Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 9 (1972)

Rubrik: Theme IV: Interrelation between design and methods of construction for elevated highways and viaducts

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: 02.10.2025

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

IV

Influence réciproque entre le projet et les méthodes d'exécution pour les routes surélevées et les viaducs

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Hochstrassen und Talbrücken

Interrelation between Design and Methods of Construction for Elevated Highways and Viaducts

Leere Seite
Blank page
Page vide

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Hochstrassen und Talbrücken

Interaction of Design and Building Methods on High Level Roads and Viaducts

Interaction entre projet et méthodes de construction de routes surélevées et viaducs

HERBERT KUPFER
o.Prof. Dr.-Ing.
Technische Hochschule München
Lehrstuhl und Forschungsinstitut für Massivbau
München, BRD

In den hochentwickelten Industrieländern steigen die Stundenlöhne wesentlich rascher als die Materialkosten. Die Entwicklung zwingt den entwerfenden Ingenieur in sehr viel stärkerem Maße als früher, Konstruktionsform und Bauverfahren aufeinander abzustimmen, um ein wirtschaftliches Optimum zu erreichen. Es wird versucht, diese Entwicklung im Spannbetonbrückenbau anhand folgender typischer Beispiele aufzuzeigen.

1. Hochstraßen

1.1 Vorschubgerüste

Im konventionellen Massivbrückenbau sind die Kosten für Schalung und Rüstung im Vergleich zur Bausumme unverhältnismäßig hoch. Durch schalungstechnisch günstige Ausbildung der Konstruktion kann dieser hohe Kostenanteil nicht wesentlich gesenkt werden. Daher wurden große Anstrengungen unternommen, rationelle kostensparende Schalungs- und Rüstungsmethoden zu entwickeln, bei denen der Lohnstundenaufwand für Schalung und Gerüst möglichst klein wird.

Bei langen Brückenbauwerken, wie sie im Hochstraßenbau notwendig sind, werden daher heute häufig Vorschubgerüste verwendet. Bei dem Einsatz von Vorschubgerüsten müssen zunächst einmal allgemeine Konstruktionsprinzipien erfüllt sein: keine zu großen, möglichst gleichmäßige Stützweiten, möglichst geringe Änderung des Brückenquerschnitts längs der gesamten Brückenlänge, keine zu großen Krümmungsänderungen. Lassen sich bei einem Hochstraßenentwurf diese Bedingungen erfüllen, so kann die Anwendung eines Vorschubgerüstes die wirtschaftlichste Lösung ergeben.

Um zu differenzierten Aussagen über die Querschnittsgestaltung der Konstruktion bei der Verwendung eines Vorschubgerüstes zu kommen, muß zunächst die Wirkungsweise bzw. die Einsatztechnik eines Vorschubgerüstes beachtet werden. Das Vorschubgerüst vereinigt die Schalungsträger und die Schalung eines Brückenfeldes. Dies gilt aber nur hinsichtlich der

Schalung für die äußeren Sichtflächen der Brücke. Daher sind Brücken mit ein- oder mehrzelligen Hohlkastenquerschnitten für die Fertigung auf Vorschubgerüst nicht sehr günstig, denn in diesem Fall kann die Innenschalung des Kastens während des Verfahrens in das nächste Feld nicht fest mit dem Vorschubgerüst verbunden sein. Da jedoch ein massiver Querschnitt einen zu hohen Baustoffaufwand zur Folge hätte, kann auf eine Auflösung des Querschnittes in der Regel nicht verzichtet werden. Aus diesem Grund bietet sich bei der Verwendung eines Vorschubgerüstes der Plattenbalkenquerschnitt an. Denkbar wäre noch die Auflösung eines Querschnittes durch eingelegte, verlorene Hohlkörper. Doch wird diese Möglichkeit nur dann in Betracht kommen, wenn die Spannweiten relativ klein sind.

Das Ausrüsten des fertiggestellten Brückenfeldes kann auf zwei Arten erfolgen. Zum einen besteht die Möglichkeit, das Vorschubgerüst einschließlich der Schalung insgesamt soweit abzusenken, daß kein Kontakt mit dem Beton mehr besteht, zum anderen kann man aber auch einzelne Schalungselemente abklappen bzw. absenken, so daß das Gerüst als Ganzes durch das Ausschalen einzelner Teilflächen frei wird. Um das Vorschubgerüst in das neu zu betonierende Feld vorfahren zu können, müssen vorher Längsschlitze für das Vorbeifahren an den Pfeilern freigelegt werden. (Dabei ist es von sekundärer Bedeutung, ob der Betonierabschnitt nur bis knapp über den neuen Pfeiler reicht oder ob ein zunächst auskragendes Stück des nächsten Feldes mit hergestellt wurde.) Somit wird sich also die wirtschaftlichste Konstruktion für das Vorschubgerüst aus einer Kombination der beiden Möglichkeiten ergeben, d.h. es wird dort abgeklappt, wo der Pfeiler sonst im Wege stehen würde, während sämtliche übrigen Bereiche durch geringfügiges Absenken des gesamten Vorschubgerüstes entschalt werden.

Will man nun diese wirtschaftliche Möglichkeit des "Ausrüstens im Stück" wahrnehmen, so ist die weitere Forderung an die Querschnittausbildung zu stellen, daß die Schalungsflächen unterschnitten sein müssen, so daß die Querschnittsbreite nach unten abnimmt. Dann werden sämtliche Flächen allein durch geringes Absenken frei (Prinzip der Kuchenformen). Nun ginge der wirtschaftliche Vorteil, der sich aus einem geringen Absenken des gesamten Gerüstes ergibt, wieder verloren, wenn z.B. wegen der Anvoutung der Brücke in Längsrichtung oder wegen der Anordnung von Auflagerquerträgern das Gerüst weiter stark abgesenkt werden müßte, bevor es in Längsrichtung verschoben werden kann. Hier wird klar, daß die Anwendung von Vorschubgerüsten auch Auswirkungen auf die Brückengestaltung in Längsrichtung hat: der Querschnitt sollte nach Möglichkeit in Brückenlängsrichtung konstant bleiben und auf Querträger sollte bei Plattenbalkenbrücken sowohl im Feld als auch am Auflager zunächst in der ersten Fertigungsphase verzichtet werden. Eine kompromißlose Anwendung dieser Konstruktions-

prinzipien, die sich bei der Verwendung eines Vorschubgerüstes ergeben, wurde z.B. bei der 1.000 m langen Brücke Neckarsulm bei Feldweiten von etwa 40 m erreicht. Das Vorfahren des Vorschubgerüstes konnte bei dieser nicht allzu hohen Brücke über annähernd ebenem Gelände auf ebenerdigen Gleitschienen geschehen, so daß man in diesem speziellen Fall auch von einem längsverschieblichen Lehrgerüst sprechen kann. Bei hohen Talbrücken werden dagegen freitragende Vorschubgerüste verwendet. Die entwickelten Gedanken über die Querschnittsgestaltung bzw. über die optimale Konstruktion bei der Verwendung eines Vorschubgerüstes gelten unabhängig von seiner speziellen Ausbildung. Diese Überlegungen zeigen, daß der Entwurf bei der Verwendung eines Vorschubgerüstes sehr stark von der Baumethode beeinflußt wird. [1]

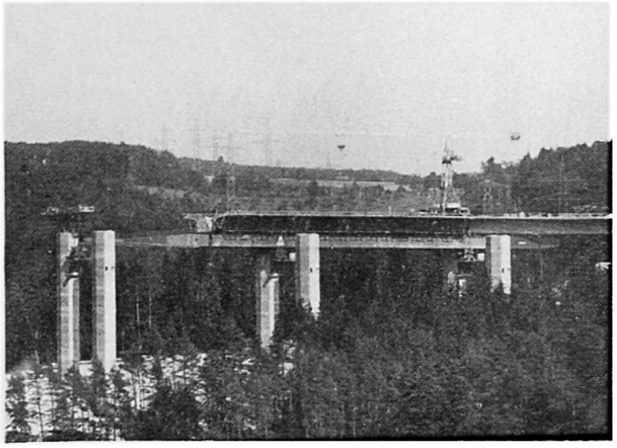


Bild 1

Einsatz einer Vorbaurüstung beim Bau der Talbachbrücke

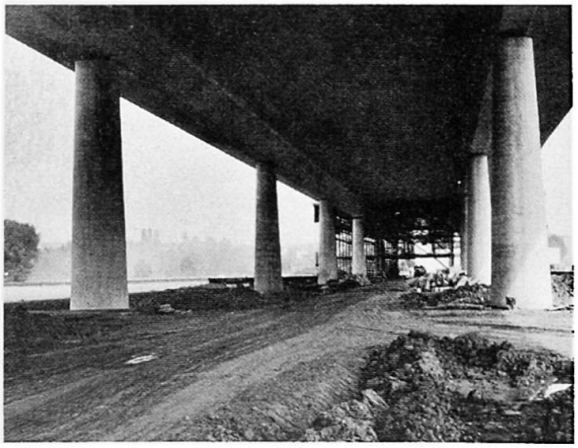


Bild 2

Die 30 m breite Autobahnbrücke Neckarsulm, querträgerloser Plattenbalkenquerschnitt

1.2 Fertigteile

In den letzten Jahren wird infolge eines ständig wachsenden Verkehrsaufkommens in Gebieten mit sehr hohen Besiedlungsdichten das Bedürfnis an Kreuzungsüberführungen bzw. Hochstraßen immer größer, die ohne wesentliche Beeinträchtigung des Verkehrs sehr rasch gebaut bzw. montiert werden sollen und die manchmal außerdem der Forderung nach Demontierbarkeit ohne allzu großen Aufwand genügen müssen.

Die Forderung der sehr kurzen Bauzeit und der Demontierbarkeit der Brücke kann nur bei Verwendung von Fertigteilen erfüllt werden. Nachdem die technischen Probleme bei der Fugenausbildung ohne Verwendung von Mörtel im wesentlichen gelöst sind, stehen dem Bau von demontierbaren Spannbetonfertigteilbrücken keine konstruktiven Schwierigkeiten mehr im Wege. Als Beispiel hierfür sei die Brudermühlbrücke im Zuge des Mittleren Ringes in München erwähnt. In diesem speziellen Fall wurde die sogenannte Kontaktbauweise angewandt, d.h. die Flächen, die später zusammengefügt werden sollen, werden im Fertigteilwerk unter Verwendung von Trennblechen aneinanderbetoniert, so daß auf die Verwendung von Mörtel oder anderen Füllstoffen verzichtet werden kann. Die auf diese Art und Weise hergestellten Träger werden von Pfeiler zu Pfeiler nebeneinander verlegt und quer zusammengespannt. Bei dieser Brücke ist noch bemerkenswert, daß sie in Spannleichtbeton ausgeführt wurde. [2]

Bild 3

Brudermühlbrücke in München, demontierbare Hochstraße in Kontaktbauweise mit Fertigteilträgern

1.3 Freivorbau mit Hilfspylonen

In vielen Fällen muß die Konstruktion einer Hochstraße eine Reihe einschneidender zusätzlicher Bedingungen erfüllen. Beispielsweise können stark unterschiedliche Stützweiten oder Auf- und Abfahrten mit Verbreiterungsspuren erforderlich sein. In solchen Fällen ist es praktisch unmöglich, die Konstruktion auf ein bestimmtes Bauverfahren abzustimmen, im Gegenteil, hier muß das Bauverfahren weitgehend auf die vorgegebene Konstruktion ausgerichtet werden.

Wenn die Gradiente der Brücke nicht allzu hoch über dem anstehenden Gelände liegt, wenn keine Hindernisse - wie z.B. Industrieanlagen, Kanäle oder Eisenbahnanlagen - überbrückt werden müssen und wenn für die Verkehrsführung keine allzu

großen Lichträume freizuhalten sind, kann bei solchen komplizierten Formen ein gut konstruiertes Lehrgerüst durchaus wirtschaftlich sein. Sind jedoch Hindernisse der vorher genannten Art zu überfahren bzw. große Lichträume freizuhalten, so bietet sich als wirtschaftliche Baumethode der freie Vorbau in den verschiedensten Variationen an. *) Man wählt dabei zweckmäßigerweise eine über mehrere Felder gleichbleibende Vorbaurichtung, um den Nachteil des oftmaligen Auf- und Abbauens des Vorbauwagens zu vermeiden. Es wäre dabei unwirtschaftlich, die Brückenfelder als Kragarm bis zum nächsten Pfeiler (=Auflagerpunkt) zu führen, da diese auskragende Wirkung, die im Endzustand nicht vorhanden ist, einen zu hohen Baustoffaufwand nötig machen würde. Man kann ohne konstruktive Schwierigkeiten die auftretenden Lasten mit Hilfsabspannungen abtragen, die in rückwärtigen, schon fertiggestellten Brückenbereichen verankert werden. Dabei ist darauf zu achten, daß das verbleibende Kragmoment innerhalb der Momentengrenzlinien des Endzustandes bleibt. Bei diesem sogenannten Freivorbau mit Hilfsabspannungen wird das Bauverfahren ausschließlich von den genannten, ungünstigen äußeren Bedingungen bestimmt. Als Beispiel sei die Zoo-Brücke Köln, Los C und E, erwähnt, wo mit Hilfe dieser Baumethode des Freivorbaues mit Hilfsabspannungen ein günstiges Ergebnis erzielt werden konnte. [3]

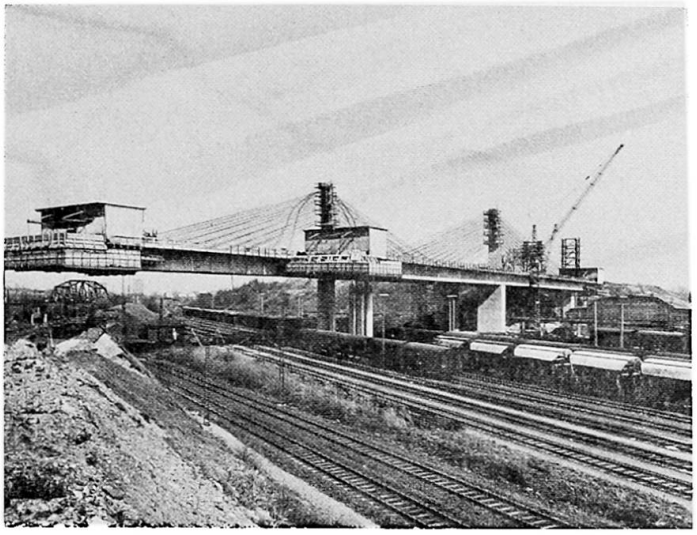


Bild 4

Zoobrücke Köln,
Los E, Freivorbau
mit Hilfsabspannung

*) Unter Punkt 2.1 wird der Freivorbau ausführlich erläutert.

1.4 Taktschiebeverfahren

Unbestreitbar ist die Tatsache, daß stationäre Fertigungsplätze einen wirtschaftlichen Vorteil bringen. Wenn man nun in der für alle üblichen Baumethoden im Großbrückenbau geltenden Aussage: "Stationäre Brücke bei instationärem Fertigungsort" die Adjektive umtauscht, so entsteht daraus die Aussage: "Instationäre Brücke bei stationärem Fertigungsort". Mit anderen Worten: will man einen stationären Fertigungsplatz erreichen, ohne den herkömmlichen Fertigteilbau anzuwenden, so ist man gezwungen, die Brücke selbst instationär, also beweglich oder verschieblich, auszubilden.

Dieser Gedanke läßt sich verwirklichen, wenn die Brücke keine bzw. konstante Krümmung, annähernd gleiche Stützweiten und einen gleichbleibenden Querschnitt besitzt. Die Brücke kann dann von einem der beiden Widerlager aus taktweise vorgeschoben werden, während die Herstellung ebenfalls taktweise unmittelbar hinter dem Widerlager erfolgt. Die Brücke wird also an der Stelle, an der die einzelnen Abschnitte gefertigt werden, stationär hergestellt, wobei alle Vorteile, die ein hochmechanisierter und von Wind und Wetter geschützter stationärer Arbeitsplatz bietet, ausgeschöpft werden können.

Nachteilig bei diesem Verfahren ist, daß beim Verschieben selbst jeder Querschnitt in den verschiedensten Lagen während des Bauzustandes Wechselmomente vom größten maximalen bis zum größten minimalen Moment aufnehmen muß. Aus diesen Gründen werden beim Taktschiebeverfahren in der Regel zwischen den Pfeilern Hilfspfeiler notwendig. Am vorderen Brückenende wird außerdem eine leichte,stählerne Hilfskonstruktion - der sogenannte Vorbauschnabel - angebracht, der die Kragmomente verringert.

Trotzdem haben die einzelnen Querschnitte immer noch relativ große Wechselmomente aufzunehmen. Daher wird im Bauzustand meist eine zentrische Vorspannung und eine relativ kräftige schlaffe Bewehrung gewählt, die später durch das Einziehen weiterer Spannglieder für die sich im Endzustand ergebenenden Momente ergänzt wird. Aus diesen kurz umrissenen Zwangsbedingungen, die sich für die Konstruktion ergeben, ist klar ersichtlich, daß hier die Konstruktion voll und ganz auf das Bauverfahren ausgerichtet sein muß. [4]

Bild 5

Kochertalbrücke bei Neuenstadt, Taktschiebeverfahren ohne Hilfsstützen bei Stützweiten von ca. 50 m

2. Talbrücken

2.1 Allgemeines

Unter Talbrücken sollen hier weit bis sehr weit gespannte Brücken verstanden werden, so daß die im vorstehenden beschriebenen Brückensystemeund Bauverfahren hier nicht mehr zur Anwendung kommen können. Die folgenden Ausführungen gelten daher auch für Strombrücken.

Große Spannweiten werden nur dann gewählt, wenn enge Pfeilerabstände wegen der Höhe der Pfeiler aus wirtschaftlichen Gründen unzweckmäßig sind, oder wenn sie sich im Hinblick auf das Freihalten von Lichträumen verbieten, wie z.B. bei Strombrücken. So kann man sagen, daß der Grund, der zu großen Stützweiten führt, häufig gleichzeitig die Anwendung eines Lehrgerüstes ausschließt. Dieser Grundsatz, daß man bei weitgespannten Brücken nach Möglichkeit ohne herkömmliches Lehrgerüst auskommen muß, liegt sämtlichen Bauverfahren zugrunde, die für weitgespannte Brücken entwickelt wurden.

2.2 Freivorbau

Nach dem Kriege wurde in Deutschland ein Bauverfahren für weitgespannte Brücken entwickelt, das unter dem Namen Freivorbau bekannt geworden ist. Diesem Bauverfahren liegt ein relativ einfaches Prinzip zugrunde: von einem Pfeiler aus, der in der Regel mit dem Überbau monolithisch verbunden ist, wird die Brücke in einzelnen Abschnitten von etwa 3 bis 7 m Länge vom Pfeiler aus symmetrisch bis zu der benachbarten Feldmitte hin frei vorgebaut. Der Frischbeton der einzelnen Abschnitte wird durch eine Kragkonstruktion, dem sogenannten Vorbauwagen, getragen. Die Schalung kann konventionell ausgebildet sein. Vorteilhaft ist jedoch, daß der Vorbauwagen und auch die Schalung selbst für alle herzustellenden Abschnitte wieder verwendet werden können. In den einzelnen Abschnittsgrenzen, d.h. in den Abschalungen der Abschnitte, werden jeweils mindestens die Spannglieder gespannt, die nötig sind, um die Kragkonstruktion insgesamt zu tragen. Um eine Übereinstimmung der Bauzustandsmomente mit den Endmomenten aus Eigengewicht zu erzielen, kann man in den Feldmitten Querkraftgelenke vorsehen. Man kann jedoch auf diese Querkraftgelenke verzichten und die Brücke in Feldmitte monolithisch schließen.

Da an jeder Abschnittsgrenze die zur Aufnahme des Kragmomentes notwendigen bzw. nach der Momentendeckung des Endzustandes endenden Spannglieder gespannt werden, ist eine

sehr feine Abstufung der Spannbewehrung möglich und nötig. In Längsrichtung gevoutete Träger sind mit diesem Verfahren ohne weiteres herzustellen, da dann lediglich die Höhe der zwischen den Seitenschalungen eingepaßten Bodenschalung variiert werden muß. Hohlkastenquerschnitte bilden ebenfalls keine weitere Schwierigkeit, da sich die inneren Kastenschalungen wegen der kleinen Abschnittslängen ohne größeren Aufwand ziehen lassen. Einige Grundbedingungen müssen bei der Anwendung des Freivorbaues jedoch erfüllt sein. So muß z.B. die Kippsicherheit in den Bauzuständen mit einfachen Mitteln zu erreichen sein. Hier ist das einfachste Mittel der monolithische Anschluß an den Pfeiler, der in der Lage ist, die Kippmomente ohne weitere Hilfsmaßnahmen aufzunehmen.

Um weitere konstruktive Zwangspunkte für dieses Bauverfahren auszuschließen, hat man inzwischen Vorbauwagen entwickelt, bei denen durch den Ein-bzw. Ausbau von Querträger-Zwischenstücken die Breite variiert werden kann, so daß auch Brückenverbreiterungen infolge Überholspuren bzw. Ausfahrten in einem Arbeitsgang hergestellt werden können. Es ist also festzustellen, daß beim Freivorbau zwar das statische System auf das Bauverfahren abgestimmt sein muß, aber keine weiteren Zwangspunkte vom Bauverfahren her für die Konstruktion gegeben sind. Nachteilig kann sich auswirken, daß die Baugeschwindigkeit nicht beliebig gesteigert werden kann. Die durchschnittliche Baugeschwindigkeit beträgt etwa einen Vorbauabschnitt je Woche und Vorbauwagen, da vor dem Vorfahren des Vorbauwagens der zuletzt betonierte Abschnitt erhärtet und vorgespannt sein muß, damit sich der Vorbauwagen beim Vorfahren auf diesen Abschnitt abstützen kann. [5]

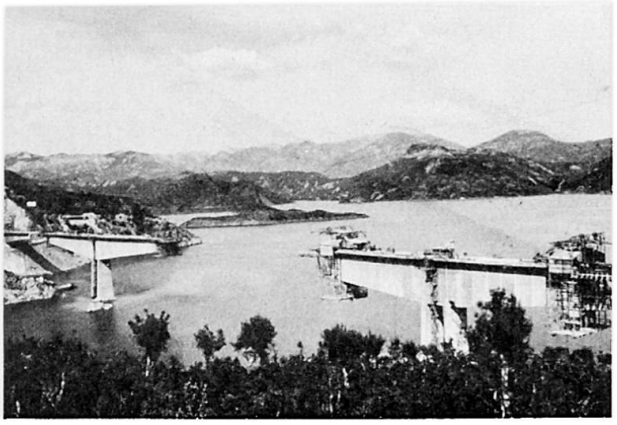


Bild 6a

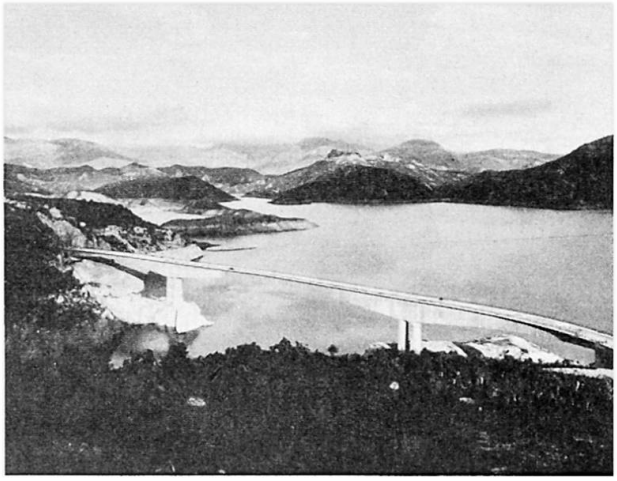


Bild 6b

Tartarna-Brücke, Griechenland
Entwurf: Dr.-Ing. Ikonomou, Athen

2.3 Freivorbau mit Hilfsbrücke

Die heute gebräuchlichen Vorbauwagen wiegen etwa zwischen 120 und 180 Mp, so daß der Auf- und Abbau dieser Stahlkonstruktionen sehr zeit- und kostenintensiv ist. Außerdem muß am Pfeilerkopf vor Montage der Vorbauwagen zunächst ein kurzer Teil des Überbaues in sehr lohnintensiver Arbeit mittels eines vom Pfeiler auskragenden Lehrgerüstes erstellt werden.

Bei weitgespannten Brücken über viele Felder bietet es sich daher an, die Vorbauwagen nicht beim Erreichen der Feldmitte zu demontieren und auf den in der beschriebenen Weise hergestellten Stummel des Überbaues zu montieren, sondern zusätzlich eine sehr leicht gehaltene stählerne Hilfsbrücke zu benutzen, die es ermöglicht, die Vorbauwagen ohne Demontage zum nächsten Pfeilerkopf vorzufahren. Diese stählerne Hilfsbrücke muß die Forderung erfüllen, daß sie selbsttragend über die halbe Stützweite, nämlich von der hergestellten Kragarmspitze bis zum nächsten Pfeiler vorgefahren werden kann. Der Überbau kann in der Regel die Mehrbelastung aus der leichten Hilfsbrücke ohne nennenswerte zusätzliche Spannbewehrung aufnehmen. Als Beispiel für dieses Verfahren kann die 1.000 m lange im Jahre 1970 fertiggestellte Siegtalbrücke, Eiserfeld, mit Spannweiten von ca. 100 m gelten. [6]

Bild 7

Siegtalbrücke Eiserfeld
(vgl. [6])

2.4 Freivorbau mit Einhängeträgern

Wird eine höhere Baugeschwindigkeit gefordert, als sie von den äußeren Gegebenheiten her durch den Freivorbau mit Hilfsbrücke möglich ist, so besteht die Möglichkeit, das Mittelstück eines Feldes nicht im Freivorbau herzustellen, sondern durch Einhängeträger aus Fertigteilen oder aus Stahl zu überbrücken. In diesem Fall muß der Entwurf auf diese spezielle Baumethode abgestimmt sein, und zwar muß der Überbau

im Pfeiler eingespannt werden , wenn die Einhängepunkte der Fertigteilträger auch im Endzustand gelenkig bleiben sollen. Als Beispiel für diese Bauweise kann hier die Brücke über den "Rio Genil" bei Iznajar in Spanien genannt werden.

2.5 Freivorbau mit Fertigteilen

Wird bei sehr langen Brücken mit großen Spannweiten die gewünschte Baugeschwindigkeit selbst mit dem zuletzt beschriebenen Bauverfahren nicht erreicht, so besteht die Möglichkeit, mit Fertigteilen zu arbeiten, die etwa den Vorbauabschnitten beim Freivorbau entsprechen. Die Funktion der Vorbauwagen übernimmt dabei eine stählerne Hilfsbrücke, die zur Montage der einzelnen Brückenteile benutzt wird.

Die Spannbewehrung wird wie beim Freivorbau abgestuft und gespannt, so daß sich die Kragarme jeweils selbst tragen können. Die Fugen werden bei diesem Verfahren zweckmäßigerweise als Kontaktfugen ohne Mörtel hergestellt, um keine Zeit für die Erhärtung eines Fugenmörtels zu verlieren. Die Fertigteile müssen daher am Fertigungsplatz gegeneinander betoniert werden. Bei diesem Verfahren kann die schlaffe Bewehrung nicht über die Fugen hinweggeführt werden. Daher sollte man unter voller Verkehrslast eine Druckspannungsreserve in der Fuge vorsehen.

Die Aufnahme der Schubkräfte ist ohne Schwierigkeiten durch entsprechende Verzahnung möglich. Zwei typische Anwendungsbeispiele dieses Verfahrens sind die Brücke Oleron in Frankreich und der Viadukt Chillon in der Schweiz. Beim letztgenannten Bauwerk hat man die Fugen vor dem Zusammenspannen mit einem Epoxydharzkleber bestrichen. Man hat mit diesen Klebeflächen keine zufriedenstellende Erfahrungen gemacht. Es wäre daher zu prüfen, ob auf eine Klebung nicht verzichtet werden sollte und die Fuge als trockene Kontaktfuge ausgebildet werden kann. [7]

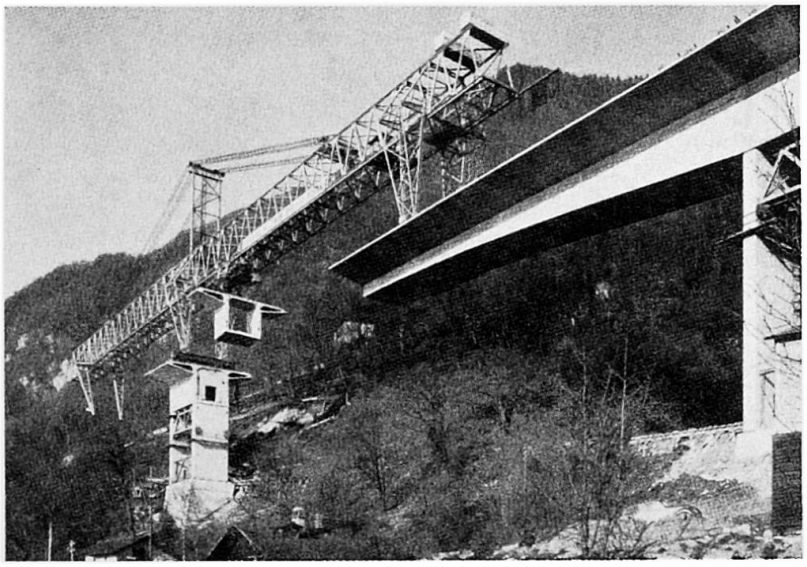


Bild 8

Der Viadukt von Chillon, Versetzen von Fertigteilen mit Hilfe einer stählernen Hilfsbrücke

2.6 Spannbeton-Schrägseilbrücken

Die beschriebenen statischen Systeme erlauben für den Massivbrückenbau mit vertretbarem wirtschaftlichen Aufwand maximal Feldweiten von 200 bis 300 m. Voraussetzung ist dabei jedoch, daß man die Möglichkeit hat, die Kragträger beliebig anzuvouten. Sind größere Stützweiten erforderlich oder steht zwischen Gradiente und Lichtraumprofil nicht genügend Bauhöhe zur Verfügung, um gevoutete Kragträger auszubilden, so besteht noch die Möglichkeit, seilabgespannte Konstruktionen auszubilden. Dabei ist zu bedenken, daß im Massivbrückenbau wesentlich höhere Lasten abgespannt werden müssen als z.B. im Stahlbrückenbau. Außerdem ist es sinnvoll, als Baumethode den abschnittsweisen Freivorbau anzustreben. Als Konsequenz aus diesem Gedanken folgt, daß wie bei den bekannten Vielseilsystemen des Stahlbrückenbaues sehr viele Schrägseile angeordnet werden müssen, und zwar bietet es sich an, in jedem Abschnitt eine Seilverankerung vorzusehen. Die Baumethode ist hier insofern von Einfluß auf die Konstruktion als durch die herzustellenden Abschnittslängen gleichzeitig die Abstände der Seilabspannungen vorgegeben sind. Als Beispiel hierzu sei die im Bau befindliche zweite Mainbrücke der Farbwerke Hoechst angeführt.

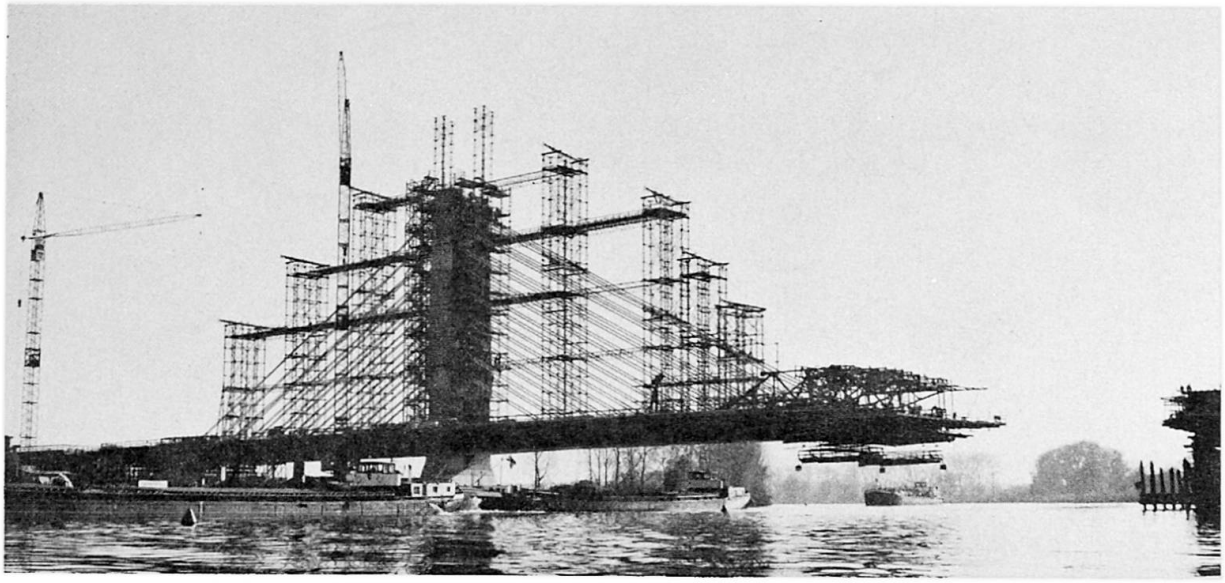


Bild 9

Zweite Mainbrücke der Farbwerke Hoechst, erste Vielseilbrücke im Spannbeton

LITERATURHINWEISE

[1] Homberg: Dalles d'Epaisseur Variable
Dunot, Paris, 72

[2] Seidl,O.: Die DYWIDAG-Spannbetonkontaktbauweise
Betonsteinzeitung 6/1965

[3] Kupfer,H.:Hochstraße über das Werksgelände der
Klöckner-Humboldt-Deutz. Kölner
Rheinbrücken 1959-1966
Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, 1966

[4] Leonhardt,F. und W.Baur: Erfahrungen mit dem
Taktschiebeverfahren im Brücken-
und Hochbau
Beton- und Stahlbetonbau, 7/1971

[5] Finsterwalder,U. und H.Schambeck: Die Spannbeton-
brücke über den Rhein bei Bendorf, Los I
Beton- und Stahlbetonbau, 3/1965

[6] Wittfoht,H.: Die Autobahnbrücke über das
Siegtal in Siegen-Eiserfeld
Bauingenieur, 1966, S.393/99

[7] Precou, G.I.J.: Die Brücke zur Insel Oleron
Tiefbau, 9.Jahrgang, 1967, Heft 6

ZUSAMMENFASSUNG

Es wurde anhand der verschiedenen Bauverfahren des Massivbaues bei Hochstraßen und Talbrücken gezeigt, daß die wirtschaftlichste Lösung sich immer dann ergibt, wenn Bauverfahren und Entwurf vollkommen aufeinander abgestimmt sind. Dabei wurden das Bauen mit Vorschubgerüsten, mit Fertigteilträgern, das Taktschiebeverfahren und die verschiedensten Varianten des Freivorbaues besprochen.

Die Verwendung von Vorschubrüstungen beim Brückenbau

The Utilization of Travelling Formwork in Bridge Construction

L'utilisation de l'échafaudage pour la construction de ponts

HANS WITTFOTH
Dr.-Ing.
Direktor der Bauunternehmung Polensky & Zöllner
Frankfurt/Main, BRD

1958 konnte als grundsätzlich geklärt angesehen werden, wie der freie Vorbau einer großen Spannbetonbrücke mit einem längsverschieblichen Vorschubgerüst durchzuführen ist (vgl. 1).
Die wesentliche Feststellung war:
Die unten laufende Vorschubrüstung ist am zweckmäßigsten für das feldweise geschlossene Betonieren und empfiehlt sich damit für kleinere Spannweiten bis etwa 50 Meter. Größere Spannweiten werden besser mit der über dem Querschnitt angeordneten Vorschubrüstung in Teilabschnitten feldweise hergestellt, wobei die Abschnitte am Ort betoniert oder als vorgefertigte Teile montiert werden können. Der im geschlossenen Querschnitt untergebrachte Vorbauträger hat nur dann eine Chance, wenn die äußeren Randbedingungen einer Baumaßnahme die beiden vorgenannten Vorschubrüstungssysteme verbieten.

An dieser Feststellung hat sich bis heute im Prinzip nichts geändert, wenn auch die Vergangenheit Ausnahmen präsentierte, die im Grunde bei genauem Studium jedoch nur die Regel bestätigen.
Der Einsatz von Vorschubgerüsten für den Bau langer Hochstraßen (Straßenaufständerungen) und Talbrücken wirkte sich entscheidend fördernd aus durch:

Senkung der Baukosten
Steigerung der Baugeschwindigkeit
Verminderung des Baurisikos
Verbesserung der Qualität der Bauwerke.

Rasche und überzeugende Anfangserfolge, die vor allem darin begründet waren, daß Planung und Ausführung in einer Hand gekoppelt waren, sorgten für eine rasche Verbreitung in den letzten 10 Jahren.
Rückschließende Erfahrungen schlugen sich in der Weiterentwicklung nieder, deren technischer und geschichtlicher Ablauf der Literatur zu entnehmen ist (1 bis 17).
Aus der heutigen Sicht verlangen jedoch einige wesentliche Fragen eine klärende oder abschließende Antwort.

Generell gilt:

1. Es gibt kein Bauverfahren, daß immer und in jedem Fall vorteilhaft ist.

2. Das Abwägen aller Vor- und Nachteile führt zur Auswahl des jeweils am besten geeigneten Bauverfahrens

   2.1 Lehrgerüst
   2.2 Fertigträger
   2.3 Freivorbau
   2.4 Taktschiebverfahren
   2.5 Vorschubrüstung, feldweise
   2.6 Vorschubrüstung, feldweise in Teilabschnitten

Davon läßt sich bei 2.1 und 2.5 bedingt sowie bei 2.3 und 2.6 häufig mit Vorteil der Ortbeton durch ganz oder teilweise vorgefertigte Querschnittsteile oder -blöcke ersetzen.

Wesentliche Merkmale zur Bestimmung des Bauverfahrens sind zu

   2.1 Individuell geformte und kleine bzw. kurze Brücken
   2.2 Kleine Stützweiten, große Serien
   2.3 Wenige große Stützweiten und/oder schwierige Hindernisse, dieein Lehrgerüst ausschließen
   2.4 Vielzahl von Feldern kleiner bis mittlerer Spannweiten. Brückenlänge beschränkt, Brückenachse möglichst gerade, Bauhöhe reichlich.
   2.5 Vielzahl von Feldern, Spannweiten $\leq$ 50 m, Brückenlänge unbeschränkt
   2.6 Vielzahl von Feldern großer Spannweiten $50 < l \leq 150$ m (und mehr) Brückenlänge unbeschränkt.

3. Ob die Fertigungsmaschine fest steht und die Brücke herausschiebt (Taktschiebeverfahren) oder ob die Maschine (Vorschubrüstung) fährt und die fertige Brücke ortsfest hinter sich läßt, ist eine Frage der Randbedingungen (vgl. vorstehend 2.4 bis 2.6). Vorschubrüstungen erfordern große Investitionen, die sich nur lohnen, wenn das Bauwerk lang genug ist oder eine Serie von Brücken mit der gleichen Vorschubrüstung, möglichst ohne Abänderungen gefertigt werden können. Das Taktschiebeverfahren kann deshalb für kurze Brücken oder in Einzelfällen vorteilhaft sein, auch wenn der Baustoffaufwand zur Abdeckung der Montagebeanspruchungen beim Vorschub größer sein sollte!

4. Es gibt keine Vorschubrüstung, die alle <u>möglichen</u> Anforderungen mit Vorteil erfüllen kann. Es sind deshalb mehrere verschiedene Vorschubrüstungen erforderlich, um allen Ansprüchen genügen zu können. Sie sind so aufeinander abzustimmen, daß etwa noch vorhandene Lücken durch geringfügige Abänderungen geschlossen werden können. Darüber hinaus werden die Vorschubrüstungen zweckmäßig aus Elementen aufgebaut, die im begrenzten Rahmen Änderungen, Ergänzungen oder Erweiterungen zulassen.

5. Es ist zweckmäßig, bei Schnellstraßenbrücken die beiden Fahrspuren auch konstruktiv durch eine Längsfuge zu trennen, um sie voneinander unabhängig zu machen! Auch bei kürzeren Brückenlängen kann dann der Einsatz einer Vorschubrüstung durch die Fertigung im Hin- und Her-Gang wirtschaftlich sein. Für lange Brücken ist einer Fertigung über die ganze Breite in den meisten Fällen der Einsatz von zwei phasenverschoben arbeitenden Vorschubrüstungen für je die halbe Brückenbreite vorzuziehen.

6. Hohlkastenquerschnitte sind für den Bau mit Vorschubrüstungen besonders geeignet. Wegen ihres vergleichsweise großen Widerstandsmomentes verarbeiten sie die Spannungsschwankungen aus den laufenden Änderungen der Bauzustände am besten und ihre Verformungen sind entsprechend gering. Der ganze Querschnitt wird in einem Arbeitsgang hergestellt. Der Vorteil der einfacheren Herstellung des "offenen" Plattenbalkenquerschnittes schlägt dann nicht mehr durch, weil der Mehraufwand an Innenschalung und Arbeitserschwernis durch Masseneinsparungen aufgewogen wird.

7. Spannkabel, die verschieden große Spannkräfte (etwa 40 t $\leq$ V $\leq$ 250 t) in sich vereinigen können und eine einfache Verlängerung durch Muffenverbindungen ermöglichen, eignen sich besonders gut - für den feldweisen Vorbau mit Koppelstößen an den Abschnittsfugen (6,10) und für den abschnittsweise, feldweisen Vorbau durch nachträgliches Einfädeln in die frei gehaltenen Gleitkanäle auf die ganze Spanngliedlänge (3,9). In beiden Fällen werden die Spannkabel erst unmittelbar vor der Verwendung in das Bauwerk gebracht und sie sind deshalb auch nur kurzzeitig bis zum Injizieren den äußeren Wetterbedingungen ausgesetzt.

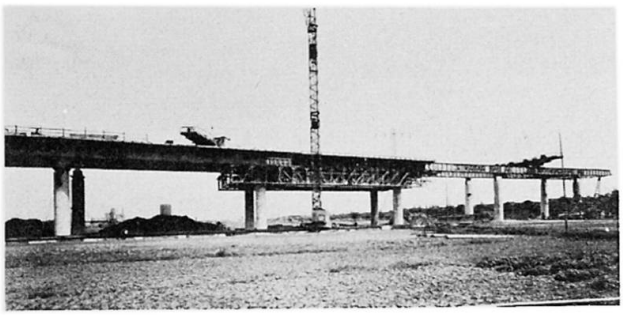


Bild 1
Brücke am Lenneberg -
Vorschubrüstung System Strabag

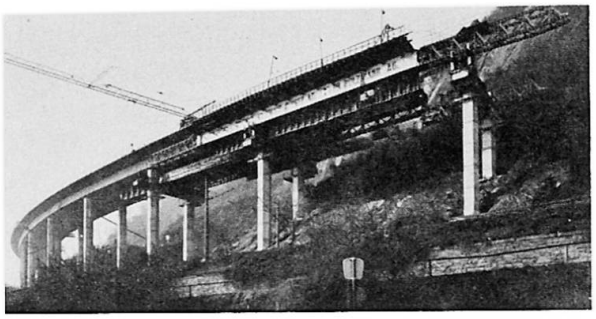


Bild 2
Krahnenbergbrücke
Vorschubrüstung System Polensky & Zöllner

Die unten laufende, frei tragende Vorschubrüstung hat die folgenden wesentlichen Entwicklungsstufen zu verzeichnen:

1. Die Rüstungsträger (mit der Schalung) werden über besondere Hilfsträger in das jeweils nächste Feld vorgeschoben (Bild 1) (2).

2. Die Rüstungsträger sind durch Ausleger so verlängert, daß sie sich selbst (ohne Hilfsträger) vorschieben können (Bild 2) (6).

3. Kombination aus 1 und 2:
   Der mittlere Rüstträger schiebt sich selbst vor, die äußeren Rüstträger sind auf die eigentliche Betonierlänge gekürzt und stützen sich beim Vorschub auf dem mittleren "Vorbauträger" ab, genannt Rechenschieberprinzip (Bild 3) (10).

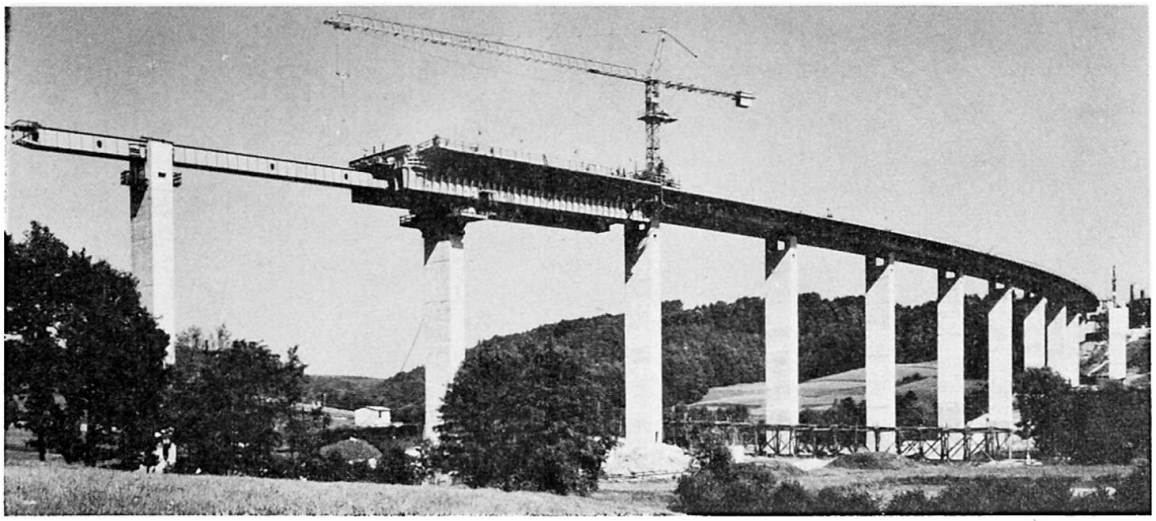


Bild 3 Talbrücke Unterrieden
Vorschubrüstung System VRG - "Rechenschieber"

4. Kombination aus 2 und 3:
   Die Rüstungsträger sind nach vorn durch Ausleger verlängert und rückwärts am jeweils fertigen Überbau aufgehängt (Bild 4) (13) .

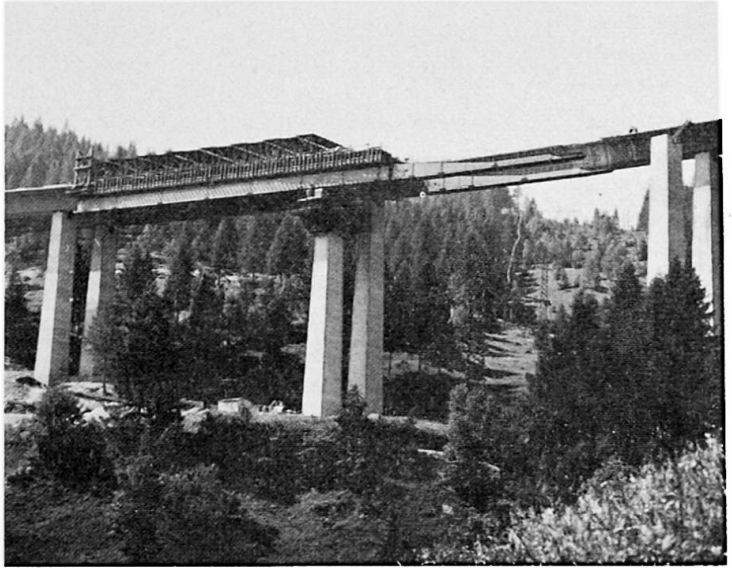


Bild 4
Vorschubrüstung für $l \leq 65$ m

Bild 5
Drehen einer Vorschubrüstung hinter einem Widerlager

Bei Doppelfahrbahnen ist es üblich, die Vorschubrüstung hinter einem Widerlager auf und am Schluß wieder abzubauen und hinter dem Gegenwiderlager zur Rückfahrt zu drehen (Bild 5). Es ist jedoch nicht immer möglich, mit der Verfüllung des Widerlagers zu warten, bis die Vorschubrüstung - durch - ist. In solchen Fällen ist ein Querverschieben auf Hilfsjochen vor dem Widerlager und eine Rückfahrt "ohne Drehung" erforderlich. Diese Bedingungen kann die Vorschubrüstung nach 2 erfüllen - und so schließt sich der Kreis. Eine solche Vorschubrüstung (für Vor- und Rückwärtsfahrt) für Spannweiten bis 50 m und Brückenbreiten bis zu 20 m zeigt Bild 6. Die große Brückenbreite erfordert 5 Rüstungsträger, von denen der mittlere wie gewohnt durch die Einzelstütze fährt, während die äußeren je paarweise zusammengefaßt sind.

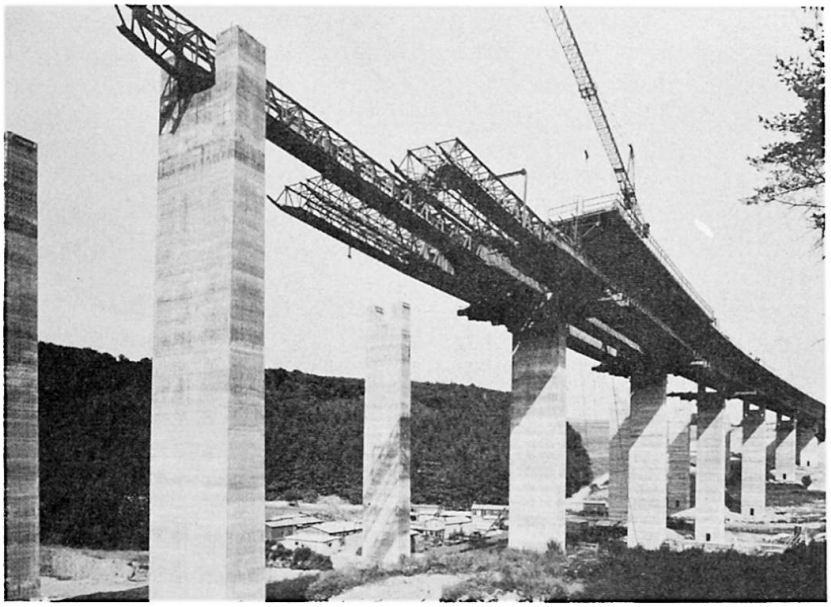


Bild 6
Blasbachtalbrücke - Vorschubrüstung für $l \leq 50$ m, $B \leq 20$ m

Es zeigte sich, daß selbst bei Pfeilerhöhen bis zu 60 m (Bild 7) für Talbrücken Spannweiten zwischen 40 und 50 m am wirtschaftlichsten sind. Dabei stört es auch nicht, wenn die Spannweite kleiner als die Höhe oder etwa im Verhältnis 1:1 zur Höhe steht (früher ein klarer Regelverstoß gegen die Gesetze der Architekturauffassung). Das Beispiel einer rd. 600 m langen Talbrücke zeigt, daß diese Auffassung stets fraglich war, weil das optische Quadrat für das Auge, ganz gleich aus welcher Richtung, kaum wirksam wird (Bild 8).

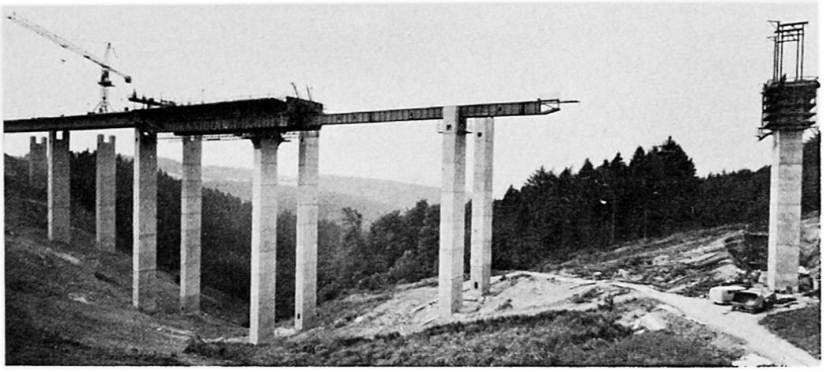


Bild 7 Talbrücke Eichelnbleck
Pfeilerhöhen bis 60 m, Spannweite 45 m

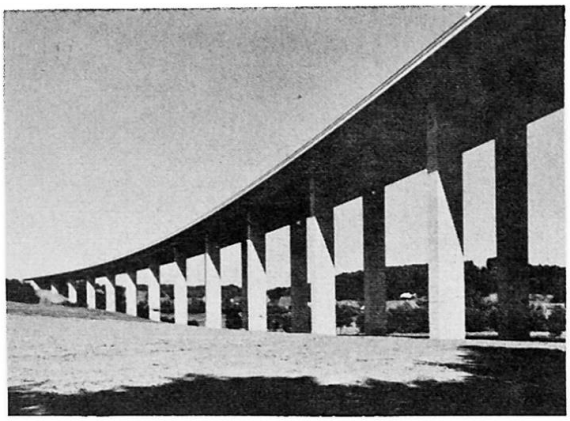


Bild 8 Talbrücke Unterrieden

Eine Reihe von Beispielen der neueren Zeit für verschiedene Talquerschnitte mag die Wirkung solcher Brücken in der Landschaft zeigen (Bild 8a - 8i). Es wird auch deutlich, daß zunehmend davon Abstand genommen wird, die notwendigen Aussparungen an den Pfeilerköpfen zur Auflagerung der Vorschubrüstungen nachträglich zu schließen. Das spart nicht nur Kosten, sondern ist auch besser für das Aussehen der Brücke (Bild 9) und ermöglicht einen Zugang zu den Lagern für evtl. notwendige Korrekturen oder Reparaturen. Eine solche Möglichkeit sollte eigentlich heute jede Brücke haben, da niemand vorhersagen kann, ob die Pfeiler gewillt sind, sich nach dem Bodengutachten zu richten oder die Lager stets einwandfrei arbeiten.
Lager auswechseln oder korrigieren bedeutet aber, die Brücke neben den Lagerkörpern mit hydraulischen Pressen anheben zu müssen. Dafür sollte der Konstruktion die Möglichkeit gegeben werden.
In diesem Zusammenhang hat die Erfahrung gelehrt, daß Hohlkastenkonstruktionen den offenen Querschnitten an Tragreserven überlegen sind und selbst vorübergehend den totalen Verlust eines Lagers ertragen.

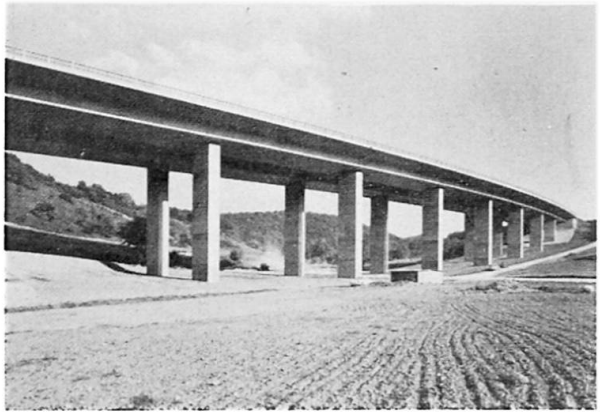


Bild 8a Talbrücke Klöffelsberg

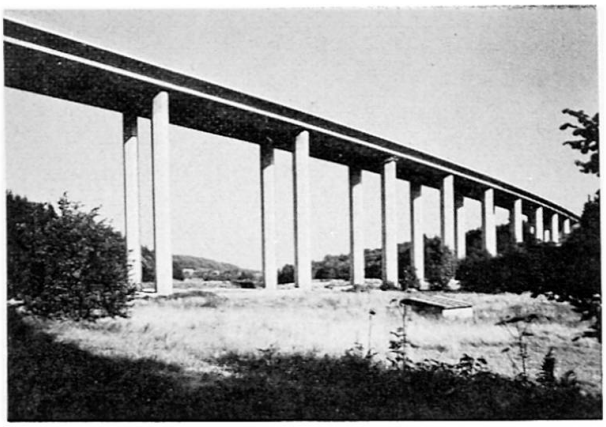


Bild 8b Talbrücke Döllbach

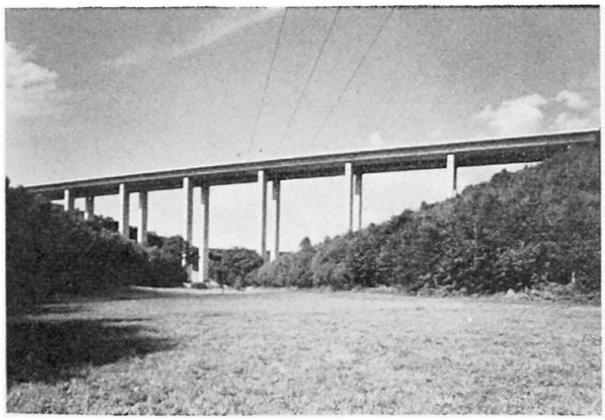


Bild 8c Talbrücke Büschergrund

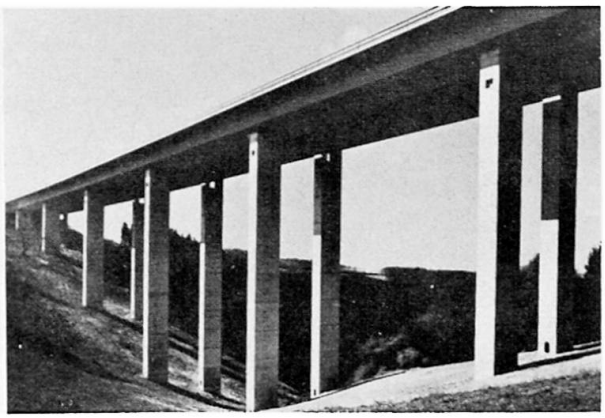


Bild 8d Talbrücke Eichelnbleck

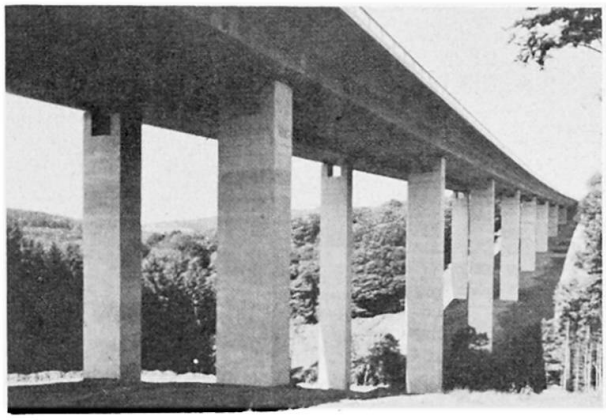


Bild 8e Talbrücke Krögersgrund

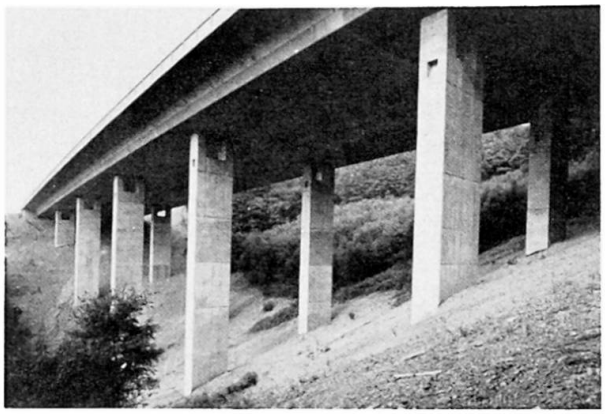


Bild 8f Talbrücke Kattenohl

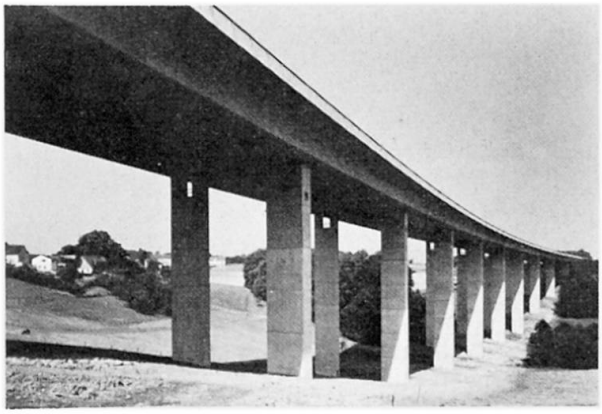


Bild 8g Talbrücke Kattenbusch

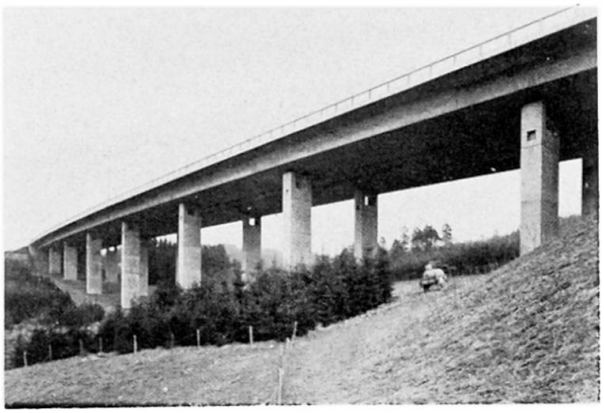


Bild 8h Talbrücke Immecke

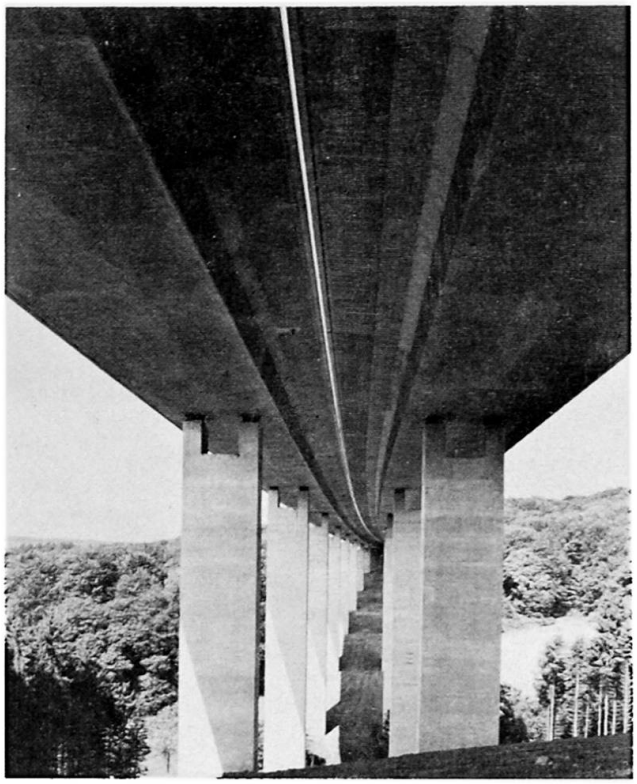


Bild 9
Talbrücke Krögersgrund

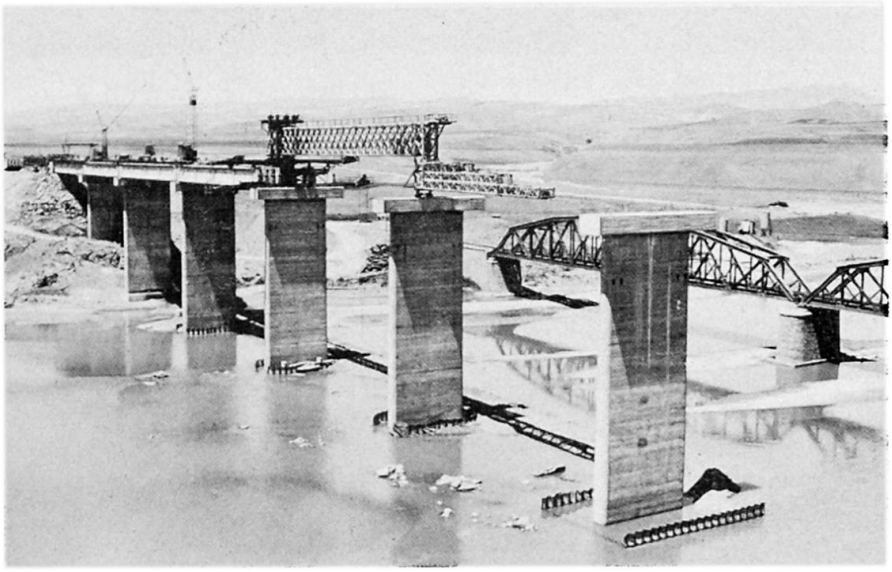


Bild 10
Muratbrücke Güllüskür
Verlegegerät für
Fertigträger

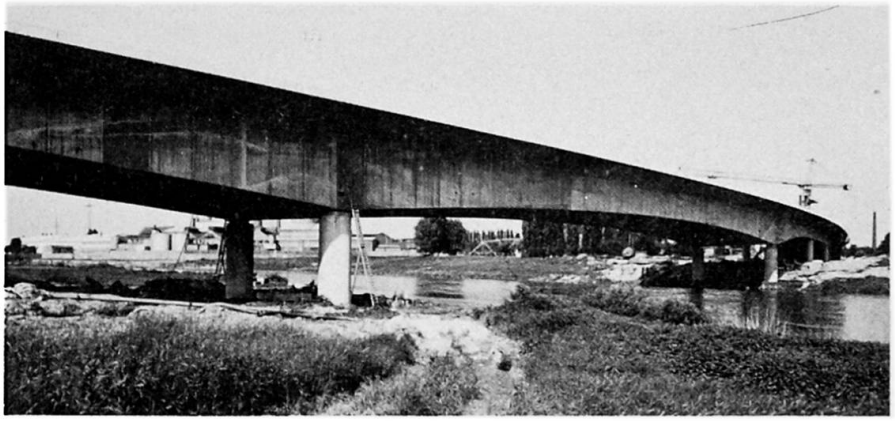


Bild 11
Weserbrücke Minden
Zweistegiger Plattenbalken
mit 100 m Spannweite

Es darf unterstellt werden, daß der Verfasser alle Bauweisen und Querschnittsausbildungen kennt, im eigenen Hause durchgeführt hat und die hier wiedergegebenen Betrachtungen einer objektiven und gleichgestellten Kalkulationsbasis entstammen. Zum Beispiel wurde für eine Brücke in Anatolien vom Bauherrn die Fertigträgerbauweise der Vorschubrüstung vorgezogen, weil man glaubte, bei den vorhandenen Arbeitskräften sei dies die sichere Methode (Bild 10). Tatsache ist, daß der Bauablauf mit Vorschubrüstung einfacher und die homogene Ortbetonkonstruktion gegen Erdbebenkräfte sicherer gewesen wäre.–Zum Beispiel wurde der zweistegige Plattenbalken für die Weserbrücke Minden mit einer Spannweite von rd. 100 m im Flußbereich (Bild 11) und 41,5 m bis 66,5 m in den Landöffnungen bis rd. 37 m Brückenbreite ausgeführt. Die Schlußerkenntnisse zeigen keine wirtschaftlichen Vorteile gegenüber dem technisch überlegenen Hohlkasten, so daß zumindest bis zur heutigen Lohnentwicklung kein Grund gegeben ist, das solidere Konstruktionsprinzip aufzugeben.
Die hier verwendete Vorbaurüstung war an sich für kleinere Spannweiten ausgelegt. Sie wurde für die größeren Spannweiten durch Anordnung von Zwischenstützen aus "Lehrgerüstjochen" möglich.

Bild 12 Eiderbrücke Tönning
Vorschubrüstung mit Zwischenabstützung

Auch einzelne, extrem große Spannweiten lassen sich mit Hilfe einer Vorschubrüstung für "Normalspannweiten" überwinden, wenn diese durch eine Zwischenstütze abgefangen wird.
Eine rd. 1300 m lange Straßenaufständerung in Mainz hat zum Beispiel bei Regelspannweiten von 40 m, größte Öffnungen bis 55 m im Bereich von Verkehrskreuzungen (Bild 13).

Bild 13 Stadtkerntangente Mainz
Vorschubrüstung kreuzt eine Eisenbahnlinie

Ein besonders treffendes Beispiel ist die Autobahnbrücke über das Döllbachtal (Fuldalinie) mit Regelspannweiten von 46 m, bei der im Bereich eines geologischen Einbruchstrichters 70 m zu überbrücken waren. Dies geschah mit einer Hilfsstütze in zwei Arbeitstakten (Bild 14) (14) . Die Hilfsstütze blieb solange stehen, bis das anschließende Normalfeld vorgespannt war (Bild 15).

Bild 14
Döllbachtalbrücke
Vorschubrüstung im großen Feld mit Zwischenstütze

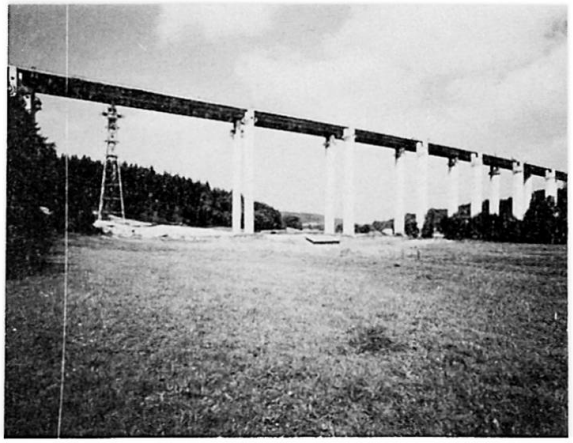


Bild 15
Döllbachtalbrücke
Hilfsstütze im großen Feld nach dem Durchfahren der Vorschubrüstung

Für eine Reihe größerer oder großer Spannweiten ($l > 50$ m) in ununterbrochener Folge empfiehlt sich der abschnittsweise, feldweise Vorbau mit einer einteiligen Vorschubrüstung, die auf der fertigen Brücke verfahrbar ist und sich in der Arbeitsstellung auf dem jeweils nächsten Pfeiler abstützt, über den sie dann um eine halbe Feldlänge hinausragt (Bild 16).

Bild 16
Siegtalbrücke Eiserfeld - Vorschubrüstung für Spannweiten über 100 m

Der Vorbau schreitet jeweils von diesem Pfeiler aus in Teilabschnitten symmetrisch nach beiden Seiten fort, bis der Anschluß rückwärts den bereits fertigen, auskragenden Überbau erreicht und die Kontinuität oder Querkraftverbindung hergestellt ist. Danach kann die Vorschubrüstung um eine Feldweite weitergeschoben werden (Bild 17 und 18) (9 , 13)

Bild 17 Siegtalbrücke Eiserfeld - Bauzustand

Bild 18 Siegtalbrücke Eiserfeld Bauzustand aus der Talsicht

Die Siegtalbrücke überquert mit der Autobahnbreite von 30,4 m ein weites Tal in etwa 100 m Höhe mit Hauptspannweiten von 105 m. Die Brücke ist durch eine Längsfuge geteilt, so daß die Vorschubrüstung zweimal die Brückenlänge durchläuft (Bild 19). Die Teilabschnittslängen betragen 10 m. Sie werden am Ort betoniert. Weder die unterschiedlichen Stützweiten von 63 bis 105 m noch die konstante Bauhöhe des Überbaues von 5,80 m bedeuten eine Erschwernis für das Bauverfahren.

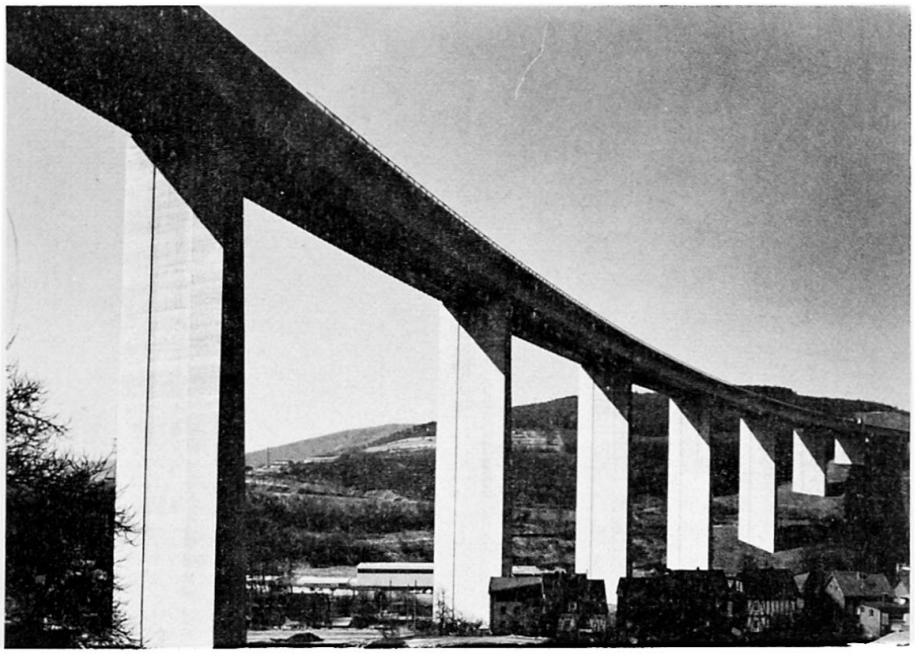


Bild 19 Siegtalbrücke Eiserfeld

Bei der Oosterscheldebrücke (Bild 20) wurde die Vorbaurüstung so ausgelegt, daß gleichzeitig zwei Felder in Teilabschnitten von etwa 12 m Länge, die auf dem Wasserwege mit Gewichten bis zu etwa 400 Mp antransportiert wurden, montiert werden konnten. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 5 km und Spannweiten von 95 m. Die Fertigteile umfaßten den ganzen Querschnitt und die Verbindung wurde durch Ortbetonfugen mit übergreifender Rundstahlbewehrung hergestellt.
Bei der 3 km langen Brücke zur Insel Oléron (Bild 21) wurden die Abschnitte ebenfalls vorgefertigt, jedoch über die Brücke selbst nach vorn transportiert. Die verhältnismäßig kleinen Spannweiten von 79 m und die Brückenbreite von nur 10,88 m ließen die Montagegewichte auf maximal 80 Mp bei Abschnittslängen von etwa 3,3 m begrenzen. Die einzelnen Fertigteile wurden nach dem Klebeverfahren aneinandergefügt.

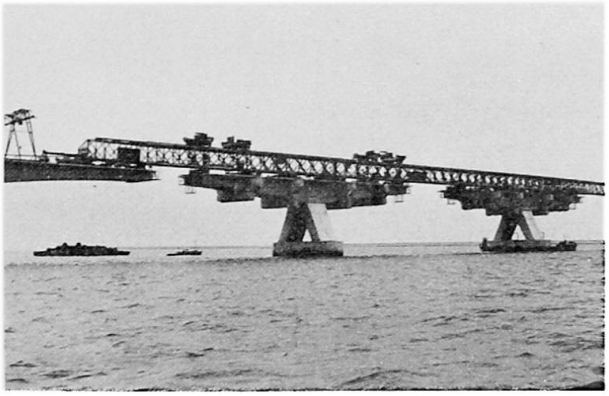


Bild 20
Oosterscheldebrücke - Bauzustand

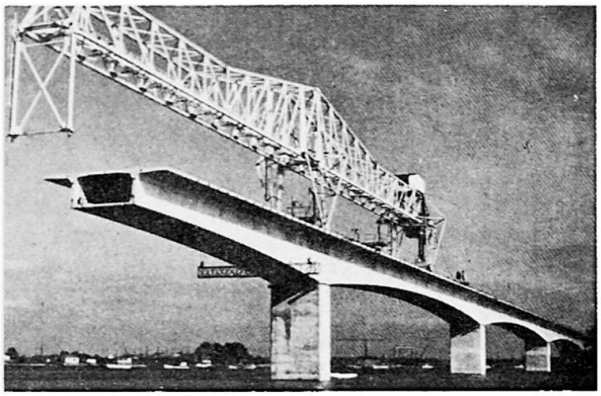
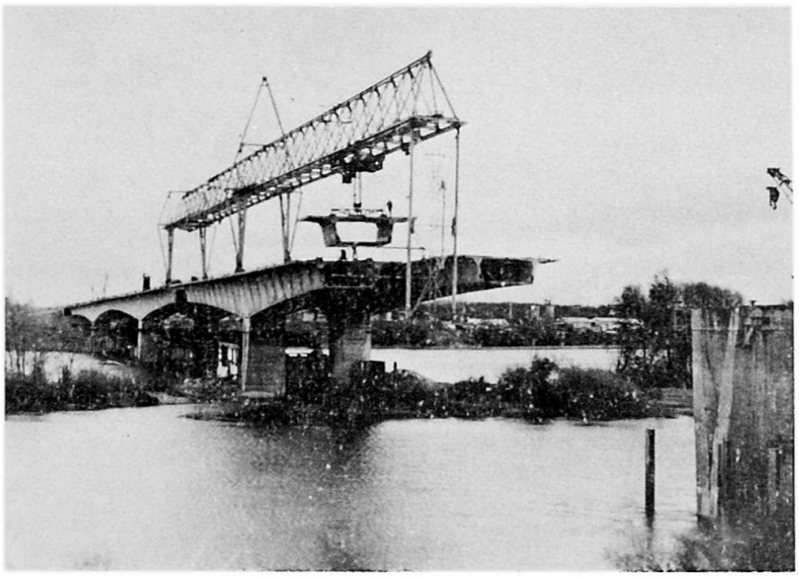


Bild 21
Brücke zur Insel Oleron - Bauzustand

Dieses Aneinanderfügen der Blöcke mit einem "Klebe-Stoß" ohne durchgehende schlaffe Bewehrung wurde erstmals eingeführt von Campenon Bernard bei der Seinebrücke Choisy-le-Roi im Jahre 1962 und nachfolgend in Frankreich weiter entwickelt bis zur erstmaligen Anwendung in Verbindung mit dem hier genannten Bauverfahren bei dem "Viaduc d'Oléron".
Im Grunde ist dies eine konsequente Fortführung der Gedanken Freyssinets, der bereits beim Montage-Vorbau der Marnebrücken Luzancy, Esbly usw.) die einzelnen "Blöcke" mit der Spannbewehrung zusammenfügte.

Bild 22 Hangbrücke Chillon - Bauzustand

Auch bei der 2.100 m langen Hangbrücke Chillon (Bild 22) mit Spannweiten von 95 m wurden die einzelnen Bauabschnitte in kurzen Längen von 3,2 m im ganzen als "Querschnitts-Blöcke" hinter einem Widerlager vorgefertigt. Die Montagegewichte betrugen rd. 80 t. Eine sinnvolle Einrichtung der Vorfertigung mit einer elektronischen Steuerung der Schalungseinstellung gewährleistete Ebenflächigkeit und Parallelität der Stirnfugen, so daß für die Montage ein Anstrich dieser Fugen mit "Kunstharz" als Kontaktkleber für ausreichend gehalten wurde. Für den statischen Zusammenhalt der Blöcke sorgt allein die abschnittsweise eingelegte Spannbewehrung. Inzwischen wurden weitere Brücken nach diesem Bauverfahren in Kombination mit dem "Kontakt-Klebestoß" ausgeführt. Die Ausbildung eines solchen Elementes zeigt Bild 23 von der Loirebrücke Blois während des Montagevorganges. Die Spannweiten betrugen hier 95 m.



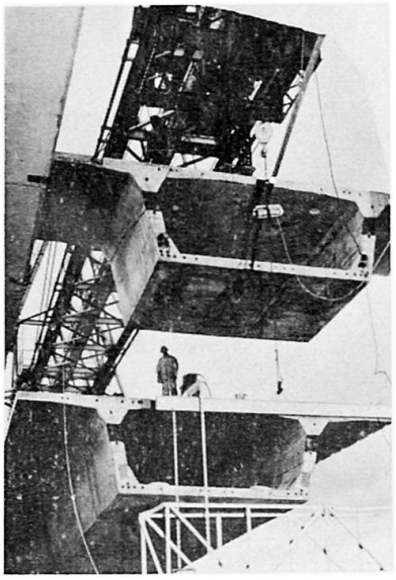


Bild 23a,b Loirebrücke Blois
Versetzen eines Überbauelementes

Aber auch in den Niederlanden wurde inzwischen der Kontaktkleber an mehrere Brücken ausgeführt (17) , von den gleichen Ingenieuren, die bei der Oosterscheldebrücke noch die Ortbetonfuge bevorzugt hatten.

Beim Bau von langen Brücken, die feldweise in Teilabschnitten mit einer Vorbaurüstung gebaut werden, wird es auf die örtlichen Gegebenheiten und die Abmessungen des Tragwerks ankommen, wenn zu entscheiden ist, wie groß die einzelnen Bauabschnitte sein und ob sie an Ort betoniert, als Fertigteil montiert oder aus einer Vereinigung beider Verfahren aufgebaut werden.

Der Zeitfaktor, der immer mehr das Baugeschehen bestimmt, und der auch die Baufristen für die großen Brückenbauten zunehmend zusammenschrumpfen läßt, gibt der "Klebefuge" eine unbestrittene Aussicht für ihre Anwendung in der Zukunft; ob wir es gutheißen oder nicht - und auch wenn wir geringe Abstriche in den konstruktiven Sicherheiten in Kauf nehmen müssen.

Beim Zeitvergleich fällt auf, daß bei der Ortbetonherstellung der Wochentakt das Maß für den Baufortschritt ist. Wird eine Vorbaurüstung verwendet, die jeweils über nur einem Pfeiler steht, so kann an zwei Orten gleichzeitig gearbeitet werden; das bedeutet bei normaler Arbeitszeit einen Wochenfortschritt von zwei "Blöcken".

Die Vorfertigung ist dagegen weitgehend frei vom Wochenrhythmus. Der Arbeitsfortschritt ist allein durch die mögliche Montagegeschwindigkeit gegeben - und hier ist die Klebefuge der Ortbetonfuge überlegen, weil die Erhärtungswartezeit entfällt. Da die Einzelblöcke im allgemeinen wesentlich kleiner sind als bei der Ortbetonbauweise, muß eine entsprechend größere Anzahl je Woche hergestellt werden, um den gleichen Baufortschritt zu erzielen. Durch geeigneten Produktionsumfang in Tag- und Nachtschicht ist es möglich, praktisch jeden beliebigen Vorrat an "Bausteinen" vorzufertigen, so daß die Montage, die nur am Tage zu laufen braucht, unbehindert fortschreiten kann. So wurden zum Beispiel in Chillon bis zu 70 m Brückenlänge in einer Woche montiert. Die beiden Brückenfahrbahnen sind hier getrennt und in der Höhe versetzt, so daß die Gesamtmontagelänge 2 x 2100 = 4200 m betrug. An Bauzeit wurden einschließlich Anlaufzeit und Umsetzen der Vorbaurüstung auf die zweite Fahrbahn 40 Monate gebracht; dies entspricht einem mittleren Baufortschritt von 105 m/Monat.

Daß auch die "blockweise" Montage beim feldweisen Vorbau mit einer Vorbaurüstung möglich ist, zeigt der Bau einiger Brücken der Autobahn Roquebrune-Menton in Frankreich. Die Spannweiten betragen 32 bis 50 m. An der Vorbaurüstung werden jeweils die vorgefertigten Blöcke eines Feldes aufgehängt. Nach dem Einziehen der Spannglieder und dem Ausrichten der Blöcke werden die Fugen geschlossen, die Vorspannung aufgebracht und die Vorbaurüstung in das nächste Feld vorgefahren. Die Führung der Spannglieder entspricht der Ausführung in Ortbeton.

Daß bisher keineswegs die Grenzen der Entwicklung erreicht sind, läßt der mit einem ersten Preis ausgezeichnete Wettbewerbsentwurf einer Spannbetonbrücke über den Großen Belt in Dänemark ahnen. Die Brücken über den West- und Ostkanal sind zusammen rd. 14 500 m lang mit größten Spannweiten von 325 m bei einer größten Wassertiefe von 60 m und einer Höhe der Fahrbahn über dem Wasserspiegel von fast 90 m

Es ist daran gedacht, wie bei der Siegtalbrücke den Überbau von einem Widerlager aus fortschreitend jedoch je zwei Felder gleichzeitig mit einer Vorschubrüstung für die ganze Brückenbreite von 30,75 m in Abschnitten von 10 m Länge herzustellen. Die Länge der Vorschubrüstung ist rd. 350 m, so daß sie für den normalen Brückenteil immer um zwei Felder vorgeschoben werden kann. Lediglich für die großen Spannweiten von mehr als 300 m wird jeweils eine Öffnung zur Zeit gebaut. In diesem Bereich ist für das Vorfahren der Rüstung eine Abstützung der Spitze mit einem Transportschiff erforderlich. Der Arbeitsfortschritt am Brückenüberbau soll hierbei etwa 200 m pro Monat betragen.

Literatur-Verzeichnis

1 Wittfoht, H.: Vom Bau der Siegtalbrücke Eiserfeld
Vorträge Betontag 1969,
Deutscher Beton-Verein E.V.

2 Gass, H.: Die Brücke am Kettiger Hang
Bautechnik 1960, S. 445/453

3 Wittfoht, H.: Die neue Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen.
Vorträge Betontag 1961,
Deutscher Beton-Verein E.V.

4 Thomaß, S.: Arbeitssitzung Va, FIP Kongreß 1962
BuSt 1962, Heft 11 u. 12

5 Klingenberg, W.: Einsparungen von Rüstträgern beim Bau von Massivbrücken
Vorträge Betontag 1963,
Deutscher Beton-Verein E.V.

6 Wittfoht, H.: Die Krahnenbergbrücke bei Andernach
BuSt 1964, S. 145/152 und S. 176/181

7 Hoving, Krijn, van Loenen: Brug over de Oosterschelde
Cement 1964, S. 685/693 u. 760/764
sowie Vorträge Betontag 1965,
Deutscher Beton-Verein E.V.

8 Chaudesaigues, J: Evolution de la technique de construction
Travaux 1966, S. 5/14

9 Wittfoht, H.: Die Autobahnbrücke über das Siegtal in Siegen-Eiserfeld
Bauingenieur 1966, S. 393/399
BuSt 1970, S. 1/10
ECE/EIB 1970, S. 3/17

10 Wittfoht, H.: Der feldweise Vorbau von Brücken in PZ-Spannbeton
BuSt 1966, S. 217/228

11 Thul, H.: Brückenbau
BuSt 1966, S. 97/115

12 Wittfoht, H.: Nuove attrezzature per la costruzione degli impalcati dei ponti in cemento armato precompresso in Germania
L'Industria Italiana del Cemento 1967, S. 595/618

13 Wittfoht, H.: Die Verwendung von Vorschubgerüsten im Brückenbau
VDI-Berichte Nr. 128, 1968

14 Wittfoht, H.: Autobahnbrücke über das Döllbachtal im Zuge der Rhönlinie
BuSt 1969, Heft 2

15 Thul, H.: Brückenbau
BuSt 1970, S. 97/103

16 Wittfoht, H.: La construcción de puentes de hormigon pretensado
M.C. 1970, S. 863/882

17 Wittfoht, H.: Bemerkenswerte Bauwerke - Brücken
Arbeitssitzung V-FIP Kongreß Prag
BuSt 1971, Heft 2

18 Wittfoht, H.: Preisgekrönter Entwurf für eine Spannbetonbrücke über den Großen Belt
BuSt 1967, Heft 3

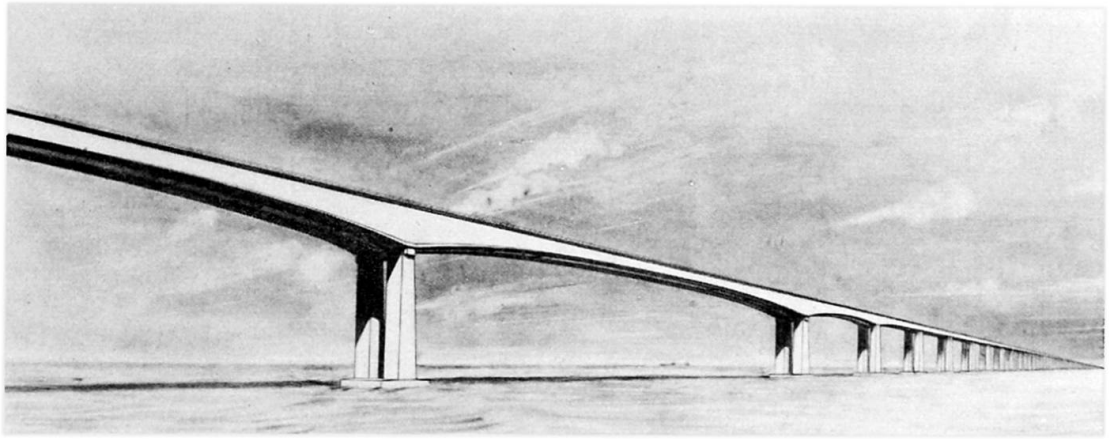


Bild 24 Wettbewerbsentwurf einer Spannbetonbrücke über den großen Belt

Leere Seite
Blank page
Page vide

The Influence of the Method of Construction on the Design of Urban Viaducts

Influence de la méthode de construction sur le projet de viaducs urbains

Einfluss der Konstruktionsmethode auf den Entwurf von Viadukten im Stadtbereich

D.J. LEE E.C. CHAPLIN
G. Maunsell & Partners
London, England

In the design of urban viaducts, particularly of prestressed concrete construction, it has been found of fundamental importance to consider the construction method to secure a harmonious and economic relationship between the form of the design and its translation into a practical structure.

1. Continuity and Sequential Construction

The provision of continuity in multispan viaducts can be accomplished by several methods of sequential construction involving both precast segments or longitudinal precast beams. The technique has been used on various urban viaducts in the United Kingdom designed by the authors' firm, such as Hammersmith Flyover (Ref 1), Mancunian Way (Ref 2) and Westway (Ref 3).

2. Span by Span Construction

Each stage of construction comprises a part span and a cantilever into the next span, the length of the cantilever being chosen by the designer. In practice the coupling point can vary from very close to the support up to about one third of the span length. A method of calculation of the self weight bending moments has been described (Ref 4) for prismatic and varying section beams. The self weight bending moment generated by span by span construction is modified from that developed by a fixed ended beam by a shift of the zero axis depending on the length of cantilever chosen. The modification in bending moments during erection assists the layout of prestressing cables.

The total difference between "span by span" and "instantaneous" erection is not marked and it has been found that the induced moments are such that final moments including creep redistribution may approach those that would have occurred if the structure had been erected and prestressed in one operation and not successively.

In the case of Westway Section 5 it may be of interest to consider the support moments of a typical 62 m span. The dead load moment at the supports assuming "span by span" erection is 49×10^3 tonf. ft. compared with a figure of 55×10^3 tonf. ft. assuming "instantaneous" erection. However, the parasitic moments in the first case are 22×10^3 and in the second case 30×10^3 so that summing the two moment diagrams represents a difference of only 2×10^3 tonf.ft., i.e. about 8%. These are sagging moments inducing tension at the soffit of the bridge. For this particular viaduct the concrete in the segmental units was about 8 weeks old before it was prestressed. The

creep redistribution of the induced moment reduces the difference to 1.1×10^3 tonf.ft. A further reduction of 50% follows from the time lag of 6 to 8 weeks between the stressing of each span. The final induced moment was 0.5×10^3 tonf.ft. and responsible for a negligible component of bottom fibre tensile stress.

3. Serial Construction on Staging

A further technique employing serial construction on staging (Ref 4) utilises the fixity of spans supported on falsework. The moments and deflections arising in a beam on elastic supports depend on the values of a dimensionless parameter, a measure of the support stiffness. If the value of the formwork reaction modulus is such that the formwork is relieved of load then the conventional theory of elastic supports does not hold since the formwork is not capable of exerting downward as well as upward forces on the beam. This does not present a problem in practice as the bending moments derived by elastic support theory approach closely those obtained by assuming rigid supports. The moments developed at the interior supports under such a system of sequential construction therefore approach those for the encastré case.

In practical application it was found that the prestressing tendons in a span ready for striking the formwork could be arranged to contribute the necessary resisting moments for the sagging moment in the span and the hogging moment over the span supports. The moments developed in the adjacent span supported on falsework can be resisted by the nominal reinforcement provided in the beam for the control of cracking and secondary effects. Thus there is no restriction on the carrying out of stressing operations in continuous concrete beams cast in situ provided the temporary reinforced concrete condition in the adjacent span has sufficient strength to withstand the small moments and shears distributed to it.

This arrangement is of practical importance since it allows spans to be constructed so that the leading end as well as the trailing end can be joined to that which has already been constructed. An application of this method has been made for an elevated roundabout at Westway where serial construction was arranged to follow round the ring beam in stages of one span at a time, eventually closing the roundabout as one monolithic unit.

4. Sequential Beam Construction

Another form of span by span construction has been used at Westway where longitudinal precast beams were initially simply supported at column crossheads and completed as a continuous beam deck. Crossheads in this example were of steel box section and were designed to be composite with the concrete deck.

5. Segmental Construction

Segmental construction has been used on a number of projects. For some, such as Mancunian Way, the precast units weighing between 18 and 35 tons were designed specifically to be transported by a low loader. For Section 5 of Westway the units were concreted on site and weigh up to 135 tons; these required special lifting and erection methods and suggest that there is an optimum limit to the weight of units which can be moved with economy and speed in any particular project.

6. Handling Precast Units

For precast units, whether of the segmental or beam form, it has been found that

handling stresses can be critical including the manner of temporary support during storage and erection. A small amount of extra reinforcement is usually necessary. The method of lifting units requires careful consideration and stresses arising from the lifting devices need to be carefully designed and supervised.

For instance, the manner of support of units prior to building into the completed structure has to be carefully considered at the design stage. An example arises when segmental units are supported on temporary steel beams. The initial deflection of steel beams may not fully recover during the longitudinal prestressing of the segmental units and hence there is an additional upward load on the concrete span before completion. Similarly transverse deflection of the cross section may induce built in stresses.

7. Location of Diaphragms

These considerations throw emphasis on the location of diaphragm units which induce rigidity and support. Although some redistribution of moments will occur in the cross section at the middle of the span, very little can occur near diaphragm positions. This is a good reason for locating the diaphragms at the pier supports and avoiding diaphragms wherever possible in the span itself.

8. Thermal Movement

Differential temperature movements and longitudinal and transverse thermal movements have to be carefully considered during erection of continuous viaducts built sequentially. This applies especially at leading cantilevers where vertical movements of the cantilevered tip can cause loads to be imposed on the supporting falsework. If freedom of movement is allowed, no connection should be made with the leading span being erected until the last possible moment. Sometimes this entails ensuring a favourable temperature condition. Alternatively propping restraints must be taken into account. It is generally concluded from the above remarks that it is essential for temporary works for continuous viaducts to be vetted by the designer before construction commences.

9. Quality and Economy

Repetition of continuous spans ensures economic use of plant. The employment of precast concrete units introduces factory conditions to the site and promotes better quality workmanship, continuity of work, rapid execution, and a higher standard of finish.

10. Conclusion

The use of precast segmental units and box beams of sophisticated type has enabled more efficient cross section designs to be achieved than would otherwise be possible. Hence the erection method has enabled improvements to be made in the theoretical design of structures.

Whilst the design and construction of any structure must inevitably be linked closely together, this contribution has attempted to deal with certain aspects of urban viaduct construction where a very clear influence on the theoretical design has been generated by logically following through the implications of the erection techniques.

References

1. Rawlinson, Sir Joseph and Stott, P.F., "The Hammersmith Flyover", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1962, Vol. 23 (Dec.), pp. 565-600.

2. Bingham, T.G. and Lee, D.J., "The Mancunian Way elevated road structure", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1969, Vol. 42 (April), pp. 459-492.

3. Baxter, J.W., Lee, D.J. and Humphries, E.F., "The Design of Western Avenue Extension (Westway)", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1972 (Feb.), pp. 177 -

4. Lee, D.J., "Bending moments in beams of serial construction", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1967, Vol. 38 (Dec.), pp. 621-637.

Summary

By laying down a proposed method of construction, important influences on the design of urban viaducts may be achieved. Several methods of sequential construction are discussed involving precast segments weighing up to 135 tons, longitudinal precast beams or in situ concrete. The manipulation of bending moments and stresses during sequential construction is related to those in the completed structure. Improvements in the theoretical design of structures are possible by the use of precast units. Construction requirements promote improvements in the design of structures including efficient shaping of torsion box beams, location of diaphragms and treatment of thermal movements.

Auswirkungen des Taktschiebeverfahrens auf den Entwurf langer Brücken

Effect of the "Taktschiebeverfahren" on the Design of Long Bridges

Influence de la méthode de lancement sur le projet de ponts longs

W. BAUR
Bauingenieur
Partner des Ingenieurbüros Leonhardt und Andrä
Stuttgart, BRD

Der sprunghaft anwachsende Automobilverkehr macht zügig geführte Fernstrassen mit zum Teil viele hundert Meter langen Talbrücken notwendig. Um bei den heutigen hohen Löhnen solche Brükken wirtschaftlich bauen zu können, müssen mechanisierte, lohnsparende Bauweisen angewendet werden. Die Entwicklung begann mit dem Einsatz von grossformatigen Schaltafeln und leicht umsetzbaren Lehrgerüsten. Parallel dazu wird die Fertigteilbauweise mit nebeneinandergestellten Einzelträgern oder hintereinander aufgereihten Brückenteilen angewendet. Für lange Brücken mit hohen Pfeilern wurden Vorschubrüstungen konstruiert, während man Brükken über Flüsse mit grossen Spannweiten vorwiegend im Freivorbau ausführt. Mit dem Taktschiebeverfahren wurde eine neue, vollkommen gerüstlose Bauweise entwickelt, die nachstehend näher erläutert wird.

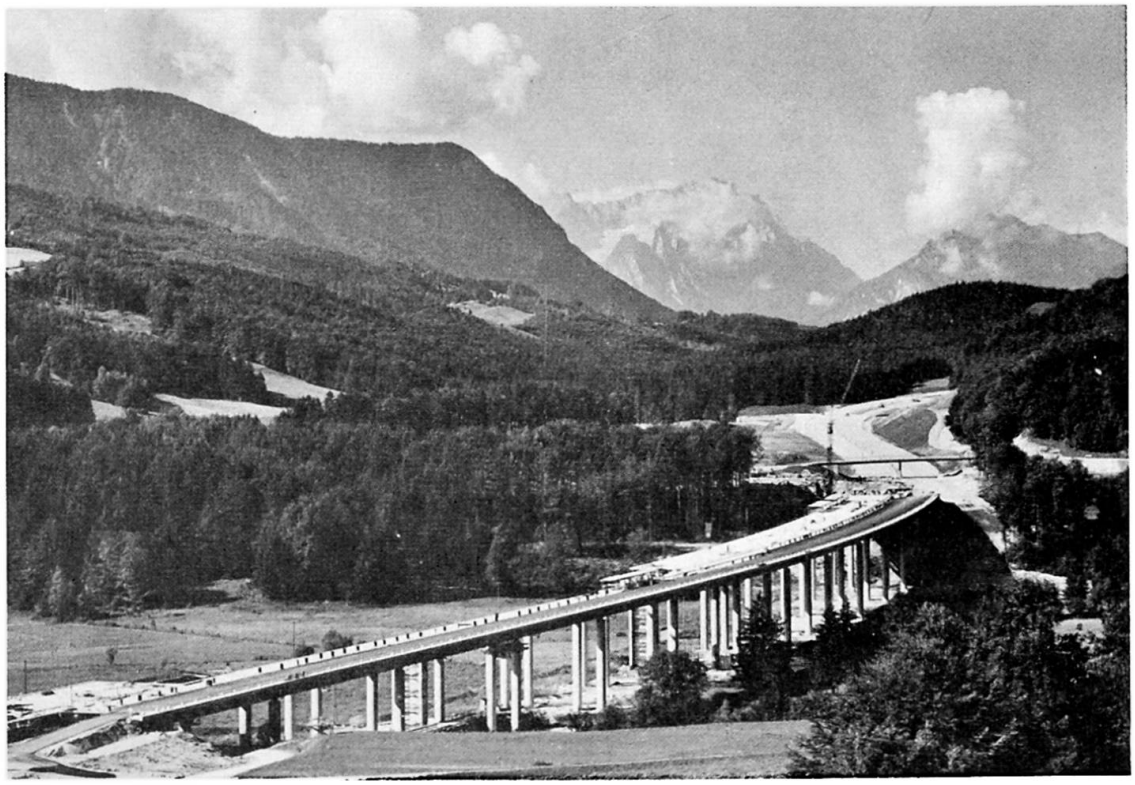


Bild 1 Loisachtalbrücke Grossweil

Zuvor sollen jedoch einige, für die wirtschaftliche Anwendung der meisten dieser mechanischen Verfahren wichtige Voraussetzungen genannt werden. Jedes Verfahren hat zwar seine eigenen Gesetze, der Planer kann nicht in jedem Fall voraussehen, welche Herstellungsart für ein bestimmtes Bauwerk am wirtschaftlichsten ist. Es gibt jedoch eine Reihe von Gesichtspunkten, die Voraussetzung für die wirtschaftliche Anwendung der meisten Verfahren sind und deshalb schon in der Vorplanung berücksichtigt werden sollten.

Nachstehend die wichtigsten dieser Bedingungen:

1. Es ist grundsätzlich einfacher, gerade Brücken zu bauen als gekrümmte.

2. Bei langen Brücken ist es meist unvermeidlich, sie im Grundriss und im Aufriss zu krümmen. Wenn möglich, sollte man versuchen, die ganze Brücke mit einem gleichmässigen Krümmungsradius zu planen und die Übergangsbögen in die daran anschliessenden Strecken zu legen.

3. Gleiche Stützweiten, ggf. mit Ausnahme der Endfelder, bieten für das Berechnen, das Konstruieren und das Ausführen von Brücken grosse Vorteile. Es sollte überlegt werden, ob man nicht einfacher eine untergeordnete Strasse bzw. einen kleinen Wasserlauf verlegt, um dieser Forderung gerecht zu werden. Wünschenswert wäre auch, bei verschiedenen Brücken immer wieder dieselben Spannweiten zu verwenden. Diese Forderung bereitet jedoch, wenn man auf wichtige Verkehrswege und Wasserläufe Rücksicht nehmen muss, in manchen Fällen Schwierigkeiten. Man könnte sich jedoch vorstellen, dass man die Spannweiten in Abstufungen von 3,oo m normt.

4. Spannweiten bis zu 5o m können mit den meisten Verfahren ohne Hilfsunterstützungen ausgeführt werden. Bei Brücken mit 2o - 35 m hohen Stützen ergibt sich bei diesen Spannweiten ein gutes Verhältnis von Spannweite zu lichter Höhe.

5. Die meisten Fernstrassen haben dieselbe Nutzbreite. Es sollte deshalb versucht werden, die Querschnittsausbildung weitgehend zu vereinheitlichen.

6. Mit Rücksicht auf niedrige zulässige Schubspannungen werden in Stützennähe in der Regel voutenförmige Verdickungen der Stege erforderlich. Dies kompliziert die Schalungen. Durch Versuche wurde längst nachgewiesen, dass sehr viel höhere Schubspannungen zugelassen werden können, so dass auf eine Verdickung der Stege in der Regel verzichtet werden kann. Die Berechnungsvorschriften sollten entsprechend geändert werden, indem nicht die schiefen Hauptzugspannungen, sondern die schiefen Hauptdruckspannungen für die Ermittlung der Stegdicken massgebend gemacht werden. Fast alle mechanisierten Herstellungsverfahren würden dadurch vereinfacht und somit würden sich die Kosten vermindern lassen.

7. Mit einheitlichen Belastungs- und Berechnungsvorschriften für ganze Ländergruppen könnte das Planen und Konstruieren solcher Brücken weiterhin beträchtlich vereinfacht werden.

Nach diesen allgemeingültigen Hinweisen soll nun auf die Besonderheiten des Taktschiebeverfahrens eingegangen werden. Brükken nach diesem Verfahren werden in Abschnitten (Takten) von 1o bis 3o m Länge hinter dem Widerlager in ortsfester Schalung hergestellt und abschnittsweise vorgeschoben, wobei die Abschnitte direkt aneinander betoniert werden. /Bild 2/

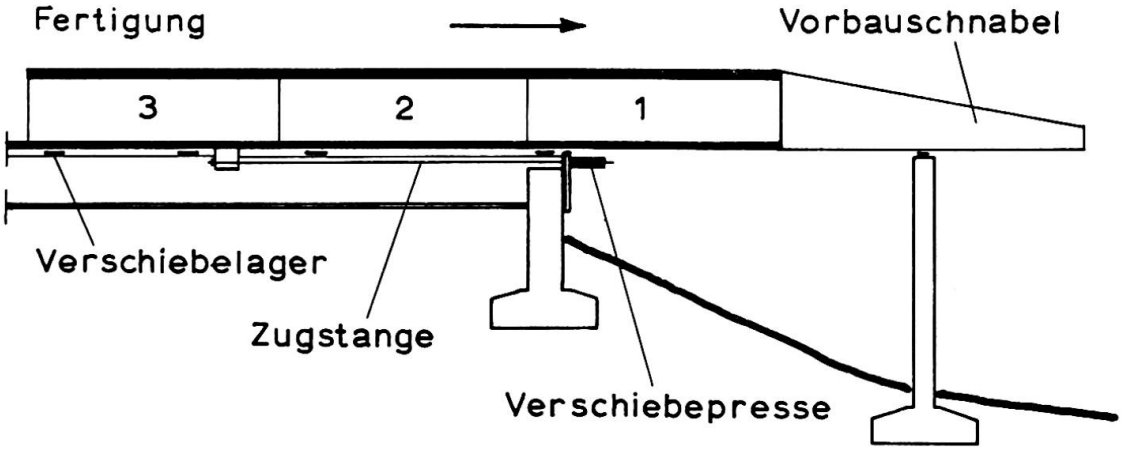


Bild 2

In den meisten Fällen wählt man als Taktlänge die halbe Spannweite eines Normalfeldes. Es ist statisch und konstruktiv vorteilhaft, die Fugen zwischen den einzelnen Takten nicht in Feldmitte und über der Stütze anzuordnen, sondern in den Viertelspunkten. Aus diesem Grund empfiehlt es sich, die Spannweiten der Randfelder zu 75 % der Spannweiten der Mittelfelder zu wählen, so dass das erste und das letzte Feld aus 1 1/2 Takten und die übrigen Felder aus 2 Takten bestehen. Kürzere Randfelder geben meist ein gutes Bild und sind statisch günstig. Man kann mit derselben Fertigungseinrichtung auch einzelne Felder mit grösseren Spannweiten herstellen. Dabei muss entweder die Länge der Schalung für ein solches grosses Feld bemessen werden, was unwirtschaftlich ist, oder es müssen kürzere Zwischentakte eingefügt werden, was Planung und Bauablauf stört. Also, wenn irgendmöglich, sollte man Mittelfelder mit gleichen Spannweiten vorsehen. Die Endfelder können kürzer als 75 % eines Normalfeldes sein, möglichst aber nicht länger. /Bild 3/

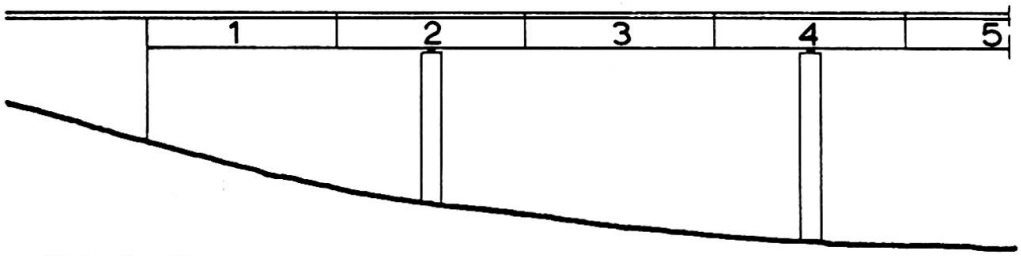


Bild 3

Brücken bis zu rd. 5oo m Länge kann man von einer Seite aus vorschieben. Je nach den Gefällsverhältnissen wird man bei noch längeren Brücken von Fall zu Fall entscheiden, ob man mit einer

starken Verschiebeeinrichtung weiterhin von einer Seite arbeitet, evtl. über den Stützen noch Verschiebepressen ansetzt, oder ob man an beiden Brückenenden fertigt und die beiden Teile etwa in Brükkenmitte über einem Pfeiler biegesteif stösst. Die beiden Brückenteile werden durch nachträglich einzufädelnde Spannglieder im Bereich der Fahrbahnplatte biegesteif miteinander verbunden, wobei die Momentenlinie des ungestossenen Durchlaufträgers erzeugt wird. /Bild 4/

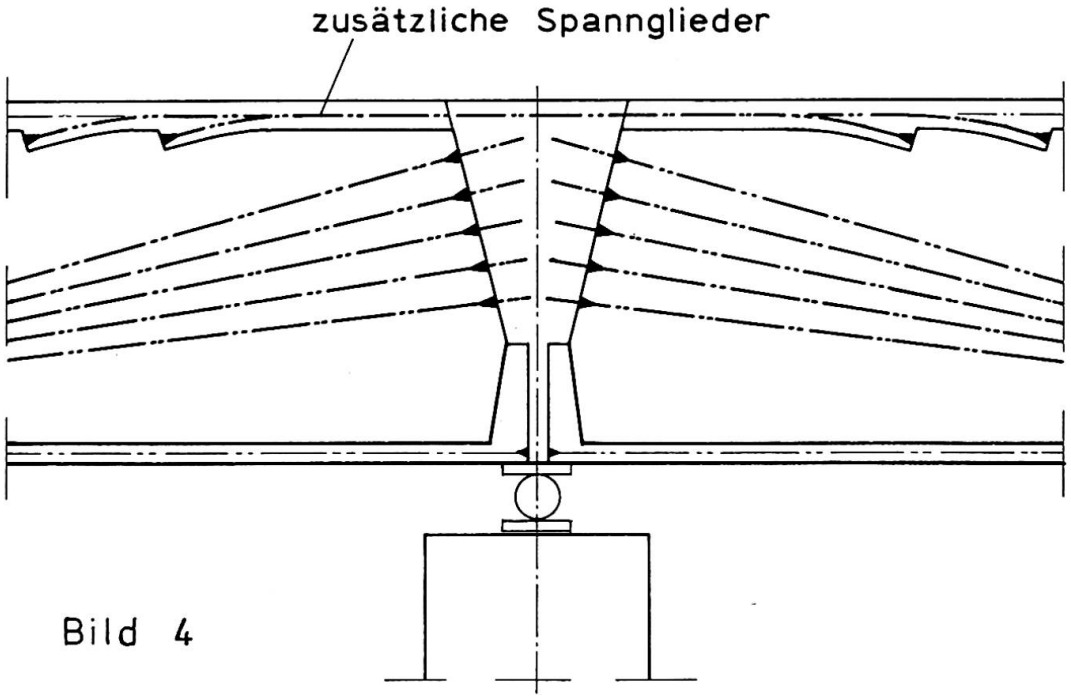


Bild 4

Für Brücken mit Längsgefälle wird die Fertigungseinrichtung in der Regel über dem höhergelegenen Widerlager angeordnet und die Brücke bergab geschoben. Bei einem Längsgefälle von mehr als 1,5 % muss ausser der Verschiebeeinrichtung noch eine Bremsvorrichtung vorgesehen werden, weil die Gleitlager auf den Pfeilern, bei denen teflonbeschichtete und stahlarmierte Neoprenplatten auf Chrom-Nickelstahlblechen gleiten, sehr niedrige Reibungsbeiwerte aufweisen. Sofern man bei stärkerem Gefälle bergab schiebt, könnte man auch daran denken, ein Gleitmittel mit höherer spezifischer Reibung, z.B. glasfasergefülltes Teflon, zu verwenden und dann auf das Bremsen zu verzichten. Dabei entstehen jedoch grössere Horizontalkräfte auf den Pfeilern, die sich, namentlich bei hohen Pfeilern, auf ihre Dimensionierung ungünstig auswirken. Kurze Brücken mit starkem Längsgefälle schiebt man zweckmässigerweise bergauf, da eine

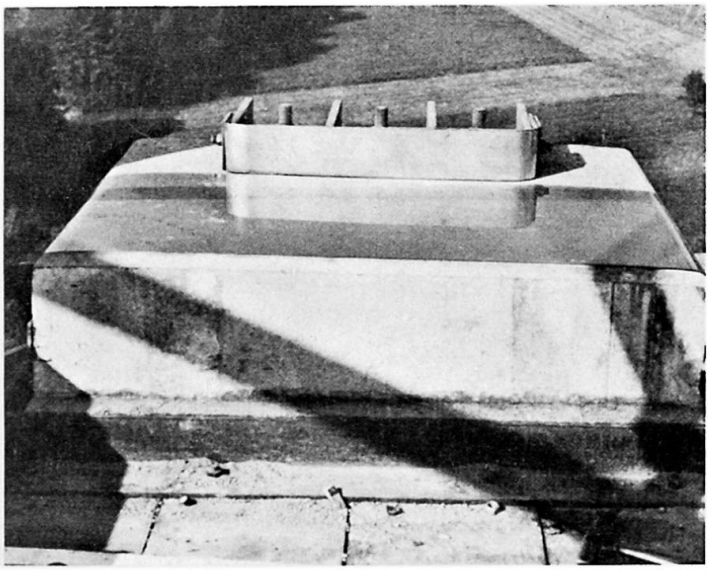


Bild 5 Verschiebelager

etwas stärkere Verschiebeeinrichtung wirtschaftlicher ist als eine kombinierte Brems- und Verschiebeeinrichtung.

Taktschiebebrücken kann man entweder als Plattenbalken, besser jedoch mit hohlkastenförmigem Querschnitt ausführen. Die Verschiebelager müssen jedoch in jedem Fall unter den Trägerstegen angeordnet werden, da die unteren Platten von Hohlkästen normalerweise nicht in der Lage sind, die beim Verschieben auftretenden Auflagerkräfte zu übertragen. Am einfachsten ist es, die Pfeiler etwas breiter zu machen als die untere Platte der Hohlkästen bzw. als die Aussenkanten der Stege bei Plattenbalken. In der Regel be-

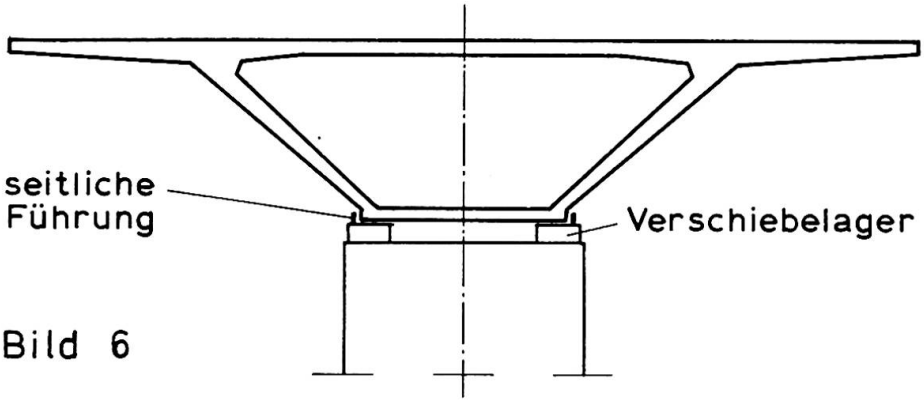


Bild 6

steht bei Talbrücken der berechtigte Wunsch, die Pfeiler möglichst schmal zu halten, damit der freie Durchblick durch das Tal, namentlich in Schrägrichtung, nicht zu sehr gestört wird. Um solche schmalen Pfeiler zu erhalten, empfiehlt es sich, den Stegen von Hohlkästen eine verhältnismässig starke Neigung zu geben, damit die untere Platte schmal wird /Bild 6/. Bei sehr breiten Brücken sind auch Einzelstützen unter jedem der beiden Hauptträger möglich. Man kann auch seitlich über die Pfeiler auskragende Verschiebelager bauen. Sie werden jedoch schwer und teuer und ihre Montage und Demontage ist umständlich.

Bei Taktschiebebrücken ist es wichtig, dass sie sowohl im Grundriss als auch im Aufriss gerade bzw. gleichmässig gekrümmt sind. Auch gleichmässige Verwindungen in Längsrichtung sind möglich. Sofern etwa eine an einen Kreisbogen anschliessende Klothoide noch in die Brücke hineinragt, wird der Hohlkasten trotzdem in Kreisform hergestellt. Die klothoidenförmigen Fahrbahnränder werden dann durch unterschiedliche Kragweite der Fahrbahnplatte erzeugt. Die Abweichung zwischen dem Kreisbogen und der Klothoide soll jedoch nicht grösser als etwa 5o cm sein.

Bild 7 Kochertalbrücke bei Neuenstadt

Beim Verschieben müssen die Brücken seitlich geführt werden, auch um Windkräfte aufnehmen zu können. Entsprechende Vorrichtungen werden zweckmässigerweise an den Verschiebelagern befestigt. Bei horizontalen Trägerunterflächen sind solche Führungen auf beiden Seiten erforderlich. Gibt man jedoch der unteren Platte des Hohlkastens ein Quergefälle, z.B. das Quergefälle der Fahrbahnplatte, so genügt eine einseitige Führung. Man erhält dadurch auch gleiche Steghöhen, was mit Rücksicht auf die Spanngliedführung günstig ist.

Vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus ist es wichtig, dass die Bauarbeiten ohne Rücksicht auf Jahreszeit und Witterung in geschützten Räumen ablaufen können. Man erzielt dadurch kurze Bauzeiten und macht die Bauberufe attraktiver. Beim Taktschiebeverfahren können die Fertigungseinrichtungen mit verhältnismässig geringem Aufwand winterfest gemacht werden, so dass auch hier die Vorteile der Ortbeton- und der Fertigteilbauweise genützt werden können, ohne deren Nachteile in Kauf nehmen zu müssen. /Bild 8/

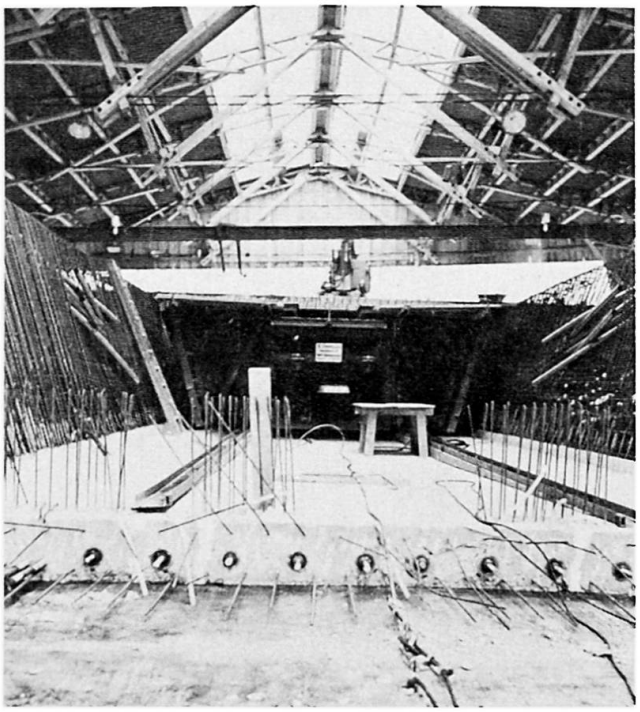


Bild 8 Fertigung Loisachtalbrücke

Ein Punkt, bei dem sich Statik, Wirtschaftlichkeit und Ästhetik berühren ist die Wahl der zweckmässigsten Bauhöhe der Überbauten. Bei einem Verhältnis von Spannweite zu Bauhöhe, also einer Schlankheit von 12 bis 15, kann man ohne Hilfspfeiler verschieben. Spannweiten zwischen 4o und 5o m ergeben Bauhöhen zwischen 2,7o m und 4,2o m. In der Regel wird man bei einer Schlankheit von etwa 14 statisch und damit auch wirtschaftlich noch in einem günstigen Bereich liegen und gleichzeitig mit Bauhöhen zwischen 2,9o und 3,6o m ein gutes Aussehen erhalten. Brükken mit stark geneigten Stegen, wie dies im Hinblick auf schmale Pfeiler erwünscht ist, wirken bei gleicher Bauhöhe schlanker als solche mit steilen oder senkrechten Stegen.

Müssen Brücken schlanker als 15 gebaut werden, was bei niedrigen Flussbrücken meist der Fall ist, so werden Hilfsstützen angeordnet. Normalerweise stellt man eine Stütze in jedem Feld, bei extrem schlanken Brücken können auch zwei Hilfsstützen je Feld wirtschaftlich sein.

Zum Schluss noch eine Anmerkung über Festigkeit, Haltbarkeit und Sicherheit von Taktschiebebrücken.

Bei durchlaufenden Spannbetonbrücken treten ausser den Beanspruchungen durch äussere Lasten und Vorspannung auch solche aus Abbindewärme, Temperatur, Schwinden, Stützensenkungen usw. auf. Die Spannglieder werden normalerweise so geführt, dass bei Belastungen gemäss den massgebenden Vorschriften die zulässigen Zug- und Druck-

spannungen im Beton nicht überschritten werden. Trotz verfeinerter Rechenverfahren waren aber an manchen Brücken Risse beobachtet worden, d.h. es treten nicht bekannte, bzw. nicht erfasste Beanspruchungen auf, die solche Risse verursachen, hauptsächlich in den breiten Platten. Die üblichen gekrümmt geführten Spannglieder liegen auf grosse Strecken im Mittelbereich der Stege, während die Platten der Ober- und Untergurte nur eine schwache Längsbewehrung erhalten. Die vorgenannten zusätzlichen Beanspruchungen können hier zu den beobachteten Rissen führen.

Taktschiebebrücken erhalten dagegen mit Rücksicht auf die beim Verschieben auftretenden Beanspruchungen geradlinig durchgehende Längsspannglieder in der oberen und in der unteren Platte. Auch die schlaffe Bewehrung in Längsrichtung ist verhältnismässig reichlich. Diese vorgespannte und schlaffe Bewehrung ist im fertigen Bauwerk rechnerisch nur zu einem geringen Teil erforderlich. Sie scheint deshalb unproduktiv, in Wirklichkeit erhöht sie die Widerstandsfähigkeit der Brücke gegen auftretende, aber nach Vorschrift nicht nachzuweisende Beanspruchungen. Dadurch erhalten diese Bauwerke eine zusätzliche Sicherheit.

Lehr- oder Vorschubrüstungen verformen sich unter dem Einfluss des Gewichts des frischen Betons, sowie infolge von Temperatureinflüssen meist beträchtlich. Der abbindende, schwach bewehrte Beton kann diese Verformungen in vielen Fällen nicht rissefrei ertragen. Taktschiebebrücken dagegen werden in einer unverschieblichen, meist überdachten Fertigungseinrichtung hergestellt und erleiden erst Verformungen, nachdem der Beton ausreichend erhärtet und vorgespannt ist.

Lange Brücken werden meist felderweise hergestellt, wobei in den Arbeitsfugen, die etwa in den Fünftelspunkten liegen, meist sämtliche Spannglieder durch Kopplung gestossen werden. Der Ehrgeiz, sehr schlanke Brücken zu bauen, erfordert eine Vielzahl von Spanngliedern. Damit ihre Kopplungen ordnungsgemäss untergebracht werden können, müssen die Stege in diesen Arbeitsfugen oft beträchtlich verdickt werden. Solche Querschnittssprünge sind statisch und in der Fertigung unschön, Koppelfugen sind schwache Punkte einer Konstruktion. Bei Taktschiebebrücken werden die geraden Längsspannglieder in den Platten nur in jeder 2. bzw. in jeder 3. Arbeitsfuge abwechslungsweise gekoppelt. [Bild 9] Die

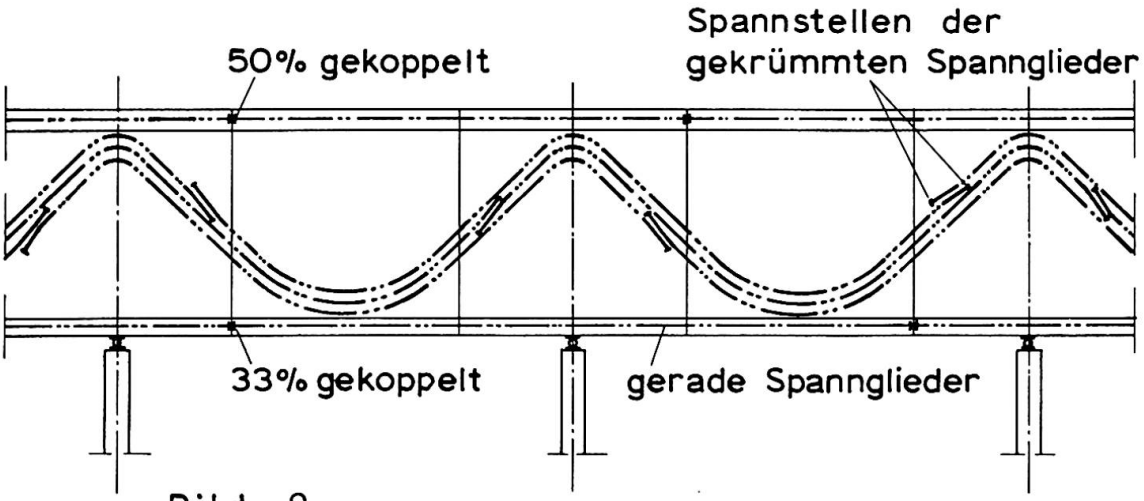


Bild 9

Übergreifungsstösse der gekrümmten Spannglieder liegen ausserhalb der Taktfugen, jeweils mindestens die Hälfte dieser Spannglieder läuft dort ungestossen durch. Man erreicht dadurch, dass an keiner Stelle mehr als 2o bis 3o % der Spannglieder gestossen werden. Durch die Aufteilung der Spannglieder auf die obere und auf die untere Platte sowie auf die beiden Stege tritt an keiner Stelle eine Spanngliedhäufung mit den damit verbundenen Nachteilen auf.

Die vorstehenden Ausführungen sollen zeigen, wie bei richtiger Vorplanung hochwertige Spannbetonbrücken mit einem stark mechanisierten Verfahren mit baustellengerechten Mitteln wirtschaftlich hergestellt werden können.

Zusammenfassung

Zunächst werden allgemeingültige Grundsätze für die Planung grosser Talbrücken aus der Sicht einer rationellen Fertigung bekanntgegeben. Dann wird erläutert, welche Gesichtspunkte bei der Anwendung des Taktschiebeverfahrens bei Entwurf und Ausführung zu beachten sind, wobei auch auf die Grenzen seiner Verwertbarkeit eingegangen wird. Zum Schluss werden die technischen und wirtschaftlichen Merkmale des Verfahrens behandelt, das die Vorteile der Fertigteil- und der Ortbetonbauweise weitgehend in sich vereint.

Design and Construction of Prestressed Concrete Curved Railway Bridge Consisting of Precast Concrete Blocks

Projet et construction d'un pont courbe de chemin de fer par précontrainte de blocs préfabriqués en béton

Entwurf und Konstruktion einer vorgespannten gebogenen Eisenbahnbrücke aus vorfabrizierten Betonblöcken

TOKIO KONDO
Deputy Director

SYUSUKE MIYAZAKI
Assistant Director

Structure Design Office
Japanese National Railways
Tokio, Japan

1. Preface

The construction of the track addition of the OHU Trunk Line is making progress to increase transport capacity of the trunk lines on the basis of the Japanese National Railways's Third Long Term Plan.

The construction of the Yoneshiro-gawa railway bridge was intended as a result of the track addition work between Tomine and Futatsui Station. This bridge is of prestressed concrete continuous girders with 3 spans each 56.3 m long, and the first prestressed concrete curved bridge for the Japanese National Railways.

The decision made to open the traffic of this section Tomine - Futatsui from July 1969 necessitated to make studies of various problems on the structural design and construction requirements because the construction term has become limited and a major part of the work was required to carry out during winter. These studies led us to adopt the staging erection method attaching the precast concrete blocks for the project. (Fig-1)

This method is to carry the pre-manufactured precast concrete blocks to the project site and arrange on the temporary stagings, and after joint concrete hardened prestress process is applied to the girders. This gave us the benefit of shortening the work period.

2. Plan

(1) Route selection

As the existing Yoneshiro-gawa bridge is in the curve section with 400 m in radius, it is necessary for the new bridge to improve the align by enlarging the radius.

Two plans are considered: one is to cross the river with curve at some distance from the existing line (curve plan), and the other to cross in straight line (straight plan).

On comparative study of the required length of bridge and tunnel, it was found that the straight plan needs more cost of construction than the other. Further, from the viewpoint that the larger curve radius is advantageous for the girder design, the plan to cross the Yoneshiro River at a curve radius of 800 m was adopted (Fig-2).

(2) Terrain and geology

The terrain of the erection point is a narrow part between the Takanosu basin and the Noshiro plain, and the Yoneshiro River is winding this constriction part.

A hard and sound tuff, outcrops of which appeared on the river bank of Aomori side, enable us to utilize it for the foundation of abutment of that side. Although the nature of this tuff layer was unable to ascertain at the pier No. 5, because of a sudden increase in its depth toward Fukushima side, well compacted gravel layers were found on surface layers (See Fig-1).

(3) Meteorology

Since a major part of the work must be carried out during cold winter, consideration was given to the meteorological conditions. The lowest temperature in winter at the bridge site is -15°C, and not few days register below zero even in the daytime. This area has heavy snowfall with strong wind accompanied by snowstorm peculiar to the district. Therefore, execution must be made under severe weather conditions.

(4) River

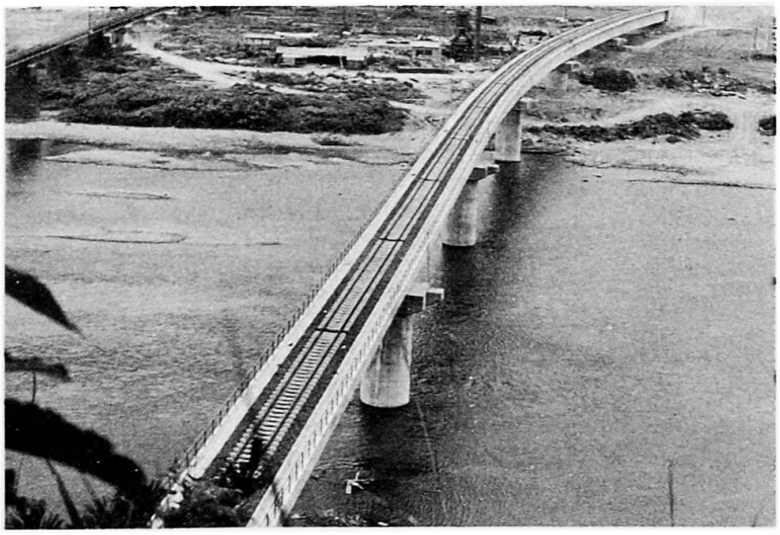
The Yoneshiro River having 6,000 cms of estimated high-water discharge is subjected to floods due to thaw during a period from the end of March to April, and to heavy rainfall and typhoons during July to September. Generally, May, June and October to March are dry season.

(5) Structural aspect and execution method

a) Investigation for structural pattern

After making discussions with Administrater of the river, comparative studies were made on several types of bridge under the requirement that the length of each span be more than 55 m. The concrete girder type was judged to be most advantageous in view of the future tendency of track and maintenance of girders. However, considering that this type requires to perform its concrete work under unfavorable weather conditions, investigations were made how to overcome the anticipated difficulties.

If, however, the prestressed concrete jointing precast block method is applied, the concrete blocks can be manufactured before winter. Even during winter, it is possible to make the blocks of good concrete in a temporary shed



General view

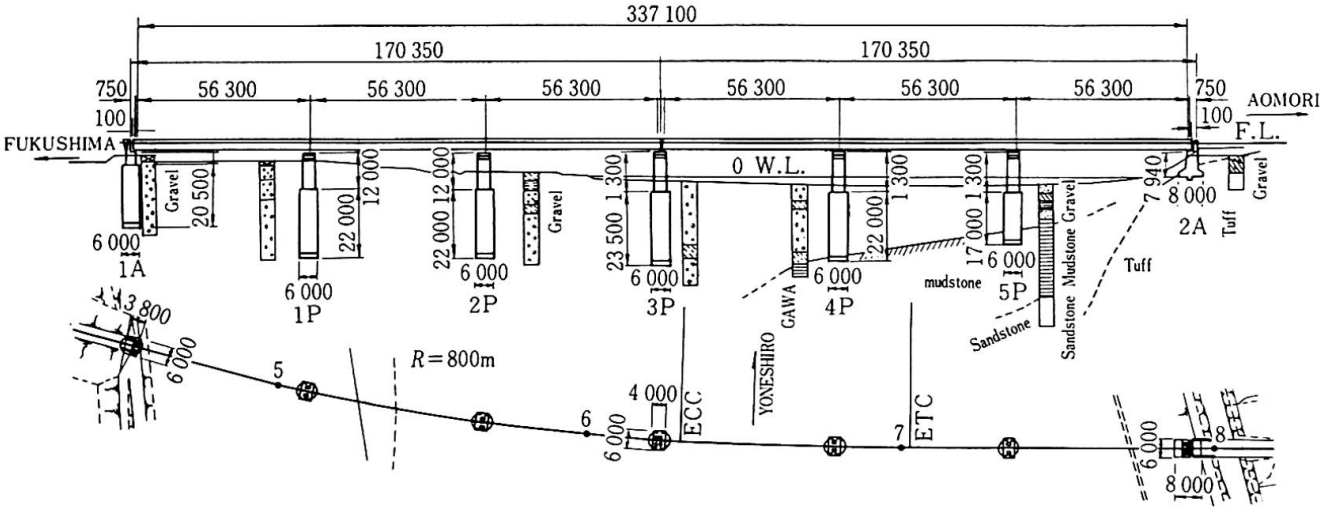


Fig.1 Side view

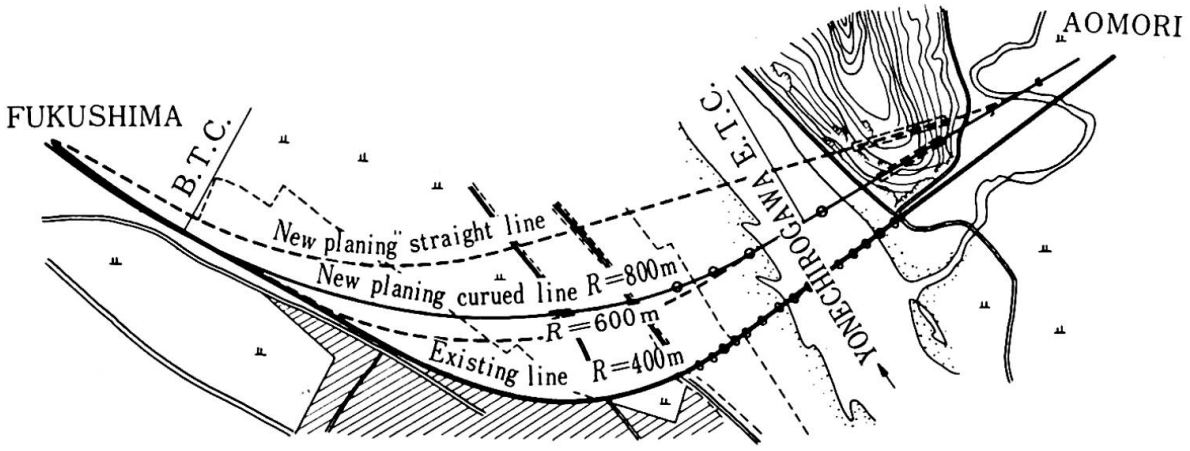


Fig.2 Comparison of two plans

under adequate control. This means shortening of the construction period. Hence, it was considered that the precast block process is most advantageous for construction of the Yoneshiro-gawa railway bridge.

b) Investigation for the joints of blocks

For the joint fill material, resin, mortar, and concrete were studied.

c) Determination of structural pattern and execution method

As a result of a thorough studies of joint structure and execution method, the staging erection method attaching precast concrete blocks with the cast-in-place concrete joint was adopted.

The blocks were manufactured for straight line girders. In application of these blocks to the curved girders, the blocks were placed on the bent along the curved line, making the joints to trapezoid shape.

In order to ensure safety against floods, the work for each continuous girder was divided into three sections (span), and proceeded from one to another, starting with that of Aomori side (See Fig-3). The length and weight of each concrete block was decided within 5 m and 60 t.

3. Design

(1) Outline of design

Standard section of this girder is shown in Fig-4. The characteristics may be summarized as follows:

a) This is a prestressed concrete continuous girder bridge of precast concrete blocks jointing with concrete joints.

b) Adopted three spans of continuous curved girders.

c) Seismic horizontal force on the continuous girder of Fukushima side was distributed among and supported by each pier.

For c), special supporting structures were devised. As fatigue tests proved that the conventional method can assure a sufficient shear strength of the precast block girders, no special consideration was given. As to the bending stress in concrete, however, it was so designed that more than 5 kg/cm^2 of compressive stress will remain on service.

(2) Design of support

a) Structure of shoe

Supports have bearing plates with special structures of shear key of upper and lower shoes, without anchor bolts. The shear key, as shown Fig-5, has box-shaped blocks projecting upward and downward, and after its hollow portions being filled with concrete, was embedded within girders and piers. Advantages of this key is in that no anchor bolt is needed, and that sufficient shearing resistance is ensured.

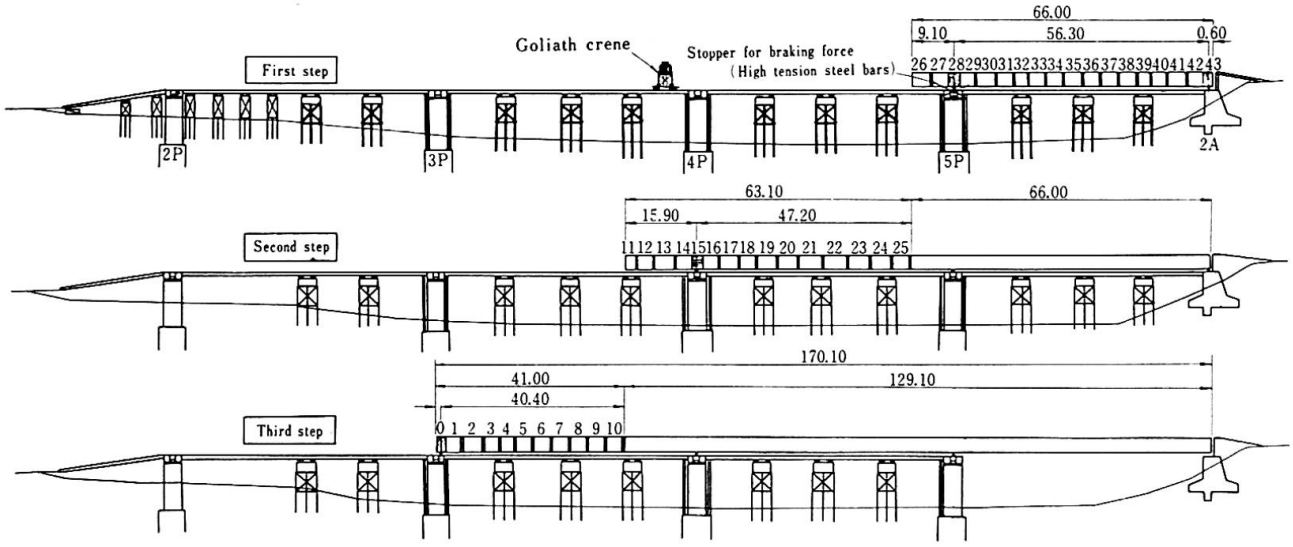


Fig.3 Schedule of execution

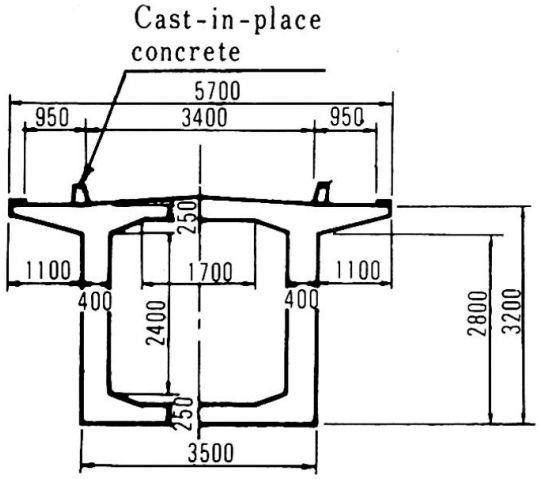


Fig.4 Standerd section

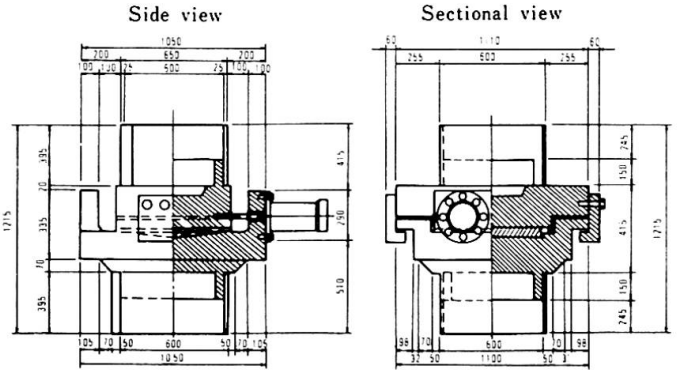
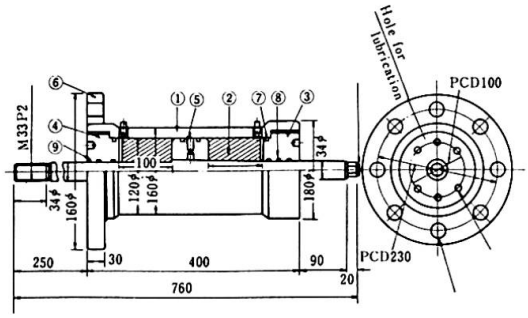


Fig.5 Shoe



① Cylinder
② Ram
③ Cylinder collar
④ Bottom
⑤ Ram collar
⑥ Flange
⑦ O-shaped ring
⑧ O-shaped ring
⑨ Scraper

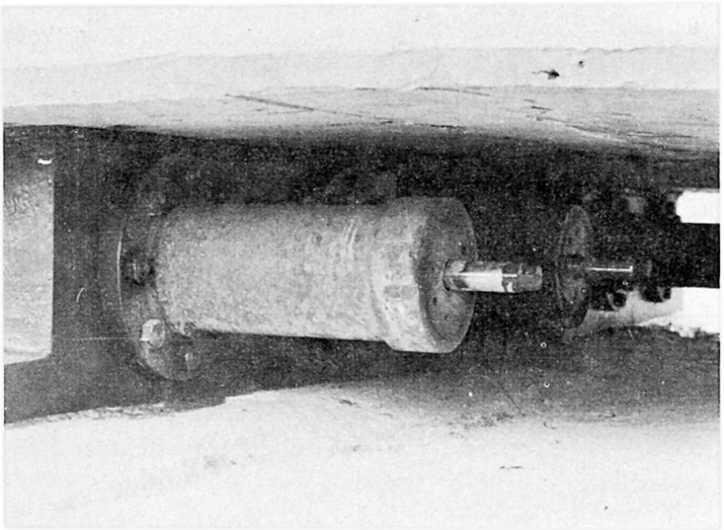


Fig.6 Oil damper

b) Oil dampers

As a result of the fact that ground of Fukushima side was not too strong to construct continuous girders, it was unreasonable to carry the entire seismic horizontal force by a single pier, then it became necessary to share the force by all supports.

Locality relation between upper and lower shoes usually varies with the influence of temperature, creep, and drying shrinkage. Consequently, if an earthquake occurs, no dispersion of horizontal force takes place, but the force concentrates at a certain pier.

In order to avoid occurrence of such situation, dampers as shown in Fig-6 were provided to have such mechanism that a sudden displacement never happens on the upper shoes without transmission of horizontal force to the lower shoes. The dampers provided herein, therefore, do not aim at damping but at equal dispersion of the horizontal force. The dampers show almost no resistance to a slow movement of the piston, and resist against a sudden action of it.

In this design, a maximum horizontal force is estimated at 100 tons per each damper. Each shoe has two dampers.

4. Execution

(1) Manufacturing of blocks

Fabrication of formwork, sheath, and reinforcement bars is made within a temporary shed movable on block manufacturing yard.

Concrete placing and curing were carried out within the shed, holding its temperature with jet heaters. Heat control was made only one day, and curing was made more than two days.

Table-1 shows a work schedule at a manufacturing rate of two or three blocks in one process, and one operation circle constituted 13 days.

(2) Girder erection

a) Temporary stagings

The girder of the water flowing portion was constructed on the beam supports that can bear the lord of goliath crane carrying the concrete block (Fig-7).

b) Transport of blocks

Blocks, after being hauled from the manufacturing yard through slopeway were loaded on goliath crane, and transported to the predetermined places. The block transporting capacity was five blocks in average per day.

c) Execution of joints and supports part

Execution of joints between concrete blocks and supports part was performed by placing concrete after connecting sheaths, formworks, and reinforcement bars.

To cure concrete, the joints were covered with sheets, holding temperature by two units of jet heaters.

Classification of work	Days 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13
Out-side formwork	4
Sheath and reinforcement bar	2
In-side formwork	2
Reinforcement of upper slab	1
Concrete placing	1
Curing	2
Form removal	2

Table 1 Work progress for concrete block manufacturing

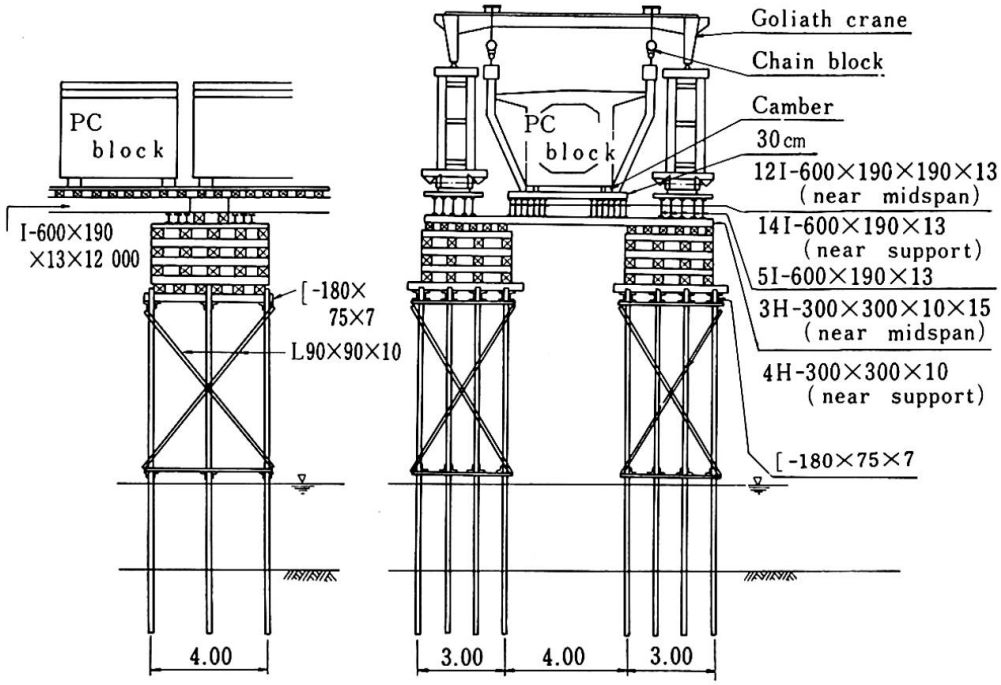
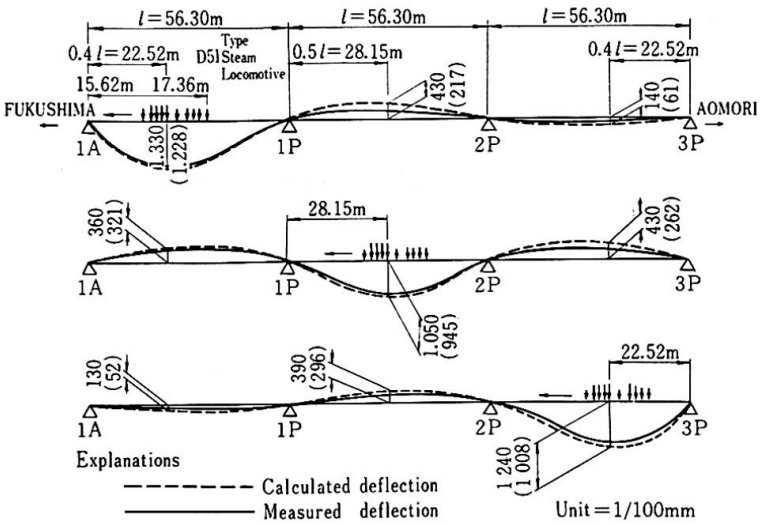


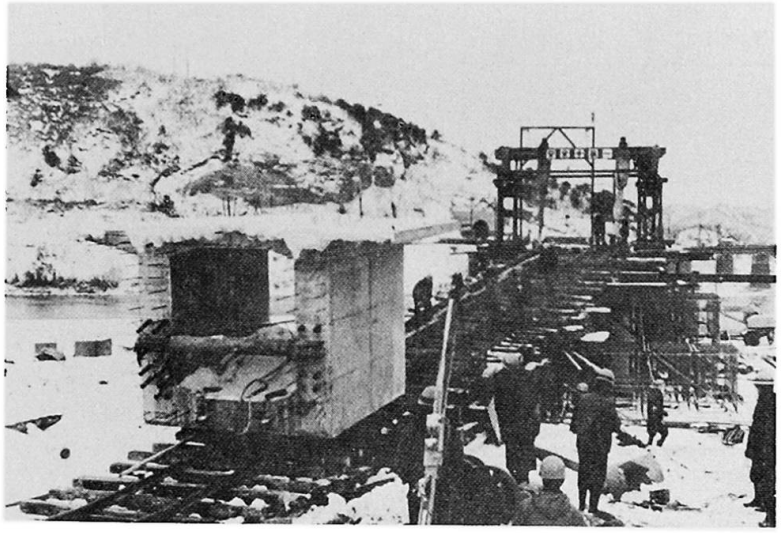
Fig.7 Temporary staging



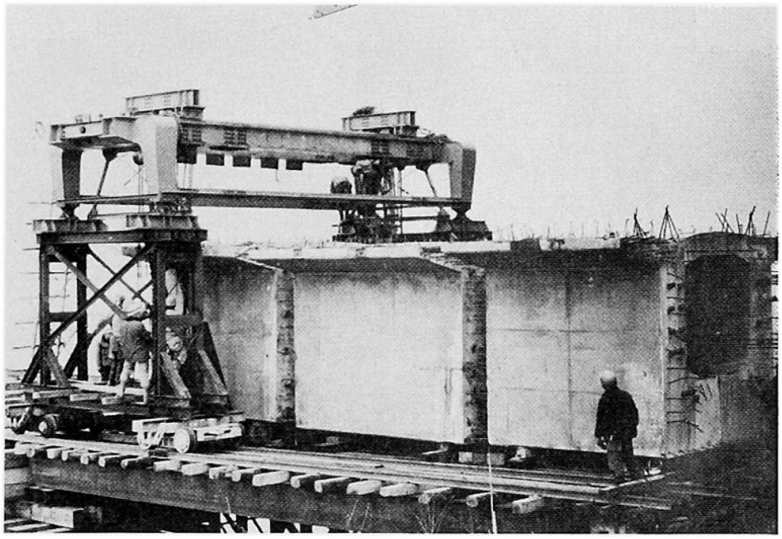
Notes: (1) The deflections are calculated with E_c=350 000kg/cm²

(2) ( ); Measured deflection

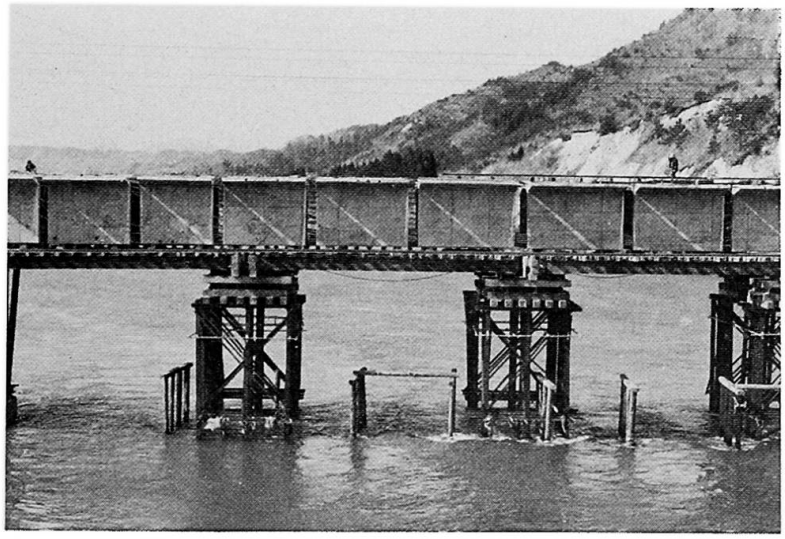
Fig.8 Measured deflections of the girder



Precast block on the slopeway



Transportation of precast blocks by goliath crane



Precast blocks on the temporary stagings

5. Loading test of girders

It is necessary to exercise to confirm whether the completed structures are sound or not. For this purpose, deflection tests of girders were conducted.

For the load test, D51 type steam locomotive was employed. The results of the tests are illustrated in Fig-8. The actually measured values are somewhat smaller than those of calculation.

Since the calculation values are those which were designed estimating the elastic modulus of concrete at 3.5×10^5 kg/cm^2 and the strength of concrete at 400 kg/cm^2, the concrete strength of the girders can fully satisfy the design stress.

6. Conclusion

This method is disadvantageous in that with a need of long period of time for installation of the temporary stagings, it tends to cause a delay in its completion if the staging work takes a longer time than scheduled. But advantages of this method may be mentioned as follows:

(1) This method can shorten the construction term especially the period of the temporary stagings, and it is possible to proceed the girder work even in winter or availing dry season.

(2) Because of the fact that this method is easy and reliable in comparison with the method of the cast-in-place concrete in quality control, especially efficient and effective method in winter season.

(3) In placing concrete, the cast-in-place method frequently confronts with the problem of settlement of stagings. If, however, this method is applied, as the settlement can be easily adjusted in advance by means of jack, it may be a matter of no consideration about settlement of stagings.

(4) This method needs only simple transport facilities of precast blocks in addition to the equipment for cast-in-place method, and no special installation and material is required for erection of girders.

Summary

This railway bridge is of prestressed concrete continuous girders with 3 spans each 56.3 m long and total length 337.8 m, and is existing in the curve section of 800 m in radius.

Since a major part of the work must be carried out during winter, the staging erection method attaching the precast concrete blocks which are premanufactured on manufacturing yard is adopted.

To distribute a seismic horizontal force to each pier, specially designed dampers are installed.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Le projet d'un grand pont sur le fleuve Zambeze, au Mozambique

Entwurf einer grossen Brücke über den Sambesi in Moçambique

Design of a Large Bridge on the River Zambezi in Moçambique

C.A. MACHADO DE ANDRADE
Ingénieur en Chef des Ponts
J.A.E.M.
Mozambique, Portugal

1 - INTRODUCTION

Sur le fleuve Zambeze au Mozambique, deux grands ponts existent en ce moment, l'un, construit depuis 30 ans à Mutarara, pour le reseau ferroviaire, l'autre, à Tete, pour le reseau routier. Ce dernier, encore en voie de construction, devra être accompli le début Avril 72. Son étude expérimentale fut exposée au 8ème Congrés à New York.

Le Gouvernement Portugais accorda la construction d'un nouveau pont, près du village de Vila Fontes, destiné à l'axe routier fondamental Nord-Sud du Mozambique. Ouvrage d'art à grandes dimensions, il sera bâti à 150 Km de l'embouchure du fleuve.

Les Departements de Routes et Ponts de la Junta Autónoma das Estradas de Moçambique élaborèrent les necessaires études base, au moyen de la photogrammetrie aérienne, des levés aériens, terrestres et fluviaux. Ainsi, la traversée fut-elle démarquée à l'endroit jugé le plus acceptable. Les Services Hydrauliques collaborèrent à l'étude des conditions d'écoulement du grand fleuve et le Laboratório de Engenharia de Moçambique étudia les sols de fondation du pont.

Sous avis de la Junta Autónoma das Estradas de Moçambique, l'étude du projet de cet ouvrage d'art fut remi par le Gouvernement Portugais au Professeur de l'Instituto Superior Técnico, Monsieur L'Ingénieur Edgar Cardoso, Technicien de renommée internationale.

S appuyant aux éléments fournis par les Services susdits, M'Edgar Cardoso présenta l'avant-projet du pont, en quatre solutions, dont nous passons à la description.

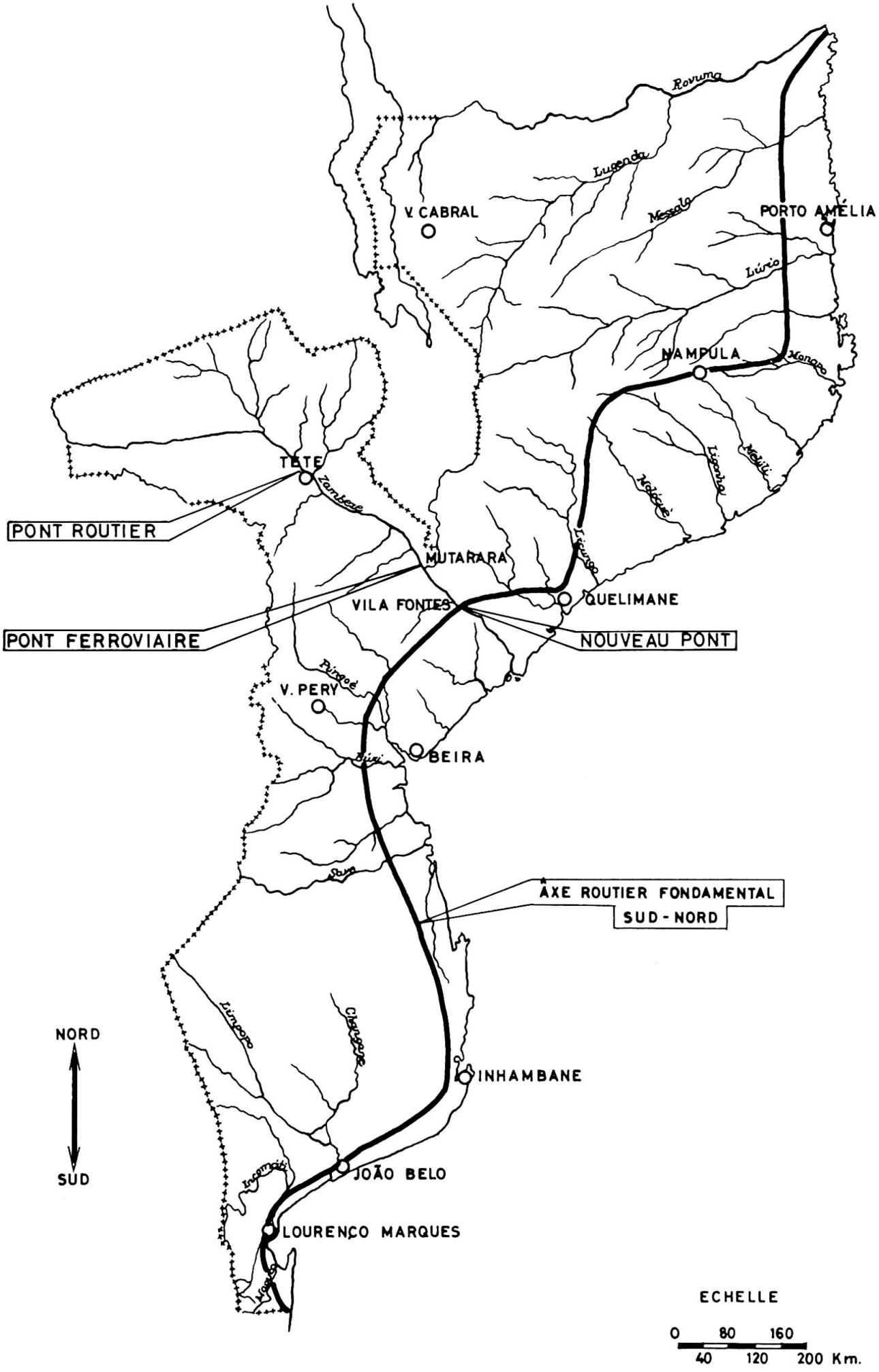
2 - DESCRIPTION DE L'AVANT-PROJET DU PONT

L'avant-projet, exposant l'étude sommaire de quatre solutions techno-économiquement possibles, habilita l'Administration à bien choisir une solution, vus les différentes caractéristiques des solutions présentées, concernant l économie, la sécurité et la durabilité de l'oeuvre et la nécessité de bien garantir la navigabilité du fleuve.

Toutes les solutions ont prévu une chaussée de 7,20 m et deux trottoir de 1,00 m de largeur utile, aussi qu'un developpement au dessus de 2350,00 m.

Les quatre solutions furent sous-titrées A,B,C et D. Elles sont, à savoir:

— MOÇAMBIQUE —


Rovuma
Lugenda
Messalo
V. CABRAL
PORTO AMÉLIA
Lúrio
NAMPULA
Monapo
Ligonha
Molócué
Licungo
Melúli
TETE
Zambeze
PONT ROUTIER
MUTARARA
VILA FONTES
QUELIMANE
PONT FERROVIAIRE
NOUVEAU PONT
Pungué
V. PERY
Buzi
BEIRA
Save
AXE ROUTIER FONDAMENTAL
SUD - NORD
Limpopo
Chengane
NORD
SUD
INHAMBANE
Incomati
JOÃO BELO
LOURENÇO MARQUES
Maputo
ECHELLE
0 80 160
40 120 200 Km.

SOLUTION - A -

Cette solution présente l'ouvrage d'art composé de deux éléments, un pont sur le lit fondamental du fleuve, se developpant à la rive gauche, et un viaduc sur le restant du lit, se developpant jusqu'à la rive droite.

Le pont est du type suspendu, à haubans inclinés, avec une portée centrale de 260,00 m et deux portées laterales de 70,00 m chacune. Les piliers-tours et les culées sont en béton armé, s'étayant le premier pilier-tour et culée directement dans les roches plus ou moins saines, et les autres par des pieux en béton coulé (type Ródio, Benoto, etc) avec, respectivement, 0,90m et 0,80m de diamètre, jusqu' 'au "bed-rock" à 15,00m - 20,00m de profondeur.

Le tablier du pont est une charpente métalique, constituée par des poutres maîtresses, où les haubans s'attachent, par des poutres transversales et longitudinales secondaires, et par des contreventements. Sur cette charpente en poutres orthogonales métaliques se porte une dalle en béton armé.

Les câbles de suspension se composent de fils paralèles à Ø 5 mm de diamètre, en acier spécial à haute résistance, chemisés d'un fil en acier doux, et attachés en cônes, en acier, remplis d'un alliage à plomb et antimoine.

Le viaduc sur le restant du lit a un developpement total de 1940,00 m, avec des portées de 20,00m aux extrémités (près du pilier-culée et de la culée à la rive droite) et des travées de 25,00 m au restant.

Ce viaduc se compose d'une série de charpentes continues en béton armé, de 12 travées, la dernière se posant sur la console de première de la charpente suivante. Structurellement, le tabilier est constitué par quatre poutres longitudinales, à hauteur variable, avec des poutres transversales aux appuis et portées, sur lesquelles se porte la dalle de la chaussée. Les piliers sont formés par deux colonnes, ralonges des pieux de fondation, inter-liées au niveau du lit et au couronnement, l'ensemble étant en béton armé.

La culée à la rive droite est une caisse en béton armé, aussi que la culée du pont principal à la rive gauche et le pilier-culée, diviseur des deux structures. Tout le viaduc s'étaie par des pieux à Ø 0,80 m de diamètre, identiques à ceux de la fondation du pont et pénétrant de 20,00 à 35,00 m.

Le developpement total de l'ouvrage d'art est, en solution A, de 2385,85 m.

Le devis-estimatif a chiffré l'oeuvre en 100 000 000$00, respectivement, 43 309 800$00 pour le point, 53 249 800$00 pour le viaduc et le restant pour les frais généraux.

SOLUTION - B -

Ainsi que la solution A, l'ouvrage d'art est ici présenté en deux éléments - - un pont sur le lit fondamental et un viaduc sur le restant du lit, le developpement total étant 1790,00 m.

Le pont se developpe en 520,00 m, avec deux portées aux extrémités de 50,00m et six portées centrales de 70,00 m.

Son tablier est une charpente continue en caisson en béton armé-précontraint, à hauteur variable, avec une dalle inférieure, deux parois et une dalle supérieure, celle-ci constituant la dalle de la chaussée et des trottoirs.

Les piliers se composent de deux colonnes inter-liées par une membrane, portées sur un fondement et avec couronnement pour la pose du tablier, tous les éléments étant en béton armé.

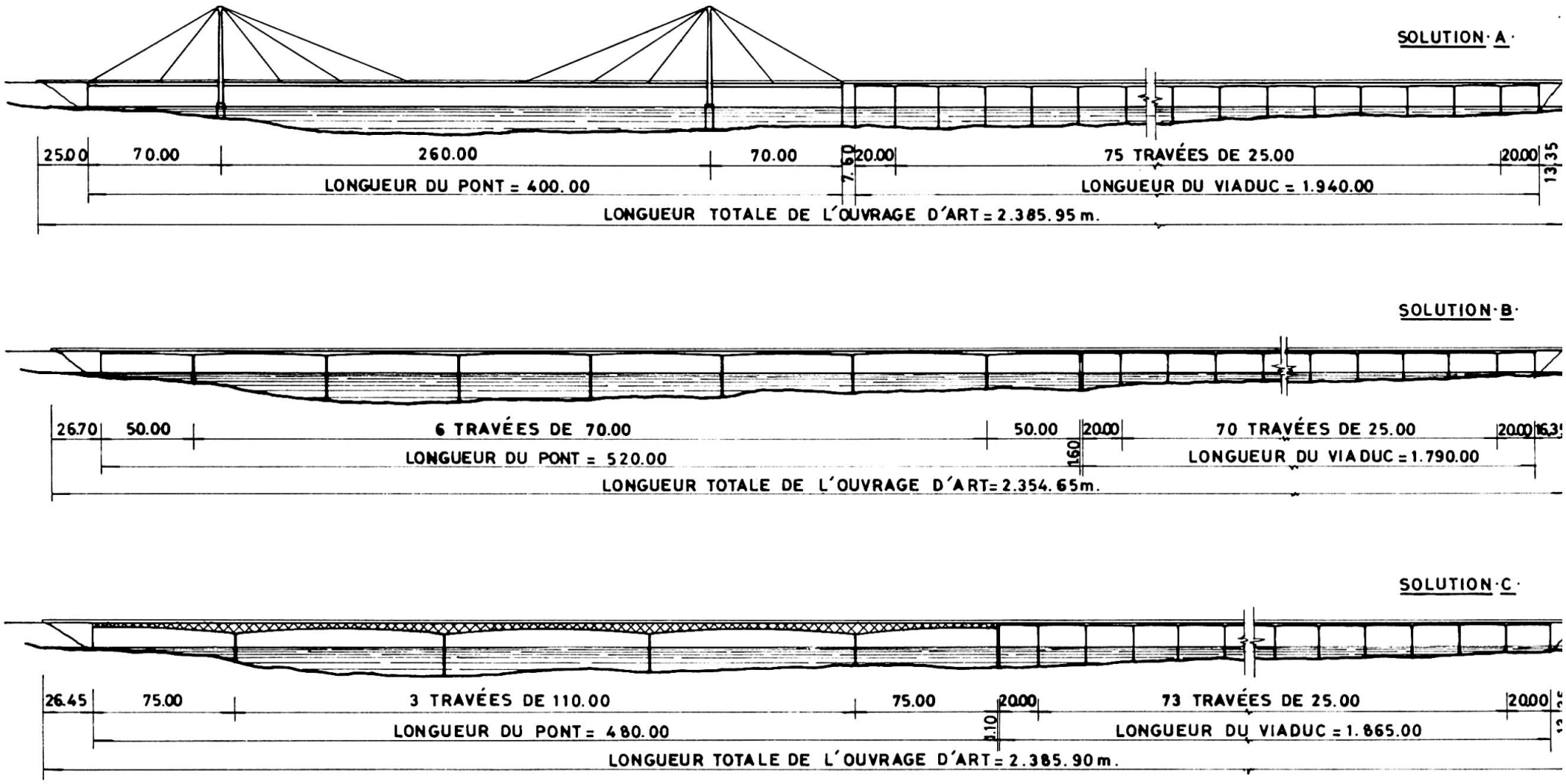
Le pont et le viaduc sont séparés par un pilier-culée, en béton armé, identique aux piliers du pont mais à plus grandes dimensions et aux colonnes vidées.

Les culées aux extrémités sont celles de la solution A, les fondations indirectes par pieux Ø 0,80 m en béton coulé "in situ", pénétrant de 20,00 m à 30,00m.

L'ouvrage d'art, en solution B, présente un developpement de 2354,65 m.

Le devis-estimatif chiffre l'oeuvre en 75 000 000$00, 23 600 000$00 pour le pont, 48 000 000$00 pour le viaduc et le restant pour les frais généraux.

— LE NOUVEAU PONT DU ZAMBEZE AU MOZAMBIQUE —



ÉCHELLE - 1 : 3000

SOLUTION - C -

Cette solution conçoit, comme les antérieures, l'ouvrage d'art en deux éléments - un pont sur le lit fondamental et un viaduc sur le restant du lit, identique à celui décrit en solution A. L'ouvrage d'art se developpe en 1865,00 m.

Le pont, avec un developpement de 480,00 m, présente cinq portées continues, deux aux extrémités avec 75,00 m chacune et trois centrales avec 110,00 m chacune.

Le tablier est en béton précontraint et composé de deux poutres maîtresses réticulées, à aile inférieure courbe et, donc, à hauteur variable. Les poutres maîtresses sont supérieurement liées par la dalle de la chaussée et des trottoirs.

Cette solution est très particulière, les pièces réticulées étant en béton précontraint ou bien en béton armé, selon leur travail sous traction ou sous compression. Ainsi, l'aile supérieure et les diagnales sous traction, l'aile inférieure et les diagonales sous compression sont-elles, respectivement, en béton précontraint et en béton armé. Le tablier, ayant les piliers par points de départ, serait construit "in situ", pièce à pièce, au moyen d'une travée métalique de montage.

Il s'agit d'une solution trés intéréssante, quoique très délicat et exigeant de grands soins et une haute spécialisation.

Les culées et les piliers, en béton armé, sont identiques à ceux des solutions antérieures, s'étayant de la façon susdite, c'est-à-dire, les adjacents à la rive gauche par fondation directe et les autres par pieux en béton coulé.

Le developpement de l'ouvrage d'art est, à savoir, de 2385,90 m.

Le devis-estimatif chiffre l'oeuvre en 83 000 000$00, 27 600 000$00 pour le pont, 52 000 000$00 pour le viaduc et le restant pour les frais généraux.

SOLUTION - D -

Cette solution est, en conception, différente des autres présentées, le grand et le petit lits du fleuve étant franchis par des structures identiques, soit, il n'y a pas de differentiation entre les deux lits du fleuve. La charpente se compose de 34 travées, celles des rives avec 50,00 m et les autres avec 70,00 m.

La suprastructure du pont est constituée par la succession de charpentes continues centrales avec quatre portées de 70,00 m et deux consoles de 50,00 m et 20,00 m respectivement. Ainsi, la console de 20,00 m d'une charpente recoit-elle la console de 50,00 m de la suivant, de façon à former une portée de 70,00 m, leur junction constituant le joint de dilatation du tablier.

Les charpentes continues aux rives se composent de trois travées de 70,00m et deux travées de 50,00 m, en fonctionnement continu, et se posant les travées extrèmes sur la culée et la console de 20,00 m de la charpente continue qui lui est adjacente.

Le tablier est en béton armé-précontraint, en poutre caisson, dont l'aile inférieure est une dalle courbe longitudinalement, les âmes deux dalles à hauteur variable et l'aile supérieure la dalle de la chaussée et des trottoirs. Il est doté de poutres transversales aux appuis des piliers, aux culées et aux joints d'appui des travées de 50,00 m sur les consoles de 20,00 m.

Les piliers et les culées, en béton armé, sont identiques aux antérieurement décrits, s'étayant aussi par fondation directe à la rive gauche et par pieux Ø 1,00 m en béton armé, coulé "in situ", au restant du lit.

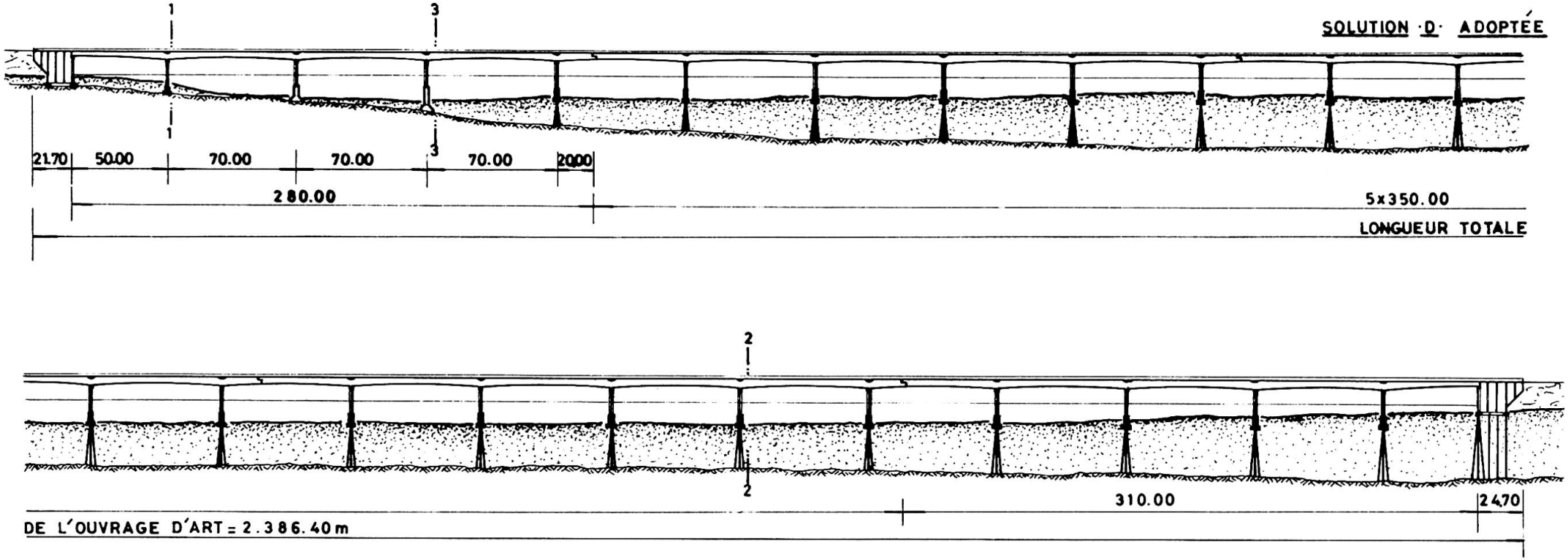
Cette solution présente un ouvrage d'art à 2386,40 m de developpement.

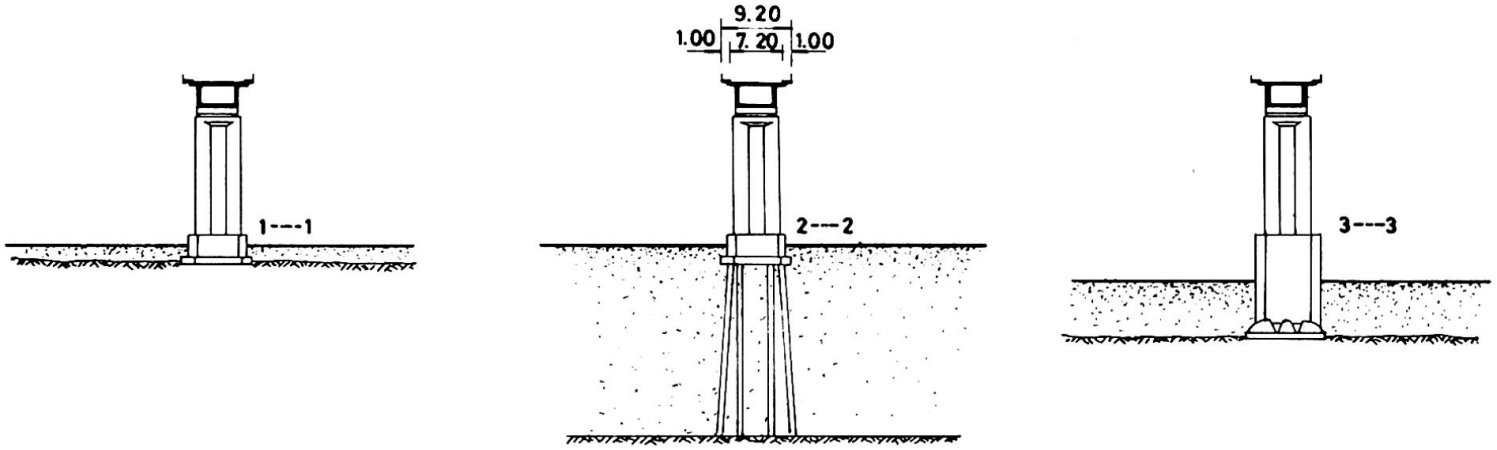
Le devis-estimatif l'a chiffré en 88 000 000$00, dont 85 000 000$00 pour l'ouvrage d'art et le restant pour les frais généraux.

3 - COMPARAISON DES QUATRE SOLUTIONS DE L'AVANT-PROJET ET CHOIX DE LA SOLUTION DEFINITIVE

Concernant l'élément budgétaire elle se peut résumer sous le tableau suivant, où l'on indique les prix global, per mètre et per mètre carré:

— LE NOUVEAU PONT DU ZAMBEZE AU MOZAMBIQUE —





ECHELLES: 1: 3000
1: 1000

DESIGNATION	PRIX GLOBAL	PRIX/METRE	PRIX/METRE^2
Solution A	100 000 000$00	41 900$00	4 600$00
Solution B	75 000 000$00	31 900$00	3 500$00
Solution C	83 000 000$00	34 800$00	3 800$00
Solution D	88 000 000$00	36 900$00	4 000$00

Donc, en valeurs absolues, la solution la plus avantageuse économiquement est la solution B, la solution A l'étant le moins, ce qu'une analyse superficielle des structures des deux solutions nous amenait à croire. Les prix globaux des solutions C et D s'approchent nettement, étant, donc, pratiquement équivalents, ceci ne se posant pour la solution A, où le coût très haut du pont proprement dit a fortement haussé le prix global.

En autre, on voit aisément que les solutions B et C sont d'un prix inférieur à celui de la solution D, vu la forte influence du viaduc qui, en solutions B et C, franchit la plupart du lit, contrairement à la solution D où les grand et petit lits sont franchis par une unique charpente à grandes portées.

Ainsi, peut-on écarter imédiatement la solution A, vu son haut prix global et sa structure métalique.

Le cas particulier du Mozambique, les structures métaliques sont à éviter, en général, sauf si de raisons techniques l'éxigent absolument. Car, n'existant pas au Mozambique de sidérurgie, il conduirait à une sortie de divises assez appreciable, ce qui est, evidemment, à éviter tant que possible.

Outre, les frais assez élévés du maintien des ouvrages éloignés des centres urbains conseillent très vivement la non-adoption des structures métaliques.

Ceci raisonné, on abandonna tout de suite la solution A, les trois autres se présentant à la discussion.

Comme nous l'avons dit, les solutions B, C et D diffèrent faiblement au prix global, quoique une différence de 17% existe entre les solutions la plus et la moins chères. Eut-il fallu, donc, qu'il se posât une raison théorique de poids nous conduisant, sans, hésitations, au choix final de la solution la plus conveniente.

Ce qui s'est passé.

Le Zambeze est un grand fleuve, navigable le plus long de son cours, quoique l'existence de quelques solutions de continuité, naturelles et artificielles, telles que les barrages à Kariba en Rhodésie et à Cabora Bassa, en voie de construction au Mozambique.

Ce pont se situe au cours inférieur du fleuve et en zone navigable par des centaines de kilomètres, jusqu'à l'embouchure à l'Océan Indien.

Actuellement, le grand lit présente un net canal à navigation, près de la rive gauche, les premières solutions ayant été raisonnées sur ce point. Elles satisfont, donc, ce but au moment présent et toute l'année durant, sauf la période annuelle des crues. En ces moments, tout le lit se présente sous un même aspect, et, le fonctionnement global de l'ouvrage d'art devient moins parfait, car il y devrait avoir, alors, un aspect identique sur tout le lit.

Outre, en étudiant son histoire, on conclut que le lit a souffert, le long du temps, de nettes transformations, d'où l'intérêt à bien garantir la navigabilité

sur tout le lit du fleuve.

Ainsi, fut-on amené à l'adoption d'une solution qui, d'un coût acceptable, garantît la navigabilité sur tout le lit et pendant toute l'année, possédât une robustesse uniforme pour bien résister aux chocs provoqués par les petits bateaux et les arbes arrachés aux moments des crues, et, finalement, qui présentât de meilleures conditions d'écoulement tout le large du lit, vu ses grandes portées.

Quoique, d'un poids mineur au choix de la solution, on considère que l'ouvrage d'art se présente bien plus harmonieuse par une application de charpentes identiques sur tout le lit, surtout hors des périodes d'étiage.

4 - DESCRIPTION DÉTAILLÉE DU PROJET DÉFINITIF DU PONT

Une fois choisie, par l'Administration de l'État, la solution la plus convenable, M. le Professeur Edgar Cardoso présenta le projet définitif de l'ouvrage d'art, intièrement basé sur la solution D de l'avant-projet.

Détaillons, donc, le projet accordé, du point de vue des détails constructifs et de l'éxécution des travaux.

4.1 - DESCRIPTION DU PROJET DE L'OUVRAGE D'ART

Comme nous l'avons dit, le tablier se compose de 34 travées continues, à 6 rotules, dont les travées extrèmes et les intermédiaires ont, respectivement, 50,00m et 70,00m de portée; soit, un tablier de 2340,00 m de developpement total. Transversalement, le tablier comporte une chaussée de 7.20 m et deux trottoirs de 1,00m de large chacun.

Il fut dit aussi qu'elle se constituait par des charpentes continues à 4 portées de 70,00m et 2 par consoles, l'une de 20,00 m et l'autre de 50,00 m, aux extrémités; la console de 50,00 m se posant sur la console de 20,00 m de la charpente suivante, par un joint-rotule. Le tablier, comme nous l'avons dit, est une poutre-caisson en béton armé-précontraint, à hauteur variable selon une courbe - l'hauteur étant 4,20 m aux appuis des piliers et 3,10 m aux demi-portées.

La précontrainte longitudinale se fait par des câbles extérieurs au béton, quoique à l'intérieur du caisson. Le processus est très pratique dans ce genre de charpente en caisson, réduisant ou même annulant les frottements. Les changements de direction des câbles sont obtenus au moyen de bielles métalliques.

Le tablier est précontraint transversalement à la dalle supérieure de la chaussée et des trottoirs, avec les câbles trempés dans le béton de la façon classique.

Les culées sont de grandes caisses vides en béton armé, à parois fines et géantes, fermées supérieurement par la dalle de la chaussée et des trottoirs.

La culée à la rive gauche s'étaye directement dans le »bed-rock», celle de l'autre rive le faisant par des pieux en béton armé, coulé »in situ», avec Ø 0,80m de diamètre (type Benoto, Ródio, etc).

Les piliers, en béton armé, se composent d'une poutre transversale supérieure sur laquelle se pose le tablier, et de deux montants circulaires liés par une paroi. L'ensemble se porte sur un embasement avec des taille-mer, qui se décharge sur un fondement possédant, aussi, des taille-mer.

Le premier pilier de la rive gauche s'étaye directement dans les roches, peu profondément et sous un niveau de l'eau assez bas aux périodes d'étiage. Les deux piliers suivants s'étayent, également, dans les roches à petite profondeur, mais le niveau des eaux étant déjà appreciable. Il se fait par des puits célulaires en béton armé, un puits pour chaque pilier, et plongés par havage.

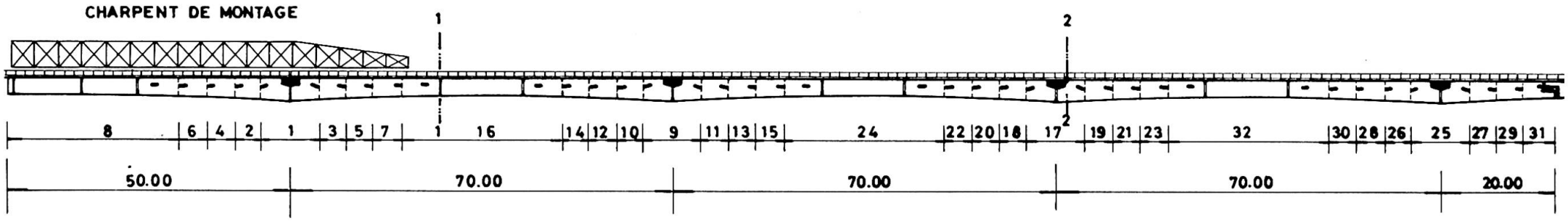
Les restants piliers s'étayent par des pieux en béton armé, coulé »in situ», avec Ø 1,00 m de diamètre. Chaque pilier le fait par six pieux.

L'ouvrage d'art présente, tel qu'à l'avant-projet, un developpement de 2386,40 m.

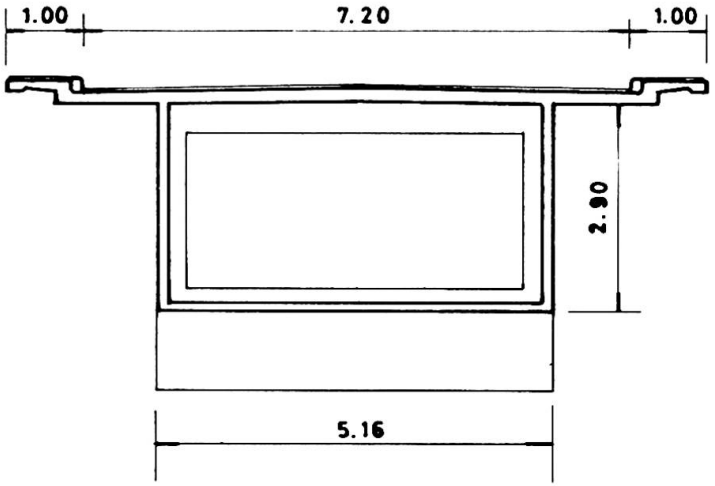
Les dimensions principales des divers éléments de la charpente et les détails

— LE NOUVEAU PONT DU ZAMBEZE AU MOZAMBIQUE —

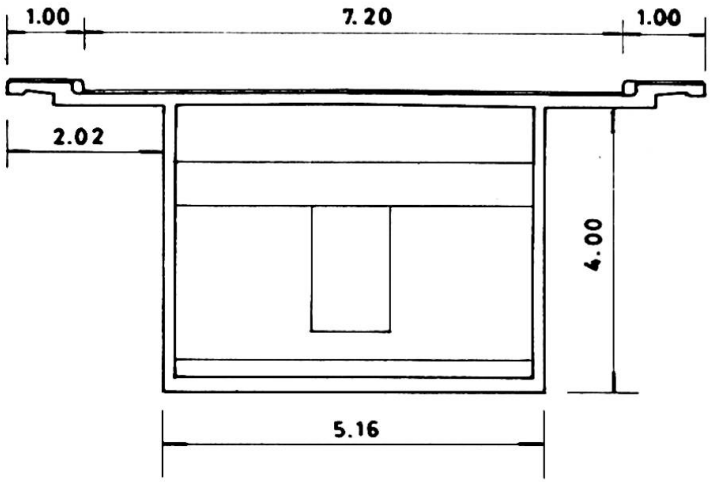
ORGANISATION DU BÉTONNAGE DU TABLIER



COUPE 1—1



COUPE 2—2



ECHELLES: 1:1000
1:100

fondamentaux sont exposés aux dessins ci-joints. Aussi, rien ne sera accru sur ce point.

4.2 - PROCESSUS D'ÉXÉCUTION DES TRAVAUX

Tout l'ouvrage, théoriquement conçu, doit être accompagné d'un schèma de l'éxécution, sans lequel le projet n'aura aucune viabilité pratique. D'ailleurs, le schèma de l'éxécution est absolument nécessaire car l'oeuvre doit être stable, non seulement après l'accomplissement et mise en service, mais aussi pendant les diverses etapes de sa construction. Donc, une raison en plus pour la conception de l'éxécution pratique.

En ce qui concerne l'éxécution des fondations, des piliers et des culées, les processus constructifs ne s'écartent tellement du classique, d'où, aucun intérêt n'existe à les décrire ici.

Le même ne se passant quant à la charpente du tablier, car elle est assez particulière, aussi que l'éxécution qui en est encore plus.

On a déjà vu sa constituition, par la succession de charpentes continues, divisées par six joints-rotules. On suppose l'éxécution à partir de la rive gauche, mais elle pourrait être commencée à la rive droite ou bien aux deux rives simultanément, ce qui, ayant l'equipement et main-d'oeuvre nécéssaires, diminuirait énormément le délai d'accomplissement, vu la durée de l'éxécution du tablier se reduisant à moitié.

L'entreprenneur doit concevoir et éxécuter une travée métalique de montage de 70,00 m (ou bien deux travées, le cas de l'éxécution simultanée aux deux rives), la posant sur la culée et le pilier suivant (par dessus ou dessous de la charpente du tablier à éxécuter). Les travées extrèmes du pont ayant 50,00 m, la travée de montage présentera 20,00 m en console au-delà du pilier sur lequel elle se pose.

Posés, ou bien suspendus, sur la travée de montage, des tronçons de 5,00m à chaque côté du pilier sont bétonnés et précontraints lorsque leur resistance le permette. Il se suit l'éxécution d'autres nouveaux tronçons de 5,00 m, toujours à chaque côté du pilier, le processus se répétant jusqu'à 20,00 m du pilier.

Le tronçon restant de la travée de la rive sera, alors, bétonné et précontraint à partir de la culée.

Ce processus de bétonnage et précontrainte diminue assez l'éffort sur la travée métalique de montage, qui n'aura qu'à supporter son propre poids et un poids partiel de la charpente a éxécuter.

On obtient, donc, la première portée de la charpente de la rive, avec 50,00m plus 20,00 m en console de la portée suivante.

La travée de montage se deplace alors de 70,00 m en avant, s'appuyant sur la console venue d'être d'exécutée, et sur le pilier suivant. Le processus du betonnage et de la precontrainte se repète comme le décrit.

Par une repétition du processus, toutes les travées du pont seront construites, jusqu'à la rive contraire à celle de commencement de l'éxécution.

Ce processus constructif, logique et relativement simple, selon notre pensée, permet d'égaliser les flèches beaucoup plus sûre et parfaitement que par le processus conventionnel de l'avance successif, toujours en console, aux deux côtés du pilier et jusqu'aux demi-portées. En autre, le système de la précontrainte, par des câbles extérieurs au béton et disposés à l'intérieur de la poutre-caisson, facilite énormément les travaux et réduit au minimum les pertes par frottement, car les changements de direction des câbles sont obtenus, nous l'avons déjà dit, par interposition de bielles métalliques. Actuellement, aucune difficulté se pose quant à la protection des câbles mis à l'extérieur de béton, d'où la perfection de la solution, sous tous les points de vue, soit de l'éxécution, soit du fonctionnement.

Quant au processus éxécutif, rien de plus aura un intérêt particulier, une fois que tout le restant de l'ouvrage d'art sera construit selon les procédées conventionelles.

Nous ajouterons seulement que, quoique le coût de la travée de montage ne soit à négliger, la grande répétition de son application rend son prix relatif assez acceptable.

5 - DEVIS DE L'OUVRAGE D'ART ET CONCLUSIONS

Mentionnons, comme éléments d'intérêt, quelques chiffres concernant la quantité des matériaux à utiliser.

Ainsi, 4920,00m de pieux Ø 1,00m et 542,00m de pieux Ø 0,80 m, coulés »in situ», seront-ils cloués.

On dépensera, en tout l'ouvrage, 1 327 000 Kg d'acier A24 crénelé.

Pour les culées et les piliers, en béton armé, 6 100m3 de béton B 300 avec 300 Kg/m3 de ciment seront éxécutés; pour le tablier, en béton armé-précontraint, nous avons l'éxécution de 13 840 m3 de béton B350 avec 400 Kg/m3 de ciment.

Aux précontraintes, transversale de la dalle du tablier et longitudinale du tablier, seront appliqués, respectivement, 117 000 tf.m et 4 050 000 tf.m.

Au-delà du mentionné, nous trouvons encore des chiffres assez importants pour le coût de la travée métallique de montage, estimé en 4 000 000$00. Nous prévoyons aussi, 1 980 000$00 pour le déplacement de la charpente pendant l'éxécution du tablier.

On conte sur 12 480 000$00 pour les moules et leur réapplication, et sur 7 560 000$00 pour les frais divers, tels que les essais pendant les travaux, les essais de réception finale, chantiers, ponts de service, etc.

Le devis chiffre l'oeuvre global en 98 576 000$00, 10 570 000$00 en plus que le montant calculé à l'avant-projet. Ça se comprend fort bien, vu la plus grande rigueur de l'étude définitive et la hausse des prix vérifiée aprés l'avant-projet. Non-obstant, le coût per m2 de l'ouvrage d'art est encore 4 490$00, ce que nous trouvons acceptable, car il s'agit d'un ouvrage à grande spécialisation et présentant de difficultés particulières en ce qui concerne les travaux de fondation et, surtout, la charpente du tablier.

L'oeuvre sera mise à concours cette année et le commencement de son éxécution est prévue aussi pour cette année même. Le plan de travaux elaboré prévoit un délai d'éxécution de 40 mois, supposant l'éxécution de l'oeuvre par un seul avancement à partir de la rive gauche.

RÉSUMÉ

La communication décrit les études base élaborées pour le projet du nouveau grand pont, à bâtir sur le fleuve Zambeze au Mozambique (Afrique Portugaise). Quatre solutions ont été envisagées, en étape d'avant-projet, et on décrit les raisons amenant au choix de la solution adoptée, vu ses aspects techniques et économiques.

Finalement, on expose la solution adoptée, les processus constructif prévus et les quantités des matériaux à dépenser à l'éxécution de ce grand ouvrage d'art.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Brückenmontage nach der "Schubladenmethode"

Bridge Erection according to the "Drawer" Method

Montage de pont d'après méthode "tiroir"

P. BOUÉ
Dr.-Ing.
Dortmund, BRD

H. GEPP
Dipl.-Ing.
Bundesbahndirektor
Essen, BRD

1. Allgemeines

Brücken werden häufig im Bereich bestehender Verkehrswege errichtet. Beispielsweise in den Stadtkernen, in den Knoten und Verästelungen von Autobahnen, Schnellstraßen und Eisenbahnlinien, in den Kreuzungen dieser Verkehrsadern, auch mit Wasserstraßen sowie an Bahnhöfen, Flugplätzen oder Häfen.

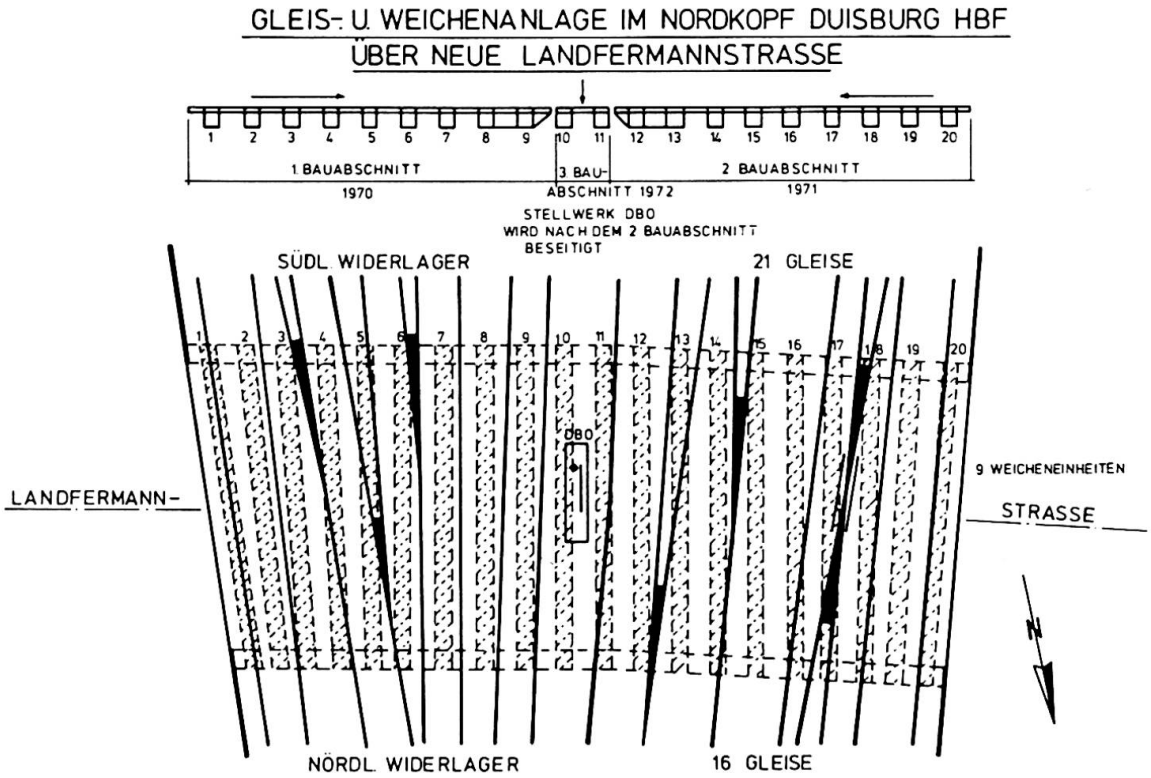
Oft wird die Forderung erhoben, den Verkehr auf den bestehenden Wegen nicht oder nur kurzfristig einzuschränken. Einengungen, Sperrungen und Umlenkungen bedeuten Gefahrenpunkte, zusätzliche Nebenkosten und Zeitverlust beim Bau und für die Verkehrsteilnehmer. Allerdings wird der wirtschaftliche Verlust durch Fahrtverzögerungen nur selten erfaßt oder berücksichtigt.

Schon bei der Entwurfsarbeit müssen diese Gesichtspunkte beachtet und die geeigneten Baumethoden festgelegt werden.
Sie können ebenso entscheidend für die Wahl der Bauweise, des Tragsystems, der Stützweiten, der geometrischen Abmessungen der gesamten Brücke sowie für ihre Ausbildung als Ganzes oder der Einzelteile sein.

Bei der Hochstraße über den Bahnhof Ludwigshafen etwa (s. Bild) wurde auch mit Rücksicht auf die geringere Störung für den dichten Verkehr auf dem zu überbrückenden Gleisnetz das Vielseil-System gewählt.

2. Aufgabenstellung

Gilt es, im Bereich eines großen Bahnhofes eine neue Straße unter zahlreichen Gleisen und Weichen hindurchzuführen, so stellen sich diese entwurfs- und montagebestimmenden Überlegungen in ausgeprägter Form.
Dieser Fall lag bei der erforderlich gewordenen Verlängerung der Landfermannstraße unter dem Nordkopf des Hauptbahnhofes Duisburg vor. Sechzehn Gleise und neun Weichen mußten unterfahren werden. Wegen des starken Bahnverkehrs wäre selbst eine Sperrung von einzelnen Gleisen nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand möglich gewesen.



Als Brückensystem wurde eine vollständig geschweißte Deckbrücke mit einer Stützweite von 37 m und in einer mittleren Breite von 96 m gewählt, auf der ein durchgehendes Schotterbett liegt.
Die Brücke besteht aus 20 je 2 m breiten Hohlkastenträgern zwischen denen keilförmige, im Mittel 3 m breite Trägerrostplatten eingeschweißt sind.
Da das etwa in Brückenmitte liegende Stellwerk erst Anfang 1972 beseitigt werden kann, mußte die Brücke in drei Abschnitten ausgeführt werden.

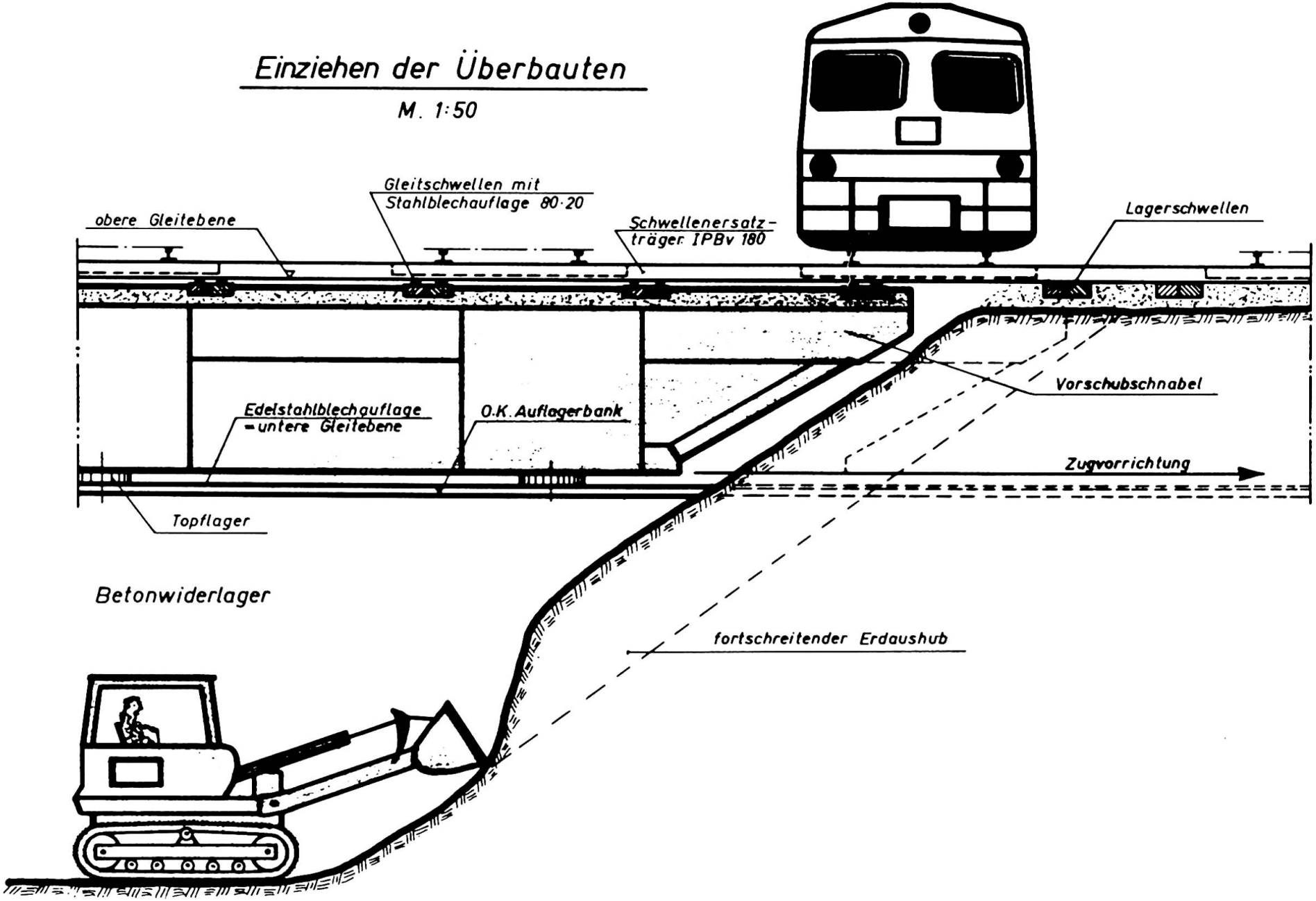
3. Lösungsmöglichkeiten

Für die Bauausführung boten sich zwei Lösungen an:
das herkömmliche Einlegen der Brückenteile oder
das seitliche Einschieben unter den bestehenden Gleiskörper.
Das herkömmliche Einlegen der Brückenteile in – wegen wechselnder Kreuzungswinkel zwischen Gleitachsen und Straßenachse – relativ kleinen Abschnitten hätte zahlreiche Nachteile gebracht. Enge Hauptträgerabstände, keine oder nur schmale Kästen, schwierige Bedingungen beim Einschweissen der Zwischenplatten, zahlreiche Umfahrzustände, dennoch Fahrbehinderungen auf wichtigen, stark frequentierten Hauptgleisen der Bundesbahn, lange Bauzeit.

Eine Kostenermittlung zeigte, daß allein die Umfahrzustände für den Umbau der Gleise und Weichen, Fahrleitungen und Signale einen Aufwand von nahezu 3 Mio DM bei Gesamtbaukosten von 15,5 Mio DM erforderten.
Da diese Kosten recht hoch erschienen, wurde das seitliche Einschieben unter dem bestehenden Gleiskörper untersucht. Diese "Schubladenmethode" war im Jahre 1962 in Hannover an der Berliner Allee angewandt worden.
Die Kalkulation dieses Bauverfahrens ergab im vorliegenden Fall einen geringeren Kostenaufwand als bei der üblichen Methode. Hinzu kam noch der kostenmäßig allerdings nur schwer erfaßbare Vorteil, daß der Eisenbahnbetrieb bei diesem Verfahren nicht in dem Ausmaß geändert und gestört zu werden brauchte, wie das bei der üblichen Einbauart der Fall gewesen wäre.

4. Schubladenmethode

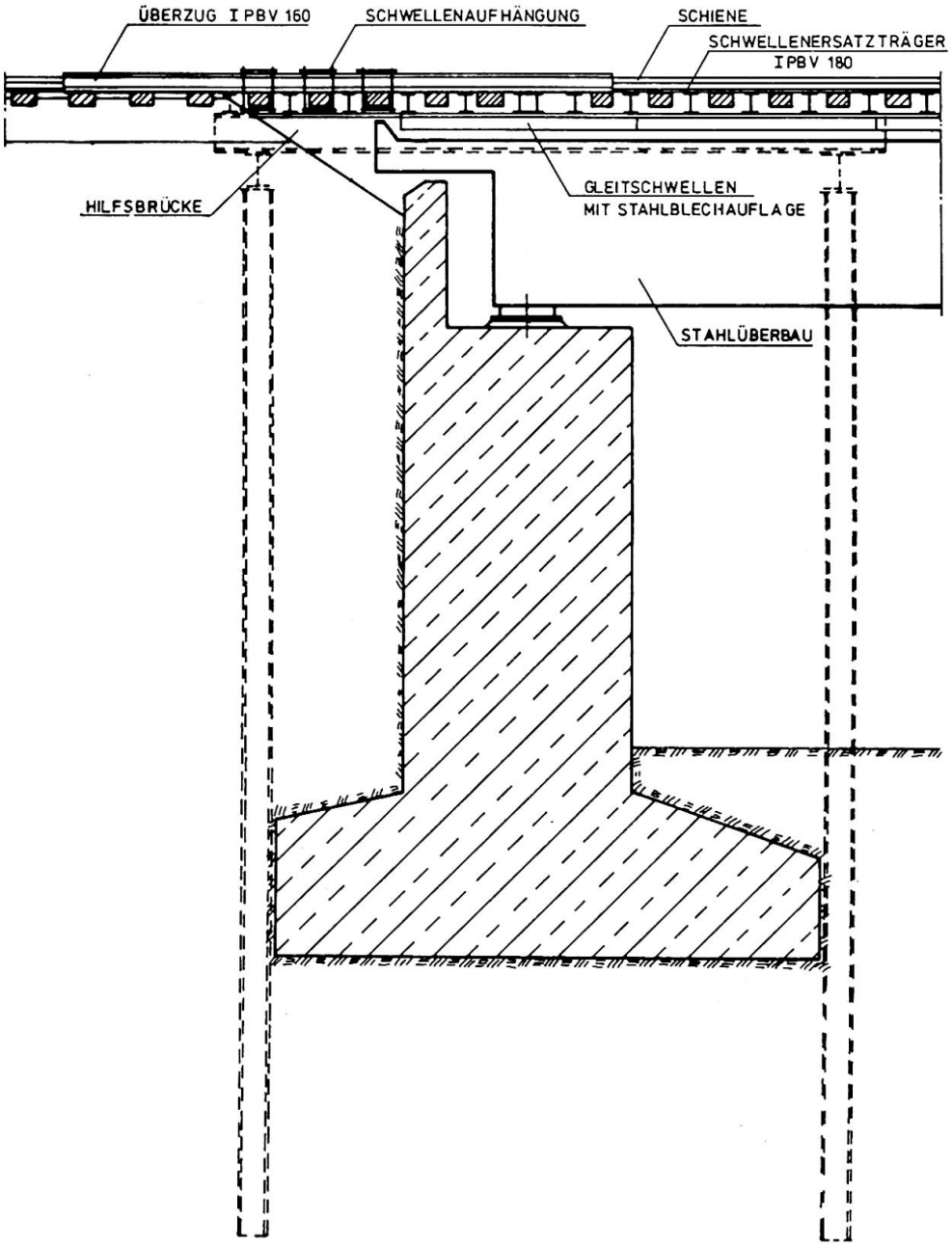
Der wesentliche Vorteil der Schubladenmethode besteht darin, daß während des gesamten Bauvorganges – hier zweimal etwa drei Monate – die Gleise ohne betriebliche Behinderung immer befahren werden können.
Der Verschub der Brücke bedingt keine Gleissperrungen. Die Brücken werden unter den Gleisen und Weichen auf den Widerlagern eingeschoben.
Dafür sind Verschubbahnen in zwei Ebenen erforderlich; die untere zwischen den Auflagerbänken der Widerlager und den Überbauten, die obere zwischen Überbau und einer Trägerlage (SWE).


Einziehen der Überbauten
M. 1:50
Gleitschwellen mit Stahlblechauflage 80·20
obere Gleitebene
Schwellenersatz-träger IPBv 180
Lagerschwellen
Vorschubschnabel
Edelstahlblechauflage = untere Gleitebene
O.K. Auflagerbank
Zugvorrichtung
Topflager
Betonwiderlager
fortschreitender Erdaushub

4. 1 Widerlager

Als erstes wurden die flach gegründeten Widerlager unter den Gleisen hergestellt. Die 6 m breiten Baugruben hatten Wände in Berliner Verbauweise. Die hierfür erforderlichen I-Träger konnten in den Zugpausen gerammt werden. Hilfsbrücken mit einer Stützweite von 6,4 m lagen mittels Traversen auf diesen Rammträgern und trugen die Gleise und Weichen in diesem Bereich. Dabei wurden die Schwellen so hoch unterfüttert, daß die Schwellenersatzträger später eingezogen werden konnten. Nach deren Einbau übertrugen sie die Lasten aus den Schienen auf die Hilfsbrücken

HILFSBRÜCKE ÜBER DEN WIDERLAGERN



4. 2 Untere Verschubbahn

Auf beiden Widerlagern wurde jeweils als durchgehende Auflagerschiene ein Breitflachstahl 700 x 50 mm nach Höhe und Richtung genau aufgebracht. Darauf wurde ein Edelstahlblech von 2 mm Dicke aufgeschweißt, um die Reibung zu vermindern. Die Gleitflächen wurden mit Silikonfett eingeschmiert. Unter jedem Hohlkasten ist ein Neotopflager mit einem Durchmesser von 700 mm mit einer unteren Teflonschicht angeordnet.

4. 3 Obere Verschubebene

Die Fahrschienen der Gleise und Weichen wurden durch sog. Schwellenersatzträger zu einem in waagerechter Richtung sehr steifen Rost verbunden. Unter diesem Rost wurde dann der Brückenüberbau eingeschoben.
Die SWE wurden in jedes Schwellengefach zwischen den Holzschwellen eingezogen und mit jeder Schiene mit Hilfe von Schienenunterlagplatten mit je zwei Schrauben stahlbaumäßig fest verbunden (Bild 5.)
Die Unterseite der SWE war die obere Gleitebene unter den festliegenden Schienen und Schwellen. Auf der einzuschiebenden Brücke lagen sog. Gleitschwellen (Kuppelschwellen mit Flacheisen 8 x 20 mm mit Versenkschrauben) genau auf die Höhe der Unterseiten der SWE im Schotterbett ausgerichtet. Die Oberseite der Gleitschwellen war die obere Gleitebene auf der einzuschiebenden Brücke. Die SWE haben die Aufgabe, die wandernde freie Lücke zu überbrücken, die beim Vorschub zwischen dem Vorschubschnabel und dem Erdkern entsteht. Diese freie Lücke muß einerseits so groß sein, daß die Bodenmassen maschinell ausgebracht werden können, andererseits aber auch so klein sein, daß unter den Eisenbahnverkehrslasten die Durchbiegung der SWE keine unruhige Gleislage verursacht.
Erschünscht wäre es, die SWE in möglichst großen Längen einzufädeln. Das hat Grenzen in der Länge der Träger und besonders in der verschiedenen Winkellage der Holzschwellen. Diese können nur geringfügig verschoben werden. Es mußten daher Wechsel eingebaut und auf vollen Kraftanschluß an Ort und Stelle verschweißt werden (Bild 6). Auch Weichenantriebe mußten durch Wechsel und verschraubte Überzüge umgangen werden (Bild 7).
Auf dem Erdkörper wurden unter den SWE zwischen den Gleisen sog. Lagerschwellen (im Abstand von 2,5 m ÷ 5,0 m) im Schotterbett eingebaut. Mit ihrer Hilfe wurde der höhenmäßig genaue Einbau der SWE erleichtert. Ihre wichtigste Funktion ist aber als Tragglied der Lastabtragung der Eisenbahnverkehrslasten von der Schiene über die SWE, die Lagerschwelle, auf das Schotterbett.

Die Lage der Gleitschwellen war so gewählt, daß sie nach dem Verschub möglichst außerhalb der Gleise lagen und einfach ausgebaut werden konnten. Bei den Weichen war dies nicht immer möglich, da der gegenseitige Abstand der Gleitschwellen wegen der Durchbiegung der SWE nicht größer als 5,0 m sein durfte. Um die notwendige ruhige Gleislage zu erreichen, ist die Durchbiegung der SWE möglichst klein zu halten. Vor Baubeginn müssen genaue Lagepläne aufgestellt werden für die vorhandenen Gleise und Weichen mit jeder einzelnen Schwelle,
die SWE - mit Wechsel und Unterzügen ,
die Lagerschwellen und
die Gleitschwellen.

4. 4 Verschubvorrichtung

In beiden Widerlagern wurde in Höhe des Stellwerks zur Aufnahme der Zugkräfte je ein I-Träger (sog. toter Mann) einbetoniert. Gegen die I-Träger stützten sich die Pressen, deren Kolbenhub maximal 80 cm betrug und die mit Hilfe von Lochstangen die Überbauten verschoben. Die aufzuwendende normale Pressenkraft betrug mit fortschreitendem Vorschub bis zu 2 x 80 Mp. Der Einzelverschubweg ist abhängig von der freitragenden Länge der Schwellenersatzträger und vom Erdaushub. Für jeden Verschubtag wurde der Verschubweg auf 2,5 m begrenzt, für den insgesamt 1,5 bis 2,0 Stunden gebraucht wurden.
Außerhalb der Gleise wurden auf einem Montagegerüst mit Verschubbahn gleichzeitig 3 Kästen mit Zwischenteilen bearbeitet: der äußere Teil wurde unter einem Zelt geschweißt, am mittleren Teil - ebenfalls unter einem Zelt- die Kunststoffbeschichtung vorgenommen und auf den dritten Teil Schotter aufgebracht und die Gleitschwellen ausgelegt. Der vierte Kasten war bereits im Begriff,unter das Gleis zu rutschen.

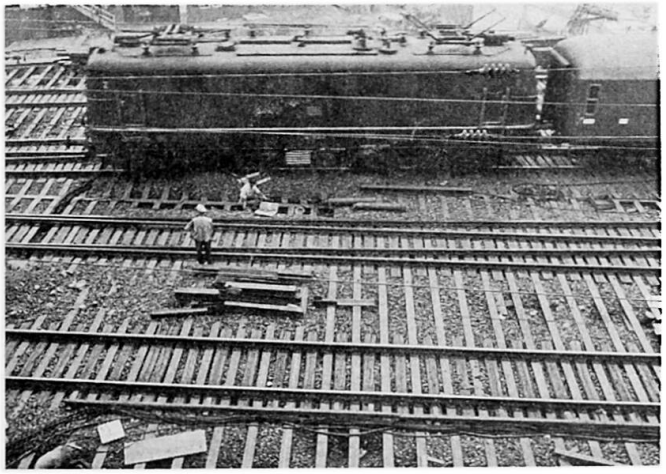


Bild 5: Blick auf den Gleiskörper mit SWE

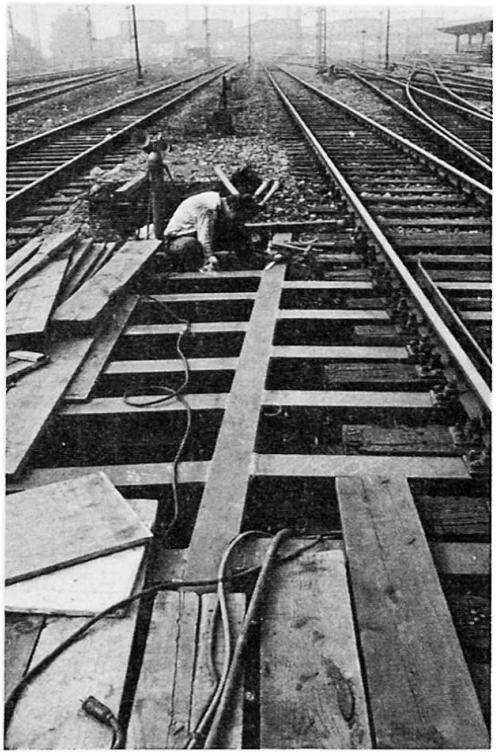


Bild 6:

Schwellenersatzträger mit Wechsel

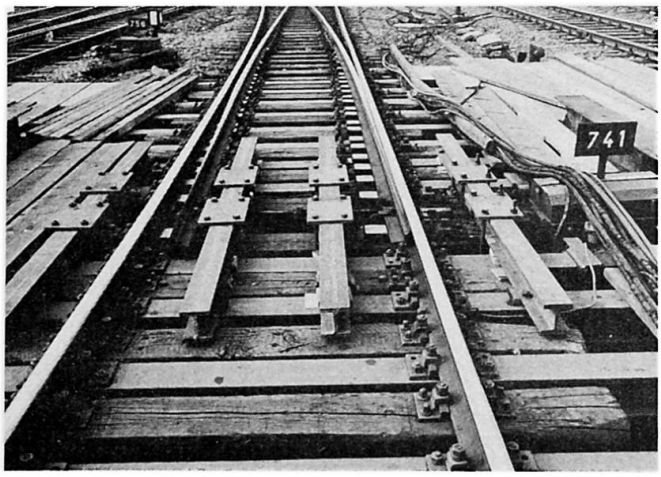


Bild 7: Überzüge im Bereich der Weichenantriebe

5. Erfahrungen

5. 1 Oberbau

Vor Baubeginn muß dafür gesorgt werden, daß die Unterseite aller SWE auf einer Höhe liegt. Zur Vereinfachung wurde die vorhandene Überhöhung in einem Durchfahrgleis beseitigt. Voraussichtlich kann künftig diese Überhöhung durch Verwendung passender Keile zwischen SWE und Unterlagsplatte beibehalten werden. Der Oberbau im Bereich der künftigen Brücke und besonders in den anschließenden Gleisen muß durch eine gute Nachstopfung in eine feste Lage gebracht werden. Die SWE des ersten Bauabschnittes wurden im Juni 1970 eingebaut und konnten erst Anfang 1971 ausgebaut werden. So lange war wegen der dichten Lage von Holzschwellen und SWE eine ordnungsgemäße Gleisunterhaltung schwierig. Dank der guten Verlegung lag der Rost aus SWE von etwa 40 x 40 m während der ganzen Bauzeit so einwandfrei, daß eine Fahrgeschwindigkeit der Züge von 50 km/h zugelassen werden konnte.

Im zweiten Bauabschnitt wurden die SWE bereits im Mai 1971 eingebaut und konnten erst Anfang 1972 ausgebaut werden. Diesmal wurden nach Einbau der SWE die normalen Holzschwellen ausgebaut und so wurde es möglich, die Gleitschwellen auf der Brücke und die Lagerschwellen auf dem Erdkern dauernd zu unterhalten, d. h. durch Nachstopfen eine feste und höhenmäßig genaue Lagerung der SWE in jeder Bauphase zu garantieren. Die Züge konnten daher – nun auch während des Schiebens – mit einer Fahrgeschwindigkeit von 70 km/h fahren.

5. 2 Verschiebeeinflüsse

Die SWE bilden mit den Schienen durch die starre Verschraubung einen in waagerechter Richtung sehr steifen Vierendeelträger. Eine Bewegung, Verschieben oder Ausbeulen in waagerechter Richtung konnten nicht festgestellt werden. Der Einbau eines ursprünglich vorgesehenen Horizontalverbandes auf den SWE außerhalb der Gleise unterblieb deshalb. Allerdings wurde jeder SWE an der zum Schutz des Stellwerks notwendigen Spundwand angeschweißt.

5. 3 Temperatureinfluß

Gegen Ende der Verschubzeit liegt der SWE-Rost auf den gut geschmierten Gleitschwellen der Brücke. Temperaturdehnungen können sich in diesem Zustand fast ungehindert auswirken.
Trotz vielfältiger gemeinsamer Überlegung konnte keine befriedigende Lösung als Vorbeugungsmaßnahme gefunden werden. Lediglich für den Notfall wurde vorgesehen, die SWE etwa in Mitte Feld durch eine breite Fuge zu trennen und beim Verschub Druckstücke in diese einzusetzen.

Der Notfall trat aber nicht ein. Die Gleise zeigten keine temperaturbedingten Richtungsänderungen. Die Jahreszeit – September bis Dezember – mit ihren verhältnismäßig geringen Temperaturschwankungen wirkte sich günstig aus.

5.4 Durchbiegung der Brücke

Wesentlich für die Verwendbarkeit der Schubladenmethode ist die relativ setzungsfreie Lage der SWE. Insbesondere ist die Durchbiegung des ersten Stahlüberbaus zu beachten. Hier gibt der SWE-Rost um das Maß der Durchbiegung der Brücke nach, während er in rund 2 m Entfernung noch auf dem unnachgiebigen Schotterbett des Erdkörpers liegt. Die rechnerische Durchbiegung der Hohlkästen für Lastzug S beträgt bei ungünstiger Belastung 60 mm. Eine Durchbiegung in dieser Größenordnung hätten die SWE nicht mitmachen können. Sie hätten sich abgehoben und geklappert. Die Durchbiegung des vorderen Hohlkastens wurde deshalb auf rechnerisch 16 mm verringert, indem die beiden ersten Hohlkästen durch durchgehende Bodenplatten versteift wurden; dies bedeutete 30 t Stahlmehrverbrauch je Vorschubteil. Eine Belastungsprobe mit einer Dampflokomotive ergab eine Durchbiegung von 7 mm.

5.5 Berechnung der Zugkraft

Die Verschubpressen müssen Kräfte aufbringen, deren Größe sich aus den überlagernden Gewichten und dem Reibungsbeiwert errechnet. Dabei ist dieser Wert für die untere Verschubbahn – Teflon auf Edelstahl mit Silikonfett geschmiert – nach Versuchen vorsichtig mit 0,030 ÷ 0,035 angenommen, der Reibungsbeiwert für die obere Verschubbahn – Stahl auf Stahl, mehr oder weniger gut geschmiert – mit 0,10 ÷ 0,15. Bei der oberen Verschubbahn wurde auf die Minderung des Reibungsbeiwertes weniger Wert gelegt, da das belastende Gewicht relativ gering – etwa 400 t – und die Zahl der Reibungsstellen – etwa 1000 – außerordentlich hoch war.

Gewicht des Stahlüberbaues	1100 t
Gewicht der Bettung	2400 t
Gewicht der Schwellenersatzträger	300 t
Gewicht des Gleisgestänges	100 t
Insgesamt	3900 t
Widerstand in der unteren Verschubebene	
3900 t × 0,030 =	117 t
Widerstand in der oberen Verschubebene	
300 t × 0,12 =	48 t
Erforderliche Gesamtzugkraft =	165 t

6. Wirtschaftlichkeit (Kosten)

Bei der Anwendung der herkömmlichen Bauweise hätten die Gesamtkosten für das Bauwerk nach vorsichtiger Ermittlung 16,7 Mio DM betragen.
Bei Anwendung der Schubladenmethode werden Gesamtkosten von 15,3 Mio DM entstehen.

Mit Sicherheit kann gesagt werden, daß eine deutliche Einsparung von fast 10 % erzielt wurde.
Ein wesentlicher Vorteil ist dabei, daß ein Bauwerk erstellt werden konnte mit technisch und ästhetisch befriedigender Systemaufteilung und restlos geschweißten Verbindungen.

Das Verschubverfahren nach der Schubladenmethode hat sich also bei schwierigen Verhältnissen in dem Bahnhofskopf - viele Gleise und Weichen, stark vermaschte Fahrleitung, viele getrennte Fahrstraßen - als wirtschaftlich und technisch überlegen erwiesen.

7. Literatur

Seeger, Albert: "Neuere Maßnahmen zur Einschränkung der Betriebsbehinderungen auf Brückenbaustellen"
ETR Sonderheft Brückenbau, Februar 1965

Räbicker, Fritz: "Das Durchpressen von Eisenbahnüberführungen durch Bahndämme unter besonderer Berücksichtigung des Eisenbahnbetriebes"
Der Tiefbau, April 1965

Gepp, Hans: "Einschieben einer Eisenbahnbrücke ohne Unterbrechung der Gleise und ohne Sperrpause (Schubladenmethode) - ETR 1971 Heft 9

Freudenberg, G. " Die Stahlhochstaße über den neuen Hauptbahnhof in Ludwigshafen/Rhein"
Sonderdruck aus "Der Stahlbau" 1970 - Heft 9 u. 10

8. Zusammenfassung

Für den Einbau der Brücke über die Landfermannstraße unter dem Nordkopf des Hauptbahnhofes in Duisburg wählte man zur Vermeidung von Betriebsbehinderung die "Schubladenmethode".

Es werden nach allgemeinen Betrachtungen dieses Verfahren beschrieben und wichtige Einzelfragen sowie Erfahrungen erörtert. Eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung weist seine Überlegenheit gegenüber den herkömmlichen Montageverfahren in diesem und in ähnlichen komplexen Fällen nach.

Leere Seite
Blank page
Page vide