



Schoellstraße 7, 70599 Stuttgart
www.fixing-solutions.de
info@fixing-solutions.de

Verankerung von Brückenkappen mittels Verbunddübeln

GUTACHTERLICHE STELLUNGNAHME

Berichtsnummer: 22-040-1(1)

19/09/2023

1	EINFÜHRUNG UND ZIELSETZUNG	3
2	BESCHREIBUNG DER BRÜCKENKAPPEN	4
2.1	ALLGEMEIN	4
2.2	WERKSTOFFE	5
2.3	VERANKERUNG DER BRÜCKENKAPPEN	5
3	EINWIRKUNGEN AN BRÜCKENKAPPEN	6
3.1	DIREKTE EINWIRKUNGEN	6
3.1.1	<i>Anpralllasten auf Schrammborde</i>	<i>6</i>
3.1.2	<i>Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme</i>	<i>7</i>
3.1.3	<i>Windlasten</i>	<i>8</i>
3.2	INDIREKTE EINWIRKUNGEN AUS TEMPERATUR	8
3.2.1	<i>Konstanter Temperaturanteil</i>	<i>9</i>
3.2.2	<i>Veränderliche Temperaturanteile</i>	<i>9</i>
3.2.3	<i>Konstanter Temperaturunterschied zwischen verschiedenen Bauteilen</i>	<i>10</i>
3.2.4	<i>Temperatureinwirkungen – Allgemeine Anmerkungen</i>	<i>10</i>
3.3	INDIREKTE EINWIRKUNGEN AUS KRIECHEN UND SCHWINDEN	11
4	BERECHNUNGSBEISPIEL	12
4.1	ANNAHMEN FÜR DIE BERECHNUNG	12
4.2	BERECHNUNG DER INDIREKTEN BELASTUNG IN LÄNGSRICHTUNG	13
4.3	BERECHNUNG DER INDIREKTEN EINWIRKUNGEN IN QUERRICHTUNG DER BRÜCKENKAPPE	19
5	BESTIMMUNG DER ANKERSTEIFIGKEIT K_{ANKER}	22
6	ALLGEMEINE BERECHNUNGSMETHODE	24
6.1	EINGABEPARAMETER FÜR DIE BERECHNUNG	24
6.2	BERECHNUNG DER EINWIRKUNGEN AUF DIE ANKER IN LÄNGSRICHTUNG UND QUERRICHTUNG DER BRÜCKE	26
7	ZUSAMMENFASSUNG	28
8	LITERATUR	29

Kunde

fischerwerke GmbH & Co. KG
 Hr. Johannes Braun
 Klaus-Fischer-Str. 1,
 72178 Waldachtal

Dieses Dokument darf weder ganz noch teilweise veröffentlicht, vervielfältigt oder an Dritte weitergegeben werden, und seine Verwendung zu Werbezwecken ist ohne Zustimmung des Autors nicht gestattet.

Revision

Nr.	Datum	Beschreibung	Bearbeiter
1	19.09.2023	1 Unterkapitel 3.2.4 und Kapitel 5 wurden hinzugefügt. 2 Die Berechnung mit der ermittelten Steifigkeit wurde im Kapitel 4 ergänzt.	NM

1 Einführung und Zielsetzung

Die Firma fischerwerke GmbH & Co. KG hat FixING Solutions GmbH beauftragt, die Berechnung der Verankerung von Brückenkappen mittels nachträglich montierten Verbunddübeln zu untersuchen und gutachterlich Stellung zu beziehen.

Die Berechnung und Bemessung von Betonbrücken, einschließlich Kappen und deren Verankerung erfolgt gemäß den ARS 22/2012 [1]. Die Verankerung von Brückenkappen ist nach den Richtzeichnungen für Ingenieurbauten RiZ-ING [2] nicht geregelt.

Im Rahmen dieser Stellungnahme wird die Verankerung von Brückenkappen in Fahrbahnplatten mittels nachträglich installierten Verbunddübeln, die vergleichbar mit Kopfbolzen angesetzt werden, erläutert.

2 Beschreibung der Brückenkappen

2.1 Allgemein

Die Brückenkappen bilden die seitliche Begrenzung der Fahrbahn. Dadurch wird

- eine sichere Verkehrsführung und Trennung der Verkehrsräume für Fahrzeugverkehr und Nicht-Fahrzeugnutzer
- die Absturzsicherung für Fahrzeuge und Personen
- die Anordnung von Lärmschutz und Windschutz und die Aufnahme von Versorgungsleitungen

geregelt [3].

Die verschiedenen Kappenausführungen bzw. Kappengeometrien sind in RiZ-ING [2] abgebildet. Abbildung 2.1 zeigt beispielhaft die Richtzeichnung KAP1.

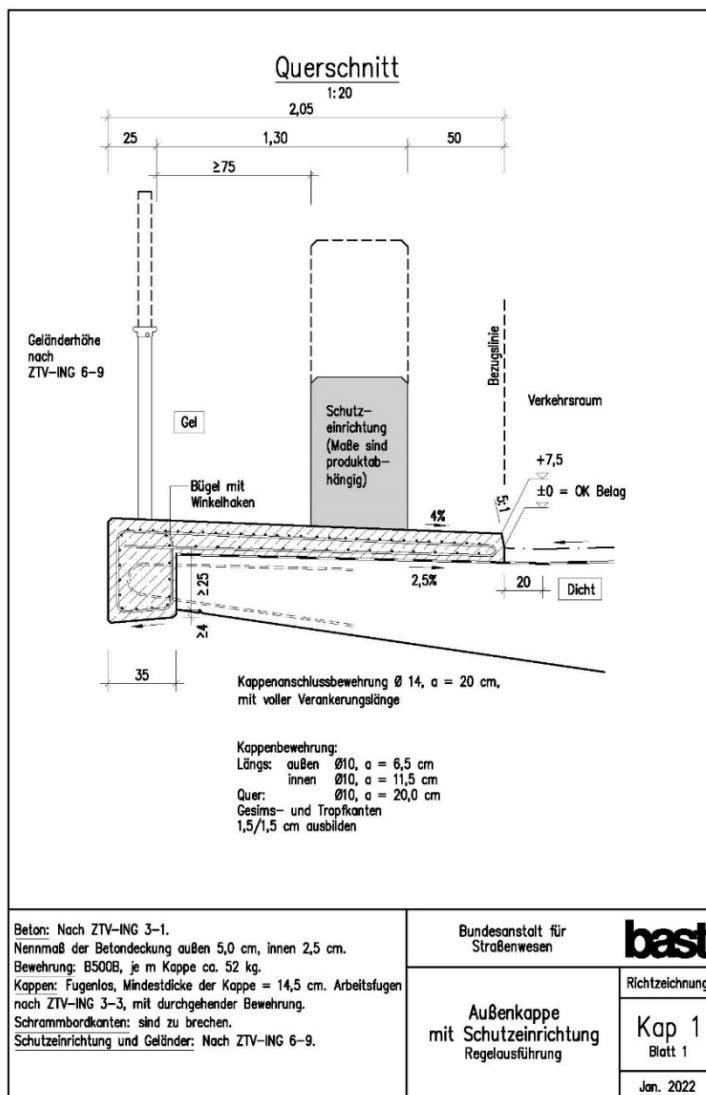


Abbildung 2.1: Richtzeichnung einer Brückenaußenkappe mit Schutzeinrichtung (BAST).

2.2 Werkstoffe

Für die Brückenkappen sollen laut ZTV-ING [4] folgende Werkstoffe für die einzelnen Bauteile verwendet werden:

- Beton mit einer Mindestdruckfestigkeitsklasse C25/30
- Bewehrung der Güte B500B
- Kappenanker aus nichtrostenden Stählen der Klasse CRC III.

Die notwendigen Kappenverankerungen können mit dem Injektionssystem FIS EM Plus (ETA-17/0979 [5]) oder fischer Superbond FSB (ETA-12/0258 [6]) in Kombination mit Gewindestange und Mutter erfolgen. Dieses System wird analog zu Kopfbolzen verwendet. Als Dichtelement, zwischen Kappenanker und Abdichtung der Fahrbahnplatte, wird eine Dichtscheibe eingebaut.

2.3 Verankerung der Brückenkappen

Die Verankerung der Brückenkappe mittels Verbunddübeln ist in Abbildung 2.2 und Abbildung 2.3 exemplarisch dargestellt.

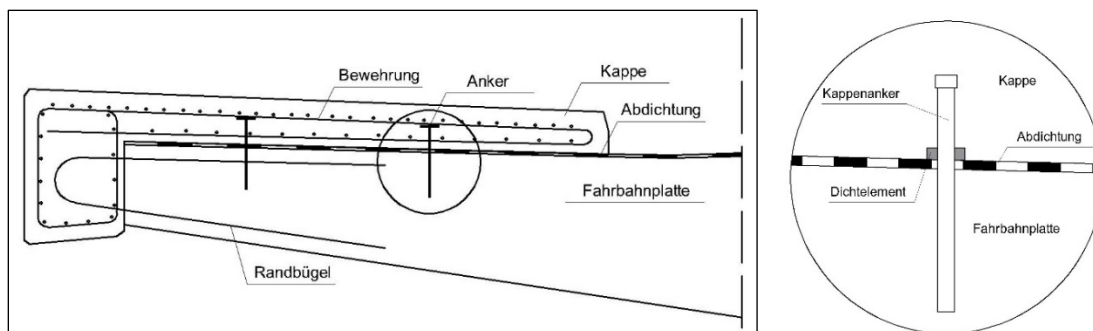


Abbildung 2.2: Darstellung der Verankerung der Brückenkappe in Brückenquer-richtung.

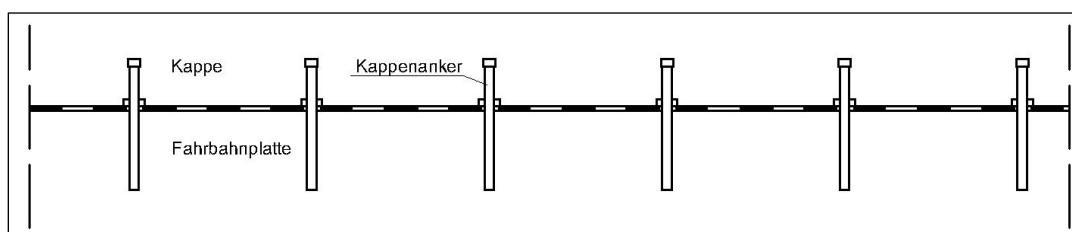


Abbildung 2.3: Darstellung der Verankerung der Brückenkappe in Brückenlängs-richtung.

Die charakteristischen Widerstände des Kappenankers (z. B. Verbunddübel) sind für eine Zug- und Querkzugbelastung gemäß DIN EN 1992-4 [7] zu berechnen bzw. in der jeweiligen Europäischen Technischen Bewertung des Verankerungssystems geregelt. In der Regel können als Kappenanker Kopfbolzen, Verbunddübel oder Betonschrauben verwendet werden. Auch spezielle Kappenverankerungen können für die vorgesehene Anwendung eingesetzt werden. Die Einwirkungen sind entsprechend Abschnitt 3 anzunehmen.

3 Einwirkungen an Brückenkappen

Die anzusetzenden Einwirkungen, die auf Brückenkappen bzw. an deren Verankerung wirken, können in direkte und indirekte Einwirkungen unterteilt werden. In den folgenden Abschnitten werden die einzelnen Einwirkungsarten detailliert erläutert.

3.1 Direkte Einwirkungen

Es gibt zwei unterschiedliche Standsicherheitsnachweise für einen Anprall auf die vorhandene Schutzeinrichtung. Dies sind der globale und lokale Nachweis [3]. Die jeweilige Definition ist in Abbildung 3.1 dargestellt.

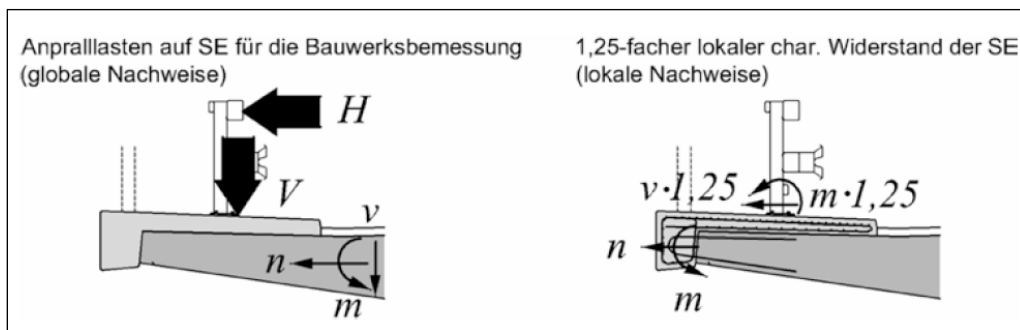


Abbildung 3.1: Definition globaler und lokaler Nachweis bei Fahrzeuganprall auf die Brückenkappe [3].

Die direkten Einwirkungen sind in DIN EN 1991-2 [8] und DIN EN 1991-1-4 [9] geregelt.

3.1.1 Anpralllasten auf Schrammborde

Als Einwirkung aus Fahrzeuganprall an Schrammborde ist eine in Querrichtung wirkende Horizontallast von 100 kN, die 5 cm unter der Oberkante des Schrammbordes wirkt, anzusetzen.

Diese Last wirkt auf einer Länge von 0,50 m und wird von den Schrammborden auf die tragenden Bauteile übertragen. Bei starren Bauteilen wird eine Lastausbreitung unter einem Winkel von 45° angenommen. Gleichzeitig mit der Anpralllast sollte, wenn dies zu ungünstigeren Ergebnissen führt, eine vertikale Verkehrslast von $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ angenommen werden (Abbildung 3.2).

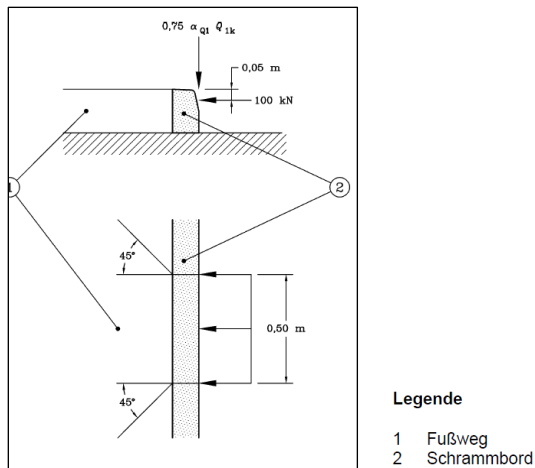


Abbildung 3.2: Definition der anzunehmenden Anprallkräfte auf Schrammborde im Bereich der Brückenkappen [8].

Die direkte Einwirkung des Anpralls auf die Schrammborde sollte beim Nachweis der Kappenverankerung berücksichtigt werden.

Tabelle 3.1 Zusammenfassung der anzunehmenden Anpralllasten auf Schrammborde im Bereich der Brückenkappen.

Moment M_{sd}	Querkraft V_{sd}	Teilsicherheitsbeiwert	Moment $M_{Ed,y,direkt}$	Querkraft $V_{Ed,y,direkt}$
[kNm/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
0,0	100,0	1,25	0,0	125,0

3.1.2 Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme

Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme sollten berücksichtigt werden. Es wird zwischen vertikalen und horizontalen Lasten unterschieden.

Die Horizontalkraft wirkt über eine Länge von 0,5 m quer zur Fahrtrichtung 100 mm unter der Oberkante der Schutzeinrichtung oder 1 m über der Fahrbahn bzw. dem Fußweg, wobei der kleinste Wert maßgebend ist.

Die Vertikalkräfte, die gleichzeitig mit den Horizontalkräften wirken, sind im nationalen Anhang [10] festgelegt. Es wird empfohlen, die Werte mit $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$ anzusetzen.

Das Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, sollte lokal für eine außergewöhnliche Einwirkung bemessen werden, die mindestens dem 1,25fachen des lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung entspricht.

Die Einsatzkriterien und Anforderungen für Fahrzeugrückhaltesysteme sind in [11] und [12] zusammengefasst. In der technischen Übersichtsliste für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland [13] sind verschiedene Systeme und deren Einwirkungen dargestellt. Diese Einwirkungen können mithilfe der Teilsicherheitsbeiwerte auf die Brückenkappe zusammengefasst werden. Tabelle 3.2 zeigt beispielhaft das anzunehmende Moment und die zugehörige Querkraft die auf die Schutzeinrichtung „Super-Rail Eco doppelt BW“ wirken.

Tabelle 3.2 Anzunehmende Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme (SE Super-Rail Eco doppelt BW).

Moment M_{sd}	Querkraft V_{sd}	Teilsicherheitsbeiwert	Moment $M_{Ed,y,direkt}$	Querkraft $V_{Ed,y,direkt}$
[kNm/m]	[kN/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
28,0	62,3	1,25	35,0	77,9

3.1.3 Windlasten

Die Einwirkungen aus Wind auf Brücken sind in DIN EN 1991-1-4 [9] und DIN EN 1991-1-4/NA [14] geregelt. Für die Berechnung der Brückenkappen werden in der Regel folgende Randbedingungen angenommen:

- die Brücke ist in Windzone 1 gebaut;
- die Brücke ist im Binnenland;
- es ist keine schwingungsanfälligen Deckbrücke;
- die Höhe der Brücke beträgt maximal 100 m;
- die Brücke ist mit Lärmschutzwänden ausgerüstet.

Für Brücken mit Lärmschutzwänden sind ZTV-Lsw 06 [15] und ARS 05/2012 [16] zusätzlich zu berücksichtigen. Die Windeinwirkungen w auf Brücken sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst. Abbildung 3.3 stellt die wichtigsten Parameter der Brücke dar.

Tabelle 3.3: Windeinwirkungen w in kN/m^2 .

d/b	$z_e \leq 20$ m	20 m $< z_e \leq 50$ m	50 m $< z_e \leq 100$ m
$\leq 0,5$	1,45	2,05	2,40
$= 4$	0,80	1,10	1,30
≥ 5	0,60	0,85	1,00

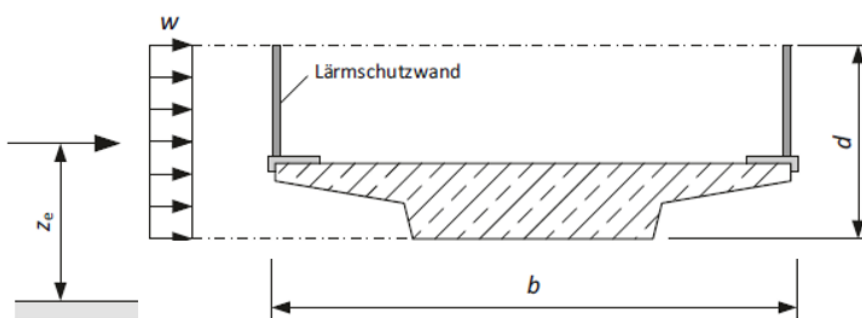


Abbildung 3.3: Windeinwirkungen auf Brücken mit Lärmschutzwand [17].

3.2 Indirekte Einwirkungen aus Temperatur

Die Einwirkungen aus Temperatur sind in DIN EN 1991-1-5 [18] beschrieben und werden in einen konstanten Temperaturanteil und einen veränderlichen Temperaturanteil unterteilt.

3.2.1 Konstanter Temperaturanteil

Der konstante Temperaturanteil hängt von der minimalen und maximalen Temperatur ab, die auf eine Brücke wirkt. Die minimale Außenlufttemperatur T_{\min} beträgt in der Regel -24°C und die maximale Außenlufttemperatur T_{\max} beträgt $+37^{\circ}\text{C}$ und kann gemäß [19] so angenommen werden.

Der minimale und maximale konstante Temperaturanteil einer Betonbrücke sind mit $T_{e,\min} = -16^{\circ}\text{C}$ und $T_{e,\max} = +39^{\circ}\text{C}$ anzunehmen.

Die Aufstelltemperatur der Brücke T_0 , bei der die Zwängung des Tragwerks eintritt, darf zur Berechnung der Verkürzung infolge des minimalen konstanten Temperaturanteils und der Ausdehnung infolge des maximalen konstanten Temperaturanteils dem Anhang A vom DIN EN 1991-1-5/NA [19] entnommen werden und beträgt $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$.

Der charakteristische Wert der maximalen negativen Änderung (Verkürzung) des konstanten Temperaturanteils der Brücke beträgt $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 26^{\circ}\text{C}$.

Der charakteristische Wert der maximalen positiven Änderung (Ausdehnung) des konstanten Temperaturanteils der Brücke beträgt $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 29^{\circ}\text{C}$.

Tabelle 3.4 Anzunehmende konstante Temperaturanteile.

Temperaturanteil	Temperatur	Bemerkung
$\Delta T_{N,\text{con}}$	26°C	Maximale negative Änderung (Verkürzung)
$\Delta T_{N,\text{exp}}$	29°C	Maximale positive Änderung (Ausdehnung)

3.2.2 Veränderliche Temperaturanteile

Die veränderlichen Temperaturanteile können in drei Kategorien unterteilt werden:

- Vertikal linear veränderlicher Anteil (Verfahren 1).
- Vertikaler Temperaturanteil mit nicht linearen Einflüssen (Verfahren 2) – wird laut Nationalem Anhang nicht verwendet [19].
- Horizontaler Anteil.

3.2.2.1 Vertikale linear veränderliche Anteile (Verfahren 1)

Die Beanspruchungen aus vertikalen Temperaturunterschieden werden berücksichtigt, indem ein konstanter linearer Temperaturanteil mit $\Delta T_{M,\text{heat}}$ und $\Delta T_{M,\text{cool}}$ benutzt wird. Diese Temperaturwerte sollten zwischen der Ober- und Unterseite des Brückenüberbaus angewendet werden. Für einen Oberbelag von 50 mm ist $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$ und $\Delta T_{M,\text{cool}} = 8^{\circ}\text{C}$. Für andere Dicken von Oberbelägen sollten diese Werte mit dem Faktor k_{sur} [18] multipliziert werden.

Tabelle 3.5 Anzunehmende veränderliche Temperaturanteile.

Temperaturanteil	Temperatur	Bemerkung
$\Delta T_{M,Heat}$	15°C	Oben wärmer als unten.
$\Delta T_{N,exp}$	8°C	Unten wärmer als oben.

3.2.2.2 Horizontaler Anteil

Im Allgemeinen ist ein veränderlicher Temperaturanteil nur in vertikaler Richtung zu berücksichtigen. In bestimmten Fällen (z. B., wenn die Ausrichtung oder die Gestaltung der Brücke dazu führt, dass eine Seite stärker der Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist als die andere) sollte jedoch auch ein horizontaler Temperaturanteil berücksichtigt werden.

Falls keine anderen Informationen verfügbar sind und keine Hinweise für höhere Werte vorliegen, wird unabhängig von der Brückenbreite ein linearer veränderlicher Temperaturunterschied von 5 °C zwischen den äußeren Rändern der Brücke empfohlen. Für die Bemessung der Kappenverankerung wird der horizontale veränderliche Temperaturanteil vernachlässigt.

3.2.3 Konstanter Temperaturunterschied zwischen verschiedenen Bauteilen

In Tragwerken, in denen die unterschiedlichen konstanten Temperaturanteile zu ungünstigen Beanspruchungen führen, müssen diese Beanspruchungen bei der Bemessung und lokalen Lastableitung berücksichtigt werden.

Für die weitergehenden Berechnungen wird ein Temperaturunterschied von $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ angenommen. Dies entspricht der Vorgehensweise und den Annahmen in [20] und Heft B 108 [21]

Die so ermittelte Einwirkung wird zusätzlich zur Einwirkung, die aus dem konstanten Temperaturanteil kommt, in der Bemessung berücksichtigt.

3.2.4 Temperatureinwirkungen – Allgemeine Anmerkungen

Grundsätzlich ist bei einem Brückenbauwerk ein genauer Nachweis der Temperatureinwirkungen vorzunehmen. Dies hängt von vielen Randbedingungen vor Ort und von der Konstruktion selbst ab, so dass nur eine vereinfachte Annahme nach DIN EN 1991-1-5 [18] für die Berechnung der Temperatureinwirkungen angesetzt werden kann. Ansonsten muss die Tragwerksberechnung mit der Dübelberechnung „gekoppelt“ werden, was aber der Realität entspräche.

Der konstante Temperaturanteil wird nicht berücksichtigt, da nur eine Temperaturdifferenz zwischen Aufbeton und Grundtragwerk zu einer Spannung / Kraft in den Dübeln führt. Der konstante Temperaturanteil führt in beiden Bauteilen zur gleichen Dehnung und damit zu keiner Kraft in den Dübeln. Dies setzt einen gleichen Temperaturdehnungskoeffizienten voraus und hängt von der Konstruktion und den

vorhandenen Materialien ab, kann aber in der Regel als gegeben angenommen werden.

Eine Ausnahme von der obigen Annahme ist, wenn z.B. der Aufbeton und die Schubdübel bei 5°C eingebaut werden, die mittlere Tragwerkstemperatur jedoch bei 15°C liegt. In diesem Fall ist zusätzlich als konstanter Temperaturanteil eine Temperatur von 10°C zu berücksichtigen.

Fazit: In der Regel muss der konstante Temperaturanteil nicht berücksichtigt werden. Generell hängt dies aber von der Relativverschiebung zwischen Aufbeton und Konstruktion ab.

3.3 Indirekte Einwirkungen aus Kriechen und Schwinden

Die indirekten Einwirkungen aus Kriechen und Schwinden sind in DIN EN 1992-1-1 [22] beschrieben und geregelt.

Die Kriechzahl φ , das zeitabhängige Trocknungsschwinden (ε_{cd}) und das autogene Schwinden (ε_{ca}) werden nach DIN EN 1992-1-1 [22] berechnet. Die Berechnung der Kriech- und Schwindzahlen erfolgte mithilfe der in Abschnitt 4.1 getroffenen Annahmen. Für die hier durchgeführte Berechnung wurde angenommen, dass die Kappen 30 Tage nach der Fahrbahndecke betoniert wurden. Daher können die Kriechzahl und die Gesamtschwinddehnung mit $\varphi = 0,43$ und $\varepsilon_{cs} = 0,0601\text{‰}$ angenommen werden. Die Werte sind aber basierend auf den tatsächlichen Bedingungen vor Ort für jedes Bauwerk von dem Tragwerksplaner anzunehmen und gesondert festzulegen.

4 Berechnungsbeispiel

4.1 Annahmen für die Berechnung

Für die Berechnung der Einwirkung auf die Kappenverankerung wurden die in Tabelle 4.1 zusammengefassten Annahmen getroffen.

Tabelle 4.1 Getroffene Annahmen für die Geometrie der Brückenkappe.

Betongüte		C25/30	
Ankerstange		M20	
Kappenhöhe (Mindestdicke der Kappe laut RiZ 145 mm)	h_K	150	[mm]
Kappenhöhe 2	h	400	[mm]
Kappenbreite	b	2050	[mm]
Achsabstand (Abstand in Brückenlängsrichtung)	s_L	180	[mm]
Achsabstand (Abstand in Brückenquerrichtung)	s_Q	180	[mm]

In Abbildung 4.1 sind die für die Berechnung relevanten äußeren Abmessungen dargestellt und erläutert. Hierbei ist b die Breite der Brückenkappe in Querrichtung und h die Höhe der Brückenkappe an der äußeren Brückenkannte.

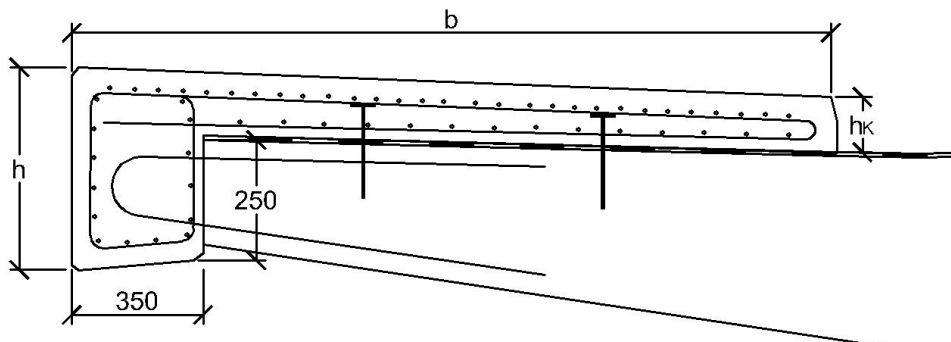


Abbildung 4.1: Darstellung der äußeren Abmessungen der Brückenkappen.

Zusätzlich wurden folgende Werte für die Berechnung der Kriechzahl und die Gesamtschwinddehnung angenommen.

Tabelle 4.2 Zusammenfassung der getroffenen Annahmen für die Berechnung der Kriechverformung.

Betonalter	t	30	[Tage]
Zement typ	-	Klasse N	
Luftfeuchtigkeit	RH	50	[%]
Betonalter wenn belastet	t_0	28	[Tage]
Betonalter bei Beginn des Trocknungsschwindens	t_s	7	[Tage]
Gesamtschwinddehnung	ϵ_{cs}	0,0601	[‰]
Kriechzahl	φ	0,43	[-]

4.2 Berechnung der indirekten Belastung in Längsrichtung

Die Kraft, die an der Kappenverankerung unter der Einwirkung einer Temperaturdifferenz ΔT und einer Schwindverkürzung ε_{cs} wirkt, kann mithilfe der folgenden Differentialgleichung beschrieben werden:

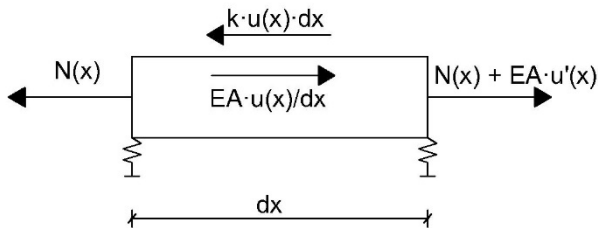


Abbildung 4.2: Gleichgewicht am differentiellen Element eines elastisch-gebetteten Stabs.

$$N(x) + k \cdot u(x) dx = N(x) + EA \cdot u'(x) \quad (4.1)$$

mit

- k Steifigkeit der Feder [MN/m]
- E Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]
- A Querschnittfläche der Brückenkappe [mm²]

Die Steifigkeit in Längsrichtung wird pro m mithilfe der Steifigkeit der Anker k_{Anker} und deren Achsabstand s berechnet:

$$k = \frac{k_{Anker}}{s_L} \quad (4.2)$$

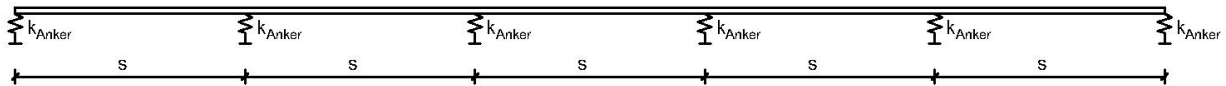


Abbildung 4.3: Darstellung der Brückenlängsrichtung mit Modellierung der Verankerungen als gleichmäßig verteilte Federn mit einem Achsabstand von s_L .

Aus der Gleichung (4.1) folgt:

$$k \cdot u(x) dx = EA \cdot u'(x) = EA \cdot \varepsilon \quad (4.3)$$

Die gesamte Dehnung ε resultiert aus dem

- Schwindanteil
- Kriechanteil sowie
- dem Temperaturanteil

Dadurch kann die Differentialgleichung wie folgt in die einzelnen Anteile ausgespalten werden.

$$\varepsilon = u'(x) = \frac{N_{Tot}(x)}{EA} = \frac{N_s}{EA} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi) + \varepsilon_{cs} + \frac{N_{\Delta T}}{EA} + \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.4)$$

mit

N_s	Kraft infolge Schwindens [kN]
ρ	Relaxationsbeiwert, $\rho = 0,8$
φ	Kriechzahl
ε_{cs}	Schwinddehnung
$N_{\Delta T}$	Kraft infolge Temperatur [kN]
α_T	Wärmedehnzahl $\alpha_T = 10^{-5}$ [1/K]
ΔT	Temperaturdifferenz [K]

Daraus folgt:

$$k \cdot u(x) = EA \cdot u''(x) \quad (4.5)$$

Um die endgültige Differentialgleichung (4.8) zu erhalten, müssen $u(x)$ und $u''(x)$ durch die folgenden Gleichungen ersetzt werden:

$$u(x) = u'(x)dx = \varepsilon \cdot dx \quad (4.6)$$

$$u''(x) = \frac{N'(x)}{EA} \quad (4.7)$$

$$k \cdot \varepsilon = N''(x) \quad (4.8)$$

Durch Ersetzen von Gleichung (4.4) in Gleichung (4.8) folgt:

$$k \cdot \frac{N_s}{EA} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi) + k \cdot \varepsilon_{cs} + k \cdot \frac{N_{\Delta T}}{EA} + k \cdot \alpha_T \cdot \Delta T = N''_{Tot} \quad (4.9)$$

$$N''_{Tot} - N_s \cdot \frac{k}{EA} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi) - N_{\Delta T} \cdot \frac{k}{EA} = k \cdot \varepsilon_{cs} + k \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.10)$$

Im folgenden wird eine Überlagerung von Schwind- und Temperatureinwirkung nicht berücksichtigt, daher werden die beiden Anteile separat betrachtet und getrennt berechnet. In diesem Fall kann die Lösung der Differentialgleichung für jeden Anteil getrennt erfolgen. Bei einer Überlagerung beider Anteile muss die Differentialgleichung (4.10) mit allen Anteilen gelöst werden. Die getrennte Betrachtung führt zu einer etwas höheren Kraft in den Ankern, da positive Überlagerungseffekte unberücksichtigt bleiben, ist für die Bemessung jedoch einfacher anzuwenden. Dementsprechend wird die Differentialgleichung (4.10) in die beiden Teile aufgeteilt:

Schwinden:

$$N''_s - N_s \cdot \frac{k}{EA} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi) = k \cdot \varepsilon_{cs} \quad (4.11)$$

Temperatur:

$$N''_{\Delta T} - N_{\Delta T} \cdot \frac{k}{EA} = k \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.12)$$

Die allgemeine Lösung der DGL (4.11) bzw. (4.12) lautet:

$$N = C_1 \cdot e^{a \cdot (x-1)} + C_2 \cdot e^{-a \cdot x} + N_{part} \quad (4.13)$$

Die Faktoren a und N_{part} sind dabei wie folgt definiert:

Schwinden:

$$a_s = \sqrt{\frac{k \cdot (1 + \rho \cdot \varphi)}{EA}} \text{ und } N_{part,s} = -\varepsilon_{cs} \cdot \frac{EA}{1 + \rho \cdot \varphi} \quad (4.14)$$

Temperatur:

$$a_{\Delta T} = \sqrt{\frac{k}{EA}} \text{ und } N_{part,\Delta T} = -\alpha_T \cdot \Delta T \cdot EA \quad (4.15)$$

Wird angenommen, dass die Brücke eine Länge von 50 m hat, ergibt sich die Lösung für C_1 und C_2 aus den folgenden Randbedingungen:

$$\begin{aligned} N(x = 0) &= 0 \text{ (keine Kraft am Beginn der Brückenkappe)} \\ N(x = 50) &= 0 \text{ (keine Kraft am Ende der Brückenkappe)} \end{aligned} \quad (4.16)$$

Folgende Werte wurden für die Berechnung der Koeffizienten C_1 und C_2 sowie die Zwangskräfte aus Schwinden und Temperatur berücksichtigt.

Tabelle 4.3 Zusammenfassung der getroffenen Annahmen für die Berechnung der Differentialgleichungen.

Ankersteifigkeit 1	$k_{Anker,1}$	305	[kN/mm]
Ankersteifigkeit 2	$k_{Anker,2}$	67	[kN/mm]
E-Modul Beton	E_c	31.000	[N/mm ²]
Querschnittsfläche der Brückenkappe in Längsrichtung	A	395.000	[mm ²]
Beiwert für Kriechen	ρ	0,8	[-]
Temperaturausdehnungskoeffizient von Stahlbeton	α_T	$1 \cdot 10^{-5}$	[1/K]
Angenommene Temperaturdifferenz	ΔT	10	[K]
Ankerabstand	s_L	180	[mm]
Gesamtschwinddehnung	ε_{cs}	0,0601	[‰]
Kriechzahl	φ	0,43	[-]

Anmerkung: Die Ermittlung der Ankersteifigkeit $k_{Anker,2}$ ist in Kapitel 5 beschrieben.

Einwirkung infolge Schwindens:

Durch das Ersetzen von $C_1 = 3,64 \cdot 10^{-7}$ und $C_2 = 5,476 \cdot 10^2$ (mit $k_{Anker,1} = 305$ kN/mm) in Gleichung (4.13), wird die maximale Kraft, die von den Kappenankern aufgenommen werden muss, ermittelt. Die Berechnung ergibt einen Wert von:

$$N_s = 547,6 \text{ kN} \quad (4.17)$$

Tabelle 4.4 fasst die Koeffizienten C_1 und C_2 sowie der Kraft N_s für die Ankersteifigkeiten $k_{Anker,1}$ und $k_{Anker,2}$ zusammen.

Tabelle 4.4 Zusammenfassung der Koeffizienten C_1 und C_2 sowie der maximalen Einwirkung N_s infolge Schwindens für jeden Ankersteifigkeit.

M20		$k_{\text{Anker},1} = 305 \text{ kN/mm}$	$k_{\text{Anker},2} = 67 \text{ kN/mm}$
C_1	[-]	$3,64 \cdot 10^{-7}$	$2,74 \cdot 10^{-2}$
C_2	[-]	$5,476 \cdot 10^2$	$5,48 \cdot 10^2$
N_s	[kN]	547,6	540,6

Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. zeigt die Lösung der DGL (4.11) für die Einwirkung infolge Schwindens. Die rote Kurve zeigt die in der Brückenkappe wirkende Normalkraft, die blaue Kurve die zugehörige Ableitung und damit Lastdifferenz, die pro Meter aufgenommen werden muss.

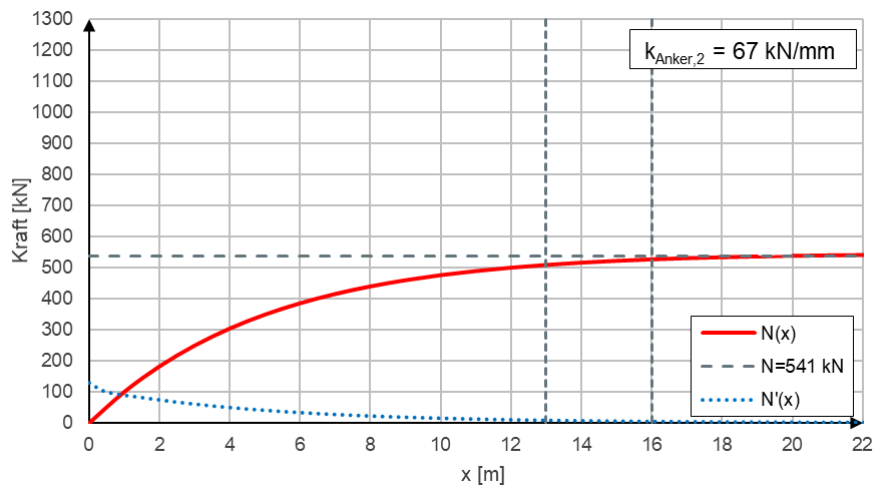
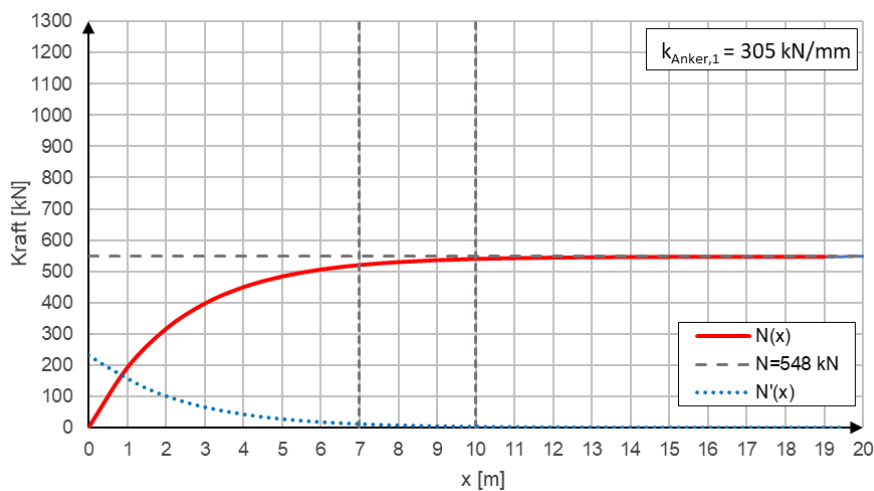


Abbildung 4.4: Darstellung der Zwangskraft infolge des Schwindens in Längsrichtung der Brückenkappe.

Einwirkung infolge Temperatur:

Analog zur Einwirkung infolge Schwindens wird die maximale Kraft, die infolge der angenommenen Temperaturdifferenz erzeugt wird, berechnet. Die Berechnung ergibt mit $C_1 = 1,485 \cdot 10^{-5}$ und $C_2 = 1,225 \cdot 10^2$ folgende Kraft:

$$N_{\Delta T} = 1224,5 \text{ kN}$$

(4.18)

Tabelle 4.5 fasst die Koeffizienten C_1 und C_2 sowie der Kraft $N_{\Delta T}$ für die Ankersteifigkeiten $k_{\text{Anker},1}$ und $k_{\text{Anker},2}$ zusammen.

Tabelle 4.5 Zusammenfassung der Koeffizienten C_1 und C_2 sowie der maximalen Einwirkung $N_{\Delta T}$ infolge des Temperatureinwirkung für jeden Ankersteifigkeit.

M20		$k_{\text{Anker},1} = 305 \text{ kN/mm}$	$k_{\text{Anker},2} = 67 \text{ kN/mm}$
C_1	[-]	$1,485 \cdot 10^{-5}$	$2,39 \cdot 10^{-1}$
C_2	[-]	$1,225 \cdot 10^2$	$1,22 \cdot 10^3$
$N_{\Delta T}$	[kN]	1224,5	1193,1

Abbildung 4.5 zeigt die Lösung der DGL (4.12) für die Temperatureinwirkung.

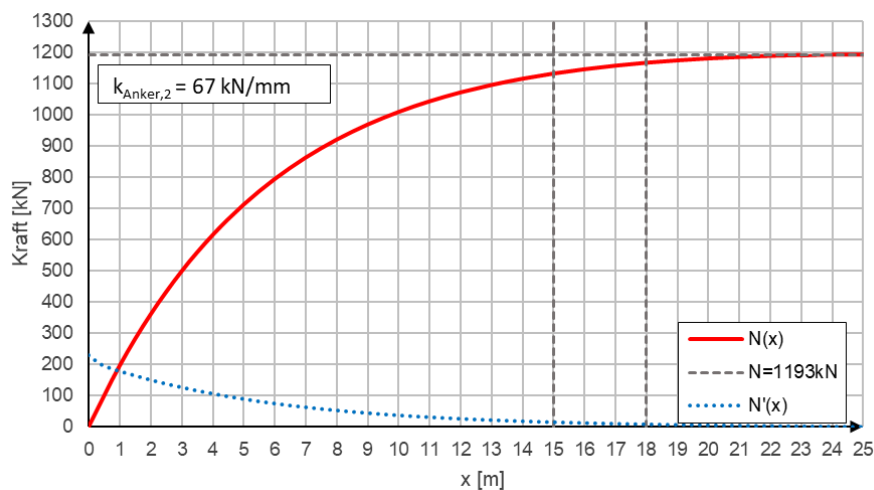
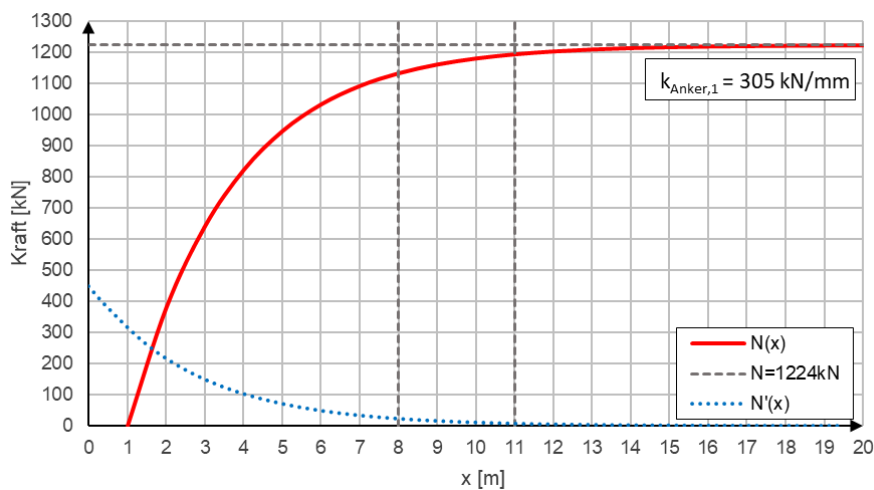


Abbildung 4.5: Darstellung der Zwangskraft infolge des Temperaturdifferenz.

Die Berechnung der Kräfte mit der Ankersteifigkeit von 305 kN/mm wird im Folgenden dargestellt. Die Ergebnisse der analogen Berechnungen mit einer Ankersteifigkeit von 67 kN/mm sind in Tabelle 4.6 mit angegeben.

Somit beträgt die gesamte Kraft, die von den Kappenankern aufgenommen werden muss:

$$N_{Tot} = N_s + N_{\Delta T} = 548 + 1224 = 1772,1 \text{ kN} \quad (4.19)$$

Die Lasteinleitungslänge wird als die Länge definiert, in der die Kraft 5% weniger als die Maximallast beträgt. Die Lasteinleitungslänge für beide Einwirkungen (wie im Abbildung 4.4 und Abbildung 4.5 dargestellt) beträgt basierend auf den Angaben gemäß Tabelle 4.1 bis Tabelle 4.3 jeweils ca. 7 bis 10 m (Schwinden) und ca. 8 bis 11 m (Temperatureinwirkungen). Für die Berechnung wird der Mittelwert der beiden minimalen Längen verwendet. Die Lasteinleitungslänge beträgt damit 7,5 m. Auf dieser Länge muss die gesamte Einwirkung in die vorhandenen Verankerungen eingeleitet werden:

$$F_{max} = 1772 \text{ kN} / 7,5 \text{ m} = 236 \text{ kN/m} \quad (4.20)$$

Bei einem Achsabstand von $s = 0,18 \text{ m}$ sind insgesamt $n_{längs} = 5,5$ Anker pro laufenden m angeordnet. Dies bedeutet, dass pro Anker 43 kN aufgenommen werden müssen:

$$V_{Anker} = \frac{F_{max}}{n_{längs}} = 236 \frac{\text{kN}}{\text{m}} / 5,5 \frac{\text{Anker}}{\text{m}} = 43,0 \text{ kN/Anker} \quad (4.21)$$

wenn ein Anker in Querrichtung angeordnet wurde.

Für den Fall, dass zwei oder mehr Anker in Querrichtung angeordnet sind, kann die Einwirkung auf diese gleichmäßig verteilt werden (z. B. $n_{quer} = 2$, siehe Abbildung 4.6).

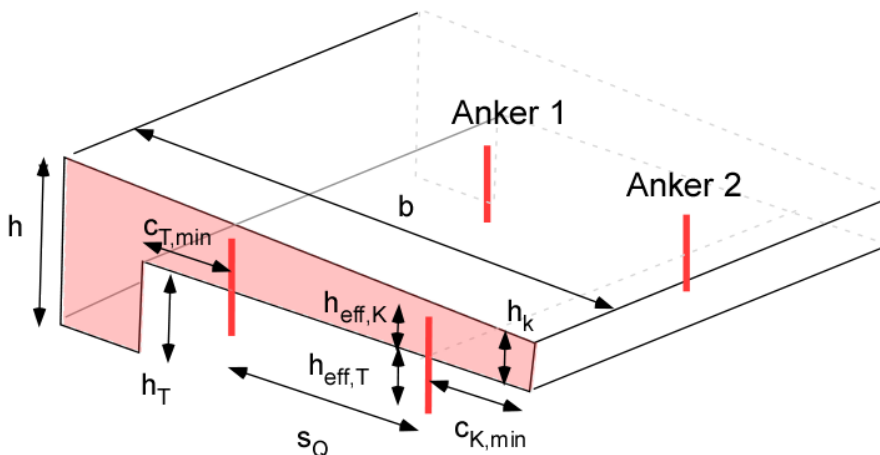


Abbildung 4.6: Beispiel für die Anordnung von zwei Ankern in Brückenquerrichtung.

Wir die Last durch die Anzahl der Anker in Querrichtung geteilt, ergibt sich bei 2 Dübel in Querrichtung folgende Kraft, die pro Dübel aufgenommen werden muss:

$$V_{Anker} = 43 \text{ kN}/n_{quer} = 43 \text{ kN}/2 \text{ Anker} = 21,5 \text{ kN}/Anker \quad (4.22)$$

Tabelle 4.6 fasst die berechneten Einwirkungen auf die Einzelverankerungen für die beiden angesetzten Ankersteifigkeit zusammen.

Tabelle 4.6 Zusammenfassung der Lasten und Einleitungslängen in Abhängigkeit der Ankersteifigkeit.

M20		$k_{Anker,1} = 305 \text{ kN/mm}$	$k_{Anker,2} = 67 \text{ kN/mm}$
N_s	[kN]	547,6	540,6
$N_{\Delta T}$	[kN]	1224,5	1193,1
N_{Tot}	[kN]	1772,1	1733,7
x	[m]	7,5	14
F_{max}	[kN/m]	236	124
V_{Anker}	[kN/Anker]	43,0	22,5
$V_{Anker,2Gruppe}$	[kN/Anker]	21,5	11,3

4.3 Berechnung der indirekten Einwirkungen in Querrichtung der Brückenkappe

Die Dehnung der Brücke in Querrichtung kann mittels eines elastischen gebetteten Stabs berechnet werden (siehe Abbildung 4.7):

$$\Delta s = \varepsilon \cdot s_Q \quad (4.23)$$

Die Dehnung, die in der elastischen Feder entsteht, beträgt:

$$\Delta s = \frac{F_{Anker}}{k_{Anker}} \quad (4.24)$$

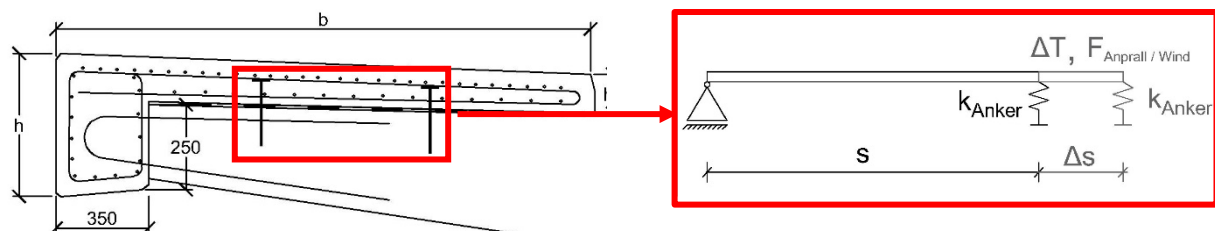


Abbildung 4.7: Die Dehnung der Brücke in Querrichtung infolge Temperatur bzw. Anprall- oder Windlasten.

Die Gleichungen (4.23) und (4.24) können damit gleichgesetzt werden woraus sich Gleichung (4.25) ergibt:

$$\varepsilon \cdot s_Q = \frac{F_{Anker}}{k_{Anker}} \quad (4.25)$$

Gemäß dem Hookeschen Gesetz gilt folgender Zusammenhang:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{F_{Anker}}{EA} \quad (4.26)$$

Daraus folgt:

$$\Delta s = \varepsilon \cdot s_Q = \frac{F}{EA} \cdot s \quad (4.27)$$

Die gesamte Dehnung, die unter direkter bzw. indirekter Einwirkung (Temperatur bzw. Anprall- oder Windlasten) entsteht, kann wie folgt berechnet werden:

Temperatur:

$$\varepsilon_{Tot} = \varepsilon_{\Delta T} + \varepsilon_{el} = \alpha_T \cdot \Delta T + \frac{F_{Anker}}{EA_2} \quad (4.28)$$

Anprall- oder Windlasten:

$$\varepsilon_{Tot} = \varepsilon_{A/W} + \varepsilon_{el} = \frac{F_{A/W}}{EA_2} + \frac{F_{Anker}}{EA_2} \quad (4.29)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (4.28) in Gleichung (4.25), folgt:

$$\left(\alpha_T \cdot \Delta T + \frac{F_{Anker, \Delta T}}{EA_2} \right) \cdot s_Q = \frac{F_{Anker, \Delta T}}{k_{Anker}} \quad (4.30)$$

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_Q + \frac{F_{Anker, \Delta T}}{EA_2} \cdot s_Q = \frac{F_{Anker, \Delta T}}{k_{Anker}} \quad (4.31)$$

$$\alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_Q = \frac{F_{Anker, \Delta T}}{k_{Anker}} - \frac{F_{Anker, \Delta T}}{EA_2} \cdot s_Q \quad (4.32)$$

$$F_{Anker, \Delta T} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_Q}{\frac{1}{k_{Anker}} - \frac{s_Q}{EA_2}} \quad (4.33)$$

Analog wird die Einwirkung für Anprall- oder Windlasten berechnet:

$$F_{Anker, A/W} = \frac{\frac{F_{A/W}}{EA_2} \cdot s_Q}{\frac{1}{k_{Anker}} - \frac{s_Q}{EA_2}} = \frac{F_{A/W} \cdot s_Q}{\frac{EA_2}{k_{Anker}} - s_Q} \quad (4.34)$$

Folgende Annahmen wurden für die Berechnung der Zwangskräfte aus Temperatur und Anprall- oder Windlasten berücksichtigt:

Tabelle 4.7 Zusammenfassung der getroffenen Annahmen für die Berechnung der Differentialgleichungen.

Ankersteifigkeit	$k_{\text{Anker},1}$	305	[kN/mm]
Ankersteifigkeit 2	$k_{\text{Anker},2}$	67	[kN/mm]
E-Modul Beton	E_c	31.000	[N/mm ²]
Querschnittsfläche der Brückenkappe in Längsrichtung	A	27.000	[mm ²]
Höhe der Kappen	h_k	150	[mm]
Beiwert für Kriechen	ρ	0,8	[-]
Temperaturausdehnungskoeffizient von Stahlbeton	α_T	10 ⁻⁵	[1/K]
Angenommene Temperaturdifferenz	ΔT	10	[K]
Ankerabstand	s_Q	180	[mm]
Gesamtschwinddehnung	ε_{CS}	0,0601	[‰]
Kriechzahl	φ	0,43	[-]
Last infolge Winds / Anprall siehe Tabelle 3.2	$F_{A/W}$	77,9	[kN]

Die Kraft, die an jeden Anker (mit $k_{\text{Anker},1}$) in Brückenquerrichtung wirkt, berechnet sich damit zu:

Temperatureinwirkung:

$$F_{\text{Anker},\Delta T} = 5,9 \text{ kN} \quad (4.35)$$

Einwirkung infolge Anprall- oder Windlasten:

$$F_{\text{Anker},A/W} = 5,5 \text{ kN} \quad (4.36)$$

Tabelle 4.8 fasst die ermittelten Lasten im Querlastrichtung der Brückenkappe für die beiden angesetzten Ankersteifigkeit zusammen.

Tabelle 4.8 Zusammenfassung der Lasten in Querrichtung in Abhängigkeit der Ankersteifigkeit.

M20		$k_{\text{Anker},1} = 305 \text{ kN/mm}$	$k_{\text{Anker},2} = 67 \text{ kN/mm}$
$F_{\text{Anker},\Delta T}$	[kN]	5,9	1,2
$F_{\text{Anker},A/W}$	[kN]	5,5	1,1

5 Bestimmung der Ankersteifigkeit k_{Anker}

Die Ankersteifigkeit unter Querbelastung wurde durch Querkzugversuche mit dem Injektionssystem Fischer FIS EM Plus bestimmt. Um die vor-Ort Bedingungen der Brückenkappen zu simulieren, wurde der Aufbeton auf eine Betonplatte platziert. Der Verbunddübel wurde nach Montageanleitung durch den zwei Betonkörper hindurch installiert.

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 5.1 dargestellt. Die Last wird mit Hilfe eines Hydraulikzylinders über einen Zugstange und einen Stahlrahmen in den Aufbeton eingeleitet. Es wurden die Ankergrößen M16 und M20 mit jeweils vier Versuchen getestet.

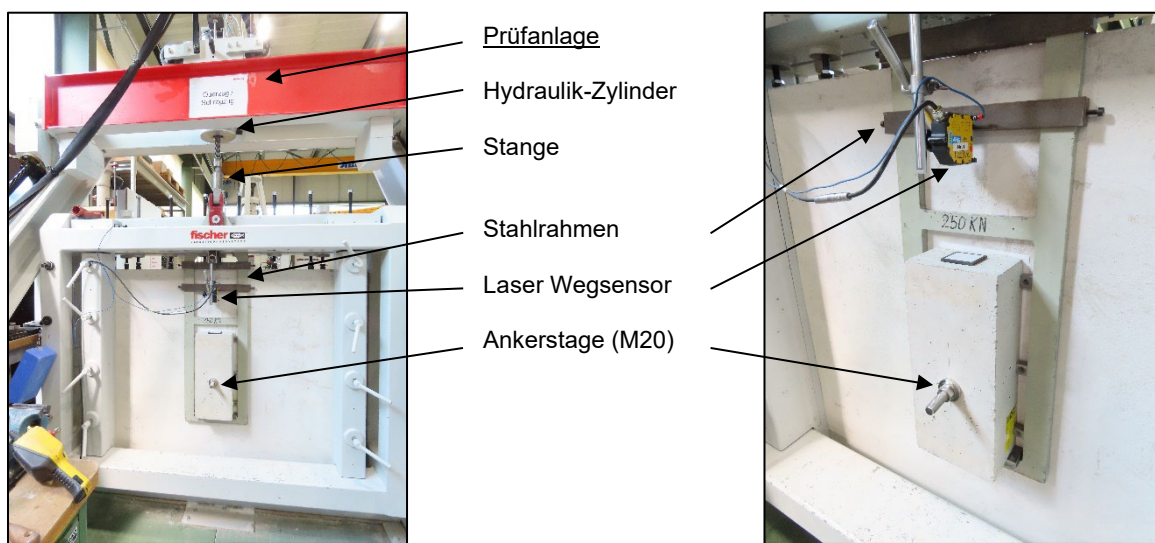


Abbildung 5.1: Versuchsaufbau.

Die Steifigkeit des Mörtels wird in Anlehnung an ACI 355.2-22 [23] berechnet, indem das Verhältnis zwischen der Kraft bei 30% und 10% der Maximallast und die dazugehörigen Verschiebungen berücksichtigt werden:

$$k_{\text{Anker}} = \frac{N_{30\%} - N_{10\%}}{\delta_{30\%} - \delta_{10\%}} \quad (5.1)$$

mit

$N_{30\%}$	Kraft bei 30% der Maximallast [kN]
$N_{10\%}$	Kraft bei 10% der Maximallast [kN]
$\delta_{30\%}$	Verschiebung bei 30% der Maximallast [mm]
$\delta_{10\%}$	Verschiebung bei 10% der Maximallast [mm]

Tabelle 5.1 fasst die Versuchsergebnisse sowie die ermittelten Steifigkeiten für die beiden Dübelgrößen M16 und M20 zusammen. Die durchschnittlichen Dübelsteifigkeiten liegen bei 35,25 kN/mm für M16 und 66,96 kN/mm für M20.

Tabelle 5.1: Auswertung der Versuchsergebnisse.

Bezeichnung		M16				M20			
		1	2	3	4	1	2	3	4
N_u	[kN]	70,16	65,63	60,38	73,35	82,66	77,85	78,16	85,09
$N_{30\%}$	[kN]	21,05	19,69	18,11	22,01	24,80	23,35	23,45	25,53
$N_{10\%}$	[kN]	7,02	6,56	6,04	7,34	8,27	7,78	7,82	8,51
$\delta_{30\%}$	[mm]	0,24	0,70	0,66	0,54	0,24	0,41	0,27	0,32
$\delta_{10\%}$	[mm]	0,01	0,00	0,21	0,10	0,04	0,11	0,07	0,02
k_{Anker}	[kN/mm]	61,17	18,88	27,07	33,86	81,08	51,99	79,14	55,65
Mittelwert	[kN/mm]	35,25				66,96			

Durch Extrapolation der Versuchsergebnisse konnte die Steifigkeit für die Größe M24 ermittelt werden (siehe Abbildung 5.2). Diese liegt bei $k_{Anker, M24} = 107,83$ kN/mm. Die Extrapolation erfolgt nichtlinear und sollte daher durch Versuche überprüft werden. Tabelle 5.2 fasst die Ankersteifigkeit für Größe M16, M20 und M24 zusammen.

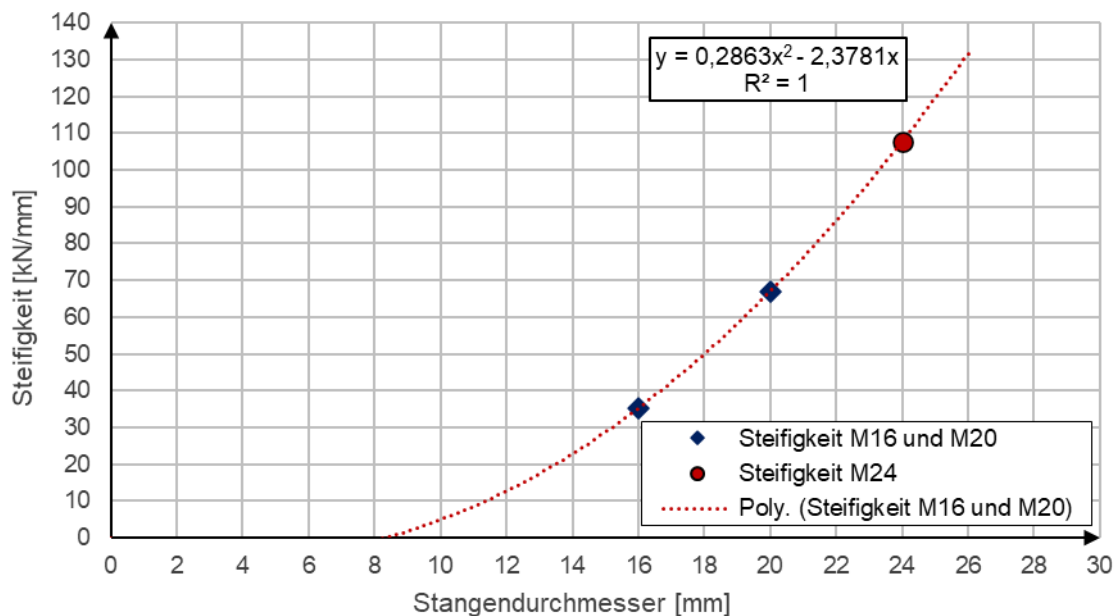


Abbildung 5.2: Bestimmung der Steifigkeit für Größe M24 durch Extrapolation.

Tabelle 5.2: Ankersteifigkeit für den fischer FIS EM Plus Größe M16, M20 und M24.

Steifigkeit		M16	M20	M24
k_{Anker}	[kN/mm]	35,25	66,96	107,83

6 Allgemeine Berechnungsmethode

6.1 Eingabeparameter für die Berechnung

Allgemeine Materialparameter:

- Betondruckfestigkeit
- Größe der Ankerstange
- Verbunddübel
- Steifigkeit der Mörtel k_{Anker}
- Elastizitätsmodul E
- Relaxationswert ρ
- Wärmedehnkoeffizient $\alpha_{\Delta T}$

Geometrische Abmessungen:

- Randabstand* c_k
- Achsabstand in Brückenquerrichtung s_Q
- Kappenhöhe h_k, h
- Kappenbreite b
- Betondeckung Kopfbolzen* c_{nom}
- Verankerungslänge in der Tragwerk* $h_{\text{eff,T}}$
- Verankerungslänge in der Kappe* $h_{\text{eff,K}}$
- Höhe der Mutter*
- Randabstand vom Tragwerk* c_T
- Achsabstand in Brückenlängsrichtung s_L
- Dichtungsdicke*
- Drehpunkt Abstand* d

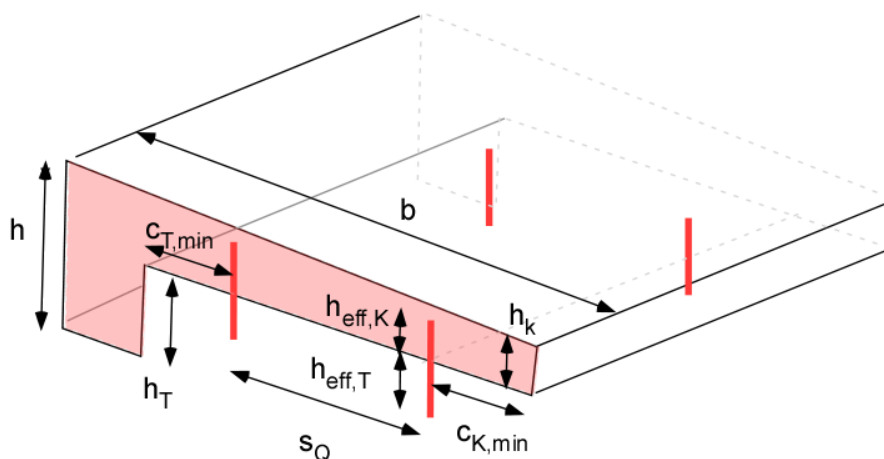


Abbildung 6.1: Berechnungsrelevante Abmessungen.


Bemerkung: Die Abmessungen mit * sind für die Berechnung der charakteristischen Widerstände der Verbunddübel nach DIN EN 1992-4 [7] notwendig.

Eingangsparameter für die Berechnung von Kriechen und Schwinden:

- Betonalter t
- Zementtyp
- Luftfeuchtigkeit RH
- Betonalter wenn belastet t_0
- Beiwert Zementart α_{ds1}
- Beiwert Zementart α_{ds2}
- Mittlere Zylinderdruckfestigkeit Mörtel f_{cmo}
- Betonalter bei Beginn des Trocknungsschwindens t_s
- Faktor k_h

Direkte Einwirkungen:

- Anpralllast auf Schrammborde: V_{sd}
- Windeinwirkungen F_w
- Anpralllast auf Fahrzeurückhaltesysteme F_A



Technische Übersichtsliste
für Fahrzeug-Rückhaltesysteme
in Deutschland

1. Übersichtsliste Schutzeinrichtungen (SE)

(1e) Bauwerkssysteme SE

Technische Übersichtsliste FRS

Übersicht Systemmerkmale BW						Krit. BW1	Kriterium BW2	Krit. BW2a		Krit. BW2b	Krit. BW3	Krit. BW4		Krit. BW5	Krit. BW6a	Krit. BW6b	Krit. BW6c	Krit. BW6d												
neue Iffr. Nummer (ab 1001)	Systemname	Aufbaustufe	Normalisierter Wirkungsbereich	Anprallhöhelestufe	Prüfung auf Koppenmachbildung	Klasse Horizontalkraft nach Ziffer 4.7.3.3 (1)	Faktor f zur Anpassung der Vertikalkraft	Lastangriffspunkt von H (m) (gem. Ziffer 4.7.3.3 (2))	Moment m [kNm]	Horizontalkraft h [kNm]	Lastenhebungsfaktor α_{res} (gem. Nachrechnungsrichtlinie)	Befestigung SE auf Beton nach ZTV-ING	Dilatation in Anprallprüfung	Nachweis Langkraftübertragung Dilatation	passendes Streckensystem	gelöste Teile > 2,0 kg				Anprallversuch unter Mitwirkung des Gefährdeters										
															mit Gefährdungspotential für Dritte bei Aufbaustufe H1b (TB61)				mit Gefährdungspotential für Dritte bei Aufbaustufe H2 (TB51)				mit Gefährdungspotential für Dritte bei Aufbaustufe H1 (TB42)				in der Anprallprüfung eines PKW (TB11...TB32)			
1007	EDSP 1.33 BW, Geländer*, H1	H1	W5	A	ja	A	1,00	x	4,8	9,6	1,00	ja	ohne	ja	SE-1009	-	-	-	ja											
1014	Super-Rail Eco BW, H2	H2	W4	A	ja	B	1,00	x	39,5	87,8	1,00	ja	mit	ja	SE-1012	-	nein	-	nein											
1021	Super-Rail BW, H2	H2	W4	B	ja	B	1,00	x	12,4	49,6	1,00	ja	ohne	ja	SE-1017	-	nein	-	nein											
1022	Super-Rail Plus BW*, H4b	H4b	W6	B	ja	C	1,00	x	12,8	42,5	1,00	ja	mit	ja	-	nein	-	-	nein											
1029	MegaRail bw, H2	H2	W3*	B	ja	C	1,08	1,00	30,1	51,7	1,00	ja	ohne	ja	-	-	nein	-	nein											
1034	LT 101 ME (Bauwerk), H2	H2	W2	C	ja	B	1,00	x	-	183	1,00	ja	mit	ja	SE-1108	-	nein	-	nein											

Abbildung 6.2: Fahrzeurückhaltesysteme nach [13] – Deckblatt (oben) und Abschnitt aus Seite 56 (unten).

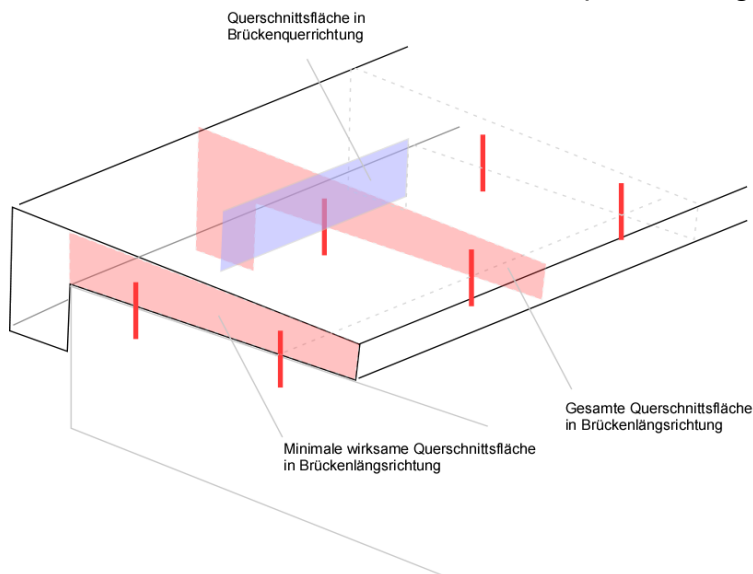
Indirekte Einwirkungen aus Temperatur:

- Konstante Temperaturanteil: $\Delta T_{N,con}$, $\Delta T_{N,exp}$
- Vertikale linear veränderliche Anteile (Verfahren 1): $\Delta T_{M,Heat}$, $\Delta T_{N,exp}$
- Konstanter Temperaturunterschied zwischen verschiedenen Bauteilen: ΔT

6.2 Berechnung der Einwirkungen auf die Anker in Längsrichtung und Querrichtung der Brücke

Abmessungen der Brückenkappe:

- Ankerstangelänge* $h_{ef,tot}$
- Querschnittfläche der Brücke A in Brückenlängsrichtung
- Fläche zwischen die Anker in Brückenquerrichtung A_2



Indirekte Einwirkungen:

Berechnung nach DIN EN 1992-1-1 – Anhang B [22]

- Kriechzahl φ Gl. (B.1)
- Gesamtschwinddehnung ε_{cs} Gl. (3.8) mit $\varepsilon_{cd,0}$ nach Gl. (B.1)

Einwirkung in Brückenlängsrichtung:

- Ankerkraft aus Temperatureinwirkung $N_{\Delta T}$

$$N_{\Delta T} = C_1 \cdot e^{\sqrt{\frac{k}{EA}} \cdot (x-1)} + C_2 \cdot e^{-\sqrt{\frac{k}{EA}} \cdot x} - \alpha_T \cdot \Delta T \cdot EA \quad (6.1)$$

- Ankerkraft aus Schwindeinwirkung N_s

$$N_s = C_1 \cdot e^{\sqrt{\frac{k \cdot (1+\rho \cdot \varphi)}{EA}} \cdot (x-1)} + C_2 \cdot e^{-\sqrt{\frac{k \cdot (1+\rho \cdot \varphi)}{EA}} \cdot x} - \varepsilon_{cs} \cdot \frac{EA}{1 + \rho \cdot \varphi} \quad (6.2)$$

- Gesamtlast auf die Verankerungen F_{max} / m

$$F_{max} = \frac{N_s + N_{\Delta T}}{x} \cdot \frac{kN}{m} \quad (6.3)$$

mit x = angenommene Lasteinleitungslänge

- Last pro Anker V_{Anker} (n_{quer} = Anzahl der Anker in Querrichtung)

$$V_{Anker} = \frac{F_{max}/n_{längs}}{n_{quer}} \frac{kN}{Anker} \quad (6.4)$$

Einwirkung in Brückenquerrichtung:

- Kraft aus Temperatureinwirkung $F_{Anker,\Delta T}$

$$F_{Anker,\Delta T} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_Q}{\frac{1}{k_{Anker}} - \frac{s_Q}{EA_2}} \quad (6.5)$$

- Ankerkraft aus Anpralllast $F_{Anker,A}$

$$F_{Anker,A} = \frac{\frac{F_A}{EA_2} \cdot s_Q}{\frac{1}{k_{Anker}} - \frac{s_Q}{EA_2}} = \frac{F_A \cdot s_Q}{\frac{EA_2}{k_{Anker}} - s_Q} \quad (6.6)$$

- Ankerkraft aus Windlast $F_{Anker,W}$

$$F_{Anker,W} = \frac{\frac{F_W}{EA_2} \cdot s_Q}{\frac{1}{k_{Anker}} - \frac{s_Q}{EA_2}} = \frac{F_W \cdot s_Q}{\frac{EA_2}{k_{Anker}} - s_Q} \quad (6.7)$$

Werden die Gesamtkraft in Abhängigkeit des Kappenquerschnitts oder in Abhängigkeit der Ankersteifigkeit berechnet, ergeben sich die folgenden Diagramme:

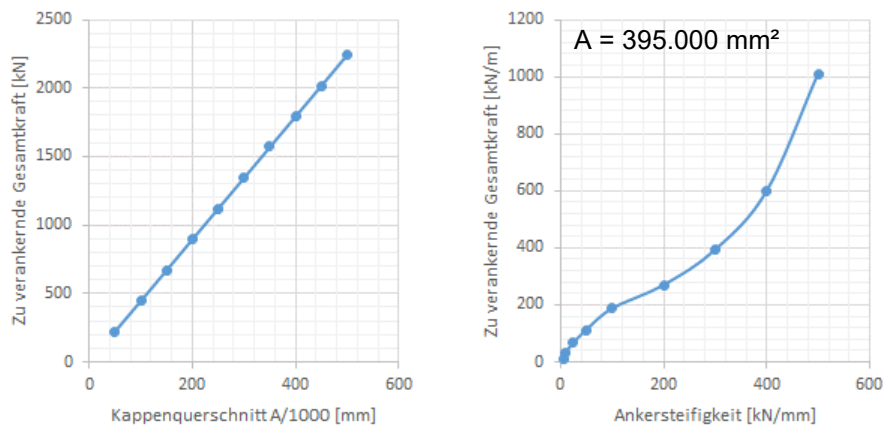


Abbildung 6.3: Einfluss der Kappenquerschnittsfläche und der Ankersteifigkeit auf die zu verankernde Gesamtkraft in Brückenlängsrichtung.

7 Zusammenfassung

Die Firma fischerwerke GmbH & Co. KG hat FixING Solutions GmbH beauftragt, die Berechnung der Verankerung von Brückenkappen mittels nachträglich montierter Verbunddübel zu untersuchen und gutachterlich Stellung zu beziehen.

Die Berechnung und Bemessung von Betonbrücken, einschließlich Kappen und deren Verankerung erfolgt gemäß den ARS 22/2012 [1]. Die Verankerung von Brückenkappen ist in den Richtzeichnungen für Ingenieurbauten RiZ-ING [2] nicht geregelt.

Im Rahmen dieser Stellungnahme wurde die Verankerung von Brückenkappen in Fahrbahnplatten mittels nachträglich montierter Verbunddübel, die als Kopfbolzen angesetzt werden, erläutert.

Für die Berechnung wurde das Injektionssystem FIS EM Plus mit Ankerstange betrachtet. Alle direkten und indirekten Einwirkungen, die auf eine Straßenbrücke wirken, wurden zusammengefasst.

Die aufzunehmenden Kräfte pro Anker hängen maßgeblich von der angenommenen

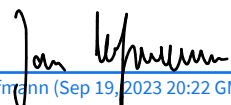
- Steifigkeit k_{Anker} der Anker unter Querbelastung
- wirksamen Querschnittfläche A der Brückenkappe für die indirekten Einwirkungen
- Lasteinleitungslänge der indirekten Einwirkungen in Brückenlängsrichtung

sowie der Anzahl der angeordneten Dübel ab. Diese Werte sind durch den Tragwerksplaner anzunehmen.

Das Gutachten soll eine Grundlage für eine Parameterstudie zur Ermittlung von tatsächlichen Ankersteifigkeiten darstellen. Hintergrund ist die maßgebliche Auswirkung von Ankersteifigkeiten auf die Lasteinleitungslänge und somit auf die Anzahl an äquidistant angeordneten Ankern in diesem.



FixING Solutions GmbH
Nilde Maçi, M.Sc.


Jan Hofmann (Sep 19, 2023 20:22 GMT+2)

FixING Solutions GmbH
Jan Hofmann, Prof. Dr.-Ing.

8 Literatur

- [1] ARS Nr. 22/2012, 'Allgemeines Rundschreiben Straßenbau, Sachgebiet 05.2: Brücken und Ingenieurbau; Grundlagen'. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Nov. 26, 2012.
- [2] RiZ-ING, 'Richtzeichnungen für Ingenieurbauten'. Bundesanstalt für Straßenwesen, Jan. 2022.
- [3] Mehlhorn, G.; Curbach, M., *Handbuch Brücken. Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*, 3. Auflage. 2014.
- [4] ZTV-ING, 'Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten'. Bundesministerium für Digitales und Verkehr.
- [5] ETA-17/0979, 'fischer Injektionssystem FIS EM PLUS. Verbunddübel zur Verankerung in Beton'. Jun. 17, 2020.
- [6] ETA-12/0258, 'fischer Superbond, Verbunddübel zur Verankerung in Beton'. Jun. 17, 2020.
- [7] DIN EN 1992-4, 'Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton'. Apr. 2019.
- [8] DIN EN 1991-2, 'Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003'. Dezember 2010.
- [9] DIN EN 1991-1-4, 'Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC: 2010'. Dezember 2010.
- [10] DIN EN 1991-2/NA, 'Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken'. Aug. 2021.
- [11] R1-RPS, 'Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme'. FGSV, 2009.
- [12] 'Einsatzempfehlungen für Fahrzeug-Rückhaltesysteme'. bast, Jul. 2020.
- [13] 'Technische Übersichtsliste für Fahrzeug-Rückhaltesysteme in Deutschland'. bast.
- [14] DIN EN 1991-1-4/NA, 'Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten'. Dezember 2010.
- [15] ZTV-Lsw 06, 'Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Ausführung von Lärmschutzwänden an Straßen'. 2006.
- [16] ARS Nr. 05/2012, 'Allgemeines Rundschreiben Straßenbau, Sachgebiet 12.1: Umweltschutz; Lärmschutz'. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 24. April 2012.
- [17] Peter Schmidt, *Lastannahmen - Einwirkungen auf Tragwerke. Grundlagen und Anwendung nach EC 1*. Springer Vieweg Wiesbaden, 2019.
- [18] DIN EN 1991-1-5, 'Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003'. Dezember 2010.
- [19] DIN EN 1991-1-5/NA, 'Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen'. Dezember 2010.
- [20] Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, 'Sachverständigengutachten G467-14. Kappenverankerung mittels nachträglich gesetzter, stabförmiger Dübel.'
- [21] Heft B 108, 'Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken', Bundesanstalt für Straßenwesen, 2014.
- [22] 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'. Jan. 2011.
- [23] ACI 355.2-22, 'Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete - Qualification Requirements and Commentary'. American Concrete Institute, 2022.







22-040-1(1)

Final Audit Report

2023-09-19

Created:	2023-09-19
By:	Nilde Maci (maci@fixing-solutions.de)
Status:	Signed
Transaction ID:	CBJCHBCAABAA18ygfB0H3p9_5qHlb41FG7xw8xYVb0-u

"22-040-1(1)" History

-  Document created by Nilde Maci (maci@fixing-solutions.de)
2023-09-19 - 3:37:05 PM GMT
-  Document emailed to hofmann@fixing-solutions.de for signature
2023-09-19 - 3:37:34 PM GMT
-  Email viewed by hofmann@fixing-solutions.de
2023-09-19 - 6:21:25 PM GMT
-  Signer hofmann@fixing-solutions.de entered name at signing as Jan Hofmann
2023-09-19 - 6:22:24 PM GMT
-  Document e-signed by Jan Hofmann (hofmann@fixing-solutions.de)
Signature Date: 2023-09-19 - 6:22:26 PM GMT - Time Source: server
-  Agreement completed.
2023-09-19 - 6:22:26 PM GMT