

IMO-River Bridge

Einzelliger Spannbetondurchlaufträger, hergestellt mit einem Vorschubgerüst

Im küstennahen Mangrovengebiet im Süden Nigerias wurde über den Imo-Fluß eine 830 m lange Spannbetonbrücke gebaut. Diese Hohlkastenbrücke wurde mit einem obenliegenden verschiebbaren Gerüstträger mit abgehängter Schalung hergestellt. Die jeweiligen Spannweiten von 80 m wurden in 2 horizontalen Bauabschnitten in Ort beton hergestellt. Das Bauverfahren und die erforderlichen statischen Untersuchungen werden erläutert.

IMO-River Bridge. Launching girder construction of longitudinally prestressed concrete mono box section bridge. A 830 m long prestressed concrete bridge was constructed in the mangrove area of South Nigeria over the river Imo. The continuous mono box spans were constructed using a launching girder with suspended form work sets. The 80 m spans were constructed of in-situ concrete each span being cast in two horizontal stages. The construction method and the necessary statical analysis are described hereunder.

1 Einleitung

Zur wirtschaftlichen Erschließung der Region östlich von Port Harcourt im Bundesstaat River der Republik Nigeria und zur Anbindung des Aluminiumwerks in Ikot Abasi Nigeria an die Häfen Bonny und Port Harcourt wurde mit dem Bau

Tabelle 1. Gegenüberstellung der Baumethoden
Table 1. Review of construction methods

FELDWEISE HERSTELLUNG IN ORTBETON	FELDWEISE HERSTELLUNG IN SEGMENTBAUWEISE
A. INVESTITIONEN	
- VORSCHUBRÜSTUNG	- VERLEGEGERÄT - MATCHCASTING: SHORT-/LONGLINE
B. BAUABLAUF	
- 14 TAGE PRO FELD	- CA. 4-5 TAGE PRO FELD - VORFERTIGUNG DER ELEMENTE
C. MATERIALUNTERSCHIEDE	
- MEHR STEGBETON	- KLEBER FÜR FUGEN - MEHR SPANNSTAHL
D. DAUERHAFTIGKEIT	
--	- SPANNUNGSRISSKORROSION IN FUGEN (EVTL.)

einer 830 m langen Brücke über den Fluß IMO bereits 1985 begonnen [1]. Seinerzeit wurden nur die Unterbauten fertiggestellt.

Im Jahre 1990 wurde die Firma Julius Berger PLC Nigeria, eine Tochtergesellschaft der BILFINGER + BERGER Bauaktiengesellschaft, beauftragt, die Bauausführung für den Überbau dieser Brücke vorzunehmen. Das ursprüngliche Konzept für den Überbau bestand in einer Segmentlösung mit interner Vorspannung, die im progressiven Freivorbau feldweise hergestellt werden sollte.

Zur betriebswirtschaftlichen Abwägung der möglichen Baumethoden wurde die ursprüngliche Segmentbauweise mittels innenliegender Spannglieder und geklebter Fugen der feldweisen Ort betonherstellung gegenübergestellt.

Die Abwägung der beiden Baumethoden (Tabelle 1) ergab, daß die feldweise hergestellte Ort betonlösung, bei der das vorhandene obenliegende Vorschubgerüst zum Einsatz kommen sollte, die günstigere Lösung sei. Die durch die Segmentbauweise eingesparte Bauzeit hätte die Kosten für die notwendige Kontaktschalung (match casting) nicht aufgewogen.

2 Bauwerksbeschreibung

Das Bauwerk besteht aus einem einzelligen Hohlkasten mit einer Brückendeckbreite von 11 m. Die Brücke setzt sich aus 11 Feldern zusammen. Sie hat eine Gesamtlänge von 830 m (Bild 1 a/b).

Die Endfeldlängen des Systems wurden mit 69 % der Hauptspannweiten gewählt. Dies entsprach der Absicht, das Bauwerk im progressiven Freivorbau mit jeweils beidseitigem Kragarm herzustellen. Dadurch wird der Ort beton zur Schließung der Schlußlücke zum Widerlager hin reduziert, ohne daß dadurch unter Verkehrslasten

abhebende Kräfte am Widerlager verursacht werden [2].

Für das jetzige feldweise hergestellte Ort betonsystem würde normalerweise zur Optimierung der Momentenverteilung zwischen Feld- und Stützenmoment die Endfeldlänge 80 % der Hauptfeldspannweiten betragen.

Der Brückenträger in der Feldmitte hat eine Steghöhe von 2 m und über den Stützen von 4,50 m. Die Stegdicke in der Feldmitte beträgt im Mittel 42 cm und über der Stütze 76 cm.

Die Stege sind außen ca. 1,5 % geneigt, um das Ausschalen der äußeren Schalung zu vereinfachen, ohne die Stegaußenschalung umzuklappen.

Die Dicke der Fahrbahnplatte in der Brückenmittelachse beträgt im Feld wie auch über der Stütze 30 cm. Die Fahrbahnplatte setzt sich im Bereich des Kastens aus einer Verbundkonstruktion zusammen, die aus einer Filigranplatte von 8 cm Dicke mit Rippen und einer 22 cm dicken Ort betonplatte besteht.

Diese Maßnahme wurde aus baubetrieblichen Gründen gewählt, um auf eine innere Deckenschalung verzichten zu können. Die Bodenplatte variiert von der Feldmitte bis zur Stütze zwischen 23 und 30 cm. Über jeder Stütze befindet sich ein Querträger, der neben der Aussteifung des Kastens und der Einleitung der Auflagerkräfte dazu dient, die durch Windlasten und Torsion entstandenen Scheibenkräfte der Platten in die Auflager abzuleiten. Die Querträger haben eine Wanddicke von 2,00 m und eine Durchstiegsöffnung von 2,10 m × 3,20 m.

3 Bauablaufbeschreibung

Die Herstellung dieser Ort betondurchlaufkonstruktion erfolgt in den Schritten (Bild 2):

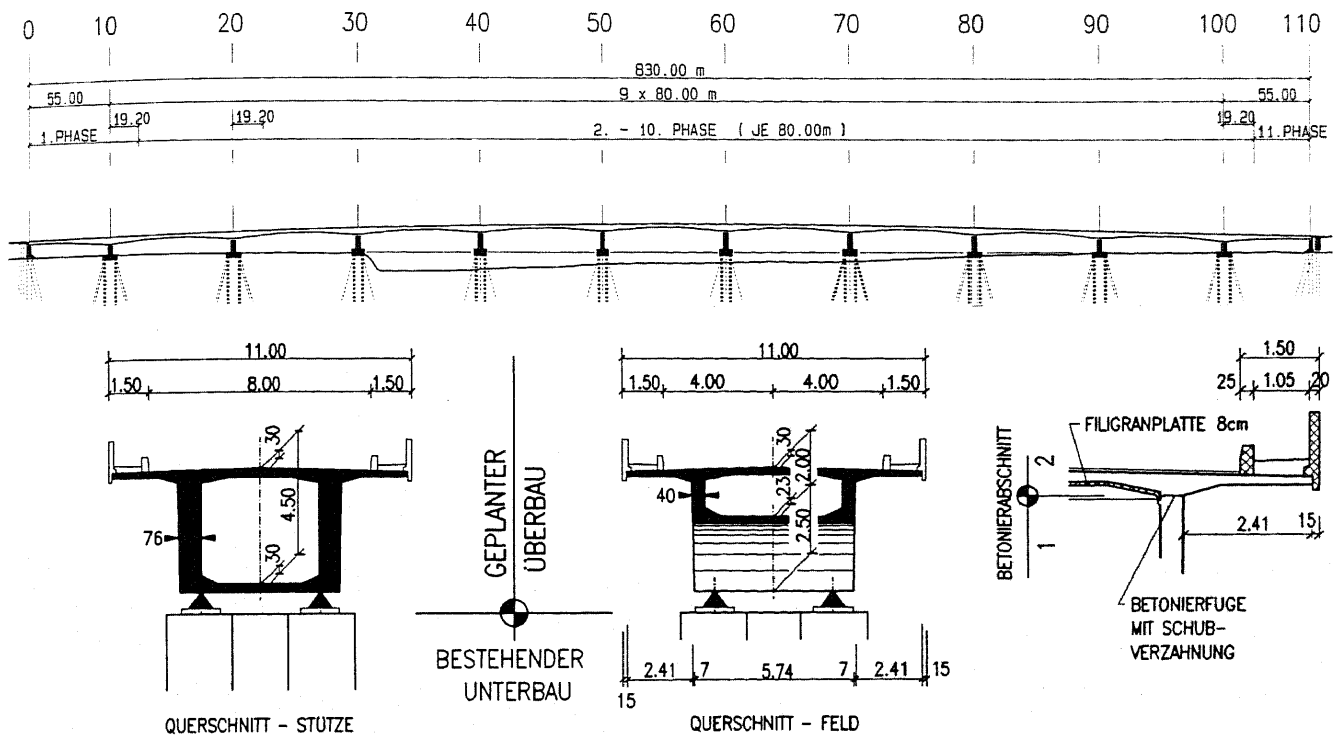


Bild 1. Übersicht: Querschnitt, Längssystem

Fig. 1. General view: cross-section, longitudinal system

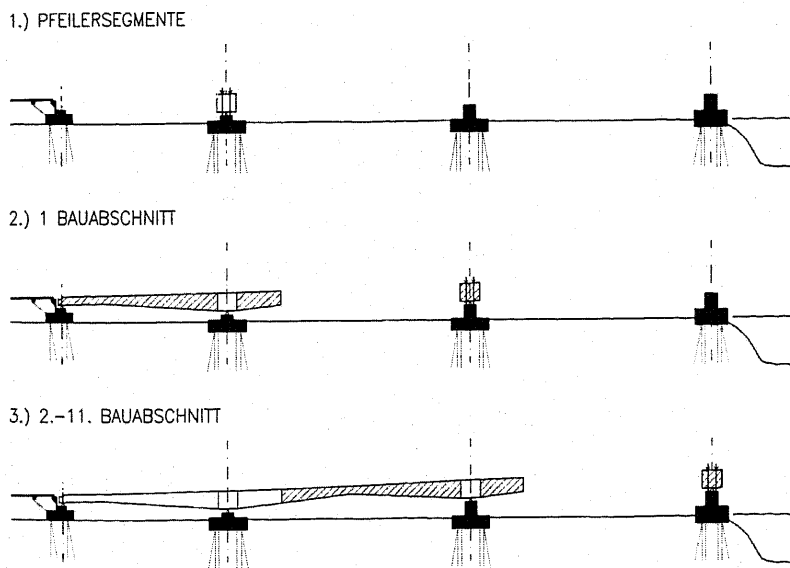


Bild 2. Allgemeiner Bauablauf

Fig. 2. General construction phases

Pfeilersegmente herstellen

- Setzen der Lager auf die bestehenden Pfeiler sowie Installation der Rückhängerträger auf den Pfeilerköpfen zur Stabilisierung des Pfeilersegments durch Spannstäbe
- Herstellen der Pfeilersegmente mittels einer transportierbaren Stahlschalung, die auf die Pfeiler gehoben wird

- Stabilisierung des ausgeschalteten Pfeilersegments durch vier hydraulische Pressen und acht Spannstäbe

1. Überbauabschnitt

- Einschieben des Gerüsts, platzieren des vorderen Gleitstuhls auf dem vorgefertigten Pfeilersegment sowie Einhängen der Feldschalung

und der Kragarmschalung für die sukzessiv folgenden Bauabschnitte

- Betonieren des U-Troges der Kastenbrücke sowie teilweises Vorspannen des U-Querschnittes (bis zum Aufbringen der Restvorspannung tragen das Gerüst und der U-Trog gemeinsam die Folge-lasten)

- Einlegen der Filigranplatten im Kastenbereich zur schalungslosen Herstellung der Fahrbahnplatte innerhalb des Kastens sowie Bewehren der Platte und Betonieren der gesamten Decke

- Aufbringen der Restvorspannung für den jeweiligen Bauabschnitt

- Abhängen der Schalung und Vorfahren des Gerüsts in den 2. Bauabschnitt

2.-11. Bauabschnitt

wie 1. Bauabschnitt

4 Die Entwurfsstatik

Der der Segmentbauweise bereits aus dem Jahre 1985 zugrundeliegende Entwurf mußte zunächst auf seine Vorschriften hin geklärt werden. Da die Unterbauten seinerzeit nach den Lastvorschriften British Standards, BS 153 Teil 3/1972 [3],

Tabelle 2. Materialkennwerte/
Lasten
Table 2. Material data/loads

1.0	MATERIAL	
1.1	BETON	
1.1.1	BETONGUTE	B 45
1.1.2	FESTIGKEITEN :	
	- VORSPANNUNG U-TROG	30 N/mm ²
	- VORSPANNUNG GESAMTQUERSCHNITT	30 N/mm ²
	- GERÜSTÜBERFAHRT	45 N/mm ²
	- ENDSYSTEM	45 N/mm ²
1.1.3	VORSPANNUNGSGRAD	
	- BAUZUSTAND und	BESCHRÄNKTE VOR-
	- ENDZUSTAND	SPANNUNG NACH
		DIN 4227
1.2	SPANNSTAHL	
1.2.1	SPANNSTAHLGÜTE	St 1670/1860
1.2.2	SPANNUNGEN	
	- ANSPANNEN	0,8 x 1860
	- ABSETZEN DER KEILE	0,7 x 1860
2.0	LASTEN	
	BS 153 - PART 3	45 units
	- SONDERVERKEHRLAST HB	180 to

die heute nicht mehr gelten, entworfen worden waren, ist diese Vorschrift im Einverständnis mit dem Bauherrn auch für den neuen Überbau in Ortbetonweise zugrunde gelegt worden.

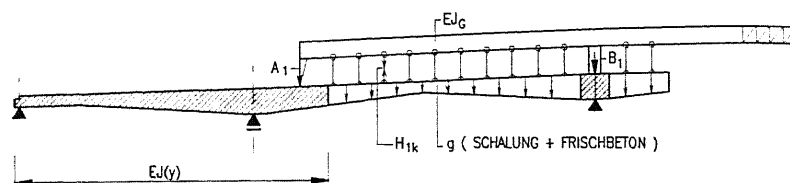
Die Bemessung erfolgte nach der Deutschen Spannbetonvorschrift DIN 4227. Die Spannstahlausnutzung wurde gemäß BS 5400, Teil 4, [4] gewählt. Die Lasten sowie die verwendeten Materialien sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Die Bauzustände sowie das Endsystem sind für den Kastenträger mit den Methoden der Stabstatik berechnet und bemessen. Der einzellige Kasten wird als Stab mit seiner Biege- und Torsionssteifigkeit berücksichtigt, wobei für die Biegung die mitwirkende Breite der Platte mit einbezogen wird.

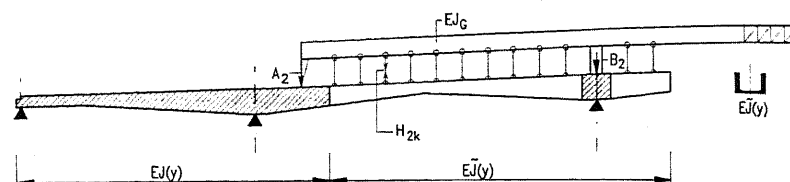
Für die Torsion ist die Torsionssteifigkeit im Zustand I nach der *Bredtschen*-Formel mit einem Abminderungsfaktor von 0,9 ermittelt, wobei die auskragenden Teile der Fahrbahnplatte außerhalb der Stege nicht berücksichtigt sind.

Die Quertragwirkung ist mittels Einspanngradverfahren untersucht worden [5].

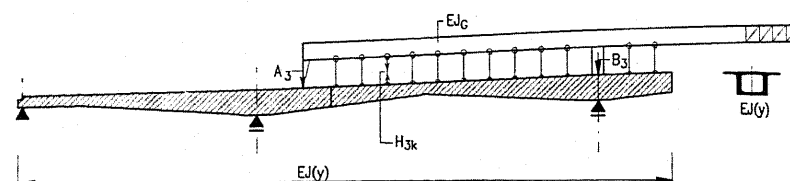
SYSTEM 1: GERÜST, EINHÄNGEN DER SCHALUNG, BETONIEREN DES U-TROGS



SYSTEM 2: VORSPANNEN VON 4 SPANNGLIEDERN, BETONIEREN DER FAHRBAHNPLATTE



SYSTEM 3: VORSPANNEN + HYDRATATIONSWÄRME



SYSTEM 4: LÖSEN DER HÄNGER, VORSCHUB

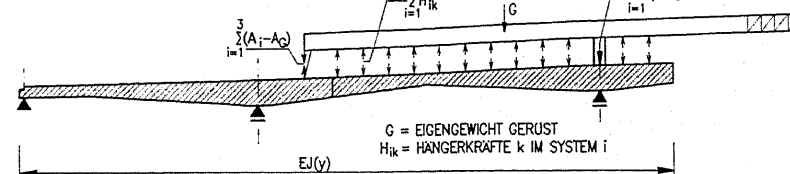


Bild 3. Statisches System im Bauabschnitt
Fig. 3. Statical system-construction stage

Aus der Verdrehung der asymmetrischen Lasten entstehen neben den Torsionsschubspannungen ferner bei nicht verwindungsfreien Querschnitten Wölbkrafttorsion sowie Profilverformung in Folge unterschiedlicher Kantendehnung und Querbiegemomente [6].

Für die relativ weitgespannte Brücke muß der Einfluß der Wölbkrafttorsion nicht weiter verfolgt werden [6].

Zur Bemessung des Quersystems ist es jedoch erforderlich, die Profilverformung zu berücksichtigen. Dazu wird die Rahmensteifigkeit an äquidistanten Punkten des Längssystems ermittelt. Mit diesen diskreten Federsteifigkeiten kann dann der Einfluß der Profilverformung auf das Längssystem ermittelt werden.

Die Federsteifigkeiten sind aufgrund der gevouteten Form des Kastenträgers nicht konstant. Auf die Bemessung des Endsystems wird nicht weiter eingegangen, da dies zu den Standardaufgaben des Brückenbauingenieurs gehört.

Im folgenden wird auf das interaktive statische System im Bauzustand des sukzessive hergestellten Brückenträgers und der obenliegenden, verschiebbaren stählernen Gerüstkonstruktion näher eingegangen.

Während der feldweisen Herstellung verhält sich das System wie ein elastischer Balken, der im Bereich des neuen Bauabschnitts elastisch gebettet ist. Der Vorschubträger, an dem die Schalung hängt, bildet hier die elastische Bettung. Dabei ist zu beachten, daß es sich

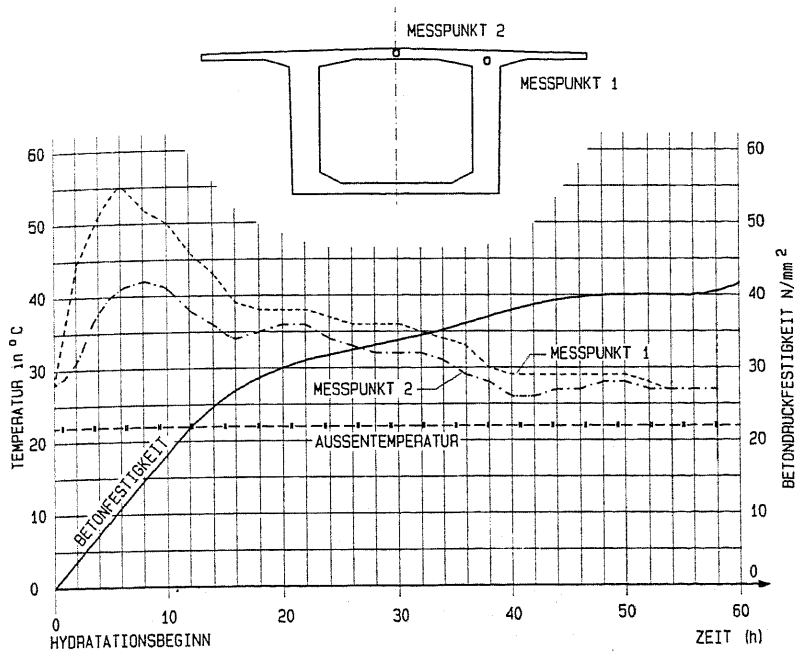


Bild 4. Betonfestigkeits- und Hydratationstemperaturentwicklung
Fig. 4. Concrete strength- and hydration temperatur development

um ein System mit veränderlicher Gliederung handelt (Bild 3).

Das interaktive System, Gerüstträger und Hohlkastenbrückenträger im Bauzustand, untergliedert sich in jedem Bauabschnitt in fol-

gende vier statische Systeme mit veränderlicher Gliederung:

1. Gerüstträger unter Einwirkung von Schalung und Frischbeton
2. Gerüstträger und Brückenträger mit U-Trogquerschnitt im neuen

Bauabschnitt unter Einwirkung der Vorspannung von vier Spannmitgliedern und Fahrbahnplattenbeton

3. Gerüst und Gesamtquerschnitt des Brückenträgers unter Einwirkung der Restvorspannung und Hydratationswärme (Bild 4) der Fahrbahnplatte

4. Lösen der Hänger. Die Restkräfte in den Hängern und Gleitstühlen werden als Lasten auf dem Überbau berücksichtigt. Die Restkräfte setzen sich aus der Summe der Hänger-/Gleitstuhlkräfte aller Bauzustände zusammen. Das Eigengewicht des Gerüsts wird bei den Gleitstühlen abgezogen, da diese Kraft noch im Überbau eingepreist ist. Bei diesem System werden auch die Vorschubphasen des Gerüsts berücksichtigt.

Beim Einbringen des Frischbetons (System 1) wird der vorherige Kragarm sehr hoch belastet. Diese Belastung hat eine Größenordnung, die sich mit 1350 kN aus dem Frischbeton des U-Trogs und mit 2630 kN aus Vorschubgerüst und Schalung ergibt. Aus diesen Gründen wird, beginnend mit dem zweiten Feld, nicht die gesamte Vorspannung in Feldmitte aufgebracht (Bild 5), da andernfalls

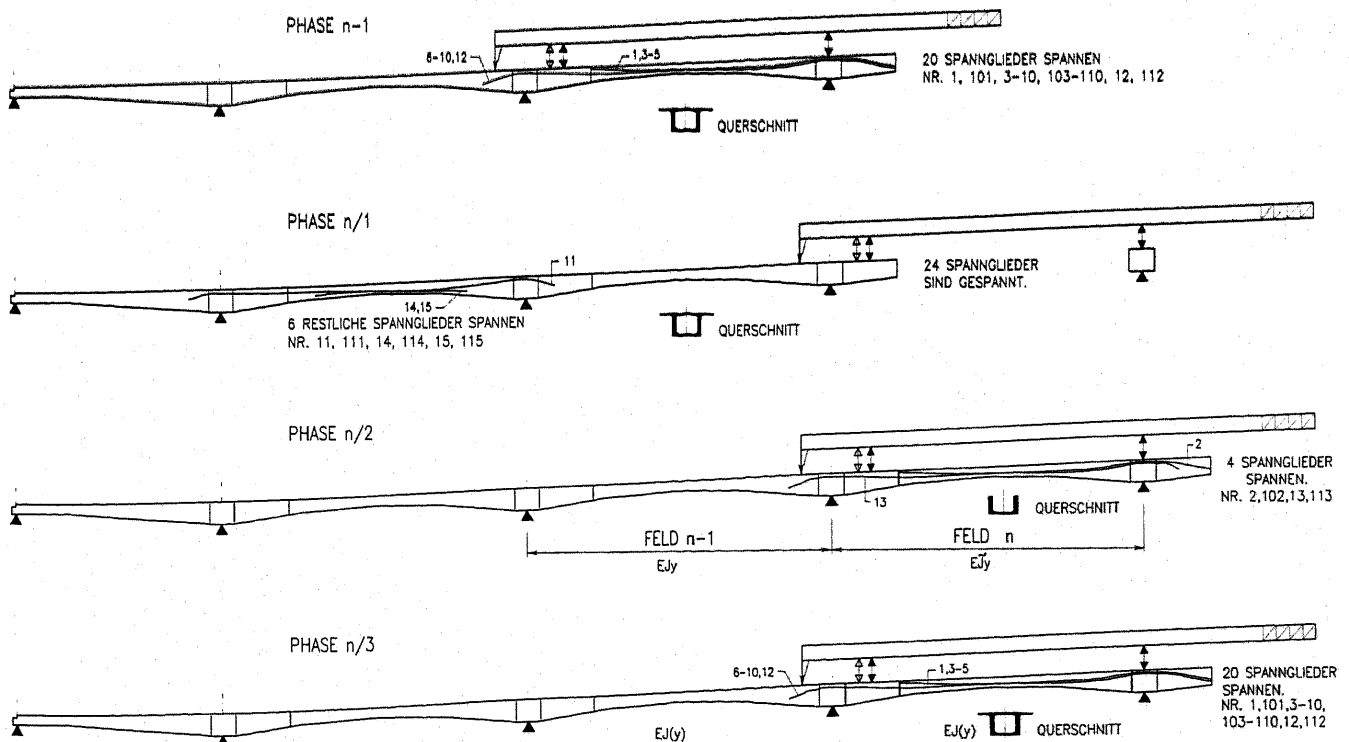


Bild 5. Vorspannabschnitte
Fig. 5. Prestressing stages

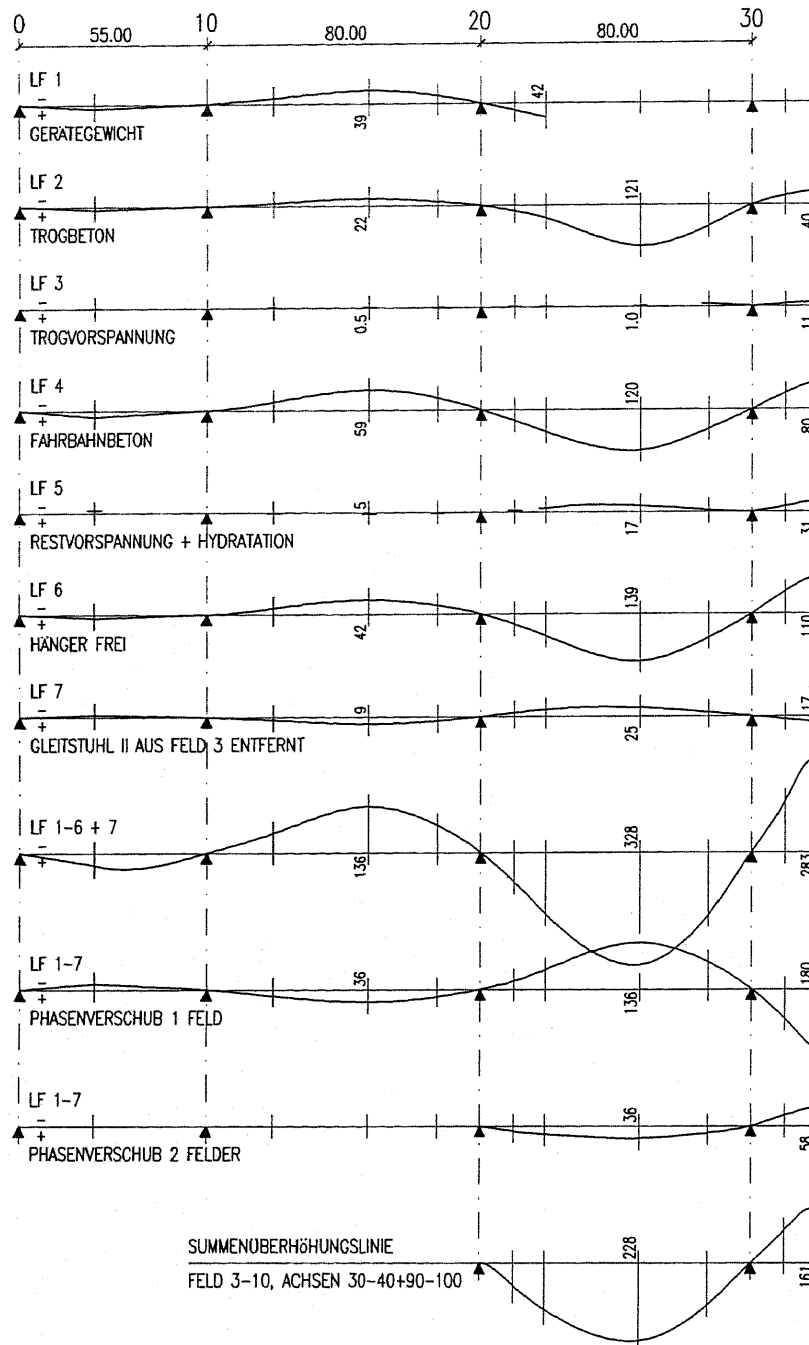


Bild 6. Ermittlung der Schalungsüberhöhung
Fig. 6. Design of shuttering camber

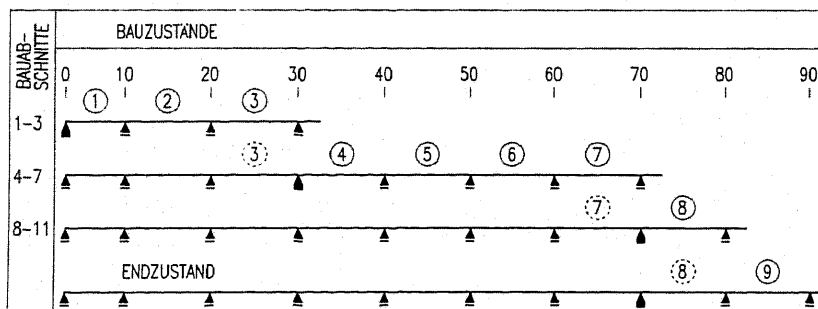


Bild 7. Lagerungsbedingungen
Fig. 7. Support conditions

durch die hohe Kragarmbelastung die zulässigen Zugspannungen in Feldmitte bzw. über der Kragarmspitze direkt hinter dem im Bau befindlichen Feld liegenden Abschnitt überschritten werden.

Die Spannglieder werden nachträglich, nachdem das Gerüst bereits zwei Felder vorgefahren ist, angespannt. Dann wird der Zyklus (Bild 5) wiederholt. Zur kraftschlüssigen Verbindung zwischen vorgefertigten Pfeilersegmenten und dem entsprechenden Ortbetonbauabschnitt erhält das Pfeilersegment Schubnocken in den Stirnflächen der Stege sowie der Fahrbahn- und Bodenplatte und eine entsprechend schlaife Anschlußbewehrung.

Zur einwandfreien Übertragung der Schubkräfte zwischen U-Trog und Fahrbahnplatte bzw. der daraus resultierenden horizontalen Arbeitsfuge wird eine entsprechende Verzahnung vorgesehen, damit die Neigung der Druckstrebe gegen die Querschnittsnormale nicht gemindert werden muß ([7], § 12.7).

Zur Ermittlung der Überhöhung der Rüstung ist es notwendig, die oben genannten Bauzustände und die der Folgeabschnitte zu überlagern (Bild 6). Dabei muß beachtet werden, daß beim Herstellen des Fahrbahnbetons Hydrationswärme in der Platte entsteht, die eine Volumendehnung erzeugt (Bild 4).

Gleichzeitig findet die Festigkeitsentwicklung des Fahrbahnbetons statt. Während der Abkühlphase erhält das System als Gesamtquerschnitt seine Steifigkeit. Die sich daraus entwickelnde unterschiedliche Temperaturwirkung der Fahrbahnplatte muß statisch wie auch verformungsmäßig als Lastfall in Betracht gezogen werden. Zur Überhöhung der Rüstung wurden folgende Lastfälle berücksichtigt:

- Gewicht des Gerüsts
- U-Trog betonieren
- U-Trog vorspannen
- Fahrbahnplatte betonieren
- Hydrationswärmeentwicklung
- Vorspannung des Vollquerschnitts
- Hänger des Gerüsts lösen
- Entfernen der Gleitstuhl lasten (Verschieben ins nächste Feld)

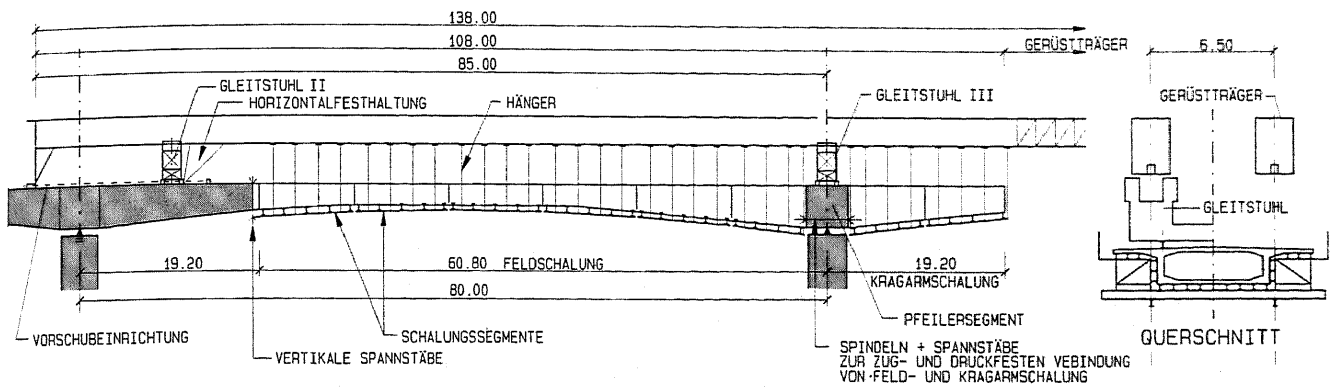


Bild 8. Vorschubgerüst
Fig. 8. Launching girder

Diese Lastfälle müssen überlagert werden. Sie werden dann feldweise gemäß Bauablauf verschoben und zur Summenlinie hin überlagert. Diese Summenlinien geben für jedes Feld die Überhöhung der Schalung (Bild 6) an.

Die Lagerung des Überbaus im Bau- bzw. Endzustand ist auf Bild 7 dargestellt.

Im Endsystem ist die gesamte Brücke von 830 m am Pfeiler 70 in Längsrichtung fest gelagert. An allen Stützen sind die Lager in Querrichtung unverschieblich. Während des Bauzustandes muß beachtet werden, daß bis zum dritten Bauabschnitt der Festpunkt in der Achse 0 liegt. Danach wird der Festpunkt in Achse 30 verlegt und der Festpunkt in Achse 0 gelöst.

In Achse 30 befindet sich der Festpunkt für die Bauabschnitte 4, 5, 6 und 7. Danach wird der Festpunkt zur Achse 70 hin verlagert. In der Achse 0 bzw. 30 werden die beweglichen Lager während der Bauphasen durch entsprechend dimensionierte seitliche Fixierungsplatten gehalten.

Die sukzessive Verlegung der Festpunkte während des Baus ist notwendig, weil die Pfeiler der beweglichen Lager lediglich eine geringe Horizontalkraft aufnehmen können. Die vorübergehenden Festlager werden so angeordnet, daß die Reibungskräfte aller fertiggestellten Überbauten die maximal aufnehmbare Horizontalkraft an den vorhandenen Pfeilern nicht überschreitet. Auf Wunsch des Bauherrn werden Corroweld-Rollenlager verwendet.

5 Der Gerüstträger

Der Schalungsgerüstträger besteht aus zwei nebeneinander liegenden Stahlhohlkästen, deren Querschnitte $2,00\text{ m} \times 3,00\text{ m}$ betragen und die über eine Länge von 108,00 m sowie einen leichteren Stahlfachwerkschnabel von ca. 30,00 m (Bild 8) zum Erreichen des nächsten Pfeilers verfügen.

Damit hat der Schalungsträger eine Gesamtlänge von ca. 138,00 m. Er wird durch zwei Hauptgleitstühle II und III, die eine Höhe von ca. 4,50 m aufweisen, unterstützt. Zudem ist am hinteren Ende des Gerüsts die horizontale Festhaltung angeordnet, die auch gleichzeitig zum Verschieben des Gerüsts herangezogen wird. Die Lagerung zwischen Gleitstühlen und Schalungsgerüstträger ist so ausgebildet, daß aufgrund der vorhandenen Gründung keine oder nur minimale horizontale Abtriebskräfte an der Brückenkonstruktion auftreten.

Aus diesem Grund werden in den Kalotten zwischen Gleitstuhl und Rüstträger Keilsätze eingelegt, um die Gleitstühle lotrecht auf die Überbauten aufstellen zu können.

Nun werden mit Hilfe eines auf dem Gerüst befindlichen Laufkatzensystems die entsprechenden Schalungsabschnitte, die aus einem Grundträgerrost und der dazugehörigen Außenschalung bestehen, von einem Ponton im Flußbereich bzw. im Uferbereich von der Erdoberfläche angehoben.

Danach werden die Hänger, die aus Spannstäben mit einem

Durchmesser von 32 mm bestehen, in die Schalung eingefädelt und am Schalungsträgerrost durch Überwurfmuttern befestigt und ausgerichtet. Die Schalung besteht aus sechs Schalungssätzen im Bereich des Feldes, deren Trägerroste nach dem Einhängen miteinander verbunden werden sowie aus zwei Schalungssätzen im Kragarmbereich. Der Kragarmbereich und der Feldbereich werden über eine Verbindungskonstruktion bzw. Spindel am Pfeiler abgestützt bzw. miteinander verbunden.

Zur Verbindung zwischen Gerüst und dem vorherigen Überbauabschnitt werden am Anfangsschalungssatz entsprechende vertikale Spannstäbe eingezogen und mit dem fertiggestellten Kastenquerschnitt verbunden, damit während des Betonierens kein Absatz entstehen kann.

Die Spindeln bzw. Verbindungskonstruktion der Schalungsträger am Pfeiler müssen nach Erreichen der Betonfestigkeit von 16 N/mm^2 gelöst werden, da sonst Zugspannungen in Längsrichtung zwischen den Festhaltepunkten und der Verbindungskonstruktion durch Temperatureinwirkung entstehen können.

Die Innenschalung wird nach Bewehren von Betonplatte und Stegen eingestellt und mit der Außenschalung verspannt. Nach dem Betonieren des U-Troges wird die Innenschalung entfernt und die Fahrbahnschalung, die durch eine Filigranplatte gebildet wird und gleichzeitig Teil der tragenden Fahrbahnplatte ist, eingelegt.

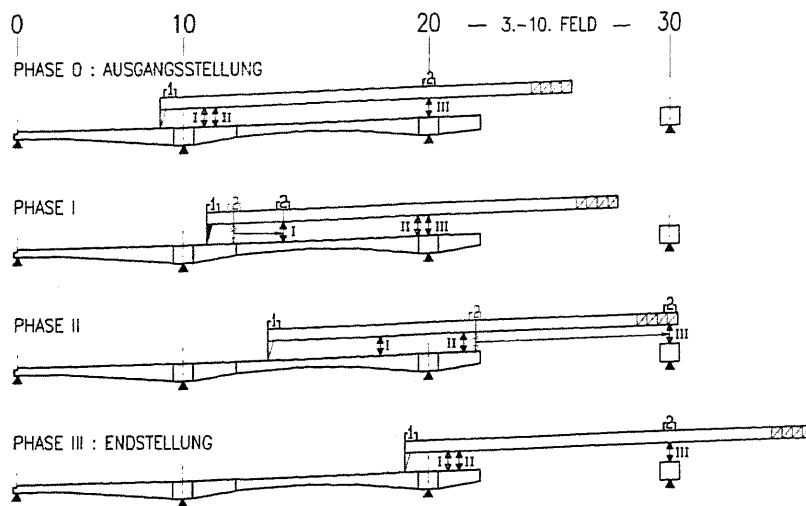


Bild 9. Vorschubphasen
Fig. 9. Launching stages

Die Gerüstvorfahrt ins nächste Feld über den bereits hergestellten Überbau verursacht zusätzliche Einwirkungen auf das bereits hergestellte Brückensystem und ist auf Bild 9 dargestellt.

Die Einwirkungen der Gleitstühle II und III und des Hilfsgleitstuhls I betragen je nach Stellung bzw. Lage des Gerüsts 856 bis 2350 kN in den verschiedenen Vorschubphasen.

6 Bewertung der Bauweise

Der Vorteil der beschriebenen Bauweise besteht darin, daß ganze Felder bis zu einer Größe von je

80,00 m monolithisch hergestellt werden können. Zudem können Überbauten durch unzugängliches Gelände ohne größere Schwierigkeiten gebaut werden.

Das Bauverfahren mit obenliegender Rüstung ist besonders vorteilhaft, wenn sehr große Flüsse überbaut werden sollen. Es erfordert eine äußerst genaue Berechnung in den verschiedenen Bauzuständen, um die rückfedernde Wirkung zwischen Gerüst und Brückenbalken sorgfältig beurteilen zu können. Im vorliegenden Falle ließ sich der Überbau feldweise in einem 14-Tage-Rhythmus herstellen.

Literatur

- [1] Dargel, H., Otto, G.: Brücke über den Nun, Brücke über den Imo, Nigeria. Bauingenieur (60) 1985, S. 121–130.
- [2] Muller, J. M., Podolny, W.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1982.
- [3] BS 153 – Part 3: Specifications for Bridges-Loads. British Standards Institution, London, 1972.
- [4] BS 5400 – Part 4: British Standard Steel, concrete and composite bridges. Part 4. Code of practice for design of concrete bridges. British Standards Institut, London, 1980.
- [5] Schlaich, J., Scheef, H.: Beton-Hohlkastenbrücken. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zürich: IABSE-AIPC-IVBH ETH-Hönggerberg 1982.
- [6] Steinle, A.: Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger. Beton- und Stahlbetonbau (1970), H. 9, S. 215–222 und H. 10, S. 249–253.
- [7] DIN 4472 – Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Beuth Verlag, Berlin, 1988.

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Gruppenleiter Brückenbau, BILFINGER + BERGER Bauaktiengesellschaft, Gustav-Nachtigal-Str. 3, 65189 Wiesbaden
Dipl.-Ing. Manfred Terjung, Oberbauleiter, Julius Berger PLC, Nigeria