei der hier gewählten klassischen Rahmenlösung mit einer Spannweite über 18 m sollten die zyklischen Bewegungen der Stiele konstruktiv nicht behindert werden. Im Beispiel wird dies über die massive Ausführung der in die Dämme zurückgesetzten Stiele ermöglicht. Auf die Anordnung von steifen Flügeln kann dabei verzichtet werden. Die Bewegung an den Überbauenden wird damit auf den bituminösen Fahrbahnübergang nach ZTV-ING Teil 8.2 bzw. Blatt 4.5 aus [10], Anhang B1 konzentriert.

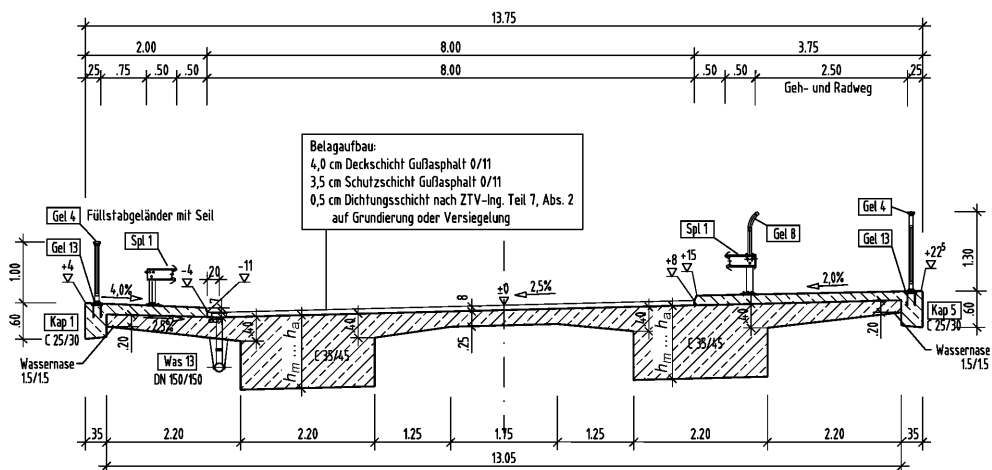


**Bild 51** Längsschnitt

Anlage 1 enthält für dieses Musterbeispiel einen Bauwerksplan nach den Vorgaben der RAB-ING sowie die statische Vorberechnung zum Bauwerksentwurf. Die dort angegebenen Abmessungen und die ermittelte Bewehrung gelten nur für die Randbedingungen dieses Musterbeispiels. Bei der Übertragung auf andere Bauwerke sind in jedem Einzelfall die dort gültigen Randbedingungen zu beachten. Neben der Geometrie des Geländes und der Verkehrswege gehören dazu insbesondere die Baugrundangaben.

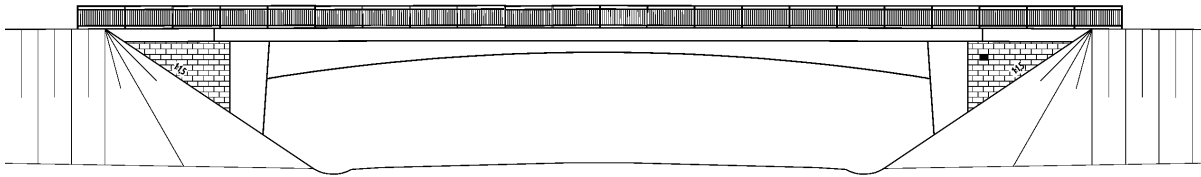
## 6 Muster-Beispiel 2: Überführung RQ 10,5 über RQ 26

Als zweites Muster-Beispiel wurde die Überführung einer Bundesstraße mit RQ 10,5 über eine Autobahn mit RQ 26 untersucht. Mit der Bundesstraße wird ein Fuß- und Radweg mit 2,50 m Breite überführt. Die Querschnittsaufteilung wird den Erg ZTV-ING Hessen, Anhang B1, Blatt 1.2, Abbildung 2b entnommen. Die Breite der Fahrbahn beträgt 8,00 m und die Breite zwischen den Geländern ergibt sich zu 13,25 m (Bild 52). Der Kreuzungswinkel beträgt im Musterbeispiel 100 gon. Das Überführungsbauwerk für die Bundesstraße wird als einfeldriges, integrales Rahmenbauwerk mit einer lichten Weite von ca. 35,00 m ausgeführt (Bild 53). Dies entspricht einer System-Stützweite von ca. 38,00 m. Die Achse der Straßenbrücke verläuft im Grundriss gerade, im Höhenplan liegt das gesamte Bauwerk im Bereich einer Kuppe mit  $H = 5000$  m. Der Hochpunkt und der Tangentschnittpunkt liegen in der Bauwerksmitte, so dass die Brücke symmetrisch ausgeführt werden kann.



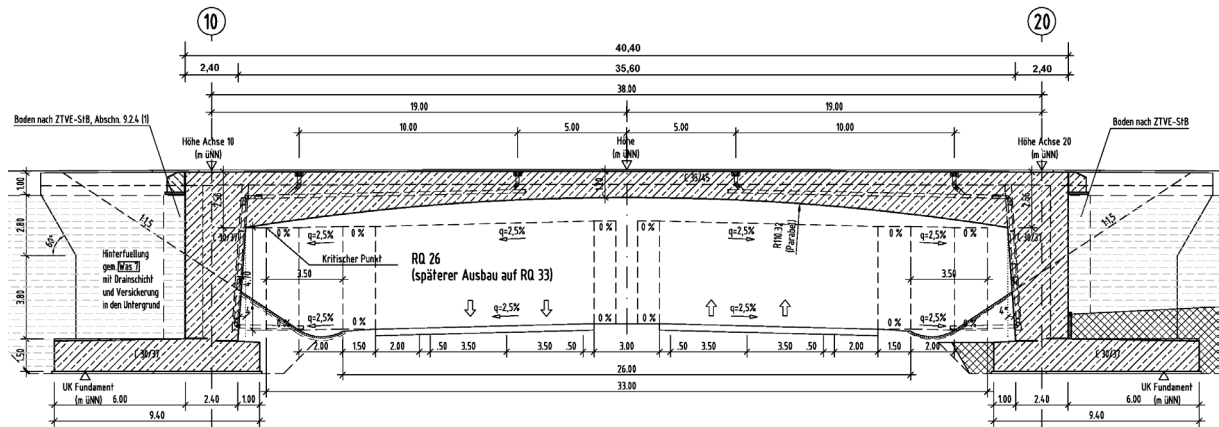
**Bild 52** Querschnitt

Der Überbau besitzt einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt mit jeweils 2,20 m Stegbreite. Die Konstruktionshöhe ist veränderlich von 1,20 m in Feldmitte bis auf 2,80 m in den Widerlagerachsen. Die Stiele mit Rechteckquerschnitt besitzen eine Gesamtbreite von 12,01 m. Durch Voutung können die Stielquerschnitte mit dem Verlauf der Rahmenmomente abgestimmt werden.

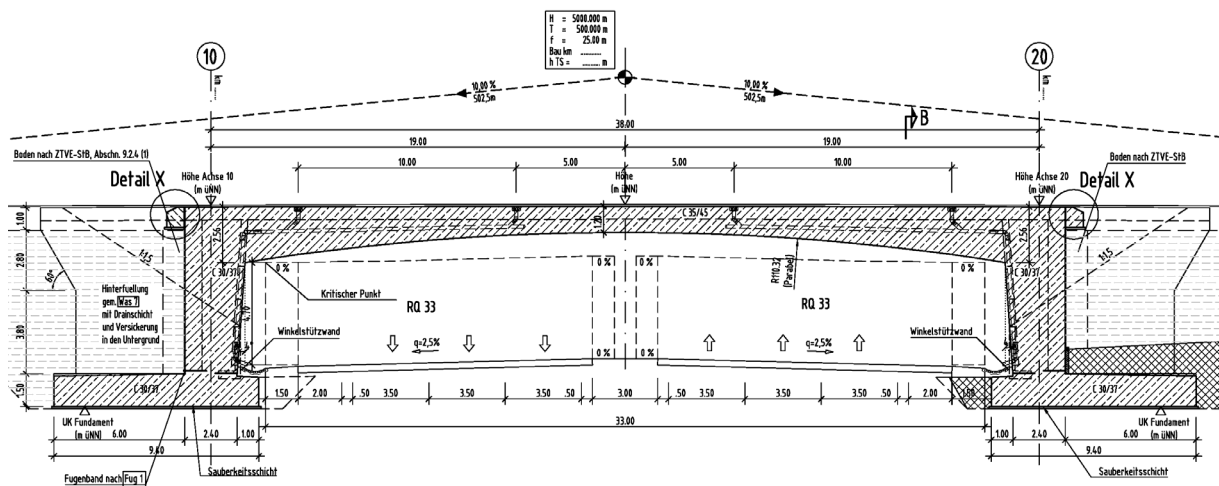


**Bild 53** Ansicht

Gemäß Erg ZTV-ING Hessen, Anhang B1, Blatt 1.1, Abbildung 3 wird bereits beim Bauwerksentwurf eine spätere Aufweitung des unterführten RQ 26 auf einen RQ 33 berücksichtigt (Bild 54). Beide Richtungsfahrbahnen können dabei um einen Fahrstreifen erweitert werden. Der Dammfuß wird in dieser Ausbaustufe zurückgesetzt und mit einer kleinen Stützwand abgefangen (Bild 55).



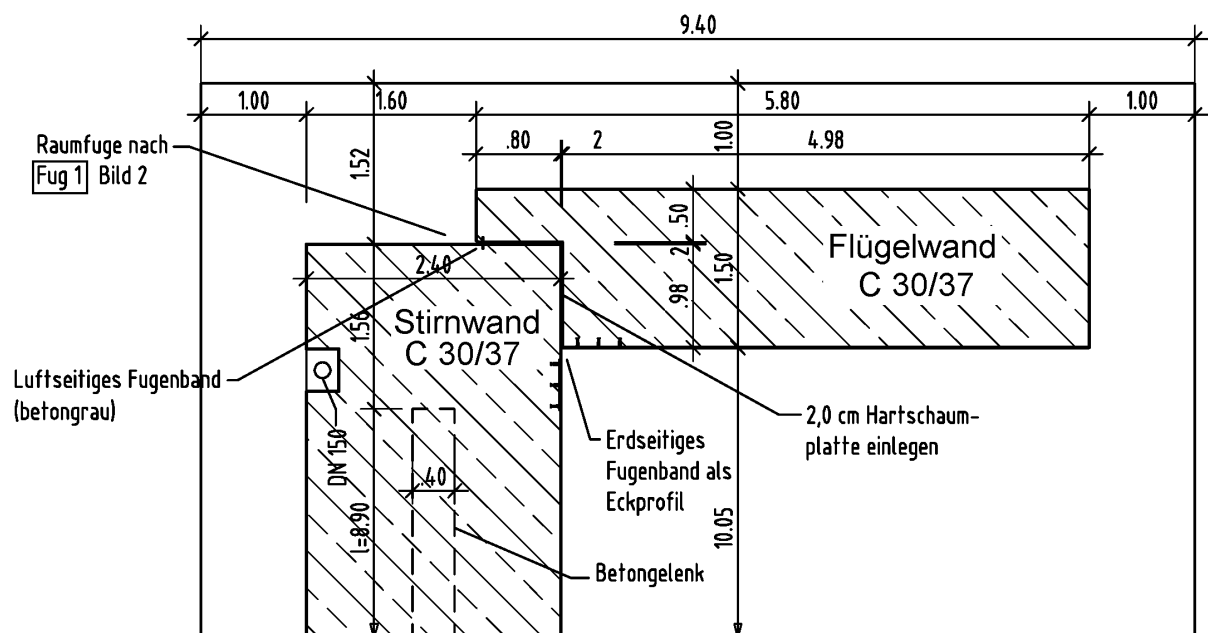
**Bild 54** Längsschnitt mit unterführtem RQ 26



**Bild 55** Längsschnitt im späteren Ausbaustadium mit unterführtem RQ 33



Wegen der aus dem Damm teilweise herausgezogenen Anordnung der Widerlager werden im Unterschied zum ersten Muster-Beispiel Flügel erforderlich. Eine monolithische Verbindung von Rahmenstiel und Flügel würde zu einer erheblichen Versteifung der Stiele in den Eckbereichen führen. Die Bodenplatte für Stiel und Flügel wird bei den vorgezogenen Widerlagern so groß, dass in der Gründungsfuge keine ausreichende Rotationsmöglichkeit mehr gegeben ist. Weiterhin würden die zyklischen Verformungen der Überbauenden auf die Flügel und durch Reibung ggf. auch auf Teile der Hinterfüllung übertragen. Die Auswirkungen der zyklischen Bewegungen der Stiele sind bei Brücken mit mehr als 18 m System-Stützweite allgemein nicht mehr vernachlässigbar. Zur Erzielung einer über die Breite konstanten Steifigkeit der Stiele und um die Verformungen auf den Schnitt zwischen Überbauende und Hinterfüllung zu konzentrieren, werden deshalb die Flügel vom Stiel durch eine Fuge getrennt (Bild 56). Die ausreichende Rotationsfähigkeit an den Fußpunkten wird über Betongelenke hergestellt. Damit wird insgesamt das Tragverhalten des Rahmens weitgehend von den Flügeln und der Bodenplatte getrennt. Die Bewegung an den Überbauenden wird auf den bituminösen Fahrbahnübergang nach ZTV-ING Teil 8.2 bzw. Blatt 4.5 aus [10], Anhang B1 konzentriert.



**Bild 56** Fuge im Widerlager zwischen Rahmenstiel und Flügel

Die wegen der zyklischen Bewegung der Überbauenden bei vorgezogenen Widerlagern erforderliche Trennung von Flügeln und Stiel hat aus statischer Sicht den Nachteil, dass die Flügel die Erddrucklasten wie Winkelstützwände nur einachsig abtragen können. Die bei Kastenwiderlagern sehr effektive Einspannung der Flügel in die Kammerwand entfällt. Die Flügel erhalten deshalb vergleichsweise große Querschnittsabmessungen und hohe Beweh-

rungsgrade. Im Musterbeispiel wurde durch Voutung der Flügelwände eine Abstimmung mit dem Momentenverlauf vorgenommen. Alternativ können die Flügel auch durch ein Stahlbetonzugband verbunden werden, wie es in Brandenburg üblich ist (vgl. Bild 3). Die Querschnittsabmessungen der Flügel und die erforderliche Biegebewehrung der Flügel kann damit deutlich reduziert werden. Dafür müssen beim Einbringen und Verdichten der Hinterfüllung Behinderungen in Kauf genommen werden.

Unabhängig von der konstruktiven Durchbildung der durch eine Fuge vom Stiel getrennten Widerlager wirkt der durch Mobilisierung erhöhte Erddruck nach Abschnitt 2.2 zumindest im Bereich des aktiven Gleitkeils (vgl. Bild 9) nicht nur auf den Stiel sondern auch auf die Flügelwände. Der mobilisierte Erddruck ist in diesem Bereich bei der Bemessung der Flügel zu berücksichtigen.

Anlage 2 enthält für dieses Musterbeispiel zwei Bauwerkspläne nach den Vorgaben der RAB-ING sowie die statische Vorberechnung zum Bauwerksentwurf. Die dort angegebenen Abmessungen und die ermittelte Bewehrung gelten nur für die Randbedingungen dieses Musterbeispiels. Bei der Übertragung auf andere Bauwerke sind in jedem Einzelfall die dort gültigen Randbedingungen zu beachten. Neben der Geometrie des Geländes und der Verkehrswege gehören dazu insbesondere die Baugrundangaben.

## 7 Zusammenfassung

Die Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken [9] haben eine erfreuliche Resonanz gefunden. Bei der Bearbeitung von Bauwerksentwürfen und bei der Ausführungsplanung für verschiedene Projekte sind Detailfragen und Anregungen entstanden, die in diesen erweiterten Grundlagen für integrale Straßenbrücken in Stahlbetonbauweise aufgegriffen wurden. Neben Fragestellungen zur Bauweise selbst wurden bewusst auch zahlreiche Punkte aufgegriffen, die bei der Anwendung der DIN-Fachberichte in Zusammenhang mit den zugehörigen ARS und der BAST-Erfahrungssammlung [1] regelmäßig zu Rückfragen führen. Ergänzende Hinweise wurden hier insbesondere zum Nachweis des Betonstahls gegen Ermüdung aufgenommen.

Es konnte gezeigt werden, dass die Erddruck-Mobilisierung infolge der zyklischen Verformung bei ausreichend hohen Widerlagerwänden erst bei Kopfverschiebungen größer 5 mm eine maßgebende Rolle spielt. Bei einfachen, annähernd symmetrischen Stahlbetonrahmen unter 18 m Gesamtstützweite und einer Stielhöhe von mindestens 5,0 m kann die Mobilisierung daher i. d. R. vernachlässigt werden. Auch künftig wird in diesem Spannweitenbereich ein Schwerpunkt der integralen Bauweise liegen.

Die Parameterstudien und die beiden Muster-Beispiele zeigen, dass die integrale Bauweise für Stahlbetonrahmen bis 40 m Stützweite zu vernünftigen Ergebnissen führt. Der Verzicht auf Vorspannung und die vergleichsweise schweren Querschnitte begrenzen dabei das Einsparpotential gegenüber herkömmlichen Einfeldbrücken auf Lagern. Wesentliche Vorteile liegen in der einfacheren Konstruktion und dem geringeren Unterhaltungsaufwand.

Im Rahmen der Entwurfsbearbeitung ist in jedem Einzelfall zu prüfen, welche Bauweise und Gestaltung am besten geeignet und wirtschaftlich vertretbar ist. Die integrale Bauweise bietet dem Planer auch bei Stahlbetonbrücken eine Option beim Bauwerksentwurf, die in der Praxis bereits vielfach erprobt ist. Die Besonderheiten, die aus den zyklischen Temperaturschwankungen der integralen Bauwerke entstehen, sind bei der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu berücksichtigen.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner

Dr.-Ing. M. Zink

## Literatur

- [1] Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST): Erfahrungssammlung zu den DIN-Fachberichten. Stand 10.01.2006. Download über <http://www.bast.de>
- [2] BMVBS (vorm. BMVBW), Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: Musterentwürfe für einfeldrige Verbundüberbauten zur Überführung eines Wirtschaftsweges (WW) und eines RQ 10,5 (Ausgabe 1999). Schüßler-Plan. Potsdam 1999
- [3] *Danielewicz, I.*: Zur Ermüdungsberechnung von Beton-Straßenbrücken. Dissertation D 17 / 1994, Institut für Massivbau der TU Darmstadt, 1994.
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 525 der Schriftenreihe – Erläuterungen zu DIN 1045-1. Beuth, Berlin 2003.
- [5] *Engelsmann, S., Schlaich, J. und Schäfer, K.*: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager. DAfStb (Hrsg.), Heft 496 der Schriftenreihe, Beuth, Berlin 1999
- [6] *England, G. L. and Tsang, N. C. M.*: Towards the Design of Soil Loading for Integral Bridges – Experimental Evaluation. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College, London 2001.
- [7] Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau: Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke. Ausgabe 1994. FGSV Heft 525, Juli 1994.
- [8] Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. im Stahl-Zentrum (Hrsg.): Forschung für die Praxis P 629. *Schmitt, V., Seidl, G., Vogel, Ch., Schülke, B. und Koch, E.*: Untersuchungen zum verstärkten Einsatz von Stahlverbundkonstruktionen bei Brücken kleiner und mittlerer Stützweiten.
- [9] Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV): Fugenloses Bauen, Entwurfshilfen für integrale Straßenbrücken. Heft 50 der Schriftenreihe des HLSV. Bearbeitet in Zusammenarbeit mit König, Heunisch und Partner, Beratende Ingenieure für Bauwesen. Wiesbaden, Frankfurt, 2002.
- [10] Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen (HLSV): Erg ZTV-ING Hessen. Ausgabe 2005-11. Wiesbaden 2005. Download über <http://www.verkehr.hessen.de> unter der Rubrik: Service für Sie / Anträge, Formulare & Standards
- [11] *Pötzl, M., Schlaich, J. und Schäfer, K.*: Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken. DAfStb, Heft 461, Beuth, Berlin 1996
- [12] *Stritzke, J.*: Einführung zum 10. Dresdner Brückenbausymposium. Lehrstuhl für Massivbau, TU Dresden, 2000.
- [13] *Vogt, N.*: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand. Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart, Nr. 22, 1984.