

**Zeitschrift:** IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

**Band:** 6 (1970)

**Artikel:** Die Berücksichtigung des unterschiedlichen Kriechens bei den "Viaducs de la Plaine du Rhône"

**Autor:** Bernardi, Benno

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-7784>

#### 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:** 28.01.2026

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

**Die Berücksichtigung des unterschiedlichen Kriechens bei den  
"Viaducs de la Plaine du Rhône"**

Influence of Differential Creep in the Construction of the  
"Viaducs de la Plaine du Rhône"

Prise en considération du fluage différentiel dans la construction  
des "Viaducs de la Plaine du Rhône"

**BENNO BERNARDI**  
Zürich, Schweiz

1. Einleitung

Die "Autoroute du Léman" führt am oberen Ende des Genfersees bei Villeneuve in einer Höhe von 7 - 18 m über die Rhoneebene. Die geotechnisch sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse machten hier die Überbrückung durch die "Viaducs de la Plaine du Rhône" mit einer Gesamtlänge von 1170 m' erforderlich. Es handelt sich um zwei in der Querrichtung durchgehend getrennte Bauwerke mit einer Breite von je 13.20 m. In der Längsrichtung sind in einem Abstand von ca. 400 m Bewegungsfugen angeordnet. Somit ergeben sich  $2 \times 3 = 6$  Brücken mit einer Grundrissfläche von total ca. 31'000 m<sup>2</sup> - eines der grössten Brückenbauwerke in der Schweiz.

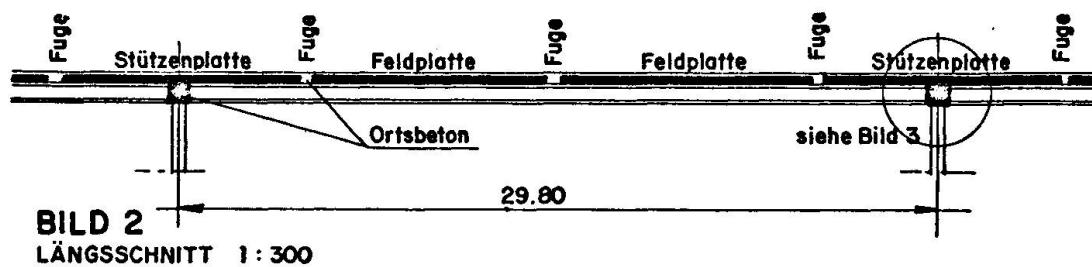
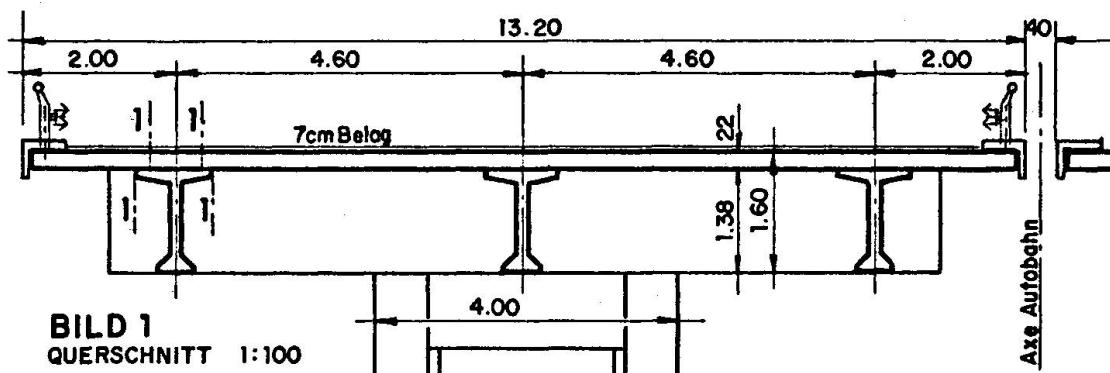
Die "Viaducs de la Plaine du Rhône" wurden auf Grund eines Submissionswettbewerbes vergeben. Unter den 39 Angeboten war dasjenige der Firma Losinger am preisgünstigsten und stellte den Bauherrn sowohl in bautechnischer wie ästhetischer Hinsicht zufrieden.

Bei der Projektierung war die Wirtschaftlichkeit ein primäres Anliegen. Dieselbe wird wesentlich bestimmt durch die Baumethode und die Grösse der Spannweiten. Auf der Grundlage von Vergleichsuntersuchungen wurde eine vorfabrizierte Spannbetonkonstruktion für den Ueberbau gewählt. Bei Berücksichtigung der Fundation ergab sich in Funktion der Spannweite ein Kostenminimum für  $L = 26 - 30$  m. Die gewählte Spannweite von  $L = 29.8$  m kann über die ganze Brückenlänge konstant durchgenommen werden und ergibt zudem eine günstige Einteilung im Grundriss, wobei alle vorgeschriebenen Lichtraumprofile eingehalten werden.

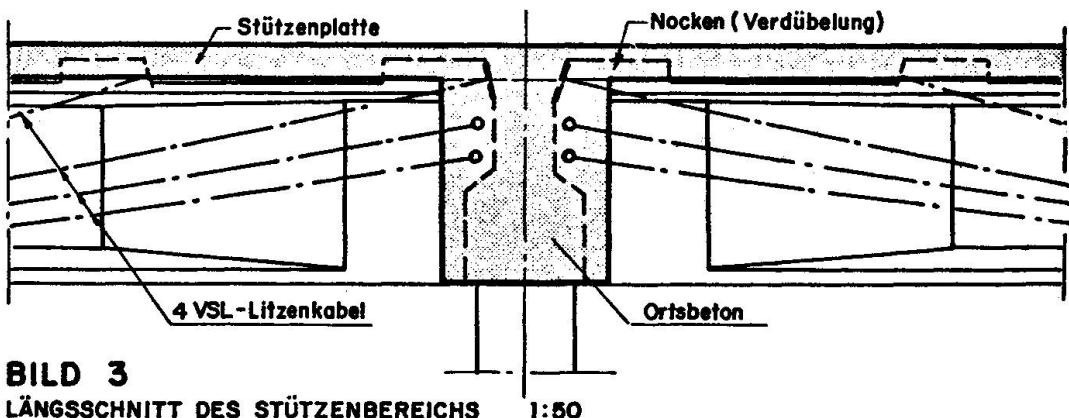
2. Brückenüberbau

Der voll vorfabrizierte Brückenüberbau besteht aus 2 Elementtypen Längsträger und Fahrbahnplatten, und zwar pro Feld aus 3 Längs-

trägern und 6 grossformatigen, konstant 22 cm starken Fahrbahnplattenelementen mit den Grundrissabmessungen von 945 x 615 cm.



Diese Elemente erstrecken sich auf die halbe Fahrbahnbreite und sind im Bauzustand statisch bestimmt auf dem Obergurt des Mittel- und eines Randlängsträgers gelagert. Die Länge der Elemente von 9.45 m wurde so gewählt, dass sich pro Brückenfeld nur drei Querfugen in der Fahrbahnplatte ergeben; diejenige in Brückenmitte befindet sich in der Druckzone, die beiden andern etwa im Momen- tennullpunkt des Durchlaufträgers. Die Fahrbahnplattenelemente sind somit so angeordnet, dass sich im Stützenschnitt keine Quer- fuge befindet.



Die 2 Platten im Stützenschnitt erhalten zudem vor der Verlegung eine zugbandartige Vorspannung in Brückenlängsrichtung. Die Fahr- bahnplatte ist in Querrichtung nicht vorgespannt.

Durch den Verguss der Längs- und Querfugen sowie der Ortsbetonquerträger in den Stützenschnitten entsteht eine monolithisch wirkende Verbundkonstruktion: 3-stegiger Plattenbalken (ohne Feldquerträger) und in Längsrichtung fugenlos durchlaufende Brücken über 12 Felder (Länge 357.60 m), bezw. 15 Felder (Länge 447 m).

### 3. Die Auswirkungen des unterschiedlichen Kriechens

#### 3.1 Der Kriechvorgang

Im Bauzustand ( $t = 0$ ) sind die Längsträger als einfache Balken statisch bestimmt aufgelagert und stark vorgespannt. Die Fahrbahndecken dagegen sind nicht (im Feld) bezw. nur leicht (über den Stützen) vorgespannt und wirken vorerst nicht im Verbund.

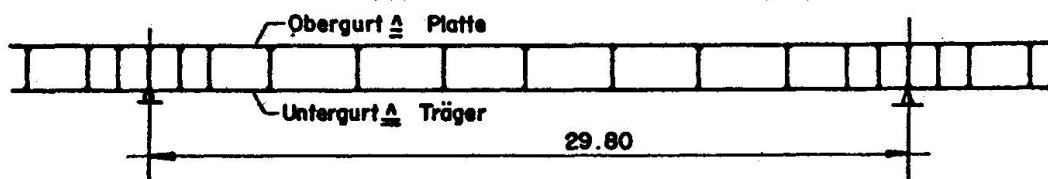
Durch den Verguss der Fugen sowie des Ortsbetonquerträgers wird im Zeitpunkt  $t_1$  einerseits der Verbundquerschnitt (3-stegiger Plattenbalken) und andererseits in Brückenzängsrichtung der statisch unbestimmte Durchlaufträger hergestellt.

Die stark verschiedenen Beanspruchungen der benachbarten Fasern unterkant Fahrbahndecke und oberkant Längsträger bedingen ein unterschiedliches Betonkriechen. Diese Kriechverformungen können sich nicht frei auswirken, sondern es tritt eine gegenseitige Behinderung auf. Dadurch wird in der Fuge zwischen der Fahrbahndecke und den Längsträgern stufenweise eine Umlagerungskraft aufgebaut, die den Längsträger entlastet (exzentrischer Zug) und die Fahrbahndecke unter Druck setzt. Diese Umlagerungskräfte sind im Gleichgewicht und ergeben einen Eigenspannungszustand am Verbundquerschnitt; sie bewirken jedoch gleichzeitig Verformungen in Längsrichtung und erzeugen somit statisch unbestimmte Zwängungsmomente am Durchlaufträger. Diese Zwängungsmomente sind prinzipiell zu unterscheiden von jenen, die durch die Vorspannung verursacht werden und schon im Zeitpunkt  $t = 0$  auftreten ("Parasitärmomente").

#### 3.2 Die statische Berechnung

Die theoretische Lösung der Kriechumlagerung wird gefunden durch die Formulierung der Formänderungsbedingungen des Verbundquerschnittes, wonach in jedem Zeitpunkt  $t$  in jedem Querschnitt die Verformungen des unteren Randes der Fahrbahndecke und des oberen Randes des Längsträgers gleich sein müssen.

Für die praktische Berechnung machen wir die folgenden Vereinfachungen: als statisches System wird anstelle der durchlaufenden Verbundkonstruktion ein ebenes Stabwerk gewählt (Veerendelträger).



**BILD 4**  
VEERENDEELTRÄGER : SYSTEMSKIZZE

Die Kriechberechnung wird als Stufenverfahren aufgebaut, indem der ganze Kriechbereich in einzelne Kriechintervalle zerlegt wird, wobei innerhalb eines Intervalls die Umlagerungsspannungen linear mit dem Kriechen anwachsen.

Beim Veerendeelträger werden dem Untergurt die Querschnittswerte des Längsträgers und dem Obergurt diejenigen der Fahrbahnplatte zugewiesen. Die biegesteif angeschlossenen Vertikalstäbe entsprechen dem Steg des Verbundquerschnittes. Für jeden Stab werden als Belastung die Normalkräfte und Momente mit den Kriechwerten des betreffenden Intervall es eingeführt. Hiefür wurde ein spezielles Programm entwickelt, wodurch die umfangreichen numerischen Berechnungen elektronisch durchgeführt werden konnten.

Die Kriechberechnungen wurden unter der Annahme einer Endkriechzahl von  $\varphi_{35 - \infty} = 1.8$  sowohl für den Träger- wie den Fahrbahnplattenbeton durchgeführt. Beide Elemente wiesen im massgebenden Zeitpunkt des Ortsbetonvergusses der Fugen ein Erhärtingsalter des Betons von ca. 35 Tagen auf. Der Einfluss des unterschiedlichen Alters des Fugenbetons wurde vernachlässigt.

Die durch die Kriechumlagerungen verursachten statisch unbestimmten Zwängungsmomente ergeben sich aus den Auflagerreaktionen der vorstehend beschriebenen elektronischen Berechnungen.

### 3.3 Ergebnisse und Erkenntnisse

Aus dem Verlauf der Betonspannungen zufolge ständiger Belastung ( $g + V$ ) je in einem charakteristischen Feld- und Stützenschnitt im Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  ist der erhebliche Einfluss der Kriechumlagerungen ersichtlich. Im Feldschnitt ist es für die massgebende Betonspannung  $G_u$  am untern Querschnittsrand günstig,

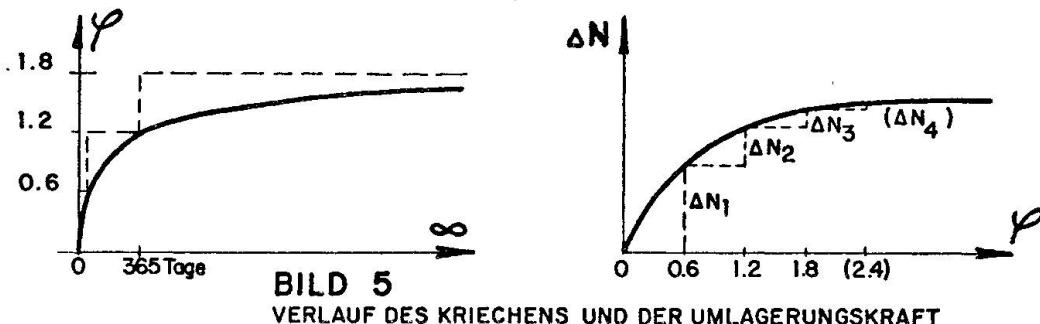


BILD 5  
VERLAUF DES KRIECHENS UND DER UMLAGERUNGSKRAFT

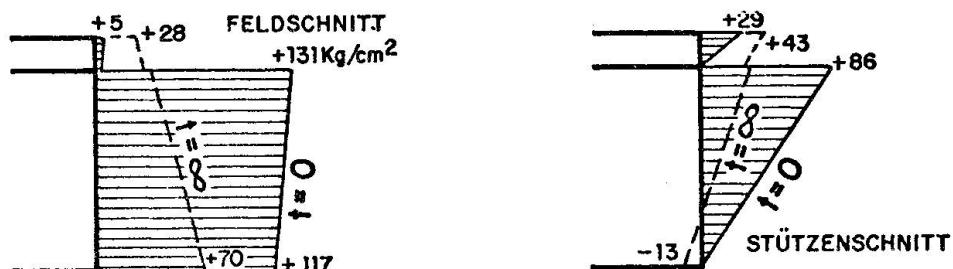


BILD 6  
SPANNUNGSVERLAUF FÜR STÄNDIGE LASTEN BEI  $t=0$  und  $t=\infty$

dass die Umlagerungskraft als exzentrischer Zug oberkant Längsträger wirkt; damit wird für  $G_0$  wegen dem negativen Zusatzmoment der zentrischen Zugspannung noch eine Druckspannung überlagert.

- Im Stützenschnitt wird die initiale Druckvorspannung an der Fahrbahnplattenoberfläche durch das Kriechen vergrössert; dies ist für den Durchlaufträger im Bereich mit negativen Stützenmomenten infolge Verkehrslasten günstig, weil damit die Rissicherheit verbessert und die Dauerhaftigkeit des Belages günstig beeinflusst wird.

Zur Ermittlung der Umlagerungskräfte wurde die Kriechkurve mit  $\varphi_{35-\infty} = 1.8$  in 3 gleiche Intervalle mit  $\Delta\varphi = 0.6$  unterteilt.

Tabelle 1: Entwicklung der Umlagerungskraft N in der Fuge zwischen Fahrbahnplatte und Längsträger in einem Feldschnit.

	N <sub>Platte</sub>	N <sub>Träger</sub>	$\sum \Delta N$
t = 0 Δ N <sub>1</sub> für Δφ <sub>1</sub> = 0.6	57 + 467	1460 - 467	467 ~ 61 %
nach 1. Schnitt Δ N <sub>2</sub> für Δφ <sub>2</sub> = 0.6	524 + 208	993 - 208	675 ~ 88 %
nach 2. Schnitt Δ N <sub>3</sub> für Δφ <sub>3</sub> = 0.6	732 + 92	785 - 92	767 ~ 100 %
nach 3. Schnitt Δ N <sub>4</sub> für Δφ <sub>4</sub> = 0.6*	824 + 41	693 - 41	808 ~ 105 %
nach 4. Schnitt*	865	652	

\* extrapoliert; N in Tonnen, + Druck

Aus der Tabelle No. 1 ist ersichtlich, dass das erste Kriechintervall schon 61 % der gesamten Umlagerung ausmacht, das zweite noch 27 % und das dritte nur noch 12 %. Die Berechnungen bei analogen Brückensystemen mit Spannweiten von 24 - 58 m zeigten ähnliche Ergebnisse. Daraus kann allgemein geschlossen werden, dass das anfängliche Kriechen die grössten Auswirkungen zeigt. Ein Grossteil der Kriechumlagerungen wird somit nach einem Jahr stattgefunden haben. - Eine fehlerhafte Einschätzung der Endkriechzahl hat einen relativ kleinen Einfluss; gegenüber der angenommenen Endkriechzahl von  $\varphi = 1.8$  ergäbe eine solche von  $\varphi = 2.4$  eine nur 5 % grössere und eine solche von  $\varphi = 1.2$  eine lediglich 12 % kleinere Umlagerungskraft.

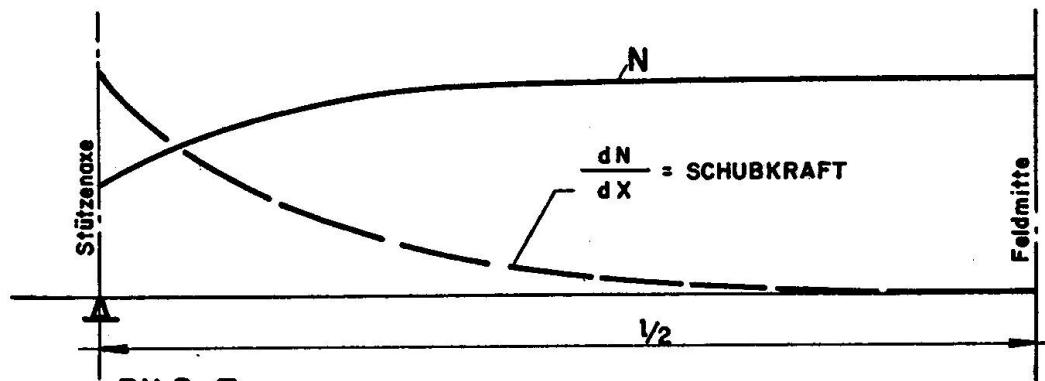


BILD 7  
VERLAUF DER UMLAGERUNGSKRAFT

Im Bild 7 ist der Verlauf der endgültigen Umlagerungskraft  $N$  für das Innenfeld eines Durchlaufträgers mit unendlich vielen Spannweiten dargestellt. Die erste Ableitung der Umlagerungskraft  $\frac{dN}{dx}$  ergibt die Verdübelungsbeanspruchung der Fuge zwischen

Fahrbahnplatte und Längsträger. Aus dieser Verdübelungsbeanspruchung werden die schrägen Hauptzugspannungen zufolge der Kriechumlagerungen errechnet, welche im vorliegenden Fall im Stützbereich und zwar für den Schnitt 1 - 1 (vergl. Bild 1) massgebend wurden.

### 3.4 Die Berücksichtigung beim Bruchsicherheitsnachweis

Für Konstruktionen, bei denen im Laufe der Bauausführung Systemwechsel vollzogen werden, ergeben sich Probleme beim Bruchsicherheitsnachweis. Bei den meisten Brückenbauten treten Systemwechsel auf, z.B. für Freivorbauten zuerst Kragarme, dann Durchlaufträger; für feldweise nach Taktverfahren hergestellte Brückenüberbauten etc. Im vorliegenden Fall lagerten die Fertigelemente im Bauzustand als einfache Balken statisch bestimmt; im Endzustand wirken sie als statisch unbestimmte Durchlaufträger.

Wird die Sicherheit des ganzen Bauwerks, die sogenannte Systemsicherheit nachgewiesen, so haben die Auswirkungen des Kriechens zufolge Systemwechsel keine Bedeutung; denn es entstehen lediglich Umlagerungen vom Feld- auf die Stützenschnitte; so ergibt z.B. eine Zusatzbelastung des Feldes eine entsprechende Entlastung der Stützenschnitte und umgekehrt. Es kann auch argumentiert werden, dass die Zwängungsbeanspruchungen zufolge Kriechumlagerungen, analog wie für die Wirkung ungleichmässiger Temperaturverteilungen, am Gesamtsystem für sich im Gleichgewicht sind; zudem würden diese Zwängungen im Bruchzustand durch die grossen plastischen Verformungen sowieso schrittweise abgebaut.

Anders verhält es sich, wenn die sogenannte Querschnittsbruchsicherheit nachzuweisen ist. Nach den schweizerischen SIA-Normen No. 162 (1968) ist bei Spannbeton die Sicherheit gegen Biegebruch in jedem gefährdeten Querschnitt zu erbringen, wobei von den wie folgt vergrösserten, nach der Statik elastischer Systeme ermittelten Schnittkräften aus Hauptbelastungen des Gebrauchszustandes auszugehen ist:

$$M' = S_1 (Mg + p) + 0.8 M_z$$

Eine ausreichende Bruchsicherheit ist vorhanden, wenn in jedem Schnitt die folgende Bedingung erfüllt ist:

$$M_{Br} \geq S_2 \cdot M' = s_1 \cdot S_2 (Mg + p) + 0.8 \cdot S_2 \cdot M_z$$

$S_1$  = Lastfaktor = 1.4

$S_2$  = Querschnittsfaktor = 1.3

$$s_1 \cdot s_2 = 1.82; s_2 \cdot 0.8 = 1.04$$

$Mg$  = Biegemoment aus ständigen Lasten

$M_p$  = Biegemoment unter Nutzlasten

$M_z$  = Zwängungsmoment aus initialer Vorspannung ( $t = 0$ )

Dieses Prinzip wurde für den vorliegenden Fall wie folgt erweitert: es wird unterschieden zwischen den Zwängungsmomenten zufolge Systemwechsel (einfache Balken  $\rightarrow$  Durchlaufträger) und jenen, die durch die Herstellung des Verbundquerschnittes (Ortsbetonverguss der Fugen zwischen den Längsträgern und den Fahrbahnplattenelementen) entstanden sind. Der zuletzt genannte Anteil entspricht einem Eigenspannungszustand und wird beim Bruchsicherheitsnachweis nicht berücksichtigt. Der durch den Systemwechsel verursachte Anteil wird einerseits durch das Eigengewicht und andererseits durch die Vorspannung erzeugt; im Bruchsicherheitsnachweis werden die Wirkungen des Eigengewichts und der Vorspannung mit unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerten von  $S_1 = 1.4$  bzw. 0.8 berücksichtigt. Die Bruchsicherheit wurde somit wie folgt errechnet:

im Zeitpunkt  $t = 0$

im Feld  $M_{Br} \geq 1.3 \cdot 1.4 (Mg_1 + Mg_2 + M_p)$

über der Stütze  $M_{Br} \geq 1.3 \cdot 1.4 (Mg_2 + M_p)$

im Zeitpunkt  $t = \infty$

im Feld  $M_{Br} \geq 1.3 \{ 1.4 (Mg_1 + Mg_2 + M_p + M_{zg}) + 0.8 M_{zv} \}$

über der Stütze  $M_{Br} \geq 1.3 \{ 1.4 (Mg_2 + M_p + M_{zg}) + 0.8 M_{zv} \}$

$Mg_1$  = Biegemoment infolge dem Eigengewichtsanteil, der im Bauzustand statisch bestimmt wirkt.

$Mg_2$  = Biegemoment infolge dem Eigengewichtsanteil, der am Durchlaufträger wirkt.

$M_{zg}$  = Zwängungsmoment durch Systemwechsel, infolge Eigengewicht.

$M_{zv}$  = Zwängungsmoment durch Systemwechsel, infolge der Vorspannung.

PS Es gibt Fälle, bei denen sich ungünstigere Werte ergeben, falls im Bruchsicherheitsnachweis die Wirkungen des Eigengewichts und der Vorspannung mit dem gleichen Sicherheitsbeiwert  $S_1 = 0.8$  berücksichtigt werden.

### 3.5 Konstruktive Vorkehren

Den üblichen Schub- und Verbundbeanspruchungen infolge der Wirkungen von Querkraft und Torsion werden durch das Kriechen erhebliche Zusatzbeanspruchungen überlagert. Der monolithische Verbund zwischen den vorfabrizierten Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen wird durch den Ortsbetonverguss der Längs- und Querfugen sowie der Stützenquerträger gewährleistet, sowie durch vorstehende Armierungen, die Aufrauhung der Flanschoberfläche der Längsträger und die speziellen Vertiefungen in der Stirnfläche der Fahrbahnplatten (Verzahnung). Die an den Trägerenden aus dem Flansch vorspringenden Nocken (vergl. Bild 3) wurden besonders zur Abtragung dieser Verdübelungsbeanspruchungen angeordnet; sie ermöglichen zudem die erwünschte möglichst hoch liegende Lage der Verankerungen der Vorspannkabel.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Brückenüberbau der "Viaducs de la Plaine du Rhône" wird vollständig vorfabriziert. Die 78 Brückenfelder bestehen aus 2 Elementen konstanter Abmessung: den Längsträgern und den grossformatigen Fahrbahnplattenelementen. Durch ein neuartiges Verfahren ergibt sich im Endzustand eine monolithische bis zu 447 m lange und fugenlose Brücke.

Die unterschiedlichen Beanspruchungen der stark vorgespannten Längsträger im Gegensatz zu der nicht bzw. schwach vorgespannten Fahrbahnplatte verursachen ein unterschiedliches Kriechen und entsprechende Kräfteumlagerungen.

## SUMMARY

The superstructure of the "Viaducs de la Plaine du Rhône" is entirely precast. The 78 spans are made of 2 units with constant dimensions: the longitudinal beams and the large size slab units. The new method results, in the final stage, in monolithic jointless bridges with a length up to 447 m.

The variations in stress in the longitudinal beams, which are highly prestressed, and in the slab, unprestressed or with very little prestress, produce a differential creep and consequently a redistribution of forces.

## RESUME

La superstructure des "Viaducs de la Plaine du Rhône" est entièrement préfabriquée. Les 78 travées consistent en 2 éléments de dimensions constantes: les poutres longitudinales et les plaques de grand format pour la chaussée. La méthode originale utilisée permet d'obtenir, dans l'état final, des ponts monolithiques allant jusqu'à 447 m de longueur, sans aucun joint.

Les sollicitations différentes de la poutre longitudinale fortement précontrainte et de la chaussée non précontrainte ou relativement peu précontrainte, produisent un fluage différentiel et, par conséquent, une redistribution des forces.