Carbon Concrete Composite

Fact Sheet

Beispielrechnungen für Verstärkung und Neubau mit Carbonbeton

Bearbeiter: Alexander Schumann, Sophie Uhlemann (jeweils CARBOCON GMBH),
Jan Bielak, Sarah Bergmann (jeweils Institut für Massivbau der RWTH Aachen University),
Anett Ignatiadis und Udo Wiens (jeweils Deutscher Ausschuss für Stahlbeton)

Herausgeber: C³Verband
Dresden, Februar 2023

VORWORT

Das vorliegende Dokument entstand im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Verbundvorhabens C3-V3.5 (C³-Final) des Projektes C³ – Carbon Concrete Composite (C³-Projekt) mit dem Ziel, die im C³-Projekt erarbeiteten Ergebnisse für Dritte aufzubereiten, zu erläutern und in den Markt zu überführen.

Die Berechnungen sind ausdrücklich als Beispiele zu verstehen, die keine Allgemeingültigkeit und keinen Anspruch auf Vollständigkeit aufweisen. Ihre Übertragung auf andere Randbedingungen ist durch die anwendenden Planerinnen und Planer im Einzelfall kritisch zu prüfen.

Im Falle von geringfügigen Abweichungen eines (Zwischen-)Ergebnisses liegt die Ursache darin, dass sich eine händische Berechnung und eine Berechnung mit einem Tabellenkalkulationsprogramm in der Nachkommazahl unterscheiden können.

Die Aufbereitung erfolgte nach dem zum Zeitpunkt der Erstellung vorhandenen Stand des Wissens.

1 TECHNISCHE VORSCHRIFTEN, GUTACHTEN UND LITERATUR

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen/allgemeine Bauartgenehmigungen

[1] Deutsches Institut für Bautechnik (Hrsg.): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung/Allgemeine Bauartgenehmigung Z-31.10-182: CARBOrefit - Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton. Berlin, Dezember 2021. mit Geltungsdauer 23. Dezember 2021 bis 01. Juni 2026.

Normen und Regelwerke

[2] DIN EN 196-1 (2016-11): Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1. November 2016.

[3] DIN EN 206-1 (2021-06): Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021. Juni 2021.

[4] DIN 488-2: Betonstahl – Betonstabstahl. August 2009.

[5] DIN 1045: Stahlbeton- und Spannbeton, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Juli 1988.

[6] DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670. März 2021.

[7] DIN EN 1542: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken, Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch. Juli 1999.

[8] DIN EN 13791/A20:2022-04 mit Änderung A20: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; mit Änderung A20. Februar 2020 und April 2022.

[9] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005/AC:2010.

[10] DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 2010.

[11] DIN EN 1991-1-1/NA/A1: Nationaler Anhang – Eurocode 1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, mit Änderung A1. Dezember 2012 und Mai 2015.

[12] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.

[13] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Januar 2011.

[14] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004 + AC:2008.

[15] DIN EN 13670: Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009. März 2011.

[16] DAfStb-Richtlinie - Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Entwurf. Stand vom 20. Mai 2022.

[17] DAfStb-Richtlinie - Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie) 2001-10; RL SIB:2001-10.

[18] DAfStb-Richtlinie - Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung, Beuth, Berlin, März 2012.

[19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen und Beispiele zur DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“: DAfStb-Heft 595, Beuth, (2013).

[20] DAfStb-Richtlinie - Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung Teil 2: Bewehrungsprodukte, Entwurf. Stand vom 20. Mai 2022.

[21] DAfStb-Richtlinie - Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung Teil 3: Hinweise zur Bauausführung. Stand vom 20. Mai 2022.

[22] DAfStb-Richtlinie - Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung Teil 4: Empfehlungen für Prüfverfahren. Stand vom 20. Mai 2022.

Sonstige Literaturquellen

[23] Brückner, A.: Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton. Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden. Dissertation. Dresden, 2011.

[24] Curbach, M., Schladitz, F., Weselek, J., Zobel, R.: Eine Vision wird Realität: Der Betonbau der Zukunft ist nachhaltig, leicht, flexibel und formbar – dank Carbon, Für eine Sanierung oder Neubau sind jetzt Decken und Wände, Fuß- und Radwegbrücken,

Bögen und Fassaden sein Metier. In: Der Prüfingenieur, Heft 51, November 2017. S. 20 – 35.

[25] May, S., Schumann, A., Bergmann, S., Curbach, M., Hegger, J.: Versuche zur Querkraftverstärkung mit Carbonbeton. In: Bauingenieur Nr. 96 (2021), Heft 3.

[26] Ortlepp, R.: Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile. Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden. Dissertation. Dresden, 2007.

[27] TUDALIT: Verstärken mit Textilbeton nach abZ Z-31.10-182, Ein Leitfaden für planende Architekten und Ingenieure, für Ausführungsunternehmen und für Bauherren. Stand: 15. Mai 2018.

[28] Zilch, K., Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Berlin: 2010.

[29] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken: DAfStb-Heft 631, Beuth, Berlin, (2019).

[30] Schnell, J.; Weber, M.: Experimentelle Ermittlung der Korrelation der Druckfestigkeiten von Bohrkernen aus Bauwerksbeton und genormten Probekörpern: DAfStb-Heft 632, Beuth, Berlin, (2019).

[31] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein (DBV): DBV-Merkblatt Parkhäuser und Tiefgaragen 3. überarbeitete Ausgabe, Fingerloos, Frank; Meyer, Lars, Berlin, (2018).

2 ALLGEMEINE HINWEISE

Verwendete Verstärkungsmaterialien

Im Rahmen der Beispielrechnungen werden als Verstärkungsmaterialien exemplarisch der Feinbeton CARBOrefit®-TF10-PAGEL und das Carbongitter CARBOrefit gemäß [1] verwendet. Daher wird im Folgenden wiederholt auf [1] verwiesen.

Im Wesentlichen sind die Beispielrechnungen auf andere Verstärkungssysteme mit Carbonbeton übertragbar. Ein Verstärkungssystem muss allgemein bauaufsichtlich zugelassen sein. Es sind stets der geltende Anwendungsbereich und die Vorgaben der gültigen Zulassung zu beachten.

Mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ)/allgemeinen Bauartgenehmigung (aBG) können Bauprodukte und Bauarten verwendet werden, für deren Anwendung keine technischen Regeln oder Anwendungsnormen existieren.

Carbongitterbewehrung

Für die Spannungs-Dehnungslinie eines Carbongitters wird ein linear elastischer Verlauf angesetzt (vgl. Abb.02.1). Abb.02.2 zeigt ein schematisch dargestelltes Carbongitter.

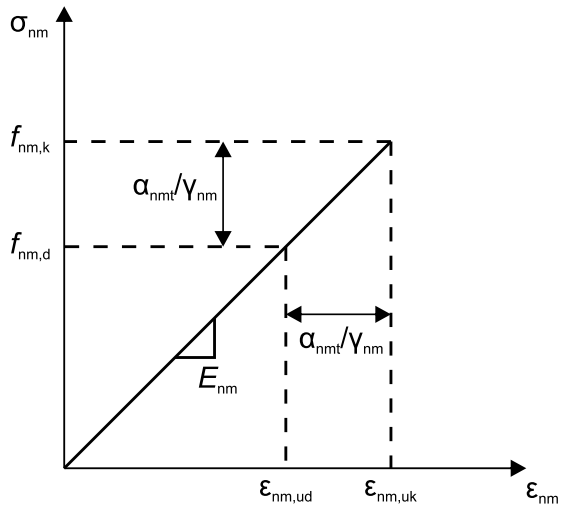


Abb.02.1: Idealisierte Spannung-Dehnungslinie eines Carbongitters

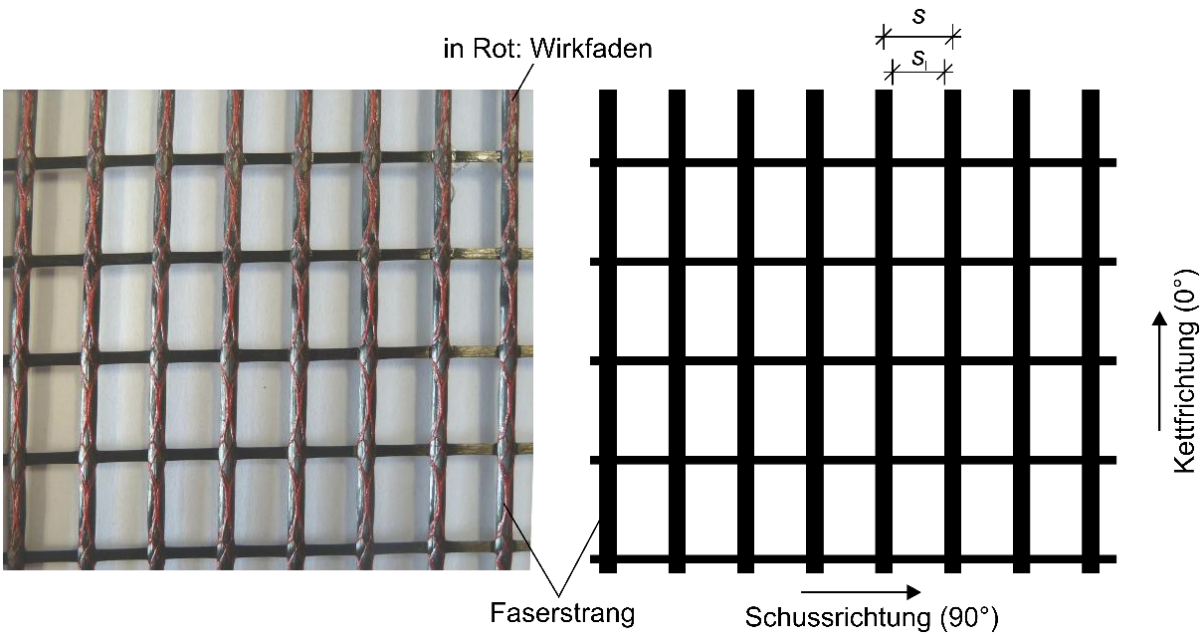


Abb.02.2: Schematische Darstellung eines Carbongitters

3 BEISPIEL 1: VERSTÄRKUNG EINER PLATTE MIT CARBONBETON

3.1 Ausgangssituation

Aufgrund einer Nutzungsänderung im Inneren eines Wohngebäudes ergibt sich an einer Stahlbetondecke ein statisches Defizit in der Zugzone, sodass diese mittels Carbonbeton verstärkt werden soll. Die Druckzone weist ausreichende Tragreserven auf, um weitere Lasten aufzunehmen. Bestandsunterlagen mit statischen Berechnungen liegen vor. Die zu verstärkende Decke ist als einachsig gespannte, einfeldrige Platte ausgeführt. Die Belastungen im trockenen Innenraum sind als vorwiegend ruhend zu betrachten. Das Bauteil fällt damit unter den Anwendungsbereich der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zur Verstärkung mit Carbonbeton, der auf eine Maximaltemperatur von 40 °C und einer relativen Luftfeuchte von 65 % in der Nutzungsphase begrenzt ist [1].

3.2 System und Baustoffe

3.2.1 System

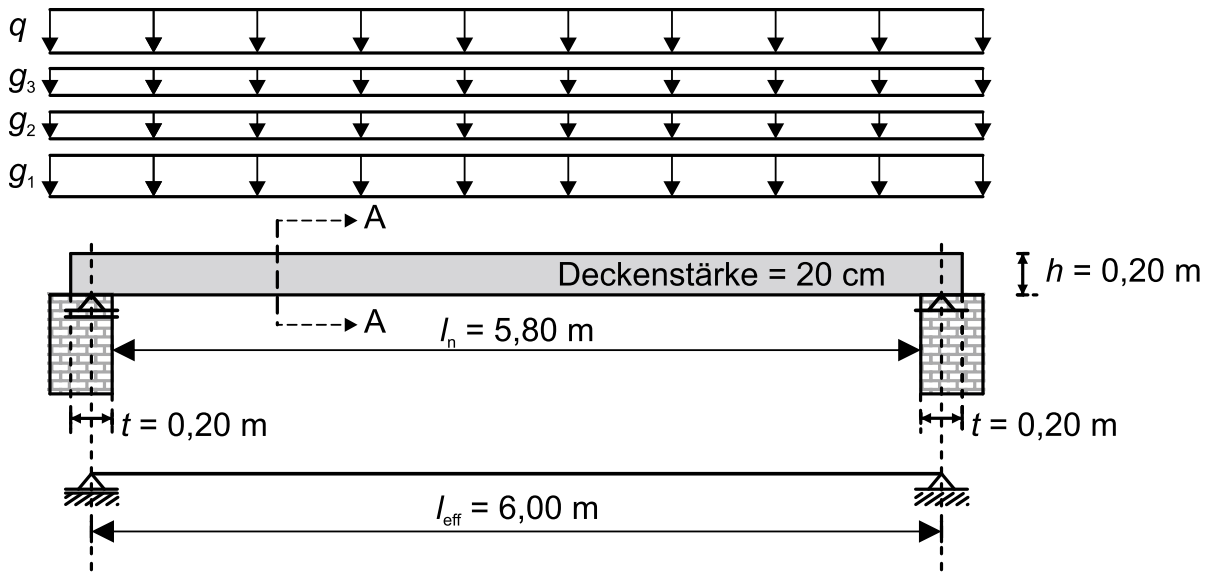


Abb.03.1: Statisches System im Längsschnitt

Effektive Stützweite

Die effektive Stützweite l_{eff} setzt sich aus dem lichten Abstand l_n zwischen den Auflagervorderkanten und zweimal der halben Auflagerbreite zusammen (vgl. Abs. 5.3.2.2 und Abb. 5.4 in [12]).

$$a_i = min\begin{cases}0{,}5 \cdot t \\ 0{,}5 \cdot h\end{cases}$$

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 = 5{,}80\ \mathrm{m} + 0{,}10\ \mathrm{m} + 0{,}10\ \mathrm{m} = 6{,}00\ \mathrm{m}$$

3.2.2 Bauteilanalyse

Die Eigenschaften der im Bestand vorhandenen Materialien wurden in situ erfasst und sind im Folgenden dargestellt.

3.2.2.1 Beton

<u>Oberflächenzugfestigkeit</u>

Die Oberflächenzugfestigkeit $f_{ct,surf}$ des zu verstärkenden Bauteils wird gemäß DIN EN 1542 [7] ermittelt. Die Überprüfung des erforderlichen Mindestwertes des Erwartungswertes der Oberflächenzugfestigkeit erfolgt nach Anlage 6 der abZ/abG des Verstärkungssystems [1] mit einem Faktor k, dem arithmetischen Mittel und der Standardabweichung der Stichproben. Der Faktor k berechnet sich mit Hilfe der Studentverteilung mit einem

Vertrauensintervall von 95 % (vgl. z. B. Teil 4, Anhang A in [18]). Der Mindestzielwert (1,0 N/mm²) ist [1] entnommen. Für die Bemessung der Schubfuge nach Anlage 5 der Zulassung [1] ist die nach DIN EN 1990 Anhang D [6] ermittelte Oberflächenzugfestigkeit des Bestandsbetons anzusetzen.

Die Einzelwerte der n Prüfungen sind in Tab.03.1 dargestellt.

Tab.03.1: Einzelwerte der Prüfung am Bauteil

n	1	2	3	4	5
$f_{\mathrm{ctm,surf,i}}$ [N/mm²]	2,2	2,5	1,9	2,4	2,1

Statische Auswertung der Stichproben:

Arithmetisches Mittel: $m_{\mathrm{x}} = 2{,}22\ \mathrm{N/mm^2}$

Standardabweichung: $s = 0{,}24$

Variationskoeffizient $V_{\mathrm{x}} = 0{,}24/2{,}22\ = 0{,}11$

Faktor: $k_n(n = 5) = 0{,}953$

Erwartungswert der Oberflächenzugfestigkeit (95 % untere Vertrauensgrenze) gemäß [1]:

$f_{\mathrm{ctm,surf}} = m_{\mathrm{x}} - k_{\mathrm{n}} \cdot s = 2{,}22\ \mathrm{N/mm^2} - 0{,}953 \cdot 0{,}24 = 2{,}0\ \mathrm{N/mm^2} > 1{,}0\ \mathrm{N/mm^2}$

<u>Betondruckfestigkeit:</u>

Für die Überprüfung der Betondruckfestigkeit aus den Bestandsunterlagen wurde eine ausreichende Anzahl von 10 Bohrkernen mit einem Durchmesser von 75 mm gemäß [8] entnommen. Die Auswertung der Bohrkernprüfungen erfolgt nach DIN EN 13791 Abschnitt 8.1 [8]. Weitergehende Hintergrundinformationen zur Bewertung von Bohrkernprüfungen sind beispielsweise in [30] enthalten.

Bestandsunterlagen: B25 nach DIN 1045:1988

Überprüfung am Bauteil: Einstufung in Festigkeitsklasse C20/25 möglich. Im Folgenden wird mit den charakteristischen Werten der Festigkeitsklasse nach EC2 weitergerechnet (vgl. Tab. 3.1 [12])

$f_{\mathrm{cm}} = 28\ \mathrm{N/mm^2}$

$f_{\mathrm{ck}} = 20\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_{\mathrm{cm}} = 30.000\ \mathrm{N/mm^2}$

3.2.2.2 Betonstahl

Die Vorgaben an die Betondeckung sind der DIN EN 1992-1-1 [11] entnommen. Die Informationen zum Betonstahl sind den Bestandsunterlagen entnommen. Die nach DIN EN 1992-1-1 geforderten Betondeckungen werden im Zuge der Instandsetzung wiederhergestellt. Die Ergebnisse der Vermessung des Stahlbetonquerschnittes sind in Abb.03.2 dargestellt.

<u>Art und Menge der vorhandenen Betonstahlbewehrung</u>

BSt 500 S (IV S) nach DIN 1045:1988 [5] bzw. DIN 488-2:1986 [2]. Dies entspricht einem B500B (vgl. Abs. 3.2.7 in [12]):

$f_{yk} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_s = 200.000\ \mathrm{N/mm^2}$

Längsbewehrung: $a_{sl} = 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m}\ (\text{Ø}12/12\ \mathrm{cm})$

Querbewehrung: $a_{sq} = 1{,}88\ \mathrm{cm^2/m}\ (\text{Ø}6/15\ \mathrm{cm})$

<u>Lage der Bestandsbewehrung (vgl. Abb.03.2)</u>

Die Lage der vorhandenen Bewehrung wurde anhand von Bestandsmessungen ermittelt.

Betondeckung (quer): $c_{sq} = 1{,}8\ \mathrm{cm}$

Statische Nutzhöhe: $d_{sl} = 170\ \mathrm{mm}$

<u>Vorgaben an die Betondeckung [11]</u>

Mindestbetondeckung: $c_{min} = 1{,}0\ \mathrm{cm}$

Nennmaß der Betondeckung: $c_{nom} = 2{,}0\ \mathrm{cm}$

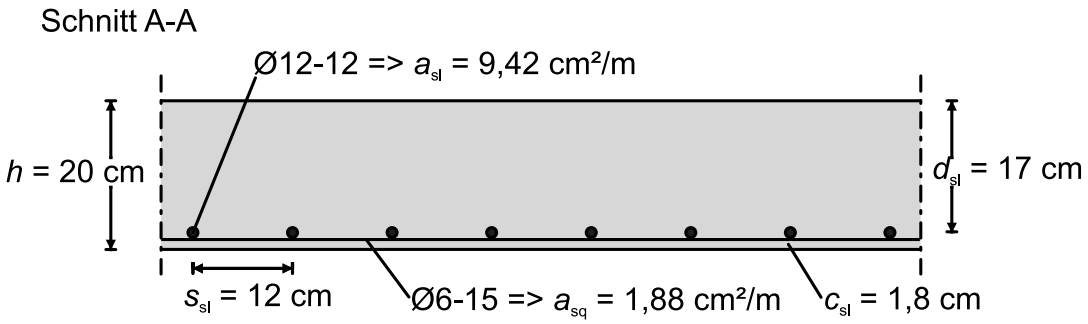


Abb.03.2: Stahlbetonquerschnitt (Schnitt A-A)

3.2.3 Verstärkungssystem

Zur Verstärkung der Deckenplatte wird der Verbundwerkstoff Carbonbeton verwendet. Bei einlagiger Carbonbetonverstärkung besteht die Verstärkungsschicht aus einer Schicht Feinbeton, einer Lage Carbonbewehrung und einer abschließenden Schicht Feinbeton. Jede weitere Lage resultiert in einer weiteren Schicht Feinbeton und einer zusätzlichen Lage Carbonbewehrung. Anwendung finden die Materialien aus der abZ/aBG [1], die in den folgenden Abschnitten näher erläutert werden. Es wird von einer einlagig bewehrten Carbonbetonschicht mit einer Verstärkungsdicke von 10 mm ausgegangen. Das Carbongitter liegt mittig in der Verstärkungschicht. Die Fasersträge in Kettrichtung sind hier parallel zur Längsbewehrung. Die statische Nutzhöhe der Carbonbewehrung d_{nm} ergibt sich zu 205 mm (vgl. Abb.03.3).

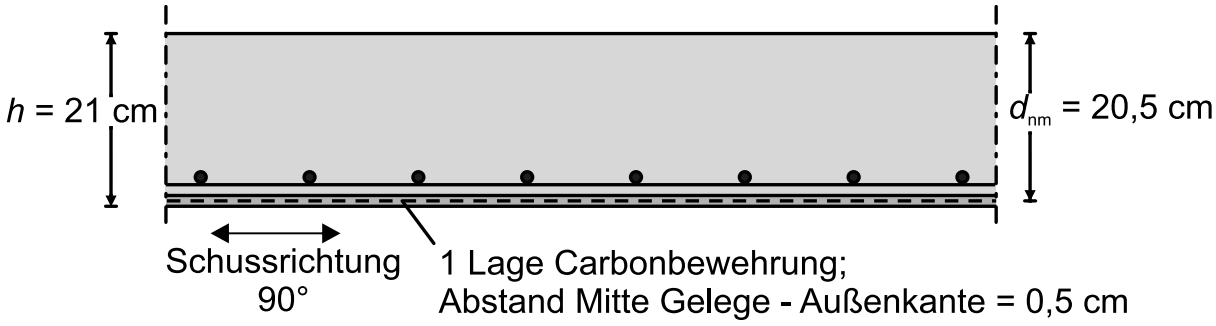


Abb.03.3: Carbonbetonverstärkter Querschnitt (Schnitt A-A)

3.2.3.1 Feinbeton

Gemäß [1] weist der verwendete Feinbeton folgende planmäßige Kennwerte auf:

$f_{\mathrm{ck}} \geq 80\ \mathrm{N/mm^2}$

$f_{\mathrm{ctm}} \geq 6\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_{cm} \geq 25.000\ \mathrm{N/mm^2}$

Nach der Verstärkungsmaßnahme sind die Kennwerte an Prismen (40 x 40 x 160 mm, vgl. [2]) zu prüfen.

3.2.3.2 Carbongitter

Das verwendete Carbongitter weist nach [1] folgende geometrische und mechanische Kennwerte in Kettrichtung auf:

Querschnittsfläche eines Faserstrangs:	$A_{\mathrm{Kf,nm}} = 1{,}80\ \mathrm{mm^2}$
Querschnittsfläche des Gitters:	$a_{\mathrm{Kf,nm}} = 140\ \mathrm{mm^2/m}$
Abstand der Fasersträge:	$s = 12{,}7\ \mathrm{mm}$

Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit: $f_{\mathrm{f,nm,k}} = 2.250\ \mathrm{N/mm^2}$

Charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit: $T_{\mathrm{nm,b,k}} = 10\ \mathrm{N/mm}$

Mittlerer E-Modul: $E_{\mathrm{f,nm,m}} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2}$

Dabei beschreiben die angegeben Querschnittsflächen den reinen Carbonfaserquerschnitt (vgl. Kapitel 2.1.1 in [1]). In Abgrenzung dazu definiert [16] die Nennquerschnittsfläche (Komposit-Querschnittsfläche) als Bezugsgröße zur Ermittlung von festigkeits- und steifigkeitsbezogenen Bewehrungseigenschaften.

3.3 Einwirkungen

3.3.1 Charakteristische Werte

Unterschieden werden vier Lastfälle, die sich wie folgt zusammensetzen:

- *Lastfall 1 (LF1) bildet die vor der Verstärkung vorliegende Belastungssituation ab.*
- *Lastfall 2 (LF2) bildet die während der Verstärkung vorliegende Belastungssituation ab. Die Ausbaulasten werden zurückgebaut und wirken in diesem Lastfall, genau wie die Verkehrslasten, nicht.*
- *Lastfall 3 (LF3) bildet die nach der Verstärkung vorliegende Belastung ab.*
- *Lastfall 4 (LF4) bildet den außergewöhnlichen Lastfall „Brand" ab.*

Für den Lastfall 2 (LF2) wird oft keine gesonderte Bemessung notwendig, da durch einen Lastvergleich sichergestellt werden kann, dass keine größeren Lasten als zur Belastungssituation vor der Verstärkungsmaßnahme einwirken. Diese Annahme muss für jeden Einzelfall überprüft werden.

Tab.03.2: Einwirkungen

Lastfall	1	2	3	4
$g_{1,\mathrm{k}}$ (Eigengewicht) [kN/m²]	5,0	5,0	5,0	5,0
$g_{2,\mathrm{k}}$ (Eigengewicht Verstärkungsschicht) [kN/m²][1)]	-	0,24	0,24	0,24
$g_{3,\mathrm{k}}$ (Ausbaulast) [kN/m²]	2,0	-	2,0	2,0
q_{k} (Verkehrslast) [kN/m²]	2,0	-	7,0	7,0

[1)] Die Carbonbetonschicht weist eine Stärke von 1 cm auf. Deren Wichte beträgt 24 kN/m³.

3.3.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Für die Nachweise im GZT gelten die im nationalen Anhang des DIN EN 1990 [10] angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte (vgl. Tab.03.3).

Tab.03.3: Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit [10]

Einwirkung	günstig	ungünstig
ständig	$\gamma_{\mathrm{G,inf}}$ = 1,0	$\gamma_{\mathrm{G,sup}}$ = 1,35
veränderlich	$\gamma_{\mathrm{Q,inf}}$ = 0,0	$\gamma_{\mathrm{Q,sup}}$ = 1,50
Brand	η_{fi} = 0,7	η_{fi} = 0,7

3.4 Schnittgrößenermittlung

3.4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF2}} = \frac{1{,}35 \cdot (5{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}24\ \mathrm{kN/m}) \cdot (6\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 31{,}8\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,LF2}} = \frac{4 \cdot 31{,}8\ \mathrm{kNm}}{6\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m}} = 21{,}2\ \mathrm{kN/m}$$

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF3}} = \frac{(1{,}35 \cdot (5{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}24\ \mathrm{kN/m} + 2{,}0\ \mathrm{kN/m}) + 1{,}5 \cdot 7{,}0\ \mathrm{kN/m}) \cdot (6\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 91{,}2\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,LF3}} = \frac{4 \cdot 91{,}2\ \mathrm{kNm}}{6\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m}} = 60{,}8\ \mathrm{kN/m}$$

Nach DIN EN 1992-1-2 [14] kann für den Lastfall 4 „Brand“ der Bemessungswert im GZT mit dem Reduktionsfaktor η_{fi} um 30 % abgemindert werden.

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF4}} = 0{,}7 \cdot m_{\mathrm{d,Feld,LF3}} = 0{,}7 \cdot 91{,}2\ \mathrm{kNm/m} = 63{,}9\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,LF4}} = 0{,}7 \cdot v_{\mathrm{d,LF3}} = 0{,}7 \cdot 60{,}8\ \mathrm{kN/m} = 42{,}6\ \mathrm{kN/m}$$

Tab.03.4: Zusammenfassung der Schnittgrößen im GZT

Lastfall	2	3	4
$m_{\mathrm{d,Feld}}$ [kNm/m]	31,9	91,2	63,9
v_{max} [kN/m]	21,2	60,8	42,6

3.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF2}} = \frac{(5{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}24\ \mathrm{kN/m}) \cdot (6\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 23{,}6\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,LF2}} = \frac{4 \cdot 23{,}6\ \mathrm{kNm}}{6\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m}} = 15{,}7\ \mathrm{kN/m}$$

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF3}} = \frac{(5{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}24\ \mathrm{kN/m} + 2{,}0\ \mathrm{kN/m} + 7{,}0\ \mathrm{kN/m}) \cdot (6\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 64{,}1\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,LF3}} = \frac{4 \cdot 64{,}1\ \mathrm{kNm}}{6\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m}} = 42{,}7\ \mathrm{kN/m}$$

Tab.03.5: Zusammenfassung der Schnittgrößen im GZG

Lastfall	2 (charakteristisch)	3 (charakteristisch)
$m_{\mathrm{d,Feld}}$ [kNm/m]	23,6	64,1
v_{max} [kN/m]	15,7	42,7

3.5 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

3.5.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind der abZ/aBG des Verstärkungssystems zu entnehmen. Gemäß [1] ergeben sich die Teilsicherheitsbeiwerte zu:

Beton (ständig und vorübergehend):		$\gamma_{\mathrm{c}} = 1{,}5$
Betonstahl (ständig und vorübergehend):		$\gamma_{\mathrm{s}} = 1{,}15$
Carbongitter (ständig und vorübergehend):	Zug:	$\gamma_{\mathrm{nm,t}} = 1{,}20$
	Verbund:	$\gamma_{\mathrm{nm,b}} = 1{,}50$

Beton C20/25 (vgl. Tab. 3.1 [12])

$$\mathrm{f_{ck}} = 20\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\mathrm{f_{cd}} = \alpha_{\mathrm{cc}} \cdot \frac{\mathrm{f_{ck}}}{\gamma_{\mathrm{C}}} = 0{,}85 \cdot \frac{20\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}5} = 11{,}3\ \mathrm{N/mm^2}$$

Betonstahl B500B (vgl. 3.2.7 in [12])

$$f_{\mathrm{yk}} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$f_{\mathrm{yd}} = \frac{f_{\mathrm{yk}}}{\gamma_{\mathrm{s}}} = \frac{500\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}15} = 434{,}8\ \mathrm{N/mm^2}$$

Carbongitter

Zur Berechnung des Bemessungswerts der Zug- und Verbundfestigkeit der Carbonbewehrung sind Einflüsse aus Temperatur, Dauerlast und Dauerhaftigkeit zu berücksichtigen. Die Abminderungsbeiwerte sind der geltenden Zulassung entnommen [1].

Bemessungswert der Zugfestigkeit:

$$f_{\mathrm{nm,d}} = \alpha_{\mathrm{nm,T,t}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,t\infty,t}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,D,t}} \cdot \frac{f_{\mathrm{nm,k}}}{\gamma_{\mathrm{nm,t}}} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{2.250\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}}{1{,}2} = 1.313\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2} \sim 1.300\ N/mm^2$$

Mit:

$\alpha_{\mathrm{nm,T,t}}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Temperatur

$\alpha_{\mathrm{nm,t\infty,t}}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerlast

$\alpha_{\mathrm{nm,D,t}}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerhaftigkeit

E-Modul:

$E_{\mathrm{nm}} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2}$

Bemessungswert der Verbundfestigkeit:

$$T_{\mathrm{nm,b,d}} = \alpha_{\mathrm{nm,T,b}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,t\infty,b}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,D,b}} \cdot \frac{T_{\mathrm{nm,b,k}}}{\gamma_{\mathrm{nm,b}}} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{10\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}}}{1{,}5} = 4{,}7\ \mathrm{N/mm}$$

Mit:

$\alpha_{\mathrm{nm,T,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Temperatur

$\alpha_{\mathrm{nm,t\infty,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerlast

$\alpha_{\mathrm{nm,D,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerhaftigkeit

3.5.2 Ermittlung des Vordehnungszustandes

Bei der Berechnung des verstärkten Querschnittes muss die Vordehnung des unverstärkten Querschnittes beachtet werden.

Die Vordehnung des Bestandquerschnittes kann mit unterschiedlichen Verfahren berechnet werden. Im Zuge dieses Beispiels wird die Vordehnung zunächst über die

Iteration der Dehnungsebenen ermittelt und anschließend über eine geschlossene Lösung dargestellt. Die fiktive Vordehnung der Carbonbewehrung $\varepsilon_{nm,0}$ (ε_{t0} vgl. Abb.03.4) ergibt sich aus der zuvor bestimmten Vordehnung des Bestandquerschnittes.

Nach [24] haben die Dehnungen $\varepsilon_{c,0}$ und $\varepsilon_{s,0}$ (ε_{c20} und ε_{s10}, vgl. Abb.03.4), welche vor der Verstärkungsmaßnahme auftreten, keinen nennenswerten Einfluss auf den bezogenen Bewehrungsgrad. Jedoch wirken sich die Vordehnungen auf die Dehnungsebene, die Versagensart und die erforderliche Bewehrungsfläche aus. Bei großen Bauteilvordehnungen und/oder großen bezogenen Momenten ist die Vorverformung zu berücksichtigen, um die erforderliche Bewehrungsfläche nicht zu unterschätzen. Abb.03.4 zeigt einen carbonbetonverstärkten Stahlbetonquerschnitt unter Biege- und Längsnormalkraftbeanspruchung.

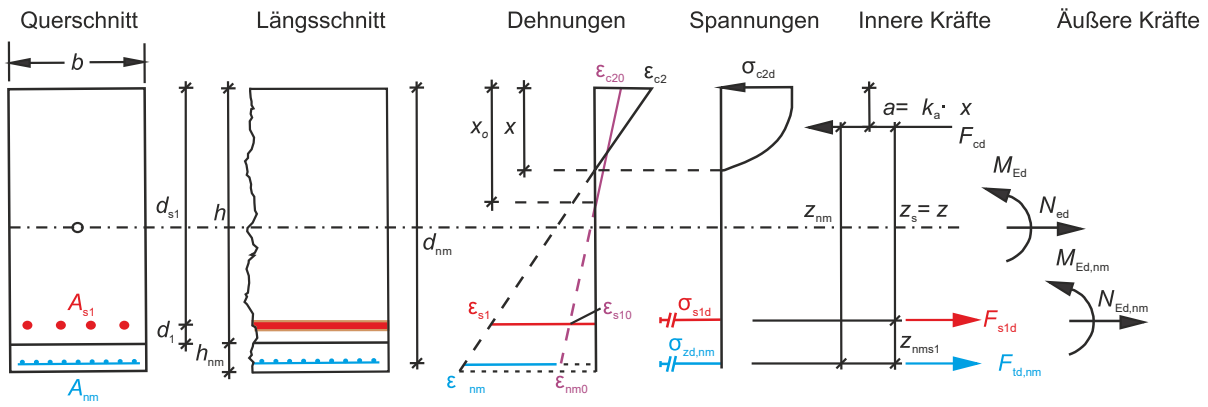


Abb.03.4: Dehnungen, Spannungen, innere und äußere Kräfte an einem verstärkten Querschnitt (Quelle: IMB TU Dresden)

Ermittlung über Iteration der Dehnungsebenen

Der Vordehnungszustand der Bestandsdecke wird im Lastfall 2 unter charakteristischer Belastung ermittelt (GZG). Der Dehnungszustand wird dabei analog zum Stahlbetonbau mittels Iteration der Dehnungsebenen bestimmt. Das Parabel-Rechteck-Diagramm wird zur Beschreibung des Materialverhaltens des Betons verwendet. Im ersten Schritt wird hierfür eine Dehnungsverteilung geschätzt, die während der Iteration der Dehnungsebenen so lange angepasst werden muss, bis sich ein Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte einstellt.

> Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 in [28] verwiesen. Alle Dehnungen werden in Promille (‰) in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen.

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_s = +\,0{,}817\ ‰$

$\varepsilon_c = -\,0{,}332\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33. in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0{,}332}{0{,}332\ + 0{,}817} = 0{,}289$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\,\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}332}{2} - \frac{(-0{,}332\,)^2}{12} = 0{,}157$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}332}{24 - 4 \cdot 0{,}332} = 0{,}338$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.23 in [28]):

$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}338 \cdot 0{,}289 \cdot 0{,}17\ \mathrm{m} = 0{,}017\ \mathrm{m}$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$z_s = d_s - a = 0{,}17\ \mathrm{m} - 0{,}017\ \mathrm{m} = 0{,}153\ \mathrm{m}$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{ck} = 0{,}157 \cdot 0{,}289 \cdot 0{,}170\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/m^2} = 154{,}3\ \mathrm{kN/m}$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$F_s = \varepsilon_s \cdot a_s \cdot E_s = 0{,}817\ ‰ \cdot 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 153{,}9\ \mathrm{kN/m} \approx F_c$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte (vgl. Gl. 6.3.1b in [28]):

$m_{\mathrm{LF2,GZG}} \equiv F_c \cdot z_s = 154{,}3\ \mathrm{kN/m} \cdot 0{,}153\ \mathrm{m} = 23{,}6\ \mathrm{kNm/m} \rightarrow$ Gleichgewicht liegt vor

Vordehnung infolge Momenteneinwirkung LF2 (charakteristisch):

$\varepsilon_{c,0} = -0{,}332\ ‰$ und $\varepsilon_{s,0} = 0{,}817\ ‰$

$$\varepsilon_{nm,0} = \varepsilon_{s,0} + \frac{d_{nm} - d_s}{d_s} \cdot (\varepsilon_{s,0} - \varepsilon_{c,0}) = 0{,}817\ ‰ + \frac{205\ \mathrm{mm} - 170\ \mathrm{mm}}{170\ \mathrm{mm}} \cdot (0{,}817\ ‰ + 0{,}332\ ‰$$
$$= 1{,}054\ ‰$$

Geschlossene Lösung

Die geschlossene Lösung bietet die Möglichkeit, die Vordehnung ohne Iteration der Dehnungsebenen abzuschätzen. Sie ist an dieser Stelle als Bemessungshilfe mit angegeben. Als Spannungs-Dehnungslinie für den Beton wird hier ein linear-elastischer Materialansatz verwendet.

Druckzonenhöhe (vgl. Kapitel 5.2 in [27]):

$$x = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_s}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right)$$

$$x = \frac{6{,}67 \cdot 9{,}42\ \text{cm}^2}{100\ \text{cm}} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\ \text{cm} \cdot 17\ \text{cm}}{6{,}67 \cdot 9{,}42\ \text{cm}^2}} \right) = 4{,}04\ \text{cm}$$

Verhältnis der Steifigkeiten:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000\ \text{N/mm}^2}{30.000\ \text{N/mm}^2} = 6{,}67$$

Bewehrungsfläche: $A_{s1} = 9{,}42\ \text{cm}^2$

Bauteilbreite: $b = 100\ \text{cm}$

Statische Nutzhöhe: $d_s = 17\ \text{cm}$

Innerer Hebelarm:

$$z = d_s - \frac{x}{3} = 17\ \text{cm} - \frac{4{,}04\ \text{cm}}{3} = 15{,}65\ \text{cm}$$

Vordehnung Stahlbewehrung:

$$\varepsilon_{s,0} = \frac{m/E_s}{z \cdot a_s} = \frac{23.600\ \text{Nm/m}\ /\ 200.000\ \text{N/mm}^2}{15{,}65\ \text{cm} \cdot 9{,}42\ \text{cm}^2/\text{m}} = 0{,}800\ ‰$$

Vordehnung der Betondruckzone:

$$\varepsilon_{c,0} = -\frac{2 \cdot m/E_c}{b \cdot x \cdot z} = \frac{2 \cdot 23.600\ \text{Nm/m}\ /\ 30.000\ \text{N/mm}^2}{100\ \text{cm} \cdot 4{,}04\ \text{cm} \cdot 15{,}65\ \text{cm}} = -0{,}249\ ‰$$

$$\varepsilon_{nm,0} = \varepsilon_{s,0} + \frac{d_{nm} - d_s}{d_s} \cdot (\varepsilon_{s,0} - \varepsilon_{c,0}) = 0{,}800\ ‰ + \frac{205\ \text{mm} - 170\ \text{mm}}{170\ \text{mm}} \cdot (0{,}800\ ‰ + 0{,}249\ ‰)$$
$$= 1{,}016\ ‰$$

Die fiktive Vordehnung der Carbonbewehrung $\varepsilon_{nm,0}$ ergibt sich auch bei der geschlossenen Lösung aus der zuvor bestimmten Vordehnung des Bestandquerschnittes und beträgt 1,016 ‰. Für die weitere Berechnung wird die Vordehnung aus Iteration der Dehnungsebenen verwendet.

3.5.3 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Die Biegebemessung erfolgt analog zur Bemessung im Stahlbetonbau über die Iteration der Dehnungsebenen, bis sich ein Gleichgewicht zwischen den inneren und den äußeren Kräften einstellt. Für die Bemessung werden folgende Vereinfachungen getroffen:

- *Es gilt die Hypothese von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte. Damit sind die Dehnungen der einzelnen Querschnittsfasern proportional zu ihrem Abstand von der Dehnungsnulllinie des biegebeanspruchten Querschnittes.*
- *Es wird für die Zugkraftaufteilung ein starrer Verbund zwischen der Carbonbetonverstärkung und dem Stahlbeton angenommen.*
- *Das Gleichgewicht wird am gerissenen Betonquerschnitt gebildet und die Zugkräfte werden nur von den Bewehrungskomponenten aufgenommen.*
- *Als Materialgesetze werden für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN EN 1992 [12], für die Stahlbewehrung die bilineare Kennlinie nach DIN EN 1992 [12] und für die Carbonbewehrung die linear-elastischen Spannungs-Dehnungslinie verwendet.*

3.5.3.1 Biegetragfähigkeit Lastfall 2

Um sicherzustellen, dass die Bestandsdecke eine ausreichende Tragfähigkeit zur Aufnahme der im Bauzustand auftretenden Einwirkungen besitzt, wird zunächst die Biegetragfähigkeit im Lastfall 2 ohne Ansatz einer Verstärkungswirkung des Carbonbetons ermittelt. Die Bemessung in diesem Lastfall kann in der Regel entfallen, wenn über einen Lastvergleich aufgrund der zurückgebauten Ausbaulasten geringere Lasten als im Bestand vorliegen.

> **Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen.**

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_s = +\,1{,}142\ ‰$

$\varepsilon_c = -\,0{,}676\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0{,}676}{0{,}676 + 1{,}142} = 0{,}372$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}676}{2} - \frac{-(0{,}676\,)^2}{12} = 0{,}300$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8\ -\ 0{,}676}{24\ -\ 4 \cdot 0{,}676} = 0{,}344$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}344 \cdot 0{,}372 \cdot 0{,}17\ \mathrm{m} = 0{,}022\ \mathrm{m}$$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c [28]):

$$z_s = d_s\ -\ a = 0{,}170\ \mathrm{m}\ -\ 0{,}022\ \mathrm{m} = 0{,}148\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{cd} = 0{,}300 \cdot 0{,}372 \cdot 0{,}170\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}5} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/m^2} = 215{,}0\ \mathrm{kN/m}$$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$$F_s = \varepsilon_s \cdot a_s \cdot E_s = 1{,}142\ ‰ \cdot 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 215{,}2\ \mathrm{kN/m} \approx F_c$$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte:

$$m_{\mathrm{LF2,GZT}} \equiv F_c \cdot z_s = 215{,}0\ \mathrm{kN/m} \cdot 0{,}148\ \mathrm{m} = 31{,}9\ \mathrm{kNm/m} = 31{,}9\ \mathrm{kNm/m}$$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Dehnung infolge Momenteneinwirkung LF 2 (GZT):

$$\varepsilon_c = -0{,}676\ ‰ \text{ und } \varepsilon_s = 1{,}142\ ‰$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{-0{,}676\ ‰}{-3{,}5\ ‰} = 0{,}19 \text{ und } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} = \frac{1{,}142\ ‰}{25\ ‰} = 0{,}05$$

→ Die Tragfähigkeit des Bestands im Lastfall 2 ist gegeben.

3.5.3.2 Biegetragfähigkeit Lastfall 3

Zur Bemessung der Biegetragfähigkeit der Decke im Lastfall 3 wird zunächst überschlägig die Biegetragfähigkeit der Bestandsdecke berechnet. Der innere Hebelarm z_s der Stahlbewehrung wird dabei in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe d_s auf 153 mm

geschätzt. Der Wert dient an dieser Stelle als erste Abschätzung für die Anzahl der notwendigen Verstärkungsgitter.

$z_s \approx 0{,}90 \cdot d_s = 0{,}90 \cdot 0{,}170\ \mathrm{m} = 0{,}153\ \mathrm{m}$

> Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen.

Maximal vom Bestand aufnehmbares Moment:

$m_{\max} \approx z_s \cdot F_s \approx z_s \cdot a_s \cdot \sigma_s \approx 0{,}153\ \mathrm{m} \cdot 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 43{,}5\ \mathrm{kN/cm^2} \approx 62{,}7\ \mathrm{kNm/m}$

Aus dem maximal in diesem Lastfall auftretenden Moment von 91,2 kNm/m folgt ein Defizit von 28,5 kNm/m. Dieses Defizit soll durch eine Carbonbetonverstärkung aufgenommen werden. Der innere Hebelarm z_{nm} der Carbonbewehrung wird in Abhängigkeit der Nutzhöhe d_{nm} auf 185 mm geschätzt.

$z_{\mathrm{nm}} \approx 0{,}90 \cdot d_{\mathrm{nm}} = 0{,}90 \cdot 0{,}205\ \mathrm{m} = 0{,}185\ \mathrm{m}$

Auf Grundlage des Tragfähigkeitsdefizits wurde an dieser Stelle der Typ 3 der durch die Zulassung [1] geregelten Gitterbewehrung verwendet.

Erforderliche Faserquerschnittsfläche des Carbongitters:

$$a_{\mathrm{nm,erf.}} \approx \frac{m_{\mathrm{Defizit}}}{z_{nm} \cdot f_{nm,d}} \approx \frac{28{,}5\ \mathrm{kNm/m}}{0{,}185\ \mathrm{m} \cdot 130\ \mathrm{kN/cm^2}} \approx 1{,}2\ \mathrm{cm^2/m} = 120\ \mathrm{mm^2/m}$$

→ Eine Lage des Carbongitters mit a_{nm} = 140 N/mm² ist ausreichend.

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_{\mathrm{nm}} = +6{,}29\ ‰$

$\varepsilon_{\mathrm{c}} = -3{,}404\ ‰$

$\varepsilon_{\mathrm{s}} = +4{,}635\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_{\mathrm{c}}}{-\varepsilon_{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{nm,0}} + \varepsilon_{\mathrm{nm}}} = \frac{3{,}404\ ‰}{3{,}404\ ‰ + 1{,}054\ ‰ + 6{,}29\ ‰} = 0{,}317$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_{\mathrm{R}} = 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c} = 1 + \frac{2}{-3 \cdot 3{,}404} = 0{,}804$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_\mathrm{a} = \frac{3 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c \ + 2}{6 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{3 \cdot (-3{,}404)^2 + 4 \cdot (-3{,}404) + 2}{6 \cdot (-3{,}404)^2 + 4 \cdot (-3{,}404)} = 0{,}414$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_\mathrm{a} \cdot \xi \cdot d_\mathrm{nm} = 0{,}414 \cdot 0{,}317 \cdot 0{,}205\ \mathrm{m} = 0{,}027\ \mathrm{m}$$

Innerer Hebelarm der beiden Bewehrungsebenen (vgl. Gl.6,31c in [28]):

$$z_\mathrm{s} = d_\mathrm{s} \ - \ a = 0{,}17\ \mathrm{m} \ - \ 0{,}027\ \mathrm{m} = 0{,}143\ \mathrm{m}$$

$$z_\mathrm{nm} = d_\mathrm{nm} \ - \ a = 0{,}205\ \mathrm{m} \ - \ 0{,}027\ \mathrm{m} = 0{,}178\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$F_\mathrm{c} = \alpha_\mathrm{R} \cdot x \cdot b \cdot f_\mathrm{cd} = \alpha_\mathrm{R} \cdot \xi \cdot d_\mathrm{nm} \cdot b \cdot f_\mathrm{cd} = 0{,}804 \cdot 0{,}317 \cdot 0{,}205\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/m^2}$$
$$= 591{,}8\ \mathrm{kN/m}$$

Stahlzugkraft (Stahl fließt, da Dehnung größer Fließdehnung):

$$F_\mathrm{s} = a_\mathrm{s} \cdot f_\mathrm{yd} = 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 43{,}5\ \mathrm{kN/cm^2} = 409{,}8\ \mathrm{kN/m}$$

Zugkraft in der Verstärkung:

$$F_\mathrm{nm} = E_\mathrm{nm} \cdot \varepsilon_\mathrm{nm} \cdot a_\mathrm{nm} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 6{,}29\ ‰ \cdot 140\ \mathrm{mm^2/m} = 182{,}0\ \mathrm{kN/m}$$

Bedingung:

$$F_\mathrm{s} + F_\mathrm{nm} \equiv F_\mathrm{c}$$

$$409{,}8\ \mathrm{kN/m} + 182{,}0\ \mathrm{kN/m} = 591{,}8\ \mathrm{kN/m} = 591{,}8\ \mathrm{kN/m} \ = F_\mathrm{c}$$

→ Bedingung ist erfüllt.

Maximal aufnehmbares Biegemoment:

$$m_\mathrm{max,rd} = z_\mathrm{s} \cdot F_\mathrm{s} + z_\mathrm{nm} \cdot F_\mathrm{nm} = 0{,}143\ \mathrm{m} \ \cdot 409{,}8\ \mathrm{kN/m} + 0{,}178\ \mathrm{m} \ \cdot 182\ \mathrm{kN/m} = 91{,}1\ \mathrm{kNm/m}$$

Biegenachweis:

$$\frac{m_\mathrm{Ed}}{m_\mathrm{Rd}} = \frac{91{,}2\ \mathrm{kNm/m}}{91{,}1\ \mathrm{kNm/m}} \approx 1{,}00$$

→ Biegenachweis mit einer Lage der Carbonbewehrung ist erfüllt.

3.5.3.3 Biegetragfähigkeit Lastfall 4

Das Carbongitter kann zum aktuellen Zeitpunkt nicht auf Grundlage eines bestehenden Regelwerkes zur Sicherstellung der Tragfähigkeit von Bauteilen im außergewöhnlichen Bemessungsfall „Brand" herangezogen werden. Hilfsweise ist daher sicherzustellen, dass die in diesem außergewöhnlichen Lastfall auftretenden Einwirkungen durch die Bestandsbewehrung aufgenommen werden können. Die Carbonbetonschicht dient im Brandfall lediglich als zusätzliche Betondeckung der Bestandsbewehrung, die sich positiv auf die zu erwartende Temperatur der Bestandsbewehrung auswirkt. Für die Untersuchung der Tragfähigkeit wird eine notwendige Brandwiderstandsklasse der Deckenplatte von R30 angenommen. Für eine Betondeckung der Bestandsbewehrung von insgesamt 3,4 cm (2,4 cm Bestand + 1,0 cm Verstärkungsschicht) folgt nach Abb. A.2 aus DIN EN 1992-1-2 [14] eine Stahltemperatur von 180 °C. Nach Abb.04.2a selbiger Norm folgt hieraus eine Abminderung der charakteristischen Festigkeit der Zugbewehrung um den Faktor 0,95 (Annahme Kurve 3).

Zur Bemessung im außergewöhnlichen Lastfall Brand nach DIN EN 1992-1-2 [14] werden die Werte der Materialfestigkeiten unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 herangezogen, die sich unter Berücksichtigung der oben beschriebenen Temperaturabminderung, wie im Folgenden zu sehen, zusammensetzen.

Charakteristische Druckfestigkeit des Betons:

$f_{\mathrm{ck}} = 20\ \mathrm{N/mm^2}$

Charakteristische Festigkeit des Bestandstahls:

$f_{\mathrm{yk}} = 0{,}95\ \cdot 500\ \mathrm{N/mm^2} = 475\ \mathrm{N/mm^2}$

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_{\mathrm{s}} = +\ 2{,}230\ ‰$

$\varepsilon_{\mathrm{c}} = -\ 0{,}972\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_{\mathrm{c}}}{-\varepsilon_{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{s}}} = \frac{0{,}972}{0{,}972 + 2{,}230} = 0{,}304$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_{\mathrm{R}} = \frac{-\ \varepsilon_{\mathrm{c}}}{2} - \frac{{\varepsilon_{\mathrm{c}}}^2}{12} = \frac{0{,}972}{2} - \frac{-(0{,}972)^2}{12} = 0{,}407$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}972}{24 - 4 \cdot 0{,}972} = 0{,}349$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}349 \cdot 0{,}304 \cdot 0{,}170\ \mathrm{m} = 0{,}018\ \mathrm{m}$$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$z_s = d_s - a = 0{,}170\ \mathrm{m} - 0{,}018\ \mathrm{m} = 0{,}152\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{ck} = 0{,}407 \cdot 0{,}304 \cdot 0{,}170\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/m^2} = 420{,}3\ \mathrm{kN/m}$$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$$F_s = \varepsilon_s \cdot a_s \cdot E_s = 2{,}230\ ‰ \cdot 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 420{,}1\ \mathrm{kN/m} \approx F_c$$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte:

$$m_{\mathrm{LF4,GZT}} \equiv F_c \cdot z_s = 420{,}3\ \mathrm{kN/m} \cdot 0{,}152\ \mathrm{m} = 63{,}9\ \mathrm{kNm/m}$$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Dehnung infolge Momenteneinwirkung LF 4 (Brandlastfall):

$$\varepsilon_c = -0{,}972\ ‰ \text{ und } \varepsilon_s = 2{,}230\ ‰$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{-0{,}972\ ‰}{-3{,}5\ ‰} = 0{,}28\ und\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} = \frac{2{,}230\ ‰}{25\ ‰} = 0{,}09$$

→ Tragfähigkeit des Bestands im Lastfall 4 (Brand) ist gegeben.

> ⓘ Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in Promille (‰) in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen. Nähere Informationen zur Bemessung im außergewöhnlichen Lastfall Brand sind der DIN EN 1992-1-2 [14] Abs. 2.3 und 2.4.2 zu entnehmen.

3.5.4 Querkraftnachweise

3.5.4.1 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Ansatz der Carbonbetonverstärkung

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird am unverstärkten Stahlbetonbauteil geführt. Die Verstärkung wird somit nicht angesetzt. Die Bemessung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 (vgl. Abs. 6.2.2 in [12]).

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_C} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{\mathrm{ck}})^{1/3}\right] \cdot d_{\mathrm{s}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200\ \mathrm{mm}}{d_{\mathrm{s}}}} = 1 + \sqrt{\frac{200\ \mathrm{mm}}{170\ \mathrm{mm}}} = 2{,}1 \leq 2{,}0$$

$$\rho_l = \frac{a_{\mathrm{sl}}}{d_{\mathrm{s}}} = \frac{0{,}0942\ \mathrm{cm}^2/\mathrm{cm}}{17\ \mathrm{cm}} = 0{,}55\ \%$$

Mit:

k Beiwert für den Einfluss der statischen Nutzhöhe (Maßstabsfaktor)

ρ_{l} Längsbewehrungsgrad (ohne Ansatz der Carbonbewehrung)

a_{sl} Querschnittsfläche der Längsbewehrung

f_{ck} Char. Wert der Betondruckfestigkeit

d_{s} Statische Nutzhöhe Stahlbewehrung

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[\frac{0{,}15}{1{,}5} \cdot 2{,}0 \cdot (100 \cdot 0{,}55\ \% \cdot 20\ \mathrm{N/mm^2})^{1/3}\right] \cdot 170\ \mathrm{mm} = 75{,}8\ \mathrm{kN/m}$$

$$V_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{0{,}0525}{\gamma_{\mathrm{c}}} \cdot (k^3 \cdot f_{\mathrm{ck}})^{0{,}5} \cdot d_{\mathrm{s}} = \frac{0{,}0525}{1{,}5} \cdot (2{,}0^3 \cdot 20\ \mathrm{N/mm^2})^{0{,}5} \cdot 170\ \mathrm{mm} = 75{,}3\ \mathrm{kN/m}$$

Bei direkter Lagerung und einer gleichmäßigen Belastung, darf bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung laut DIN EN 1992 [12] die Bemessungsquerkraft gegenüber der maximalen Querkraft reduziert werden.

Abgeminderte Bemessungsquerkraft aufgrund direkter Lagerung und gleichmäßiger Belastung im Abstand der halben Auflagerbreite und der statischen Nutzhöhe von der Lagerlinie:

$$V_{\mathrm{Ed}} = v_{\mathrm{max}} \cdot \left(1 - \frac{a_{\mathrm{i}} + d_{\mathrm{s}}}{\frac{l_{\mathrm{eff}}}{2}}\right) = 60{,}8\ \mathrm{kN/m} \cdot \left(1 - \frac{0{,}1\ \mathrm{m} + 0{,}17\ \mathrm{m}}{\frac{6\ \mathrm{m}}{2}}\right) = 55{,}4\ \mathrm{kN/m}$$

Querkraftnachweis:

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{Rd}}} = \frac{55{,}4\ \mathrm{kN/m}}{75{,}8\ \mathrm{kN/m}} \approx 0{,}73$$

→ Querkraftnachweis ist erfüllt.

> Für nähere Informationen zur Berechnung des Querkraftwiderstandes bzw. des Mindestwertes des Querkraftwiderstandes für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung siehe DIN EN 1992-1-1 [12] Abs. 6.2.2 sowie den dazugehörigen nationalen Anhang [13].

3.5.4.2 Nachweis der Schubfugentragfähigkeit

Die Einwirkung auf die Schubfuge hängt maßgeblich von der Querkraft ab. Jedoch kommt es erst ab dem Fließen der Bestandsbewehrung zur überproportionalen Zunahme der Zugkraft innerhalb des Carbongitters. Auf der sicheren Seite liegend wird der Nachweis der Schubfugentragfähigkeit daher für die Interaktion von m_{Ed} und V_{Ed} im Lastfall 3 geführt. Dieser Nachweis stellt dabei den oberen Grenzwert der Beanspruchung dar. Sofern dieser Nachweis nicht erfüllt wird, ist es notwendig, die Schubfugentragfähigkeit an mehreren Positionen über die Stützweite zu führen. Widerstandsseitig wird die Fuge zwischen Altbeton und Verstärkung als raue Fuge angenommen. Hieraus resultiert der Beiwert c mit einem Wert von 0,4. Der Beiwert c für andere Rauigkeiten der Schubfuge kann der DIN EN 1992-1-1 entnommen werden (vgl. [12]).

Für die Schubkraftübertragung gilt (vgl. Abs. 6.2.5 in [12]):

$$v_{\mathrm{Edi}} \leq v_{\mathrm{Rdi}}$$

$$v_{\mathrm{Edi}} = \frac{\beta \cdot V_{\mathrm{Ed}}}{z_{\mathrm{ges}}}$$

$$\beta = \frac{F_{\mathrm{nm}}}{F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm}}}$$

$$\beta = \frac{182{,}0\ \mathrm{kN/m}}{409{,}8\ \mathrm{kN/m} + 182{,}0\ \mathrm{kN/m}} = 0{,}308$$

Der Beiwert β beschreibt das Verhältnis der Zugnormalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtzugnormalkraft im betrachteten Querschnitt.

$$V_{Ed} = 55{,}4\ \mathrm{kN/m}$$

$$z_{\mathrm{ges}} = z_{\mathrm{s}} \cdot \frac{F_{\mathrm{s}}}{F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm}}} + z_{\mathrm{nm}} \cdot \frac{F_{\mathrm{nm}}}{F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm}}}$$

$$= 0{,}143\ \mathrm{m} \cdot \frac{409{,}8\ \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}}}{\left(\frac{409{,}8\ \mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + \frac{182{,}0\ \mathrm{kN}}{\mathrm{m}}\right)} + 0{,}178\ \mathrm{m} \cdot \frac{\frac{182{,}0\ \mathrm{kN}}{\mathrm{m}}}{\left(\frac{409{,}8\ \mathrm{kN}}{\mathrm{m}} + \frac{182{,}0\ \mathrm{kN}}{\mathrm{m}}\right)} = 0{,}154\ \mathrm{m}$$

$$v_{\mathrm{Edi}} = \frac{\beta \cdot V_{\mathrm{Ed}}}{z_{\mathrm{ges}}} = \frac{0{,}308 \cdot 55{,}4\ \mathrm{kN/m}}{0{,}154\ \mathrm{m}} = 0{,}111\ \mathrm{N/mm^2}$$

Für die Bemessung der Schubfuge ist die nach DIN EN 1990 Anhang D [9] ermittelte Oberflächenzugfestigkeit des Bestandbetons anzusetzen. Es werden die Einzelwerte der Prüfung am Bauteil aus Abschnitt 3.2.2.1 verwendet.

Statistische Auswertung der Stichproben:

Arithmetisches Mittel: $m_x = 2{,}22\ \mathrm{N/mm^2}$

Variationskoeffizient: $V_x = 0{,}11$

Faktor: $k_n(n = 5, V_x \text{ unbekannt}) = 2{,}33$

Charakteristischer Wert der Oberflächenzugfestigkeit:

$$f_{\mathrm{ctk,surf}} = m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 2{,}22\ \mathrm{N/mm^2} \cdot (1 - 2{,}33 \cdot 0{,}11) = 1{,}65\ \mathrm{N/mm^2}$$

Zwar konnte durch die Versuche am Bestandsmaterialen eine charakteristische Oberflächenzugfestigkeit von 1,65 N/mm² bestimmt werden, auf Grundlage der Zuordnung des Bestandbetons in die Festigkeitsklasse C20/25 wird an dieser Stelle jedoch der für diese Festigkeitsklasse normativ angegebene charakteristische Zugfestigkeitswert $f_{ctk,0,05}$ von 1,50 N/mm² angesetzt. Die in Form des Beiwerts c angesetzte Rauigkeit der Fuge muss vor Ort sichergestellt sein (vgl. Abs. 6.2.5 in [12]).

$$v_{\mathrm{Rdi}} = c \cdot f_{\mathrm{ctd}} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{\mathrm{yd}} \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) = 0{,}4 \cdot 0{,}85 \cdot \frac{1{,}50\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}50} = 0{,}340\ \mathrm{N/mm^2} \leq 0{,}5 \cdot v \cdot f_{\mathrm{cd}}$$

Der zweite und dritte Summand zur Berechnung des Bemessungswerts der Schubtragfähigkeit in der Fuge ergeben sich zu Null.

Schubfugennachweis:

$$\frac{v_{\mathrm{Edi}}}{v_{\mathrm{Rdi}}} = \frac{0{,}111\ \mathrm{N/mm^2}}{0{,}340\ \mathrm{N/mm^2}} \approx 0{,}33$$

→ Nachweis der Schubkraftübertragung in der Fuge ist erfüllt.

> **Nähere Informationen zum Nachweis der Schubfugentragfähigkeit sind in DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.5 [12] zu finden.**

3.5.4.3 Nachweis gegen Versatzbruch

Der Verssatzbruch beschreibt das Ablösen der Verstärkungsschicht vom Altbeton am Ende der Verstärkungsschicht. Daher ist ein separater Nachweis gegen Versatzbruch notwendig. Die Formel für das Versagen gegen Versatzbruch geht auf den Nachweis gegen Versatzbruch für geklebte Lamellenverstärkungen [19] zurück. Der Nachweis gegen Versatzbruch wird gemäß der Zulassung [1] geführt.

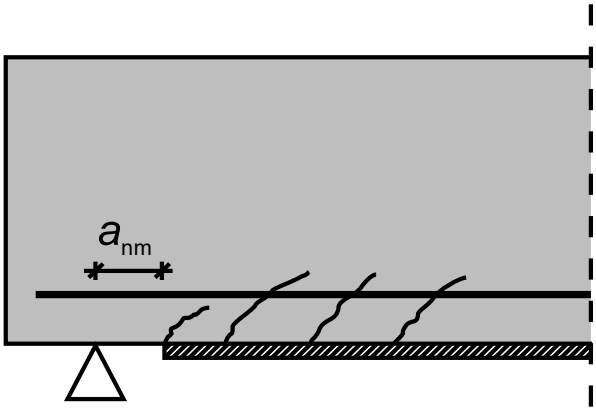


Abb.03.5: Versatzbruch [1]

$$v_{\mathrm{Rd,c,nm}} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100 \cdot \rho_{\mathrm{l}})^{0{,}15}}{{a_{\mathrm{nm}}}^{0{,}36}}\right) \cdot v_{\mathrm{Rd,c}}$$

Mit:

ρ_{l} Längsbewehrungsgrad der Bestandsbewehrung

a_{nm} Abstand des Endes der Carbonbewehrung von der Mitte des Endauflagers (hier halbe Auflagerbreite)

Der Abstand des Endes der Carbonbewehrung von der Mitte des Endauflager a_{nm} ist in Millimeter in die Gleichung einzusetzen.

$$v_{\mathrm{Rd,c,nm}} = 0{,}75 \cdot \left(1 + 19{,}6 \cdot \frac{(100 \cdot 0{,}55\ \%)^{0{,}15}}{(100\ \mathrm{mm})^{0{,}36}}\right) \cdot 75{,}8\ \mathrm{kN/m}\ = 251{,}2\mathrm{kN/m}$$

Versatzbruchnachweis:

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{Rd}}} = \frac{55{,}4\ \mathrm{kN/m}}{251{,}2\ \mathrm{kN/m}} \approx 0{,}22$$

→ Nachweis gegen Versatzbruch ist erfüllt.

3.6 Bemessung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden nach DIN EN 1992 2 [12] geführt, da die Verstärkung nicht angesetzt wird. Die Einhaltung der durch den Eurocode vorgegebenen Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit werden dabei als vom Bestand erfüllt angesehen. Eine Verstärkung zur Sicherstellung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit wird hier nicht beschrieben. Die Verstärkung führt jedoch im Allgemeinen zu einer höheren Biegesteifigkeit und zur Verringerung der Rissbreiten, sodass verstärkte Bauteile geringere Durchbiegungen und eine höhere Dauerhaftigkeit aufweisen.

3.7 Bewehrungsregeln

3.7.1 Verankerung der Längsbewehrung

Es ist darauf zu achten, dass die Carbon- und die Stahlbewehrung ausreichend verankert sind. Die Verankerung der Carbonbewehrung erfolgt ab jenem Punkt x, ab welchem keine zusätzliche Carbonbewehrung mehr zur Aufnahme des vorhandenen Biegemomentes benötigt wird, zuzüglich des Versatzmaßes. Ausgehend von der maximalen Biegetragfähigkeit des Bestandsquerschnittes von 62,7 kNm/m erfolgt anhand der Parabelgleichung des Biegemoments die Bestimmung des Punktes x, ab dem keine Carbonbewehrung mehr notwendig ist. Dieser liegt 1,30 m entfernt vom idealisierten Auflagerpunkt der als Einfeldträger wirkenden Deckenplatte.

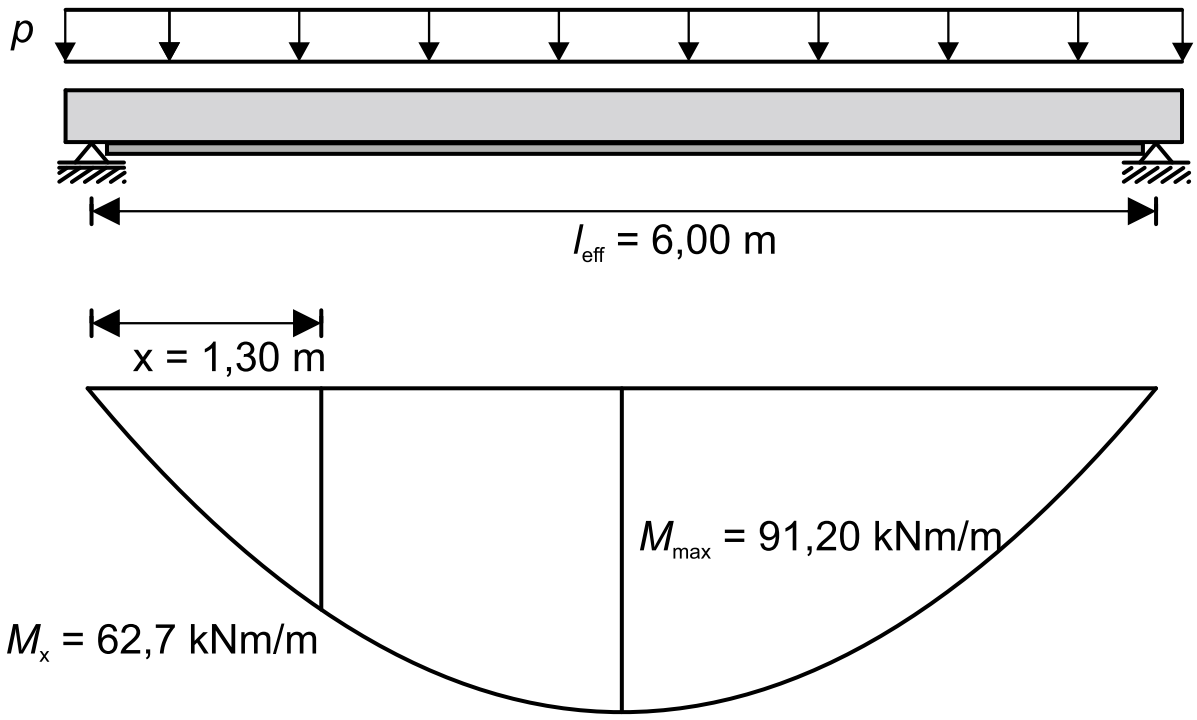


Abb.03.6: Statisches System und Momentenverlauf

Maßgebende Nachweisstelle:

$x = 1{,}30\ \mathrm{m}$

$m_x = 62{,}7\ \mathrm{kNm/m}$

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_s = +\ 1{,}817\ ‰$

$\varepsilon_{nm} = +\ 2{,}460\ ‰$

$\varepsilon_c = -\ 1{,}310\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{nm}} = \frac{1{,}31}{1{,}31 + 2{,}460} = 0{,}347$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{1{,}31}{2} - \frac{-(1{,}31)^2}{12} = 0{,}512$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 1{,}31}{24 - 4 \cdot 1{,}31} = 0{,}357$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_{nm} = 0{,}357 \cdot 0{,}347 \cdot 0{,}205\ \mathrm{m} = 0{,}025\ \mathrm{m}$$

Innerer Hebelarm der beiden Bewehrungsebenen (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$z_s = d_s - a = 0{,}170\ \mathrm{m} - 0{,}025\ \mathrm{m} = 0{,}145\ \mathrm{m}$$

$$z_{nm} = d_{nm} - a = 0{,}205\ \mathrm{m} - 0{,}025\ \mathrm{m} = 0{,}180\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_{nm} \cdot b \cdot f_{cd} = 0{,}512 \cdot 0{,}347 \cdot 0{,}205\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/m^2} = 413{,}3\ \mathrm{kN/m}$$

> Für nähere Informationen zur Ermittlung über die Iteration der Dehnungsebenen siehe [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33. Alle Dehnungen werden in Promille (‰) in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen.

Gleichgewicht im Querschnitt:

$$F_s = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot a_s = 200.000\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 1{,}817\ ‰ \cdot 9{,}42\ \mathrm{cm^2/m} = 342{,}4\ \mathrm{kN/m}$$

$$F_{nm} = E_{nm} \cdot \varepsilon_{nm} \cdot a_{nm} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 2{,}460\ ‰ \cdot 140\ \mathrm{mm^2/m} = 71{,}18\ \mathrm{kN/m}$$

Bedingung:

$$F_s + F_{nm} \equiv F_c$$

$$342{,}4\ \mathrm{kN/m} + 71{,}18\ \mathrm{kN/m} = 413{,}6\ \mathrm{kN/m} \approx 413{,}3\ \mathrm{kN/m} = F_c$$

→ Bedingung ist erfüllt.

Kontrolle Biegemoment:

$$m = z_s \cdot F_s + z_{nm} \cdot F_{nm} = 0{,}145\ \text{m} \cdot 342{,}4\ \text{kN/m} + 0{,}18\ \text{m} \cdot 71{,}18\ \text{kN/m} = 62{,}3\ \text{kNm/m} \approx 62{,}7\ \text{kNm/m}$$

Zu verankernde Spannung im Carbongitter:

$$\sigma_{nm} = E_{nm} \cdot \varepsilon_{nm} = 206.667\ \text{N/mm}^2 \cdot 2{,}460\ ‰ = 508{,}4\ \text{N/mm}^2$$

Für die Berechnung der notwendigen Verankerungslänge wird die Formel in der abZ/abG [1] verwendet. Diese setzt sich aus der zu verankernden Spannung, dem Faserquerschnitt und dem Verbundfluss zusammen. Der Verbundfluss beschreibt die Verbundfestigkeit eines in Feinbeton eingebetteten Faserstrangs eines Carbongitters bezogen auf dessen Längsrichtung. Der Bemessungsverbundfluss wird aus den Ergebnissen von Verbundversuchen abgeleitet. Zur Berechnung der Verankerungslänge kann auch vereinfacht die maximal aufnehmbare Bemessungsspannung des Gitters verwendet werden. In dem Fall ist die Iteration der Dehnungsebenen nicht erforderlich.

Notwendige Verankerungslänge des Carbongitters [1]:

$l_{nm,min} = 0{,}1\ \text{m}$ gemäß (abG 8.21 [1])

$$l_{nm,rqd} = \frac{\sigma_{nm} \cdot A_{Kf,nm}}{T_{K,nm,bd}} = \frac{508{,}4\ \text{N/mm}^2 \cdot 1{,}80\ \text{mm}^2}{4{,}7\ \text{N/mm}} = 0{,}195\ \text{m} > 0{,}1\ \text{m}$$

Versatzmaß [12]:

$a_l = d = 0{,}205\ \text{m}$

Unter Berücksichtigung des Versatzmaßes von 0,205 m ergibt sich eine notwendige Verankerungslänge ab dem Punkt x von 0,4 m, die deutlich kleiner als die vorhandene Verankerungslänge von 1,30 m ist. Der Nachweis der Verankerung ist erfüllt.

$$l_{Verankerung} = 0{,}195\ \text{m} + 0{,}205\ \text{m} = 0{,}40\ \text{m} \leq 1{,}30\ \text{m}$$

Der Nachweis zur Verankerung der unteren Stahlbewehrung am Endauflager ist identisch zu DIN EN 1992 [12] zu führen und wird an dieser Stelle nicht explizit aufgeführt. Im Vergleich zum unverstärkten System ist nach der Verstärkungsmaßnahme eine höhere Kraft am Endauflager durch die Stahlbewehrung zu verankern. Die Carbonbewehrung wird nicht über das Auflager geführt und kann hierfür nicht angesetzt werden.

In der abG 8.21 [1] darf das Versatzmaß für die Endverankerung der Carbongitter zu 0,5 h bestimmt werden. Auf der sicheren Seite wurde an dieser Stelle das Versatzmaß abweichend davon gerechnet.

3.7.2 Stöße und mechanische Verbindungen

Es wird angenommen, dass kein Übergreifungsstoß in Längsrichtung angeordnet wird. Sofern aufgrund der verfügbaren Gitterabmessungen ein Übergreifungsstoß vorgesehen werden muss, sind die Vorgaben aus [1] beachten.

> Für weitere Informationen zu Stößen und mechanischen Verbindungen sei auf die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Verstärkungssystems [1] verwiesen.

4 BEISPIEL 2: VERSTÄRKUNG EINES PLATTENBALKENS MIT CARBONBETON

4.1 Ausgangssituation

In einem Krankenhaus soll abweichend zu Bestandsstatik eine höhere Last durch einen Kernspintomographen aufgebracht werden. Aus diesem Grund muss der Bestandsunterzug nachträglich verstärkt werden. Da die Betondruckzone des Bestandbauteils ausreichende Tragreserven aufweist um weitere Lasten aufzunehmen, soll lediglich die Zugzone verstärkt werden. Als Verstärkungsart soll Carbonbeton zur Anwendung kommen. Aus vorliegenden Bestandsunterlagen gehen die Materialeigenschaften und Abmessungen hervor.

Für den Bestandsunterzug als Einfeldträger kann eine freie Verdrehung der Lager angenommen werden. Die Umgebungsbedingung ist ein trockener Innenraum. Die Belastung ist vorwiegend ruhend.

> Das folgende Beispiel ist nicht durch [1] abgedeckt, sodass eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) und eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung (vBG) erforderlich werden. Viele Regelungen aus [1] können aber auf dieses Beispiel übertragen werden.

4.2 System und Baustoffe

4.2.1 System

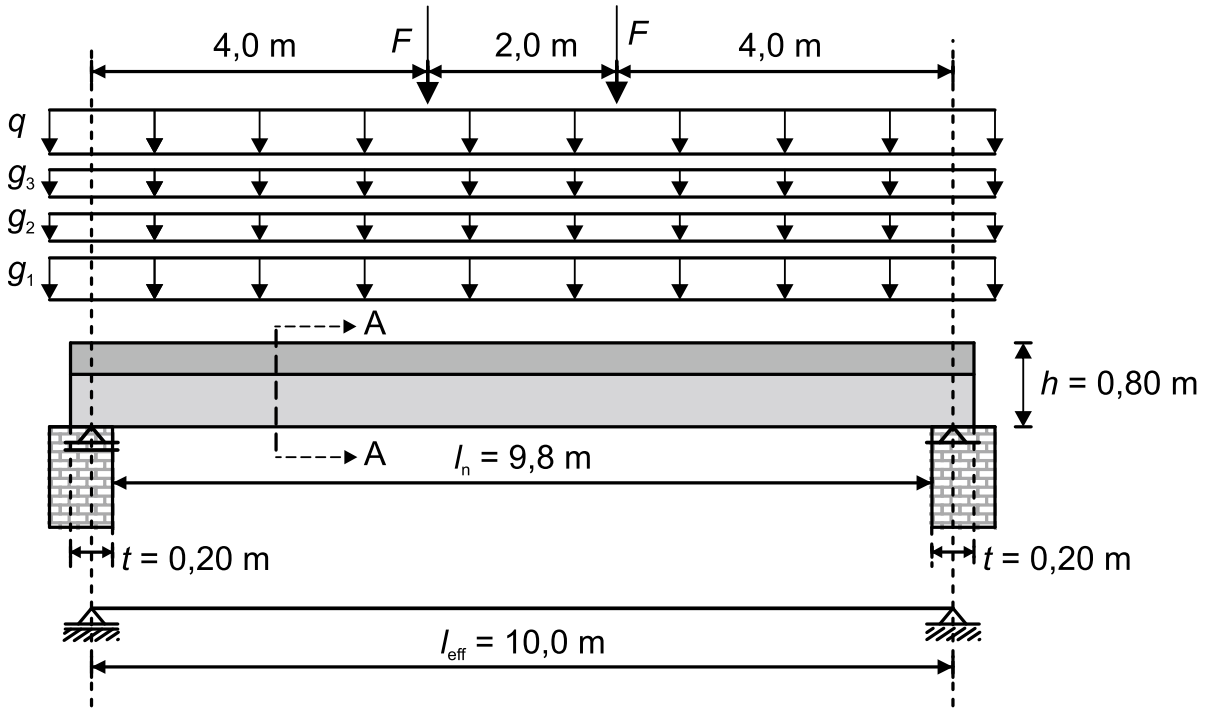


Abb.04.1: Statisches System im Längsschnitt

Effektive Stützweite

Die effektive Stützweite l_{eff} setzt sich aus dem lichten Abstand zwischen den Auflagerrändern und zweimal der halben Auflagerbreite zusammen (vgl. Abs. 5.3.2.2 und Abb. 5.4 in [12]).

$$a_{\mathrm{i}} = \min \begin{cases} 0{,}5 \cdot t \\ 0{,}5 \cdot h \end{cases}$$

$$l_{\mathrm{eff}} = l_{\mathrm{n}} + a_1 + a_2 = 9{,}80\ \mathrm{m} + 0{,}10\ \mathrm{m} + 0{,}10\ \mathrm{m} = 10{,}0\ \mathrm{m}$$

4.2.2 Bauteilanalyse

Die Eigenschaften der im Bestand vorhandenen Materialien wurde in situ erfasst und sind im Folgenden dargestellt. Es wird vereinfachend eine mitwirkende Plattenbreite von einem Meter angenommen.

4.2.2.1 Beton

Oberflächenzugfestigkeit

Die Oberflächenzugfestigkeit $f_{ct,surf}$ des zu verstärkenden Bauteils wird gemäß DIN EN 1542 [7] ermittelt. Die Überprüfung des erforderlichen Mindestwertes des Erwartungswertes der Oberflächenzugfestigkeit erfolgt nach Anlage 6 der abZ/abG des Verstärkungssystems [1] mit einem Faktor k, dem arithmetischen Mittel und der Standardabweichung der Stichproben. Der Faktor k berechnet sich mit Hilfe der Studentverteilung mit einem Vertrauensintervall von 95 % (vgl. Teil 4, Anhang A in [18]). Der Mindestzielwert (1,0 N/mm²) ist der abZ/abG [1] entnommen. Für die Bemessung der Schubfuge in Anlehnung an Anlage 5 der Zulassung [1] ist dann allerdings die nach DIN EN 1990 Anhang D [6] ermittelte charakteristische Oberflächenzugfestigkeit $f_{ctk,0,05,surf}$ des Bestandsbetons anzusetzen.

Die Oberflächenzugfestigkeit wird getrennt für die Seitenflächen des Steges und der Balkenunterseite bestimmt, da zu erwarten ist, dass neben der Biegeverstärkung an der Stegunterseite auch eine Verstärkung an den Stegseiten angeordnet werden muss.

Tab.04.1: Einzelwerte der Prüfung am Bauteil – Unterseite

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$f_{ctm,surf,i}$ [N/mm²]	3,78	3,47	3,77	2,87	3,84	3,12	4,08	3,39	2,90	3,45

Statistische Auswertung der Stichproben:

Arithmetisches Mittel: $m_x = 3{,}47\ \mathrm{N/mm^2}$

Standardabweichung: $s = 0{,}41$

Variationskoeffizient: $V_x = 0{,}12$

Faktor: $k_n(n = 10) = 0{,}580$

Erwartungswert der Oberflächenzugfestigkeit (95 % untere Vertrauensgrenze) gemäß [1]:

$$f_{ctm,surf} = m_x - k_n \cdot s = 3{,}47\ \mathrm{N/mm^2} - 0{,}580 \cdot 0{,}41 = 3{,}23\ \mathrm{N/mm^2} > 1{,}0\ \mathrm{N/mm^2}$$

Tab.04.2: Einzelwerte der Prüfung am Bauteil – Seitenfläche

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$f_{ctm,surf,i}$ [N/mm²]	3,37	3,62	3,51	2,78	3,35	2,92	2,94	3,17	3,16	2,76

Statistische Auswertung der Stichproben:

Arithmetisches Mittel: $m_x = 3{,}16\ \mathrm{N/mm^2}$

Standardabweichung: $s = 0{,}30$

Variationskoeffizient: $V_\mathrm{x} = 0{,}09$

Faktor: $k_n(n = 10) = 0{,}580$

Erwartungswert des Mittelwertes der Oberflächenzugfestigkeit (95 % untere Vertrauensgrenze) gemäß [1]:

$f_\mathrm{ctm,surf} = m_\mathrm{x} - k_\mathrm{n} \cdot s = 3{,}16\ \mathrm{N/mm^2} - 0{,}580 \cdot 0{,}30 = 3{,}00\ \mathrm{N/mm^2} > 1{,}0\ \mathrm{N/mm^2}$

Für die Überprüfung der Betondruckfestigkeit aus den Bestandsunterlagen wurde eine ausreichende Anzahl von 10 Bohrkernen mit einem Durchmesser von 75 mm gemäß [8] entnommen. Die Auswertung der Bohrkernprüfungen erfolgt nach DIN EN 13791 Abschnitt 8.1 [8].

<u>Betondruckfestigkeit</u>

Bestandsunterlagen: B35 nach DIN 1045:1988

Festigkeitsüberprüfung am Bauteil ergibt Festigkeitsklasse C30/37.

$f_\mathrm{cm} = 38\ \mathrm{N/mm^2}$

$f_\mathrm{ck} = 30\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_\mathrm{cm} = 33.000\ \mathrm{N/mm^2}$

4.2.2.2 Betonstahl

Die Vorgaben an die Betondeckung sind der DIN EN 1992-1-1 entnommen, siehe [12]. Die nach DIN EN 1992-1-1 geforderten Betondeckungen werden im Zuge der Instandsetzung wieder hergestellt.

<u>Art und Menge der vorhandenen Bewehrung</u>

BSt 500 S (IV S) nach DIN 1045:1988 [5] bzw. DIN 488-2:1986 [2]. Dies entspricht einem B500B (vgl. 3.2.7 in [12]).

$f_\mathrm{yk} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_\mathrm{s} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2}$

Längsbewehrung:

Grundbewehrung: $A_{\mathrm{sl}} = 30{,}79\ \mathrm{cm}^2$

Zulagebewehrung: $A_{\mathrm{sl}} = 14{,}73\ \mathrm{cm}^2\ (1\ \mathrm{m\ vom\ Auflager\ entfernt})$

Querkraftbewehrung (Bügel): $a_{\mathrm{sw}} = 9{,}04\ \mathrm{cm}^2/\mathrm{m}$

Lage der Bestandsbewehrung:

Betondeckung (Bügel): $c_{\mathrm{w}} = 3{,}0\ \mathrm{cm}$

Statische Nutzhöhe: $d_{\mathrm{s}} = 744\ \mathrm{mm}$

Die Längsbewehrung wurde vollständig in einer Lage eingelegt, wie durch zerstörungsfreie Bewehrungssuche am Bauwerk ermittelt werden konnte.

<u>Vorgaben für die Betondeckung [12]</u>

Mindestbetondeckung: $c_{\mathrm{min}} = 2{,}0\ \mathrm{cm}$

Nennmaß der Betondeckung: $c_{\mathrm{nom}} = 3{,}0\ \mathrm{cm}$

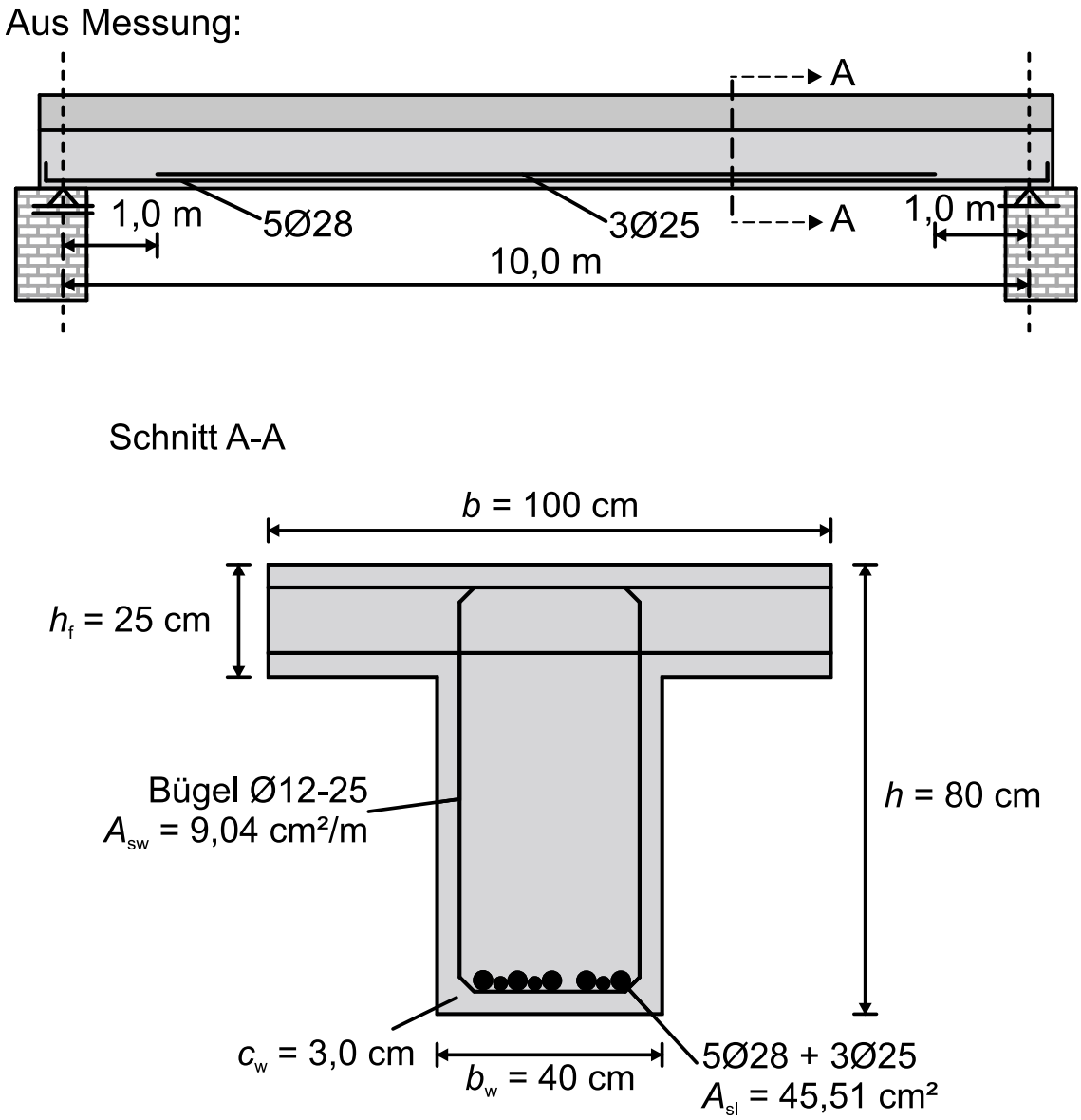


Abb.04.2: Lage der Bewehrung im Längs- und Querschnitt des Bestandbauteils

4.2.3 Verstärkungssystem

Zur Verstärkung des Unterzuges wird der Verbundwerkstoff Carbonbeton verwendet. Dabei wird der Unterzug sowohl an beiden Stegseiten als auch an der Stegunterseite mit Carbonbeton verstärkt. An beiden Stegseiten wird eine zweilagig bewehrte Carbonbetonschicht aufgebracht. An der Unterseite ist eine dreilagig bewehrte Carbonbetonschicht vorgesehen. Aus dem Faserstrangabstand resultieren auf der Stegseite 43 Fasersträge je Lage und auf der Unterseite 31 Fasersträge je Lage. Anwendung finden die Materialien aus der Zulassung des Verstärkungssystems [1], die in den folgenden Abschnitten näher klassifiziert werden.

Die Anwendung ist in dieser Form nicht durch eine Zulassung oder Richtlinie geregelt. Die Beschreibung erfolgt auf Grundlage einer erteilten ZiE für ein ausgeführtes Praxisbeispiel.

Das Beispiel dient der Darstellung des Potentials einer Carbonbetonverstärkung für Unterzüge. Es ist nicht ohne Weiteres auf beliebige Geometrien übertragbar. Zudem ist das verwendete Verstärkungssystem nicht durch [1] abgedeckt.

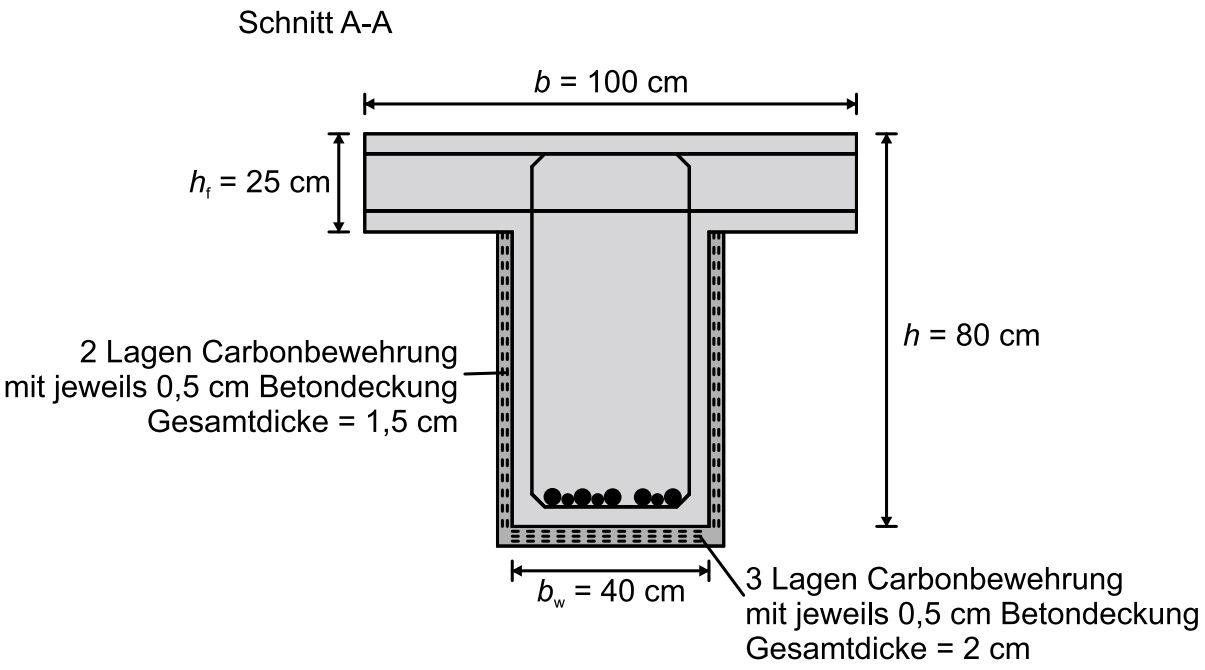


Abb.04.3: Carbonbetonverstärkter Querschnitt

4.2.3.1 Feinbeton

Gemäß [1] weist der verwendete Feinbeton folgende planmäßige Kennwerte auf:

$f_{\mathrm{ck}} \geq 80\ \mathrm{N/mm^2}$

$f_{\mathrm{ctm}} \geq 6\ \mathrm{N/mm^2}$

$E_{\mathrm{cm}} \geq 25.000\ \mathrm{N/mm^2}$

Nach der Verstärkungsmaßnahme sind die Kennwerte an Prismen (40 x 40 x 160 mm, vgl. [2]) zu prüfen.

4.2.3.2 Carbongitter

Das verwendete Carbongitter weist nach [1] folgende geometrischen und mechanischen Kennwerte in Kettrichtung auf:

Querschnittsfläche eines Faserstrangs: $A_{\mathrm{Kf,nm}} = 1{,}80\ \mathrm{mm^2}$

Querschnittsfläche des Gitters: $a_{\mathrm{Kf,nm}} = 140\ \mathrm{mm^2/m}$

Abstand der Faserstränge: $s = 12{,}7\ \mathrm{mm}$

Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit: $f_{\mathrm{f,nm,k}} = 2.250\ \mathrm{N/mm^2}$

Charakteristischer Wert der Verbundfestigkeit: $T_{\mathrm{nm,b,k}} = 10\ \mathrm{N/mm}$

Mittlerer E-Modul: $E_{\mathrm{f,nm,m}} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2}$

Dabei beschreiben die angegeben Querschnittsflächen den reinen Carbonfaserquerschnitt (vgl. Kapitel 2.1.1 in [1]). In Abgrenzung dazu definiert [16] die Nennquerschnittsfläche (Komposit-Querschnittsfläche) als Bezugsgröße zur Ermittlung von festigkeits- und steifigkeitsbezogenen Bewehrungseigenschaften.

4.3 Einwirkungen

4.3.1 Charakteristische Werte

Unterschieden werden vier Lastfälle, die sich wie folgt zusammensetzen:

- *Lastfall 1 (LF1) bildet die vor der Verstärkung vorliegende Belastungssituation ab.*
- *Lastfall 2 (LF2) bildet die während der Verstärkung vorliegende Belastungssituation ab. Die Ausbaulasten werden zurückgebaut und wirken in diesem Lastfall nicht.*
- *Lastfall 3 (LF3) bildet die nach der Verstärkung vorliegende Belastung ab.*
- *Lastfall 4 (LF4) bildet den außergewöhnlichen Lastfall „Brand" ab.*

Für den Lastfall 2 (LF2) wird oft keine gesonderte Bemessung notwendig, da durch einen Lastvergleich sichergestellt werden kann, dass keine größeren Lasten als zur Belastungssituation vor der Verstärkungsmaßnahme einwirken. Diese Annahme muss für jeden Einzelfall überprüft werden.

Tab.04.3: Einwirkungen

Lastfall	1	2	3	4
$g_{1,\mathrm{k}}$ (Eigengewicht) [kN/m]	43,0	43,0	43,0	43,0
$g_{2,\mathrm{k}}$ (Eigengewicht Verstärkungsschicht)[1)] [kN/m]	-	0,61	0,61	0,61
$g_{3,\mathrm{k}}$ (Ausbaulast) [kN/m]	12,0	-	12,0	12,0
q_{k} (Verkehrslast, Kategorie B) [kN/m]	6,0	-	18,0	18,0
F (Kernspintomograph) [kN/m]	-	-	50,0	50,0

[1)] Die Carbonbetonschichten an den Stegseiten sind zweilagig bewehrt und weisen eine Stärke von 1,5 cm auf. Die Carbonbetonschicht an der Stegunterseite ist dreilagig bewehrt und weist eine Stärke von 2 cm auf. Die Wichte der Schichten beträgt 24 kN/m³.

4.3.2 Kombinationsbeiwerte

Für die Nachweise im GZT gelten die im nationalen Anhang Deutschland der DIN EN 1990 [10] angegebenen Kombinationsbeiwerte (vgl. Tab.04.4).

Tab.04.4: Kombinationsbeiwerte [10]

Veränderliche Einwirkung	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Verkehrslast, Kategorie B	0,7	0,5	0,3
Kernspintomograph	1,0	0,9	0,8

4.3.3 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Für die Nachweise im GZT gelten die im nationalen Anhang der DIN EN 1990 [10] angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte (vgl. Tab.04.5).

Tab.04.5: Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit [10]

Einwirkung	günstig	ungünstig
ständig	$\gamma_{G,inf}$ = 1,0	$\gamma_{G,sup}$ = 1,35
veränderlich	$\gamma_{Q,inf}$ = 0,0	$\gamma_{Q,sup}$ = 1,50
Brand	η_{fi} = 0,7	η_{fi} = 0,7

4.4 Schnittgrößenermittlung

4.4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

$$m_{d,Feld,LF2} = \frac{1{,}35 \cdot (43{,}0\ \text{kN/m} + 0{,}61\ \text{kN/m}) \cdot (10\ \text{m})^2}{8} = 735{,}9\ \text{kNm}$$

$$v_{d,LF2} = \frac{4 \cdot 735{,}9\ \text{kNm}}{10\ \text{m}} = 294{,}4\ \text{kN}$$

$$m_{d,Feld,g+q,LF3} = \frac{(1{,}35 \cdot (43{,}0\ \text{kN/m} + 0{,}61\ \text{kN/m} + 12{,}0\ \text{kN/m}) + 1{,}5 \cdot 18{,}0\ \text{kN/m}) \cdot (10\ \text{m})^2}{8} = 1.275{,}9\ \text{kNm}$$

$$v_{d,g+q,LF3} = \frac{4 \cdot 1.275{,}9\ \text{kNm}}{10\ \text{m}} = 510{,}4\ \text{kN}$$

$$m_{d,Feld,F,LF3} = 1{,}5 \cdot 50\ \text{kN} \cdot 4\ \text{m} = 300\ \text{kNm}$$

$$v_{d,g+q,LF3} = 1{,}5 \cdot 50\ \text{kN} = 75\ \text{kN}$$

$$m_{d,Feld,LF3} = 1.275{,}9\ \text{kNm} + 300\ \text{kNm} = 1.575{,}9\ \text{kNm}$$

$v_{\mathrm{d,LF3}} = 510{,}4\ \mathrm{kN} + 75\ \mathrm{kN} = 585{,}4\ \mathrm{kN}$

Nach DIN EN 1992-1-2 [14] kann für den Lastfall 4 „Brand" der Bemessungswert im GZT mit dem Reduktionsfaktor η_{fi} um 30 % abgemindert werden.

$m_{\mathrm{d,Feld,LF4}} = 0{,}7 \cdot m_{\mathrm{d,Feld,LF3}} = 0{,}7 \cdot 1.575{,}9\ \mathrm{kNm} = 1.103{,}1\ \mathrm{kNm}$

$v_{\mathrm{d,LF4}} = 0{,}7 \cdot v_{d,LF3} = 0{,}7 \cdot 585{,}4\ \mathrm{kN} = 409{,}8\ \mathrm{kN}$

Tab.04.6: Zusammenfassung der Schnittgrößen im GZT

Lastfall	2	3	4
$m_{\mathrm{d,Feld}}$ [kNm/m]	31,9	735,9	1.575,9
v_{max} [kN/m]	21,2	294,4	585,4

4.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

$$m_{\mathrm{d,Feld,LF2}} = \frac{(43{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}61\ \mathrm{kN/m}) \cdot (10\ \mathrm{m})^2}{8} = 545{,}1\ \mathrm{kNm}$$

$$v_{\mathrm{d,LF2}} = \frac{4 \cdot 545{,}1\ \mathrm{kNm}}{10\ \mathrm{m}} = 218{,}1\ \mathrm{kN}$$

$$m_{\mathrm{d,Feld,g+q,LF3}} = \frac{\left((43{,}0\ \mathrm{kN/m} + 0{,}61\ \mathrm{kN/m} + 12{,}0\ \mathrm{kN/m}) + 18{,}0\ \mathrm{kN/m}\right) \cdot (10\ \mathrm{m})^2}{8} = 920{,}1\ \mathrm{kNm}$$

$$v_{\mathrm{d,g+q,LF3}} = \frac{4 \cdot 920{,}1\ \mathrm{kNm}}{10\ \mathrm{m}} = 368{,}1\ \mathrm{kN}$$

$m_{\mathrm{d,Feld,F,LF3}} = 50\ \mathrm{kN} \cdot 4\ \mathrm{m} = 200\ \mathrm{kNm}$

$v_{\mathrm{d,F,LF3}} = 50\ \mathrm{kN}$

$m_{\mathrm{d,Feld,LF3}} = 920{,}1\ \mathrm{kNm} + 200\ \mathrm{kNm} = 1.120{,}1\ \mathrm{kNm}$

$v_{\mathrm{d,LF3}} = 368{,}1\ \mathrm{kN} + 50\ \mathrm{kN} = 418{,}1\ \mathrm{kN}$

Tab.04.7: Zusammenfassung der Schnittgrößen im GZT

Lastfall	2 (charakteristisch)	3 (charakteristisch)
$m_{\mathrm{d,Feld}}$ [kNm/m]	545,1	1.120,1
v_{max} [kN/m]	218,1	418,1

4.5 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

4.5.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind der abZ/aBG des Verstärkungssystems zu entnehmen. Gemäß [1] ergeben sich die Teilsicherheitsbeiwert zu:

Beton (ständig und vorübergehend):		$\gamma_c = 1{,}5$
Betonstahl (ständig und vorübergehend):		$\gamma_s = 1{,}15$
Carbongitter (ständig und vorübergehend):	Zug:	$\gamma_{nm,t} = 1{,}20$
	Verbund:	$\gamma_{nm,b} = 1{,}50$

Beton C30/37 (vgl. Tab. 3.1 [12])

$f_{ck} = 30\ \mathrm{N/mm^2}$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0{,}85 \cdot \frac{30\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}}{1{,}5} = 17{,}0\ \mathrm{N/mm^2}$$

Betonstahl B500B: (vgl. 3.2.7 in [12])

$f_{yk} = 500\ \mathrm{N/mm^2}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}15} = 434{,}8\ \mathrm{N/mm^2}$$

Carbongitter

Zur Berechnung des Bemessungswerts der Zug- und Verbundfestigkeit der Carbonbewehrung sind Einflüsse aus Temperatur, Dauerlast und Dauerhaftigkeit zu berücksichtigen. Die Abminderungsbeiwerte sind [1] entnommen.

Bemessungswert der Zugfestigkeit:

$$f_{f,nm,d} = \alpha_{nm,T,t} \cdot \alpha_{nm,t\infty,t} \cdot \alpha_{nm,D,t} \cdot \frac{f_{f,nm,k}}{\gamma_{nm,t}} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{2.250\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}}}{1{,}2} = 1.313\,\frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm^2}} \sim 1.300\ N/mm^2$$

Mit:

$\alpha_{nm,T,t}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Temperatur

$\alpha_{nm,t\infty,t}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerlast

$\alpha_{\mathrm{nm,D,t}}$ Abminderungsbeiwert der Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerhaftigkeit

E-Modul:

$E_{\mathrm{f,nm}} = 206.667\ \mathrm{N/mm^2}$

Bemessungsverbundfestigkeit:

$$T_{\mathrm{nm,b,d}} = \alpha_{\mathrm{nm,T,b}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,t\infty,b}} \cdot \alpha_{\mathrm{nm,D,b}} \cdot \frac{T_{\mathrm{nm,b,k}}}{\gamma_{\mathrm{nm,b}}} = 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot \frac{10\ \mathrm{N/mm}}{1{,}50} = 4{,}7\ \mathrm{N/mm}$$

Mit:

$\alpha_{\mathrm{nm,T,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Temperatur

$\alpha_{\mathrm{nm,t\infty,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerlast

$\alpha_{\mathrm{nm,D,b}}$ Abminderungsbeiwert der Verbundfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung infolge Dauerhaftigkeit

4.5.2 Ermittlung des Vordehnungszustandes

Bei der Berechnung des verstärkten Querschnittes muss die Vordehnung des unverstärkten Querschnittes beachtet werden.

Die Vordehnung des Bestandquerschnittes kann mit unterschiedlichen Verfahren berechnet werden. Im Zuge dieses Beispiels wird die Vordehnung zunächst über die Iteration der Dehnungsebenen ermittelt und anschließend über eine geschlossene Lösung dargestellt. Die fiktive Vordehnung der Carbonbewehrung ergibt sich aus der zuvor bestimmten Vordehnung des Bestandquerschnittes.

Nach [24] haben die Dehnungen $\varepsilon_{c,0}$ und $\varepsilon_{s,0}$, welche vor der Verstärkungsmaßnahme auftreten, keinen nennenswerten Einfluss auf den bezogenen Bewehrungsgrad. Jedoch wirken sich die Vordehnungen auf die Dehnungsebene, die Versagensart und die erforderliche Bewehrungsfläche aus. Bei großen Bauteilvordehnungen und/oder großen bezogenen Momenten wird eine Berücksichtigung der Vorverformung nötig, um die erforderliche Bewehrungsfläche nicht zu unterschätzen.

Ermittlung über Iteration der Dehnungsebenen

Der Vordehnungszustand des Bestandsunterzuges wird im Lastfall 2 unter charakteristischer Belastung ermittelt (GZG). Der Dehnungszustand wird dabei mittels Iteration der Dehnungsebenen bestimmt. Im ersten Schritt wird hierfür eine

Dehnungsverteilung geschätzt, die während der Iteration der Dehnungsebenen so lange angepasst werden muss, bis sich ein Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte einstellt.

> **Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in Promille (‰) in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen.**

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_s = +\,0{,}880\ ‰$

$\varepsilon_c = -\,0{,}298\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33. in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0{,}298}{0{,}298\ + 0{,}880} = 0{,}253$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\,\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}298}{2} - \frac{(-0{,}298\,)^2}{12} = 0{,}142$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}298}{24 - 4 \cdot 0{,}298} = 0{,}338$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 in [28]):

$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}338 \cdot 0{,}253 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} = 0{,}064\ \mathrm{m}$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$z_s = d_s - a = 0{,}744\ \mathrm{m} - 0{,}064\ \mathrm{m} = 0{,}68\ \mathrm{m}$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.3.2 und Gl. 6.33 [28]):

$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{ck} = 0{,}142 \cdot 0{,}253 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot 30.000\ \mathrm{kN/m^2} = 799{,}5\ \mathrm{kN}$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$F_s = \varepsilon_s \cdot a_s \cdot E_s = 0{,}880\ ‰ \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm^2} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 801{,}0\ \mathrm{kN} \approx F_c$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$M_{\mathrm{LF2,GZG}} \equiv F_{\mathrm{c}} \cdot z_{\mathrm{s}} = 799{,}5\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}680\ \mathrm{m} = 544{,}0\ \mathrm{kNm} \approx 545{,}1\ kNm$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Vordehnung infolge Momenteneinwirkung LF2 (quasi ständig):

$\varepsilon_{\mathrm{c,0}} = -0{,}298\ ‰ \text{ und } \varepsilon_{\mathrm{s,0}} = 0{,}880\ ‰$

$$\varepsilon_{\mathrm{nm,0}} = \varepsilon_{\mathrm{s,0}} + \frac{d_{\mathrm{nm}} - d_{\mathrm{s}}}{d_{\mathrm{s}}} \cdot (\varepsilon_{\mathrm{s,0}} - \varepsilon_{\mathrm{c,0}}) = 0{,}880\ ‰ + \frac{810\ \mathrm{mm} - 744\ \mathrm{mm}}{744\ \mathrm{mm}} \cdot (0{,}880\ ‰ + 0{,}298\ ‰)$$
$$= 0{,}985\ ‰$$

Geschlossene Lösung

Die geschlossene Lösung bietet die Möglichkeit, die Vordehnung ohne Iteration der Dehnungsebenen abzuschätzen. Sie ist an dieser Stelle als Bemessungshilfe mit angegeben. Als Spannungs-Dehnungslinie für den Beton wird hier ein linear-elastischer Materialansatz verwendet. Im Gegensatz dazu dient bei der Iteration der Dehnungsebenen das Parabel-Rechteck-Diagramm der Beschreibung des Materialverhaltens des Betons.

Die Formel für die Druckzonenhöhe ist der Planermappe [27] Kapitel 5.2 entnommen. Für die weitere Berechnung wird die mittels Iteration der Dehnungsebenen ermittelte Vordehnung berücksichtigt.

Druckzonenhöhe:

$$x = \frac{\alpha_{\mathrm{e}} \cdot A_{\mathrm{s1}}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_{\mathrm{s}}}{\alpha_{\mathrm{e}} \cdot A_{\mathrm{s1}}}}\right)$$

$$x = \frac{6{,}06 \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm}^2}{100\ \mathrm{cm}} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100\ \mathrm{cm} \cdot 74{,}4\ \mathrm{cm}}{6{,}06 \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm}^2}}\right) = 17{,}69\ \mathrm{cm}$$

Verhältnis der Steifigkeiten:

$$\alpha_{\mathrm{e}} = \frac{E_{\mathrm{s}}}{E_{\mathrm{c}}} = \frac{200.000\ \mathrm{N/mm}^2}{33.000\ \mathrm{N/mm}^2} = 6{,}06$$

Bewehrungsfläche: $A_{\mathrm{s1}} = 45{,}51\ \mathrm{cm}^2$

Bauteilbreite: $b = 100\ \mathrm{cm}$

Statische Nutzhöhe: $d_{\mathrm{s}} = 74{,}4\ \mathrm{cm}$

Innerer Hebelarm:

$$z = d_{\mathrm{s}} - \frac{x}{3} = 74{,}4\ \mathrm{cm} - \frac{17{,}69\ \mathrm{cm}}{3} = 68{,}50\ \mathrm{cm}$$

Vordehnung Stahlbewehrung:

$$\varepsilon_{s,0} = \frac{m/E_s}{z \cdot a_s} = \frac{\frac{545{,}13\ \text{kNm}}{200.000\ \text{N/mm}^2}}{68{,}50\ \text{cm} \cdot 45{,}51\ \text{cm}^2} = 0{,}874\ ‰$$

Vordehnung Betondruckzone:

$$\varepsilon_{c,0} = -\frac{2 \cdot m/E_c}{b \cdot x \cdot z} = \frac{\frac{545{,}13\ \text{kNm}}{33.000\ \text{N/mm}^2}}{100\ \text{cm} \cdot 17{,}69\ \text{cm} \cdot 68{,}50\ \text{cm}} = -0{,}273\ ‰$$

$$\varepsilon_{nm,0} = \varepsilon_{s,0} + \frac{d_{nm} - d_s}{d_s} \cdot (\varepsilon_{s,0} - \varepsilon_{c,0}) = 0{,}874\ ‰ + \frac{810\ \text{mm} - 744\ \text{mm}}{744\ \text{mm}} \cdot (0{,}874\ ‰ + 0{,}273\ ‰)$$
$$= 0{,}98\ ‰$$

4.5.3 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Die Biegebemessung erfolgt analog zur Bemessung im Stahlbetonbau über die Iteration der Dehnungsebenen, bis sich ein Gleichgewicht zwischen den inneren und den äußeren Kräften einstellt. Für die Bemessung werden folgende Vereinfachungen getroffen:

- *Es gilt die Hypothese von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte. Damit sind die Dehnungen der einzelnen Querschnittsfasern proportional zu ihrem Abstand von der Dehnungsnulllinie des biegebeanspruchten Querschnittes.*
- *Es wird für die Zugkraftaufteilung ein starrer Verbund zwischen Carbonbetonverstärkung und dem Stahlbeton angenommen.*
- *Das Gleichgewicht wird am gerissenen Betonquerschnitt gebildet und die Zugkräfte werden nur von den Bewehrungskomponenten aufgenommen.*
- *Als Materialgesetze werden für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN EN 1992 [12], für die Stahlbewehrung die bilineare Kennlinie nach DIN EN 1992 [12] und für die Carbonbewehrung die linear-elastischen Spannungs-Dehnungslinie nach der abZ/abG [1] verwendet.*

4.5.3.1 Biegetragfähigkeit Lastfall 2

Damit der Bestandsunterzug ausreichend tragfähig ist, um die während des Bauzustandes auftretende Einwirkung aufnehmen zu können, wird zunächst die Biegetragfähigkeit im Lastfall 2 ohne Ansatz einer Verstärkungswirkung des Carbonbetons ermittelt.

> Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen.

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_s = +\,1{,}224\ ‰$

$\varepsilon_c = -\,0{,}597\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33. in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0{,}597}{0{,}597 + 1{,}224} = 0{,}328$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\,\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}597}{2} - \frac{-(0{,}597\,)^2}{12} = 0{,}269$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8\ -\ 0{,}597}{24\ -\ 4 \cdot 0{,}597} = 0{,}343$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Gl. Abb. 6.15 und 6.32 in [28]):

$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}343 \cdot 0{,}328 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} = 0{,}084\ \mathrm{m}$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$z_s = d_s\ -\ a = 0{,}744\ \mathrm{m}\ -\ 0{,}084\ \mathrm{m} = 0{,}660\ \mathrm{m}$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{cd} = 0{,}269 \cdot 0{,}328 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 30.000\ \mathrm{kN/m^2} = 1.114{,}6\ \mathrm{kN}$$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$F_s = \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_s = 1{,}224\ ‰ \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm^2} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 1.114{,}1\ \mathrm{kN/m} \approx F_c$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte:

$M_{\mathrm{LF2,GZT}} \equiv F_c \cdot z_s = 1.114{,}6\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}660\ \mathrm{m} = 736{,}1\ \mathrm{kNm} \approx\ 735{,}9\ \mathrm{kNm}$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Dehnung infolge Momenteneinwirkung LF 2 (GZT):

$\varepsilon_c = -0{,}597\ ‰ \text{ und } \varepsilon_s = 1{,}224\ ‰$

$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{-0{,}597\ ‰}{-3{,}5\ ‰} = 0{,}17 \text{ und } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} = \frac{1{,}224\ ‰}{25\ ‰} = 0{,}05$

→ Die Tragfähigkeit des Bestands im Lastfall 2 ist gegeben.

4.5.3.2 Biegetragfähigkeit Lastfall 3

Zur Bemessung der Biegetragfähigkeit des Unterzuges im Lastfall 3 wird zunächst überschlägig die Biegetragfähigkeit des Bestandsunterzugs berechnet. Der innere Hebelarm z_s *der Stahlbewehrung wird zunächst in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe* d_s *auf 670 mm geschätzt. Der Wert dient an dieser Stelle lediglich der ersten Abschätzung der Anzahl der notwendigen Verstärkungsgitter.*

Aus dem maximal in diesem Lastfall auftretenden Moment von 1.575,9 kNm folgt ein Defizit von 248,9 kNm. Dieses Defizit soll durch eine Carbonbetonverstärkung aufgenommen werden. Ansatz findet eine zweilagige Carbonbetonschicht an beiden Stegseiten sowie eine dreilagige Carbonbetonschicht auf der Stegunterseite.

Auf Grundlage des Tragfähigkeitsdefizits wurde an dieser Stelle der Typ 3 der durch die Zulassung [1] geregelten Gitterbewehrung verwendet.

> **Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen.**

$z_s \approx 0{,}90 \cdot d_s = 0{,}90 \cdot 0{,}774\ \text{m} = 0{,}670\ \text{m}$

Maximal vom Bestand aufnehmbares Moment:

$m_{max} \approx z_s \cdot F_s \approx z_s \cdot a_s \cdot \sigma_s \approx 0{,}670\ \text{m} \cdot 45{,}51\ \text{cm}^2 \cdot 43{,}5\ \text{kN/cm}^2 \approx 1.327{,}0\ \text{kNm}$

Schätzung der Dehnungsverteilung (vgl. Abb.04.4):

$\varepsilon_c = -\ 2{,}348\ ‰$

$\varepsilon_{nm,unten} = +\ 6{,}29\ ‰$

$\varepsilon_{nm,0} = 0{,}985\ ‰$

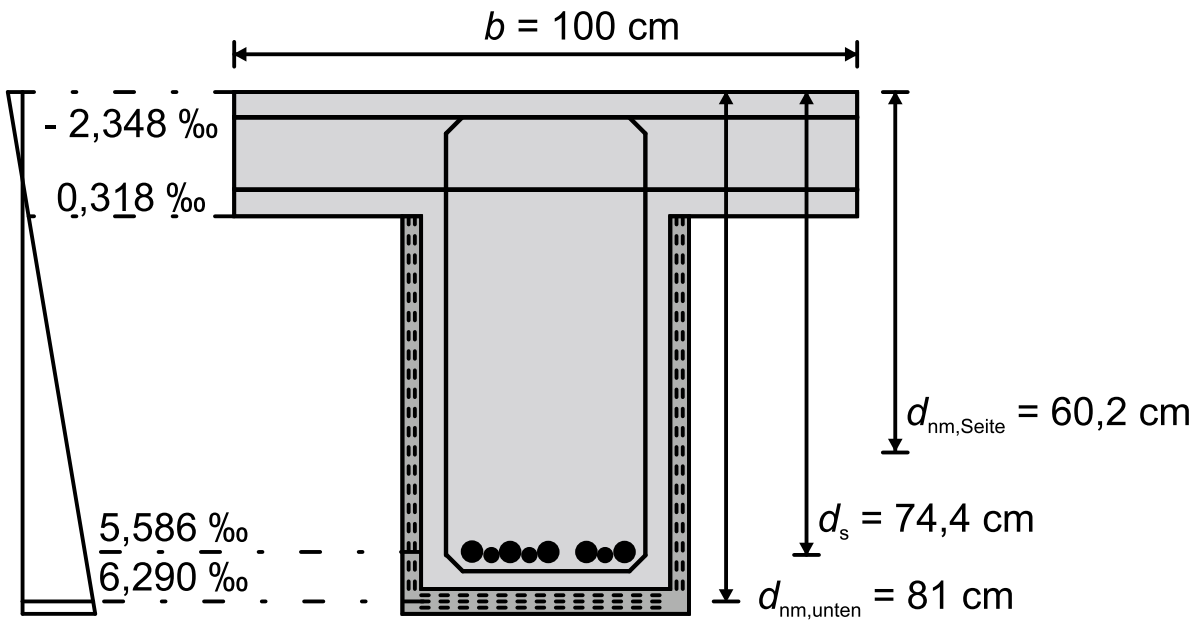


Abb.04.4: Dehnungsverteilung und statische Nutzhöhen am verstärkten Querschnitt

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{nm,0} + \varepsilon_{nm,unten}} = \frac{2{,}348\ ‰}{2{,}348\ ‰ + 0{,}985\ ‰ + 6{,}29\ ‰} = 0{,}244$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c} = 1 + \frac{2}{-3 \cdot 2{,}348} = 0{,}716$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{3 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c + 2}{6 \cdot {\varepsilon_c}^2 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{3 \cdot (-2{,}348)^2 + 4 \cdot (-2{,}348) + 2}{6 \cdot (-2{,}348)^2 + 4 \cdot (-2{,}348)} = 0{,}386$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_{nm,unten} = 0{,}386 \cdot 0{,}244 \cdot 0{,}81\ \text{m} = 0{,}076\ \text{m}$$

Dehnung Bestandsbewehrung:

$$\varepsilon_s = -2{,}348\ ‰ + (6{,}29\ ‰ + 2{,}348\ ‰) \cdot \frac{0{,}744\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 5{,}586\ ‰$$

Dehnung am Übergang Gurt – Steg:

$$\varepsilon = \varepsilon_c + (\varepsilon_{nm,unten} - \varepsilon_c) \cdot \frac{h_{Decke}}{d_{nm,unten}} = -2{,}348\ ‰ + (6{,}29\ ‰ + 2{,}348\ ‰) \cdot \frac{0{,}25\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 0{,}318\ ‰$$

Statische Nutzhöhe der seitlichen Verstärkungsschicht (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$d_{\mathrm{nm.Seite}} = 0{,}25\ \mathrm{m} + \frac{0{,}5 \cdot (0{,}55\ \mathrm{m})^2 \cdot (6{,}29\ ‰ - 0{,}318\ ‰) \cdot \frac{2}{3} + (0{,}55\ \mathrm{m})^2 \cdot 0{,}318\ ‰ \cdot 0{,}5}{0{,}5 \cdot 0{,}55\ \mathrm{m} \cdot (6{,}129‰ - 0{,}318\ ‰) + 0{,}55\ \mathrm{m} \cdot 0{,}318\ ‰} = 0{,}608\ \mathrm{m}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{nm,Seite}} = 0{,}318\ ‰ + \frac{(6{,}29\ ‰ - 0{,}3{,}18\ ‰)}{2} = +\ 3{,}304\ ‰$$

Innerer Hebelarm der beiden Bewehrungsebenen (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$z_{\mathrm{s}} = d_{\mathrm{s}} - a = 0{,}744\ \mathrm{m} - 0{,}076\ \mathrm{m} = 0{,}668\ \mathrm{m}$$

$$z_{\mathrm{nm,unten}} = d_{\mathrm{nm,unten}} - a = 0{,}81\ \mathrm{m} - 0{,}076\ \mathrm{m} = 0{,}734\ \mathrm{m}$$

$$z_{\mathrm{nm,Seite}} = d_{\mathrm{nm,Seite}} - a = 0{,}608\ \mathrm{m} - 0{,}076\ \mathrm{m} = 0{,}532\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_{\mathrm{c}} = \alpha_{\mathrm{R}} \cdot x \cdot b \cdot f_{\mathrm{cd}} = \alpha_{\mathrm{R}} \cdot \xi \cdot d_{\mathrm{nm,unten}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot f_{\mathrm{cd}} = 0{,}716 \cdot 0{,}244 \cdot 0{,}81\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 30.000\ \mathrm{kN/m^2}$$
$$= 2.406{,}3\ \mathrm{kN}$$

Stahlzugkraft (Stahl fließt, da Dehnung oberhalb von Fließdehnung):

$$F_{\mathrm{s}} = \sigma_{\mathrm{s.max}} \cdot A_{\mathrm{s}} = 435\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm^2} = 1.978{,}7\ \mathrm{kN}$$

Zugkraft in Verstärkung:

$$F_{\mathrm{nm,unten}} = \varepsilon_{\mathrm{nm,unten}} \cdot A_{\mathrm{nm,unten}} \cdot E_{\mathrm{f,nm}} = 6{,}29\ ‰ \cdot 3 \cdot 31 \cdot 0{,}0179\ \mathrm{cm^2} \cdot 20.667\ \mathrm{kN/cm^2} = 216{,}4\ \mathrm{kN}$$

$$F_{\mathrm{nm,Seite}} = \varepsilon_{\mathrm{nm,Seite}} \cdot A_{\mathrm{nm,Seite}} \cdot E_{\mathrm{f,nm}} = 3{,}304\ ‰ \cdot 4 \cdot 43 \cdot 0{,}0179\ \mathrm{cm^2} \cdot 20.667\ \mathrm{kN/cm^2} = 210{,}2\ \mathrm{kN}$$

Bedingung:

$$F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm,unten}} + F_{\mathrm{nm,Seite}} \equiv F_{\mathrm{c}}$$

$$1.978{,}7\ \mathrm{kN} + 216{,}40\ \mathrm{kN} + 210{,}2\ \mathrm{kN} = \ 2405{,}3\ \mathrm{kN} \approx F_c$$

→ Bedingung ist erfüllt.

Maximal aufnehmbares Biegemoment:

$$M_{\mathrm{max,Rd}} = F_{\mathrm{s}} \cdot z_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm,unten}} \cdot z_{\mathrm{nm,unten}} + F_{\mathrm{nm,Seite}} \cdot z_{\mathrm{nm,Seite}}$$
$$= 1.978{,}7\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}668\ \mathrm{m} + 216{,}4\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}734\ \mathrm{m} + 210{,}2\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}532\ \mathrm{m} = 1.591{,}7\ \mathrm{kNm}$$

Biegenachweis:

$$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{M_{\mathrm{Rd}}} = \frac{1.575{,}9\ \mathrm{kNm}}{1.591{,}7\ \mathrm{kNm}} \approx 0{,}99$$

→ Biegenachweis ist erfüllt.

4.5.3.3 Biegetragfähigkeit Lastfall 4

Das Carbongitter kann zum aktuellen Stand der Forschung nicht ohne weiteres für die Sicherstellung der Tragfähigkeit von Bauteilen im außergewöhnlichen Bemessungsfall „Brand" herangezogen werden. Daher ist sicherzustellen, dass die in diesem außergewöhnlichen Lastfall auftretenden Einwirkungen durch die Bestandsbewehrung aufgenommen werden kann. Die Carbonbetonschicht dient im Brandfall lediglich als zusätzliche Betondeckung der Bestandsbewehrung, die sich positiv auf die zu erwartende Temperatur der Bewehrung auswirkt. Für die Untersuchung der Tragfähigkeit wird eine notwendige Brandwiderstandsklasse des Unterzuges von R30 angenommen. Für eine Betondeckung der Bestandsbewehrung von insgesamt 5,7 cm (4,2 cm Bestand + 1,5 cm Verstärkungsschicht) folgt nach Abb. A.11 aus DIN EN 1992-1-2 [14] eine Stahltemperatur von 150 °C. Nach Abb.04.2a selbiger Norm folgt hieraus eine Abminderung der charakteristischen Festigkeit der Zugbewehrung um den Faktor 0,95 (Annahme Kurve 3).

Zur Bemessung im außergewöhnlichen Lastfall Brand nach DIN EN 1992-1-2 [14] werden die Werte der Materialfestigkeiten unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 herangezogen, die sich unter Berücksichtigung der Temperaturabminderung wie im Folgenden zu sehen zusammensetzen.

Charakteristische Druckfestigkeit des Betons:

$f_{\mathrm{ck}} = 30\ \mathrm{N/mm^2}$

Charakteristische Festigkeit des Bestandstahls:

$f_{\mathrm{yk}} = 0{,}95\ \cdot 500\ \mathrm{N/mm^2} = 475\ \mathrm{N/mm^2}$

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$\varepsilon_{\mathrm{s}} = +\ 1{,}787\ ‰$

$\varepsilon_{\mathrm{c}} = -\ 0{,}627\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_{\mathrm{c}}}{-\varepsilon_{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{s}}} = \frac{0{,}627}{0{,}627 + 1{,}787} = 0{,}260$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_{\mathrm{R}} = \frac{-\ \varepsilon_{\mathrm{c}}}{2} - \frac{{\varepsilon_{\mathrm{c}}}^2}{12} = \frac{0{,}627}{2} - \frac{-(0{,}627)^2}{12} = 0{,}281$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 in [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}627}{24 - 4 \cdot 0{,}627} = 0{,}343$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_s = 0{,}343 \cdot 0{,}260 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} = 0{,}066\ \mathrm{m}$$

Hebelarm z_s (vgl. Gl. 6.31c in in [28]):

$$z_s = d_s - a = 0{,}744\ \mathrm{m} - 0{,}066\ \mathrm{m} = 0{,}678\ \mathrm{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{ck} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_s \cdot b \cdot f_{ck} = 0{,}281 \cdot 0{,}260 \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot 30.000\ \mathrm{kN/m^2} = 1.627{,}5\ \mathrm{kN}$$

Gleichgewicht im Querschnitt:

$$F_s = \varepsilon_s \cdot a_s \cdot E_s = 1{,}787\ ‰ \cdot 45{,}51\ \mathrm{cm^2} \cdot 20.000\ \mathrm{kN/cm^2} = 1.626{,}5\ \mathrm{kN/m} \approx F_c$$

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte:

$$M_{\mathrm{LF4,GZT}} \equiv F_c \cdot z_s = 1.627{,}5\ \mathrm{kN} \cdot 0{,}744\ \mathrm{m} = 1103{,}0\ \mathrm{kNm}$$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Dehnung infolge Momenteneinwirkung LF 4 (Brandlastfall):

$$\varepsilon_c = -0{,}627\ ‰ \text{ und } \varepsilon_s = 1{,}787\ ‰$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} = \frac{-0{,}627\ ‰}{-3{,}5\ ‰} = 0{,}18 \text{ und } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{ud}} = \frac{1{,}787\ ‰}{25\ ‰} = 0{,}07$$

→ Die Tragfähigkeit des Bestands im Lastfall 4 (Brand) ist gegeben.

> ⓘ Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungsebenen sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen. Nähere Informationen zur Bemessung im außergewöhnlichen Lastfall Brand sind in der DIN EN 1992-1-2 [14] Abs. 2.3 und 2.4.2 zu finden.

4.5.4 Querkraftnachweise

4.5.4.1 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Ansatz der Carbonbetonverstärkung

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird am unverstärkten Stahlbetonbauteil geführt. Die Verstärkung wird somit nicht angesetzt. Daher erfolgt die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 (vgl. Abs. 6.2.2 in [12]).

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_{\mathrm{C}}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{\mathrm{ck}})^{1/3}\right] \cdot d_{\mathrm{s}} \cdot b_{\mathrm{w}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200\ \mathrm{mm}}{d_{\mathrm{s}}}} = 1 + \sqrt{\frac{200\ \mathrm{mm}}{744\ \mathrm{mm}}} = 1{,}52 \leq 2{,}0$$

$$\rho_{\mathrm{l}} = \frac{a_{\mathrm{sl}}}{d_{\mathrm{s}}} = \frac{0{,}3080\ \mathrm{cm}^2/\mathrm{cm}}{74{,}4\ \mathrm{cm}} = 1{,}03\ \%$$

Mit:

k Beiwert für den Einfluss der statischen Nutzhöhe (Maßstabsfaktor)

ρ_{l} Längsbewehrungsgrad (ohne Ansatz der Carbonbetonverstärkung)

a_{sl} Querschnittsfläche der Längsbewehrung

f_{ck} Char. Betondruckfestigkeit

d_{s} Statische Nutzhöhe Stahlbewehrung

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[\frac{0{,}15}{1{,}5} \cdot 1{,}52 \cdot (100 \cdot 1{,}03\ \% \cdot 30\ \mathrm{N/mm^2})^{1/3}\right] \cdot 744\ \mathrm{mm} \cdot 400\ \mathrm{mm} = 142{,}0\ \mathrm{kN}$$

Der Faktor in der Formel für die Berechnung des Mindestwertes des Querkraftwiderstands $V_{Rdc,min}$ darf nach nationalem Anhang der DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.2 [13] linear interpoliert werden, da die statischen Nutzhöhe von 600 und 800 mm liegt.

$$V_{\mathrm{Rdc,min}} = \frac{0{,}0417}{\gamma_{\mathrm{c}}} \cdot (k^3 \cdot f_{\mathrm{ck}})^{0{,}5} \cdot d_{\mathrm{s}} \cdot b_{\mathrm{w}} = \frac{0{,}0417}{1{,}5} \cdot (1{,}52^3 \cdot 30\ \mathrm{N/mm^2})^{0{,}5} \cdot 744\ \mathrm{mm} \cdot 400\ \mathrm{mm} = 84{,}8\ \mathrm{kN}$$

Bei direkter Lagerung und gleichmäßiger Belastung darf bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung laut DIN EN 1992 [12] die Bemessungsquerkraft gegenüber der maximalen Querkraft reduziert werden.

Abgeminderte Bemessungsquerkraft aufgrund direkter Auflagerung und gleichmäßiger Belastung im Abstand der halben Auflagerbreite sowie der statischen Nutzhöhe vom Auflager:

$$V_{\mathrm{Ed}} = v_{\mathrm{max}} \cdot \left(1 - \frac{a_{\mathrm{i}} + d_{\mathrm{s}}}{\frac{l_{\mathrm{eff}}}{2}}\right) = 585{,}4\ \mathrm{kN} \cdot \left(1 - \frac{0{,}1\ \mathrm{m} + 0{,}744\ \mathrm{m}}{\frac{10\ \mathrm{m}}{2}}\right) = 499{,}2\ \mathrm{kN}$$

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung:

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{Rd}}} = \frac{499{,}2\ \mathrm{kN}}{142{,}0\ \mathrm{kN}} \approx 3{,}52$$

→ Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung ist **nicht** erfüllt.

Der Querkraftnachweis mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung erfolgt mit den Formeln für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.3 Gl. 6.13 und Gl. 6.14 [12]. Der Beiwert α_{cw} ist dem nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.3 [13] zu entnehmen.

$$V_{\mathrm{Rd,max}} = \alpha_{\mathrm{cw}} \cdot \nu_1 \cdot f_{\mathrm{cd}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

$$= 1{,}0 \cdot 0{,}75 \cdot 17\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 400\ \mathrm{mm} \cdot 0{,}9 \cdot 744\ \mathrm{mm} \cdot \frac{2{,}0}{1 + 2{,}0^2} = 1.365{,}8\ \mathrm{kN}$$

Mit:

α_{cw} 1,0

$$\nu_1 = 0{,}75 \cdot \left(1{,}1 - \frac{f_{\mathrm{ck}}}{500}\right) = 0{,}75 \cdot \left(1{,}1 - \frac{30}{500}\right) = 0{,}78 \leq \underline{0{,}75}$$

$$V_{\mathrm{Rd,cc}} = c \cdot 0{,}48 \cdot f_{\mathrm{ck}}{}^{1/3} \cdot b_w \cdot z = 0{,}5 \cdot 0{,}48 \cdot (30\ \mathrm{N/mm^2})^{1/3} \cdot 400\ \mathrm{mm} \cdot 0{,}9 \cdot 744\ \mathrm{mm} = 199{,}7\ \mathrm{kN}$$

$$1{,}00 \leq \cot\theta \leq \frac{1{,}2}{(1 - V_{\mathrm{Rd,cc}}/V_{\mathrm{Ed}})} = \frac{1{,}2}{(1 - 199{,}7/499{,}2)} = 2{,}00$$

θ Neigungswinkel der Druckstrebe

$$V_{\mathrm{Rd,s}} = a_{\mathrm{sw}} \cdot f_{\mathrm{ywd}} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 30{,}80\ \mathrm{cm^2/m} \cdot 435\ \mathrm{N/mm^2} \cdot 0{,}9 \cdot 744\ \mathrm{mm} \cdot 2{,}0 = 526{,}5\ \mathrm{kN}$$

Mit:

f_{ywd} Bemessungszugfestigkeit der Querkraftbewehrung

Querkraftnachweis mit Querkraftbewehrung (Bestand):

$$\frac{V_{\mathrm{Ed}}}{V_{\mathrm{Rd,max}}} = \frac{585{,}4\ \mathrm{kN}}{1.365{,}8\ \mathrm{kN}} \approx 0{,}43$$

$$\frac{V_{\mathrm{Ed,red}}}{V_{\mathrm{Rd,s}}} = \frac{499{,}2\ \mathrm{kN}}{526{,}5\ \mathrm{kN}} \approx 0{,}95$$

→ Querkraftnachweis mit Querkraftbewehrung ohne Ansatz einer Verstärkung ist erfüllt.

> ⓘ Für nähere Informationen zur Berechnung des Querkraftwiderstandes bzw. des Mindestwertes des Querkraftwiderstandes mit Querkraftbewehrung siehe DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.2 und Abs. 6.2.3 [12] sowie den dazugehörigen nationalen Anhang [13].

4.5.4.2 Nachweis der Schubfugentragfähigkeit

Die Einwirkung auf die Schubfuge hängt maßgeblich von der Querkraft ab. Auf der sicheren Seite liegend wird der Nachweis der Schubfugentragfähigkeit daher für die Interaktion M_{Ed} und V_{Ed} im Lastfall 3 geführt. Dieser Nachweis stellt dabei den oberen Grenzwert der Beanspruchung dar. Sofern dieser Nachweis nicht erfüllt wird, ist es notwendig, die Schubfugentragfähigkeit an mehreren Positionen über die Stützweite zu führen. Widerstandsseitig wird die Fuge zwischen Altbeton und Verstärkung als raue Fuge angenommen. Hieraus resultiert der Beiwert c mit einem Wert von 0,4. Der Beiwert c für andere Rauigkeiten der Schubfuge wird der DIN EN 1992-1-1 [12] entnommen. Als maßgebende Schubfuge wird an dieser Stelle die Fuge zwischen Altbeton und der Verstärkung an der Stegunterseite angesehen.

$$v_{\mathrm{Edi}} \leq v_{\mathrm{Rdi}}$$

$$v_{\mathrm{Edi}} = \frac{\beta \cdot V_{\mathrm{Ed}}}{z_{\mathrm{ges}} \cdot b_{\mathrm{w}}}$$

$$\beta = \frac{F_{\mathrm{nm}}}{F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm}}}$$

$$\beta = \frac{F_{\mathrm{nm,unten}}}{F_{\mathrm{s}} + F_{\mathrm{nm,unten}}} = \frac{216{,}4\ \mathrm{kN}}{1.978{,}7\ \mathrm{kN} + 216{,}4\ \mathrm{kN}} = 0{,}099$$

Der Beiwert β beschreibt das Verhältnis der Zugnormalkraft in der Betonergänzung und der Gesamtzugnormalkraft im betrachteten Querschnitt.

$$V_{\mathrm{Ed}} = 499{,}2\ \mathrm{kN}$$

$$z_{\mathrm{ges}} = z_{\mathrm{s}} \cdot \frac{F_{\mathrm{s}}}{F_{\mathrm{ges}}} + z_{\mathrm{nm,unten}} \cdot \frac{F_{\mathrm{nm,unten}}}{F_{\mathrm{ges}}} + z_{\mathrm{nm,Seite}} \cdot \frac{F_{\mathrm{nm,Seite}}}{F_{\mathrm{ges}}}$$
$$= 0{,}666\ \mathrm{m} \cdot \frac{1.978{,}7\ \mathrm{kN}}{2.405{,}3\ \mathrm{kN}} + 0{,}732\ \mathrm{m} \cdot \frac{216{,}4\ \mathrm{kN}}{2.405{,}3\ \mathrm{kN}} + 0{,}526\ \mathrm{m} \cdot \frac{210{,}2\ \mathrm{kN}}{2.405{,}3\ \mathrm{kN}} = 0{,}66\ \mathrm{m}$$

$$v_{\mathrm{Edi}} = \frac{\beta \cdot V_{\mathrm{Ed}}}{z_{\mathrm{ges}} \cdot b_{\mathrm{w}}} = \frac{0{,}099 \cdot 499{,}2\ \mathrm{kN}}{0{,}66\ \mathrm{m}\ \cdot 0{,}40\ \mathrm{m}} = 0{,}186\ \mathrm{N/mm^2}$$

Für die Bemessung der Schubfuge ist die nach DIN EN 1990 Anhang D [9] ermittelte Oberflächenzugfestigkeit des Bestandbetons anzusetzen. Es werden die Einzelwerte der Prüfung am Bauteil aus Abschnitt 4.2.2.1 verwendet.

Statische Auswertung der Stichproben:

Arithmetisches Mittel: $m_{\mathrm{x}} = 3{,}47\ \mathrm{N/mm^2}$

Berechneter Variationskoeffizient: $V_{\mathrm{x}} = 0{,}12$

Faktor: $k_{\mathrm{n}}(n = 10, V_{\mathrm{x}}\ \text{unbekannt}) = 1{,}92$

Charakteristischer Wert für die Oberflächenzugfestigkeit:

$$f_{\mathrm{ck,surf}} = m_{\mathrm{x}} \cdot (1 - k_{\mathrm{n}} \cdot V_{\mathrm{x}}) = 3{,}47\ \mathrm{N/mm^2} \cdot (1 - 1{,}92 \cdot 0{,}12) = 2{,}7\ \mathrm{N/mm^2}$$

Zwar konnte durch die Versuche am Bestandsmaterial eine charakteristische Oberflächenzugfestigkeit $f_{\mathrm{ck,surf}}$ von 2,7 N/mm² bestimmt werden, auf Grundlage der Zuordnung des Bestandsbetons in die Festigkeitsklasse C30/37 wird an dieser Stelle jedoch der für diese Festigkeitsklasse normativ angegebene charakteristische Zugfestigkeitswert $f_{\mathrm{ctk,0,05}}$ von 2,0 N/mm² angesetzt. Die in Form des Beiwerts c angesetzte Rauigkeit der Fuge muss vor Ort sichergestellt sein (vgl. Abs. 6.2.5 in [12]).

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{\mathrm{ctd}} + \mu \cdot \sigma_{\mathrm{n}} + \rho \cdot f_{\mathrm{yd}} \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) = 0{,}4 \cdot 0{,}85 \cdot \frac{2{,}00\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}50} = 0{,}453\ \mathrm{N/mm^2} \leq 0{,}5 \cdot v \cdot f_{\mathrm{cd}}$$

Der zweite und dritte Summand zur Berechnung des Bemessungswerts der Schubtragfähigkeit in der Fuge ergeben sich zu Null.

Schubfugennachweis:

$$\frac{v_{\mathrm{Edi}}}{v_{\mathrm{Rdi}}} = \frac{0{,}186\ \mathrm{N/mm^2}}{0{,}453\ \mathrm{N/mm^2}} \approx 0{,}41$$

→ Nachweis Schubkraftübertragung in Fuge ist erfüllt.

Die Schubfugentragfähigkeit muss auch im Bereich der Abstufung der Biegeverstärkung nachgewiesen werden, da es aufgrund der geringeren Bestandsbewehrung zur Vergrößerung der Zugspannung in der Verstärkung und damit zur Steigerung der Schubfugenbeanspruchung kommt. Der Nachweis ist identisch zu dem hier dargestellten Nachweis durchzuführen und wird an dieser Stelle nicht zusätzlich dargestellt.

> **Nähere Informationen zum Nachweis der Schubfugentragfähigkeit sind in DIN EN 1992-1-1 Abs. 6.2.5 [12] zu finden.**

4.5.4.3 Nachweis gegen Versatzbruch

Der Verssatzbruch beschreibt das Ablösen der Verstärkungsschicht vom Altbeton am Ende der Verstärkungsschicht. Es wird daher ein separater Nachweis gegen Versatzbruch notwendig. Er stellt einen weiteren Nachweis der Schubfugentragfähigkeit dar. Das Nachweisformat für den Versatzbruch nach abZ [1], wie es in Beispiel 1 zur Anwendung kam, ist nur für die Verstärkung von nicht querkraftbewehrten Altbetonbauteilen gültig. Für das vorliegende Beispiel eines querkraftverstärkten Unterzuges wird ein alternativer Bemessungsansatz gewählt. Unter einem Druckstrebenwinkel von 26,6° (Berechnung siehe Abschnitt 4.5.4.1) muss die Zugkraft in der Verstärkungsschicht an deren Ende über die Fuge zum Altbeton übertragen werden. Die Fugenbreite entspricht der Breite des Unterzugs und beträgt damit 400 mm. Die Länge der Fuge beläuft sich auf die Strecke zwischen der Auflagerkante und dem ersten zu erwartenden Biegeriss, der sich infolge einer Überschreitung der Zugtragfähigkeit des Altbetons einstellt.

Das Rissmoment berechnet sich anhand der nachfolgenden Gleichungen. Ansatz findet hierbei das Flächenträgheitsmoment des verstärkten Unterzuges und die Betonzugfestigkeit des Betons der Festigkeitsklasse C30/37. Da wegen der gegenläufigen Auswirkungen a priori nicht klar ist, ob der Ansatz der mittleren oder der charakteristischen Betonzugfestigkeit maßgebend wird, werden hier beide Varianten durchgespielt.

Variante 1 - f_{ctm}

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I_y}{z_1} = \frac{2.900\ \mathrm{kN/m^2} \cdot 0{,}02914\ \mathrm{m^4}}{0{,}49\ \mathrm{m}} = 172{,}45\ \mathrm{kNm}$$

$$x = 0{,}303\ \mathrm{m}$$

Aus dem parabelförmigen Momentenverlauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich ein Abstand x vom idealisierten Auflager von 30,3 cm. Die vorhandene Verstärkungslänge bis zum ersten Biegeriss beläuft sich ab der Auflagerkante auf 20,3 cm.

Das Versatzmaß für querkraftbewehrte Bauteile ermittelt sich zu (vgl. Abs. 9.2.1.3, Gl. 9.2 in [12]):

$$a_l = \frac{z_{nm} \cdot (\cot\theta\ -\ \cot\alpha)}{2} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}81\ \mathrm{m} \cdot (2{,}00\ -\ 0)}{2} = 0{,}729\ \mathrm{m}$$

Das Biegemoment, welches unter Berücksichtigung des Versatzmaßes mit einer Entfernung von 0,729 m vom Auflager am kritischen Punkt x wirkt, beträgt 549,7 kNm und wurde anhand des parabelförmigen Momentenverlaufs bestimmt.

$$M_{(x+al=1{,}03\ \mathrm{m})} = 549{,}7\ \mathrm{kNm}$$

Die am Ende der Verstärkung hochzuhängende Zugkraft im Carbongitter wird anhand dieses Biegemoments mittels Iteration der Dehnungsebenen bestimmt.

> **Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungseben sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen.**

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$$\varepsilon_c = -\ 0{,}489\ ‰$$

$$\varepsilon_{nm,unten} = +\ 1{,}342\ ‰$$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{nm,unten}} = \frac{0{,}489}{0{,}489\ +1{,}342} = 0{,}267$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}489}{2} - \frac{-(0{,}489\,)^2}{12} = 0{,}225$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 i [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}489}{24 - 4 \cdot 0{,}489} = 0{,}0{,}341$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_{nm,unten} = 0{,}341 \cdot 0{,}268 \cdot 0{,}81\ \text{m} = 0{,}074\ \text{m}$$

Dehnung Bestandsbewehrung:

$$\varepsilon_s = -0{,}489\ ‰ + (1{,}342\ ‰ + 0{,}489\ ‰) \cdot \frac{0{,}744\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 1{,}193\ ‰$$

Dehnung am Übergang Gurt – Steg:

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \left(\varepsilon_{nm,unten} - \varepsilon_c\right) \cdot \frac{h_{Decke}}{d_{nm,unten}} = -0{,}489\ ‰ + (1{,}342\ ‰ + 0{,}489\ ‰) \cdot \frac{0{,}25\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 0{,}076\ ‰$$

Statische Nutzhöhe der seitlichen Verstärkungsschicht (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$d_{nm.Seite} = 0{,}25\ \text{m} + \frac{0{,}5 \cdot (0{,}55\ \text{m})^2 \cdot (1{,}342\ ‰ - 0{,}076\ ‰) \cdot \frac{2}{3} + (0{,}55\ \text{m})^2 \cdot 0{,}076\ ‰ \cdot 0{,}5}{0{,}5 \cdot 0{,}55\ \text{m} \cdot (1{,}342\ ‰ - 0{,}076\ ‰) + 0{,}55\ \text{m} \cdot 0{,}076\ ‰} = 0{,}607\ \text{m}$$

$$\varepsilon_{nm,Seite} = 0{,}076\ ‰ + \frac{(1{,}342\ ‰ - 0{,}076\ ‰)}{2} = +\ 0{,}709\ ‰$$

Innerer Hebelarm der beiden Bewehrungsebenen (vgl. Gl. 6.31c [28]):

$$z_s = d_s - a = 0{,}744\ \text{m} - 0{,}074\ \text{m} = 0{,}670\ \text{m}$$

$$z_{nm,unten} = d_{nm,unten} - a = 0{,}81\ \text{m} - 0{,}074\ \text{m} = 0{,}736\ \text{m}$$

$$z_{nm,Seite} = d_{nm,Seite} - a = 0{,}607\ \text{m} - 0{,}074\ \text{m} = 0{,}533\ \text{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_{nm,unten} \cdot b_w \cdot f_{cd} = 0{,}225 \cdot 0{,}267 \cdot 0{,}81\ \text{m} \cdot 1\ \text{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 30.000\ \text{kN/m}^2$$
$$= 825{,}9\ \text{kN}$$

Stahlzugkraft:

$$F_s = \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_s = 1{,}193\ ‰ \cdot 30{,}80\ \text{cm}^2 \cdot 20.000\ \text{kN/cm}^2 = 734{,}8\ \text{kN}$$

Zugkraft in Verstärkung:

$F_{\text{nm,unten}} = \varepsilon_{\text{nm,unten}} \cdot A_{\text{nm,unten}} \cdot E_{\text{nm}} = 1{,}342\ ‰ \cdot 3 \cdot 31 \cdot 0{,}0179\ \text{cm}^2 \cdot 20.667\ \text{kN/cm}^2 = 46{,}17\ \text{kN}$

$F_{\text{nm,Seite}} = \varepsilon_{\text{nm,Seite}} \cdot A_{\text{nm,Seite}} \cdot E_{\text{nm}} = 0{,}709\ ‰ \cdot 4 \cdot 43 \cdot 0{,}0179\ \text{cm}^2 \cdot 20.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 45{,}11\ \text{kN}$

Bedingung:

$F_s + F_{\text{nm,unten}} + F_{\text{nm,Seite}} \equiv F_{\text{c}}$

$734{,}8\ \text{kN} + 46{,}17\ \text{kN} + 45{,}11\ \text{kN} = 826{,}1\ \text{kN} \approx 825{,}9\ \text{kN} = F_{\text{c}} \rightarrow$ Bedingung erfüllt!

$M = 549{,}7\ \text{kNm} \equiv F_{\text{s}} \cdot z_{\text{s}} + F_{\text{nm,unten}} \cdot z_{\text{nm,unten}} + F_{\text{nm,Seite}} \cdot z_{\text{nm,Seite}}$

$= 734{,}8 \cdot 0{,}670\ \text{m} + 46{,}17 \cdot 0{,}736\ \text{m} + 45{,}11\ \text{kN} \cdot 0{,}533\ \text{m} = 550{,}6\ \text{kNm} \approx 549{,}7\ \text{kNm}$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Kraft in der unteren Verstärkungslage:

$F_{\text{nm,unten}} = 46{,}17\ \text{kN}$

Hochzuhängende Kraft:

$F_{\text{hochh.}} = 46{,}17\ \text{kN} \cdot \sin(26{,}6°) = 20{,}7\ \text{kN}$

Fugenfläche nach auflagernächstem Biegeriss:

$A = 203\ \text{mm} \cdot 400\ \text{mm} = 81.200\ \text{mm}^2$

Hochzuhängende Spannung:

$$V_{\text{Ed}} = \frac{F_{\text{hochh.}}}{A} = \frac{20.673\ \text{N}}{81.200\ \text{mm}^2} = 0{,}255\ \text{N/mm}^2$$

Zwar konnte durch die Versuche am Bestandsmaterial eine charakteristische Oberflächenzugfestigkeit $f_{\text{ck,surf}}$ von 2,8 N/mm² bestimmt werden (vgl. Abschnitt 4.5.4.2), auf Grundlage der Zuordnung des Bestandsbetons in die Festigkeitsklasse C30/37 wird an dieser Stelle jedoch der für diese Festigkeitsklasse normativ angegebene charakteristische Zugfestigkeitswert $f_{\text{ctk,0,05}}$ von 2,0 N/mm² angesetzt.

Widerstand gegen Versatzbruch:

$$v_{\text{Rdi}} = f_{\text{ctd}} = 0{,}85 \cdot \frac{2{,}00\ \text{N/mm}^2}{1{,}50} = 1{,}13\ \text{N/mm}^2$$

Schubfugennachweis:

$$\frac{v_{\text{Edi}}}{v_{\text{Rdi}}} = \frac{0{,}255\ \text{N/mm}^2}{1{,}13\ \text{N/mm}^2} \approx 0{,}225$$

→ Nachweis Schubkraftübertrag in der Fuge ist erfüllt.

Variante 2 – f_{ctk}

$$M_{cr} = \frac{f_{ctk} \cdot I_y}{z_1} = \frac{2.000\ \mathrm{kN/m^2} \cdot 0{,}02914\ \mathrm{m^4}}{0{,}49\ \mathrm{m}} = 118{,}93\ \mathrm{kNm}$$

$$x = 0{,}207\ \mathrm{m}$$

Aus dem parabelförmigen Momentenverlauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich ein Abstand x vom idealisierten Auflager von 20,7 cm. Die vorhandene Verstärkungslänge bis zum ersten Biegeriss beläuft sich ab der Auflagerkante auf 10,7 cm.

Das Versatzmaß für querkraftbewehrte Bauteile ermittelt sich zu (vgl. Abs. 9.2.1.3, Gl. 9.2 in [12]):

$$a_l = \frac{z_{nm} \cdot (\cot\theta\ -\ \cot\alpha)}{2} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}81\ \mathrm{m} \cdot (2{,}00\ -\ 0)}{2} = 0{,}729\ \mathrm{m}$$

Das Biegemoment, welches unter Berücksichtigung des Versatzmaßes mit einer Entfernung von 0,729 Meter vom Auflager am kritischen Punkt x wirkt, beträgt 503,2 kNm und wurde anhand des parabelförmigen Momentenverlaufs bestimmt.

$$M_{(x+al=0{,}94\ \mathrm{m})} = 503{,}2\ \mathrm{kNm}$$

Die am Ende der Verstärkung hochzuhängende Zugkraft im Carbongitter wird anhand dieses Biegemoments mittels Iteration der Dehnungsebenen bestimmt.

> **Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungseben sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird hier mit positivem Vorzeichen angetragen.**

Schätzung der Dehnungsverteilung:

$$\varepsilon_c = -\ 0{,}444\ ‰$$

$$\varepsilon_{nm,unten} = +\ 1{,}224\ ‰$$

Bezogene Druckzonenhöhe (vgl. Gl. 6.33 in [28]):

$$\xi = \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{nm,unten}} = \frac{0{,}444}{0{,}444\ +1{,}224} = 0{,}266$$

Völligkeitsbeiwert (vgl. Gl. 6.27 in [28]):

$$\alpha_R = \frac{-\ \varepsilon_c}{2} - \frac{{\varepsilon_c}^2}{12} = \frac{0{,}444}{2} - \frac{-(0{,}444\ )^2}{12} = 0{,}206$$

Höhenbeiwert (vgl. Gl. 6.28 i [28]):

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} = \frac{8 - 0{,}444}{24 - 4 \cdot 0{,}444} = 0{,}340$$

Angriffspunkt Betondruckkraft (vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28]):

$$a = k_a \cdot \xi \cdot d_{nm,unten} = 0{,}341 \cdot 0{,}268 \cdot 0{,}81\ \text{m} = 0{,}073\ \text{m}$$

Dehnung Bestandsbewehrung:

$$\varepsilon_s = -0{,}444\ ‰ + (1{,}224\ ‰ + 0{,}444\ ‰) \cdot \frac{0{,}744\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 1{,}088\ ‰$$

Dehnung am Übergang Gurt – Steg:

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \left(\varepsilon_{nm,unten} - \varepsilon_c\right) \cdot \frac{h_{Decke}}{d_{nm,unten}} = -0{,}444\ ‰ + (1{,}224\ ‰ + 0{,}444\ ‰) \cdot \frac{0{,}25\ \text{m}}{0{,}81\ \text{m}} = +\ 0{,}071\ ‰$$

Statische Nutzhöhe der seitlichen Verstärkungsschicht (vgl. Gl. 6.31c in [28]):

$$d_{nm.Seite} = 0{,}25\ \text{m} + \frac{0{,}5 \cdot (0{,}55\ \text{m})^2 \cdot (1{,}224\ ‰ - 0{,}071\ ‰) \cdot \frac{2}{3} + (0{,}55\ \text{m})^2 \cdot 0{,}071\ ‰ \cdot 0{,}5}{0{,}5 \cdot 0{,}55\ \text{m} \cdot (1{,}224\ ‰ - 0{,}071\ ‰) + 0{,}55\ \text{m} \cdot 0{,}071\ ‰} = 0{,}607\ \text{m}$$

$$\varepsilon_{nm,Seite} = 0{,}071\ ‰ + \frac{(1{,}224\ ‰ - 0{,}071\ ‰)}{2} = +\ 0{,}647\ ‰$$

Innerer Hebelarm der beiden Bewehrungsebenen (vgl. Gl. 6.31c [28]):

$$z_s = d_s - a = 0{,}744\ \text{m} - 0{,}073\ \text{m} = 0{,}671\ \text{m}$$

$$z_{nm,unten} = d_{nm,unten} - a = 0{,}81\ \text{m} - 0{,}073\ \text{m} = 0{,}737\ \text{m}$$

$$z_{nm,Seite} = d_{nm,Seite} - a = 0{,}607\ \text{m} - 0{,}073\ \text{m} = 0{,}533\ \text{m}$$

Betondruckkraft (vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28]):

$$F_c = \alpha_R \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = \alpha_R \cdot \xi \cdot d_{nm,unten} \cdot b_w \cdot f_{cd} = 0{,}206 \cdot 0{,}266 \cdot 0{,}81\ \text{m} \cdot 1\ \text{m} \cdot \frac{0{,}85}{1{,}50} \cdot 30.000\ \text{kN/m}^2 = 753{,}5\ \text{kN}$$

Stahlzugkraft:

$$F_s = \varepsilon_s \cdot A_s \cdot E_s = 1{,}088\ ‰ \cdot 30{,}80\ \text{cm}^2 \cdot 20.000\ \text{kN/cm}^2 = 670{,}3\ \text{kN}$$

Zugkraft in Verstärkung:

$$F_{nm,unten} = \varepsilon_{nm,unten} \cdot A_{nm,unten} \cdot E_{nm} = 1{,}224\ ‰ \cdot 3 \cdot 31 \cdot 0{,}0179\ \text{cm}^2 \cdot 20.667\ \text{kN/cm}^2 = 42{,}11\ \text{kN}$$

$$F_{nm,Seite} = \varepsilon_{nm,Seite} \cdot A_{nm,Seite} \cdot E_{nm} = 0{,}737\ ‰ \cdot 4 \cdot 43 \cdot 0{,}0179\ \text{cm}^2 \cdot 20.667\ \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 41{,}19\ \text{kN}$$

Bedingung:

$F_s + F_{\text{nm,unten}} + F_{\text{nm,Seite}} \equiv F_c$

$670{,}3\ \text{kN} + 42{,}11\ \text{kN} + 41{,}19\ \text{kN} = 753{,}6\ \text{kN} \approx 753{,}5\ \text{kN} = F_c \rightarrow$ Bedingung erfüllt!

$M = 503{,}2\ \text{kNm} \equiv F_s \cdot z_s + F_{\text{nm,unten}} \cdot z_{\text{nm,unten}} + F_{\text{nm,Seite}} \cdot z_{\text{nm,Seite}}$

$= 670{,}3 \cdot 0{,}671\ \text{m} + 42{,}11\ \text{kN} \cdot 0{,}737\ \text{m} + 41{,}19\ \text{kN} \cdot 0{,}533\ \text{m} = 502{,}5\ \text{kNm} \approx 573{,}2\ \text{kNm}$

→ Gleichgewicht liegt vor.

Kraft in der unteren Verstärkungslage:

$F_{\text{nm,unten}} = 42{,}11\ \text{kN}$

Hochzuhängende Kraft:

$F_{\text{hochh.}} = 42{,}11\ \text{kN} \cdot \sin(26{,}6°) = 18{,}9\ \text{kN}$

Fugenfläche nach auflagernächstem Biegeriss:

$A = 107\ \text{mm} \cdot 400\ \text{mm} = 42.800\ \text{mm}^2$

Hochzuhängende Spannung:

$$V_{\text{Ed}} = \frac{F_{\text{hochh.}}}{A} = \frac{18.900\ \text{N}}{42.800\ \text{mm}^2} = 0{,}441\ \text{N/mm}^2$$

Zwar konnte durch die Versuche am Bestandsmaterial eine charakteristische Oberflächenzugfestigkeit $f_{\text{ck,surf}}$ von 2,8 N/mm² bestimmt werden (vgl. Abschnitt 4.5.4.2), auf Grundlage der Zuordnung des Bestandsbetons in die Festigkeitsklasse C30/37 wird an dieser Stelle jedoch der für diese Festigkeitsklasse normativ angegebene charakteristische Zugfestigkeitswert $f_{\text{ctk,0,05}}$ von 2,0 N/mm² angesetzt.

Widerstand gegen Versatzbruch:

$$v_{\text{Rdi}} = f_{\text{ctd}} = 0{,}85 \cdot \frac{2{,}00\ \text{N/mm}^2}{1{,}50} = 1{,}13\ \text{N/mm}^2$$

Schubfugennachweis:

$$\frac{v_{\text{Edi}}}{v_{\text{Rdi}}} = \frac{0{,}441\ \text{N/mm}^2}{1{,}13\ \text{N/mm}^2} \approx 0{,}389$$

→ Nachweis Schubkraftübertrag in der Fuge ist erfüllt

Es zeigt sich, dass der Ansatz der charakteristischen Zugfestigkeit sowohl bei der Bestimmung des letzten Biegerisses als auch beim vertikalen Widerstand gegen den Versatzbruch maßgebend für den Nachweis wird.

4.6 Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden nach DIN EN 1992 [12] geführt, da die Verstärkung nicht angesetzt wird. Die Einhaltung der durch den Eurocode vorgegebenen Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit werden dabei als vom Bestand erfüllt angesehen. Eine Verstärkung zur Sicherstellung des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit wird hier nicht beschrieben. Die Verstärkung führt jedoch im Allgemeinen zu einer erhöhten Biegesteifigkeit und zur Verringerung der Rissbreiten, sodass verstärkte Bauteile eine höhere Dauerhaftigkeit aufweisen.

4.7 Bewehrungsregeln

4.7.1 Verankerung der Längsbewehrung

Es ist darauf zu achten, dass die Carbon- und die Stahlbewehrung ausreichend verankert sind. Die Verankerung der Carbonbewehrung erfolgt ab jenem Punkt, ab welchem keine zusätzliche Carbonbewehrung mehr zur Aufnahme des vorhandenen Biegemomentes benötigt wird, zuzüglich des Versatzmaßes. Ausgehend von der maximalen Biegetragfähigkeit des Bestandsquerschnittes von etwa 1,327 kNm erfolgt anhand einer vereinfachend zugrunde gelegten Parabelgleichung des Biegemoments die Bestimmung des Punktes x, ab dem keine Carbonbewehrung mehr notwendig ist. Dieser liegt 3,00 m entfernt vom idealisierten Auflagerpunkt des als Einfeldträger wirkenden Plattenbalkens. Die notwendige Verankerungslänge an der maßgebenden Nachweisstelle wird, unter Berücksichtigung des Versatzmaßes, zudem um 0,73 m vergrößert.

Da der gesamte Unterzug zwischen beiden Auflagern verstärkt wird, wird die Endverankerung des Carbongitters im Bereich der Auflager als erfüllt angesehen. Da die Stelle x, ab der eine Verstärkung benötigt wird, etwa 3 Meter vom Auflagerpunkt entfernt liegt, beträgt die vorhandene Verankerungslänge, unter Berücksichtigung des Versatzmaßes, knapp 2,25 Meter, was in diesem Fall als ausreichend groß zur Verankerung der vollen Gitterspannung anzusehen ist. Im Bereich der Bewehrungsabstufung ist zu untersuchen, ob das im Grenzzustand der Tragfähigkeit wirkende Biegemoment auch hier durch die bestehende Bewehrung aufgenommen werden kann. Dies wird an dieser Stelle als gegeben angesehen. Sofern auch im Bereich der Abstufung eine Biegeverstärkung notwendig ist, ist für diesen Bereich ein gesonderter Verankerungsnachweis zu führen.

Maßgebende Nachweisstelle:

$x = 3{,}0\ \mathrm{m}$

Ermittlung des Versatzmaßes (vgl. Abs. 9.2.1.3 und Gl. 9.2 in [28]):

$$a_l = \frac{z_{\mathrm{nm}} \cdot (\cot\theta\ -\ \cot\alpha)}{2} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}81\ \mathrm{m} \cdot (2{,}00\ -\ 0)}{2} = 0{,}729\ \mathrm{m}$$

5 BEISPIEL 3: NEUBAU EINER CARBONBETONPLATTE

5.1 Ausgangssituation

Gegenstand der Untersuchung ist eine Carbonbetonplatte in einem Parkhaus, die in Fertigteilbauweise hergestellt werden soll und auf Stahlträger aufgelegt wird. Das Achsmaß der Stahlträger (HEB200) ist 2,50 m, die Platte hat eine Spannweite von 2,40 m, und eine Dicke von 13 cm. Es wird eine Breite von einem Meter betrachtet. Die Platte ist durch abtropfendes Wasser der parkenden Fahrzeuge beansprucht und frei bewittert. Oberseitig ist kein zusätzlicher Belag und keine Abdichtung vorgesehen, die Platte wird direkt befahren (analog Entwurfsvariante A nach [31]). Als Bewehrung wird eine Lage Carbongitter auf der Bauteilunterseite angeordnet. Es wird hier kein Lastfall Brand angesetzt. Grundprinzipien zur Bemessung von Tragwerken unter Brandbeanspruchung können nach [16] aus dem EC2 auf Bauteile mit nichtmetallischen Bewehrungen übertragen werden. Der ausreichende Feuerwiderstand muss über eine entsprechende Betondeckung, einen rechnerischen Nachweis (Heißbemessung) oder falls dies nicht gelingt zusätzliche konstruktive Maßnahmen (z. B. Brandschutzplatten oder Beschichtungen) oder technische Anlagen im Rahmen des Brandschutzkonzepts sichergestellt werden. Kennwerte der Bewehrung für eine Heißbemessung müssen in den Ver- und Anwendbarkeitsnachweisen gegeben sein.

5.2 System und Baustoffe

5.2.1 System

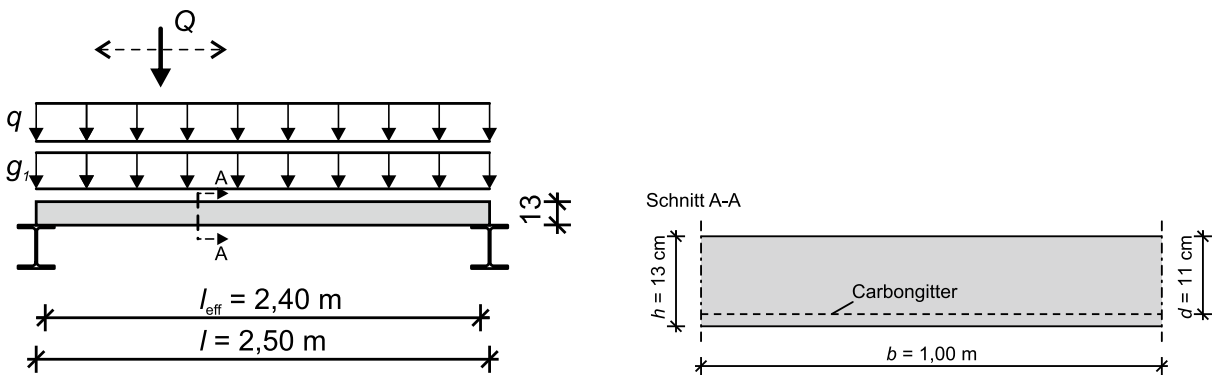


Abb.04.5: Statisches System, Belastung und Querschnitt der Carbonbetonplatte

5.2.2 Effektive Stützweite

Die effektive Stützweite l_{eff} setzt sich aus dem lichten Abstand zwischen den Auflagerrändern und zweimal der halben Auflagerbreite bzw. der halben Auflagerhöhe zusammen.

$$a_i = min \begin{cases} 0{,}5 \cdot t \\ 0{,}5 \cdot h \end{cases}$$

$l_{\text{eff}} = l_{\text{n}} + a_1 + a_2 = 2{,}30\ \text{m} + 0{,}05\ \text{m} + 0{,}05\ \text{m} = 2{,}40\ \text{m}$

5.2.3 Betondeckung und statische Nutzhöhe

Die Mindestbetondeckung c_{min} der Carbonbewehrung muss eingehalten werden, um die Übertragung der Verbundkräfte und einen evtl. erforderlichen Feuerwiderstand sicherstellen zu können. Die Berechnung der Mindestbetondeckung erfolgt nach der DAfStb-Richtlinie für nichtmetallische Bewehrungen [16]. Der Bemessung ist der größere Wert der Mindestbetondeckung c_{min} zugrunde zu legen (vgl. Abs. 4.4.1.2 (2) in [16]):

$c_{\text{min}} = \max\left(5\ \text{mm}; 1{,}5 \cdot d_{\text{g}}; c_{\text{min,b}}\right) = \max(5\ \text{mm}; 1{,}5 \cdot\ 8\ \text{mm}; 10\ \text{mm}) = 12\ \text{mm}$

Mit:

d_{g} Durchmesser Größtkorn

$c_{\text{min,b}}$ Betondeckung zur Sicherstellung der Verbundkräfte (Dieser Wert ist der Bewehrungszulassung zu entnehmen)

Weil die Statische Nutzhöhe kleiner 130 mm ist, gilt gemäß 4.4.1.3 (1) in [16] hier:

Vorhaltemaß:

$\Delta c_{\text{dev}} = 5\ \text{mm}$

Nennmaß der Betondeckung:

$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 12\ \text{mm}\ +\ 5\ \text{mm}\ = 17\ \text{mm}$

Statische Nutzhöhe:

$d_1 = c_{\text{nom}} + \frac{\text{Ø}_{\text{nm}}}{2} = 17\ \text{mm} + \frac{3\ \text{mm}}{2} = 18{,}5\ \text{mm} \approx 20\ \text{mm}$

$c_{\text{gew}} = 18{,}5\ \text{mm}$

$d = h - d_1 = 13\ \text{cm} - 2\ \text{cm} = 11\ \text{cm}$

Der Nenndurchmesser eines Faserstranges entspricht dem äquivalenten Kreisquerschnitt bei Ansatz der Nennquerschnittsfläche A_{nm} und wird aus der Kompositquerschnittsfläche nach Abs. 3.2 in [22] ermittelt.

Mit:

Ø_{nm} Nenndurchmesser Faserstrang (hier 3 mm)

5.2.4 Baustoffe

Die Eigenschaften der bei der Herstellung des Fertigteils verwendeten Baustoffe sind im Folgenden dargestellt. Es wird eine Kombination aus einem Carbongitter und einem Normalbeton nach DIN EN 206-1 [3] mit Größtkorn von 8 mm verwendet.

5.2.4.1 Beton

Festigkeitsklasse C50/60, Expositionsklassen XF4, XM2, WA. Nach [16], Abschnitt 4.2 ist den Ver- und Anwendbarkeitsnachweisen zu entnehmen, für welche Expositionsklassen die Bewehrung geeignet ist. Im vorliegenden Fall entfallen die Klassen XC und XD.

Charakteristische Druckfestigkeit: $f_{\mathrm{ck}} = 50\ \mathrm{N/mm^2}$

Bemessungsdruckfestigkeit: $f_{\mathrm{cd}} = 28{,}3\ \mathrm{N/mm^2}$

E-Modul: $E_{\mathrm{cm}} = 37.000\ \mathrm{N/mm^2}$

Größtkorn: $d_{\mathrm{g}} = 8\ \mathrm{mm}$

5.2.4.2 Carbongitter

Es wird ein Carbongitter mit quadratischem Raster verwendet. Die Eigenschaften werden vom Hersteller in Kett- und in Schussrichtung als identisch angegeben. Die Richtlinie [16] definiert die Nennquerschnittsfläche (Komposit-Querschnittsfläche) als Bezugsgröße zur Ermittlung von festigkeits- und steifigkeitsbezogenen Bewehrungseigenschaften.

Gitterweite (in beide Richtungen gleich):	$s = 38\ \mathrm{mm}$
Lichte Weite zwischen Fasersträngen:	$s = 33\ \mathrm{mm}$
Querschnittsfläche Faserstrang:	$A_{\mathrm{nm}} = 7{,}20\ \mathrm{mm^2}$
Vergleichsdurchmesser Faserstrang:	$Ø_{\mathrm{nm}} = 3\ \mathrm{mm}$
Querschnittsfläche Gitter:	$a_{\mathrm{nm}} = 190\ \mathrm{mm^2/m}$
Charakteristische Zugfestigkeit:	$f_{\mathrm{nm,k}} = 1.300\ \mathrm{N/mm^2}$
E-Modul:	$E_{\mathrm{nm}} = 120.000\ \mathrm{N/mm^2}$

5.3 Einwirkungen

5.3.1 Charakteristische Werte

Die charakteristischen Werten der lotrechten Nutzlasten für Parkhäuser und Flächen mit Fahrzeugverkehr sind DIN EN 1991 [11] entnommen. Die Wichte des Carbonbetons wird mit 24 kN/m² angesetzt.

Tab.05.1: Einwirkungen auf die Carbonbetonplatte

Einwirkungen	
$g_{1,k}$ (Eigengewicht) [kN/m²]	3,12
q_k (Verkehr- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge, Gesamtlast ≤ 30 kN) [kN/m²]	3,0
Q_k (Verkehr- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge, Gesamtlast ≤ 30 kN) [kN]	10

5.3.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Für die Nachweise im GZT gelten die im nationalen Anhang der DIN EN 1990 [10] angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte.

Tab.05.2: Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Einwirkung	günstig	ungünstig
ständig	$\gamma_{G,inf}$ = 1,0	$\gamma_{G,sup}$ = 1,35
veränderlich	$\gamma_{G,inf}$ = 0,0	$\gamma_{G,sup}$ = 1,50

5.3.3 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Bei der Bemessung des GZG gelten die im nationalen Anhang der DIN EN 1990 [10] angegebenen Kombinationsbeiwerte.

Tab.05.3: Kombinationsbeiwerte

Kombinationsbeiwerte Ψ für Hochbauten:	
Einwirkung	Kombinationsbeiwert
Nutzlast, Kategorie F: Verkehrsflächen, Fahrzeuglast ≤ 30 kN	Ψ_2 = 0,6

5.4 Schnittgrößenermittlung

5.4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Schnittgrößen infolge verteilter Flächenlast:

$$m_{\mathrm{d,g+q}} = \frac{(1{,}35 \cdot (3{,}12\ \mathrm{kN/m}) + 1{,}5 \cdot 3{,}00\ \mathrm{kN/m}) \cdot (2{,}4\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 6{,}27\ \mathrm{kNm/m}$$

$$v_{\mathrm{d,g+q}} = \frac{4 \cdot 6{,}27\ \mathrm{kNm}}{2{,}4\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m}} = 10{,}45\ \mathrm{kN/m}$$

Für die Ermittlung der Schnittgrößen infolge Einzellast wird für das Moment die Verteilbreite $b_{m,MF}$ nach [29] angesetzt. Es wird angenommen, dass eine am freien Rand stehende Einzellast der Aufstandsbreite 200 mm maßgebend wird. Die Verteilbreite kann nicht größer als 1000 mm werden, da der Abstand der Einzellasten der Achse 1800 mm beträgt.

$$b_{\mathrm{m,MF}} = t_{\mathrm{y}} + 2{,}5 \cdot x \cdot (1 - x/l_{\mathrm{eff}}) < 1000\ \mathrm{mm}$$

$$t_{\mathrm{y}} = 200 + d = 200 + 110 = 310\ \mathrm{mm}$$

$$m_{\mathrm{g+Q}}(x) = x \cdot \frac{l_{\mathrm{eff}} - x}{2} \cdot g_{\mathrm{d}} + \frac{Q_{\mathrm{d}}}{b_{\mathrm{m,MF}}} \cdot \frac{l_{\mathrm{eff}} - x}{l_{\mathrm{eff}}} \cdot x$$

In Feldmitte ergibt sich dann das maximale Moment infolge Einzellast zu:

$$m_{\mathrm{g+Q}}(1{,}2) = 1{,}2\ \mathrm{m} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2} \cdot 1{,}35 \cdot 3{,}12 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{m}^2} + \frac{1{,}5 \cdot 10\ \mathrm{kN}}{1{,}0\ \mathrm{m}} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2{,}4\ \mathrm{m}} \cdot 1{,}2\ \mathrm{m} = 12{,}03\ \mathrm{kNm/m}$$

Für den Querkraftnachweis wird der Nachweis im Abstand *d* zur Einzellast *Q* maßgebend. An dieser Stelle hat sich die Einzellast bei Annahme eines einaxialen Lastabtrages auf eine Breite von 200 + *d* = 310 mm = t_y ausgebreitet. Die von der Laufkoordinate *x* abhängige Querkraft ergibt sich zu:

$$v_{\mathrm{g+Q}}(x) = \left(\frac{l_{\mathrm{eff}}}{2} - x\right) \cdot g_{\mathrm{d}} + \frac{Q_{\mathrm{d}}}{t_y} \cdot \frac{l_{\mathrm{eff}} - x}{l_{\mathrm{eff}}}$$

Im Abstand d zum Auflager ergibt sich damit:

$$v_{\mathrm{g+Q}}(d = 0{,}11\ \mathrm{m}) = \left(\frac{2{,}4\ \mathrm{m}}{2} - 0{,}11\ \mathrm{m}\right) \cdot 1{,}35 \cdot 3{,}12\ \mathrm{kN/m^2} + \frac{1{,}5 \cdot 10\ \mathrm{kN}}{0{,}31\ \mathrm{m}} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 0{,}11\ \mathrm{m}}{2{,}4\ \mathrm{m}} = 50{,}76\ \mathrm{kNm/m}$$

Am Auflager ergibt sich:

$$v_{\mathrm{g+Q}}(0) = \left(\frac{2{,}4\ \mathrm{m}}{2}\right) \cdot 1{,}35 \cdot 3{,}12\ \mathrm{kN/m^2} + \frac{1{,}5 \cdot 10\ \mathrm{m}}{0{,}31\ \mathrm{m}} = 53{,}44\ \mathrm{kNm/m}$$

> Bei dem von der Schubschlankheit abhängigen Querkraftwiderstandes liegt der Bemessungspunkt nicht notwendigerweise im Abstand *d* zum Auflager. Es müssen daher alle Nachweisschnitte außerhalb des Abstands *d* vom Auflager untersucht werden.

5.4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise im GZG werden nur die Momente benötigt.

<u>Schnittgrößen infolge Flächenlast</u>

Charakteristische Kombination:

$$m_{\mathrm{k,char}} = \frac{(3{,}12\ \mathrm{kN/m} + 3{,}0\ \mathrm{kN/m}\ ) \cdot (2{,}4\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 4{,}41\ \mathrm{kNm/m}$$

Quasi-ständige Kombination:

$$m_{\mathrm{k,QS}} = \frac{(3{,}12\ \mathrm{kN/m} + 0{,}6 \cdot 3{,}0\ \mathrm{kN/m}\ ) \cdot (2{,}4\ \mathrm{m})^2}{8 \cdot 1\ \mathrm{m}} = 3{,}54\ \mathrm{kNm/m}$$

<u>Schnittgrößen infolge Einzellast</u>

Charakteristische Kombination:

$$\mathrm{m_{g+Q,char}} = 1{,}2\ \mathrm{m} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 3{,}12\ \mathrm{kN/m^2} + \frac{1{,}0 \cdot 10\ \mathrm{kN}}{1{,}0\ \mathrm{m}} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2{,}4\ \mathrm{m}} \cdot 1{,}2\mathrm{m} = 8{,}25\ \mathrm{kNm/m}$$

Quasi-ständige Kombination:

$$\mathrm{m_{g+Q,QS}} = 1{,}2\ \mathrm{m} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2} \cdot 1{,}0 \cdot 3{,}12\ \mathrm{kN/m^2} + \frac{0{,}6 \cdot 10\ \mathrm{kN}}{1{,}0\ \mathrm{m}} \cdot \frac{2{,}4\ \mathrm{m} - 1{,}2\ \mathrm{m}}{2{,}4\ \mathrm{m}} \cdot 1{,}2\ \mathrm{m} = 5{,}85\ \mathrm{kNm/m}$$

5.5 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

In diesem Kapitel wird nur die Bemessung des finalen Bauteils behandelt. Zwischenzustände aus Herstellung (Ausschalen) oder Transport- und Montagezustände werden nicht betrachtet, da diese von der konkreten Herstelltechnik und dem beim Hersteller vorhandenen Hebezeug abhängen. Bei dünnen Carbonbetonplatten kommen entweder spezielle kleinformatige Aushebeanker oder -Schlaufen zum Einsatz, oder es wird mit Vakuumaushebern gearbeitet (vgl. Elementwandherstellung). Bei letzterem Verfahren liegt durch den Flächigen Saugkontakt an vielen Stellen eine günstige Schnittgrößenverteilung vor. Die Bemessung für den Transport- und Montagezeitpunkt muss zu einem späteren Zeitpunkt im Rahmen der Ausführungsplanung erfolgen.

5.5.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Die Teilsicherheitsbeiwerte sind der DAfStb-Richtlinie für nichtmetallische Bewehrungen [16] entnommen.

Beton (ständig und vorübergehend): $\gamma_c = 1{,}5$

Carbongitter (ständig und vorübergehend):

Biegezug: $\gamma_{nm,t} = 1{,}30$

Verbund: $\gamma_{nm,b} = 1{,}50$

Beton C50/60

Charakteristische Druckfestigkeit

$f_{ck} = 50\ \mathrm{N/mm^2}$

Bemessungsdruckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0{,}85 \cdot \frac{50\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}5} = 28{,}3\ \mathrm{N/mm^2}$$

Carbongitter

Charakteristische Zugfestigkeit

$f_{nm,k} = 1.300\ \mathrm{N/mm^2}$

Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung (vgl. Absatz R3.5.7 in [16]):

$\alpha_{nm,t} = 0{,}8$

Bemessungszugfestigkeit:

$$f_{nm,d} = \alpha_{nmt} \cdot \frac{f_{nm,k}}{\gamma_{nm,t}} = 0{,}8 \cdot \frac{1.300\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}30} = 800\ \mathrm{N/mm^2}$$

E-Modul:

$E_{nm} = 120.000\ \mathrm{N/mm^2}$

Bruchdehnung:

$$\varepsilon_{nm,ud} = \frac{f_{nm,d}}{E_{nm}} = 6{,}67\ ‰$$

Charakteristische Verbundspannung:

$f_{\mathrm{nm,bk}} = 4{,}7\ \mathrm{N/mm^2}$

Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Verbundspannung der nichtmetallischen Bewehrung und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung (vgl. Abs. 8.4.2 in [16]):

Da für die vorliegende Bewehrung der maßgebende Versagensmechanismus des Verbundes das Verbundspalten ist, wird hier vereinfachend $\alpha_{nmb} = \alpha_{ct} = 1{,}0$ *angenommen. Dies entspricht dem Vorgehen für Stahlbeton nach EC2, bei dem der Dauerstandbeiwert der Zugfestigkeit für die Ermittlung von Verbundkennwerten zu 1,0 gesetzt werden darf.*

Bemessungsverbundspannung:

$$f_{\mathrm{bd}} = \alpha_{\mathrm{nm,b}} \cdot \frac{f_{\mathrm{nm,b,k}}}{\gamma_{\mathrm{nm,b}}} = 1{,}0 \cdot \frac{4{,}7\ \mathrm{N/mm^2}}{1{,}50} = 3{,}13\ \mathrm{N/mm^2}$$

Die Beiwerte zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Zugfestigkeit zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Verbundspannung und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung sind den jeweiligen Ver- und Anwendbarkeitsnachweisen der Carbonbewehrung zu entnehmen.

5.5.2 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Die Biegebemessung erfolgt im Fall der Carbonbewehrung identisch zum Vorgehen bei konventioneller Stahlbewehrung mittels Iteration der Dehnungsebenen. Es sind allerdings immer die beiden Versagensfälle Bewehrungsversagen oder Betonversagen zu prüfen. Für die Bemessung werden folgende Vereinfachungen getroffen:

- *Es gilt die Hypothese von Bernoulli vom Ebenbleiben der Querschnitte. Damit sind die Dehnungen der einzelnen Querschnittsfasern proportional zu ihrem Abstand von der Dehnungsnulllinie des biegebeanspruchten Querschnittes.*
- *Das Gleichgewicht wird am gerissenen Betonquerschnitt gebildet und die Zugkräfte können nur von den Bewehrungskomponenten aufgenommen werden.*
- *Als Materialgesetze werden für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN EN 1992 [12], und für die Carbonbewehrung die linear elastischen Spannungs-Dehnungs-Linien verwendet.*

5.5.2.1 Biegetragfähigkeit GZT

> Für nähere Informationen zur Ermittlung eines Gleichgewichts über die Iteration der Dehnungseben sei auf [28] Gl. 6.27 bis Gl. 6.33 verwiesen. Alle Dehnungen werden in ‰ in die Gleichungen eingesetzt. Die Betondruckkraft wird mit positivem Vorzeichen angetragen.

Schätzung der Dehnung:

$\varepsilon_{\mathrm{nm}} = +\,6{,}67\ ‰$

$\varepsilon_{\mathrm{c}} = -0{,}94\ ‰$

Bezogene Druckzonenhöhe *(vgl. Gl. 6.33 in [28])*:

$$\xi = \frac{-\varepsilon_{\mathrm{c}}}{-\varepsilon_{\mathrm{c}} + \varepsilon_{\mathrm{nm}}} = \frac{0{,}94}{0{,}94 + 6{,}67} = 0{,}124$$

Völligkeitsbeiwert *(vgl. Gl. 6.27 in [28], da $\varepsilon_{\mathrm{c}} \geq 2‰$)*:

$$\alpha_{\mathrm{R}} = \frac{-\,\varepsilon_{\mathrm{c}}}{2} - \frac{{\varepsilon_{\mathrm{c}}}^2}{12} = \frac{0{,}94}{2} - \frac{(0{,}94)^2}{12} = 0{,}396$$

Höhenbeiwert *(vgl. Gl. 6.28 in [28])*:

$$k_{\mathrm{a}} = \frac{8 + \varepsilon_{\mathrm{c}}}{24 + 4 \cdot \varepsilon_{\mathrm{c}}} = \frac{8\ -\ 0{,}94}{24\ -\ 4 \cdot 0{,}94} = 0{,}349$$

Druckzonenhöhe:

$x = \xi \cdot d = 0{,}124 \cdot 11\ \mathrm{cm} = 1{,}36\ \mathrm{cm}$

Angriffspunkt Betondruckkraft *(vgl. Abb. 6.15 und Gl. 6.32 in [28])*:

$a = k_{\mathrm{a}} \cdot x = 0{,}349 \cdot 1{,}36\ \mathrm{cm} = 0{,}47\ \mathrm{cm}$

Hebelarm z *(vgl. Gl. 6.31c in [28])*:

$z = d\ -\ a = 11\ \mathrm{cm}\ -\ 0{,}47\ \mathrm{cm} = 10{,}53\ \mathrm{cm}$

Betondruckkraft *(vgl. Gl. 6.32 und Gl. 6.33 in [28], mit Betondruckkraft positiv)*:

$F_{\mathrm{c}} = \alpha_{\mathrm{R}} \cdot \xi \cdot d \cdot b \cdot f_{\mathrm{cd}} = 0{,}396 \cdot 0{,}124 \cdot\ 0{,}11\ \mathrm{m} \cdot 1\ \mathrm{m} \cdot 28{,}3\ \mathrm{MN/m^2} = 0{,}153\ \mathrm{MN/m}\ = 153{,}0\ \mathrm{kN/m}$

Gleichgewicht innere Horizontalkraft:

$F_{\mathrm{td}} = 190\ \mathrm{mm^2/m}\ \cdot 800\ \mathrm{N/mm}^{\,2} = 152\ kN \approx F_c$

Wenn das horizontale Gleichgewicht nicht erfüllt wäre, müsste die Dehnungsverteilung des Betons erneut geschätzt und die Berechnungsschritte wiederholt werden. Dabei kann die Betonstauchung nicht größer als die Bruchstauchung sein; sollte dennoch kein horizontales Gleichgewicht möglich sein, muss die ausnutzbare Zugdehnung der Bewehrung reduziert werden (Betonversagen). Im vorliegenden Fall ist das Bewehrungsversagen maßgebend.

Für den Fall, dass die in der Betondruckzone liegende Längsbewehrung einen Bewehrungsgrad von 2,5 % überschreitet, muss die Betondrucktragfähigkeit nach [16] reduziert werden. Dies ist in diesem Beispiel jedoch nicht der Fall, auch wenn nach Abschnitt 5.8.2 eine obere Bewehrungslage eingelegt wird. Wird diese mit der gleichen Betondeckung wie die untere Lage von c = 1,85 cm eingebaut, liegt sie außerhalb der rechnerischen Druckzone.

Gleichgewicht innere und äußere Schnittkräfte und Nachweis:

$$m_{\mathrm{Rdt}} \equiv F_{\mathrm{c}} \cdot z = 153{,}0\ \mathrm{kN/m} \cdot 0{,}1053\ \mathrm{m} = 16{,}11\ \mathrm{kNm/m}\ >\ m_{\mathrm{d,Q}} = 12{,}03\ \mathrm{kNm/m}$$

Die Biegetragfähigkeit des carbonbewehrten Plattenquerschnittes kann durch die Anordnung einer Lage des gewählten Carbongitters erfüllt werden.

5.5.3 Querkraftnachweise

5.5.3.1 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Der Bemessungswert für den Querkraftwiderstand $V_{\mathrm{Rd,c}}$ ohne Ansatz einer Querkraftbewehrung wird für Bauteile mit nichtmetallischer Längsbewehrung nach der nachfolgenden Gleichung (vgl. Abs. 6.2.2 und R6.2 in [16]) ermittelt.

Querkraftwiderstand:

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[C_{\mathrm{Rd,c}} \cdot k \cdot k_{\lambda} \left(100 \cdot \rho_{l} \cdot \left(\frac{E_{\mathrm{nm}}}{E_{\mathrm{s}}} \right) \cdot f_{\mathrm{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot d$$

Mit:

$C_{\mathrm{Rd,c}}$ Vorfaktor zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

k Beiwert für den Einfluss der statischen Nutzhöhe (Maßstabsfaktor)

k_{λ} Schubschlankheitsfaktor

ρ_{l} Geometrischer Längsbewehrungsgrad, max. 2 %

E_{nm} Elastizitätsmodul der nichtmetallischen Bewehrung [N/mm²]

E_{s} Elastizitätsmodul von Betonstahl (200.000 N/mm²)

f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm²]

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnittes

d Statische Nutzhöhe der Carbonbewehrung

Vorfaktor zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung:

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}155}{\gamma_c} = \frac{0{,}155}{1{,}5}$$

Beiwert für den Einfluss der statischen Nutzhöhe mit *d* in mm:

$$k = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{d}{200}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{110}{200}}} = 0{,}803$$

Hinweis: Es gibt keine Grenze für den Maßstabseffekt wie im EC2 [12].

Längsbewehrungsgrad:

$$\rho_l = \frac{A_{nm}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1{,}90\ \text{cm}^2}{(100\ \text{cm}\ \cdot 11\ \text{cm})} = 0{,}00173 \leq 0{,}02$$

Vereinfacht kann bei Streckenlasten die Schubschlankheit wie folgt abgeschätzt werden:

$$\lambda = \frac{l_{eff}}{4 \cdot d} = \frac{2{,}4}{4 \cdot 0{,}11} = 5{,}45$$

Damit ergibt sich ein Schubschlankheitsfaktor

$$k_\lambda = 1 + 2{,}824 \cdot e^{\left(-\frac{\lambda}{4{,}538}\right)} = 1{,}849$$

Querkraftwiderstand für Streckenlastbeanspruchung:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}155}{1{,}5} \cdot 0{,}803 \cdot 1{,}849 \cdot \left(100 \cdot 0{,}00173 \cdot \left(\frac{120.000\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{200.000\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}\right) \cdot 50\ \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{3}}\right] \cdot 1.000\ \text{mm} \cdot 110\ \text{mm}$$
$$= 29{,}22\ \text{kN/m}$$

Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung für Streckenlast (vereinfacht am Auflager):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{10{,}45\ \text{kN}}{29{,}22\ \text{kN}} \approx 0{,}36$$

→ Querkraftnachweis ohne Querkraftbewehrung ist erfüllt.

Der aktuelle Stand der Richtlinie Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung enthält noch keine Regelungen zum Durchstanzen. Der Nachweis für den Widerstand gegen Einzellastbeanspruchung wird daher hilfsweise unter Annahme eines einaxialen Lastabtrags geführt. Günstige Effekte aus der zweiaxialen Verteilung der Querkraft (Durchstanzkegel) werden hierbei vernachlässigt. Dieses Vorgehen entspricht dem aktuellen Stand des Wissens, ist aber bei Übertragung auf andere Randbedingungen und Geometrien kritisch zu prüfen. Insbesondere die Ansetzbarkeit einer unterschiedlichen Verteilbreite für Moment und Querkraft ist noch Gegenstand aktueller Forschung.

Wenn die Schubschlankheit nach dem vereinfachten Verfahren nach 6.2.2 in [16] ermittelt wird, gelingt der Querkraftnachweis für die Einzellastbeanspruchung nicht. Es ist daher eine genauere Betrachtung nötig:

Schubschlankheit:

$$\lambda(x) = \frac{M_{\mathrm{Ed}}(x+d)}{V_{\mathrm{Ed}}(x) \cdot d}$$

Hierbei ist nach Richtlinienentwurf das betragsmäßig größte Moment zwischen der Stelle $(x + d)$ und $(x - d)$ zu ermitteln. Hier wird $(x + d)$ maßgebend. Als Verteilbreite für das Moment wird die mitwirkende Breite nach 5.4.1 angesetzt. Die Querkraft verteilt sich auf die Breite 200 mm + d (vgl. Abschnitt 5.4.1).

Beiwert zur Berücksichtigung der Schubschlankheit:

$$k_\lambda = 1 + 2{,}824 \cdot e^{\left(-\frac{\lambda(x)}{4{,}538}\right)}$$

Die Ergebnisse der Berechnung sind in Abb.05.1 zusammengefasst

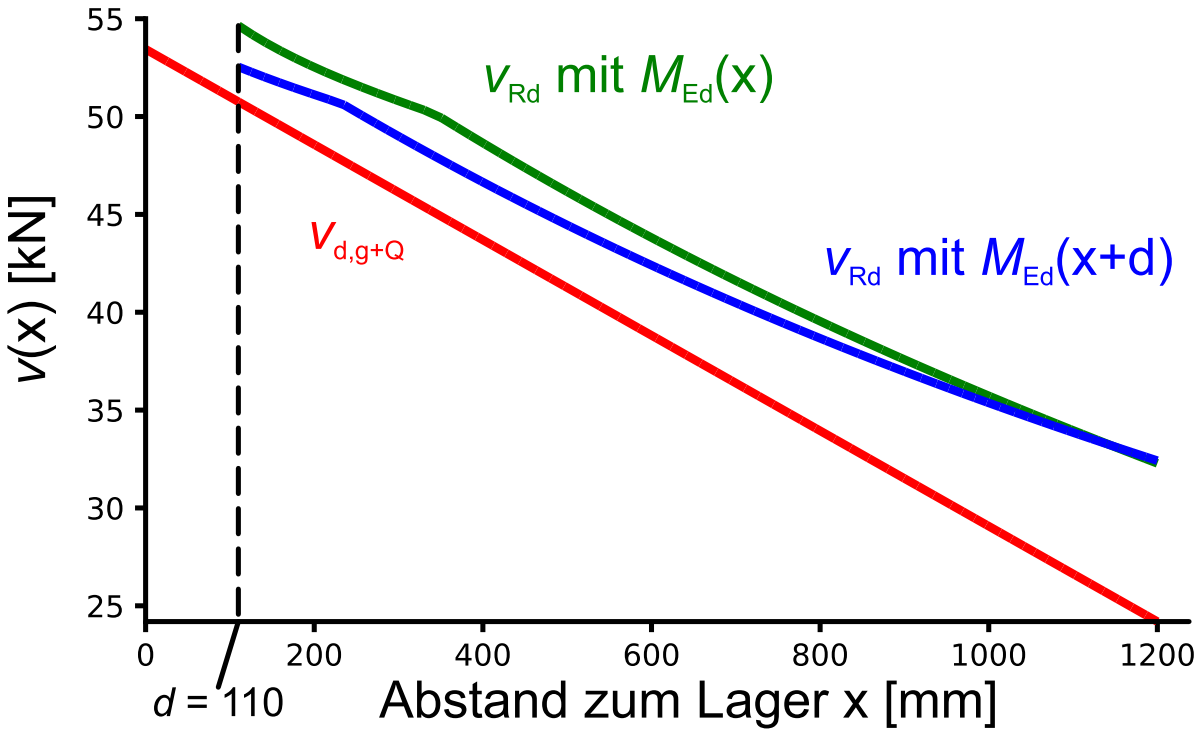


Abb.05.1: Vergleich von Querkraftwiderstand und Querkrafteinwirkung an allen Stellen außerhalb des Abstandes *d* vom Auflager

Die Berechnung kann mit Tabellenkalkulationsprogrammen oder mit Mathematikprogrammen bzw. Programmierumgebungen mit Variablen und Funktionslösern erfolgen.

Der Widerstand wird von der Einwirkung an keiner Stelle überschritten, der Querkraftnachweis ist erbracht.

5.6 Bemessung in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

5.6.1 Begrenzung der Rissbreiten

Die Werte für die zulässige Rissbreite sowie für die Faktoren k und k_c sind der DAfStb-Richtlinie für nichtmetallische Bewehrungen [16] entnommen. Weitere Informationen zur Begrenzung der Rissbreite sind ebenfalls der DAfStb-Richtlinie für nichtmetallische Bewehrungen [16] zu entnehmen. Auf Grund der Herstellung als Fertigteil kann das Bauteil näherungsweise frei schwinden und sich verkürzen. Dies muss im Fertigungsverfahren sichergestellt sein. Wegen dem geringen Bewehrungsgrad liegt nur eine geringe innere Dehnungsbehinderung vor, zumal das Bauteil kurz ist. Es sind daher nur geringe innere Zwangsspannung zu erwarten. Durch die nicht monolithische Auflagerung

ist nicht mit spätem zentrischem Zwang zu rechnen. Die Nachweisführung setzt daher Biegezwang für die Ermittlung der Mindestbewehrung voraus.

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung ergibt sich zu (vgl. Abs. 7.3.2 Gleichung R7.1 in [16]):

$$A_{\mathrm{nm,min}} \cdot \sigma_{\mathrm{nm}} = k_{\mathrm{c}} \cdot k \cdot f_{\mathrm{ct,eff}} \cdot A_{\mathrm{ct}}$$

Mit:

$A_{\mathrm{nm,min}}$ Mindestquerschnittsfläche der nichtmetallischen Bewehrung innerhalb der Zugzone

σ_{nm} Absolutwert der maximal zulässigen Spannung der nichtmetallischen Bewehrung unmittelbar nach Rissbildung. Dieser darf als die Bemessungszugfestigkeit der Bewehrung $f_{\mathrm{nm,d}}$ unter Ansatz des Sicherheitsbeiwerts $\gamma_{\mathrm{nm,t}}$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit angenommen werden. Zur Einhaltung der Rissbreitengrenzwerte kann allerdings ein geringerer Wert entsprechend dem Grenzdurchmesser der Bewehrung erforderlich werden.

k_{c} Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone (0,4 bei reiner Biegung)

k Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung (hier 1,0, da keine Risskraftreduzierenden Einflüsse vorausgesetzt werden können)

$f_{\mathrm{ct,eff}}$ Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse (wenn nicht sicher innerhalb der ersten 28 Tage, dann entspricht der Wert der mittleren Betonzugfestigkeit (hier 4,07 N/mm²), bzw. mindestens 3,0 N/mm²).

A_{ct} Fläche der Betonzugzone

Die Begrenzung der Rissbreiten erfolgt über die Einhaltung des Grenzdurchmessers nach Tabelle 7.2DE der Richtlinie [16], bzw. anhand der nachfolgenden Formel (vgl. R7.7 in [16]). Der Faktor k_t zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird an dieser Stelle auf der sicheren Seite liegend zunächst mit 0 angesetzt.

$$Ø_{\mathrm{nm}}^{*} = \frac{2 \cdot w_{\mathrm{k}} \cdot \tau_{\mathrm{bm,k}} \cdot E_{\mathrm{nm}}}{(1 - k_{\mathrm{t}}) \cdot {\sigma_{\mathrm{nm}}}^{2}}$$

Mit:

w_{max} Grenzwert der rechnerischen Rissbreite

$\tau_{\mathrm{bm,k}}$ Char. Wert der mittleren Verbundspannung zur Berechnung der Rissbreite, ist den Ver- und Anwendbarkeitsnachweisen der nichtmetallischen Bewehrung zu entnehmen

E_{nm} E-Modul der nichtmetallischen Bewehrung

k_{t} Völligkeitsbeiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Der Grenzdurchmesser wird für die Ermittlung der Mindestbewehrung Biegung um den nachfolgenden Faktor abgemindert:

$$\frac{(1-k_t)\cdot k_c\cdot k\cdot h_{cr}}{2{,}5\cdot(h-d)}=\frac{(1-0)\cdot 0{,}4\cdot 1{,}0\cdot 6{,}5\text{ cm}}{2{,}5\cdot(13\text{ cm}-11\text{ cm})}=0{,}52$$

Mit:

h_{cr} Höhe der Zugzone unmittelbar vor Rissbildung

Zur Ermittlung der in der Bewehrung maximal zulässigen Spannung bei Einhaltung der Rissbreite von 0,4 mm wird zunächst der vorhandene Durchmesser modifiziert:

$$Ø^*_{nm}=\frac{Ø_{nm}}{0{,}52}=\frac{3\text{ mm}}{0{,}52}=5{,}77\text{ mm}$$

$$\sigma_{nm}=\sqrt{\frac{2\cdot w_{max}\cdot\tau_{bm,k}\cdot E_{nm}}{(1-k_t)\cdot Ø^*_{nm}}}=\sqrt{\frac{2\cdot 0{,}4\text{ mm}\cdot 4{,}7\text{ N/mm}^2\cdot 120.000\text{ N/mm}^2}{(1-0)\cdot 5{,}77\text{ mm}}}=279{,}6\text{ N/mm}^2$$

$$A_{nm,min}=\frac{k_c\cdot k\cdot f_{ct,eff}\cdot A_{ct}}{\sigma_{nm}}=\frac{0{,}4\cdot 1{,}0\cdot 4{,}07\text{ N/mm}^2\cdot 0{,}5\cdot(1000\text{ mm}\cdot 130\text{ mm})}{279{,}6\text{ N/mm}^2}=378{,}5\text{ mm}^2/\text{m}$$

Durch die Reduktion der zulässigen Spannung vergrößert sich die notwendige Bewehrungsmenge auf 378,5 mm²/m.

Zur Einhaltung der Rissbreite von 0,4 mm unter Biegezwang müssten also 2 Matten zu je 190 mm²/m (380 mm²/m) eingebaut werden. Alternativ ist ein anderes Bewehrungsprodukt einzusetzen, dass z. B. über eine Oberflächenmodifikation (Besandung) bessere Verbundkennwerte liefert. Eine weitere Option ist, den Grenzwert für w_k in Abstimmung mit dem Bauherr/der Bauherrin abweichend festzulegen und damit größere Rissbreiten zuzulassen.

Unter Momentenbeanspruchung in der quasi-ständigen Kombination (5,85 kNm/m) weist die Bewehrung (380 mm²/m Kompositquerschnitt) eine Spannung von 148 N/mm² auf (Ermittlung durch Iteration der Dehnungsebenen. Vereinfacht wurde die Statische Nutzhöhe für beide Lagen zu 11 cm angenommen).

Der Grenzdurchmesser wird für die Lastbeanspruchung um den nachfolgenden Faktor abgemindert:

$$\frac{(1-k_t)\cdot\sigma_{nm}\cdot A_{nm}}{2{,}5\cdot(h-d)\cdot b\cdot f_{ct,eff}}=\frac{(1-0)\cdot\ 148\text{ N/mm}^2\cdot 380\text{ mm}^2}{2{,}5\cdot(0{,}13\text{ m}-0{,}11\text{ m})\cdot 1\text{ m}\cdot 4{,}07\text{ N/mm}^2}=0{,}276$$

$$Ø^*_{nm}=\frac{2\cdot w_{max}\cdot\tau_{bm,k}\cdot E_{nm}}{(1-k_t)\cdot\sigma_{nm}{}^2}=\frac{2\cdot 0{,}4\text{ mm}\cdot 4{,}7\text{ N/mm}^2\cdot 120.000\text{ N/mm}^2}{(1-0)\cdot(148\text{ N/mm}^2)^2}=20{,}6\text{ mm}$$

$$Ø_{Grenz,abg.}=20{,}6\text{ mm}\cdot 0{,}276=5{,}7\text{ mm}>Ø_{nm}=3\text{ mm}$$

5.6.2 Begrenzung der Verformung

Im Zuge des Verformungsnachweises wird zunächst überprüft, ob sich die Platte unter charakteristischer Einwirkungskombination im Zustand I oder II befindet. Für diese Berechnung wird das charakteristische Biegemoment mit dem Rissmoment (DIN EN 1992-1-1 9.2.1 [12]) verglichen.

Charakteristisches Moment:

$m_{\mathrm{k}} = 8{,}25\ \mathrm{kNm/m}$

Rissmoment:

$M_{\mathrm{cr}} = W_{\mathrm{u}} \cdot f_{\mathrm{ctm}}$

Mit:

Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnittes:

$$W_{\mathrm{u}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100\ \mathrm{cm} \cdot (13\ \mathrm{cm})^2}{6} = 2.817\ \mathrm{cm^3/m}$$

Die Formel für die Berechnung des Widerstandsmoments des ungerissenen Querschnittes ist abhängig von der Querschnittsgeometrie und gilt in diesem Fall für einen Rechteckquerschnitt.

Mittlere Betonzugfestigkeit (für C50/60):

$f_{\mathrm{ctm}} = 4{,}07\ \mathrm{N/mm^2}$

Rissmoment:

$M_{\mathrm{cr}} = W_{\mathrm{u}} \cdot f_{\mathrm{ctm}} = 11{,}47\ \mathrm{kNm/m}$

$M_{\mathrm{cr}} = 11{,}47\ \mathrm{kNm/m} > m_{\mathrm{k}} = 8{,}25\ \mathrm{kNm/m}$

→ Die Platte befindet sich unter der charakteristischen Einwirkung im Zustand I.

Da sich die Platte unter der charakteristischen Einwirkungskombination im ungerissenen Zustand befinden, wird die Durchbiegungsberechnung anhand der nachfolgenden Gleichung durchgeführt. Der durch DIN EN 1992-1-1 [12] definierte maximale Bauteildurchhang beläuft sich auf 1/250 der Stützweite bzw. 0,96 cm (vgl. Abs. 7.4.1 in [12] bzw. Abs. 7.4.1 (4) in [16]).

Bauteilmittendurchbiegung:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot {l_{\mathrm{eff}}}^4}{E_{\mathrm{c,eff}} \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}92\ \mathrm{kN/m} \cdot (2{,}4\ \mathrm{m})^4}{12{,}847 \frac{\mathrm{MN}}{\mathrm{m^2}} \cdot\ 1{,}8308 \cdot 10^{-4}\ \mathrm{m^4}} =\ 0{,}0009\ \mathrm{m}\ = 0{,}09\ \mathrm{cm}$$

Mit:

Belastung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination:

$q = 3{,}1\ \mathrm{kN/m} + 0{,}6 \cdot 3{,}0\ \mathrm{kN/m} = 4{,}92\ \mathrm{kN/m}$

Effektive Stützweite:

$l_{\mathrm{eff}} = 2{,}4\ \mathrm{m}$

Effektiver Elastizitätsmodul des Betons:

$$E_{\mathrm{c,eff}} = \frac{E_{\mathrm{cm}}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{37.000\ \mathrm{N/mm^2}}{1 + 1{,}88} = 12.847\ \mathrm{N/mm^2}$$

Endkriechzahl mit t_0 = 3 *d*, Normalerhärtender Zement, Außenluft

$\varphi(\infty, 3) = 1{,}88$

Flächenträgheitsmoment des Querschnittes:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 18.308\ \mathrm{cm^4}$$

$$w_{\mathrm{max}} = \frac{l}{250} = 0{,}96\ \mathrm{cm} > 0{,}09\ \mathrm{cm}$$

Die berechnete Durchbiegung der Platte ist geringer als die maximale zulässige Durchbiegung w_{max}. Der Durchbiegungsnachweis kann demzufolge als erfüllt angesehen werden. An dieser Stelle sei der Hinweis gegeben, dass dieser Ansatz nur gültig ist, sofern Risse über die gesamte Nutzungsdauer ausgeschlossen werden können. Alternativ kann eine Berechnung mit bereichsweiser Rissbildung nach R.7.17 [16] oder mittels numerischer Integration entlang der Stabachse mit Aufteilung in gerissene und ungerissene Bereiche analog zum Stahlbetonbau durchgeführt werden.

5.7 Bewehrungsregeln

5.7.1 Stababstände von nichtmetallischen Bewehrungselementen

Bei nichtmetallischen Bewehrungsgittern darf der lichte Abstand der Fasersträge in Gitterebene nach Abs. 8.2 (2) [16] in der Regel nicht kleiner als 3·d_g sein. Dabei ist d_g der Durchmesser des Größtkorns der verwendeten Gesteinskörnung. Der Durchmesser beläuft sich im Fall dieses Beispiels auf 8 mm.

$s_{\mathrm{l}} = 33\ \mathrm{mm} \geq 3 \cdot 8 = 24\ \mathrm{mm}$

5.7.2 Verankerung der Längsbewehrung

Die Formel für die Verankerungslänge $l_{b,rqd}$ gilt unter Annahme einer konstanten Verbundspannung und ist der DAfStb-Richtlinie für nichtmetallische Bewehrungen Teil 1 Abs. 8.4.3 (R8.5) [16] entnommen.

Die Formeln für die Mindestverankerungslänge sind gemäß Abs. 8.4.4 in [16] den Ver- und Anwendbarkeitsnachweisen zu entnehmen, mit s als Gitterweite, d.h. dem Abstand der Querfaserstränge.

Verankerungslänge bei Bemessungsspannung des Carbongitters:

$$l_{\mathrm{b,\,rqd}} = \frac{Ø_{\mathrm{nm}}}{4} \cdot \frac{f_{\mathrm{nm,d}}}{f_{\mathrm{bd}}} = \frac{3\ \mathrm{mm}}{4} \cdot \frac{800\ \mathrm{N/mm^2}}{\frac{4{,}7}{1{,}5}\ \mathrm{N/mm^2}} = 191{,}5\ \mathrm{mm}$$

Aus dem Entwurf der Richtlinie ergeben sich die folgenden Empfehlungen für die Mindestverankerungslängen bei Verwendung von Bewehrungsgittern, die in der Zulassung des Gitters übernommen wurden:

$$l_{\mathrm{b,\,min}} \geq \max\,(2{,}0 \cdot s;\ 10 \cdot Ø_{\mathrm{nm}})$$

$$l_{\mathrm{b,\,min}} \geq \max\,(2{,}0 \cdot 38\ \mathrm{mm};\ 10 \cdot 3\ \mathrm{mm})$$

$$l_{\mathrm{b,\,min}} \geq 76\ \mathrm{mm}$$

5.7.3 Verankerung am Endauflager

Am frei drehbaren Endauflager muss eine Bewehrung, identisch zum Vorgehen im Stahlbetonbau zur Aufnahme der Randzugkraft, ausreichend verankert sein, siehe Abs. 9.2.1.4 in [16].

Die Deckenplatte liegt mittels direkter Auflagerung auf einem Stahlträger auf, wobei die Auflagerbreite 10 cm beträgt. Die stirnseitige Betondeckung am Ende des Carbongitters beträgt ca. 1,85 cm. Die vorhandene Verankerungslänge der Carbonbewehrung beträgt somit 8,15 cm. Günstige Wirkungen aus der Querpressung dürfen nicht angesetzt werden, siehe Abs. 9.2.1.4 (3) in [16].

$$F_{\mathrm{Ed}} = V_{\mathrm{Ed}} \cdot \frac{a_{\mathrm{l}}}{z} \geq \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{2}$$

Mit:

Versatzmaß:

$$a_{\mathrm{l}} = d = 0{,}110\ \mathrm{m}$$

$$z \approx 0{,}9 \cdot d$$

Bei Flächenlast:

$$F_{\mathrm{Ed}} = 10{,}45\ \mathrm{kN/m} \cdot \frac{0{,}11\ \mathrm{m}}{0{,}9 \cdot 0{,}11\ \mathrm{m}} = 11{,}61\ \mathrm{kN/m} \geq 5{,}23\ \mathrm{kN/m} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{2}$$

Zu verankernde Spannung im Carbongitter:

$$\sigma_{\mathrm{nm}} = \frac{F_{\mathrm{ed}}}{A_{\mathrm{nm}}} = \frac{11{,}61\ \mathrm{kN}}{380\ \mathrm{mm}^2} = 30{,}6\ \mathrm{N/mm}^2$$

Notwendige Verankerungslänge für die Verankerung am Endauflager:

$$l_{\mathrm{bd}} = \frac{\varnothing_{\mathrm{nm}}}{4} \cdot \frac{f_{\mathrm{nm,d}}}{f_{\mathrm{bd}}} = \frac{3\ \mathrm{mm}}{4} \cdot \frac{30{,}6\ \mathrm{N/mm}^2}{\frac{4{,}7}{1{,}5}\ \mathrm{N/mm}^2} = 7{,}32\ \mathrm{mm}$$

Bei Einzellast:

$$F_{\mathrm{Ed}} = 53{,}4\ \mathrm{kN/m} \cdot \frac{0{,}11\ \mathrm{m}}{0{,}9 \cdot 0{,}11\ \mathrm{m}} = 59{,}3\ \mathrm{kN/m} \geq 29{,}7\ \mathrm{kN/m} = \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{2}$$

Zu verankernde Spannung im Carbongitter:

$$\sigma_{\mathrm{nm}} = \frac{F_{\mathrm{ed}}}{A_{\mathrm{nm}}} = \frac{59{,}3\ \mathrm{kN}}{380\ \mathrm{mm}^2} = 156{,}1\ \mathrm{N/mm}^2$$

Notwendige Verankerungslänge für die Verankerung am Endauflager:

$$l_{\mathrm{bd}} = \frac{\varnothing_{\mathrm{nm}}}{4} \cdot \frac{f_{\mathrm{nm,d}}}{f_{\mathrm{bd}}} = \frac{3\ \mathrm{mm}}{4} \cdot \frac{156{,}1\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}}{3{,}13\ \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{mm}^2}} = 37{,}4\ \mathrm{mm}$$

$$l_{\mathrm{b,vorh}} = 0{,}0815\ \mathrm{m} > l_{\mathrm{bm,min}} = 0{,}076\ \mathrm{m}$$

5.7.4 Stöße und mechanische Verbindungen

Es wird eine Mattenbreite der Carbongitter von 2,5 Meter vorausgesetzt, sodass bei der geplanten Deckenplatte keine Übergreifungsstöße in Spannrichtung benötigt werden.

5.8 Konstruktive Durchbildung

5.8.1 Mindestbewehrung

Aufgrund des spröden Materialverhaltens der Carbonbewehrung wird anstelle der charakteristischen Festigkeit der Bewehrung, wie im Stahlbetonbau üblich, die Bemessungsfestigkeit der Carbonbewehrung zur Ermittlung der Mindestbewehrung herangezogen (Vgl. Abs. 9.2.1.1 in [16]). Durch die Anordnung der Bewehrungsmenge von 380 mm²/m kann die Mindestbewehrung sichergestellt werden.

$$A_{\mathrm{nm,min}} = \frac{M_{\mathrm{cr}}}{z_{\mathrm{II}} \cdot f_{\mathrm{nm.d}}} = \frac{11{,}55\ \mathrm{kNm/m}}{0{,}1053\ \mathrm{m} \cdot 800\ \mathrm{N/mm}^2} = 137\ \mathrm{mm}^2/\mathrm{m} \leq 380\ \mathrm{mm}^2/\mathrm{m}$$

5.8.2 Konstruktive seitliche und obere Gitterlagen

Die Carbonbetonplatte wird als Fertigteil hergestellt. Neben der unteren Biegebewehrung kann entlang des freien Randes eine konstruktive Randbewehrung in Form eines vorgeformten Gitters vorgesehen werden. Diese Bewehrung dient der Verankerung der unteren Längsbewehrung in Querrichtung, erhöht lokal den Bewehrungsgrad in Längsrichtung und wirkt als Querkraftbewehrung. Bei der nachfolgenden Abbildung handelt es sich um eine schematische Darstellung. Neben der Randbewehrung wird zudem eine konstruktive obere Bewehrungslage in Form eines Carbongitters vorgesehen. Wie in Abschnitt 5.5.3.1 berechnet ist keine Querkraftbewehrung erforderlich. Es sei angemerkt, dass die Materialeigenschaften des vorgeformt hergestellten Bewehrungsgitters signifikant von denen des ebenen Gitters abweichen können. Gegebenenfalls ist eine konstruktive Sicherung am Stahlträger, z. B. mittels einbetonierter Schraubhülsen, erforderlich.

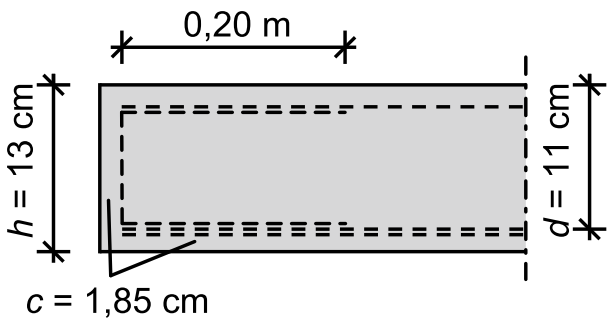
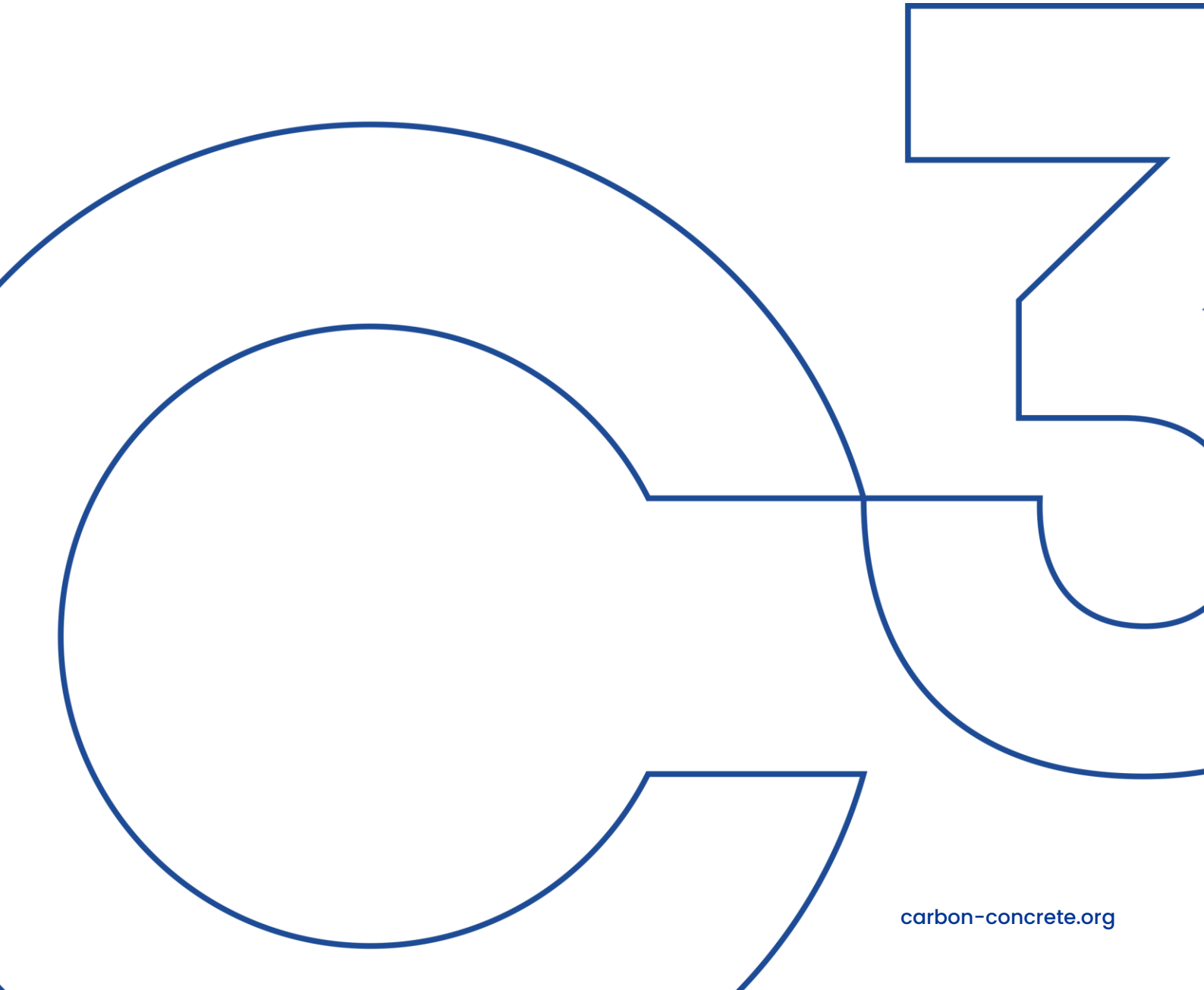


Abb.05.2: Bewehrungsskizze für die Carbonbetonplatte am Auflager



carbon-concrete.org