

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 89 (1971)
Heft: 45

Artikel: Teilweise vorgespannter Beton; Anwendungsbeispiele und grundsätzliche Betrachtungen
Autor: Walther, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-85023>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 03.04.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Teilweise vorgespannter Beton; Anwendungsbeispiele und grundsätzliche Betrachtungen

DK 624.012.46:624.21

Kurzvortrag von Prof. Dr.-Ing. R. Walther, Basel, gehalten an der Studientagung der FGBH, Lausanne, 13. und 14. 11. 1970

1. Konstruktive und wirtschaftliche Vorteile der teilweisen Vorspannung

Im folgenden werden zwei kleine, an sich unbedeutende Brückenbauwerke im Kanton Aargau beschrieben, die nur deshalb von Interesse sind, weil dabei schon vor mehreren Jahren die teilweise oder konstruktive Vorspannung gewählt worden war und somit heute die Möglichkeit besteht, zu prüfen, wie sich diese Bauweise bewährt hat.

Bei dem im Jahre 1966 erstellten Objekt 208 an der Nationalstrasse N1 handelt es sich um eine schiefe Vollplatte von etwa 31 m Auflagerlänge und 18 m Spannweite in der Brückenachse (Bilder 1, 2 und 3). Diese Brücke hätte natürlich ohne weiteres in Stahlbeton ausgeführt werden können, wobei aber wegen der grossen Breite eine Unterteilung durch eine Längsfuge erforderlich gewesen wäre. Derartige Längsfugen sind aber statisch und konstruktiv unerwünscht: Sie unterbrechen die günstige direkte Tragwirkung rechtwinklig zu den Widerlagerachsen und erfordern besondere Fugenkonstruktionen, die oft recht aufwendig und meist reparaturanfällig sind. Wenn dagegen eine Quervorspannung vorgesehen wird, kann man auch sehr breite Platten ohne Längsfuge ausführen.

Nun war aber nach den damals geltenden SIA-Normen nur die volle Vorspannung zugelassen, die für Vollplatten dieser Abmessungen sehr unwirtschaftlich gewesen wäre. Aus diesen Gründen hatte man sich im Einvernehmen mit den zu-

ständigen Behörden des Kantons Aargau entschlossen, von den Normen abzuweichen und in Längs- und Querrichtung die wirtschaftlich günstige, konstruktive Vorspannung zu wählen, und zwar ging man dabei wesentlich weiter als dies nach der neuen SIA-Norm 162 (1968) möglich wäre: Statt der für volle Vorspannung erforderlichen Spannkraft von $V_{\infty} = 156 \text{ Mp/m}$ wurde nur eine solche von $V_{\infty} = 40 \text{ Mp/m}$ gewählt, selbstverständlich bei entsprechender Verstärkung der schlaffen Armierung.

In Tabelle 1 sind die Hauptdaten zusammengestellt, die sich bei dieser Brücke für

1. Volle Vorspannung
2. Beschränkte Vorspannung (nach DIN 4227)
3. Teilweise Vorspannung (nach SIA-Norm 162, Ausgabe 1968)
4. Konstruktive Vorspannung (Ausführungsprojekt)
5. Stahlbeton

ergeben hätten. Die in den beiden letzten Spalten angestellten Wirtschaftlichkeitsvergleiche hängen natürlich stark von der jeweiligen Preislage ab, die erheblichen Schwankungen unterworfen ist. Das in Tabelle 1 angenommene Kostenverhältnis pro Gewichtseinheit von Spannstahl zu schlaffer Armierung

$$\alpha = \frac{5,00 \text{ Fr./kg}}{1,25 \text{ Fr./kg}} = 4$$

Bild 2. Längsschnitt des Objektes 208 der Nationalstrasse N 1

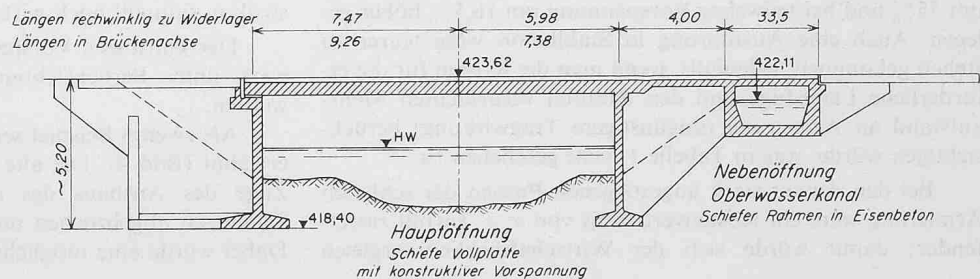
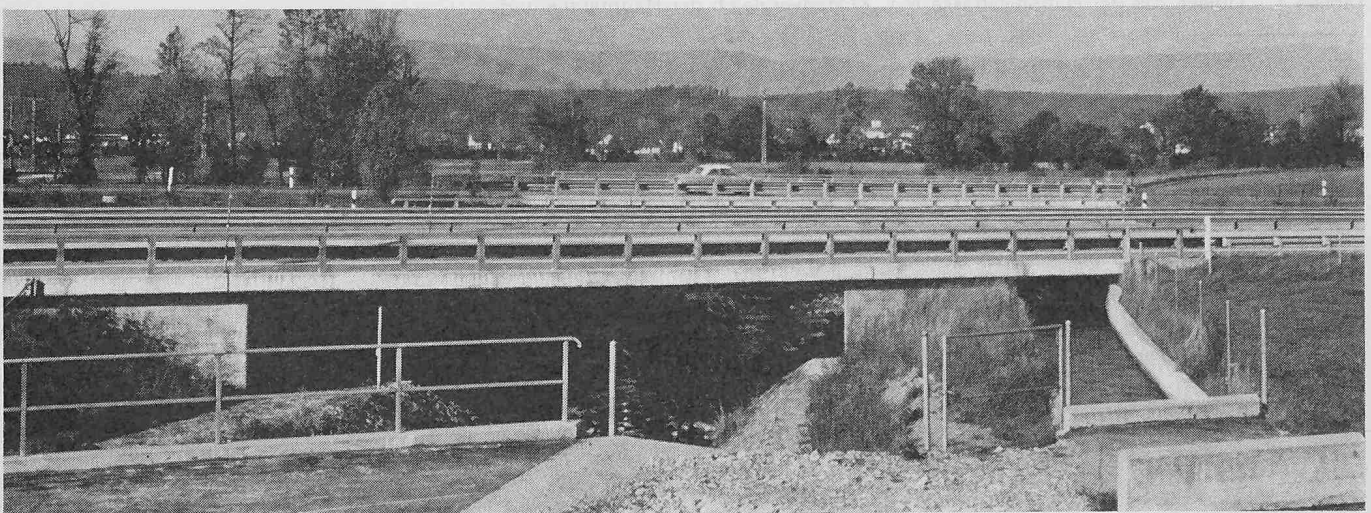


Bild 1. Objekt 208 der Nationalstrasse N 1



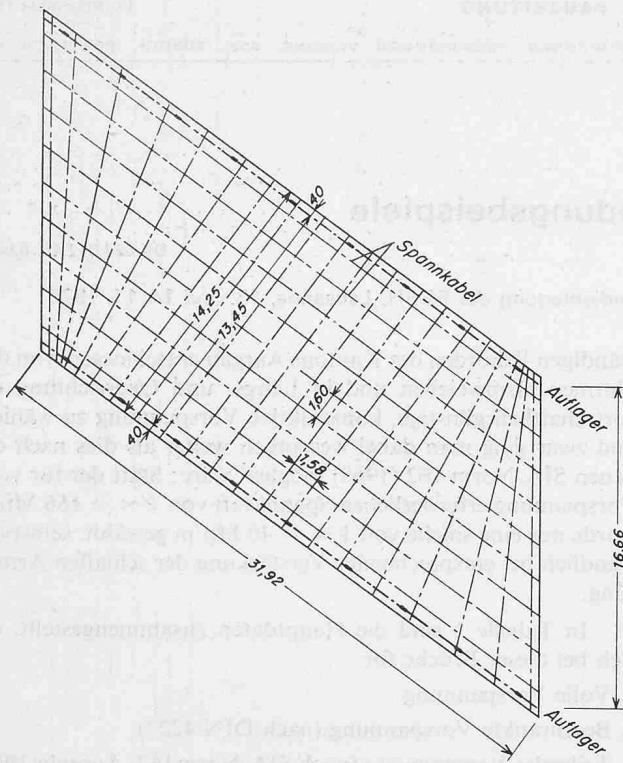


Bild 3. Schiefe Vollplatte von etwa 32 m Auflagerlänge und 18 m Spannweite in Brückenachse. Konstruktive Vorspannung: längs 21 Kabel zu je 67 t (gesamthaft 1407 t), quer 11 Kabel zu je 67 t (gesamthaft 737 t). Je Kabel 12 ϕ 8, St 140/160

entspricht etwa den Gegebenheiten im Baujahr 1965, wobei zu berücksichtigen ist, dass die Spannlieder recht kurz waren und die kostenintensiven Verankerungen damit verhältnismässig stark ins Gewicht fielen.

Wie aus dieser Tabelle hervorgeht, stellte die konstruktive Vorspannung hier die wirtschaftlichste Lösung dar. Die Kosten für die Gesamthauptarmierung hätten bei voller Vorspannung um 55% und bei teilweiser Vorspannung um 16,5% höher gelegen. Auch eine Ausführung in Stahlbeton wäre teurer zu stehen gekommen, jedenfalls, wenn man die Kosten für die erforderliche Längsfuge und den dadurch verursachten Mehraufwand an Armierung (ungünstigere Tragwirkung) berücksichtigt würde, was in Tabelle 1 nicht geschehen ist.

Bei den derzeit stark angestiegenen Preisen der schlaffen Armierung wäre ein Kostenverhältnis von $\alpha = 3$ wohl zutreffender; damit würde sich der Wirtschaftlichkeitsvergleich

ändern. Immerhin wäre die volle Vorspannung auch so noch um rund 30% teurer als die konstruktive oder auch als die teilweise Vorspannung, die kostenmässig keine nennenswerten Unterschiede ergeben würde. Bemerkenswert ist auch, dass eine reine Stahlbetonplatte bei den heutigen Preisverhältnissen immerhin 12% höhere Gesamtbewehrungskosten verursachen würde als eine teilweise oder konstruktiv vorgespannte Ausführung. Es lohnt sich daher heute, auch kleinere Bauwerke vorzuspannen.

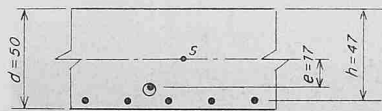
Neben den wirtschaftlichen waren es aber auch konstruktive Vorteile, die seinerzeit mit der Wahl dieses niedrigen Vorspanngrades angestrebt und auch erreicht wurden. Zunächst konnte die unliebsame Anhäufung von Spannliederverankerungen in den stumpfen Ecken, deren Unterbringung oft erhebliche konstruktive Schwierigkeiten bereitet, vermieden werden, da nur rund ein Viertel der sonst erforderlichen Vorspannkraft vorhanden war. Obwohl damit nur eine mittlere Betonschwerpunktspannung von $n_x = 8 \text{ kp/cm}^2$ aufgebracht wurde und rechnerisch recht grosse Biegezugspannungen von $\sigma_{bz} = 40 \text{ kp/cm}^2$ unter Eigengewicht und sogar $\sigma_{bz} = 70 \text{ kp/cm}^2$ unter Vollast auftreten, konnten bisher keinerlei Risse festgestellt werden. Dies ist vor allem auf zwei Gründe zurückzuführen: Erstens treten die normenmässigen Nutzlasten kaum je auf und zweitens bewirkt selbst eine geringe aber frühzeitig aufgebrachte Vorspannung eine Steigerung der Biegezugfestigkeit des Betons, da der Mikroschwindrissbildung entgegenge wirkt wird.

Die hier erreichte, günstige Kombination konstruktiver und wirtschaftlicher Vorteile der konstruktiven Vorspannung lässt sich in diesem Ausmasse natürlich nicht bei allen Bauwerken verwirklichen. Bei weitgespannten Tragwerken wird die nur mit Spannliedern mögliche Kontinuität und Konzentration der Zugkräfte entscheidend, so dass man hier zweckmässigerweise höhere Vorspanngrade wählen wird. Die schlaffe Bewehrung müsste – um einen bedeutenden Anteil der Zugkräfte aufzunehmen zu können – entweder geschweisst oder mit grossen Übergreiflängen gestossen werden, was zum Beispiel bei Hohlkasten eine Anhäufung dicker Bewehrungsstäbe in dünnen Platten erfordern würde. All dies wäre weder konstruktiv sinnvoll noch wirtschaftlich.

Der günstigste Vorspanngrad muss daher für jedes Bauwerk unter Berücksichtigung aller Gegebenheiten ermittelt werden.

Als zweites Beispiel sei die Strassenbrücke über die Sisseln erwähnt (Bild 4). Die alte Steinbogenbrücke musste 1965 im Zuge des Ausbaus des nahegelegenen Kraftwerkes Stein-Säckingen abgebrochen und durch eine neue ersetzt werden. Dabei wurde eine möglichst kurze Bauzeit gefordert, um den

Tabelle 1. Objekt 208 der Nationalstrasse N 1, Kostenvergleich der Hauptarmierung



$M_g = 27,5 \text{ mt/m}$
 $M_p = 12,5 \text{ mt/m}$
 $M_{g+p} = 40,0 \text{ mt/m}$

Schlaffe Armierung: 1,25 Fr./kg
 Spannlieder: 5,00 Fr./kg
 St 140/160

	Schlaffe Armierung			V t	Spannstahl		Σ Fr./m ²	Vergleich der Kosten %
	μ %	F_e cm ²	Fr./m ²		F_z cm ²	Fr./m ²		
1. Volle Vorspannung	0,1	5	5,—	156	13,9	56,—	61,—	155
2. Beschränkte Vorspannung (nach DIN 4227)	0,16	8	8,—	115	12,2 ²⁾	49,—	57,—	145
3. Teilweise Vorspannung (nach SIA 162)	0,1	5	5,—	115	10,3	41,—	46,—	116,5
4. Konstruktive Vorspannung ³⁾	0,5	25	25,—	40	3,6	14,50	39,50	100
	(0,6) ¹⁾	(30) ¹⁾						
5. Stahlbeton	0,8	40	40,—	—	—	—	40,—	101

1) mit zul. $\sigma_e = 2000 \text{ kg/cm}^2$ (nach alter SIA-Norm 162)

2) zul. $\sigma_z = 0,55 \beta_z$

3) $\sigma_g, bz = 40 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{g+p}, bz = 70 \text{ kg/cm}^2$

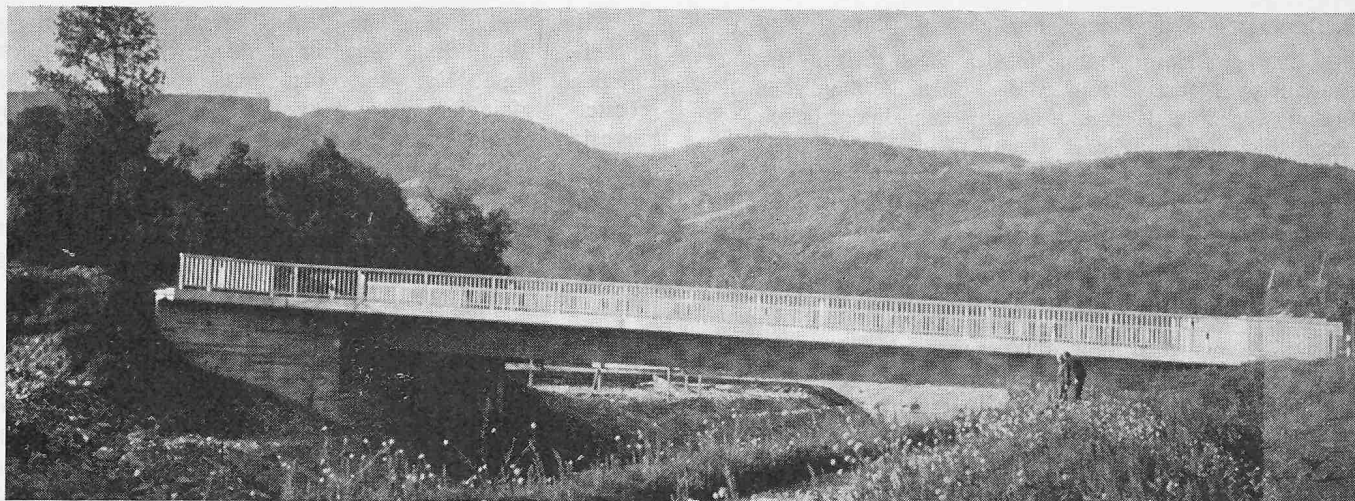


Bild 4. Strassenbrücke über die Sisseln

starken Verkehr der Hauptstrasse Koblenz–Basel nicht nötig lange umleiten zu müssen. Aus diesem Grunde wurde eine Fertigelement-Lösung gewählt.

Bei Spannbeton-Fertigelementen kann die Forderung nach voller Vorspannung oft nur mit erheblichen Schwierigkeiten erfüllt werden: Da ein grosser Teil des Eigengewichtes erst mit fortschreitendem Ausbau aufgebracht wird und in einzelnen Bauteilen während des Transportes und der Montage ganz verschiedene Beanspruchungen auftreten, muss die Vorspannung stufenweise den jeweiligen Bauzuständen entsprechend aufgebracht werden. Damit geht einer der wesentlichen Vorteile dieser Bauweise, nämlich die einfache und rasche Montage, weitgehend verloren, ganz abgesehen davon, dass oft kaum Platz für Spannischen und Spannpressen gefunden werden kann.

Mit der teilweisen und vor allem mit der konstruktiven Vorspannung lassen sich diese Schwierigkeiten weitgehend und auf verschiedene Weise vermeiden: Entweder können einzelne Bauteile im Werk leicht vorgespannt und mit einer kräftigen, für alle Bauzustände ausreichenden schlaffen Bewehrung versehen werden, oder man kann die einzelnen Elemente auch nur für die Transport- und Montagezustände schlaff bewehren und das Gesamtbauwerk nachträglich an einigen wenigen, leicht zugänglichen Stellen vorspannen und dabei eine Kontinuität erreichen.

Im vorliegenden Falle wurde das erste Vorgehen gewählt: Die 22 m langen, trogförmigen Hauptträger waren überwiegend schlaff bewehrt (Bild 5) und enthielten zur Rissebeschränkung

lediglich je zwei gerade Spannglieder zu $V_{\infty} = 90 \text{ Mp}$, die im Werk endgültig vorgespannt und injiziert wurden.

Trotz der recht unterschiedlichen Beanspruchung beim Transport (Bild 6), bei der Montage (Bild 7) und der sehr hohen rechnerischen Biegezugspannungen von $\sigma_{bz} = 100 \text{ kp/cm}^2$ unter ungünstigster Nutzlast konnten auch bei dieser Brücke bisher keine Risse in den Hauptträgern festgestellt werden.

Da damals noch keine Normen für teilweise oder konstruktive Vorspannung bestanden, wurden bei diesen beiden Brückenbauwerken folgende einfache Grundsätze befolgt:

1. Die Querschnitte sind unter der Annahme des gerissenen Zustandes II zu bemessen.
2. Die üblichen Zugspannungen von Spannstahl und schlaffer Armierung und die Druckspannungen des Betons dürfen dabei voll ausgenützt aber nirgends überschritten werden.
3. Die rechnerischen Biegezugspannungen des Betons werden nicht beschränkt, weder unter Vollast noch unter Eigengewicht allein.

Man ist somit wesentlich über die Bestimmungen der derzeitigen SIA-Norm für teilweise Vorspannung hinausgegangen, die bekanntlich für Eigengewicht allein eine volle Vorspannung vorschreibt und zudem die Spannungen der schlaffen Armierung mit $\Delta\sigma_e = 1500 \text{ kp/cm}^2$ beschränkt. Die bei den beiden genannten Brücken gemachten guten Erfahrungen zeigen, dass man den Spannbeton in derartigen Fällen nach Massgabe der Wirtschaftlichkeit und unter Berücksichtigung konstruktiver Regeln ohne Abstufung bis zum reinen Stahlbeton öffnen darf.

Bild 5. Die Hauptträger waren überwiegend schlaff bewehrt und erhielten zur Rissebeschränkung lediglich zwei gerade Spannglieder

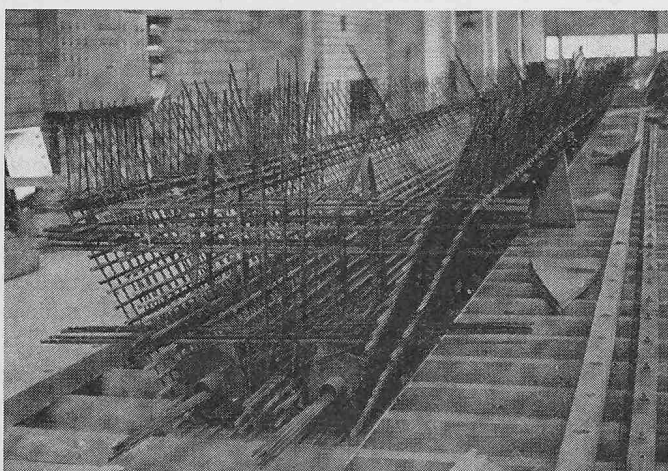
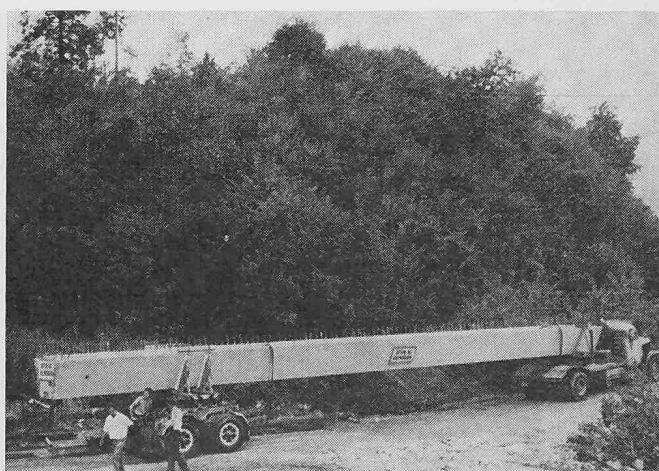


Bild 6. Transport eines Hauptträgers



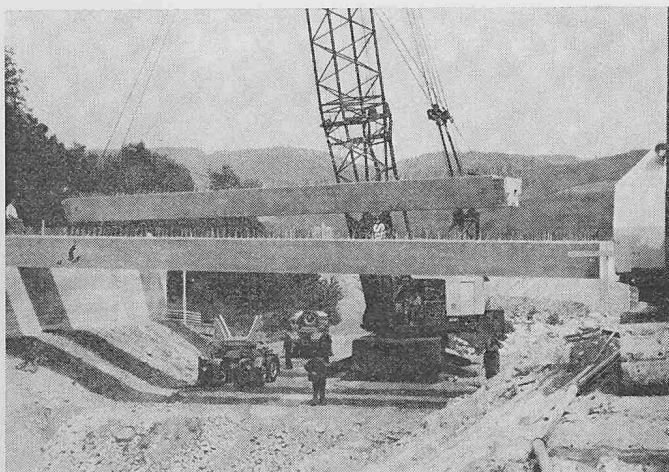
2. Bemerkungen zur Korrosionsgefahr

Eines der Hauptargumente, das gegen die teilweise Vorspannung vorgebracht wird, ist die infolge der möglichen Rissbildung erhöhte Korrosionsgefahr der diesbezüglich sehr empfindlichen Spannglieder.

Dieser Gefahr muss bei *Spannbeton mit direktem Verbund* (Spannbettvorspannung) tatsächlich gebührende Beachtung geschenkt werden. Vor allem bei vorgespannten Fertigelementplatten liegen die dünnen Spanndrähte oder -litzen nahe an der Betonoberfläche. Allfällige Biegerisse können daher unmittelbar bis zu den Spanndrähten vordringen. Aus umfangreichen Korrosionsversuchen [1, 2, 3] weiss man zwar, dass Biegerisse für Stahlbeton ungefährlich sind, sofern sie ein gewisses Mass nicht überschreiten. Die Ergebnisse dieser Versuche dürfen aber nicht ohne weiteres auf den Spannbeton übertragen werden, da die hochfesten Spanndrähte ungleich korrosionsempfindlicher sind als der für die schlaffe Bewehrung verwendete Stahl. Wegen dieser erhöhten Anfälligkeit sind vor allem bei vorgespannten Deckenplatten grosse Schäden aufgetreten; so musste zum Beispiel eine grosse Fabrikhalle in Deutschland vollkommen neu eingedeckt werden, da grosse Teile der Spannbewehrung der Dachplatten völlig durchgerostet waren. Dies war zwar eine Folge zu geringer Betonüberdeckung in ausgesprochen korrosionsfördernder Atmosphäre, jedoch sind solche Schäden auch bei teilweiser Vorspannung denkbar, vor allem wenn man – was nach den SIA-Normen zulässig wäre – diese Vorspannart bei Deckenplatten anwenden würde, die ausschliesslich oder überwiegend nur mit Spanndrähten bewehrt sind. Hier wird man, besonders bei Bauteilen in korrosiver Umgebung, zweckmässigerweise die volle Vorspannung wählen. Andererseits nimmt die durch Korrosion erzeugte Gefährdung natürlich mit zunehmendem Anteil an schlaffer Bewehrung ab, so dass die konstruktive Vorspannung in günstigen Fällen auch bei Spannbett-Bauteilen angewandt werden kann.

Ganz anders liegen die Verhältnisse jedoch bei *Spannbeton mit nachträglichem Verbund*. Hier sind die Spannglieder durch eine grosse Betonüberdeckung (≥ 5 cm), die umgebende schlaffe Armierung, die Hüllrohre und die Injektion mehrfach gegen Korrosionsangriff geschützt. Es ist daher kaum zu befürchten, dass korrosive Medien von aussen her bis zum Spannglied vordringen können, und es sind unseres Wissens bisher noch keine derartige Schäden aufgetreten. Wohl ist es verschiedentlich vorgekommen, dass ganze Spannglieder durch Spannungsrissskorrosion vorzeitig gebrochen sind, was auf verschiedene Gründe zurückzuführen ist, wie unsachgemässe Behandlung des Spannstahles im Werk, beim Transport oder auf der Baustelle oder wie mangelhafte Injektion (Wassereinschlüsse, aggressive Injektionsmittel u. a. m.).

Bild 7. Montage der Hauptträger



All diesen Ursachen kann jedoch nur durch grösste Sorgfalt bei der Ausführung begegnet werden, nicht jedoch durch eine Erhöhung des Vorspanngrades; im Gegenteil: Sollte trotz grösster Sorgfalt einmal ein Spannglied infolge Spannungsrissskorrosion plötzlich versagen, so wird der Schaden oder sogar die Katastrophe um so geringer sein, je grösser der Anteil der schlaffen Armierung gewählt worden ist.

Für Spannbeton mit nachträglichem Verbund bringt daher die teilweise oder konstruktive Vorspannung keine Erhöhung der Korrosionsgefahr.

3. Ermüdungsbruchgefahr

Im Unterschied zu geschweissten Stahl- oder Leichtmetallkonstruktionen ist die Ermüdungsbruchgefahr bei Spannbeton- oder Stahlbetonkonstruktionen im allgemeinen sehr gering und vielleicht mit Ausnahme von Maschinenfundamenten oder Eisenbahnschwellen überhaupt nicht kritisch. Dies gilt selbst für Eisenbahnbrücken, die heute wegen der vermeintlichen Ermüdungsbruchgefahr noch vornehmlich voll vorgespannt werden müssen.

Ganz allgemein wird angenommen, dass die Ermüdungsbruchgefahr mit abnehmendem Vorspanngrad zunehme. Dies trifft jedoch nicht allgemein zu, sondern hängt weitgehend von der Definition der Ermüdungsfestigkeit ab. Dies sei an folgendem Beispiel dargelegt:

Wir vergleichen einen voll vorgespannten mit einem teilweise vorgespannten ($\lambda = 0,5$) T-Querschnitt gleicher äusserer Abmessungen und Betongüte. Das Bruchmoment M_u beider Querschnitte sei ebenfalls gleich. Im weiteren werden folgende Annahmen getroffen:

Beton: B300

Rechenwert der Betonfestigkeit = $0,6 \beta_z = 180$ kp/cm²

Völligkeit der Druckzone $k = 1$

Spannstahl 140/160

$$\beta_{st, z} = 160 \text{ kp/mm}^2$$

$$\text{zul } \sigma_{st} = 0,55 \beta_z \cong 90 \text{ kp/mm}^2$$

Schlaffe Bewehrung St 45/52

$$\beta_{e, z} = 52 \text{ kp/mm}^2$$

$$\beta_{e, 0,2} = 45 \text{ kp/mm}^2$$

$$M_{g+p} = 1/2 M_u$$

$$M_g = 1/2 M_{g+p} = 1/4 M_u$$

Da der Hebelarm der inneren Kräfte nach der Rissebildung bei einem T-Querschnitt sich nur wenig verändert, nehmen wir vereinfachend an, dass die Gesamtzugkraft in der gespannten und schlaffen Bewehrung zusammen etwa proportional zum äusseren Moment verlaufe.

Auf Grund dieser Annahme sind in Bild 8 die Stahlspannungen in der Spannbewehrung als Funktion der äusseren Momente M aufgetragen. Im ungerissenen Zustand verlaufen die Linien für beide Vorspanngrade parallel zueinander. Bei voller Vorspannung bilden sich die Risse erst bei einem $M > M_{g+p}$, danach steigt die Zugspannungslinie steil an. Demgegenüber setzt die Rissebildung bei teilweiser Vorspannung mit $\lambda = 0,5$ bereits unter dem Eigengewichtsmoment M_g ein; die Zugspannungslinie verläuft nach der Rissebildung jedoch bedeutend flacher als bei voller Vorspannung, da der Gesamtbewehrungsgrad bedeutend grösser ist. Die schlaffe Bewehrung kommt vor der Spannbewehrung in den Fliessbereich; daher bildet sich theoretisch in der betrachteten Zugspannungslinie kurz vor der Bruchlast ein ausgeprägter Knick.

Die Spannungsamplitude zwischen Eigengewicht und voller Gebrauchslast ist nun bei teilweiser Vorspannung mit $\Delta\sigma = 20$ kp/mm² tatsächlich rund doppelt so gross wie bei voller Vorspannung ($\Delta\sigma = 10$ kp/mm²). Vergleicht man diese

Spannungsamplituden mit der Dauerschwellfestigkeit in diesem Bereich, die etwa $\Delta\sigma_{dyn} = 30 \text{ kp/mm}^2$ beträgt, so ergibt sich für erstere eine «Ermüdungsbruchsicherheit» von $v_{dyn} = 1,5$ gegenüber $v_{dyn} = 3,0$ für volle Vorspannung.

Diese weitverbreitete Argumentation widerspricht jedoch den sonst üblichen Sicherheitsbetrachtungen, da man besonders beim Spannbeton wegen des erzeugten Eigenspannungszustandes nicht die Spannungen im Gebrauchszustande mit den Festigkeiten der verwendeten Materialien vergleichen darf. Dies ist auch der Grund, weshalb bei Spannbetontragwerken immer ein gesonderter Sicherheitsnachweis bezüglich des Bruchzustandes erbracht werden muss. Dasselbe gilt aber auch für die Ermüdungsbruchsicherheit: Die berechnete Spannungsamplitude ist mit vielen Unsicherheiten behaftet, zum Beispiel infolge von ungenauer Spannliedlage, Abweichungen von der angenommenen Spannkraft (Schwinden, Kriechen, Reibungsverluste u.a.m.), unerwarteten Temperatur- oder Schwindrissen usw.

Um ein einigermaßen zutreffendes Bild über die vorhandene Sicherheit zu erhalten, muss man daher auch hier das Ermüdungsbruchmoment mit dem Gebrauchslastmoment vergleichen:

$$v_{dyn} = \frac{M_{u\ dyn}}{M_{g+p}}$$

Dazu tragen wir im Zugspannungsdiagramm die Dauerschwingfestigkeitslinie des Spannstahles auf. Diese gibt die über der jeweiligen Unterspannung 10^6 -mal ohne Bruch erreichbare Spannungsamplitude an.

Um das Ermüdungsbruchmoment zu finden, gehen wir von der unter Eigengewicht (M_g) vorhandenen Zugspannung aus und projizieren diese Unterspannung in die Dauerfestigkeitslinie. Von der zugehörigen Überspannung aus projizieren wir nun wieder auf die Stahl-Zugspannungslinie des betrachteten Querschnittes und erhalten auf diese Weise das Ermüdungsbruchmoment $M_{u\ dyn}$.

Im Gegensatz zur herkömmlichen Ansicht zeigt es sich nun, dass das Ermüdungsbruchmoment bei teilweiser Vorspannung nicht kleiner sondern im vorliegenden Falle sogar grösser ausfällt als bei voller Vorspannung. So ganz unerwartet sollte dieses Ergebnis auch wieder nicht sein, denn aus den vielen von *M. R. Roš* [4, 5] durchgeführten Bruchversuchen an vorgespannten und schlaff bewehrten Balken ergaben sich im Mittel für das Verhältnis Ermüdungsbruchlast zu statischer Bruchlast bei Spannbeton $\sim 0,6$ und bei Stahlbeton $\sim 0,8$. Da der betrachtete, teilweise vorgespannte Querschnitt mit $\lambda = 0,5$ in der Mitte zwischen voller Vorspannung und Stahlbeton liegt, könnte man annehmen, dass auch das Ermüdungsbruchverhältnis etwa zwischen diesen Grenzwerten liegt, was theoretisch offensichtlich der Fall ist.

Demnach ist die Ermüdungsbruchgefahr auch bei teilweiser Vorspannung in der Praxis kaum je kritisch.

Bei Tragwerken, die häufigen grossen Lastwechseln unterworfen sind, muss für alle Vorspanngrade darauf geachtet werden, dass die Spannliedverankerungen oder allfällig notwendige Spannliedkupplungen, die beide nur Dauerschwellfestigkeiten von etwa 10 bis 15 kp/mm^2 aufweisen, nicht in Zonen grosser Schwellbeanspruchung angeordnet werden.

4. Schlussbemerkungen

Mit den dargelegten Anwendungsbeispielen und den angestellten grundsätzlichen Betrachtungen wurde versucht, zu zeigen, dass die teilweise und konstruktive Vorspannung vor allem für kleinere Bauwerke und im Fertigelementbau beträchtliche wirtschaftliche und konstruktive Vorteile aufweisen kann, die im einzelnen von der jeweiligen Kostenlage und der gewählten Tragkonstruktion abhängen.

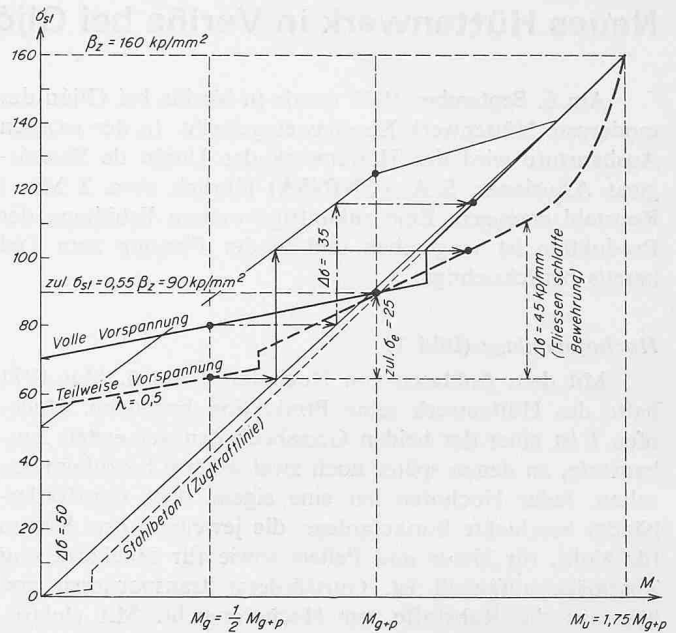


Bild 8. Stahlspannungen in der Spannbewehrung als Funktion der äusseren Momente M

Die Korrosions- und Ermüdungsbruchgefahr ist bei teilweiser oder konstruktiver Vorspannung kaum kritischer als bei voll vorgespannten Bauwerken, mit Ausnahme von Fertigteilen mit direktem Verbund, bei denen sich insbesondere bei zu geringer Betonüberdeckung und korrosionsfördernder Atmosphäre eine Verminderung des Vorspanngrades nicht empfiehlt.

Dagegen erscheinen uns die Bestimmungen für teilweise Vorspannung der neuen SIA-Norm 162 (1968) zum Teil zu einschränkend. Es ist verständlich, dass man anfänglich für dieses neue Anwendungsgebiet der Vorspannung berechnete Vorsicht walten liess. Aufgrund der bisherigen Erfahrungen und vor allem nach Abschluss der eingehenden Versuche von Prof. *B. Thürlimann* [6] erscheint es nicht als notwendig, für Eigengewicht allein eine volle Vorspannung zu fordern und die Zusatzspannungen in der schlaffen Bewehrung mit $\Delta\sigma_e = 1500 \text{ kp/cm}^2$ zu beschränken. Grundsätzlich sollte der ganze Bereich zwischen Stahlbeton und voller Vorspannung unter Einhaltung der bisher üblichen zulässigen Spannungen ausgenutzt werden dürfen.

Literaturverzeichnis

- [1] *Rehm, G. und Moll, H.L.*: Beobachtungen an alten Stahlbetonbauteilen hinsichtlich Carbonatisierung des Betons und Rostbildung an der Bewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 170. Berlin 1965, Wilhelm Ernst und Sohn.
- [2] *Rehm, G. und Moll, H.*: Versuche zum Studium des Einflusses der Rissbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 169. Berlin 1965, Wilhelm Ernst und Sohn.
- [3] *Moll, L.*: Über die Korrosion von Stahl im Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 169.
- [4] *Ros, M.R.*: Vorgespannter Beton. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich. Bericht Nr. 155, 1946.
- [5] *Ros, M.*: Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise. Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich. Bericht Nr. 162, 1950.
- [6] *Caftisch, R. und Thürlimann, B.*: Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Institut für Baustatik ETH Zürich. März 1970, Bericht Nr. 6504-1.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *R. Walther*, dipl. Ing., Ingenieur-Büro Dr. R. Walther und H. Mory, Aeschenvorstadt 21, 4000 Basel.