

Die neue RVS 15.02.34 - Bemessung u. Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten

THE NEW RVS 15.02.34 - DESIGN AND DETAILING OF CONCRETE OVERLAYS

HELMUT HARTL, LAND BURGENLAND / BRÜCKENBAU

Durch die ständige Erhöhung der Verkehrsbelastungen in den letzten Jahrzehnten und durch die Verwendung moderner Fahrzeugrückhaltesysteme sind ältere Brücken häufig nicht mehr in der Lage ohne Verstärkungsmaßnahmen den Anforderungen des modernen Straßenverkehrs zu genügen. Eine bewährte Methode die Tragfähigkeit einer Brücke zu verstärken besteht darin, auf das entsprechend vorbehandelte Rohtragwerk eine bewehrte Platte, welche mit dem Bestand kraftschlüssig verbunden ist, zu betonieren. Die neue RVS 15.02.34 gibt Anweisungen für die Fugenvorbereitung, die Rezeptur und den Einbau des Aufbetons und für die statische Bemessung der Schubfuge.

Due to a permanent increase of traffic loads during the last decades and due to installation of modern vehicle restraint systems older bridges are over utilized without increasing the bearing capacity. Casting a concrete overlay on the existing structure is a state of the art method in order to increase the bearing capacity. The key is to prepare the interface such that no slip will occur between old and new concrete when forces are transferred over the interface. Recommendations for the preparation of the old concrete, the composition of the new concrete, casting and curing, the structural design and detailing of the interface are given in the new RVS 15.02.34.

1 Einleitung

Versuche zur Bemessung von Schubfugen zwischen bestehendem Beton und Ergänzungsbeton datieren bis ins Jahr 1931 zurück, Hager et al. [1]. Das wesentliche Kriterium für die erzielbare Tragfähigkeit ist die Qualität der Fuge. Insofern sind alle bekannten Bemessungsansätze immer in Zusammenhang mit der Definition der Fugenqualität zu sehen, ein simpler Vergleich der Bemessungsergebnisse reicht für eine vollständige Beurteilung nicht aus, Randl et al. [2]. Unter anderem beeinflussen folgende Parameter die Tragfähigkeit von Schubfugen maßgeblich:

- Sauberkeit der Grenzfläche
- Mikrorisse in der Grenzzone
- Rauheit der Fugenoberfläche
- Zementschlempe an der Fugenoberfläche
- Altbetoneigenschaften
- Altersunterschied
- Vornässen des Altbetons
- Neubetoneigenschaften
- Betonzusatzmittel
- Verdichtung des Neubetons
- Nachbehandlung des Neubetons
- Art der Beanspruchung
- Zeitpunkt der Erstbeanspruchung
- Lage der Verbundfuge (oben/seitlich/unten)
- Ermüdung

Einer wünschenswerten erschöpfenden Untersuchung dieser Parameter und der gegenseitigen Beeinflussung steht die Notwendigkeit eines geschlossenen Regelwerkes für die Anwendung Aufbeton auf Brückenfahrbahnplatten gegenüber.

Die mit dem Ende der Koexistenzperiode auslaufende ÖNORM B4700 stützt sich auf ein Bemessungskonzept nach Randl [3], welches von einem leicht verschieblichen Verbund ausgeht. Bei der Entwicklung des Konzeptes wurde zwar die Rauigkeit der Fuge berücksichtigt, die Anhängionswirkung wurde aber durch die Verwendung von Verbundbrechern wie Schalöl nicht berücksichtigt.

In der neuen Eurocode Serie 1992 steht ein der B4700 äquivalentes Modell nicht mehr zur Verfügung, weiters sind insbesondere im Brückenbau sich bewegende (leicht verschiebliche), nicht kontrollierbare Fugen unerwünscht. Es besteht die Gefahr, dass sich solche Fugen mit chloridhaltigem Wasser füllen und dann zu großen Schäden führen. Aus diesem Grunde ist einer sorgfältigen Fugenvorbereitung größtes Augenmerk zu schenken.

Es ist auch zu erwähnen, dass kein Versuchsaufbau bekannt ist, welcher eine reine und vor allem gleichmäßige Schubspannung in der zu untersuchenden Schubfuge hervorruft. Insofern sind Abhängigkeiten der Ergebnisse vom Versuchsaufbau und der Probekörpergröße vorhanden.

2 Versuche in Österreich für Brückenfahrbahnplatten

2.1 Versuche an der TU-Graz

2.1.1 Autobahnbrücke Urstein, A10

Es wurde eine orthotrope Fahrbahnplatte mit Aufbeton verstärkt. Es zeigte sich, dass während einer Ermüdungsbeanspruchung mit $3 \cdot 10^6$ Lastwechsel mit $\Delta P=140$ kN im

Bereich von 60 bis 200 kN kein Lösen der Verbundfuge zwischen dem Stahldeck und dem Aufbeton zu bemerken war, Kernbichler [4]. Bei einer folgenden statischen Laststeigerung löste sich bei 740 kN der Verbund zwischen Stahl und Beton. Erst dann wurden die Kopfbolzen aktiviert und die Last konnte bis auf 980 kN gesteigert werden. In weiteren Versuchen wurden die Kopfbolzen frei gebohrt, was zu einem Durchstanzen der Betonplatte bei der Laststufe zwischen 600 – 800 kN führte.

Diese Versuche zwischen Stahlblech und Beton zeigten, dass Beton im Stande ist, mit aufgerautem Untergrund (sandgestrahltes Blech) einen guten Verbund einzugehen.

2.1.2 Autobahnbrücke Donnergraben, A10

Für die Sanierung dieser drei Brücken F8 / F8A und F9 der A10 Tauernautobahn wurden an einem nachgebildeten Ausschnitt eines Brückendecks statische und ermüdungswirksame Bauteilversuche im Labor durchgeführt, Kernbichler [5, 6]. Eine Versuchsserie simulierte den Feldbereich, die andere den Kragbereich des Brückendecks. Aus ablauftechnischen Gründen wurde der Versuchskörper für den Kragbereich mit der Oberseite nach unten im Prüfraumen getestet, Bild 1 (links). Die Verbundfuge wurde durch Hochdruckwasserstrahlen vorbereitet. Die minimal gemessene Rautiefe beträgt 1,0 mm, die maximal gemessene Rautiefe beträgt 2,8 mm. Der verstärkte Querschnitt wurde unter Gebrauchslast durch 3,0 Mio. Lastwechsel ermüdungswirksam beansprucht und dann statisch bis zum Bruch belastet.

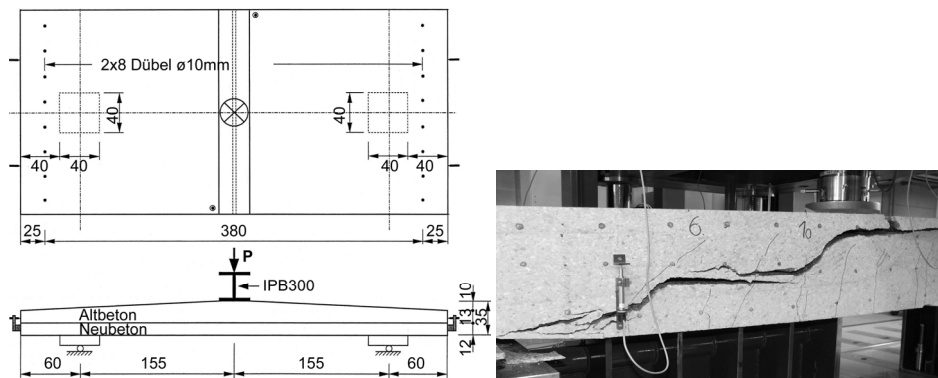


Bild 1. Versuchsaufbau

Fig. 1. Experimental setup

Schubriß im Traglastfall

Shear crack at ultimate limit state

Vor Belastungsbeginn wurde an Bohrkernen die einaxiale Zugfestigkeit ermittelt. Obwohl der Bruch zumeist durch die Kontaktfläche zwischen Alt- und Neubeton verlief, entsprach der Mittelwert der Zugfestigkeit der Bohrkernknapp der Zugfestigkeit der schwächeren Betonschicht. Im gegebenen Fall betrug die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} des Aufbetons 35,8 MPa und die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} der Bohrkernknapp war 2,51 MPa.

Während der dynamischen 3,0 Mio. Lastwechsel, von denen 1,0 Mio. Zyklen mit $P = 200$ kN belastet wurde, was einer Radlast von 100 kN entspricht, verhielt sich das Bauteil vollkommen monolithisch.

Nach diesen dynamischen Versuchen wurden erneut Bohrkern entnommen. Bohrkern, deren Aufbeton die Biegezugzone ergänzte, sind zum Teil während der Entnahme in der Verbundfuge gebrochen. Bei den intakten Bohrkernen war jedoch keine Abnahme der Zugfestigkeit festzustellen.

Im nächsten Schritt wurden die Probekörper bis zum Bruch belastet. Bild 1 (rechts) zeigt den eingetretenen Schubriss, welcher durch beide Betonschichten und auch durch die Verbundfuge verlaufen ist. Das Rissbild zeigt, dass die Verbundfuge keine ausgeprägte Schwächung darstellt, sondern dass das Verhalten nach 3,0 Mio. Lastwechsel im statischen Traglastversuch als weitgehend monolithisch angesehen werden kann.

Das unterschiedliche Alter der Betonschichten war bei einer Versuchsserie ein Monat bei der zweiten Versuchsserie 4 Monate. Eine Abhängigkeit vom Betonalter konnte nicht festgestellt werden.

Die Langzeiteffekte durch Schwinden und Kriechen wurden vor allem in der numerischen Begleitung studiert, Hartl [7]. Im realen Anwendungsfall hat der Bestand Kriechen nahezu abgeschlossen, und behindert somit die Schwindverformungen des Aufbetons. Die Entwicklung von Schwinden und Kriechen gemäß fib [8] wird für beide Betonschichten in Bild 2 gezeigt.

Zwangsspannungen, welche infolge der Schwindentwicklung stetig anwachsen, werden durch Kriechen wieder abgebaut. Es entsteht eine Interaktion zwischen Spannungsaufbau infolge Schwinden und Relaxation infolge Kriechen.

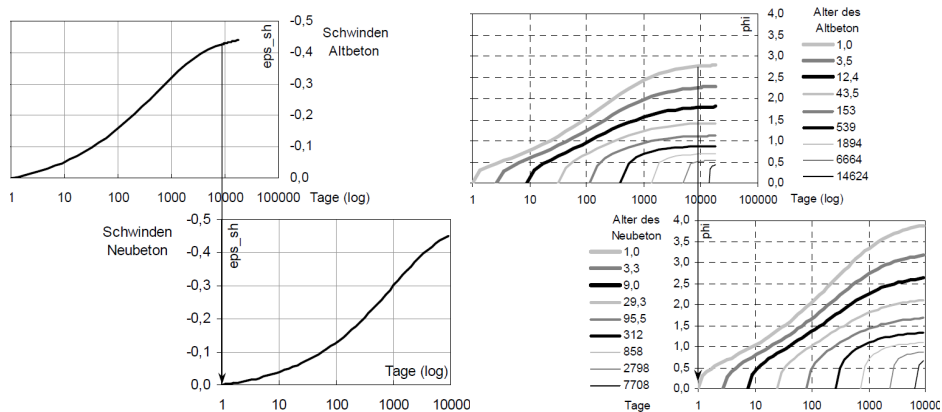


Bild 2. Schwinden

Fig. 2. Shrinkage

Kriechen

Creep

2.1.3 Straßenforschungsheft Nr. 565; Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten

Für diese Versuche (Kernbichler et al. [9]) wurden an der 1968 erbauten Fürstenwegbrücke in Salzburg die Kragplatten entnommen. Somit konnten die Versuche an realem Brückenbestand durchgeführt werden, Bild 3. Die Biegeschubversuche wurden an den mit bewehrtem Aufbeton ohne Verdübelung verstärkten Kragplatten vorgenommen, deren freie Kraglängen 2,1 m und deren Breiten 2,0 m betragen. Es wurde eine ermüdungswirksame Belastung von 200 kN Radlast mit einem Hebelarm von 1,5 m über eine Lasteinleitungsplatte von 40 x 40 cm in die Kragplatten der Versuchskörper eingeleitet. Bei der Anordnung der Lasteinleitung auf der Kragplatte wurde entlang des freien Randes ein 40 cm breiter Streifen für die Verankerung eines Randbalkens frei gelassen.

Mit der erwähnten Radlast von 200 kN als Oberlast wurden an drei Kragplatten (1, 2 und 4) Dauerschwingversuche vorgenommen, dann wurde die Last bis zum Bruch gesteigert.

- Platte 1, Traglastversuch nach $2,00 \cdot 10^6$ Ermüdungslastzyklen: Biegezugversagen
- Platte 2, Ermüdungsbruch der Bewehrung nach $3,44 \cdot 10^6$ Lastzyklen
- Platte 4, Traglastversuch nach $2,15 \cdot 10^6$ Ermüdungslastzyklen: Biegedruckversagen

Mit der gewählten Versuchsanordnung und mit Versuchskörpern, die als wirklichkeitsnahe Abschnitte von Kragplatten ausgelegt waren, konnte gezeigt werden, dass Betonschubfugen ohne Verdübelung imstande sind, große statische und ermüdungswirksame Beanspruchungen ohne erfassbare Veränderungen zu ertragen:

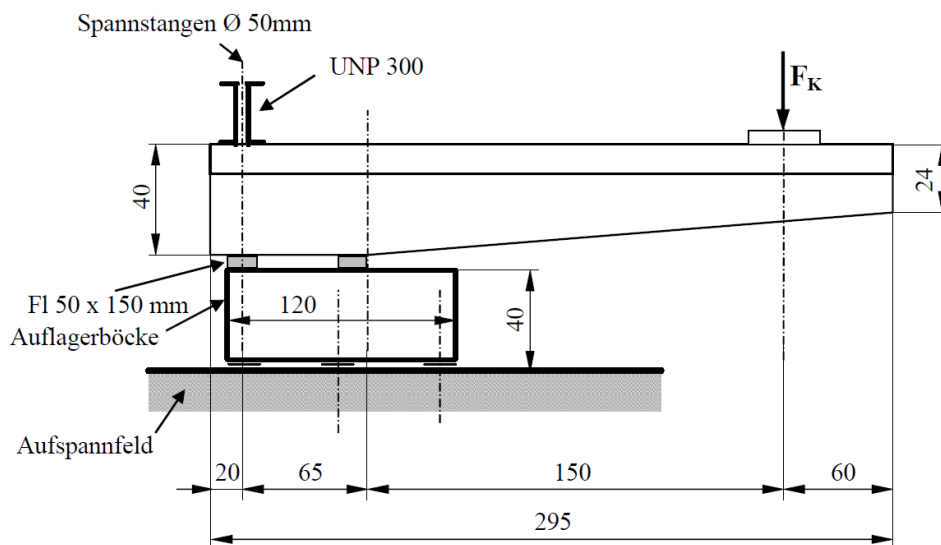


Bild 3. Versuchsaufbau

Fig. 3. Experimental setup

2.2 Versuche an der Universität Innsbruck

2.2.1 Straßenforschungsvorhaben Nr. 3.321

In diesem Forschungsvorhaben wurden nachgebildete Brückenragplatten getestet, bei denen die Oberflächenrauigkeit der Grundplatte, die Bewehrungsmenge in der Aufbetonschicht und die wirksame Verbundfläche in der Schubfuge variiert wurde. Die Oberflächen der Versuchsgrundplatten wurden mittels Hochdruckwasserstrahlen unterschiedlich rau hergestellt, Feix et al. [10].

Die Lasteinleitung erfolgte am Kragplattenende direkt auf den Bestandsbeton, um eine Klemmwirkung zu verhindern. Durch diese Detailausbildung entsteht eine bewusst ungünstige Kerbwirkung gegenüber üblicher Ausbildung von Aufbeton.

Im keinem Versuch war die Fuge für das Versagen maßgebend. Es hat entweder die Biegedruckzone, der Stahl in der Biegezugzone oder die Grundplatte auf Schub versagt.

3 Bezug der RVS 15.02.34 zum Eurocode und anderen Vorschriften

Die Ergebnisse der soeben erläuterten Versuche lassen den Schluss zu, dass sich bei sorgfältiger Fugenvorbereitung die Fuge bei statischer und ermüdungswirksamer Beanspruchung monolithisch verhält, da selbst das Versagen unter Traglast bei keinem Versuch von der Fuge ausgegangen ist. Aufgrund der Versuchsbeobachtungen kann auch kein neues Nachweiskonzept für die Fugenbemessung abgeleitet werden, da sich kein Versagensmechanismus ausgebildet hat.

Weiters besteht das Ziel, den Nachweis gemäß dem aktuellen Normenkonzept (Eurocode Serie 1992) zu führen. Einerseits um den Planer nicht vor eine Konkurrenz der Vorschriften (RVS versus Eurocode) zu stellen und andererseits um klare Übergänge zu schaffen, falls die Verbundfuge so beurteilt wird, dass sie nicht die Qualitätsstandards der Richtlinie erfüllt. – Insofern kann die Richtlinie als ein Werk gesehen werden, welches eine Hilfestellung und Präzisierung für die Anwendung des Eurocodes ist.

Während das Grunddokument (ÖNORM EN 1992-1-1) eine Schubkraftübertragung über eine unbewehrte Schubfuge sowohl für den statischen Fall als auch im Fall von Ermüdungsbeanspruchungen zulässt, sind gemäß Brückenteil (ÖNORM EN 1992-2) für dynamische oder Ermüdungsbeanspruchungen in der Regel die Werte für c in 6.2.5 (1) aus ÖNORM EN 1992-1-1 zu 0 anzunehmen. Es wird davon ausgegangen, dass die hohen Anforderungen, welche die RVS an die Fuge stellt, außerhalb der Regel sind, welche der Eurocode annimmt aber nicht genauer spezifiziert. Diese Annahme wird dadurch erhärtet, da sonst die im vorigen Kapitel vorgestellten Versuchsbeobachtungen im Widerspruch zur Norm stehen würden.

Weiters wird im Eurocode davon ausgegangen, dass der die Fuge kreuzende Betonstahl beiderseits der Fuge ausreichend verankert ist. Dies kann jedoch nicht gewährleistet werden, da in der Regel auf beiden Seiten die mögliche Verankerungslänge so kurz ist,

dass die Mindestverankerungslängen nicht eingehalten werden. Somit kann nicht garantiert werden, dass die entstehenden Querkraftkräfte durch Bewehrung aufgenommen werden können, da die Bewehrung zu weit weg ist. Somit ist es zulässig, die Bewehrung, welche die Schubfuge kreuzt, als Dübel zu betrachten.

Für diese Art der Verwendung von Dübel existiert keine ETA-Richtlinie der EOTA. Bei Dübeln gemäß ETAG 001 werden die Kräfte über ein steifes Anbauteil (Ankerplatte) in die Dübel übertragen. Das Bemessungsverfahren der ETAG 001 gilt für vorwiegend ruhende Belastung.

Die endgültige Aussage, ob ein Dübel gemäß Bauproduktenrichtlinie [11] brauchbar ist, und wie die Bemessung zu erfolgen hat, kann und ist somit national zu treffen. Insbesondere geht es um die beiderseitige Verankerung im Beton, einmal als Dübel und einmal als einbetoniertes Einbauteil und um eine allfällige Erweiterung auf ermüdungswirksame Beanspruchung.

4 Vorbereitung der Fuge

4.1 Aufrauen der Fuge

Das Aufrauen der Fuge hat durch Hochdruckwasserstrahlen zu erfolgen. Andere Methoden als Hochdruckwasserstrahlen sind nicht zulässig. Es muss ein frei liegendes Korngerüst, welches im Beton gut verankert ist, klar erkennbar sein.

Durch entsprechende Fräsung wäre durchaus eine Fuge mit vergleichbarer Rautiefe herzustellen. Es wurde jedoch beobachtet, dass durch die Fräsung Mikrorisse nahe der Verbundfuge entstehen, und somit die Betonstruktur häufig zerstört wird. Ein Nacharbeiten der Fuge durch Hochdruckwasserstrahlen wäre in technischer Hinsicht zielführend, dies müsste aber mit solcher Intensität erfolgen, dass kein wirtschaftlicher Vorteil mehr bleibt. Aus diesem Grund werden alle anderen Bearbeitungsmethoden in der Fuge grundsätzlich ausgeschlossen.

Die mittlere Rautiefe R_t hat mindestens 3,0 mm zu betragen. Die Messung der mittleren Rautiefe kann durch die Sandfleckmethode nach Kaufmann gemäß ÖNORM EN 1766 als auch mittels einer elektronischen Messung erfolgen.

Die prinzipielle Eignung des aufgerauten Altbetons für eine Verstärkung mittels Aufbeton ist durch Messung der Abreißfestigkeit f_A gemäß RVS 15.03.14 zu prüfen. Sie hat mindestens 1,5 MPa zu betragen. Außerdem darf die Abreißfestigkeit nicht kleiner sein als der in der statischen Berechnung zugrunde gelegte Wert für f_{ctm} .

Die Prüflosgröße für die Messung der Rautiefe und der Abreißfestigkeit ist gemäß RVS 15.03.14 festzulegen, wobei insbesondere für die Messung der Rautiefe die augenscheinlich am wenigsten aufgerauten Stellen heranzuziehen sind.

4.2 Reinhalten der Fuge

Der Arbeitsablauf ist so zu gestalten, dass vom Hochdruckwasserstrahlen bis zum Betoneinbau die Fuge zu jedem Zeitpunkt rein bleibt. In der Fuge sind Reifenabrieb und Verschmutzungen möglichst zu vermeiden. Insbesondere ist zu beachten:

- Bohren: Der Bohrstaub ist ausnahmslos abzusaugen
- Reinigen mit Druckluft: wenn die Oberfläche unter Verwendung von Druckluft gereinigt werden soll, so ist der Luftstrom über einen Ölfilter zu führen.

4.3 Vornässen

Bereits mehrere Tage vor dem Betonieren ist die saubere Verbundfuge feucht zu halten. Am Betoniertag sind Wasserlachen unabhängig der Größe abzusaugen. Zum Zeitpunkt des Anbetonierens muss die Oberfläche etwas abgetrocknet sein (seidenmatt feucht).

Das Feuchthalten schon mehrere Tage vor dem Betonieren minimiert das Saugen des Bestandes und somit das Verbrennen des Frischbetons. Zusätzlich beginnt der Bestand zu quellen, was in weiterer Folge die entstehenden Zwangsspannungen infolge der Schwindbehinderung des Aufbetons durch den Bestand positiv beeinflusst. Eine zu feuchte Oberfläche während des Betonierens ist aber schädlich, da dadurch der wb-Wert des Frischbetons nahe der Fuge steigt und somit den Beton nahe der Verbundfuge negativ beeinflusst.

4.4 Haftbrücken

Die Verwendung von Haftbrücken ist nicht erforderlich.

5. Betoneigenschaften des Aufbetons

Der Beton sollte möglichst fließfähig sein, um einen guten Kontaktschluss mit dem Bestand zu erreichen. Um die Zwangsspannungen aufgrund des Schwindens des Aufbetons zu reduzieren, sollte der Beton möglichst schwindarm sein. Die Festigkeit des Aufbetons sollte der plangemäßen Festigkeit des Bestandes entsprechen.

Als Richtwert sollten folgende Mindestansprüche eingehalten werden:

- Betongüte: mindestens C30/37
- Ausbreitmaß: mindestens F38 (je mehr desto besser, das Ausbreitmaß wird durch das resultierende Gefälle der Oberfläche begrenzt)
- Schwinden: RRS-Beton (radikal reduziertes Schwinden gemäß B4710) Zusätzlich darf das Schwindmaß nach 56 Tagen 0,35 mm/m nicht überschreiten.

Die Mindestbetongüte soll sicherstellen, dass entsprechende Qualitätskriterien an die Rezeptur und an die Verarbeitung gelegt werden. In begründeten Ausnahmefällen, ist die Verwendung einer geringeren Betongüte möglich. Ein hohes Ausbreitmaß begünstigt nicht nur einen guten Formschluss mit dem Bestand, es gibt auch Hinweise, dass die

Fließmittel die Verbundfestigkeit in der Fuge verbessern, da beim Abbinden die Entstehung langer Zementkristalle behindert wird.

Ursache für die Zwangsspannungen ist das unterschiedliche Schwinden der beiden Betonschichten. Da der Beton bei einer Zugdehnung von ca. 0,1 ‰ die Zugfestigkeit erreicht, stellen die Schwindverkürzungen immer eine Herausforderung hinsichtlich Rissneigung und Zwangsspannungen in der Fuge dar. Die Verwendung von RRS-Beton ist somit nur ein Schritt in die richtige Richtung.

Bild 4 zeigt, dass das autogene Schwinden mit der Betonfestigkeit zunimmt. Während die Entwicklung des Trocknungsschwindens durch die Abdichtung des Tragwerks nach oben und durch den Bestand nach unten behindert bzw. verzögert wird, tritt das autogene Schwinden immer ein. Eine überhohe Festigkeit des Aufbetons kann somit nachteilige Auswirkungen auf die Zwangsspannungen in der Fuge haben.

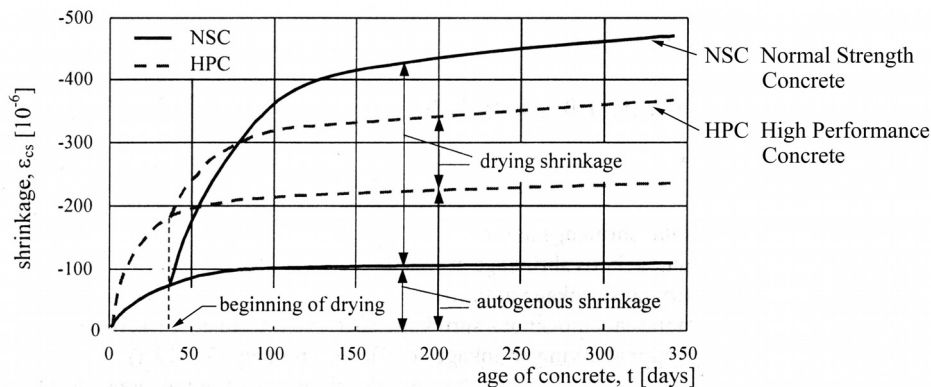


Bild 4. Schwindmaßanteile von Normalbeton und hochfestem Beton

Fig. 4. Split of shrinkage of normal strength concrete and high performance concrete

6 Betoneinbau und Nachbehandlung

Der Beton ist mit Flaschenrüttler zu verdichten, um eine Tiefenwirkung hinsichtlich der Verdichtung zu erreichen, da ein guter Formschluss zwischen Altbeton und Aufbeton wichtig ist. Die Oberfläche ist mit einer Rüttelbohle zu verdichten.

Einer guten Nachbehandlung kommt besondere Bedeutung zu, da durch Schwinden Zwangsspannungen entstehen. Im Vorfeld ist die Art und Weise bzw. die Type und Menge der aufzubringenden Nachbehandlungsmittel abzustimmen. Die Durchführung der Nachbehandlung hat gemäß RVS 08.17.02 Pkt. 5.8 zu erfolgen und ist schriftlich zu dokumentieren.

Die Methode der Nachbehandlung ist nachrangig gegenüber der Qualität der Nachbehandlung.

7. Bemessung der Fuge

Bei Einhaltung der in den vorigen Abschnitten geforderten Bedingungen darf die Fuge als verzahnte Fuge gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 bemessen werden:

$$v_{Rdi} = c f_{cd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{f_{ctk0,05}}{1.5}$$

Die anzusetzende Zugfestigkeit basiert auf dem plangemäß weniger festen Beton in der Fuge, sofern Materialuntersuchungen auf keinen noch geringeren Wert hindeuten.

σ_n Spannung infolge der kleinsten Normalkraft rechtwinklig zur Fuge die gleichzeitig mit der Querkraft wirken kann (positiv für Druck, so dass $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ und negativ für Zug). Ist σ_n eine Zugspannung, ist in der Regel $c f_{ctd}$ mit 0 anzusetzen. (Hinweis: Für Bemessung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten ist keine Drucknormalspannung in Ansatz zu bringen.)

$$\rho = A_s / A_i$$

Die Verbindungselemente müssen beidseits der Fuge ausreichend verankert sein.

Bei Verwendung von Dübeln ist der Term ρf_{yd} durch $n N_{Rk} / (A_i \gamma_M)$ zu ersetzen, wobei n die Anzahl der Dübel je Fugenfläche A_i und N_{Rk} / γ_M die Bemessungszugtragfähigkeit des Dübels unter Berücksichtigung der maßgebenden Versagensart ist.

Die Bestimmung der maßgebenden Versagenslast nach unten erfolgt gemäß der betreffenden ETA für gerissenen Beton oder gemäß der nationalen Einsatzfreigabe durch das Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, falls für ein System die Voraussetzungen für die Erteilung einer ETA nachweislich nicht gegeben ist. Die Bestimmung der maßgebenden Versagenslast nach oben (einbetoniert im Aufbeton) erfolgt bei Kopfbolzen bis zum Vorliegen des in CEN/TC250/SC2/WG2 erarbeiteten Bemessungsverfahrens nach einschlägigen Regelwerken. Bei anderen Kopfausbildungen erfolgt die Bemessung nach den in der nationalen Einsatzfreigabe angegebenen einschlägigen Regelwerken.

α Winkel zwischen Verbundfuge und Verbundbewehrung, ist in der Regel auf $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ zu begrenzen.

v Festigkeitsabminderungsbeiwert, siehe ÖNORM EN 1992-1-1 Pkt. 6.2.2 (6)

Konstruktive Hinweise:

- Wenn rechnerisch Verbindungselemente erforderlich sind, so ein Mindestbewehrungsgrad einzuhalten.

- In Bereichen mit wesentlicher zweiachsialer Beanspruchung ist bis zum Vorliegen näherer Untersuchungen eine Bewehrung in der Fuge vorzusehen.
- Aus konstruktiven Gründen wird empfohlen die Höhenlage der Bewehrung im Aufbeton durch 2 Stk. Verbindungsmittel je m² zu sichern. Hier wird die Empfehlung gegenüber ÖNORM B 1992-1-1 halbiert, da eine reduzierte Betondeckung nach unten zu keiner Reduktion der Dauerhaftigkeit führt.

7.2 Querkraftwiderstand der durch Aufbeton ergänzten Platte

Je nach Randbedingungen (Geometrie, Bewehrungsgrad) wird im Regelfall der Nachweis des Querkraftwiderstandes ohne Querkraftbewehrung maßgebend gegenüber dem Fugennachweis. Es sind die beiden Schichten als monolithischer Bauteil zu betrachten.

7.3 Verankerung von Zugkräften

Werden Zugkräfte normal auf die Verbundfuge aufgebracht (z.B. Umlenkkräfte in der Entwässerungsachse), so errechnet sich gemäß Abschnitt 7.1 keine Tragfähigkeit, wenn keine Verbindungsmittel vorhanden sind. Es sind dann entweder entsprechende Verbindungsmittel anzuordnen, oder es sind die Kräfte in den Bestand zu führen und dort auch zu verankern.

7.4 Rissbreite

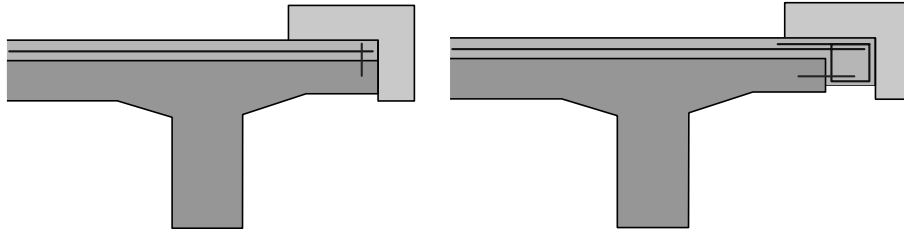
Aufgrund des entstehenden Zwanges durch das Schwinden des Aufbetons ist beim Nachweis der Rissbreite nicht nur die Lastbeanspruchung, sondern auch die Zwangsbeanspruchung zu berücksichtigen. Die maximal zulässige Rissbreite gemäß ÖNORM EN 1992-2 ist zu jedem Zeitpunkt einzuhalten, für schlaff bewehrte Ergänzungen beträgt $w_{max} = 0,3$ mm unter der quasi ständigen Einwirkungskombination.

7.5 Ermüdung

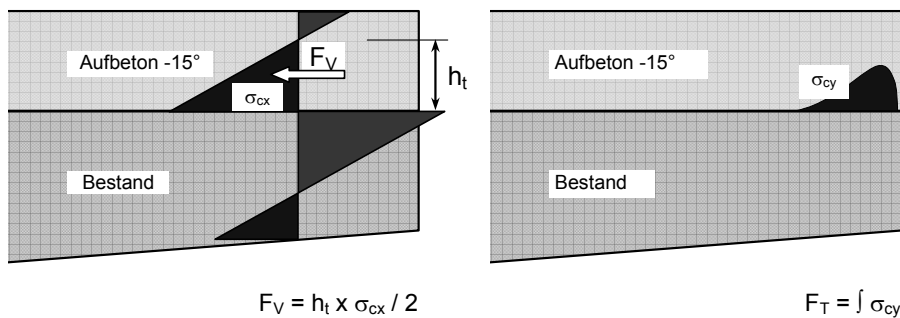
Der Nachweis ist gemäß ÖNORM EN 1992-2 zu führen, wenn das Ermüdungslastmodell 3 gemäß EN 1991-2 anzusetzen ist. Für die Randverbindungsmittel ist kein Ermüdungsnachweis zu führen, da Schwinden monoton wirkt.

7.6 Ausbildung des Plattenrandes

Durch das Schwinden des Aufbetons werden Zugspannungen aktiviert. Bleiben die Bauteile schlupffrei verbunden, so entstehen am äußersten Rand hohe Schubspannungen. Es wird empfohlen, die so entstehenden Zwangskräfte durch eine Überkronung des Altbetons, wie in Bild 5 dargestellt, aufzunehmen.

**Bild 5. mögliche Randausbildung**Fig. 5. *accepted end detail***empfohlene Randausbildung***recommended end detail*

Zur Ermittlung der Zwangskräfte: Das autogene Schwinden entwickelt sich gleichmäßig im Aufbeton. Das Trocknungsschwinden entwickelt sich mit der Zeit von der Oberfläche bis zur Verbundfuge. Da die aktivierten Zwangsspannungen durch Kriechen relaxiert werden, reicht es, die rechnerischen Zwangskräfte durch eine gleichmäßige Abkühlung von 15° anzunehmen, Bild 6

**Bild 6. Ermittlung der Zwangskräfte am Plattenrand**Fig. 6. *Calculation of constraint forces at the edge of the plate*

Die Druckspannungen an der Oberseite in der linken Darstellung von Bild 6 sind nur im Endzustand wirksam. Davor ist die Schwindverkürzung der Randfaser größer (Rand trocknet zuerst aus) und es herrscht Zug an der Oberseite. Diese Zustände sind aber nicht maßgebend für die Fugenbeanspruchung.

Die rechnerischen Zwangskräfte infolge Schwinden am Plattenrand dürfen folgendermaßen begrenzt werden.

- maximal rechnerische Zwangskraft in horizontaler Richtung: $F_V = t_{\text{Aufb}} \times f_{\text{ctm}} \times 0,80$
- maximal rechnerische Zwangskraft in vertikaler Richtung: $F_T = F_V / 6$

Die Kraft F_T ist nur durch Dübel aufzunehmen. Für die Aufnahme Kraft F_V kann in mechanisch konsistenter Betrachtungsweise zusätzlich auch die Tragfähigkeit der Betonfuge in Ansatz gebracht werden, da die Zugspannungen normal auf die Verbundfuge am Plattenrand sehr rasch abnehmen. Im Bereich von Arbeitsfugen ist

diese Betrachtungsweise sinnvoll. An freien Rändern spricht gegen diese Betrachtungsweise, dass, wenn schon die ohnedies „empfohlene Randausbildung“ gemäß Bild 5 nicht zum Einsatz kommt, eine Verdübelung für F_T und F_V mehr Sicherheit in konstruktiver Hinsicht bietet.

7.7 Mindestdicke des Aufbetons

Die Mindestdicke des Aufbetons ist die Summe von

- der normenkonformen Betondeckung nach oben
- Summe der Durchmesser der Bewehrungen
- Deckung nach unten (gemäß ÖNORM EN 1992-2 mindestens \varnothing der unteren Bewehrung)

An lokalen Hochpunkten des Bestandes außerhalb von Endverankerungen und Vollstößen darf die Bewehrung auch direkt auf den Bestand gelegt werden.

7.8 Anpassung an die geometrischen Randbedingungen des Bestandes

Ein erforderlicher Nivelletenausgleich kann sowohl durch einen Höhenausgleich im Aufbeton als auch im Belag erfolgen. Die Art und das Ausmaß des Nivelletenausgleiches ist im Einzelfall durch den Auftraggeber festzulegen.

8 Literatur

- [1] Hager, K.; Nenning, E.: Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit und der Wasserdichtigkeit des Betons in den Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton Heft 69, Ernst & Sohn, Berlin, 1931
- [2] Randl, N.; Zilch, K.; Müller, A.: Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsschubbeanspruchter Fuge. Beton und Stahlbetonbau 103, Heft 7, Ernst & Sohn, Berlin, S. 482-497, 2008
- [3] Randl, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Dissertation, Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, 1997
- [4] Kernbichler, K.: Autobahnbrücke Urstein, Versuchsbericht Fahrbahndeck. Technische Universität Graz, Konstruktive Versuchsanstalt, 1998
- [5] Kernbichler, K.: A10 Tauernautobahn / Brückenverstärkung F8 / F8A und F9: Experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten. Technische Universität Graz, Konstruktive Versuchsanstalt, 2002
- [6] Kernbichler, K.: A10 Tauernautobahn / Brückenverstärkung F8 / F8A und F9 Bericht über ergänzende experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens nachträglich

- ergänzter Stahlbetonplatten. Konstruktive Versuchsanstalt, Technische Universität Graz, 2002
- [7] Hartl, H., Sparowitz, L.: Numerische Untersuchung des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Stahlbetonplatten. Bericht, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2002
- [8] fib bulletin No 1: Structural concrete. vol. 1, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 1999
- [9] Kernbichler, K., Linder, J., Hartl, H.: Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten. Straßenforschungsheft Nr. 565, 2007
- [10] Feix, J., Andreatte, A., Niederegger, Ch., Fritsche G., Hofstetter, G., Niederwanger, G., Theiner, Y., Cordes, T.: Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken, Straßenforschungsvorhaben 3.321, in Druck
- [11] Richtlinie 89/106/EWG des Rates vom 21. Dezember 1988 zur Angleichung der Rechts- und Verwaltungsvorschriften der Mitgliedsstaaten über Bauprodukte (Bauproduktenrichtlinie; BPR)
- ÖNORM EN 1766.: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Referenzbetone für Prüfungen, Wien, 2000
- ÖNORM B 1992-1-1.: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Wien, 2007
- ÖNORM B 1992-2.: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Wien, 2008
- ÖNORM EN 1992-1-1.: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Wien, 2005
- ÖNORM EN 1992-2.: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Wien, 2007
- ÖNORM B 4700.: Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Wien, 2001
- RVS 08.17.02.: Betondecken – Deckenherstellung, Wien, 2007
- RVS 15.03.14.: Bauausführung, Brückenabdichtungen, Oberflächen von Betontragwerken – Behandlung, Ausgleichs- und Instandsetzungsmörtel, Wien, 2003