Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Bauverfahren des Brückenbaus



Institut für Bauplanung und Baubetrieb ETH Zürich
Professur für Baubetriebswissenschaften und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKENBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Studiengang Bauingenieurwissenschaften



Herausgeber und Autor

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid
Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement
ETH Zürich
Professur für Bauprozess- und
Bauunternehmensmanagement

Titelbild: Trump World Tower III, New York, USA
Quelle: PERI GmbH, Weissenhorn

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über http://dnb.d-nb.de abrufbar.

Girmscheid, Gerhard:
Bauverfahren des Brückenbaus
Gerhard Girmscheid.
IBI – Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement. –
Zürich: Eigenverlag des IBI an der ETH, 2012
ISBN 978-3-906800-24-0

© 2. Auflage 2012
Eigenverlag des IBI an der ETH Zürich
ISBN 978-3-906800-24-0

Inhaltsverzeichnis

1.	**Brückenarten, Bauweisen und Bauverfahren**	**1**
2.	**Pfeilerbau**	**17**
3.	**Ortbetonbauweise mittels Lehrgerüst**	**33**
4.	**Ortbetonbauweise mittels Vorschubgerüst**	**57**
5.	**Ortbetonbauweise im Freivorbau**	**99**
6.	**Ortbetonbauweise mittels Taktschiebeverfahren**	**147**
7.	**Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Short-Line-Methode und Verlegegerät**	**179**
8.	**Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Verlegegerät**	**257**
9.	**Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Freivorbau**	**271**
10.	**Fertigteilbauweise – Längsträger mit Verlegegerät**	**287**
11.	**Schrägseilbrücken – Konstruktionselemente und Bauverfahren**	**303**

Detailliertes Inhaltsverzeichnis

1 Brückenarten, Bauweisen und Bauverfahren 1
1.1 Einführung 5
1.1.1 Brückenarten 6
1.2 Fertigungsarten im Massivbrückenbau 7
1.2.1 Begriffe 7
1.2.2 Bauverfahren für Ortbetonbrücken 8
1.3 Bauverfahren für Fertigteilbrücken 9
Literaturverzeichnis 11

2 Pfeilerbau 15
2.1 Einleitung 19
2.2 Gründung 19
2.3 Ortbeton – Pfeiler 23
2.3.1 Schalungssysteme 23
2.3.2 Pfeilerköpfe für Fertigelement – Längsträgerbrücken 23
2.3.3 Stahlschalung für monolithische Pfeilerherstellung 24
2.4 Portalrahmen – T-Pfeiler 26
Literaturverzeichnis 29

3 Ortbetonbauweise mittels Lehrgerüst 33
3.1 Einführung 37
3.2 Lehrgerüst mir kontinuierlicher Rasterstützung 37
3.3 Lehrgerüst mit freier Spannweite 39
3.4 Verschiebbare Lehrgerüste 40
3.5 Lehrgerüste Standardelemente 42
3.5.1 Rahmenstützen 42
3.5.2 Rüststützen 43
3.5.3 Rüstfachwerkträger 46
3.5.4 Rüstfachwerkträgerstösse 48
3.5.5 Turmüberbrückung 49
3.6 Einbau von Spanngliedern 50
Literaturverzeichnis 54

4 Ortbetonbauweise mittels Vorschubgerüst 57
4.1 Einführung 61
4.2 Untenliegende Vorschubgerüste 61
4.2.1 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerstütztürmen 62
4.2.2 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerkonsole 65
4.2.3 Untenliegende Vorschubgerüste mit Vorlaufschnabel und obenliegendem hinteren Auflagerwagen – Abstützung auf Pfeilerkonsole 68
4.3 Obenliegende Vorschubgerüste 73
4.3.1 Obenliegendes Vorschubgerüst mit ablegbarer Schalung 73
4.3.2 Obenliegendes Vorschubgerüst mit seitlich abklappbarer Kastenschalung 82
4.3.3 Obenliegendes Vorschubgerüst im Freivorbau 82
4.4 Innenschalung des Hohlkastens 87
4.5 Versorgungslogistik der Brückenbaustelle mit Vorschubgerüst 88
4.6 Standardteile zur Herstellung von Vorschubkastengerüstträgern 88
4.7 Hydraulik 93
Literaturverzeichnis 94

5 Ortbetonbauweise im Freivorbau 99
5.1 Ortbeton – Freivorbau 103
5.2 Baubetriebliche Aspekte des Freivorbaus 106
5.2.1 Herstellungsablauf des Überbaus 106
5.2.2 Grundetappe bei gelenkiger Lagerung des Überbaus auf den Pfeiler 106
5.2.3 Stabilisierung der Kragarme im Bauzustand 107
5.2.4 Temporäre Lagerung 110
5.2.5 Freivorbaurüstung 111
5.2.6 Ermittlung und Kontrolle der Schalungsüberhöhung 112
5.3 Ausführungsbeispiel Rheinbrücke Köln-Deutz 113
5.3.1 Konstruktive Gestaltung des Überbaues 113
5.3.2 Vorspannung in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung 114
5.3.3 Aspekte der Bauausführung des Freivorbaus 115
5.3.4 Aspekte der Betonarbeiten 119

5.3.5 Kalkulatorische Ansätze der Arbeitsvorbereitung 122
5.3.6 Baustellen-Checklisten 125
5.4 Bogenbrücke im Freivorbau 132
5.4.1 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Kastenquerschnitt: Talbrücke Wilde Gera 132
5.4.2 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Vollquerschnitt: Kylltalbrücke 136
Literaturverzeichnis 144

6 Ortbetonbauweise mittels Taktschiebeverfahren 147
6.1 Einführung 151
6.2 Bauablaufphasen 153
6.3 Stationäre Überbauherstellung 155
6.4 Vorschubsystem 162
6.4.1 Vorbauschnabel 162
6.4.2 Vorschubeinrichtung 163
6.5 Praxisbeispiel – Talbrücke Schnaittach 167
6.6 Praxisbeispiel – Schiebetechnik im Brückenbau 171
Literaturverzeichnis 176

7 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Short-Line-Methode und Verlegegerät 179
7.1 Konzeptionsgrundsätze 183
7.1.1 Einleitung 183
7.1.2 Anwendungsbereiche des Segmentbrückenbaus 185
7.1.3 Segmentbauweise als Fast Track Project 187
7.1.4 Merkmale der Segmentherstellung 193
7.1.5 Merkmale der Segmentmontage 201
7.2 Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze 209
7.3 Planung der Ausführung 215
7.4 Projektbeispiele 221
7.4.1 Bang Na Expressway, Bangkok 221
7.4.2 Second Stage Expressway, Bangkok 227
7.5 Segment-Verlegegeräte 236
Literaturverzeichnis 251

8 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Verlegegerät 257
8.1 Eingliederung 261
8.2 Projekt: Ajaokuta, Nigeria 261
8.2.1 Segmentherstellung 262
8.2.2 Verlegegerät 264
8.2.3 Verlegen, Kleben, Spannen 265
Literaturverzeichnis 267

9 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Freivorbau 271
9.1 Gliederung der Baumethoden 275
9.2 Projekt: Nun River Brücke, Nigeria 275
9.2.1 Fertigung der Segmente 275
9.2.2 Herstellung der Pfeiler 276
9.2.3 Verlegegerät 277
9.2.4 Einrichtungen auf dem Pfeilerkopf 278
9.2.5 Typische Montagezustände 279
9.2.6 Vorspannung 280
9.2.7 Waagebalkenkorrektur und Lagereinbau 281
9.3 Projekt: Pierre Benite Brücke, Frankreich 282
Literaturverzeichnis 283

10 Fertigteilbauweise – Längsträger mit Verlegegerät 287
10.1 Längsträgerfertigteilbauweise 291
10.2 Einheben der Längsträger mit mobilen Kranen 291
10.3 Verlegegeräte für Längsträger 294
10.3.1 Typ I – Verlegegerät längs- und querverfahrbar 294
10.3.2 Typ II – Verlegegerät längs- und querverfahrbar 296
10.3.3 Typ III – Verlegegerät längsverfahrbar 297
10.4 Schalung der Ortbetonplatte 299
10.4.1 Mittelfeld 299
10.4.2 Konsolen 299

11 Schrägseilbrücken – Konstruktionselemente und Bauverfahren 303

11.1 Konstruktionselemente der Schrägkabelbrücken 307

11.1.1 Konstruktionsgrundsätze 307

11.1.2 Konstruktionselemente 311

11.1.3 Lagerbedingungen 320

11.1.4 Aerodynamisches Verhalten 324

11.1.5 Konstruktive Gestaltung der Konstruktionselemente 325

11.1.6 Literaturverzeichnis 347

11.2 Bauverfahren der Schrägkabelbrücken 350

11.2.1 Herstellung der Pylone 350

11.2.2 Herstellung des Streckträgers in Ortbetonfreivorbau 358

11.2.3 Kabelmontage 371

11.2.4 Kennwerte von typischen Schrägkabelbrücken für Vorkalkulationszwecke 374

11.2.5 Literaturverzeichnis 378

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKENBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 1

Brückenarten, Bauweisen und Verfahren

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

1 Brückenarten, Bauweisen und Bauverfahren 5
1.1 Einführung 5
1.1.1 Brückenarten 6
1.2 Fertigungsarten im Massivbrückenbau 7
1.2.1 Begriffe 7
1.2.2 Bauverfahren für Ortbetonbrücken 8
1.3 Bauverfahren für Fertigteilbrücken 9
Literaturverzeichnis 11

Brückenarten, Bauweisen und Bauverfahren

Einführung

Der Brückenbau gestaltet mit den meisten Bauwerken signifikant die natürliche und gebaute Umwelt. Der Entwurf von Brücken verlangt neben konstruktivem, statischem und bauverfahrenstechnischem Können auf höchstem Niveau ein hohes architektonisches und ästhetisches Verständnis. Kaum eine andere Aufgabenstellung des konstruktiven Ingenieurbaus zur Gestaltung von Infrastruktursystemen wird von der Öffentlichkeit so wahrgenommen und in keinem anderen Bereich sind Gestaltung, Statik und Baubetrieb so eng miteinander verknüpft.
Waren zur Zeit der Römer die Steinbogenbrücken u.a. das Mass der Ingenieurbaukunst (z.B. Aquädukt Pont du Gard, Frankreich, Bild 0-1), so sind heute riesige Spannweiten, mehrfach gekrümmte Brücken und gewaltige Pfeilerhöhen (Bild 0-2) eine grosse Herausforderung. Extremlösungen sind immer eine Gratwanderung zwischen Schlankheit und Steifigkeit, Eigengewicht und Geometrie, Kosten und Bauzeit sowie Materialwahl und Beständigkeit. In den meisten Fällen sind innovative Konzepte gefragt, da es aufgrund der verschiedensten Randbedingungen „die Bauweise, bzw. das Bauverfahren“ nicht gibt.

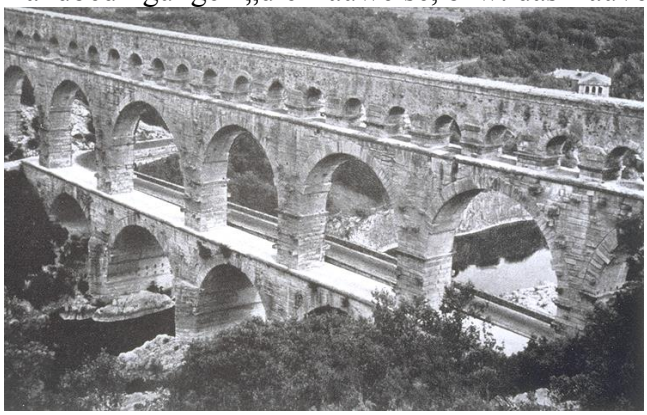


Bild 0-1: Pont du Gard bei Nimes, Frankreich (Römischer Aquädukt) [1]



Bild 0-2: Ganterbrücke: Pfeilerhöhe 148 m, Hauptspannweite 174 m (Simplonautobahn, Schweiz) [1]

Von den vielen Brücken, die weltweit gebaut werden, sind die wenigsten spektakuläre Bauten. Eine überwiegende Zahl unterscheidet sich in Planung und Ausführung wenig vom

Hoch- oder Tiefbau. Die meisten der nachfolgend aufgeführten Bauverfahren setzen eine gewisse Grösse des Brückenprojektes voraus.
Der Grossbrückenbau verbindet in einzigartiger Weise Konstruktionsart, Material mit Statik und Bauverfahren interaktiv. Eine grosse Talbrücke über einen Fluss oder eine Schlucht lässt sich ohne substanzielle Kenntnisse der Bauverfahren nach technischen und ökonomischen Gesichtspunkten nicht entwerfen. Oft ist nicht der Endzustand, sondern die Bauzustände die bestimmende Determinante. Ferner wird erst durch das projektspezifisch geeignete Bauverfahren ein wirtschaftliches und dauerhaftes Bauwerk entstehen.

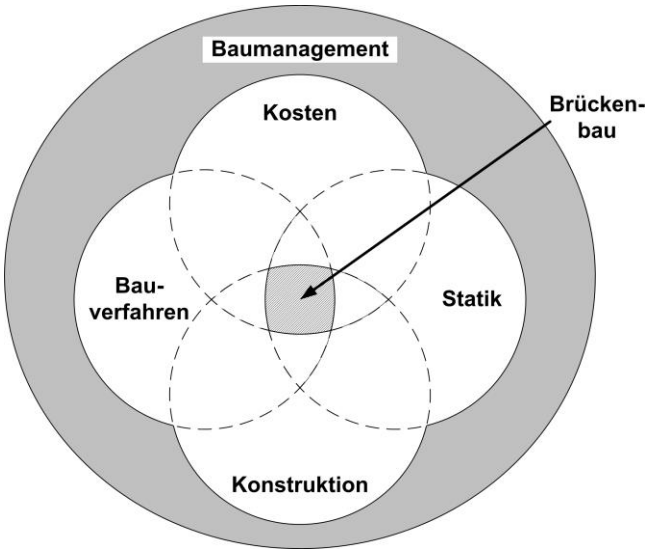


Bild 0-3: Anforderungen an den Ingenieur im Brückenbau

Das Bauverfahren ist der Schlüssel zur Baubarkeit und beeinflusst entscheidend die Kosten sowie die Bauzeit. Die endgültige Wahl der Bauweise mit entsprechendem Bauverfahren resultiert immer aus Projektvorgaben, einem Variantenstudium und dem einsetzbaren Inventar.

Brückenarten

Grundsätzlich können Brücken nach unterschiedlichsten Kriterien geordnet werden. In der vorliegenden Zusammenstellung sollen die Brücken hinsichtlich der verwendeten Baumaterialien und nach der Bauweise geordnet werden, da diese die statischen und ästhetischen Freiräume begrenzen. Statik, Konstruktionsart, Material und Bauverfahren sind sehr eng miteinander verbunden. Ohne eine Vorstellung der Bauweise und des Bauverfahrens lässt sich keine Brücke gestalten und berechnen, sind doch häufig die Bau- oder Montagezustände die kritischen Lastfälle.

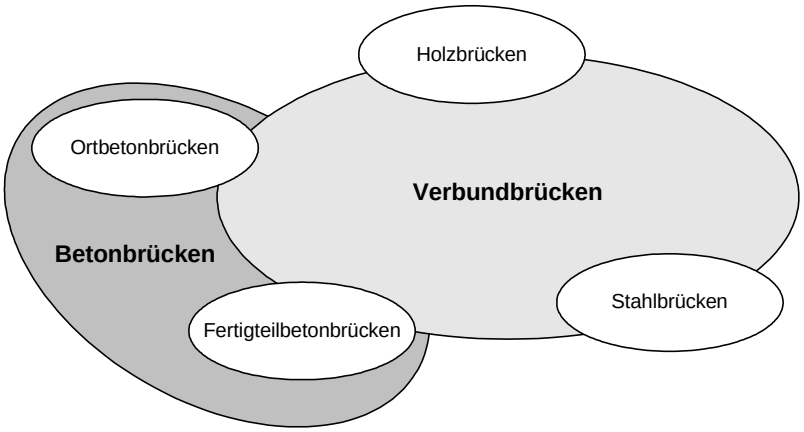


Bild 0-4: Bauweisen von Brücken

Im Folgenden werden die baubetrieblichen Aspekte des Stahlbeton-, Spannbeton- und Verbundbrückenbaus näher betrachtet.

Fertigungsarten im Massivbrückenbau

Die Ortbeton- wie auch die Fertigteilbauweise lassen sich hinsichtlich der Bauverfahren gliedern. Der statische Endzustand hat für die Klassifizierung nach Fertigungsarten keinen Einfluss, massgebend ist die Baumethode im Bauzustand.
Die in Tabelle 0-1 bis Tabelle 0-8 aufgeführten Bauweisen und Baumethoden für Brücken werden im Folgenden beschrieben.

Begriffe

Die Begriffszuordnung zu Bauweisen, Bauverfahren oder Methoden gestaltet sich bei vertiefter Betrachtung weniger eindeutig, als es auf den ersten Blick erscheinen mag. Einerseits finden sich bei der Ortbeton- wie auch bei Fertigteilbauweise analoge Verfahren, anderseits gibt es für ein Bauverfahren verschiedenste Methoden.
Folgende Begriffsdefinitionen sind üblich:

1. Brücken klassifiziert nach Konstruktionselementen bzw. -arten:
    - Plattenbrücken
    - Balkenbrücken
    - Hohlkastenbrücken
    - Bogenbrücken
    - Schrägseilbrücken
    - Hängebrücken

2. Brücken klassifiziert nach Materialarten:
    - Stahlbetonbrücken (Betonbrücken)
    - Spannbetonbrücken
    - Stahlbrücken
    - Holzbrücken
    - Verbundbrücken
    - etc.
3. Brücken klassifiziert nach Bauweisen:
    - Ortbetonbrücken
    - Fertigteilbrücken (längs)
    - Segmentbrücken (quer)
    - etc.

Die Bauverfahren werden wie folgt gegliedert:

- Gerüstverfahren
- Verlegeverfahren
- Taktschiebeverfahren
- Freivorbauverfahren

Die Bauverfahren können wiederum untergliedert werden in die Methoden mit denen z.B. der Freivorbau bewerkstelligt wird (mit Verlegegerät, Vorschub-Verlegegerät, Verbau (-wagen) -gerüst).
In dieser Autographie bezeichnen wir im Regelfall:

Gerüste:	Aufhäng- und Abstützungskonstruktion für Ortbetonschalungen
Geräte:	Aufhäng- und Abstützkonstruktionen für das Verlegen und Zusammenfügen von Fertigteilen

Zudem verwenden wir folgende Abkürzungen:

OB	Ortbeton
FT	Fertigteile

Bauverfahren für Ortbetonbrücken

Die Bauverfahren der Ortbetonbrücken lassen sich unterteilen in:

- Ortbetonbauweise mittels Lehrgerüst
- Ortbetonbauweise mittels Vorschubgerüst
- Ortbetonbauweise im Freivorbau
- Ortbetonbauweise mittels Taktschieben

Diese Bauverfahren sind nochmals in Tabelle 0-1 bis Tabelle 0-4 in die Methoden untergliedert.

Tabelle 0-1: Herstellung mittels Lehrgerüst

OB - Lehrgerüst		
Standardausführung: Lehrgerüst fest Ständergerüst (Stahl / Holz)	**Lehrgerüst querverschiebbar Ständer- und Bogentraggerüst (Stahl / Holz)**	**Vorfahrgerüst Ständergerüst (Stahl)**
Typ "Ruppoldingen" Typ "Viadukt Glatt" Typ "N4 Schaffhausen" (Schrägseilbrücke)	Typ "Storchenbrücke Wthur" (Schrägseilbrücke) Bogenbrücken	Typ "Reppischtal" Typ "Donaubrücke Wien"

Tabelle 0-2: Herstellung mittels Vorschubgerüst

OB - Vorschubgerüst (ohne Zwischenabstützung)		
unten liegend	**oben liegend**	**Sonderentwicklung Vorschubgerüst Freivorbau**
Typ "Viadukt Beckenried A2" Typ "NBS Fulda-Hanover"	Typ "Imo - River, Nigeria" Typ "Brücke Gruyère A12"	Typ "Siegtalbrücke, Deutschland" Typ "Kochertalbrücke, Deutschland"

Tabelle 0-3: Herstellung im Freivorbau

OB - Freivorbau	
Vorbaugerüst obenliegend	**Vorbaugerüst untenliegend**
Typ "Rheinbrücke Köln-Deutz" Typ "NBS Frankfurt" Typ "A2 Biascina"	Typ "Sunnibergbrücke Klosters, Schweiz" (Schrägseilbrücke) Typ "Bogenbrücke Wilde Gera" (Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn)

Tabelle 0-4: Herstellung mittels Taktschieben

OB - Taktschieben	
Standardverfahren	**"kurvengängige Verfahren"**
Typ "Elstertal bei Pirk" Typ "Escher Wyss"	Typ "Schnaittach" (Hilfsstützen, Schalung drehbar)

Bauverfahren für Fertigteilbrücken

Die Fertigteilbauweise kann, gemäss Tabelle 0-5 in

- Quersegmentfertigteile
- Längsträgerfertigteile

untergliedert werden.
Die Untergliederung der Bauverfahren und Methoden für die Segmentbauweise (Quersegmente) befindet sich in Tabelle 0-6 und Tabelle 0-7. Die Untergliederung der Bauverfahren und Methoden für die Längsträgerbauweise befindet sich in Tabelle 0-8.

Tabelle 0-5: Gliederung der Fertigteilbauweise

FT - Segmentbauweise		
Träger (längs)		**Segmente (quer)**
Verbundbauweise Stege: Fertigteile Fahrbahnplatte: Ortbeton	Bauweise	**Fertigteilbauweise** Querfugen geklebt oder trocken (Brüstungen: Ortbeton)
Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Serienfertigung in Fabrik	Herstellung	Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Short- oder Longline Methode
mit Mobilkran (3 MN) mit Verlegegerät (bis 25 MN) mit Schwimmkran (bis 80 MN)	Montage	Lehrgerüst Freivorbau (bis 40 MN) Vorschubgerüst (bis 800 MN)

Tabelle 0-6: Herstellung mittels Quersegmentbauweise und Vorschub- bzw. Verlegegerät

FT - Segmentbauweise mit Verlegegerät	
Quersegmente	
Vorschubgerät obenliegend	**Vorschubgerät untenliegend**
Typ "SES Bangkok, Thailand"	Typ "Jakarta Highway" Typ "SES Bangkok, Thailand" Typ "Bang Na Expressway Bangkok, Thailand"

Tabelle 0-7: Herstellung mittels Quersegmentbauweise und Freivorbau- und Vorschub-Verlegegerät bzw. Verlegegerät

FT - Segmentbauweise Freivorbau	
Quersegmente	
Vorschub-Verlegegerät obenliegend (Mehrfeld-Brücken)	**Verlegegerät (Einfeld-Brücken)**
Typ "Nun - River, Nigeria"	Typ "Pond de Normandie, Frankreich" Typ "Vasco da Gama, Spanien"

Bei kurzen Brücken (Autobahn-, Bahnüberführungen) sowie bei geringer Höhe und schlechter Zugänglichkeit kommt häufig die Trägerbauweise zum Einsatz. Bei langen Brücken mit grossen Spannweiten und/oder schlechter Zugänglichkeit wird die Segmentbauweise angewendet.

Tabelle 0-8: Herstellung mittels Längsträger – Segmentbauweise

FT - Längsträgersegmentbauweise	
Verlegegerät obenliegend (quer- und längsfahrend))	**Kran**
Ring Road, Lagos, Nigeria	MRTS-Skyway Vancouver, Kanada
- grosser Höhe - unzugängliches Gelände	- flache Topographie - geringe Bauhöhe - zugänglich über Baustrasse

Literaturverzeichnis

[1] Wittfoht, H.: Building Bridges: history, technology, construction. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1984.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 2

Brückenpfeilerbau

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

2 Pfeilerbau 19
2.1 Einleitung 19
2.2 Gründung 19
2.3 Ortbeton – Pfeiler 23
2.3.1 Schalungssysteme 23
2.3.2 Pfeilerköpfe für Fertigelement – Längsträgerbrücken 23
2.3.3 Stahlschalung für monolithische Pfeilerherstellung 24
2.4 Portalrahmen – T-Pfeiler 26
Literaturverzeichnis 29

2 Pfeilerbau

2.1 Einleitung

Brückenpfeiler weisen in den meisten Fällen eine grosse Bauhöhe mit entsprechender Schlankheit auf. Je nach Bauweise und statischem Konzept des Brückenüberbaus und des gewählten Bauverfahrens weichen die Einwirkungen im Bauzustand erheblich vom Gebrauchszustand ab. Um Überbeanspruchung oder Schiefstellungen zu vermeiden, müssen die Pfeiler im Bauzustand teilweise mit Hilfsmassnahmen ergänzt werden. Grundsätzlich können die Pfeiler aus Ortbeton oder Fertigteilen hergestellt werden. Fertigteilpfeiler sind nur bei geringen Bauhöhen (Transportgewicht, Abmessungen) möglich. Der Einsatz beschränkt sich auf Hochstrassen, Flussbrücken, usw.

Die Pfeiler können nach den Abmessungen unterteilt werden in:

- Einzelpfeiler
- Zwillingspfeiler

und können massiv oder als Hohlpfeiler, als Stütze oder Scheibe, mit rundem oder polygonalem Grundriss und mit konstantem oder sich verjüngendem Querschnitt ausgebildet sein. Pfeiler für Schrägseilbrücken werden als Pylone bezeichnet. Für diverse Brückenbauten müssen die Spannweiten im Bauzustand reduziert werden. Als Hilfspfeiler, oder besser Hilfsabstützungen, kommen in der Regel schwere Rüststützen oder Joche zum Einsatz.

2.2 Gründung

Im Bauzustand werden bei jeder Gründung gewisse Setzungen auftreten, bis die volle Reibung des Korngerüstes mobilisiert oder die Konsolidation abgeschlossen ist. Bei schwierigen Gründungsverhältnissen können diese Setzungen über die Bauzeit von mehreren Monaten mit dem Baufortschritt kompensiert werden. Am Beispiel der Kochertalbrücke (D) sollen verschiedene Gründungsalternativen in unterschiedlich schwierigen Bodenverhältnissen aufgezeigt werden.

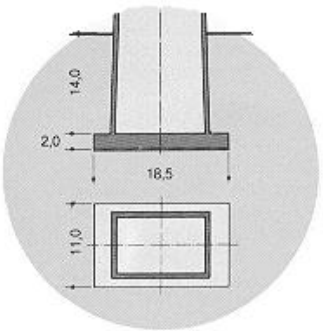


Bild 2-1: Flachgründung [1]

Flachgründung

Bei ausreichender Tragfähigkeit des Bodens im oberflächennahen Bereich ist eine Flachgründung die technisch einfachste und wirtschaftlichste Lösung. Ist der Boden nicht an der Oberfläche, sondern in etwas tieferen Lagen tragfähig, so kann man folgende Maßnahmen treffen:

- Bodenaustausch
- Gründungshorizont tiefer legen

Die Tieferlegung des Gründungshorizonts der Flachgründung wurde in den Flanken des Kochertales durchgeführt. Dort war der Obere Muschelkalk durch Erosion teilweise freigelegt, ausgelaugt und örtlich geklüftet. In diesen Bereichen musste mit Zementinjektionen verfestigt werden. Nach diesen Massnahmen war eine Flachgründung möglich. Die Herstellung der Baugrube erfolgt mit einem Spundwandverbau gemäss den Baumethoden der Vorlesung Girmscheid, G.: „Bauverfahren des Tief- und Hochbaus“.

Schacht- bzw. Senkkastengründung

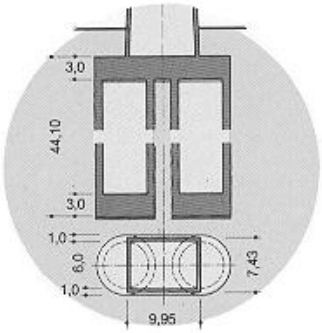


Bild 2-2: Bauweisen von Brücken [1]

Bei relativ tiefem Gründungshorizont in zerklüftetem Fels ist es relativ schwierig, Bohrpfähle einzusetzen. Das Durchörtern solcher zerklüfteten Formationen ist mit Bohrpfahlwerkzeugen sehr schwierig. In solchen Fällen kann eine Schachtgründung die technisch einfachere und wirtschaftlichere Lösung sein. Der Vortrieb eines solchen Gründungsschachts kann im Sprengvortrieb und/oder mit Hydraulikhämmern erfolgen.

Die Sicherung solcher Schachtwände erfolgt bereits während des Abteufens mit Spritzbeton und Ankern. Nach etappenweisem Abteufen erfolgt die Herstellung der endgültigen Schachtwand abschnittsweise, dabei muss die Schachtwand gegen Abrutschen gesichert werden, wenn die die nächste Aushubetappe erfolgt. Diese Methode wurde bei der Kochertalbrücke im Bereich des stark gestörten Muschelkalks mit einer Mächtigkeit von 40 – 45 m angewandt.

Mit bis zu 40 m tiefen Schächten wurden die Pfeiler in die Schicht des Unteren Muschelkalkes hinuntergeführt. Die Herstellung der Schächte erfolgt nach den Baumethoden der Vorlesung Girmscheid, G.: „Bauverfahren des Spezialtiefbaus“.

Schacht- bzw. Kastengründung

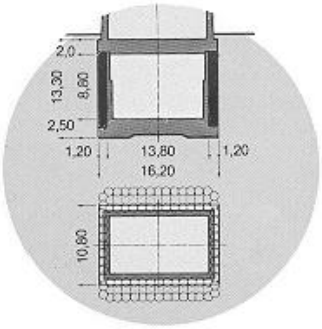


Bild 2-3: Gründungskörper mit keilstumpfförmigen Bohrpfählen [1]

Bei mittlerer Überdeckung des tragfähigen Gründungshorizontes mit nicht tragfähigen sandigen oder tonigen Böden kann der Gründungsschacht auch als Senkkasten hergestellt werden. Die Herstellung erfolgt nach den Baumethoden der Vorlesung Girmscheid, G.: „Bauverfahren des Spezialtiefbaus“.

Eine weitere, eher ungewöhnliche Kastengründung mit Bohrpfahlbaugrubenwänden wurde im Bereich der nichttragenden, ca. 12 m mächtigen Lehmschicht durchgeführt. Die Bohrpfähle wurden in den tragfähigen Muschelkalk unter dem Lehmhorizont eingebunden, die Sohle des Kastens wurde teilweise in den Muschelkalk eingelassen.

Es wurde ein Gründungskörper aus keilstumpfförmigen Bohrpfahlwänden an beiden Längsseiten und vertikalen Bohrpfählen an den Schmalseiten erstellt. Diese Bohrpfahlwände wurden als Baugrube und Gründungskasten genutzt. Nach Herstellung der Bohrpfähle wurde der Bauvorgang wie folgt fortgesetzt:

- Etappenweiser Aushub , setzen von Ankern
- Einbinden der Bohrpfahlwände in eine Ortbetongründungswand
- Einziehen einer Aussteifungsdecke auf dem Gründungskasten als Kopfplatte für den Pfeilerbau

Pfahlgründung

Wenn die tragfähigen Schichten tiefer liegen, ist die Ramm- oder Bohrpfahllösung eine baubetrieblich schnell herstellbare und wirtschaftliche Gründungsmethode.

Die verschiedenen Pfahlarten und Herstellmethoden sind in den Unterlagen zur Vorlesung Girmscheid, G.: „Bauverfahren des Spezialtiefbaus“ zu finden.

In den folgenden Schemaskizzen werden die Pfahlanordnung für Hohl- und Massivpfeiler dargestellt.

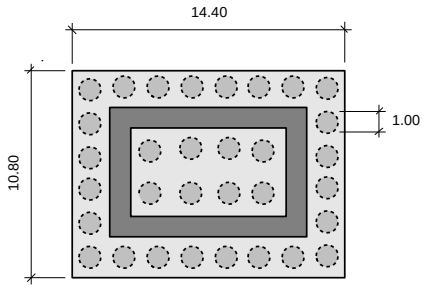


Bild 2-4: Grundriss Hohlpfeiler-Pfahlkopfplatte

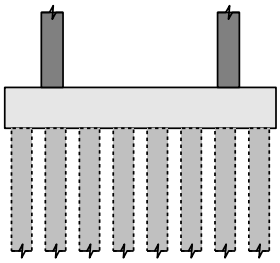


Bild 2-5: Längsschnitt Hohlpfeiler-Pfahlgründung

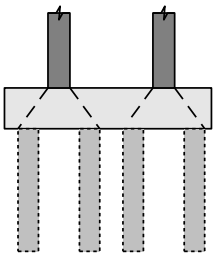


Bild 2-6: Querschnitt Hohlpfeiler Lastabtragung der Pfahlgründung

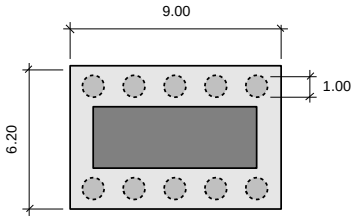


Bild 2-7: Grundriss Massivpfeiler-Pfahlkopfplatte

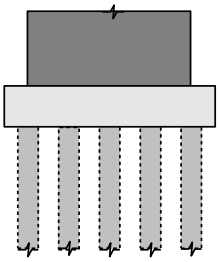


Bild 2-8: Längsschnitt Massivpfeiler-Pfahlgründung

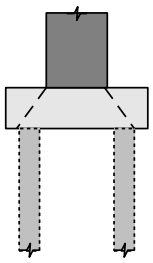


Bild 2-9: Querschnitt Massivpfeiler Lastabtragung Pfeiler-Pfähle

2.3 Ortbeton – Pfeiler

2.3.1 Schalungssysteme

Es gibt drei verschiedene Schalungsverfahren zum Herstellen von Pfeilern:

- Etappenweise Herstellung mittels mit Kran umgesetzter Kletterschalung
- Etappenweise Herstellung mittels Kletterschalung mit einer hydraulischen Kletterschreiteinrichtung
- Kontinuierliche Herstellung mittels Gleitschalung (nur bei sehr hohen Pfeilern)

Die detaillierte Beschreibung der Schalungssysteme sowie der Bauabläufe sind in den Unterlagen zur Vorlesung Girmscheid, G.: „Bauverfahren des Tief- und Hochbaus“ zu finden.

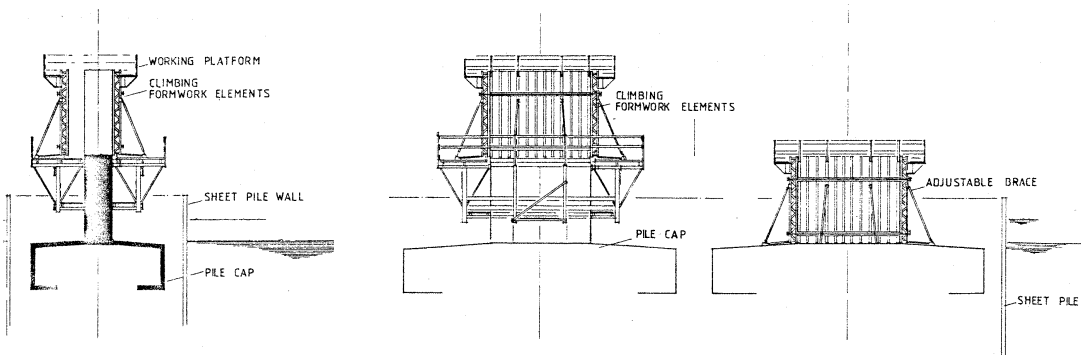


Bild 2-10: Flusspfeiler: Kletterschalung (Umsetzung mit Kran)

Das Gleitschalungsprinzip wird selten angewendet, da zwingend ein $^4/_3$-tel Schichtbetrieb (24 h, 7 Tage die Woche) durchgeführt werden muss. Der Gleitprozess muss kontinuierlich durchgeführt werden. Die Anpassung der Gleitschalung auf veränderliche Querschnitte ist technisch und betrieblich nicht einfach.

2.3.2 Pfeilerköpfe für Fertigelement – Längsträgerbrücken

Bei der Fertigteilbauweise mit Längsträgern (i.d.R. Einfeldträger) muss ein Pfeilerkopf erstellt werden. Dieser wird meist in Ortbeton (oder seltener als Fertigelement) auf den Pfeilerschaft aufgesetzt werden. Wird der Pfeiler mit einem Pfeilerkopf in Ortbeton erstellt, erfolgt die Bauweise im nachfolgenden Ablauf:

Der Pfeiler wird meistens mit einer Kletterschalung etappenweise erstellt. Nach Fertigstellung des Pfeilerschaftes wird die Kletterschalung entfernt. Zur Herstellung des Pfeilerkopfes wird neben dem hergestellten Pfeilerschaft eine Rüststützenkonstruktion auf der Gründungs- bzw. Pfahlkopfplatte errichtet. Diese Rüststützenkonstruktion besteht meistens aus Schwerlastrüststützen bzw. Turmelementen mit entsprechender Keilabsenkvorrichtung. Auf die Rüststützenkonstruktion wird ein Trägerrost aufgesetzt, auf welchen mittels Kran die meist bereits vorgefertigte Fachwerkunterkonstruktion der Schalung mit den entsprechenden Schalungsträgern und der Schalhaut bzw. der seitlichen Arbeitsbühne eingehoben wird. Die Trägerrostkonstruktion besteht typischerweise aus zwei horizontalen Rüstträgern, die pfeilerlängsseitig auf die Rüststützenkonstruktion aufgesetzt werden. Die seitlichen Schalungen der Pfeilerkopfkonstruktion, meist mit den dazugehörigen temporären Abstützkonstruktionen, die nur für das Ausrichten der Schalung notwendig sind (seitlich horizontale Spindel, Bild 2-11), werden normalerweise je nach Grösse ein-, zwei- oder dreiteilig vorgefertigt und mittels Kran auf die seitlichen Arbeitsbühnen abgesetzt, ausgerichtet und verbunden. Wenn es sich um eine mehrteilige Schalung handelt, werden die Elemente mittels Riegel miteinander verbunden. Das Ausschalen erfordert, dass:

- die Schalung des Pfeilerkopfes elementweise seitlich abgekippt werden kann
- sich die Bodenschalung durch absenken der Keile der Rüststützenkonstruktion von der Betonkonstruktion löst, so dass die Seiten- und die Bodenschalung seitlich über die Trägerrostkonstruktion herausgezogen werden kann.

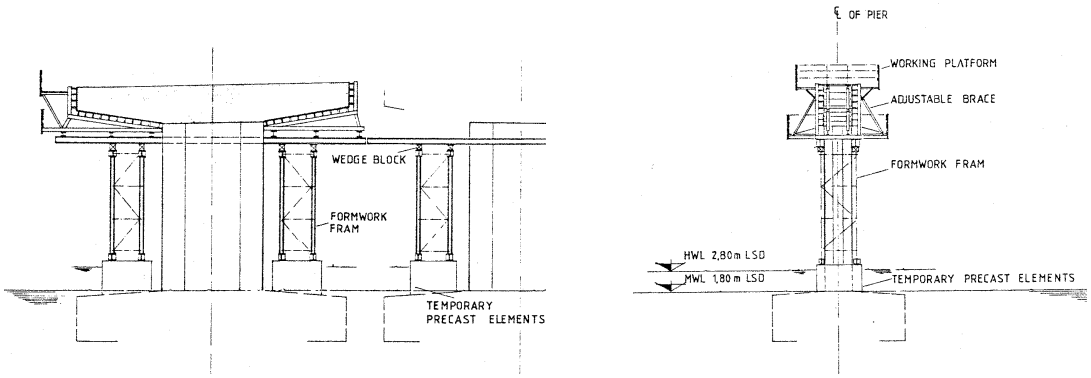


Bild 2-11: Ortbeton-Pfeilerkopf für vorfabrizierte Brückenlängsträger

2.3.3 Stahlschalung für monolithische Pfeilerherstellung

Pfeiler für Hochstrassen im Rahmen von Grossbrückenkonstruktionen (Brücke mit grosser Länge und vielen Brückenfeldern) werden meist mit Stahlsystemschalungen hergestellt. Die Stahlsystemschalungen eignen sich, wenn eine Vielzahl gleicher Pfeilertypen hergestellt werden, die sich in der Höhe nur geringfügig unterscheiden (einige Meter). Wichtig ist, dass Pfeilerquerschnitt und Pfeilerkopfkonstruktion identisch sind. Unterschiedliche Pfeilerhöhen können durch variable Schalungselemente ausgeglichen werden. Wenn man Stahlelementsystemschalungen mit entsprechenden Passstücken verwendet, muss die Pfeilerschafthöhe möglichst auf die Stahlelemente abgestimmt werden. Dies ist eine Voraussetzung für den optimalen Einsatz, bedingt aber, dass die Pfahlkopf- bzw. die Fundamentplatten in gewissen Grenzen (ca. 10-20 cm) in der Höhenlage variiert werden können, damit die vorhanden Schalsegmente modular einge-

setzt werden können. Andernfalls sind aufwendige Sockelkonstruktionen auf der Pfahlkopfplatte nicht zu vermeiden. Mit der Interaktion von Konstruktion und baubetrieblichem Ablauf lassen sich Stahlsystemelementschalungen im Mehrfeldbrückenbau optimal rationell verwenden. Beispiele dieses Schalungssystems sind einerseits der Bangkok-Express-Highway SES und der Bang Na – Bang Pli – Bang Pakong Expressway. Im Folgenden soll das Beispiel des Bang Na – Bang Pli – Bang Pakong Expressway kurz erläutert werden.

In Bangkok wurden 55 Kilometer Hochstrasse, der Bang Na – Bang Pli – Bang Pakong Expressway erstellt. Die 16 m hohen, geschwungenen, H-förmig ausgebildeten Pfeiler wurden monolithisch mit Stahlschalungen geschalt und betoniert. Die Gründung der Pfeiler erfolgte auf bis in 30 m Tiefe gerammten vorgespannten Schleuderbetonpfählen.

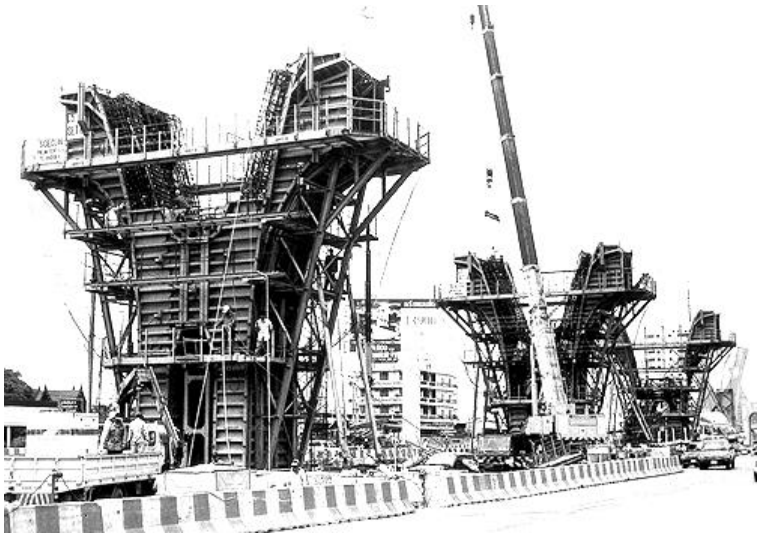


Bild 2-12: Stahlschalung Ortbetonpfeiler [2]

Betoniervarianten:

a) Die Betonierweise entspricht derjenigen der Ortbetoninnenschale im Tunnelbau, d.h. der Beton wird durch die Betonieröffnungen eingebracht, die mit zunehmendem Füllungsgrad geschlossen werden. Die Verdichtung erfolgt primär mit Rüttelflaschen. Die Aussenrüttler an der Schalhaut dienen hauptsächlich der Betonoptik.

b) Der Beton wird mit Schlauch von oben etappenweise eingefüllt. Die Verdichtung erfolgt mit Rüttelflaschen von oben bzw. die Arbeiter müssen in die Schalung einsteigen (Arbeitssicherheit beachten!). Die Arbeiter sind über Sicherheitsgurte und Seile von oben gesichert und stehen auf Schalbrettern, welche zwischen die Bewehrung eingeschoben werden und dem Arbeitsfortschritt entsprechend umgesetzt werden. Die Aussenrüttler garantieren eine saubere Oberfläche.

Als Zudiengerät zum Armierungs- und Betonkübeltransport sowie zum Umsetzen der Schalung erweisen sich mittlere Mobilkrane, die alternierend mehrere Pfeiler bedienen können, als optimale baubetriebliche Lösung (vgl. Bild 2-12).

2.4 Portalrahmen – T-Pfeiler

Beim Bau von innerstädtischen Hochstrassen, die oberhalb bestehender Verkehrswege erstellt werden müssen, ist die Anordnung der Pfeiler von der bereits bestehenden Infrastruktur abhängig. Aus diesem Grund können die Pfeiler nur im Mittelstreifen der bestehenden Strassen oder in den seitlichen Banketten angeordnet werden. Im ersten Fall erfolgt die Lastabtragung aus den beiden getrennten Überbauten über T-Pfeiler, im zweiten Fall über Portalrahmen, die aus zwei Pfeilern seitlich der vorhandenen Fahrbahnen und einem verbindenden Riegel bestehen. Die Erstellung solcher Konstruktionen muss die Aufrechterhaltung des Verkehrs der bestehenden, meist mehrspurigen, Autostrassen gewährleisten. Aus diesem Grund wird für den baulichen Ablauf meist der vorhandene Mittelstreifen um eine Spurbreite der vorhandenen Strasse erweitert. Mittelstreifen und die zusätzliche Spur dienen als Installationsplatz, Arbeitsraum und Transportpiste. Der Bauablauf ist als Linienbaustelle wie folgt gegliedert:

- Pfahlgründungsarbeiten (falls erforderlich)
- Baugrubenumschliessung herstellen (z.B. Rammen von Spundwänden)
- Aushub und Aussteifung der Baugrube
- Herstellung der Pfahlkopfplatte oder Flachgründung
- Pfeilerschaftkonstruktion (meistens mit Kletterschalung)
- Pfeilerkopf (T-Balken oder Riegel beim Portal)



Bild 2-13: T-Pfeilergerüstträger mit Justierstempel für die Schalung



Bild 2-14: T-Pfeilergerüstträger mit aufgesetzter Schalung, eingebauten U-Trogfertigteilen und Schutznetzen

Für die Pfeilerkopfausbildung werden um den Pfeilerschaft Schwerlastrüststützen auf die Pfahlkopfplatte oder Flachgründung abgestellt. Die Rüstkonstruktionen (Bild 2-13) um den Pfeilerschaft bestehen aus einzelnen Modulen, die für das Ein- bzw. Ausbauen seitlich aufklappbar sind. Die Rüsttürme können beim Aufstellen mittels Kran bereits vorgefertigt und über den Pfeilerschaft hochgehoben und abgesenkt werden. Auch hier ist es wichtig, dass die Pfeilerpfahlkopfplatte in variablen Grenzen ca. 10-20 cm im Minimum in der Höhe angepasst werden kann, damit der Aufbau der Gerüstturmmodulkonstruktion optimal erfolgen kann.

Bei den T-Pfeilern und Portalen wird eine modulartige Rüstträgerkonstruktion mittels Kran auf die Schwerlastrüststützenkonstruktion aufgelegt, verschraubt und gegenseitig ausgesteift. Auf diese Rüstträgerkonstruktion des T-Trägers bzw. Riegels (meist Vollwandträger) wird die entsprechende Schalung montiert. Diese Rüstkonstruktion besteht aus zwei parallelen Trägern, die jeweils vor und hinter dem Pfeilerschaft auf der Schwerlastrüststützenkonstruktion abgesetzt werden.

Die Gerüstträger selbst bestehen ebenfalls aus einer modularen Konstruktion. Die einzelnen Schüssen werden bis zu einer maximalen Spannweite (Biegemoment und Querkraft sind massgebend) zusammengesetzt. Die einzelnen Rüstträger werden im Arbeitsstreifen des Mittelbereichs der Fahrbahn für die entsprechende Portal- bzw. T-Pfeilerkopfkonstruktion zusammengesetzt und mittels Kran auf den Gerüstturm abgesetzt und verschraubt.

Auf diesen Rüstträgern befinden sich (Bild 2-13) vertikale Schwerlastkraftstempel, auf denen der Schalungsrost aufgesetzt wird. Mit dieser Spindelkonstruktion werden die erforderlichen Querneigungen der Portalträger bzw. T-Pfeilerkopfträger eingestellt. Darauf werden die vorgefertigten Schalungselemente für den Pfeilerkopf aufgesetzt. Für schwierige Schalungsbereiche eignen sich hier in gewissem Umfang vorgefertigte Elemente, die dann auf den Schalungskörper aufgesetzt werden können und so teilweise in die Schalung integriert werden (Bild 2-14). Mittels einer solchen modular aufgebauten Rüstkonstruktion lassen sich effizient komplexe Pfeilerkonstruktionen über bestehenden Verkehrsachsen unter Betrieb durchführen. Erforderlich ist jedoch, dass entsprechende Schutzvorkehrungen (Auffangnetze!) getroffen werden, damit nicht unbeabsichtigt Baumaterial, Handwerkzeug usw. auf den sich darunter befindlichen Verkehrsweg fallen können.

Die Nutzung einer zusätzlichen Fahrbahn kann unter gewissen Umständen je nach Verkehrsbedürfnissen vom Morgen- bzw. Abendverkehr alternierend von einer zur anderen Seite gewechselt werden. Dies ist jedoch ein zusätzlicher Aufwand, da entsprechende Arbeitsgeräte und Mannschaften vorgehalten werden müssen, um das jeweilige Umsetzen der Absperrzäune vorzunehmen.



Bild 2-15: Portalrahmen (Auflager U-Konstruktion)

Für die baubetriebliche Abwicklung solcher Linienbaustellen ist es unabdingbar, dass man Mobilkrane (Pneukrane) einsetzt, die entsprechend schnell zu den einzelnen Baustellen der Linienbaustelle geführt werden können, um dort die entsprechenden Hebemassnahmen vorzunehmen. Es braucht einerseits ein schweres Gerät mit ca. 150 t

Hubkraft bei kleinster Ausladung für das Setzen der Rüstträger und anderseits 2 Mobilkräne in der Grössenordnung von 50-60 t, die Schalungsteile und Baumaterial auf die entsprechenden Arbeitsbühnen heben.

Literaturverzeichnis

[1] Technische Informationsbroschüre der Arbeitsgemeinschaft Kochertalbrücke Geislingen bestehend aus Wayss & Freytag AG, Dyckerhoff & Widmann AG, Ed. Züblin AG. Auftraggeber: Autobahnamt Baden-Württemberg, Neubauleitung Heilbronn, 1978.

[2] Brockmann, C.: Der Bang Na Expressway Bangkok. Teil 1: Aufgabe, Bauausführung, Fertigteilwerk. In: Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), Heft 12, S. 332-337.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKENBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 3

ORTBETONBAUWEISE MITTELS LEHRGERÜST

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltverzeichnis

3 Ortbetonbauweise mittels Lehrgerüst 37
3.1 Einführung 37
3.2 Lehrgerüst mir kontinuierlicher Rasterstützung 37
3.3 Lehrgerüst mit freier Spannweite 39
3.4 Verschiebbare Lehrgerüste 40
3.5 Lehrgerüste Standardelemente 42
3.5.1 Rahmenstützen 42
3.5.2 Rüststützen 43
3.5.3 Rüstfachwerkträger 46
3.5.4 Rüstfachwerkträgerstösse 48
3.5.5 Turmüberbrückung 49
3.6 Einbau von Spanngliedern 49
Literaturverzeichnis 53

3 Ortbetonbauweise mittels Lehrgerüst

3.1 Einführung

Lehrgerüste werden im Regelfall bei Brücken mit geringer Höhe (5-10 m) und bei einer geringen Anzahl von Brückenfeldern eingesetzt. In Tabelle 3-1 sind die Lehrgerüsttypen und deren Besonderheiten zusammengefasst.

Tabelle 3-1: Lehrgerüsttypen

OB - Lehrgerüst		
fest		**verschiebbar**
- kontinuierliche Rasterstützung - viel Rasterstützen bzw. Rüsttürme - Hilfsgründungen z.B. Fertigteilplatten umsetzbar	- freie Spannweite - einzelne Auflagerjoche (2 und mehr pro Feld) - Auflagerjoch auf Pfeilerfundament/Pfahlkopfplatte aufsetzen	- freie Spannweite (z.B. bei Bögen) - einzelne Auflagerjoche (meist nur 2) - Auflagerjoche auf Pfeilerfundament/ Pfahlfundament aufsetzen

3.2 Lehrgerüst mir kontinuierlicher Rasterstützung

Bei den durchgehend abgestützten Lehrgerüsten erfolgt die Einrüstung analog einer Deckenschalung im Hochbau mit dicht aneinander gereihten Rüststützen oder Rüsttürmen. Dieses Bauverfahren bzw. diese Herstellmethode eignet sich besonders bei Brücken mit folgenden geometrischen und technischen Randbedingungen:

- Variable Längs- und Querneigung
- Aufweitung von Brückenflächen
- Wechselnde Krümmung
- Geringe Anzahl von ähnlichen Brückenfeldern

Zudem sind folgende Randbedingungen von bauverfahrenstechnischer Bedeutung:

- Geringe Bauhöhe (Stapelhöhe der Gerüsttürme): 5 bis 10 m
- Unterseite der Brücke muss zugänglich sein (Geländeoberfläche)
- Untergrundverhältnisse müssen die Rüstturmlasten z.B. über Fertigteilfundamente mit gleichmässiger geringer Setzung aufnehmen



Bild 3-1: Lehrgerüst analog Deckenschalung Hochbau (System Peri Multiprop) [1]

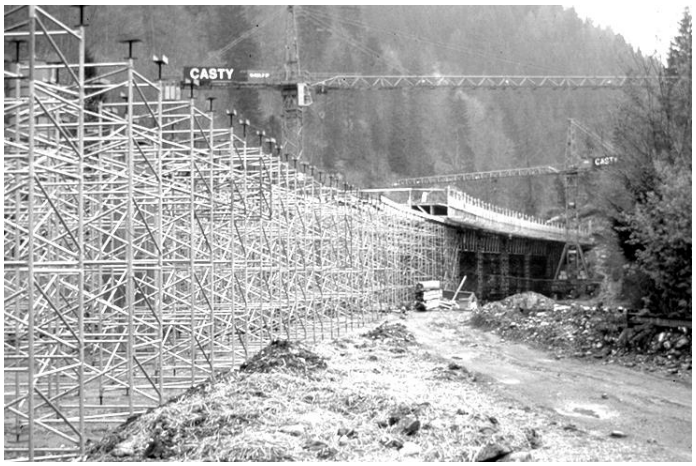


Bild 3-2: Lehrgerüst mit Rüstturm-Rahmenstützen

Für leichtere Hohlplattenbrücken können je nach Eigengewicht (Quadratmeterlast) Standard-Hochbau-Rüsttürme bzw. Schwerlastrüststützen bzw. Schwerlastrüsttürme verschiedener Gerüsthersteller (z.B. DOKA, Peri, etc.) verwendet werden. Diese Rüsttürme bzw. Schwerlaststützen lassen sich mit Spindeln in der Höhe genau justieren. Mit aufsteckbarem Gabelaufsatz lassen sich die Lasten aus Bindern einleiten und seitlich stabilisieren.

Auf diesem Gerüstturm- bzw. Schwerlaststützenraster werden Lastaufnahmeträger meist in Brückenquerrichtung verlegt. Auf diesem Trägerraster werden dann der Schalungsboden mit Schalungslängsträger im engen Abstand (ca. 50 cm) mit dem Schalungsplatten verlegt (Bild 3-1). Verschiedene Rüststützen, die bei Brückenlehrgerüsten eingesetzt werden, sind in Kapitel 3.5.2 dargestellt.

Die Gerüsttürme bzw. Rüststützen müssen räumlich ausreichend gegen Wind und Hangabtriebskräfte ausgesteift werden. Eine ungenügende horizontale und vertikale Aussteifung führt zu gefährlichen kinematischen Versagenszuständen.

Die Lasten aus den Gerüsttürmen werden direkt z.B. über wieder verwendbare Fertigteilplatten in den Untergrund eingeleitet. Das Verlegen der Fertigteilgründungsplatten erfolgt meist auf einer verdichteten Sandschicht, die auf einem planierten, verdichteten Voraushub von 20-50 cm aufgebracht wird.

Die baubetriebliche Andienung der Brückenfelder erfolgt über eine parallel zur Brückenachse angeordnete Baustrasse. Als lokales Hebe- und Transportgerät dient ein Mobilkran oder ein Turmdrehkran auf einer Gleistrasse.

3.3 Lehrgerüst mit freier Spannweite

Lehrgerüste mit einzelnen Stützjochen können dann herstelltechnisch eingesetzt werden, wenn folgende geometrischen und technischen Randbedingungen:

- Variable Quer- und Längsneigung
- Aufweitung der Brückenfläche
- Wechselnde Krümmung
- Geringe Anzahl von ähnlichen Brückenfeldern

und folgende bauverfahrenstechnischen Randbedingungen vorliegen:

- Bauhöhe 5-15 m
- Unterseite schlecht zugänglich (z.B. im Wasser)
- Untergrund sehr setzungsempfindlich

Eine solche Lehrgerüstkonstruktion besteht aus einem Rüstträgerrost aus parallel nebeneinander liegenden Fachwerkträgern, die meist eine Stützweite von Pfeiler n zu Pfeiler n+1 aufweisen. Nur bei sehr grossen Stützweiten wird ein Zwischenjoch zwischen den Pfeilern hergestellt.

Auf den Fachwerkobergurten wird je nach Abstand der Fachwerkträger der Schalungsboden mit den Schalungsträgern (a ≈ 50 cm) direkt verlegt. Bei sehr grossen Fachwerkabständen wird eine Zwischenträgerlage eingeschoben, auf der dann der Schalungsboden ausgelegt wird.

Das Zwischenjoch wird meist auf einer Stahlträger-Rammkonstruktion gegründet. Die Stützjochträger am Ende eines Feldes werden auf der Pfahlkopfplatte oder dem Fundament des Pfeilers abgestellt (vgl. Bild 3-3 und Bild 3-4). Die Stützjoche werden auf jeder Seite eines Pfeilers angeordnet (2 pro Pfahlkopfplatte bzw. Pfeilerfundament) und am Pfeiler gegen Horizontalkräfte abgestützt. Sie müssen zur Aufnahme der Horizontalkräfte ausreichend räumlich ausgesteift werden.

Die baubetriebliche Andienung einer solche Linienbaustelle erfolgt meist über

- die fertig gestellten Brückenteile von hinten und mit Hilfe von Autokranen oder Turmdrehkranen (vgl. Bild 3-3)
- eine Hilfsbrücke parallel zur Brückenachse (vgl. Bild 3-4)

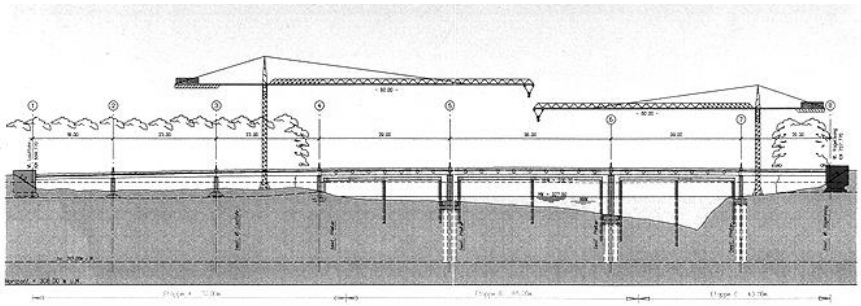


Bild 3-3: Einrüstung für Flussbrücke mit temporärer Zwischenabstützung



Bild 3-4: Traggerüst mit Fachwerkrüstträger sowie Behelfsbrücke

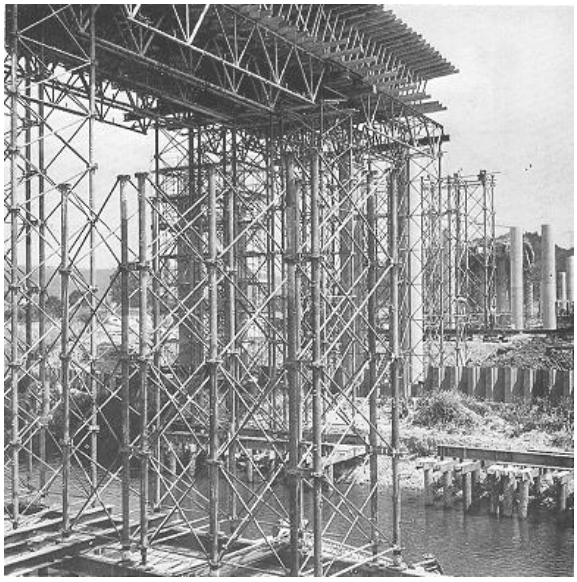


Bild 3-5: Lehrgerüst [2]

3.4 Verschiebbare Lehrgerüste

Verschiebbare Lehrgerüste werden im Regelfall über eine Verschubbahn am Boden verschoben. Der Verschub ist dadurch gekennzeichnet, dass das Gerüst mit Schalung, Tragunterkonstruktion und der Abstützkonstruktion verschoben wird. Dazu ist es erforderlich, dass eine ausreichende Absenkung der Schalung möglich ist, um das Gerüst quer oder geradeaus in ein anderes Feld zu verschieben (besonders bei Träger- und Kastenquerschnitten beachten).

Die Abstützkonstruktion muss entsprechend steif ausgebildet werden, um den Anfangsruck beim Verschieben (Anfangsbeschleunigung durch Reibungsruck beim Ver-

schieben) aufzunehmen. Zudem sollte die Abstützkonstruktion nicht zu viele Stützreihen pro Brückenfeld aufweisen. Günstig sind Abstützjoche, welche unten mit einem Gleitträger biege- und schubsteif verbunden werden.

Die Gleitträger der Abstützkonstruktion (Stützjoche) werden auf einer U-förmigen Gleitschiene verschoben, die auf den Fundamenten der Stützjoche angebracht werden (vgl. Bild 3-6).

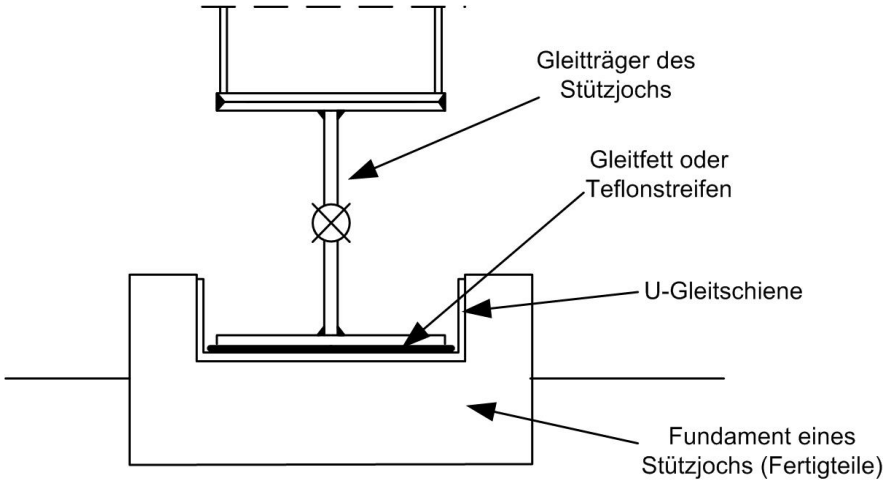


Bild 3-6: Verschubeinrichtung eines Lehrgerüsts

Querverschiebare Lehrgerüste werden verwendet, wenn man zwei parallele Brücken baut. In diesem Fall kann man die Schalung querverschieben und erspart sich den Ab- und Aufbau der Rüstung einmal pro Feldreihe. In solchen Fällen muss jedoch die Rüstung für die parallelen Folgefelder ab- und wieder aufgebaut werden.

Vorfahrgerüste werden wie die querverschiebbaren als ganzes auf einer Verschubbahn am Boden verschoben. Voraussetzug für ein Vorwärtsschieben einer Rüstung ist, dass die Pfeiler so gestaltet und angeordnet sind, dass dies möglich ist. Meist ist dies nicht der Fall. Daher ist im Regelfall zuerst ein Querverschub erforderlich. In solchen Fällen muss die Rüstung zuerst quer unter der Brücke ganz aus-, dann neben der Brücke vor- und anschliessend wieder quer ins neu zu erstellende Feld eingeschoben werden. Dies ist ein erheblicher Arbeitsaufwand, zudem muss die Topographie weitgehend eben sein.

Dieses Verfahren wird relativ selten verwendet, da sich die Vorschubgerüste weitgehend als hoch mechanisierte Alternative entwickelt haben. Zudem ist eine verhältnismässig aufwendige Konstruktion des gesamten Lehrgerüstes erforderlich, um dies von Feld zu Feld als gesamtes (mit Rüststützen und Rüstträgern) auf einer Verschiebebahn zu verschieben.

Die Technik des Vorschubs basiert auf der Schiebe- oder Zugmethode mittels Hydraulikpressen. Das Schieben erfolgt meist auf (einer) fest installierten Reaktionsschiene(n) mittels Hydraulikschub-/-hubzylinder. Das Umsetzen der Schubzylinder erfolgt nach Ausfahren des Zylinders auf einer Zahnstange.

Das Ziehen erfolgt mittels Doppelgreifhohlkolbenpressen. Dabei ist die Presse fest installiert und die Zugstange wird durch die Hohlkolbenpresse mittels Doppelgreifeinrichtung gezogen.

Bei parallelen Bogenbrücken, wie dies im Autobahnbau für die getrennten Fahrbahn möglich sein kann (besser ein breiterer Bogen für beide Fahrtrichtungen), ist das Querverschieben eines Lehrgerüsts jedoch eine wichtige technische konventionelle Alternative zu den Freivorbaumethoden mit temporärer Rückspannung. Das Querverschieben eines solchen Lehrgerüstbogens (Bild 3-7) erfolgt nach dem Absenken mittels Hydraulikzylinder auf einer vorbereiteten Stahlträger-Verschubbahn. Ein solcher Querverschub ist ein kinematischer Zustand, bei dem die Querabspannung kontinuierlich dem Fortschritt des Querverschubs angepasst werden muss. Der Querverschub muss permanent durch Messungen der Vertikalität und Horizontalität des Systems überprüft werden, damit die statisch zulässigen Grenzwerte nicht überschritten werden.

Wegen des statisch kritischen Querverschubs verwendet man heute meist die Freivorbaumethode mit Rückspannung.

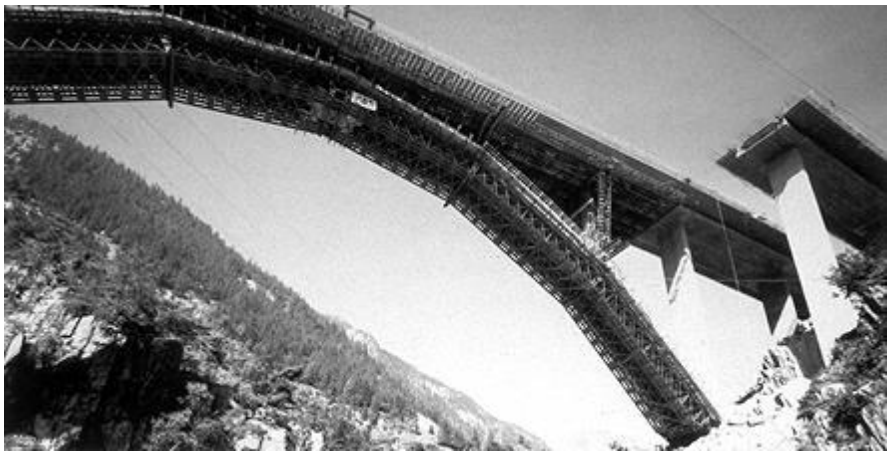


Bild 3-7: Seitlich verschiebbares Bogentraggerüst mit Rüstbinder H 33 [2]

3.5 Lehrgerüste Standardelemente

Die Lehrgerüste umfassen Rahmenstützen, Rüststützen und Rüstfachwerkträger. Im Folgenden werden exemplarisch für andere Hersteller die Systeme der Firma Thyssen Hünnebeck-Röro GmbH vorgestellt.

3.5.1 Rahmenstützen

Die Rahmenstützen sind für den klassischen Hochbau konzipiert. Die Kennwerte wie Basismass und maximale Stiellast variieren je nach Typ. Im Folgenden sind die Kennwerte für die gebräuchlichsten angegeben:

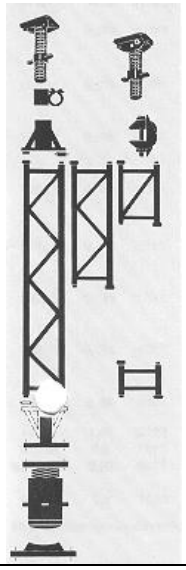
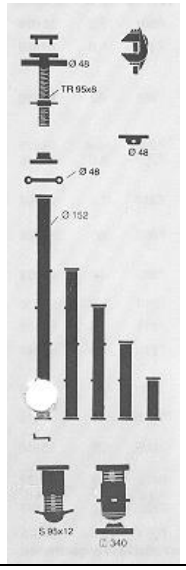
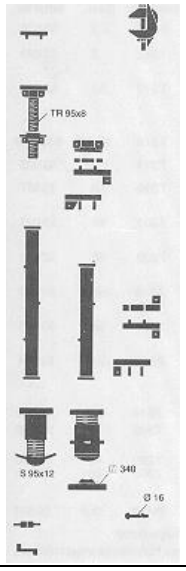
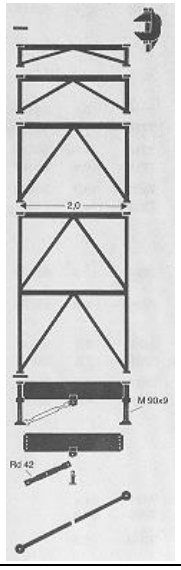
- Rahmenstütze S 20
  Viereckturm mit Basismass 1.04 m, max. Stiellast 35 KN, Gewicht 40 kg/m
- Rahmenstütze L
  Viereckturm mit Basismass 1.25 m, max. Stiellast 45 KN, Gewicht 60 kg/m
- Rahmenstütze R 32
  Viereck- oder Dreieckturm mit Basismass 1.50 m, max. Stiellast 65 KN, Gewicht 60 kg/m Viereck-, 45 kg/m Dreieckturm

Die Stütze R 32 lässt sich wahlweise mit Dreieck- oder Viereckgrundriss erstellen. Sie eignet sich für das Einrüsten von Stadtautobahnen.

3.5.2 Rüststützen

Im Vergleich zu den Rahmenstützen können Rüststützen min. 200 KN aufnehmen und weisen Turm-Basismasse von 2.00 m, 2.50 m oder 3.00 m auf.

Tabelle 3-2: Rüsttypenstützen und Rüsttürme [2]

Systemteile				
Typ	Rs 30	S 40	S 50	Rs 60

Rüststütze Rs 30

Montagefreundliche, leichtgewichtige Rüststütze mit 0.30 m Systembreite, die aus Fachwerkgitterelementen sowie Endstücken mit Spindeln mittels Schnellverschlusskupplungen verbunden werden. Die Stütze kann entsprechend ihrer Stützhöhe (nur am Kopf und Fuss unverschieblich gehalten) frei belastet werden. Knicklängenreduzierung durch gekuppelte Rohrverbände erhöhen die zulässige Lastaufnahme.

Tragkraft: 3.78 m Element: max. Stiellast 280 KN

10.14 m Element: max. Stiellast 220 KN

Gewicht: ca. 85 kg/m

Tabelle 3-3: Komponenten Rüststütze Rs 30 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Spindel	(Verstellbereich 290 mm)	50 kg
Mittelstück	2.0 m	71 kg
	1.06 m	45 kg
	0.53 m	28.5 kg
	0.265 m	20 kg

Rüststütze S 40

Baustellengerechte robuste Einzelstütze, die mit normalem Kupplungsgerüstmaterial zu Stütztürmen oder Jochen mit variabler Basis verbunden werden kann. Die statischen Vorteile liegen in der Setzungsunempfindlichkeit (Weichheit der Verbände), ge-

ringer Windangriffsfläche und einer zentrischen Lasteinleitung durch Kugelpfanne im Fussstück. Durch Zwischenschaltung von Anschlussknoten kann die S 40 Stütze zu einem Stützturm S 50 umgerüstet werden.

Tragkraft: max. Stiellast 400 KN

Gewicht: ca. 50 kg/m mit Aussteifung

Tabelle 3-4: Komponenten Rüststütze S 40 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Kopfstück	(Verstellbereich 520 mm)	58 kg
Rohrschuss	3.0 m	85 kg
	2.0 m	60 kg
	1.5 m	48 kg
	1.0 m	36 kg
	0.5 m	24 kg
Fussstück (mechanisch / hydraulisch)	(Verstellbereich 150 mm)	40 kg

Rüststütze S 50

Ein Schwerlastturm aus Einzelteilen der Rüststütze S 50 in Kombination mit Anschraubflanschen und Verbänden. Basismasse 2.0 m, 2.5 m, 3.0 m für recht- oder schiefwinklige Grundrisse.

Tragkraft: max. Stiellast 500 KN

Gewicht: ca. 60 kg/m mit Aussteifung

Tabelle 3-5: Komponenten Rüststütze S 50 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Kopfspindel	(Verstellbereich 520 mm)	62 kg
Rohrschuss	2.0 m	60 kg
	1.5 m	48 kg
Fussstück (mechanisch / hydraulisch)	(Verstellbereich 150 mm)	40 kg

Rüststütze Rs 60

Ein Stützturm für hohe Lasten, bestehend aus 4 umlaufend gleichen Fachwerkscheiben, die miteinander verschraubt werden. Basismass 2.0 m. Durch anhängen weiterer Einzel- oder Doppelscheiben ergeben sich Stützjoche entsprechend der vorhandenen Lastkonzentration.

Tragkraft: Turm: max. Stiellast 500 KN

Doppelscheibe: max. Stiellast 470 KN

Einzelscheibe max. Stiellast 235 KN

Gewicht: ca. 65 kg/m Einzelstütze einschl. Verband

Tabelle 3-6: Komponenten Rüststütze Rs 60 [2]

Komponenten	Abmessungen	Gewicht
Stützscheibe	0.375 m	47 kg
	0.75 m	58 kg
	1.50 m	85 kg
	3.00 m	155 kg
Fussspindel (mechanisch / hydraulisch)	(Verstellbereich 375 mm)	22 kg

Dreigurtstütze H 20

Die H 20 Stütze kommt analog der Rs 30 bei geringen Stützhöhen von max. 10 bis 15 m zum Einsatz. Diese Stütze ist ungeeignet, wenn Querkräfte auftreten (>7.5 KN/Spindel).

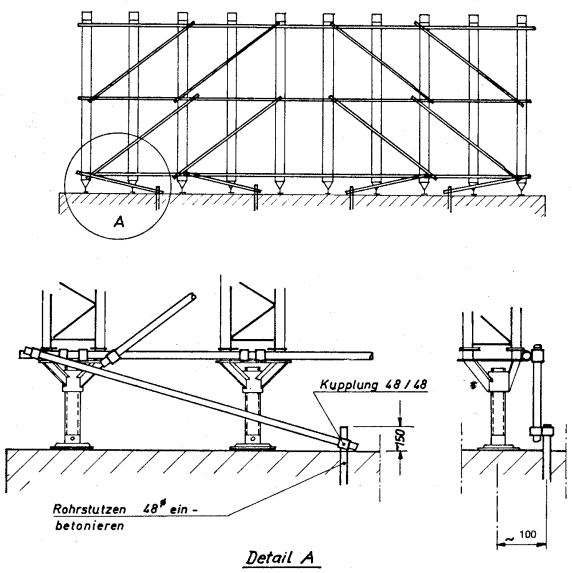


Bild 3-8: Querkrafteinleitung in den Untergrund [2]

Zu berücksichtigen ist im Speziellen, dass sämtliche Verbände an einem oder zwei der drei Einzelstiele befestigt werden können. Die aus der Verstrebung eingeleiteten Kräfte sind deshalb mit 1.5 fachen Grösse bezogen auf den Gesamtquerschnitt einer Stütze zu berücksichtigen.

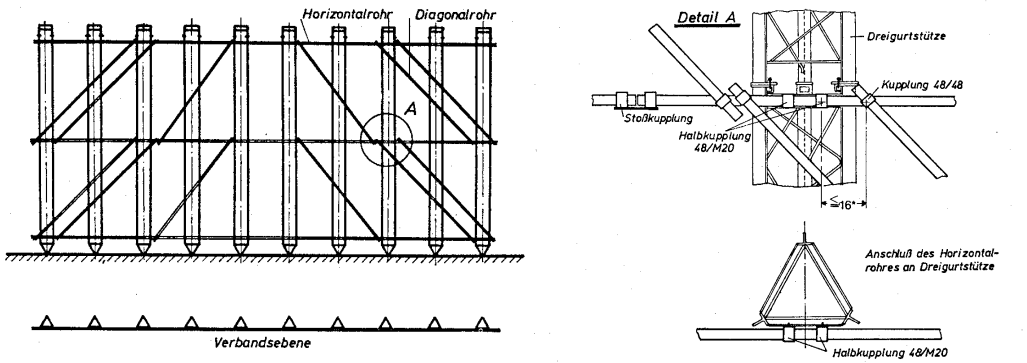
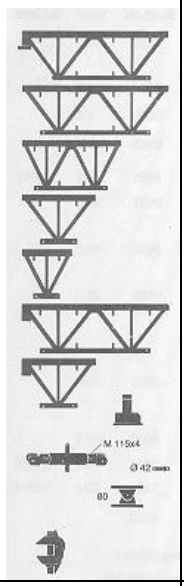
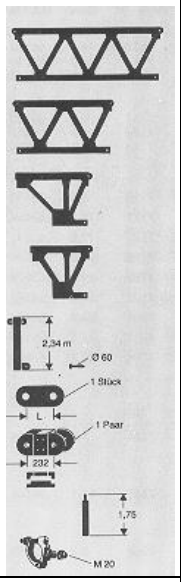
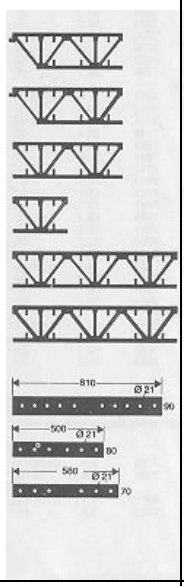
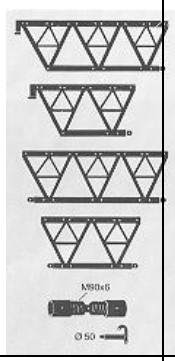
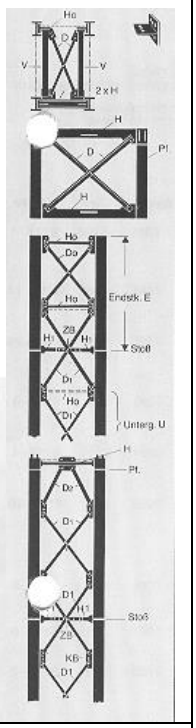


Bild 3-9: Verbandanordnung [2]

3.5.3 Rüstfachwerkträger

Tabelle 3-7: Rüstträgertypen [2]

Systemteil					
Typ	T 30	T 50	T 60	Rb 66	Quer-verband T50

Rüstträger T 30

Der Rüstträger T 30 wird zur feldweisen Einrüstung von Lehrgerüstabschnitten mit 12 bis 24 m Spannweite verwendet. Er hat eine Bauhöhe von 2.25 m. Die Auflagerung erfolgt obergurtseitig. Eine Knickaussteifung durch gekuppelte Rohr- bzw. Stahlbauverbände ist im Knotenabstand von 1.5 m erforderlich.

Max. Auflagerkraft: 306 KN

Max Biegemoment: 1.1 MNm

Gewicht: ca. 94 kg/m ohne Aussteifung

ca. 15 kg/m Verbandsgewicht pro Träger

Tabelle 3-8: Komponenten Rüstträger T 30 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Endstück	6 m	496 kg
Mittelstück	6 m	472 kg
	4 m	303 kg
	3 m	252 kg
	2 m	151 kg
Auflagerfuss		48 kg

Rüstträger T 50

Der Träger T 50 ist wirtschaftlich bei Feldspannweiten von ca. 20 bis 30 m. Die Bauhöhe beträgt 2.34 m. Die Auflagerung kann ober- oder untergurtseitig vorgenommen werden, demzufolge besteht Einsatzmöglichkeit als Einfeldträger mit Obergurt-, Untergurt- und Pfostenauflagerung: als Kragträger mit Untergurt und Pfostenauflagerung. Ein Stahlbauverband ist alle 2 m mit Verbandsbreiten von: 1.5 / 2.0 / 2.5 / 3.0 m erforderlich.

Max. Auflagerkraft: 606 KN Obergurtauflagerung

545 KN Untergurtauflagerung

515 KN Pfostenauflagerung

Max Biegemoment: 2.5 MNm

Gewicht: ca. 195 kg/m ohne Aussteifung

ca. 25 kg/m Verbandsgewicht pro Träger

Tabelle 3-9: Komponenten Rüstträger T 50 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Endstück Gabel	3.0 m	500 kg
	2.5 m	425 kg
Endstück Kamm	3.0 m	495 kg
	2.5 m	421 kg
Mittelstück	6 m	985 kg
	4 m	755 kg

Rüstträger T 60

Der Rüstträger T 60 ist ein universell einsetzbarer Rüsträger mit ober- und untergurtseitiger Auflagerungsmöglichkeit für stationäre Einrüstungen sowie Vorschubgerüste bis 40 m Feldstützweite. Die Bauhöhe beträgt 2.30 m, die Auflagerhöhe 570 mm und der Knotenabstand 1.5 m, wie bei dem Rüstträger T 30 (Kombinierbarkeit). Die Knickaussteifung erfolgt mit Stahlbauverbänden an den Gurten.

Max. Auflagerkraft: 620 KN

Max Biegemoment: 3.8 MNm

4.3 MNm mit Mittelstück 9.75 m

Gewicht: ca. 220 bis 250 kg/m ohne Aussteifung

ca. 35 kg/m Verbandsgewicht pro Träger

Tabelle 3-10: Komponenten Rüstträger T 60 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Endstück	6.0 m	1100 kg
Endstück verstärkt	6.0 m	1153 kg
Mittelstück	3.0 m	623 kg
	9.75 m	2048 kg
Mittelstück verstärkt	6.0 m	1578 kg
	9.75 m	2377 kg

Rüstträger Rb 66

Der Rüstträger Rb 66 ist wirtschaftlich bei Feldspannweiten von ca. 12 bis 20 m. Die Bauhöhe beträgt 2.14 m. Die Auflagerung ist obergurtseitig.

Max. Auflagerkraft: 268 KN

Max Biegemoment: 1.0 MNm

Gewicht: ca. 92 kg/m ohne Aussteifung

ca. 15 kg/m Verbandsgewicht pro Träger

Tabelle 3-11: Komponenten Rüstträger Rb 66 [2]

Komponenten	**Abmessungen**	**Gewicht**
Endstück	6.0 m	533 kg
	4.0 m	355 kg
Mittelstück	6.0 m	482 kg
	4.0 m	330 kg

3.5.4 Rüstfachwerkträgerstösse

Die einzelnen Rüstträgerelemente können zu Bindern zusammengeschraubt werden. Die Verbindung erfolgt mit Laschen und Bolzen, mit geschraubten Kopfplattenstössen oder mit geschraubten Flansch- und Stegstosslaschen (Bild 3-10).

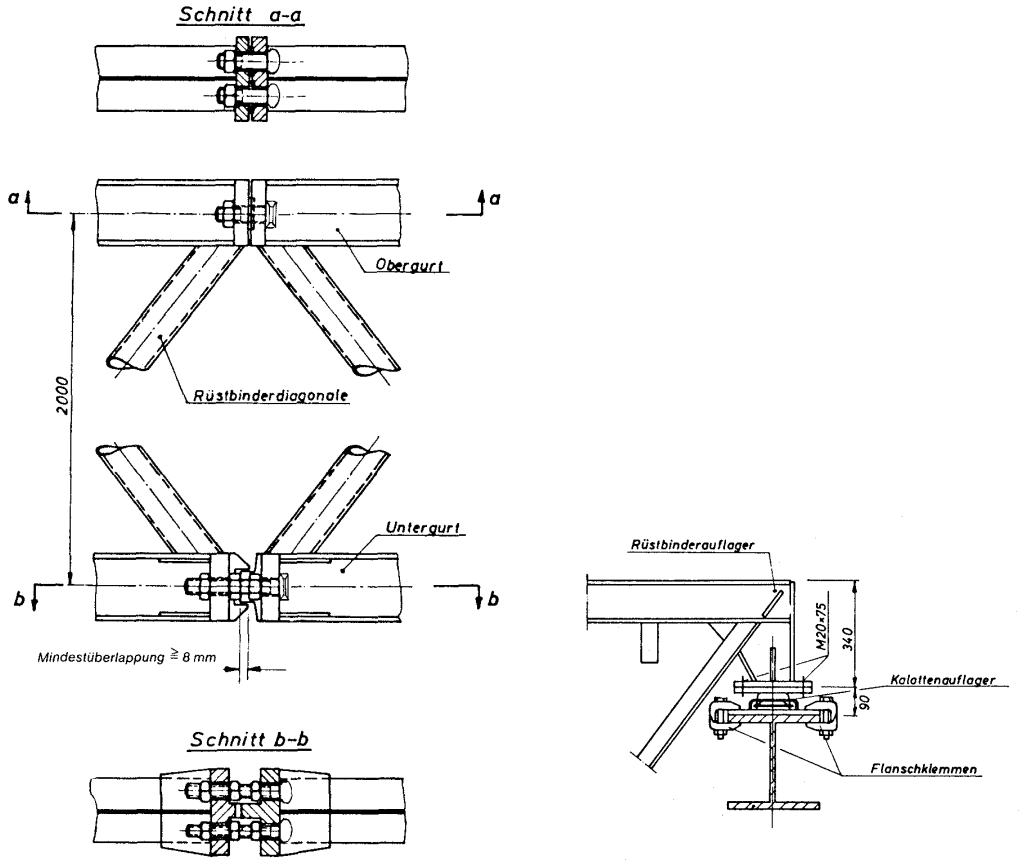


Bild 3-10: Stoss von Rüstbinder H 33 Mittelstücken [2]

3.5.5 Turmüberbrückung

Die Rüstbinder liegen auf dem Rähmträger auf, welcher die Lasten in die Stützjoche ableitet. Neben den frei überspannten Rüstbinderfeldern muss zwischen den Stützjochen, den Auflagerscheiben der Rüsttürme, das Stahlprofilfeld überspannt und gekoppelt werden. Dies erfolgt zwischen zwei Feldern mittels einer Überbrückungskonstruktion. Die gekoppelten Felder müssen jedoch ihre Horizontalkräfte in den hinteren Pfeilern als Festpunkt einleiten. Der Turmüberdeckungsrost dient auch als Schalbodenunterlage über den Pfeilern.

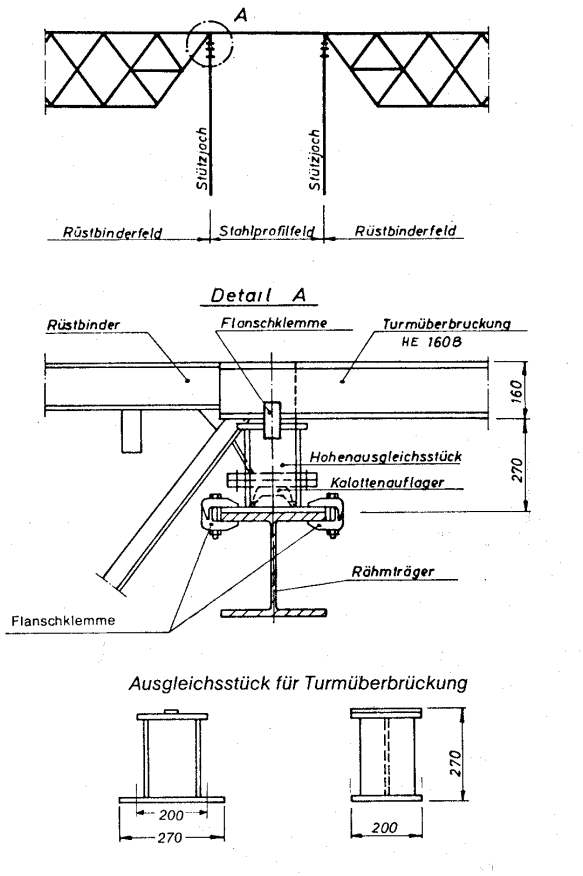


Bild 3-11: Ausgleich für Turmüberdeckung im Pfeilerbereich [2]

3.6 Einbau von Spanngliedern

Die Spannglieder müssen sehr exakt verlegt werden. Damit die Spannköpfe bereits auch während des Betoneinbaus in der richtigen Position und Neigung gehalten werden, werden diese auf vorgefertige Keile aus z.B. Exporit gesetzt. Diese werden im genauen Winkel vorbereitet, mit dem der Spannanker später im Tragwerk sitzt (vgl. Bild 3-12).

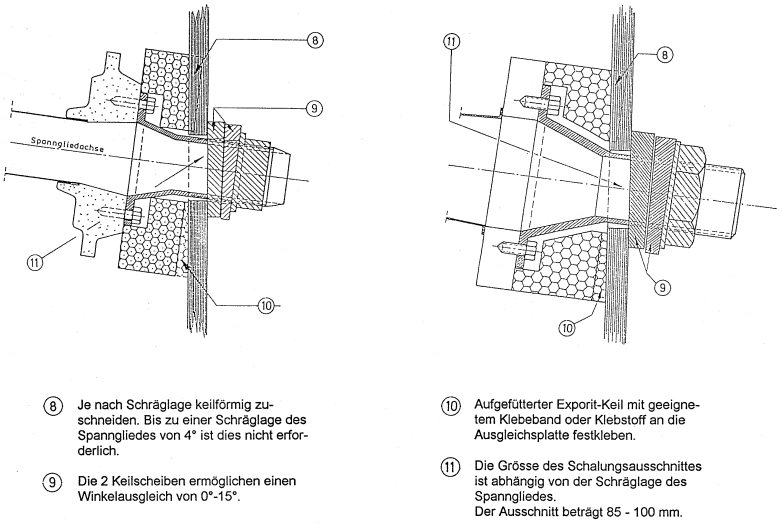


Bild 3-12: Fixierung der Litzenverankerung in der Schalung

Die Hüllrohre müssen im Regelfall im Abstand von ca. 3 m durch Bügel mit aufgeschweissten Querstegen unterstützt werden. Diese Stützbügel werden mit den exakt angeordneten Querstegen vorgefertigt. Aufgrund der grossen Spannkräfte muss die Lage der Spannglieder genau ohne Durchhang oder Knicke sein.

Bei der statisch-konstruktiven Anordnung der Spannglieder sind unbedingt die baubetrieblichen Aspekte des Spannens der Anker zu berücksichtigen. Bei der konstruktiven Positionierung der Anker ist darauf zu achten, dass in tangentialer Verlängerung ausreichend Arbeitsraum vorhanden ist, um die Litzen in die Spannpressen einzufädeln. Dabei ist zu beachten, dass die Litzen kaum biegbar sind und der Schalungsboden die untere Grenze bildet (vgl. Bild 3-13 und Bild 3-14).

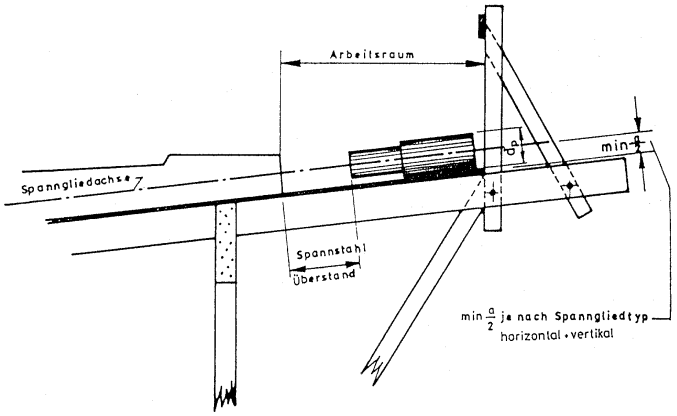


Bild 3-13: Arbeitsraum für Querspannglieder

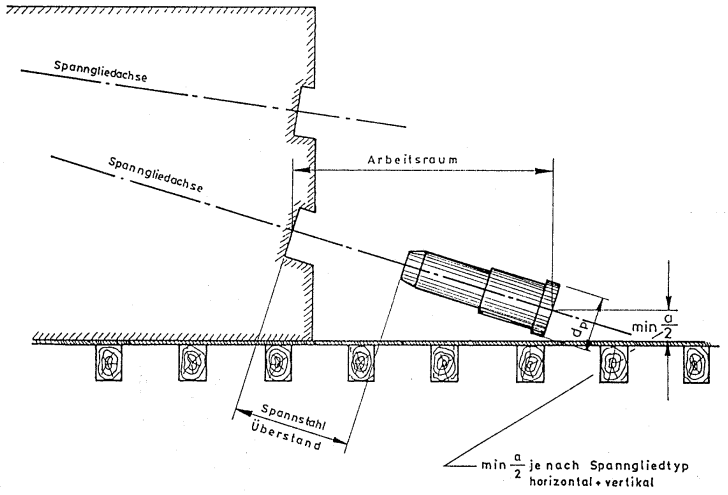


Bild 3-14: Arbeitsraum für Längsspannglieder

Das Einziehen oder Einschiessen der Spannglieder erfolgt durch

- Einschiessen der einzelnen Litzen hintereinander
- Einziehen des ganzen Litzenbündels.

Beim Einschiessen der Einzellitzen werden diese von einer Endlosrolle (Coil) mittel Einfädelmaschine mit hoher Zug- und Schubkraft einzeln in das leere Hüllrohr nach dem Erhärten des Betons eingeschossen und abgelängt. Nach dem Einfädeln wird die Litze am Ende mit Überstand abgeschnitten und die nächste eingeführt, bis die geforderte Anzahl im Hüllrohr ist (vgl. Bild 3-15).

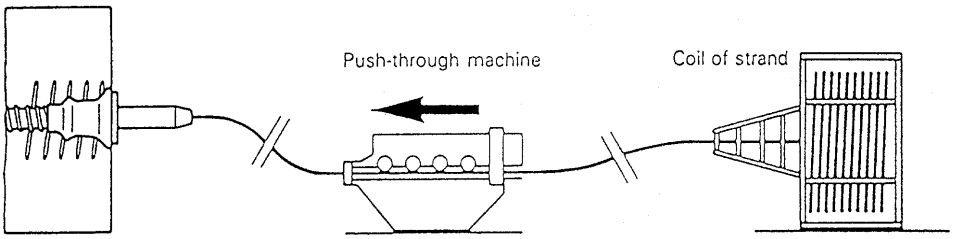


Bild 3-15: Einfädeln und Einschiessen der Einzellitzen [3]

Die Litze wird an einem Ende an einem Spannanker verkeilt. Anschliessend werden die Litzen einheitlich passend gekürzt und die Ankerkeile der Litzen mit einer Platte, die auf den Ankerkopf gesetzt wird, gesichert. Auf der anderen Seite, der Spannseite, müssen die Litzen um die Spannpressenlänge plus 10 cm aus der Verankerungsplatte heraus stehen. Auf diese herausstehenden Litzen wird die Presse angesetzt und eingeschoben, so dass jede Litze in der dafür vorgesehenen Einschub-, Zug- und Klemmvorrichtung sitzt (Bild 3-16). Am Ende der Presse ist die Kontergreifeinrichtung für den Schreitvorgang beim Spannen angeordnet. Daher müssen die Litzen an diesem Ende einen entsprechenden Überstand haben. Nach dem Spannvorgang werden die überstehenden Litzen abgeschnitten und die Keile mit einer Sicherungsplatte geschützt. Anschliessend werden die Ankerköpfe mittels Vorsatzbeton einbetoniert, um den Korrosionsschutz sicherzustellen.

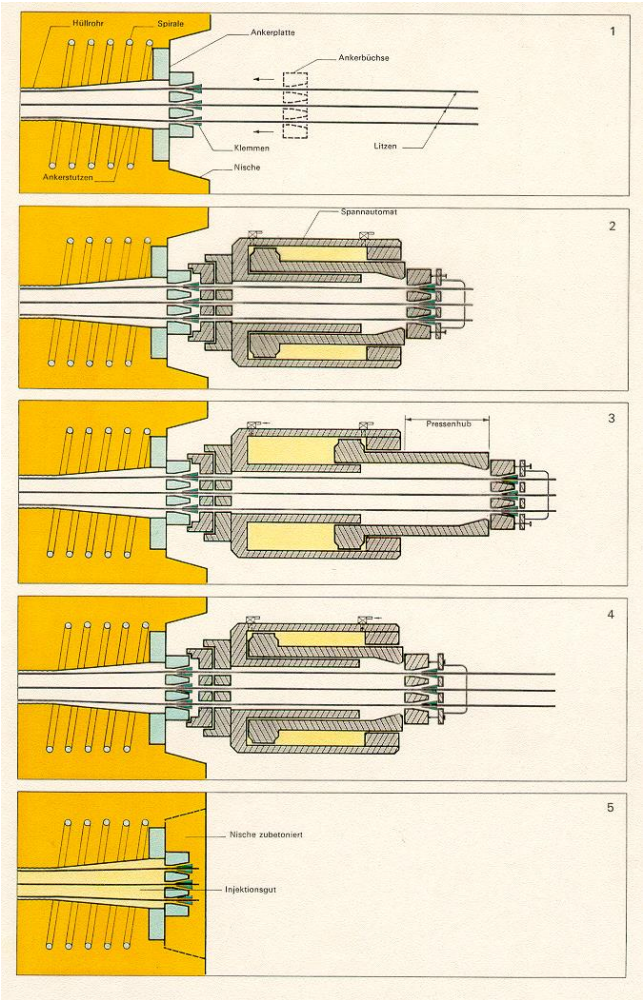


Bild 3-16: Spannpresse zum Vorspannen von Litzenspanngliedern [4]

Das Einziehen eines ganzen Litzenbündels wird in folgenden Arbeitsgängen durchgeführt (vgl. auch Bild 3-17):

- das Zugseil wird durch das Hüllrohr geschoben
- der Zugkopf wird am Litzenbündel befestigt (Spannverschraubung)
- das Zugseil wird in den drehbaren Ankerring des Zugkopfes eingehängt
- das Litzenbündel (ausgelegt oder aufgerollt) wird mittels Seilwinde und Zugseil eingezogen
- das Vorspannen, Sichern und Einbetonieren des Spannkopfes erfolgt wie schon bei den Einzellitzen beschrieben

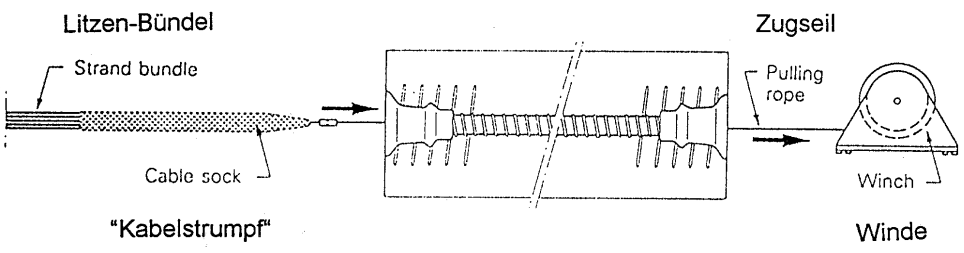


Bild 3-17: Einziehen des Litzenbündels [3]

Literaturverzeichnis

[1] Peri GmbH, Weissenhorn, Produktinformation.

[2] Thyssen Hünnebeck-Röro GmbH, Ratingen, Produktinformation.

[3] VSL International AG, Bern, Produktinformation.

[4] StahlTon AG, Zürich, Produktinformation.

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKENBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 4

ORTBETONBAUWEISE MITTELS VORSCHUBGERÜST

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltverzeichnis

4 Ortbetonbauweise mittels Vorschubgerüst 61
4.1 Einführung 61
4.2 Untenliegende Vorschubgerüste 61
4.2.1 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerstütztürmen 62
4.2.2 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerkonsole 65
4.2.3 Untenliegende Vorschubgerüste mit Vorlaufschnabel und obenliegendem hinteren Auflagerwagen – Abstützung auf Pfeilerkonsole 68
4.3 Obenliegende Vorschubgerüste 73
4.3.1 Obenliegendes Vorschubgerüst mit ablegbarer Schalung 73
4.3.2 Obenliegendes Vorschubgerüst mit seitlich abklappbarer Kastenschalung 82
4.3.3 Obenliegendes Vorschubgerüst im Freivorbau 82
4.4 Innenschalung des Hohlkastens 87
4.5 Versorgungslogistik der Brückenbaustelle mit Vorschubgerüst 88
4.6 Standardteile zur Herstellung von Vorschubkastengerüstträgern 88
4.7 Hydraulik 93
Literaturverzeichnis 94

4 Ortbetonbauweise mittels Vorschubgerüst

4.1 Einführung

Vorschubgerüste werden unter folgenden geometrischen und technischen Randbedingungen wirtschaftlich eingesetzt:

- Relativ grosse Anzahl von Brückenfeldern
- Gleichmässiger Querschnitt über alle Felder
- Felder mit ähnlichen Stützweiten
- Grössere Stützweiten
- Hohe Pfeilerhöhen (> 15 m)
- Brückenunterseite erschwert zugänglich (Topographie, Umweltauflagen, Medium)
- Untergrundverhältnisse nicht geeignet für Gerüsttürme

Als baubetriebliche Verfahrenslösung eignen sich Vorschubgerüste gemäss Tabelle 4-1 zur untergrund-unabhängigen Herstellung der Ortbetonüberbauten.

Tabelle 4-1: Gliederung Vorschubgerüste

OB - Vorschubgerüst		
unten liegend	**oben liegend**	**Sonderentwicklung Vorschubgerüst Freivorbau**
Typ "Viadukt Beckenried A2" Typ "NBS Fulda-Hanover"	Typ "Imo - River, Nigeria" Typ "Brücke Gruyère A12"	Typ "Siegtalbrücke, Deutschland" Typ "Kochertalbrücke, Deutschland"

4.2 Untenliegende Vorschubgerüste

Untenliegende Vorschubgerüste werden auf folgenden Stützkonstruktionen aufgelagert bzw. verschoben:

- Pfeilerstütztürme, die auf den Pfahlköpfen der Pfeiler abgesetzt werden
- Pfeilerkonsolen, die an den Pfeilern angeschnallt werden

Die untenliegenden Vorschubgerüste sind im Regelfall mit einem Vor- und Nachlaufschnabel (vgl. Bild 4-1) ausgerüstet, damit der Vorschub ins nächste Feld ohne Zwischenabstützung möglich ist. Zudem werden auch Vorschubgerüste nur mit Vorschubschnabel ausgerüstet. In diesem Fall ist dann jedoch ein obenliegender Nachlaufwagen (vgl. Bild 4-2) erforderlich.

Die meisten Vorschubgerüste werden heute meist aus Standardrüstfachwerkträgern (vgl. Kapitel 3.5) oder Vollwandträgern (vgl. Kapitel 4.6) zusammengesetzt. Damit wird sichergestellt, dass die Elemente wiederverwendet werden können, indem sie projektspezifischen Bedingungen angepasst werden.

Bei den Pfeilerstütztürmen kann im Regelfall auch auf Elemente und Systeme zurückgegriffen werden (vgl. auch hier Kapitel 3.5). Werden Pfeilerkonsolen verwendet, müssen Sonderkonstruktionen entwickelt oder Pfeilersystemkonsolen angewendet werden.

Für beide Unterstützungsarten sind im Regelfall Gleitstühle auf den Unterstützungskonstruktionen erforderlich. Zum Vorschub ist eine Hydraulikvorschubanlage erforderlich, die ein simultanes Verschieben der Vorschubträger ohne „Verziehen“ ermöglicht. Dazu sind Hydraulikzylinder und Vorschubstangen oder Hohlkolbenzylinder sowie eine Hydraulikpumpe, Hydraulikölbehälter sowie eine Steueranlage notwendig. Zudem muss bereits bei sehr geringem Gefälle eine Rück- oder Vorlaufsicherung des Gerüstes angeordnet werden (wenn die Hangabtriebskraft grösser als die Reibkraft ist).

Auf dem Vorschubgerüst wird meist auf einem Stahlträgerquerrost der Schalungsboden angeordnet. Zur kraftschlüssigen Verbindung des neuen Betonierabschnitts mit dem vorherigen wird an der Koppelfuge/Arbeitsfuge das hintere Schalungsende über Spannanker an den vorherigen Betonierabschnitt mittels Querträger über die Fahrbahn angehängt. Dadurch wird sichergestellt, dass sich während des Betonierens die Schalung nicht elastisch absenkt und somit ein optisch unästhetischer Sprung entsteht.

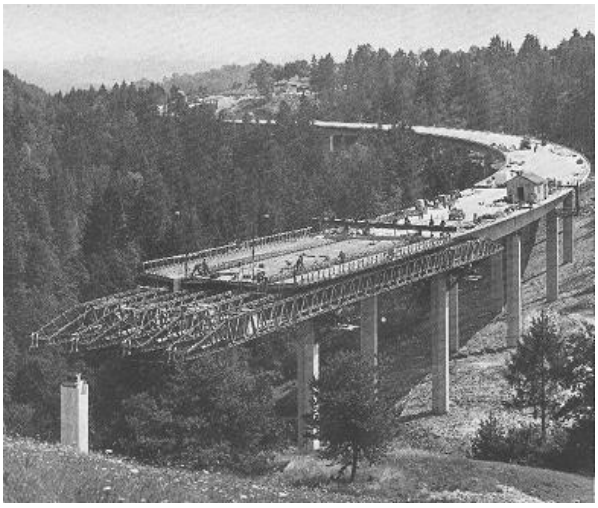


Bild 4-1: Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel [1]

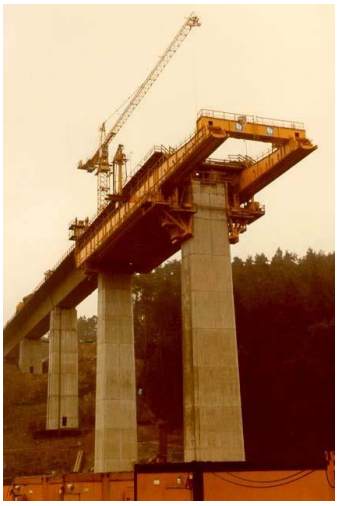


Bild 4-2: Vorschubgerüst mit Vorlaufschnabel und Nachlaufwagen

4.2.1 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerstütztürmen

Ein Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel kann projektspezifisch aus Elementrüstfachwerkträgern (vgl. Kapitel 3.5) oder Vollwandträgern (vgl. Kapitel 4.6) zusammengesetzt werden. Solche Vorschubgerüste (vgl. Bild 4-4) bestehen aus Rüstträger-Standardteilen, z.B. T 50 für die gebündelten Hauptträger-Kasten im Bereich der Schalung, sowie den Schnabelkonstruktionen (Vor- und Nachläufer), die als Kragarm ausgebildet werden. Der vordere Kragarm wird überhöht ausgebildet, so dass er beim Vorschub bis zum nächsten Pfeiler bzw. Auflagerjoch die Durchbiegung aus Eigengewicht kompensiert.

Diese Art von Vorschubgerüsten ist wirtschaftlich bei Feldweiten zwischen 30-50 m und wechselnden Pfeilerhöhen. Bei grösseren Feldweiten muss die effektive Spannweite durch Anordnung von Zwischentürmen reduziert werden.



Bild 4-3: Untenliegendes Vorschubgerüst der Donaubrücke in Wien

Die Pfeilerstütztürme (vgl. Bild 4-4) werden meist aus Stützturmelementen Rs 60 und S 100 hergestellt. Ferner sind einfache I-Stahlkonstruktionen möglich.

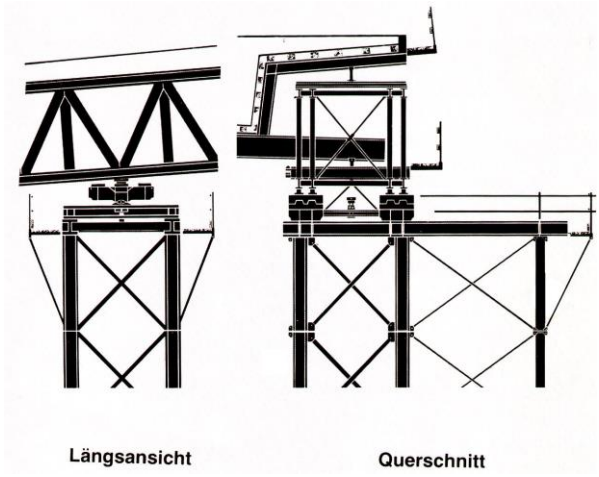


Bild 4-4: Pfeilerstützturm aus Rüststützenelementen und Gleit- und Vorschubeinrichtung [1]

Eine weitere sehr leichte und einfache Pfeilerstützkonstruktion ist in Bild 4-5 dargestellt. Diese Konstruktion besteht aus einer zweiseitigen, abgestützten Konsolen-Pfeilerstützkonstruktion, die durch Spannglieder untereinander verbunden wird.

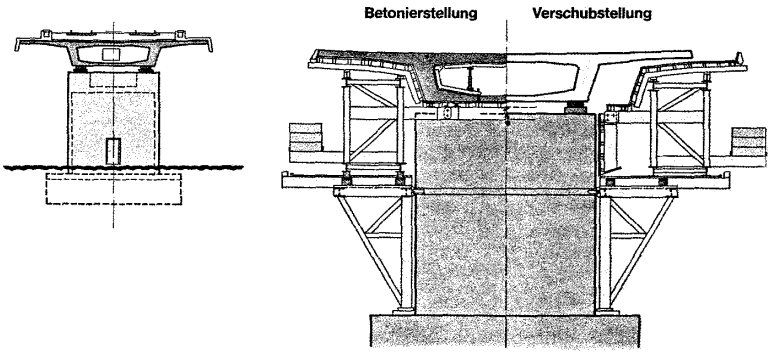


Bild 4-5: Querschnitt – Untenliegendes Vorschubgerüst mit umsetzbarer, spannglied-verschnallter Konsolstützkonstruktion

Bei der Sinntalbrücke (Bild 4-6) wurde diese auf der Fundamentplatte abgestütze Konsolstützkonstruktion an den Pfeilern für das untenliegende Vorschubgerüst (Bild 4-7) angewendet.

Sinntalbrücke (D)

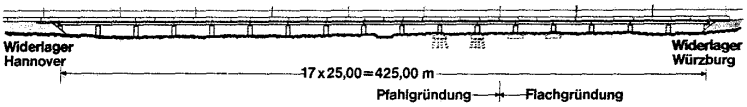


Bild 4-6: Einfeldträger mit 25 m Länge

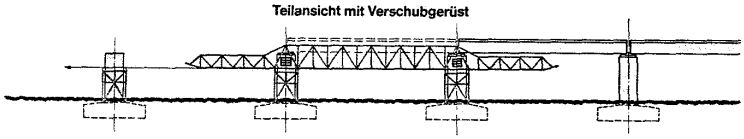


Bild 4-7: Ansicht – Untenliegendes Vorschubgerüst ohne Zwischenabstützung (freitragend) mit umsetzbarer Pfeilerstützkonstruktion

Das Vorschubprinzip mit Vor- und Nachlaufschnabel einer Durchlaufträgerkonstruktion ist in den Bild 4-8 bis Bild 4-10 dargestellt.

1. Betonierstellung
   Auflagerung am vorderen Pfeilerstützturm (S 50 Stützen) und Anhängung an der Koppelfuge (KF)

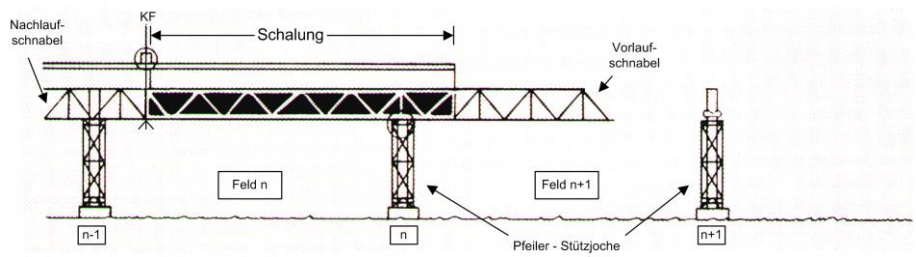


Bild 4-8: Phase 1 – Herstellphase des Überbauabschnitts n [1]

2. Fahrstellung
   Anhängung an Koppelfuge (KF) gelöst, Rüstung abgesenkt
   Längsvorschub in Pfeilrichtung

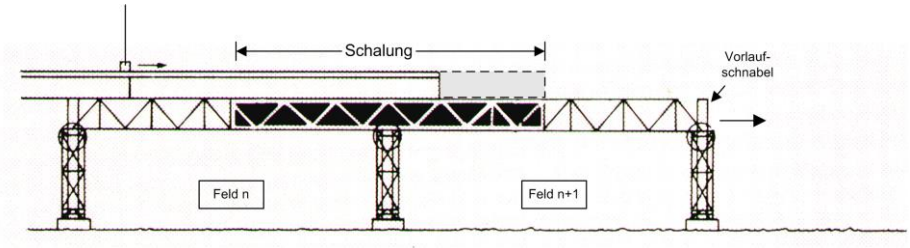


Bild 4-9: Phase 2 – Verschubphase von Feld n in Feld n+1 [1]

3. Neue Betonierstellung
   Rüstung und Schalung in Lage und Höhe positionieren, Anhängung (KF) der Rüstung für die Schalung an vorherigen Betonierabschnitt,
   Umsetzen des freigewordenen Lastturmes

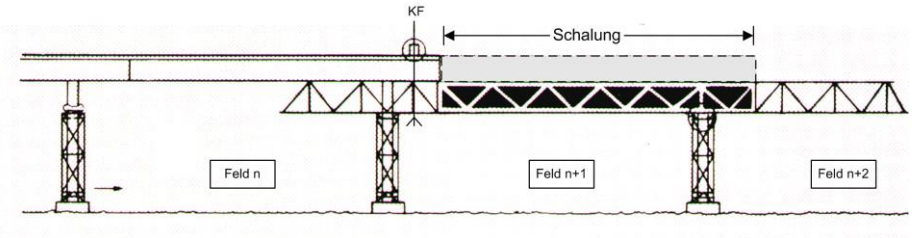


Bild 4-10: Phase 3 – Herstellphase des Überbauabschnitts n+1 [1]

4.2.2 Untenliegendes Vorschubgerüst mit Vor- und Nachlaufschnabel – Abstützung auf Pfeilerkonsole

Bei der Abstützung des Vorschubgerüsts auf aufgehängte Pfeilerkonsolen ist das Bauverfahren unabhängig von der Pfeilerhöhe. Alle Arbeitsschritte und Abläufe können bei dieser Konstruktion vom Brückenüberbau erfolgen. Daher werden die Pfeilerkonsolen nicht mittels Kran von unten eingesetzt, sondern vom Vorschubgerüst aus mittels Laufkatze umgesetzt.

Die beidseitigen, aufgehängten Pfeilerkonsolen werden zur Aufnahme des Kräftepaares aus dem Belastungsmoment oben (Zug) mittels Spannglieder verbunden. Das untere Ende der Konsole stützt sich einerseits gegen den Pfeiler (seitlich) ab, während sich in der Mitte der unteren Abstützung eine Konsole befindet, die sich in einer Aussparung des Pfeilers abstützt und die Vertikalkräfte der Konsole in den Pfeiler einleitet (vgl. Bild 4-11).

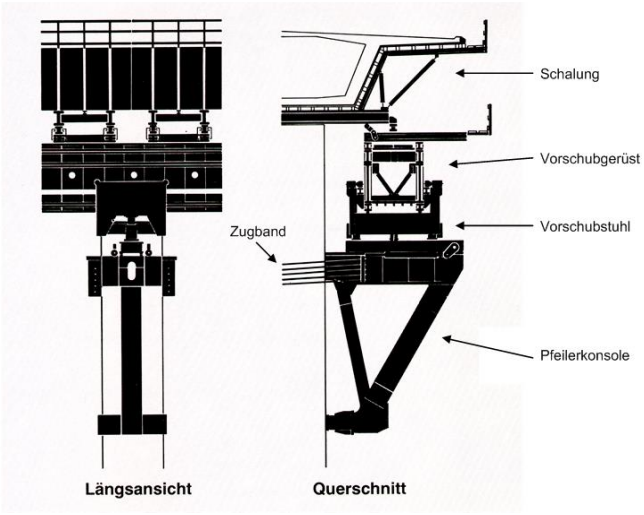


Bild 4-11: Pfeilerkonsole [1]

Kann aus ästhetischen Gründen für die Konsole keine Aussparung im Pfeiler vorgesehen werden, so müssen ein oder zwei Hänger, d.h. Aufhängestangen mit Einleitungskonsole oder Einleitungsquerträger vorgesehen werden. Mit diesen Hängern werden die Vertikallasten der Pfeilerkonsole am Pfeilerkopf eingeleitet (vgl. Bild 4-17).

Solche Vorschubgerüste werden auch für grössere Spannweiten konzipiert, so dass spezielle HV-Trägerelemente zum Zusammenbau der Kastenvorschubträger (vgl. Kapitel 4.6) verwendet werden.

Durch das Baukastenprinzip der Vollwandträger ist eine optimale Anpassung an alle denkbaren Belastungen und Feldweiten gegeben, so dass auch Spannweitenreduzierung durch Zwischentürme verzichtet werden kann.

Wirtschaftlich einsetzbar ist das Vorschubgerüst HV bei Objekten mit vorzugsweise grossen Pfeilerhöhen, Pfeilerabständen bis 55 m und mehr, sowie bei einer Mindestanzahl von ca. 8 Brückenfeldern.

Die einzelnen Bauablaufphasen eines Vorschubgerüsts mit Vor- und Nachlaufschnabel und Pfeilerstützkonsolen sind in Bild 4-12 bis Bild 4-16 dargestellt.

4. Betonierstellung
   Auflagerung an der hinteren und vorderen Konsole und Anhängung an die Koppelfuge durch Verankerungsträger

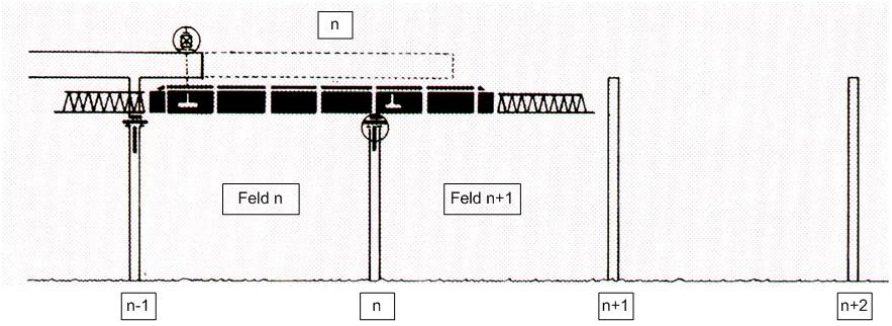


Bild 4-12: Phase 1 [1]

5. Fahrstellung I – Rüstung
   Koppelfugenanhängung gelöst, Rüstung wird abgesenkt und vorgeschoben, bis der

Vorlaufschnabel den nächsten Pfeiler erreicht (Schwerpunkt muss noch vor dem Pfeilerauflager n stehen)

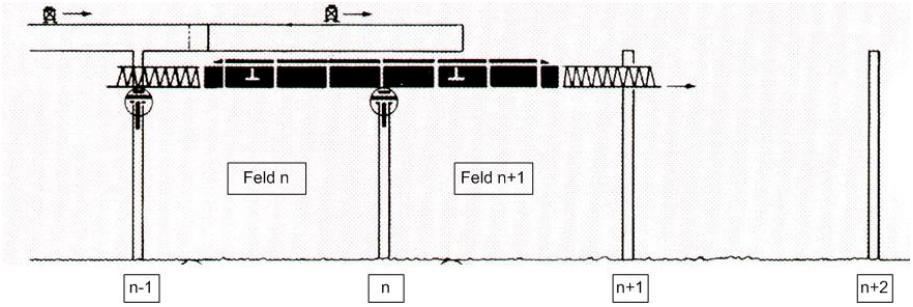


Bild 4-13: Phase 2 [1]

6. Fahrstellung der Konsolen
   Rüstung hängt an den beiden Verankerungsträgern, Konsolen werden vorgeschoben

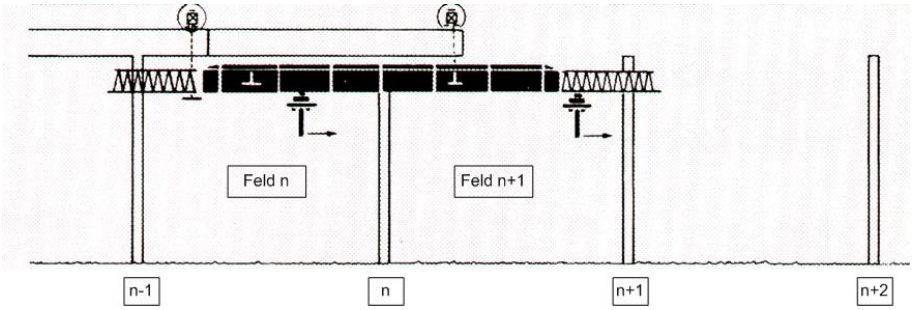


Bild 4-14: Phase 3 [1]

7. Fahrstellung der Rüstung
   Lösen der Verankerungsträger und Vorschub der Rüstung in die nächste Betonierstellung

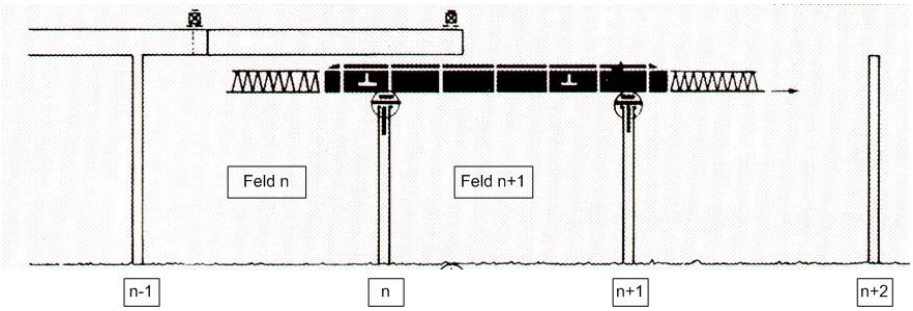


Bild 4-15: Phase 4 [1]

8. Neue Betonierstellung

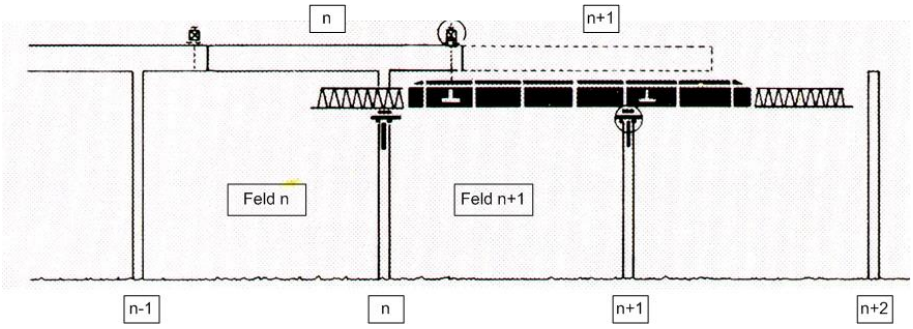


Bild 4-16: Phase 5 [1]

4.2.3 Untenliegende Vorschubgerüste mit Vorlaufschnabel und obenliegendem hinteren Auflagerwagen – Abstützung auf Pfeilerkonsole

Untenliegende Vorschubgerüste mit Vorschubschnabel und hinteren obenliegenden Auflagerwagen sind mechanisierte Hochleistungsgerüste. Die Vorschubgerüste bestehen meist aus zwei schweren Stahlbauhohlkästen mit sich verjüngendem Vorlaufschnabel (vgl. Bild 4-17). Für die Hohlkastenherstellung verwendet man zwischen den Vorschubhohlkastenträgern eine integrierte Trogschalung als Aussenschalung für den Hohlkasten (vgl. Bild 4-18).

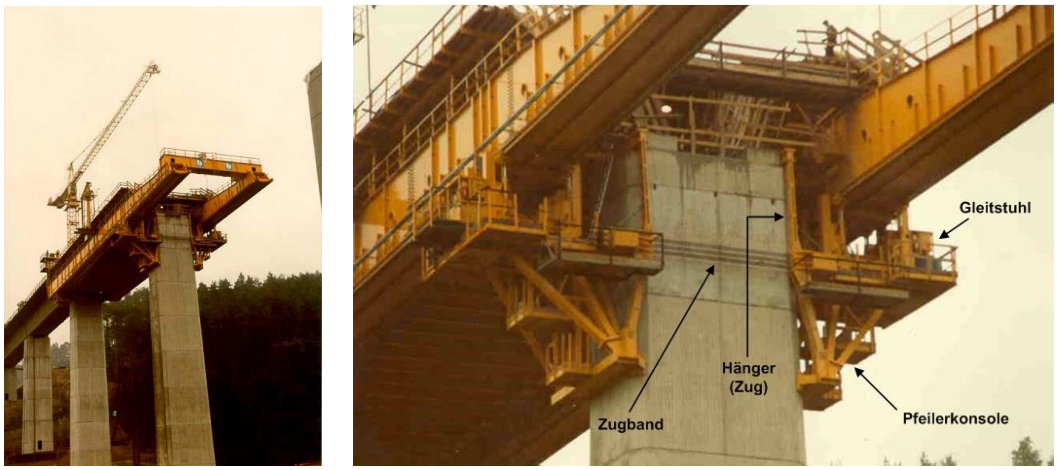


Bild 4-17: Pfeilerkonsolen des untenliegenden Vorschubgerüsts im Betonierzustand



Bild 4-18: Untersicht Kastenträger des untenliegenden Vorschubgerüsts mit integrierter Trogschalung

Die beiden Vorschubhohlkastenträger mit Vorschubschnabel sind hinten an einem obenliegenden Auflageroberwagen aufgehängt. Somit entfällt der Nachlaufschnabel. Dieser Auflageroberwagen leitet seine Lasten aus den beiden Vorschubhohlkastengerüstträgern des Bau- sowie Vorschubzustandes in die Stege des bereits hergestellten Teilabschnitts ein (vgl. Bild 4-19).

Während des Betoniervorgangs werden die Lasten aus dem Auflageroberwagen über kurze Längsträger in die Stege eingeleitet. Während des Vorschubs ins nächste Feld werden mittels einer Hydraulikeinrichtung Panzerrollen auf diese Längsträger abgesetzt. Die Längsträger über den Stegen werden während des Vorschubs als Gleit- bzw. Rollbahn verlängert, so dass die Rollen des Auflageroberwagens geführt werden (vgl. Bild 4-19).

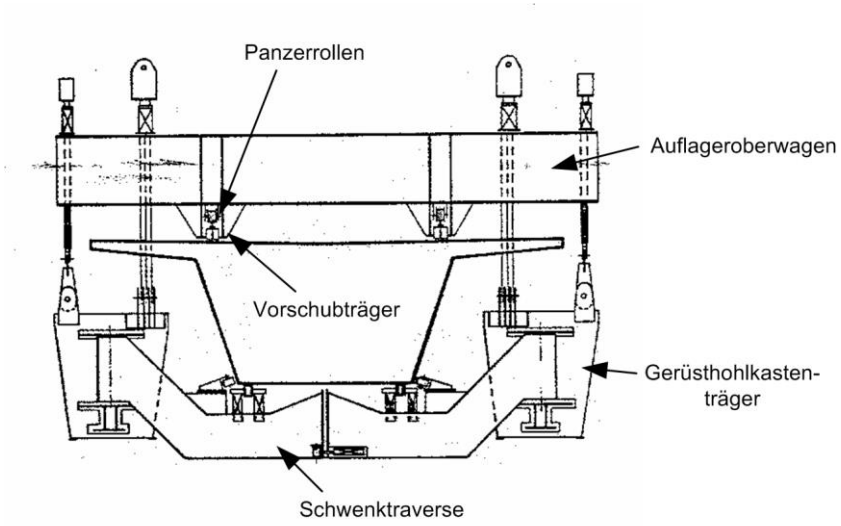


Bild 4-19: Betonierphase 1: Hinterer Auflageroberwagen und Schwenktraverse

Die beiden seitlichen Vorschubkastengerüstträger sind quer als Trägerrost und Rahmen durch den obenliegenden Schnabelquerträger (vorne) und die untenliegende hintere Schwenktraverse verbunden. Während den ersten beiden Vorschubphasen (Bild 4-20 und Bild 4-21) nach dem Absenken des Gerüsts muss die Schwenktraverse ge-

öffnet werden, um an dem Pfeiler vorbeizukommen. Um keine Torsion in die Vorschubkastenträger einzuleiten und das Vorschieben des Gerüsts bis zur Phase 2 zu gewährleisten, bleibt die Klappschalung bis auf die ersten Elemente am vorderen Pfeiler geschlossen. Dann kann die hintere Schwenktraverse wieder geschlossen werden, um die Torsionsaussteifung der Hauptkastengerüstträger zu gewährleisten.

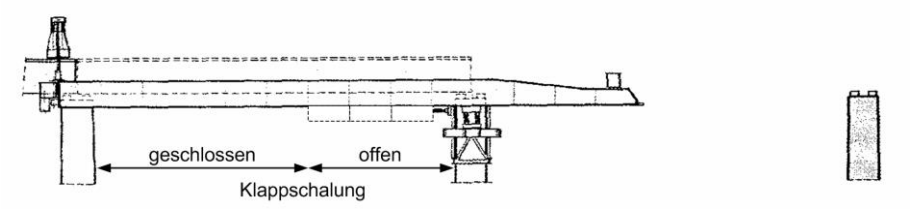


Bild 4-20: Phase 1: Bewehren, Betonieren, Erhärten, Absenken des Vorschubgerüsts, Öffnen der hinteren Schwenktraverse und der ersten Elemente des Schalungsbodens vor dem vorderen Pfeiler, Vorfahren der Rüstung bis Phase 2

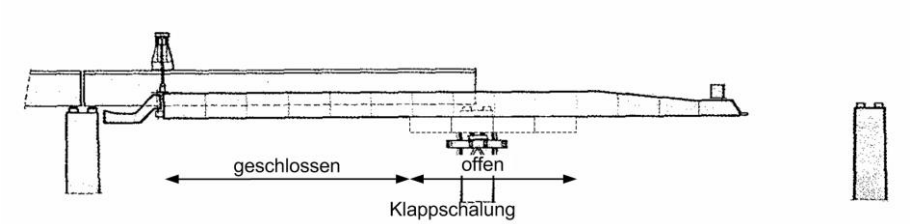


Bild 4-21: Phase 2: Schliessen der hinteren Schwenktraverse, Abklappen des gesamten unteren Schalungsbodens und Vorschub bis Phase 3

Jetzt werden alle Sicherungen der Klappschalung gelöst und der untere Schalungsboden hydraulisch simultan aufgeklappt (vgl. Bild 4-23).

Die gesamte Gerüstkonstruktion einschliesslich Schalung ist eine integrale orthotrope Stahlbaukonstruktion. Zudem sorgt eine parallel geschaltete, zentrale Hydraulikstation für das mechanisierte Öffnen der Schalung, sowie der Schwenktraverse und des Vorschubs.

Sicherheitseinrichtungen verhindern z.B. das gleichzeitige Öffnen des gesamten Schalungsbodens und der Schwenktraverse. Letztere lässt sich nur mit den ersten Schalungsbodenelementen vor dem vorderen Pfeiler öffnen, so dass keine instabilen Zustände auftreten. Die gesamten Schalungsböden können nur nach Verriegelung der Schwenktraverse geöffnet werden.

Der Schalungsboden sowie die Pfeilerkonsolen sind so konstruiert, dass der geöffnete Schalungsboden zwischen Pfeiler und den Vorschubkastenträgern beidseitig hängt (Bild 4-23). Damit ist die Vorbeifahrt des Gesamtsystems am Pfeiler (n+1) ins nächste Feld möglich.

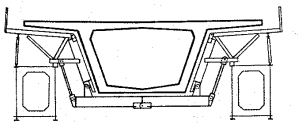


Bild 4-22: Querschnitt der Schalung im Regelbereich im Betonierzustand

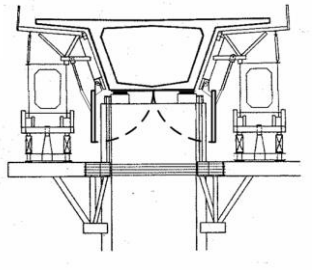


Bild 4-23: Konsolenauflager mit heruntergeklappter Schalung

Die einzelnen Vorschub- und Bauphasen sind in Bild 4-20 bis Bild 4-25 dargestellt. Es handelt sich dabei um Skizzen der nördlichen Fliedetalbrücke (D), einer Eisenbahnbrücke mit einer Gesamtlänge von 880m, die sich aus Einfeldträgern à 44.0 m zusammensetzt.

Die Einfeldträger begründen sich mit den Temperaturdehnungen einer solch langen Brücke, welche für den Bahnbetrieb sehr problematisch sind. Diese werden bei der gewählten Variante von Pfeiler zu Pfeiler kompensiert. Die Bremskräfte werden durch Normalkraftverspannungen der Einfeldträger auf alle Pfeiler bzw. Endwiderlager verteilt.

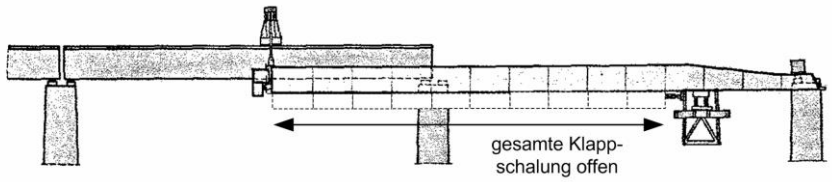


Bild 4-24: Phase 3: Vorfahren des Vorschubschnabels bis Schnabelquerträger auf Pfeiler (n+1) abgesetzt werden kann, Abbauen der Pfeilerkonsole, am Untergurt verschieben und am Pfeiler (n+1) montieren

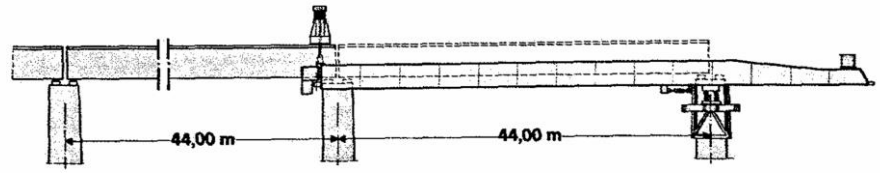


Bild 4-25: Phase 4: Vorfahren in Endposition, Klappschalung schliessen, Bewehren, Betonieren

Lehnenviadukt Beckenried (CH)

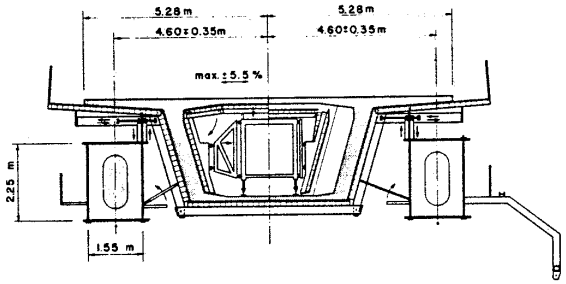


Bild 4-26: Brückengeometrie, Schalungskonzept

Der 3150 m lange Lehnenviadukt Beckenried, Teil der A2 Basel-Chiasso, ist die längste Brücke des schweizerischen Nationalstrassennetzes.

Der Viadukt wurde aus 55 Normalspannweiten von 55 m, einer Schlussspannweite (Westende) von 40 m und 2 Schlussspannweiten (Ostende) von 50 m und 35 m erstellt.

Vorfahrgerüst Geometrie:

- Querneigung: max 5.5 %
- Längsneigung: max 2.5 %
- Radius: min. 700 m
- Spannweite: max. 55 m
- Bodenfreiheit Brücke min 3.20 m
- Pfeilerachsabstand min. 7.10 m
- Spannweite: max. 55 m
- Bodenfreiheit Brücke min 3.20 m
- Pfeilerachsabstand min. 7.10 m

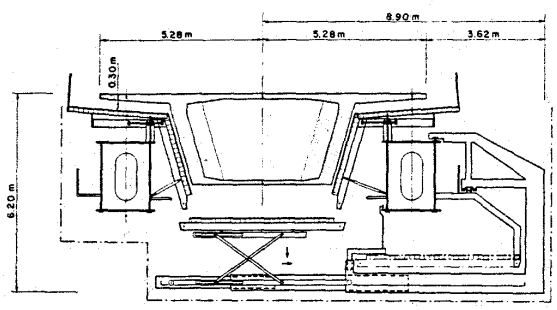


Bild 4-27: Trogschalung abgesenkt und seitlich verschoben

Vorfahrgerüst Statik:

- Totalgewicht: 650 t
- Zulässige Laufmeterlast 15 mt (Spannweite 55 m)

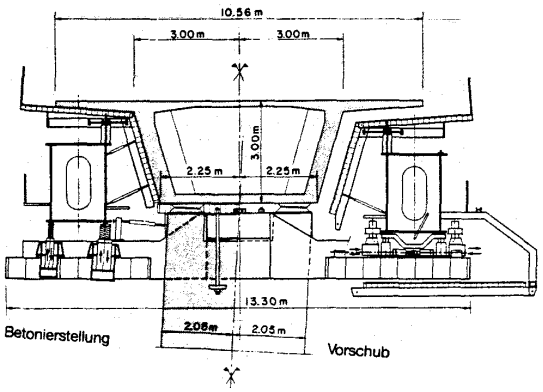


Bild 4-28: Schalungsposition: Betonierstellung (links), Vorschubstellung (rechts)

4.3 Obenliegende Vorschubgerüste

Bei obenliegenden Vorschubgerüsten können drei Arten unterschieden werden:

- Vorschubgerüste mit absenkbarer und ablegbarer Schalung
- Vorschubgerüste mit seitlich aufklappbarer Schalung
- Vorschubgerüste im Freivorbau

Die Vorschubgerüste mit ablegbarer Schalung sind nur bei Flussbrücken bzw. Landbrücken mit relativ geringem konstantem Höhenunterschied effizient und wirtschaftlich einsetzbar. Vorschubgerüste mit aufklappbarer Kastenschalung sind bei sehr hohen Brücken mit begrenzter Brückenbreite effizient und wirtschaftlich. Der Freivorbau mit Vorschubgerüst ist eine spezielle Lösung, wenn die Andienung des Freivorbaus z.B. aufgrund der Zugänglichkeit oder der Brückenhöhe nicht von jeder Pfeilerbasis erfolgen kann, sondern nur linear über den fertigen Überbau.

4.3.1 Obenliegendes Vorschubgerüst mit ablegbarer Schalung

Die Besonderheiten des Bauablaufs und statisch-konstruktiven Besonderheiten werden anhand eines Praxisbeispiels der IMO-River Bridge erläutert. Der Bauablauf dieser Brücke ist in Bild 4-29 dargestellt.

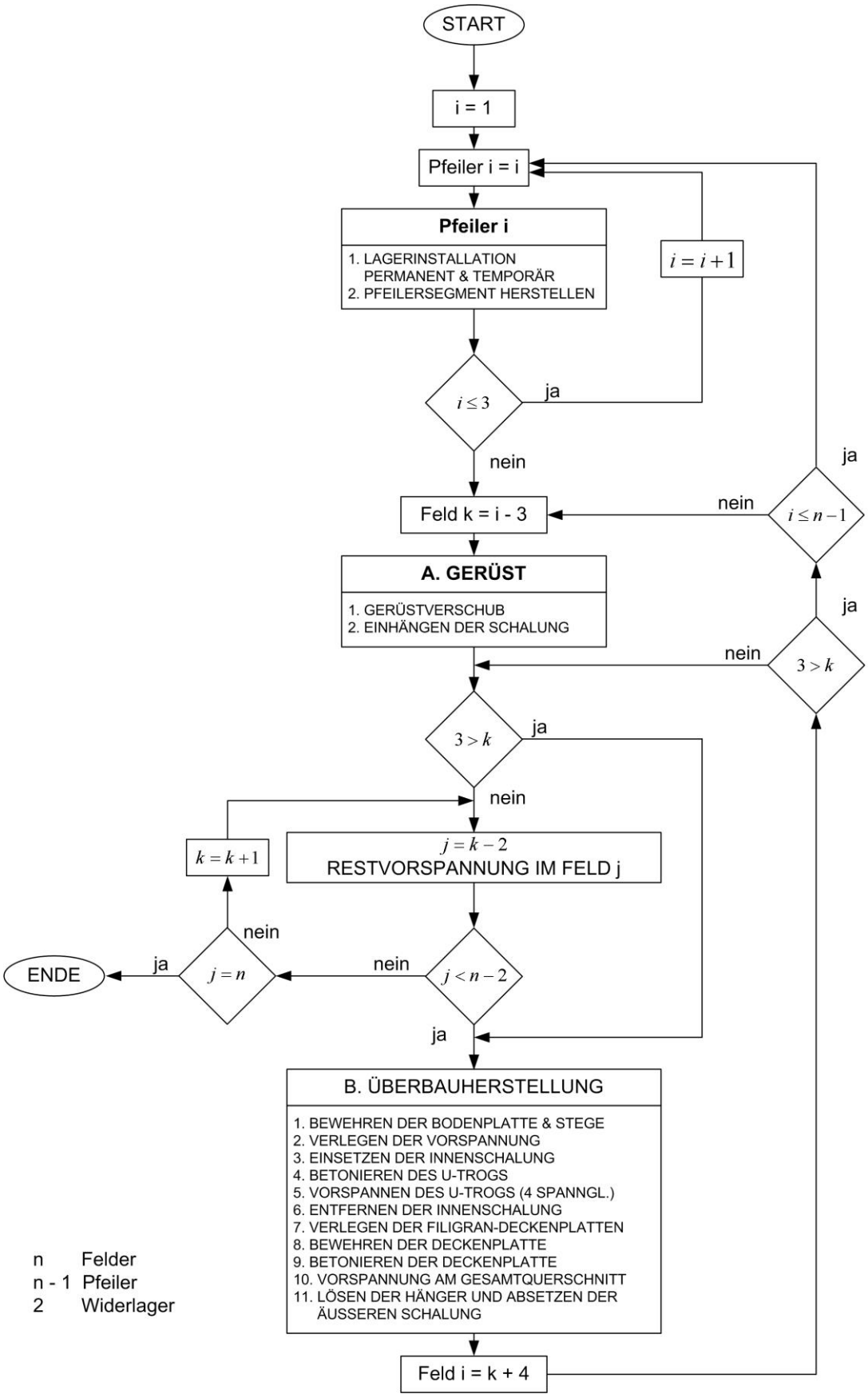


Bild 4-29: Herstellungszyklus einer Ortbetonbrücke (Durchlaufsystem, Kastenquerschnitt) mittels Vorschubrüstung mit n Felder und n-1 Pfeiler

Fachthemen

Gerhard Girmscheid
Manfred Terjung

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 Ortbeton 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 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 Ortbetonherstellung gegenübergestellt.

Die Abwägung der beiden Baumethoden (Tabelle 1) ergab, daß die feldweise hergestellte Ortbetonlösung, 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.

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.)

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 1a/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 Ortbeton 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 Ortbetonsystem 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 Ortbetonplatte 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 Ortbetondurchlaufkonstruktion erfolgt in den Schritten (Bild 2):

© Ernst & Sohn · Bautechnik 70 (1993), Heft 8

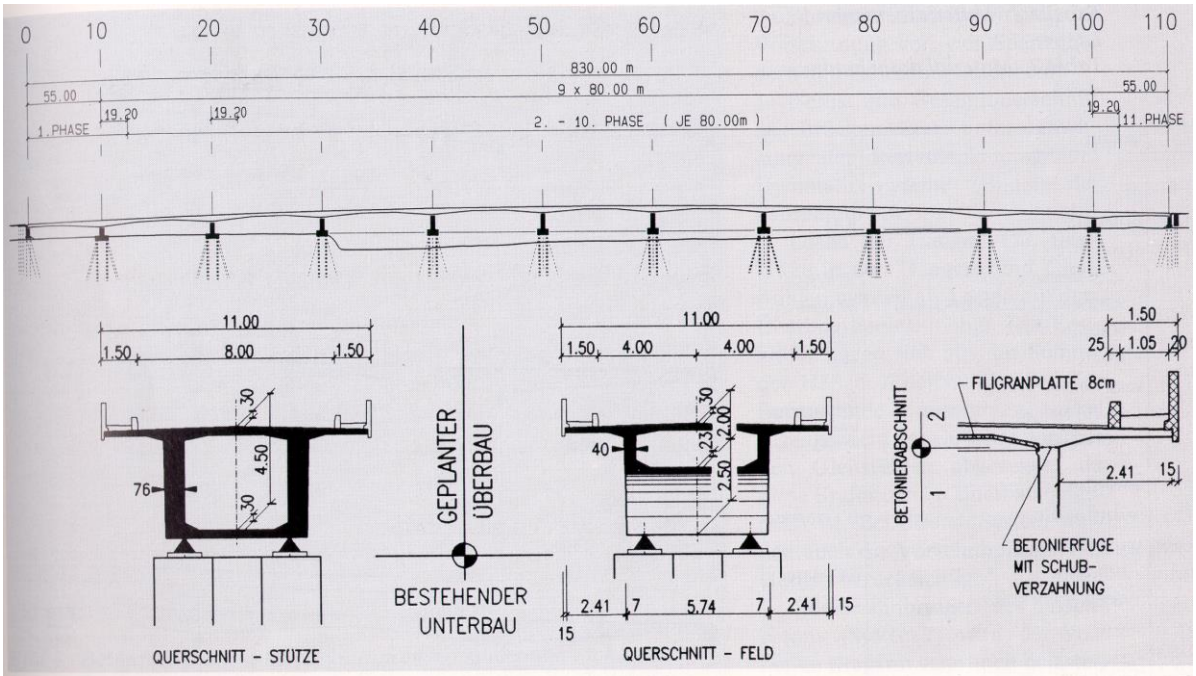


Bild 1. Übersicht: Querschnitt, Längssystem
Fig. 1. General view: cross-section, longitudinal system

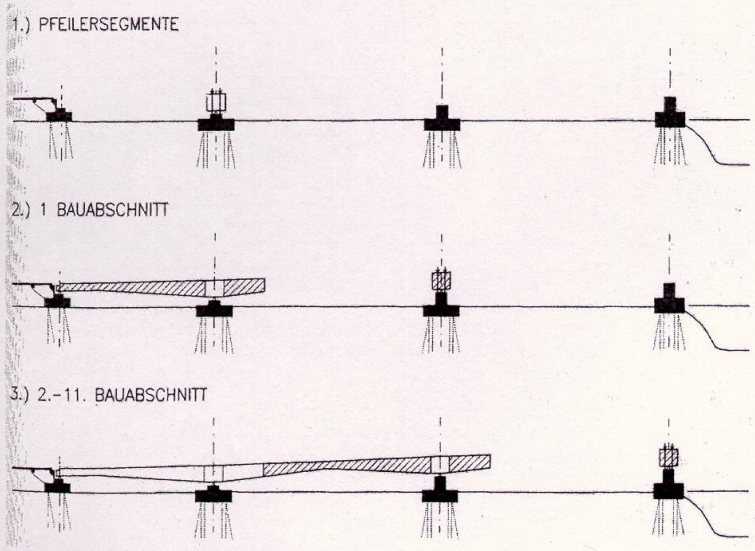


Bild 2. Allgemeiner Bauablauf
Fig. 2. General construction phases

Pfeilersegmente herstellen

- Setzen der Lager auf die bestehenden Pfeiler sowie Installation der Rückhängeträger auf den Pfeilerköpfen zur Stabilisierung des Pfeilersegments durch Spannstäbe
- Herstellen der Pfeilersegmente mittels einer transportierbaren Stahlschalung, die auf die Pfeiler gehoben wird
- Stabilisierung des ausgeschalten Pfeilersegments durch vier hydraulische Pressen und acht Spannstäbe

1. Überbauabschnitt

- Einschieben des Gerüsts, plazieren 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 Folgelasten)
- 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	BETONGÜTE	B 45
1.1.2	FESTIGKEITEN :	
	– VORSPANNUNG U–TROG	30 N/mm²
	– VORSPANNUNG GESAMTQUERSCHNITT	30 N/mm²
	– GERÜSTÜBERFAHRT	45 N/mm²
	– ENDSYSTEM	45 N/mm²
1.1.3	VORSPANNGRAD	
	– 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
	– SONDERVERKEHRSLAST HB	180 to

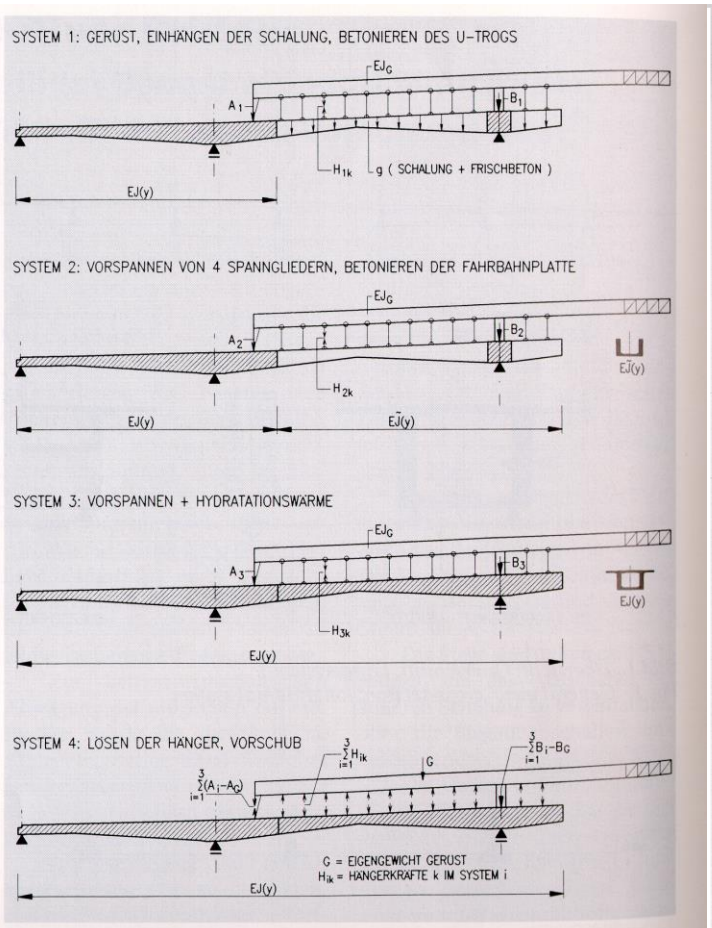


Bild 3. Statisches System im Bauabschnitt
Fig. 3. Statical system-construction stage

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 *Bredt*schen-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].

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 Längensystem ermittelt werden.

Die Federsteifigkeiten sind aufgrund der gevouteten Form des Kastenträgers nicht konstant. Auf die Bemessung des Endsystems wird nicht weiter eingengangen, 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

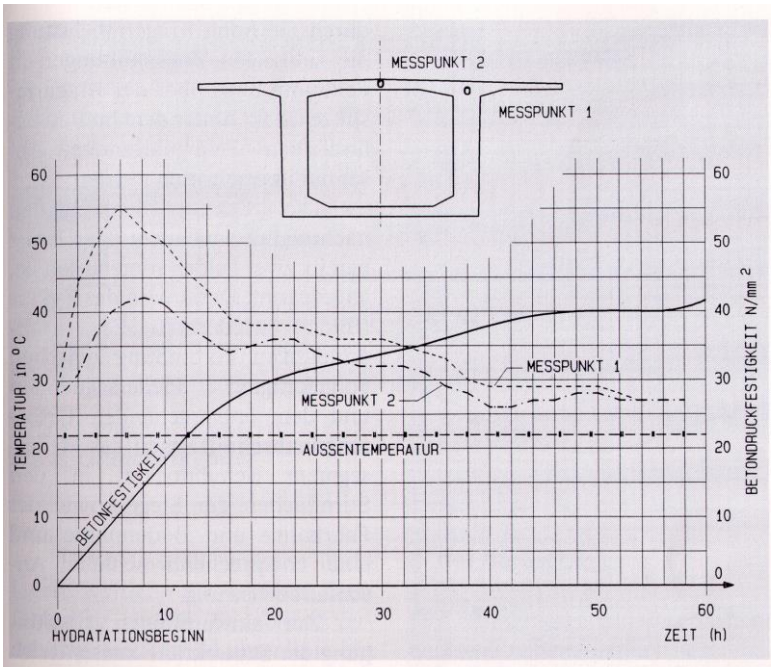


Bild 4. Betonfestigkeits- und Hydratationstemperaturentwicklung
Fig. 4. Concrete strength- and hydratation temperatur development

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

Das interaktive System, Gerüstträger und Hohlkastenbrückenträger im Bauzustand, untergliedert sich in jedem Bauabschnitt in folgende 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 Spanngliedern 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 Gerüstes wird bei den Gleitstühlen abgezogen, da diese Kraft noch im Überbau eingeprägt 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

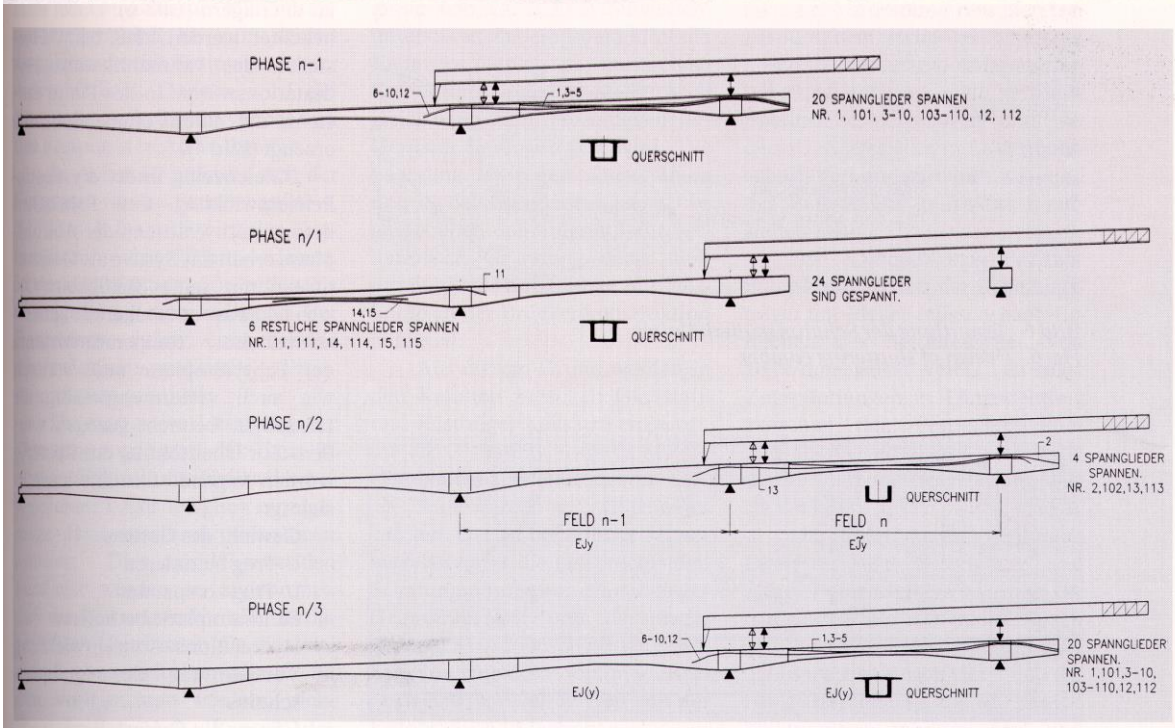


Bild 5. Vorspannabschnitte
Fig. 5. Prestressing stages

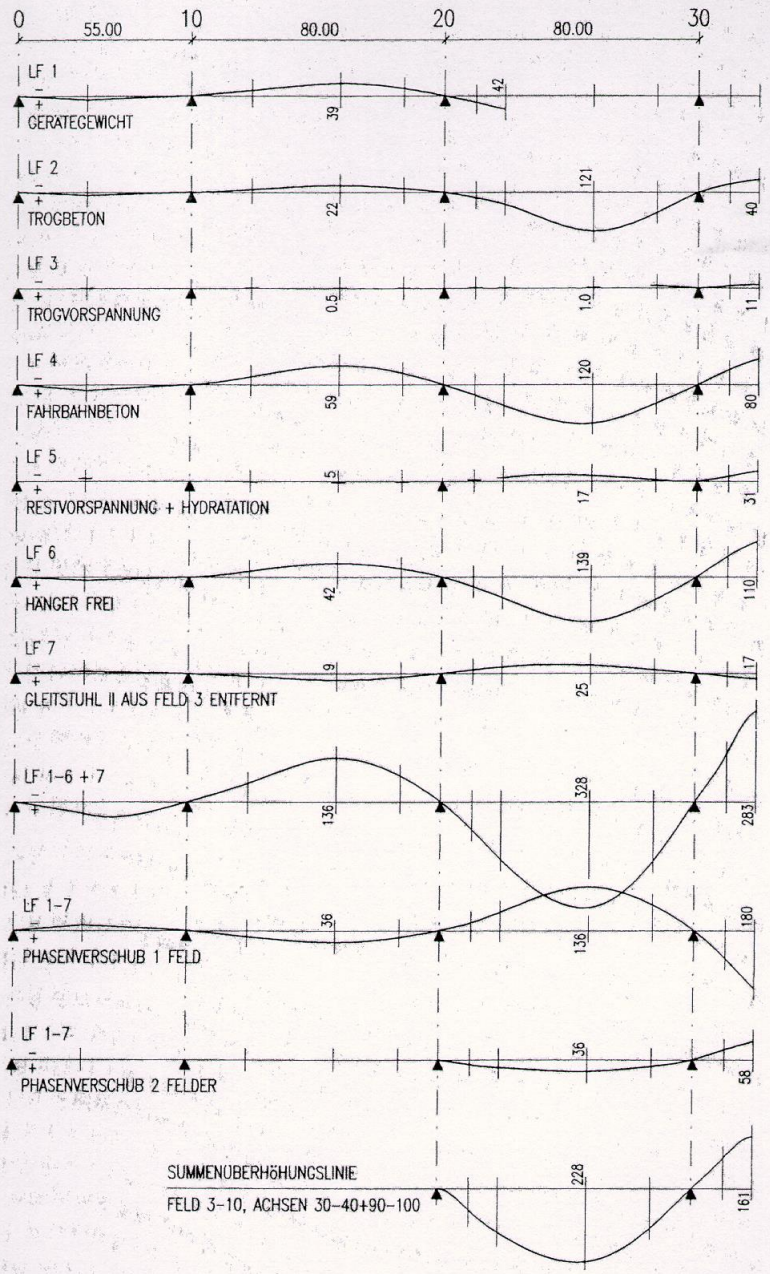


Bild 6. Ermittlung der Schalungsüberhöhung
Fig. 6. Design of shuttering camber

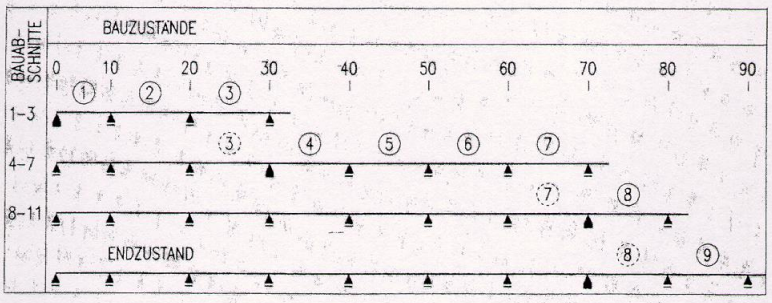


Bild 7. Lagerungsbedingungen
Fig. 7. Support conditions

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 schlaffe 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 Hydratationswärme 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
- Hydratationswärmeentwicklung
- Vorspannung des Vollquerschnitts
- Hänger des Gerüsts lösen
- Entfernen der Gleitstuhllasten (Verschieben ins nächste Feld)

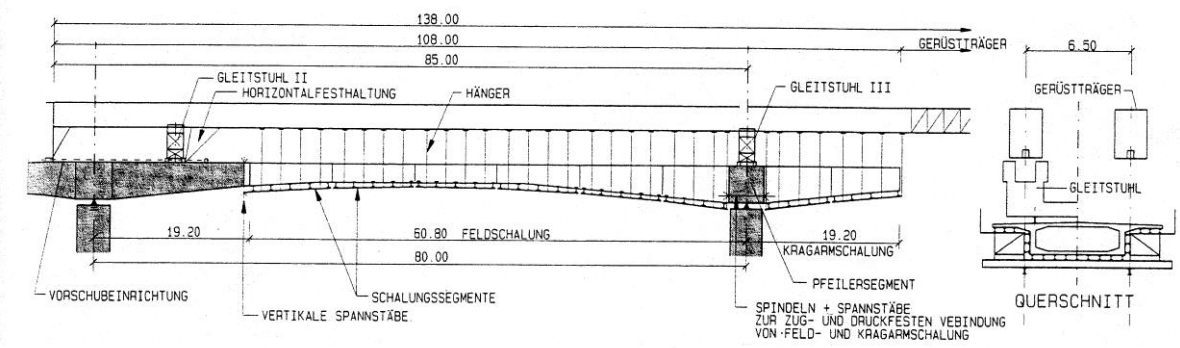


Bild 8. Vorschubgerüst
Fig. 8. Launching girder

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 m × 3,00 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 Vorschieben des Gerüstes 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/mm² 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.

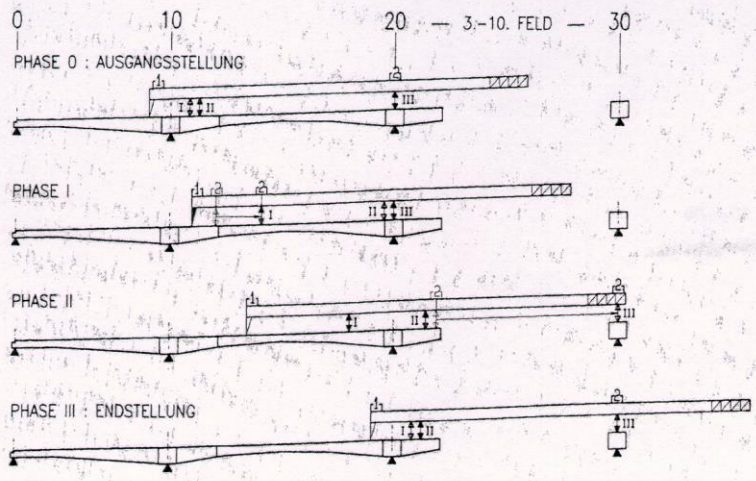


Bild 9. Vorschubphasen
Fig. 9. Launching stages

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

Veröffentlichung von Gerhard Girmscheid und Manfred Terjung [2].

4.3.2 Obenliegendes Vorschubgerüst mit seitlich abklappbarer Kastenschalung

Ein Beispiel einer seitlich aufklappbaren Kastenschalung bei einem Vorschubgerüst ist in Bild 4-30 dargestellt (Guadiana Viadukt, Portugal).

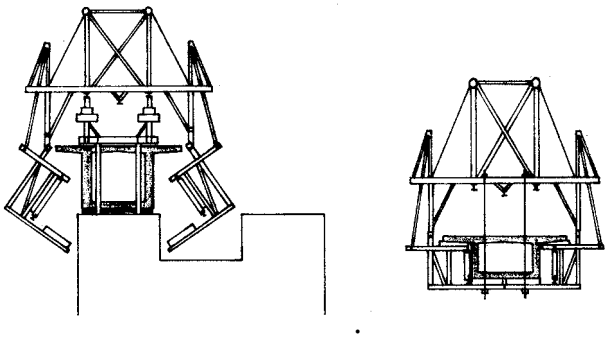


Bild 4-30: Aufklappbare Trogschalung in Verschubposition (links) und in Betonierposition (rechts) des Guadiana Viadukts [3]

Diese Vorschubgerüstkonstruktion mit obenliegendem Fachwerkkastenträger (vgl. Bild 4-31) eignet sich für Hohlkastenbrücken mit mittlerer Breite. Das Aufklappen und Schliessen der Aussenschalung erfolgt über eine Hydraulikeinrichtung, die eine Parallelsteuerung gegenüberliegender Schalelemente erfordert (vgl. Bild 4-30). Auch hier müssen nach Schliessen der Schalung die beiden Schalungselemente durch Längsbolzen verschlossen und gekoppelt werden.

Die Hängestangen werden durch Röhrchen im Bauzustand geführt, die nachträglich geschlossen werden, während des Vorschubs werden die Hängestangen nach oben gezogen und im Fachwerkkasten des Vorschubgerüstträgers temporär fixiert.

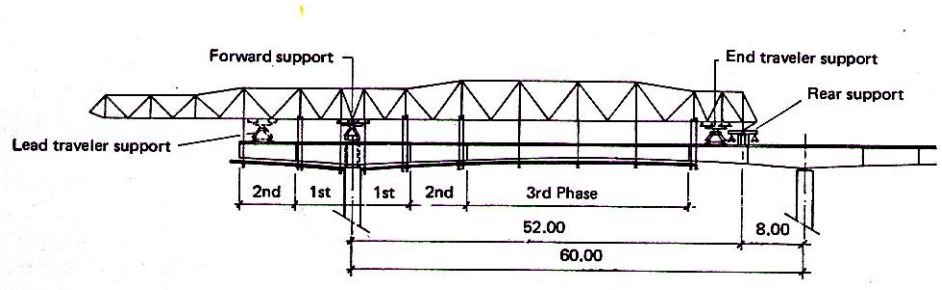


Bild 4-31: Längsträger des Vorschubgerüsts mit aufklappbarer Kastenschalung des Guadiana Viadukts [3]

4.3.3 Obenliegendes Vorschubgerüst im Freivorbau

Siegtalbrücke (D)

Die Siegtalbrücke (Autobahn Köln – Frankfurt) war die erste Brücke, die in Ortbetonfreivorbauweise mit obenliegendem Hilfsfachwerkträger hergestellt wurde. Sie ist eine 12-feldrige, 1050 m lange Brücke mit einer maximalen Spannweite von 105 m und Pfeilerhöhen bis 100 m (vgl. Bild 4-32).

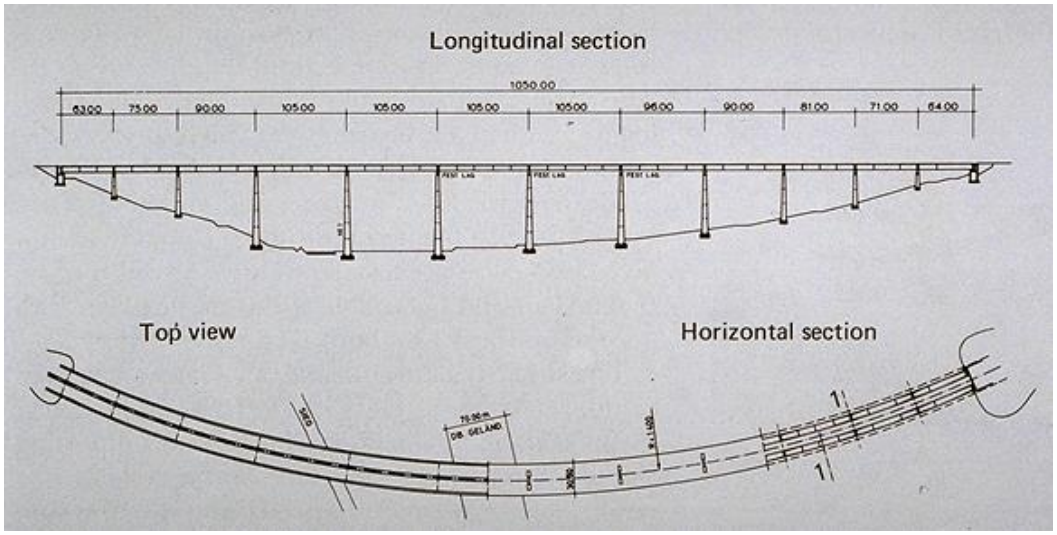


Bild 4-32: Abmessungen Siegtalbrücke [3]

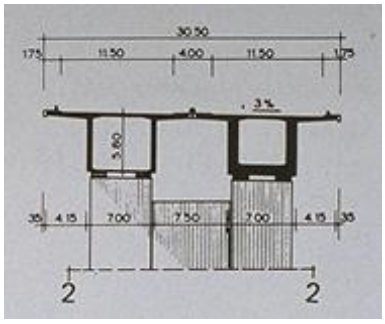


Bild 4-33: QS Brückenkasten [3]

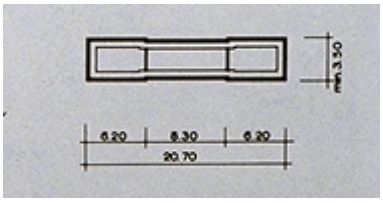


Bild 4-34: Schnitt 2-2 durch Pfeiler [3]

Im Wochentakt wurden von den Pfeilern symmetrisch (beidseitig) 10 m Segmente in Ortbeton erstellt. Der obenliegende Hilfsfachwerkträger (vgl. Bild 4-35) wurde in einer ersten Phase dazu benutzt, das erste Segment über jedem Pfeiler zu erstellen, bevor mit dem Freivorbau begonnen werden konnte. Infolge begrenzter Biegekapazität der Pfeiler und gelenkiger Lagerung am Pfeilerkopf war es nicht ratsam, die gesamte Konstruktion unsymmetrischen Lastzuständen auszusetzen. Der Fachwerkträger diente somit gleichzeitig der Stabilisierung der auskragenden Arme, bevor der Zusammenschluss der entsprechenden Felder vollzogen war.

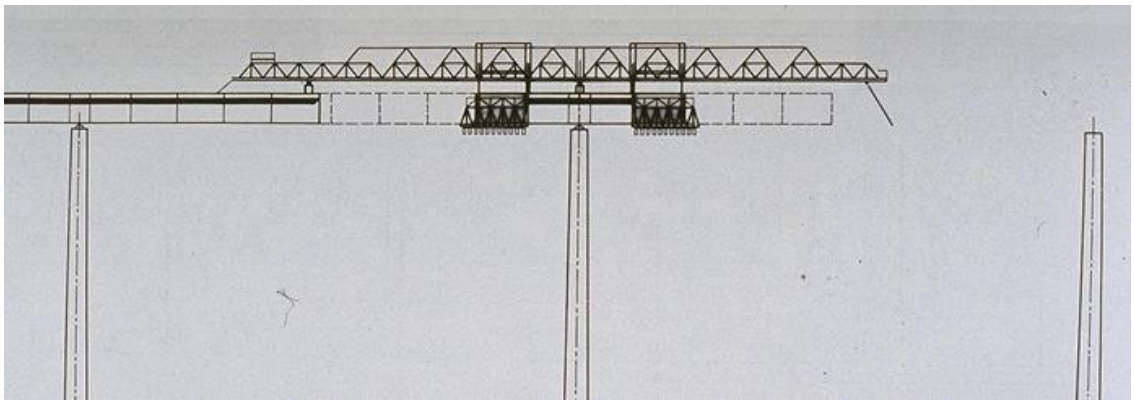


Bild 4-35: Schema Vorbauwagen [3]

Bei dieser Brücke waren die beiden Freivorbaugerüste am Vorschubträger mit einer einseitig aufklappbaren Sohlplattenschalung versehen (vgl. Bild 4-36). Die beiden

Freivorbauschalungen waren an einem dreieckförmigen Fahrwagen abgehängt, welcher auf einer Abstützeinrichtung mit Panzerrollenfahrwerk auf den beiden Untergurten des Vorschubträgers abgesetzt war (vgl. Bild 4-36). Während der segmentweisen Überbauherstellung war der Fahrwagen am Vorschubträger fixiert.

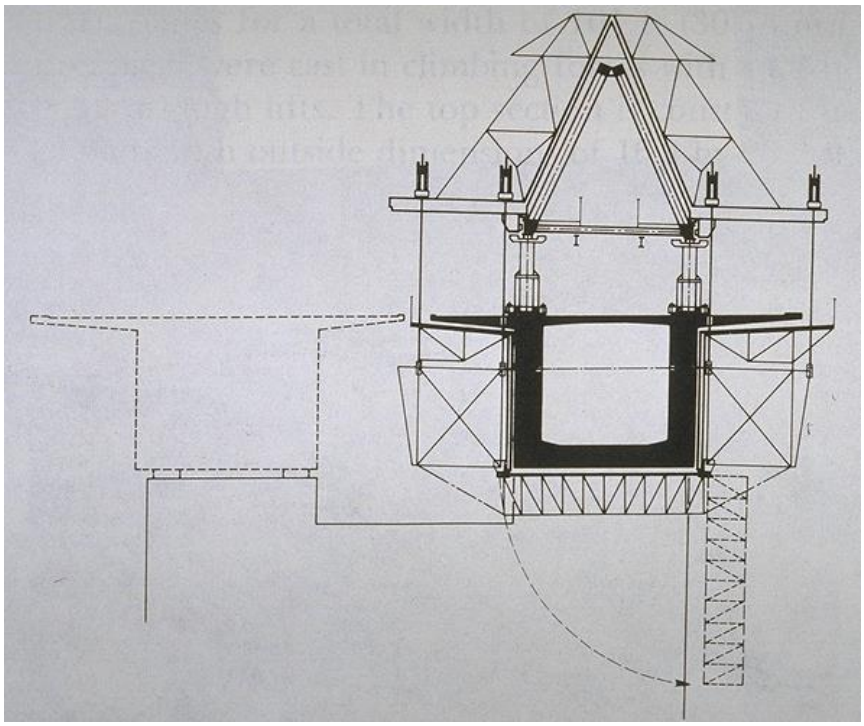


Bild 4-36: Typischer Schnitt durch Fachwerkträger und Schalwagen [3]

Der Vorschub zur Herstellung des nächsten Ortbetonsegmentes erfolgte in den Schritten:

- Lösen der verriegelten Hängestangen an den Hohlkolbenpressen zum Lösen der Schalung
- Absetzen des Fahrwagens auf die Panzerrollen, durch hydraulische sHochziehen der Auflagerkonsolen sowie Lösen und Hochziehen der inneren Hängestangen
- Vorschieben des Fahrwagens mit angehängter, abgesenkter geschlossener Schalung zur Herstellung des nächsten Segments.
- Absetzen des Fahrwagens auf die Abstützeinrichtung und Verankerung auf den Untergurten des Vorschubträgers
- Einziehen der inneren Hängestangen und Fixieren

Das Vorfahren der Freivorbauschalung und die Herstellung der Segmentabschnitte erfolgt weitgehend parallel. Der Vorschub der Fahrwagen erfolgt an einer Zugstange des Vorschubträgers mittels Hohlkolbenpressen. Beim Vorschieben des Vorschubträgers wird bei Erreichen des nächsten Pfeilers das Pfeilersegment zunächst mit einer Hilfsschalung erstellt und temporär stabilisiert. Erst danach kann der Vorschubträger soweit vorgeschoben werden, dass der Träger auf diesem Pfeilerelement abgesetzt werden kann.

Eine Variante besteht darin, die Pfeilersegmente vorauslaufend unabhängig vom Freivorbau herzustellen. Diese Lösung erfordert, dass an jedem Pfeiler von unten eine vormontierte Schutz- und Arbeitsbühne installiert werden muss. Dann wird nach Vor-

bereitung der Lagerung die Pfeilersegmentschalung eingehoben, anschliessend bewehrt und betoniert. Nach dem Erhärten wird die Schalung demontiert und ausgehoben, danach die Bühne weitgehend demontiert.

Diese Methode hat grosse Vorteile für die Entflechtung der Bauabläufe und verkürzt damit die Bauzeit. Voraussetzung ist jedoch, dass die Pfeilerhöhen mit einem (Mobil-) Kran erreichbar sind.

Die Freivorbauschalung mit Fahrwagen muss nun an den Pfeilern vorbeigeschleust werden. Dazu ist es notwendig, die Sohlschalung aufzuklappen (vgl. Bild 4-36).

Kochertalbrücke (D)

Die Kochertalbrücke wurde mit dem gleichen Vorschubgerüst wie das der Siegtalbrücke erstellt. Die Kochertalbrücke ist eine 9-fedrige, 1128 m lange und maximal 185 m hohe 2-spurige (plus Standspur) Autobahnbrücke. Die Feldweiten betragen 81 m, 7 x 138 m, 81 m. Die 4 Mittelpfeiler sind in den Überbau eingespannt und flach gegründet, die Endpfeiler, je 2 links und rechts sind mit Punkt-Kipplager und mit verschieblicher Lagerung versehen. Die Lagerung in den Widerlagern ist ebenfalls verschieblich. Infolge der Einspannung des Überbaus in den Pfeilern war ein Freivorbau ohne Stabilisierung durch den obenliegenden Hilfskastenträger möglich.

Die beiden Richtungsfahrbahnen werden von einem Überbau, der aus einem einzelligen Kasten besteht, getragen. Einschliesslich des Mittelstreifens und der Randstreifen ergibt sich für den Überbau eine Gesamtbreite von 31 m. Die Höhe des Hohlkastens beträgt 6.50 m. In einem ersten Baudurchgang wurde lediglich der Hohlkasten als Tragkörper für die Längsrichtung im Freivorbau ausgeführt. Dieser Kernquerschnitt wird anschliessend in einem zweiten Durchgang mit Hilfe eines Nachläufers durch beidseitiges Anbetonieren von Plattenstreifen mit Längsträgern, die sich mit Fertigteilstreben auf den Kern abstützen, zum vollen Querschnitt ergänzt.

Bei dieser Bauweise ergeben sich im 1. Durchlauf folgende Arbeitsgänge (Bild 4-37 bis Bild 4-41):

- Erstellung eines Pfeilertisches mittels eines Pfeilerkopfgerüstes. Dies ist ein Überbauabschnitt von etwa 12 m Länge. Seine Länge ergibt sich aus der Pfeilerkopfbreite von 5 m und beidseitigen Überständen von je 3.5 m.
- Ansetzen der Freivorbauwagen. Vom Pfeiler wird der Kernquerschnitt nach beiden Seiten bis zur Feldmitte vorangetrieben. Dabei wird das zurückliegende Überbaufeld geschlossen. Zum nächsten Pfeiler bleibt eine Öffnung von etwa der halben Stützweite.
- Um diese zu überbrücken, wird der 120 m lange stählerne Vorfahrträger verwendet. Er dient gleichzeitig als Bedienungssteg, Materialtransportbrücke und Hilfsgerät zum Verfahren der Freivorbaugerüste zum nächsten Pfeiler.

Mit einer zeitlichen Verschiebung von ca. 3 Monaten zum ersten Durchgang folgt der 2. Durchgang, bei dem die seitlichen Plattenstreifen mit den Sekundärlängsträgern anbetoniert und die Fertigteilstreben eingebaut werden. Ein Feld in Länge eines Strebenabstandes (7.66 m) stellt auch den Wochentakt im 2. Durchgang dar.

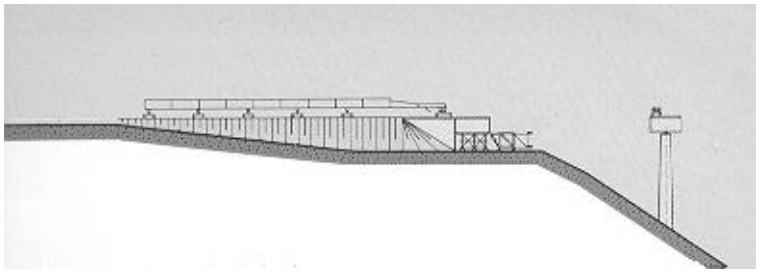


Bild 4-37: Montage des Vorbauträgers am Widerlager. Der erste Überbauabschnitt wird herkömmlich eingerüstet.

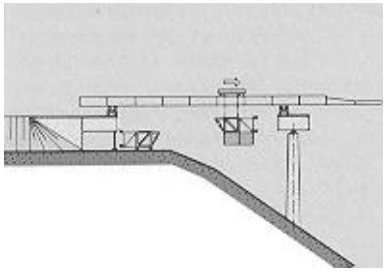


Bild 4-38: Die Freivorbaugerüste werden über den vorgeschobenen Vorfahrträger zum Pfeiler 1 transportiert.

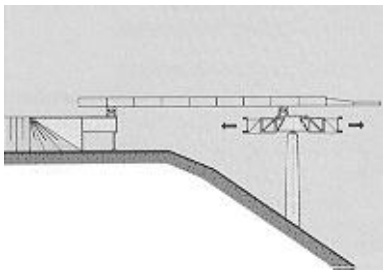


Bild 4-39: Vom Pfeiler 1 aus wird der Brückenquerschnitt nach beiden Seiten in Etappen vorgebaut

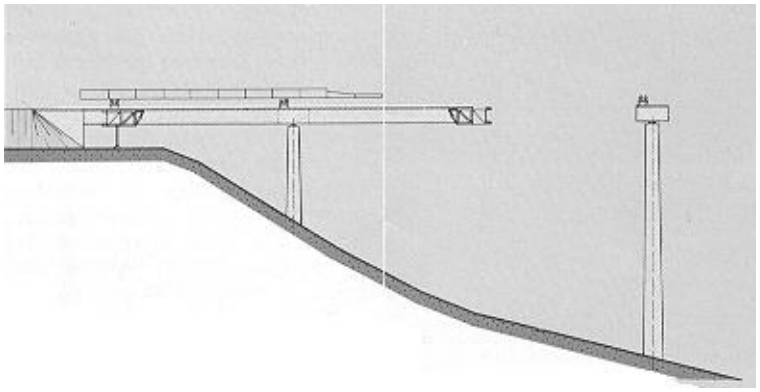


Bild 4-40: … bis das 1. Feld geschlossen und die Mitte des 2. Feldes erreicht ist.

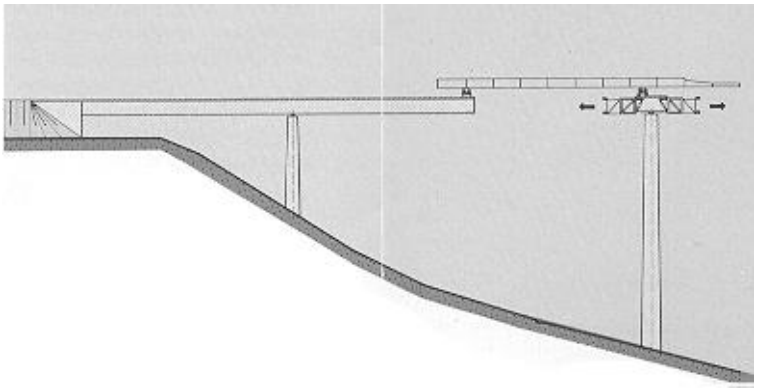


Bild 4-41: Die Freivorbaugerüste sind über den vorgeschobenen Vorfahrträger zum Pfeiler 2 transportiert und am Pfeilertisch angeschlagen. Der Freivorbau nach beiden Seiten kann von neuem beginnen.

4.4 Innenschalung des Hohlkastens

Für die Innenschalung werden klappbare Tunnelschalungslemente mit Längen von 3 – 4 m verwendet (vgl. Bild 4-42). Diese Elemente müssen so gestaltet werden, dass der Fuss zum Absenken der Innenschalung hydraulisch eingeklappt werden kann. In den oberen Ecken sind Gelenke vorgesehen, die mit kurzen Spindeln ausgesteift und eingeklappt werden können.

Da der Kastenquerschnitt meist in einem Guss hergestellt wird, darf die Innenschalung erst nach dem Bewehren der Bodenplatte und der Stege eingebracht werden (vgl. Bild 4-43). Die Schalung muss auf spezielle Höcker, z.B. aus Fertigteilklötzen, gestellt werden.

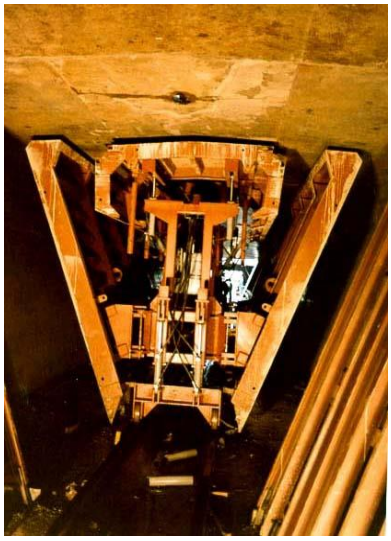


Bild 4-42: Zusammenklappen der Innenschalung zum Ausfahren in den nächsten Teilabschnitt

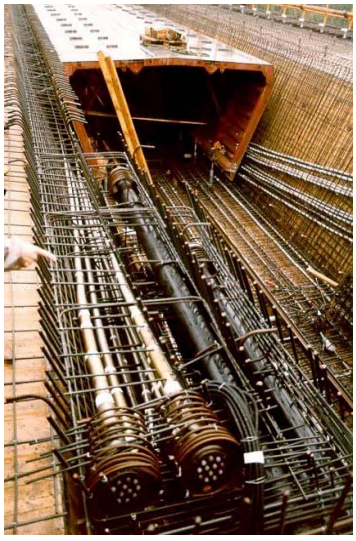


Bild 4-43: Eingebaute Innenschalung nach Installation der Boden- und Seitenbewehrung des Kastens

4.5 Versorgungslogistik der Brückenbaustelle mit Vorschubgerüst

Die Versorgung der von Feld zu Feld wandernden Überbau-Baustelle erfolgt über die bereits fertig gestellten Brückenabschnitte.

Die Verteilung des Materials erfolgt bei untenliegenden Vorschubgerüsten wie folgt:

- Turmdrehkran auf Gleisen geführt zur Verteilung von Betonstahl, Spanngliedern und Einbauteilen von den Anlieferfahrzeugen auf der Brücke zu den Einbaustellen
- Betonpumpe mit Ausleger zur Verteilung des angelieferten Betons auf die Brücke

Bei obenliegenden Vorschubgerüsten erfolgt die Verteilung des Materials wie folgt:

- Laufkatze auf der Oberseite der beiden Vorschubgerüsthohlkästen zur Verteilung von Betonstahl, Spanngliedern und Einbauteilen
- Betonpumpe wird am hinteren Ende des obenliegenden Vorschubgerüsts mitgeführt und dient zur Verteilung des angelieferten Betons an der Einbaustelle

4.6 Standardteile zur Herstellung von Vorschubkastengerüstträgern

Die HV-Trägerteile sind im Baukastenprinzip aufeinander abgestimmt, so dass verschiedene Kastenquerschnitte entsprechend den aufzunehmenden Lasten erstellt werden können. Die Kombinierbarkeit der Einzelteile ist hierbei durch Fertigung in Spezialvorrichtungen gewährleistet. Die torsionssteifen Kastenquerschnitte sind bei Verwendung von untergurtseitigen Flachblechen gleichzeitig als Laufgang nutzbar. Mannlöcher in den Vollwandträger-Stegblechen dienen als Ein- und Ausstieg und erlauben es, Arbeitsvorgänge an den Trägeraussenseiten vorzunehmen.

Die nachfolgend aufgeführten Komponenten der Firma Thysse-Hünnebeck Röro GmbH zeigen exemplarisch die Möglichkeiten von Systemlösungen für Vorschubgerüste und Vorschubgeräte auf.

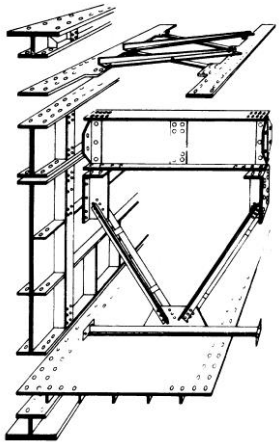
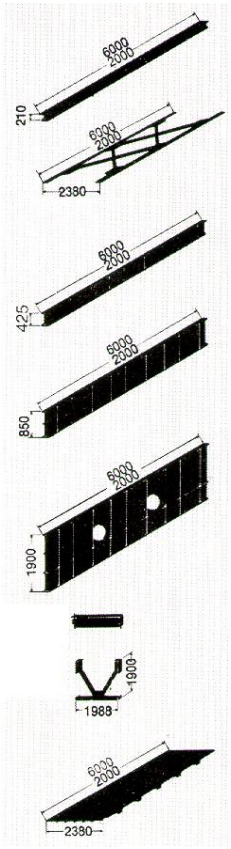


Bild 4-44: Bauteile HV-Träger [1]

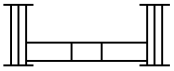
Tabelle 4-2: Komponenten HV-Träger [1]



Komponenten	Abmessungen	Gewicht
Gurt	6.0 m	584 kg
	2.0 m	195 kg
Torsions-/Windverband	L = 6.0 m / b = 1.6 m	392 kg
	L = 2.0 m / b = 1.6 m	130 kg
	L = 6.0 m / b = 2.2 m	431 kg
	L = 2.0 m / b = 2.2 m	143 kg
Stegblech	425 – 6 m	434 kg
	425 – 2 m	145 kg
	850 – 6 m	723 kg
	850 – 2 m	246 kg
	1900 – 6 m	1500 kg
	1900 – 2 m	512 kg
Querträger	425 – b = 2.2 m	145 kg
	850 – b = 1.6 m	133 kg
Aussteifung	B = 2.2 m	189 kg
Flachblech	L = 6.0 m / b = 1.6 m	790 kg
	L = 6.0 m / b = 2.2 m	1100 kg
	L = 2.0 m / b = 2.2 m	350 kg

Zusammenstellung gebräuchlicher Querschnitte

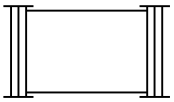
Aussteifung mit Verbänden



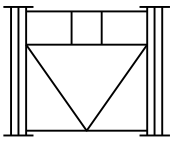
Gesamthöhe h [mm]:	845
Obergurt:	ohne Verband
Untergurt:	mit Windverband
M_{zul} [kNm]	3230
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	3775



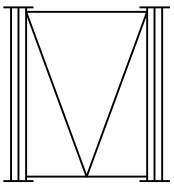
Gesamthöhe h [mm]:	1270
Obergurt:	ohne Verband
Untergurt:	mit Windverband
M_{zul} [kNm]	5660
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	4419



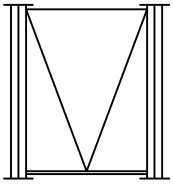
Gesamthöhe h [mm]:	1286
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Torsions-Verband
M_{zul} [kNm]	6070
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	5361



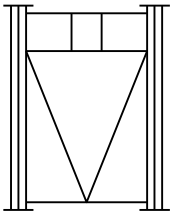
Gesamthöhe h [mm]:	1711
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Torsions-Verband
M_{zul} [kNm]	8970
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	6627



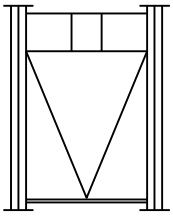
Gesamthöhe h [mm]:	2336
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Torsions-Verband
M_{zul} [kNm]	13880
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	7147



Gesamthöhe h [mm]:	2336
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [kNm]	14540
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	7856

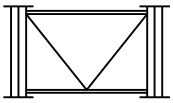


Gesamthöhe h [mm]:	2761
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Torsions-Verband
M_{zul} [kNm]	17730
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	8338

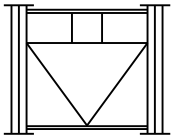


Gesamthöhe h [mm]:	2761
Obergurt:	mit Torsions-Verband
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [kNm]	19630
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	9044

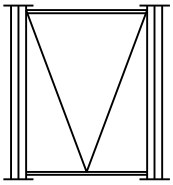
Aussteifung mit Blechen



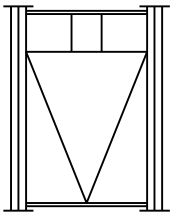
Gesamthöhe h [mm]:	1286
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	7690
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	6353



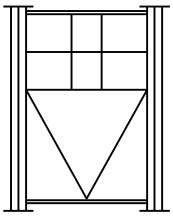
Gesamthöhe h [mm]:	1711
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	11670
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	7421



Gesamthöhe h [mm]:	2336
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	18210
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	8012

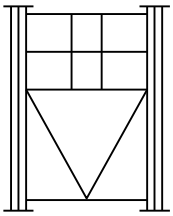


Gesamthöhe h [mm]:	2761
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	2530
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	9817

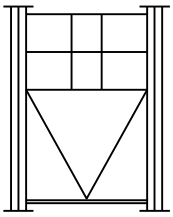


Gesamthöhe h [mm]:	3186
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	30830
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	10793

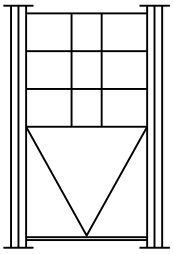
Mehrfach - Aussteifung



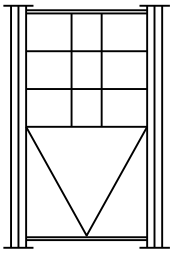
Gesamthöhe h [mm]:	3186
Obergurt:	mit Torsionsverband
Untergurt:	mit Torsionsverband
M_{zul} [KNm]	21660
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	9104



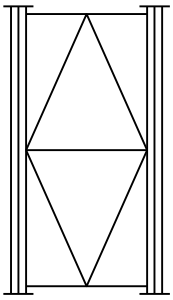
Gesamthöhe h [mm]:	3186
Obergurt:	mit Torsionsverband
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	23590
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	9809



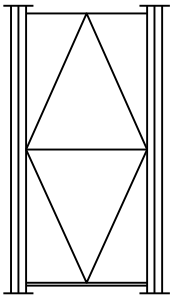
Gesamthöhe h [mm]:	3611
Obergurt:	mit Torsionsverband
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	28950
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	10727



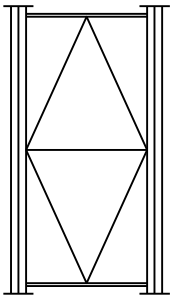
Gesamthöhe h [mm]:	3611
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	36390
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	11711



Gesamthöhe h [mm]:	4236
Obergurt:	mit Torsionsverband
Untergurt:	mit Torsionsverband
M_{zul} [KNm]	29640
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	10879



Gesamthöhe h [mm]:	4236
Obergurt:	mit Torsionsverband
Untergurt:	mit Flachblech
M_{zul} [KNm]	35250
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	11622



Gesamthöhe h [mm]:	4236
Obergurt:	mit Flachblech
Untergurt:	mit Flachblech
Mzul [KNm]	46080
Gewicht pro 6 m Schloss [N]	12364

4.7 Hydraulik

Die für Vorschubgerüste notwendigen hydraulischen Einrichtungen sind ebenso im konventionellen Traggerüstbau anwendbar.

Hubzylinder

Mit einem Hubzylinder können bis max 4000 KN gehoben werden. Der Hub beträgt in der Regel 250 mm, die Bauhöhe je nach Hub und max P zwischen 500 und 650 mm.

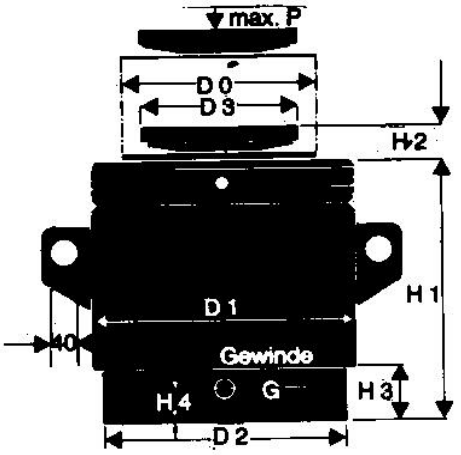


Bild 4-45: Hubzylinder [1]

Senkheber

Senkheber dienen zum Bewegen schwerer Lasten unabhängig von der Bauwerkshöhe, da die Hängestangen beliebig verlängerbar sind. Die Hubkraft beträgt 250 KN bei einem max. Hubweg von 400 mm.

Besonders wirtschaftliche Einsatzgebiete:

- Extreme Rationalisierung der Demontage durch Ablassen grossflächiger Schal- bzw. Rüsttragfelder mit vereinfachter Zerlegung am Boden
- Hochziehen schwerer grossdimensionierter Bauelemente (z.B. Fertigteile) unter schwierigen Bedingungen (Platzmangel, Gewicht)

Literaturverzeichnis

[1] Thyssen Hünnebeck-Röro GmbH, Ratingen, Produktinformation.

[2] Girmscheid, G; Terjung, M.: IMO-River Bridge – Einzelliger Spannbetondurchlaufträger, hergestellt mit einem Vorschubgerüst. In: Bautechnik 70 (1993), Heft 8, S. 444-450.

[3] Podolny, W.; Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York, Wiley, 1982.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 5

ORTBETONBAUWEISE IM FREIVORBAU

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

5 Ortbetonbauweise im Freivorbau 103
5.1 Ortbeton – Freivorbau 103
5.2 Baubetriebliche Aspekte des Freivorbaus 106
5.2.1 Herstellungsablauf des Überbaus 106
5.2.2 Grundetappe bei gelenkiger Lagerung des Überbaus auf den Pfeiler 106
5.2.3 Stabilisierung der Kragarme im Bauzustand 107
5.2.4 Temporäre Lagerung 110
5.2.5 Freivorbaurüstung 111
5.2.6 Ermittlung und Kontrolle der Schalungsüberhöhung 112
5.3 Ausführungsbeispiel Rheinbrücke Köln-Deutz [2] 113
5.3.1 Konstruktive Gestaltung des Überbaues 113
5.3.2 Vorspannung in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung 114
5.3.3 Aspekte der Bauausführung des Freivorbaus 115
5.3.4 Aspekte der Betonarbeiten 119
5.3.5 Kalkulatorische Ansätze der Arbeitsvorbereitung 121
5.3.6 Baustellen-Checklisten 124
5.4 Bogenbrücke im Freivorbau 131
5.4.1 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Kastenquerschnitt: Talbrücke Wilde Gera 131
5.4.2 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Vollquerschnitt: Kylltalbrücke 135
Literaturverzeichnis 142

5 Ortbetonbauweise im Freivorbau

5.1 Ortbeton – Freivorbau

Der Freivorbau von Ortbetonbrücken lässt sich nach Tabelle 5-1 gliedern.

Tabelle 5-1: Gliederung Freivorbau

OB - Freivorbau	
Vorbaugerüst obenliegend	**Vorbaugerüst untenliegend**
Typ "Rheinbrücke Köln-Deutz" Typ "NBS Frankfurt" Typ "A2 Biascina"	Typ "Sunnibergbrücke Klosters, Schweiz" (Schrägseilbrücke) Typ "Bogenbrücke Wilde Gera" (Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn)

Der Freivorbau eignet sich besonders für Brückenbauwerke mit sehr grossen Spannweiten. Aufgrund dieser grossen Spannweiten werden solche Brücken gemäss ihrer Biegebeanspruchung oft in gevouteter Form entworfen, das bedeutet, dass die Kastenquerschnitte solcher Brücken einen besonders hohen Querschnitt im Kragarmbereich haben, der zur Mitte meist parabolisch abnimmt.

In Bild 5-1 sind diese Bauhöhen in Abhängigkeit verschiedener Spannweiten für eine erste Vorbemessung (Abschätzung) zusammengestellt.

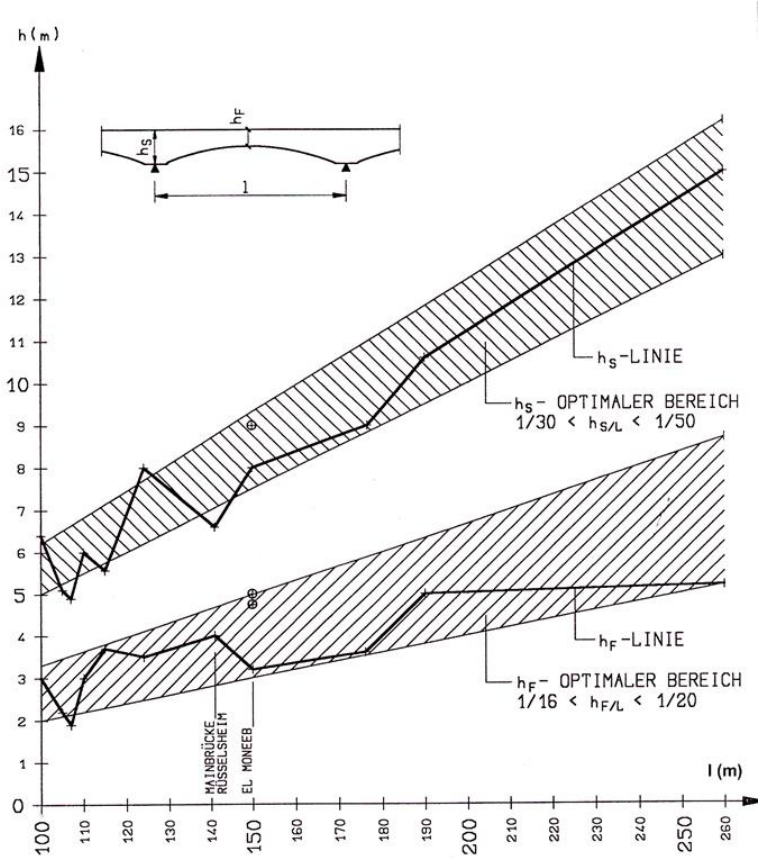


Bild 5-1: Bauhöhen von Freivorbaubrücken in Abhängigkeit der Spannweite l (m)

Das Charakteristische dieser Bauweise ist, dass die Herstellung jeweils an einem Pfeiler erfolgt. Der Baufortschritt erfolgt symmetrisch rechts und links des Pfeilers meist in abwechselndem Takt. Die Herstellabschnitte werden meist in Abschnitte unterteilt, die ein weitgehend gleiches Gewicht aufweisen. Die Abschnitte werden mit einem Vorbaugerüst hergestellt (vgl. Bild 5-2).

Die Einteilung der Abschnitte mit ungefähr gleichem Gewicht oder Volumen hat folgende Gründe:

- das Vorbaugerüst muss „ungefähr“ das gleiche Gewicht tragen
- die Abschnitte haben weitgehend ähnliche Mengen an Bewehrung
- die Abschnitte haben weitgehend vergleichbare Betonmassen

Dadurch sind die Aktivitätsdauern für das Ergänzen der Schalung, Bewehren und Betonieren in allen Abschnitten etwa gleich und ein geregelter Wochenzyklus kann sichergestellt werden.

In seltenen Fällen wählt man äquidistante Herstellabschnitte. Im Regelfall wird man dann keinen Wochentag in der Herstellung finden. Dies ist aber aus Gründen der Vergleichbarkeit der Leistungen nicht wünschenswert.

Bei der Gestaltung des Kastenquerschnitts eines Freivorbaus sind unbedingt die baubetrieblichen Aspekte beim Umbau der Schalung zu berücksichtigen. Da die Abschnitte im Pfeilerbereich wesentlich höhere Stege aufweisen als in Feldmitte, sollte der Querschnitt so ausgebildet werden, dass die Kastenunter- und -oberseite konstante Breite hat. In diesem Fall muss nur die Stegschalung jeweils nach bestimmten Abschnitten gekürzt werden. Wenn jedoch der Steg eine konstante Neigung aufweist, muss die Steg- und Bodenschalung angepasst werden. Dieser Aufwand ist erheblich und gefährdet den potentiellen, effizienten Wochentakt.

Da der Freivorbau eine sequentielle Kragarmmethode ist, müssen folgende Aspekte bei der Herstellung berücksichtigt werden:

- sequentielles, abschnittweise unterschiedliches Kriechen und Schwinden durch Abschnittsherstellung pro Woche
- Überhöhung aufgrund statischer Durchbiegung des Kragarms sowie abschnittsweise unterschiedlichen Kriechen und Schwinden berücksichtigen
- nach Schliessen der Schlusslücke von zwei Kragarmen entsteht ein verändertes statisches System, vom Kragarm zum Durchlaufsystem

Nach dem Betonieren und Erhärten eines Herstellungsabschnitts werden so viele zusätzliche Spannglieder angespannt, dass:

- der neue Abschnitt und der nächste herzustellende, einschliesslich des Gewichts des Freivorbaugerüsts an dem vorherigen Abschnitt kraftschlüssig übertragen werden
- das abschnittsweise zunehmende Kragarmmoment aus dem neu zu erstellenden Abschnitt durch die abschnittsweise zusätzliche Vorspannung aufgenommen wird.

Das bedeutet, dass bereits in allen Betonierabschnitten Hüllrohre des Endzustands eingelegt werden müssen. Die Hüllrohre für die Spannglieder werden an jeder Arbeitsfuge gestossen. Jeder Hüllrohrstoss muss sorgfältig mit Spezialisolierband gedichtet

werden, damit keine Zementschlämme in die Hüllrohre eindringen kann. Die Hüllrohre müssen die Stirnschalung, die als Schablone dient, um ca. 5 cm durchdringen, damit sie im nächsten Herstellabschnitt gestossen bzw. überlappt und gedichtet werden können.

Die Spannglieder, die bei jedem Abschnitt neu zugefügt werden, überspannen den Kragarm von einer zur anderen Seite durchgehend und werden meist im jeweiligen Herstellabschnitt verankert. Damit ist für den Endzustand des Bauablaufs (Kragarm und Schliessen des Systems zum Zeitpunkt t = 0) genügend Bewehrung bzw. Spannstahl vorhanden, um die Kragmomente abzudecken (vgl. Bild 5-3).

Da das Kragarmsystem des Bauzustands nach dem Schliessen der Schlusslücke ein Durchlaufsystem ist, ergeben sich für dieses neue statische System folgende Einwirkungen:

- weitere Ausbaulasten wie z.B. Belag, Gehweg, Brüstung
- Temperatur, Verkehr
- Umlagerung der inneren Schnittkräfte vom Kragarm- zum Durchlaufsystem infolge Restkriechen und –schwinden

Aus diesen Gründen müssen zusätzliche Hüllrohre im Feldbereich vorgesehen werden, um diese Feldmomente aus dem Durchlaufsystem aufzunehmen.

Die schlaffe Bewehrung dient zur Rissbegrenzung und zur Erhöhung der Duktilität im Bruchzustand.

Beim Freivorbau stellt jeder Pfeiler eine eigene Baustelle dar, die folgende baubetrieblichen Bedingungen erfüllen muss:

- Es sind zwei Vorbaugerüste (je Seite eines) erforderlich.
- Der Pfeilerbereich muss zur logistischen Versorgung der beiden Vorbaugerüstbaustellen am Freivorbau des Pfeilers zugänglich sein.
- Pro Pfeiler ist ein Kran für die Andienung der Vorbaugerüste erforderlich, möglicherweise wird auch eine Betonpumpe benötigt.

Meist wird man aus folgenden Gründen mit (mindestens) zwei oder (meistens) vier Vorbaugerüsten gleichzeitig arbeiten:

- Verkürzung der Bauzeit
- Vergleichbares Schwindalter der gegenüberliegenden Kragarme, die zu einem Feld zusammengefügt werden.

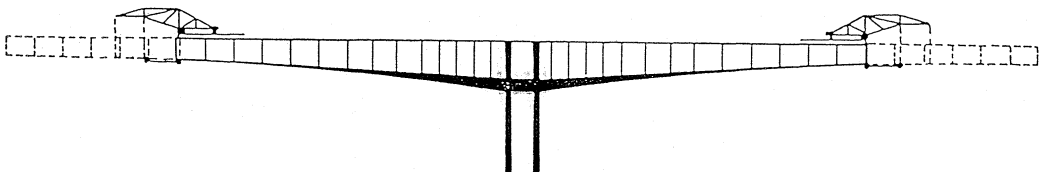


Bild 5-2: Prinzip Freivorbau

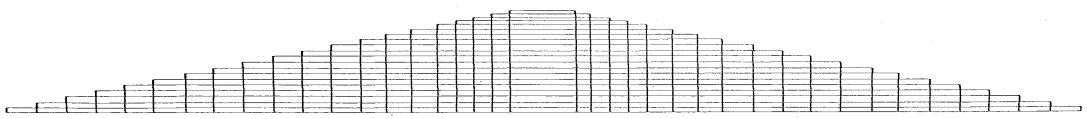


Bild 5-3: Spannstahlbedarf des etappenweise wachsenden Kragarmes

Auf den Pfeilerköpfen wird in einer ersten Phase der Pfeilertisch erstellt, d.h. die Etappe 0 (vgl. Bild 5-5). Auf dieser Grundetappe erfolgt die Montage der Vorbauwagen und anschliessend der schrittweise symmetrische Freivorbau (vgl. Bild 5-6).

5.2 Baubetriebliche Aspekte des Freivorbaus

5.2.1 Herstellungsablauf des Überbaus

Um die Bauzeit möglichst kurz zu gestalten, wird der Freivorbau von mehreren Pfeilern aus gleichzeitig begonnen. Auf den entsprechenden Pfeilern werden nach Fertigstellung der Grundetappe zwei Vorschubgerüste auf beiden Seiten des Pfeilers angeordnet. Der Freivorbau erfolgt in Ortbetonabschnitten, auch Ortbeton-Elementabschnitte genannt. Diese Abschnitte werden etappenweise mit den jeweiligen Vorschubgerüst auf den jeweilig gegenüberliegenden Kragarmabschnitten (balanced cantilever metod) hergestellt, so dass der kontinuierlich wachsende Waagebalken während des Baufortschritts weitestgehend im Gleichgewicht bleibt.

In Bild 5-4 ist der Herstellungsablauf in den einzelnen Phasen dargestellt.

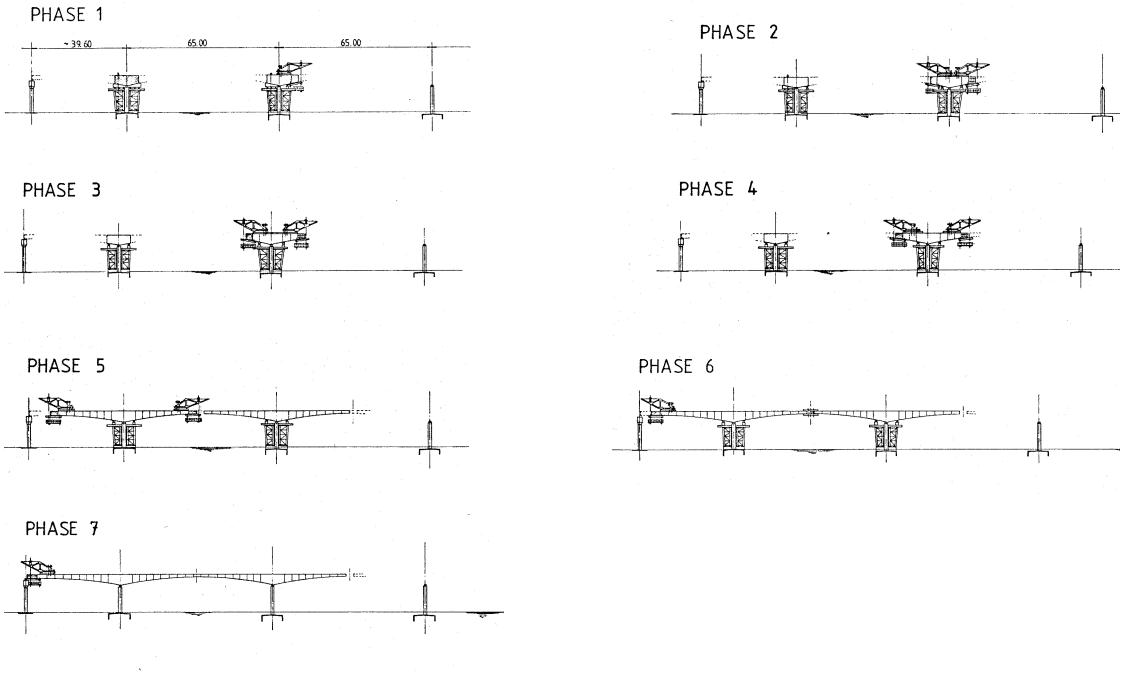


Bild 5-4: Freivorbau - Herstellungsprinzip

5.2.2 Grundetappe bei gelenkiger Lagerung des Überbaus auf den Pfeiler

Nach dem Setzen und Verankern der Neotopfbrückenlager mit ihren Gleitbahnen auf dem Pfeilerkopf werden die Grundetappe über den Pfeilern betoniert. Die Grundetappe über dem Pfeilerkopf (Pfeilertisch) wird meist in einem separaten Schalsystem hergestellt. Es ist eine temporäre Hilfsabstützung erforderlich (vgl. Bild 5-5).

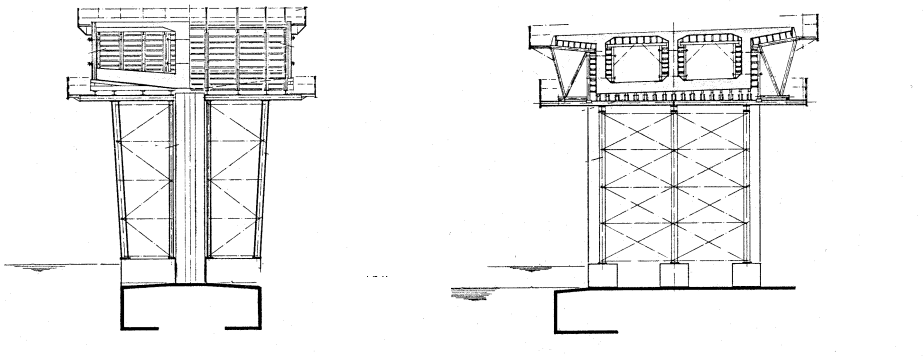


Bild 5-5: Etappe 0: Pfeilertisch

5.2.3 Stabilisierung der Kragarme im Bauzustand

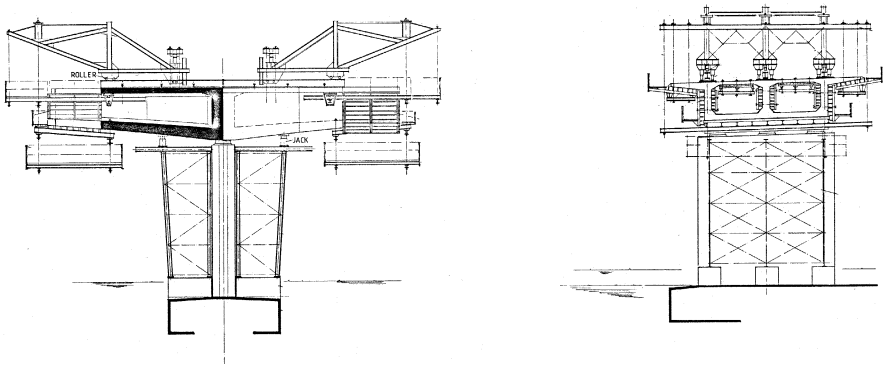


Bild 5-6: Etappe 1: Freivorbau asymmetrischer Baufortschritt

Die Stabilisierung des Überbaus während des Freivorbaus kann durch folgende Varianten erreicht werden:

- Im Pfeilerbereich werden Pressen, Sandtöpfen o.ä. zur Aufnahme der Vertikal-Druckkräfte und schlaffe oder vorgespannte Zugglieder zur Aufnahme der Zugkräfte aus dem Kräftepaar resultierend aus dem Moment der exzentrisch wirkenden Lasten des Waagebalkens angeordnet. Diese Stabilisierung im Pfeilerbereich ist mit dem geringsten Aufwand verbunden, setzt jedoch eine ausreichende Pfeilerbreite voraus (vgl. Bild 5-7).

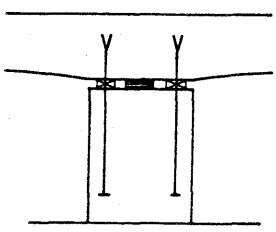


Bild 5-7: Stabilisierung am Pfeilerkopf mittels Hilfslager und Abspannung

- Im Bereich der Pfeilerfundamente werden Stahlstützen bzw. Stahlbaujoche oder abbruchfreundliche Betonscheiben angeordnet. Diese Art der Stabilisierung liefert eine grosse Kernweite und ist sinnvoll anwendbar bei Pfeilern mit geringer Höhe. Die für die Stabilisierung erforderlichen Stahlstützen bzw. Betonschei-

ben werden bei der Rüstung für die Grundetappe als Joche genutzt (vgl. Bild 5-6, Bild 5-8 und Bild 5-10).

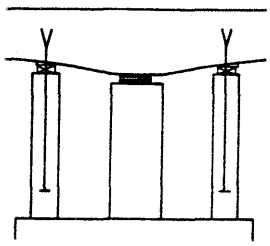


Bild 5-8: Stabilisierung im Fundamentbereich durch zwei Stützjoche

- Über Hilfsstützen aus Stahl oder Beton werden in einem wirksamen Abstand vom Kragarm Pfeiler angeordnet. Hierbei wird der Überbau zunächst über dem Pfeiler stabilisiert. Sobald dies nicht mehr ausreichend ist, wird die Hilfsstütze mittels Pressen kraftschlüssig an den Überbau angeschlossen (vgl. Bild 5-9). Die Pressen und Zugglieder im Pfeilerbereich werden ausgebaut, so dass die Stabilisierung über die endgültigen Lager auf dem Pfeiler und die Hilfsstütze bzw. das Hilfsstützjoch erfolgt. Diese Art der Stabilisierung ist wirtschaftlich, wenn die Hilfsstützen nicht allzu hoch sind und die Gründung der Hilfsstützen ohne grossen Aufwand möglich ist, z.B. mittels Stahlrammpfählen für ein Stahlbaujoch.

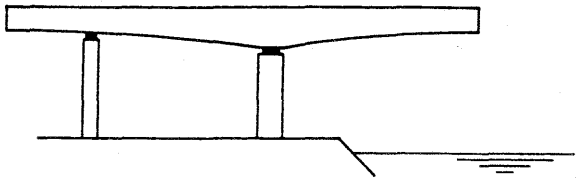


Bild 5-9: Stabilisierung durch Hilfsstützen

Hilfsstützen werden erforderlich, wenn die im Freivorbau hergestellten Kraglängen sehr unterschiedlich sind. Hilfsstützen im Wasser sind teurer (Gründung, Herstellung, Leiteinrichtungen, Abbau) und sollten deshalb möglichst vermieden werden.

Die Hilfspfeiler im Wasser können aus gerammten Stahlpfählen mit einem Schweissfachwerk zur Aussteifung hergestellt werden. Die Pfeilerköpfe bestehen aus Stahlbeton bzw. aus Stahlprofilen. Die flachgründenden Hilfspfeiler am Festland können als Stahlbetonscheiben ausgebildet werden. Zur horizontalen Fixierung wird der Überbau im Bauzustand durch ein temporäres Steckprofil gegen Verschieben gesichert (vgl. Bild 5-11).

Um Schaden am Bauwerk durch unterschiedliche Setzungen der Hilfspfeiler zu vermeiden, sollten sämtliche Hilfspfeilerköpfe mit Pressen ausgestattet werden. Um die Längsbewegungen des Überbaues nicht in die Pressen zu übertragen, werden zwischen Überbau und Pressen Gleitlager eingebaut.

Mittels Pressen kann durch Anheben bzw. Ablassen des Überbaus nach der Fertigstellung der Schnittkraftverlauf dem des Eingusssystems angepasst werden. Ist ein Kippen des Überbaus erforderlich, da die Freivorbaurüstung sonst das Lichtraumprofil eines Verkehrsweges einschränkt, so werden - um die Pressenkräfte möglichst klein zu hal-

ten - die hierfür erforderlichen Pressen am besten auf dem Widerlager oder einer Hilfsstütze angeordnet.

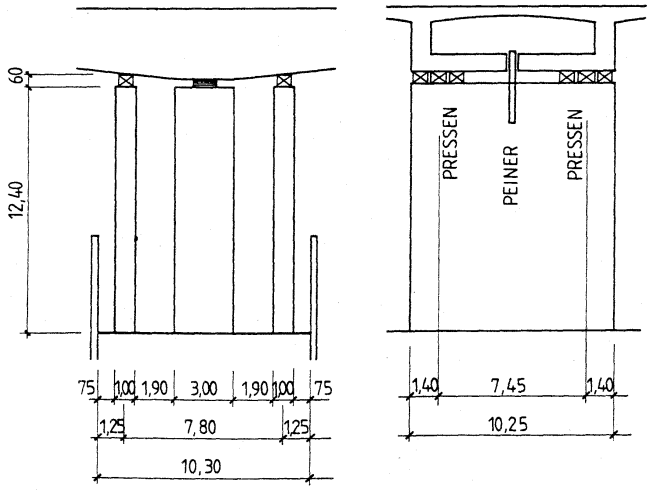


Bild 5-10: Abtrag der vertikalen Stabilisierungskräfte durch Pressen bzw. Hilfslager

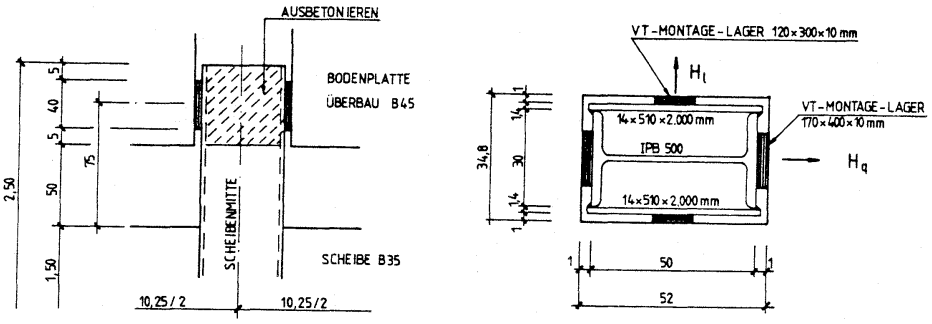


Bild 5-11: Abtrag der horizontalen Stabilisierungskräfte durch Steckprofile

Im Zusammenhang mit der Konstruktion und Berechnung der Stabilisierung werden auch die Länge der Vorbauabschnitte, die Reihenfolge ihrer Herstellung und die Grösse und Lage der Grundetappe festgelegt. Die Längen der ersten Vorbauabschnitte liegen - abhängig von der Querschnittshöhe und damit dem Gewicht eines Vorbauabschnittes - zwischen 2.00 und 3.00 m. Mit abnehmender Bauhöhe werden die Vorbauabschnitte länger, so dass sich eine einigermassen gleichmässige Auslastung des Vorbauwagens ergibt. Bei einer Festlegung der Reihenfolgen für die Herstellung der Vorbauabschnitte und den Auf- und Abbau der Vorbauwagen strebt man einen kontinuierlichen Arbeitsablauf an, den man i.a. statischen Belangen unterordnet. Die Länge der Grundetappe richtet sich nach der Länge der Vorbauwagen. Da die Herstellung der Grundetappe sehr kostenintensiv ist, versucht man, sie möglichst kurz zu halten. Dies kann auf Kosten eines kontinuierlichen Arbeitsablaufes dadurch erfolgen, dass der zweite Vorbauwagen erst montiert wird, wenn der erste Vorbauwagen bereits ein oder zwei Vorbauabschnitte hergestellt hat.

Um die Kippmomente aus dem voreilenden Vorbauabschnitt zu reduzieren, kann man die Grundetappe asymmetrisch zur Pfeilerachse anordnen. Dies führt zu einer Asymmetrie der sichtbaren und manchmal betonten, vertikalen Fugen zwischen den Abschnitten, was von manchen Bauherren als „unschön“ empfunden und abgelehnt wird. Bei unterschiedlichen Bauhöhen an den beiden Kragarmenden ergibt sich die gewünschte Reduktion der Kippmomente, ev. auch bei symmetrischen Grundetappen.

5.2.4 Temporäre Lagerung

Beim Betonieren der Grundetappe und der ersten Vorbauabschnitte ist ein Mitwirken der endgültigen Lager bei der Aufnahme der vertikalen Kräfte unschädlich. Beim Erreichen grösserer Kraglängen muss, um eindeutige Verhältnisse zu schaffen, die Abtragung der Lasten über einen statisch bestimmten Einfeldträger erfolgen, d.h. die endgültigen Lager dürfen sich nicht an der Aufnahme der vertikalen Lasten beteiligen.

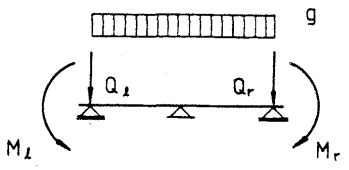


Bild 5-12: Lasten im Stabilisierungsbereich

Bei der Lagerung Typ I (Bild 5-13) – dem häufigsten Fall – sind die Hilfsunterstützungen für die Stabilisierung starr gelagert. Die abhebenden Kräfte aus den grossen Randmomenten für die endgültigen Lager sind grösser als die drückenden Kräfte aus dem Eigengewicht g. Da die Lager keine abhebenden Kräfte aufnehmen können, sind sie nicht wirksam und es ergibt sich ein Einfeldträger als statisches System.

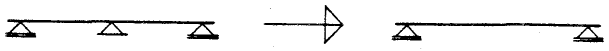


Bild 5-13: Lagerung Typ I

Bei der Lagerung Typ II (Bild 5-14) sind die Hilfsunterstützungen für die Stabilisierung elastisch. Man kann

- entweder nachweisen, dass die endgültigen Lager auf Zug beansprucht werden und damit nicht mitwirken
- oder die endgültigen Lager nicht kraftschlüssig einbauen und so am Mitwirken hindern. Der Kraftschluss zwischen den Lagern und dem Überbau wird später durch nachträgliches Unterpressen oder den nachträglichen Einbau von Stahlplatten hergestellt.

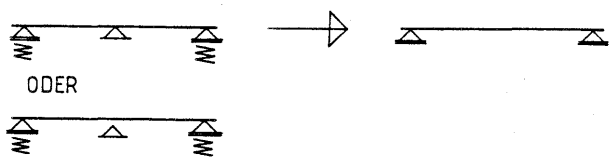


Bild 5-14: Lagerung Typ II

Die Aufnahme der rechnerischen Horizontalkräfte wird durch eine Haltekonstruktion aus Stahl sichergestellt (Bild 5-11).

Bei der Stabilisierung des Bauzustands werden die Lasten an anderen Stellen aus dem Überbau auf die Unterstützungen und von diesen auf die Fundamente abgetragen als im Endzustand. Dies kann zu einem zusätzlichen Aufwand an Beton, Schalung, Schlaffstahl und Spannstahl führen.

So kann es u.a. erforderlich sein:

- bei Stabilisierung im Pfeilerbereich eine zusätzliche Spaltzugbewehrung im Pfeilerkopf sowie Verstärkungen und zusätzliche Bewehrung im Bereich der Bodenplatte des Überbaus und
- bei Stabilisierung im Bereich der Pfeilerfundamente zusätzliche bewehrte Betonscheiben im Überbau sowie zusätzliche schlaffe Bewehrung an der Oberseite der Fundamente anzuordnen.

5.2.5 Freivorbaurüstung

Die Freivorbaurüstung besteht aus einem Vorschubträger und der Freivorbaugerüstkonstruktion, an der die Aussenschalung hängt. Die Innenschalung hängt an einem im Hohlkasten befestigten Vorschubträger (Bild 5-15)

Beide Vorschubträger sind am vorherigen Betonierabschnitt (bereits erhärtet und vorgespannt) verankert. Das Freivorbaugerüst wird auf diesem Vorschubträger in den nächsten Betonierabschnitt gezogen.

Die Innenschalung kann entweder separat vom Freivorbaugerät vorgeschoben werden oder mit diesem gemeinsam. Bild 5-15 zeigt das simultane Verschieben. Zu diesem sind die Hängeträger der Innenschalung vorne am Freivorbaugerüst angehängt und hinten auf einer Hängekonsole aufgelagert. Man benötigt dazu pro Träger zwei Hängekonsolen, die zyklisch umgesetzt werden.

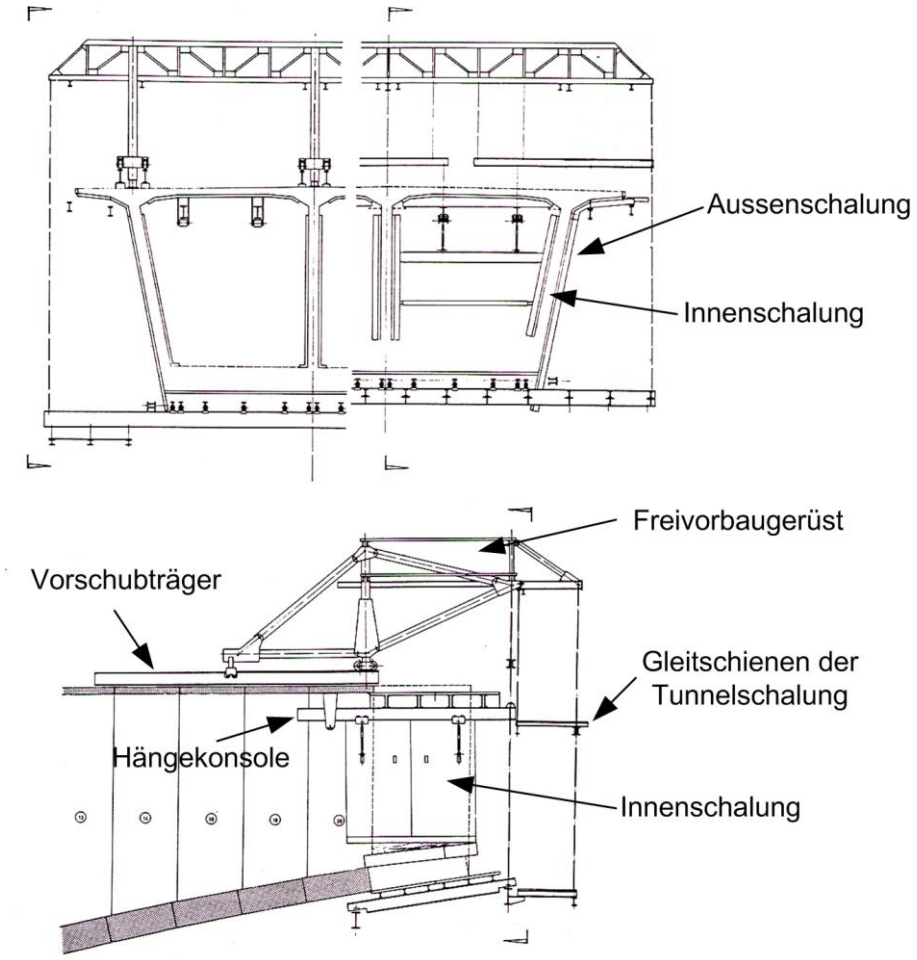


Bild 5-15: Simultanes Verschieben der Innenschalung mit dem Freivorbaugerät [1]

Während des Betoniervorgangs reicht die Verankerung des Vorschubträgers nicht, um die Zugkraft am hinteren Ende aufzunehmen. In dieser Arbeitsphase wird eine temporäre Rückspannung durch die Fahrbahnplatte mit einer Quertraverse zur Aufnahme der Zugkraft des Freivorbaugerüsts angeordnet. Im Kasten sind zur Lastverteilung in die Platte unter der Fahrbahn, rechts und links vom Steg, Konterträger angeordnet, an denen die Zuganker der Traverse verankert werden. Weitere Hinweise über Freivorbaugerüste sind im Kapitel 11 über Schrägkabelbrücken zu finden.

5.2.6 Ermittlung und Kontrolle der Schalungsüberhöhung

Nach Ablauf von Kriechen und Schwinden sollte die Höhentoleranz des Überbaues von einer vorgegebenen Sollgradiente nicht mehr als z.B. ± 5 cm betragen. Die Verformungsberechnung muss unter Berücksichtigung möglichst wirklichkeitsnaher Annahmen für den Elastizitätsmodul, sowie der Grundwerte für Kriechen und Schwinden eine Vielzahl von Einflussfaktoren berücksichtigen, wie

- Einzelbauzustände
- Einfluss der Hilfspfeiler
- unterschiedliche Setzungen der Hilfspfeiler
- Setzungen der Hauptpfeiler
- Anpassung an die Widerlager
- unterschiedliches Material Leichtbeton /Normalbeton
- Umlagerung des Systems Bauzustand/Endzustand

Hieraus entstehen Soll-Überhöhungskurven, nach denen die Baustelle den Überbau herstellen kann. Um eine eindeutige Höhenkontrolle gewährleisten zu können, wird in jedem Vorbauabschnitt eine Messplatte oder Messpunkt einbetoniert. Jeweils nach dem Betonieren eines Vorbauabschnitts wird ein Nivellement über sämtliche Messpunkte aufgenommen, ausgewertet, aufgetragen und mit der Soll-Verformungskurve verglichen. Aufgetragen werden jeweils nur die Differenzhöhen zur Sollgradiente: Die IST - Werte, errechnet aus den Nivellements, ebenso wie die SOLL -Werte = Überhöhungskurve. Für jeden Bauzustand existierte eine andere SOLL - Überhöhungskurve.

Die Auswertung der Auftragungen ergibt jeweils die Vorgabewerte für den nächsten Vorbauabschnitt. Dabei muss noch berücksichtigt werden, dass sich das Vorbaugerüst während des Betonierens verformt. Ebenso ist zu beachten, dass Temperatureinwirkungen die Messergebnisse beeinflussen. Aus diesem Grunde müssen die Nivellements frühmorgens durchgeführt werden und die Temperatur zum Messzeitpunkt protokolliert und berücksichtigt werden. Die dabei noch auftretenden Temperatureinwirkungen werden abgeschätzt.

Die Ausführungstoleranzen werden jeweils über mehrere Vorbauabschnitte hinweg ausgeglichen, um Knicke in der Linienführung zu vermeiden. Die Höheneinstellung des neuen Vorbauabschnittes wird jeweils auf die einbetonierte Platte des vorhergehenden Abschnitts bezogen. Die hierauf abzutragende Differenzhöhe wird in der Auswertung wie folgt ermittelt:

1. Gefälle oder Steigung gemäss Plan: Entspricht der Änderung der Gradiente vom vorhergehenden Abschnitt zum neuen Abschnitt.

2. Korrektur gemäss Längenprofil: Die Änderung der Soll-Überhöhung vom vorhergehenden Abschnitt zum neuen wird hierin berücksichtigt, unter Einbezug einer eventuellen Abweichung der bisherigen Ist-Kurve von der Soll-Kurve. Dieser Wert wird grafisch ermittelt.

Die beim Betonieren eintretende Gerüstdurchbiegung des Vorschubgerüsts muss als Überhöhung bei der Element-/Abschnittsgradiente vor dem Betonieren berücksichtigt werden. Die Gerüstdurchbiegungen sind oft nicht konstant; sie schwankten z.B. bei der Rheinbrücke Köln-Deutz zwischen 5 und 25 mm, dies war sicherlich auch abhängig von Temperatureinflüssen.

Die Ist - Durchbiegungen werden permanent ausgewertet, um die Eingabewerte für die neue Etappe zu korrigieren und möglichst genau vorzugeben. Dadurch wird verhindert, dass sich Fehler akkumulieren. Bei jedem Vorbauabschnitt wird die Schalung vom Polier in Richtung und Höhe eingestellt. Nach Abschluss aller Arbeiten wird - unmittelbar vor dem Betonieren - die Schalung vom Bauleiter kontrolliert und dann höhenmässig exakt eingestellt, und zwar durch Hochfahren der vorderen Pressen. Da die Schalung festgeklemmt ist, steht hierfür nur ein Anhebemass von ca. 20 mm zur Verfügung.

Ist die Schalung einmal zu hoch, wird sie zunächst zu tief abgelassen um sie anschliessend erst durch Hochfahren auf die Soll-Höhe zu bringen. Dieses Verfahren hat den Vorteil, dass sich keine unkontrollierten „Setzungen“ durch „Hängenbleiben“ beim Ablassen einstellen können.

5.3 Ausführungsbeispiel Rheinbrücke Köln-Deutz [2]

5.3.1 Konstruktive Gestaltung des Überbaues

Der Überbau ist ein dreifeldriger Durchlaufträger mit folgenden Spannweiten (vgl. Bild 5-16):

- Linkes Seitenfeld 132.15m
- Mittelfeld 184.45 m
- Rechtes Seitenfeld 120.75 m

Die Bauhöhe über den Strompfeilern beträgt 7.80 m, in der Mitte des Hauptfeldes 3.30 m, über den Endwiderlagern 3.00 m.

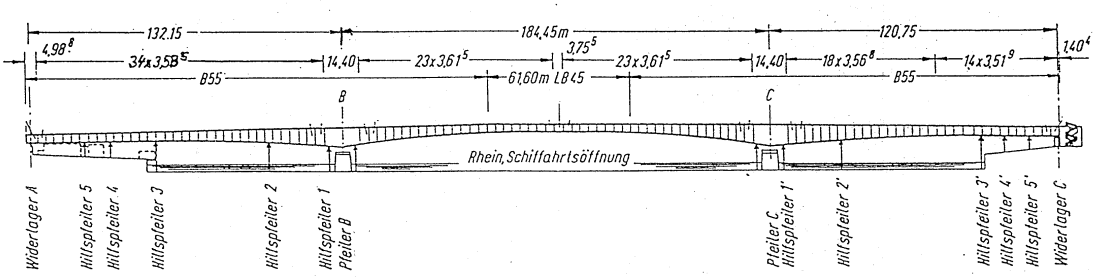


Bild 5-16: Geometrie und Abstützungen der Rheinbrücke Köln-Deutz [2]

Im Querschnitt besteht das Tragwerk aus einem einzelligen Hohlkasten mit 9.40 m Breite und zwei Kragarmen unterschiedlicher Ausladung. Der nördliche Kragarm hat eine Auskragung von 2.35 m, der südliche im Normalbereich 4.55 m (Bild 5-17).

Die einzellige Hohlkasten-Spannbetonbrücke besteht bis auf den 90 m langen Mittelteil aus Normalbeton der Güte B 55. Die Mittelöffnung auf einer Länge von 92 m ist in Spannleichtbeton LB 45 erstellt. Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt.

Die Fahrbahnplatte hat im Querschnitt die Abmessungen gemäss Bild 5-17.

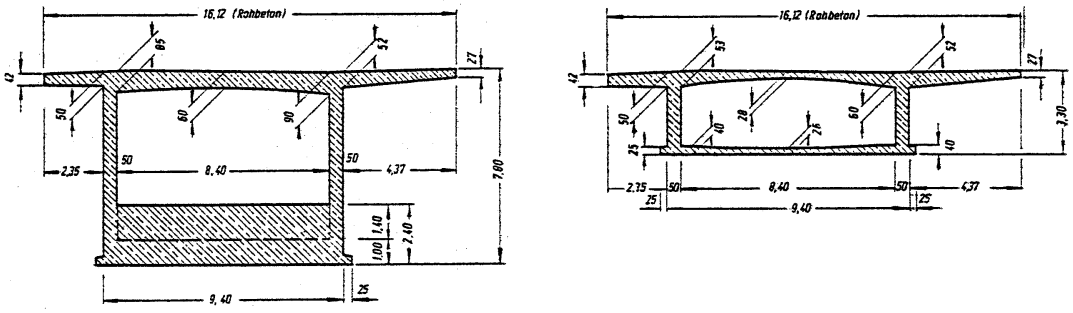


Bild 5-17: Querschnitt über den Pfeilern und in Strommitte [2]

Die Dicken für die Bodenplatte betragen 0.25 m im Feld und 2.40 m über den Flusspfeilern. Für die Stege ist eine Mindestdicke von 0.50 m vorgegeben (Tabelle 5-2).

Tabelle 5-2: Typische Querschnittsabmessungen der Brückenplatte

	Feldmitte / Widerlager	Fluss-Pfeiler
Hohlkastenmitte	28 cm	40 cm
Über den Stegen	53 cm	85 cm

5.3.2 Vorspannung in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung

Der Überbau wird in Brückenlängsrichtung unter Gebrauchslast voll vorgespannt. Hierbei sind jedoch die Beanspruchungen infolge Verkehrslasten in ungünstiger Stellung mit 100% der Strassenbahnlast und 65% der Strassenverkehrslast zugrunde zu legen. Die Fahrbahnplatte wird voll vorgespannt. Die Spannstellen werden an der Gehwegauskragung angeordnet. Der Abstand der Querspannglieder beträgt 1.00 m.

Für die Ermittelung der Schwindverformungen und die Auswirkungen auf die Vorspannung wird ein Grundschwindmass von

$\varepsilon_{S0} = -15 \times 10^{-5}$ angenommen.

Nach Aufbringen des Belages sollen die beiden Überbauten die gleichen Gradienten aufweisen. Der Spannbetonüberbau ist daher entsprechend seiner zeitabhängigen Verformung durch Schwinden und Kriechen zu überhöhen. Die Abweichung des Spannbetonüberbaus von dieser Soll-Gradiente soll vor Ablauf von Schwinden und Kriechen stetig verlaufen und darf nach abgeschlossenem Schwinden und Kriechen nicht mehr als ± 5 cm betragen. Die Grundwerte für die Ermittlung der Verformungen des Spann-

betonüberbaus aus Schwinden und Kriechen sind daher durch möglichst wirklichkeitsnahe Versuche vorher zu bestimmen.

Aus der statischen Berechnung ergeben sich für das Längssystem die Vorspannkräfte und Anzahl der Spannglieder gemäss Tabelle 5-3 und Tabelle 5-4:

Tabelle 5-3: Zusammenstellung der Kragarmvospannung (über dem Pfeiler)

Anzahl	Typ		
39	Suspa V	1.51 MN	59.00 MN
159	Suspa IV	1.94 MN	308.00 MN

Tabelle 5-4: Zusammenstellung der Feldvorspannung

Anzahl		Typ		
84	Endfeld Köln	Suspa VI	1.94 MN	163.00 MN
28	Mittelfeld	Suspa VI	1.94 MN	54.00 MN
24	Mittelfeld	Suspa V	1.51 MN	36.00 MN

5.3.3 Aspekte der Bauausführung des Freivorbaus

5.3.3.1 Grundetappe

Die Grundetappe über dem Pfeilerkopf (Pfeilertisch) wurde in die folgenden Betonierabschnitte unterteilt:

1. Betonieren des ersten Teils der Bodenplatte in 1 m Stärke. Um keine Arbeitsfuge in der Brückenansicht zu erhalten, endet die Bodenplatte an der Innenkante des Steges (senkrechte Abschalung).
2. Anschliessend Betonieren der Stege und des Querträgers. Die Schalungselemente werden zweifach eingesetzt; nach dem Betonieren wurde die Schalung spiegelverkehrt eingesetzt.
3. Betonieren des zweiten Teils, der Bodenplatte, die insgesamt bis zu 2.40 m Stärke aufweist.
4. Nach der Fertigstellung des U-Querschnitts der Grundetappe wurde die Fahrbahnplatte betoniert.

Abweichend von dieser Vorgehensweise kann man zuerst den gesamten U-Querschnitt mit Bodenplatte, Stegen und Querbalken herstellen, wenn die Betonmengen nicht zu hoch sind. Anschliessend wird die Fahrbahnplatte hergestellt.

Sämtliches Material muss auf dem Wasser angeliefert werden. Hierzu muss ein Schlepper und mehrere Schuten bzw. Transportpontons oder eine Fähre eingesetzt werden. Der Betontransport kann wie folgt organisiert werden:

- Anlieferung am Ufer per LKW- Fahrmischer.
- Fahrmischer fährt auf Ponton oder Fähre
- Transport zum Pfeiler, entladen des Fahrmischers in eine Betonpumpe am Pfeilerfuss mit fest installierten Leitungen oder umladen in Betonierkübel für Turmdrehkrantransport.

Für den Transport eignen sich Pontons oder Fähren besonders, da meist ein zeitaufwendiges und kostenintensives Umladen und Zwischenlagern von Material entfällt. Grundsätzlich muss gesichert sein, dass auch bei Ausfall von Geräten der Betoniervorgang nicht unterbrochen wird. Entsprechende Ersatzlösungen müssen sichergestellt werden.

5.3.3.2 Freivorbauetappen

Vorbaugerüstwagen und -Schalung

Es werden vier Vorbaugerüstwagen als Schweisskonstruktion mit Schraub-Montagestössen eingesetzt (auf jedem Pfeiler zwei in die entgegen gesetzte Richtung). Die Konstruktion des Vorbaugerüstwagens wird auf die Querschnittsgestaltung der Brücke und optimale bau-betriebliche Anpassung aufgrund von Querschnittsveränderungen der Konstruktion abgestellt.

Die Stahlkonstruktion eines Vorschubgerüstwagens beträgt zwischen 25 und 37 Tonnen.

Die Kosten für die Herstellung, Lieferung und Montage können mit 4000.- – 5000.- CHF/t einschliesslich Schutzanstriches angesetzt werden. Hierin sind nicht die Kosten für die Hängestangen, den Ballast und die Demontage sowie der Erlös für die Verschrottung enthalten.

Der Vorbaugerüstwagen ruht im Betonierzustand auf Pressen - vorne 2 Pressen à 2 MN, hinten 2 Pressen à 1 MN. Hiermit wird der Wagen höhenmässig ausgerichtet. Für den Betonierzustand wird der Vorbaugerüstwagen mit Spannstangen ∅ 36 mm rückverankert (je 2 Stück pro Steg). Beim Vorfahren wir das Gleichgewicht durch Ballast auf dem hinteren Teil des Vorbaugerüsts hergestellt. Das Vorfahren erfolgt mit Hilfe von Druckluft- oder Hydraulikgreifzügen; der Vorbaugerüstwagen wird dabei über so genannte Rutsch- bzw. Vorschubträger vorgezogen. Hierbei wird die Reibung durch Verwendung von Teflon oder Fettschmierung herabgesetzt.

Vorbauschalung

Da sich der neue Betonüberbau in Form und Aussehen der bestehenden Stahlbrücke anpassen soll, sind folgende Ausschreibungsbedingungen zu berücksichtigen:

1. Alle Abschnittslängen sind gleich: 3.60 m
2. Jede Abschnittsgrenze wird mit einer Lisene (flacher, wenig hervortretender Mauervorsprung zur Wandgliederung) betont (konstruktiv gut, weil dadurch die Betonierfuge überdeckt wird. Aufwand gering!).
3. Die Brückenunterkante wird ähnlich wie bei der Stahlbrücke durch ein Konsolband betont (ausführungsmässig sehr aufwendig! Stegschalung aussen muss ständig passgenau nachgeschnitten werden. Extra - Konsolbandschalung!).
4. Die Schalungsdurchbindungen dürfen nur in den Lisenen erfolgen, also nur alle 3.60 m! Dadurch wird eine schwere Gurtung aus Stahlprofilen erforderlich 2xU - Profile 200, bzw. 2 x HEA 200. Als Schalhaut wird eine kunststoffbeschichtete Schalung gewählt. Die Schalung wurde bis zu 35 Mal eingesetzt und hat sich dabei ausgezeichnet bewährt. Die Schalungselemente werden im Schalbetrieb hergestellt und mittels Schiff auf der Baustelle angeliefert. Die Montage erfolgte

auf der Baustelle. Bei der Planung der Vorbauschalung ist zu beachten, dass für das Einziehen der Spannglieder Bühnenverlängerungen (entsprechend der Abschnittslängen) erforderlich sind. Dadurch wird das Einziehen zeitlich unabhängig vom Vorfahren der Schalung.

Anmerkung: Da der Stundenaufwand pro Vorbauetappe fast unabhängig von den verarbeiteten Massen gleich ist, wäre aus wirtschaftlicher Sicht eine Vorbauabschnittslänge von 4.50 m oder mehr möglich. Wegen des grossen Beton-Gewichtes der Anfangsetappen könnten die ersten Etappen auch kürzer hergestellt werden.

Arbeitszyklen einer Etappe

Auf jedem Pfeiler werden zwei Vorbaugerüstwagen eingesetzt. Insgesamt sind vier Vorbaugerüstwagen in Betrieb. Für eine Taktfolge sind vier Arbeitstage vorgesehen. Dadurch wird an jedem Tag die gleiche Arbeit durchgeführt, nur jeweils an einem anderen Ort. Hierauf basierend wird der Baustellenbetrieb analog einer Fliessbandarbeit organisiert. Es werden spezialisierte Arbeitsgruppen gebildet, die entsprechend den Vorbautakten wandern. Dadurch werden zyklisch die gleichen Arbeiten durch dasselbe Personal ausgeführt.

Einzig für die Schalungsarbeiten kann es sich als sinnvoll erweisen, zwei getrennte Schalungskolonnen zu bilden, die jeweils in einem („ihrem“) Pfeilerbereich von einer Vorbauspitze zur anderen wandern.

Durch die Spezialisierung der Arbeiten wird das Personal mit dem Arbeitsablauf sehr schnell vertraut. Da der Arbeitstakt mit vier Tagen sehr kurz bemessen ist, kann dies anfangs nur durch Überstunden gehalten werden. Diese werden mit zunehmender Gewöhnung und abnehmenden Massen stetig abgebaut. Nachdem der Takt ohne Überstunden eingehalten werden kann, wird eine weitere Stundenreduzierung durch Einsparen von Personal erreicht. Da der Takt das Arbeitstempo bestimmt, ist das Einführen eines Akkordsystems nicht immer notwendig. Ausserdem ist dies bei einem technisch so hochwertigen Bauwerk nicht immer sinnvoll.

Tag 1

- Innenschalung lösen und ändern
- Spannglieder einziehen

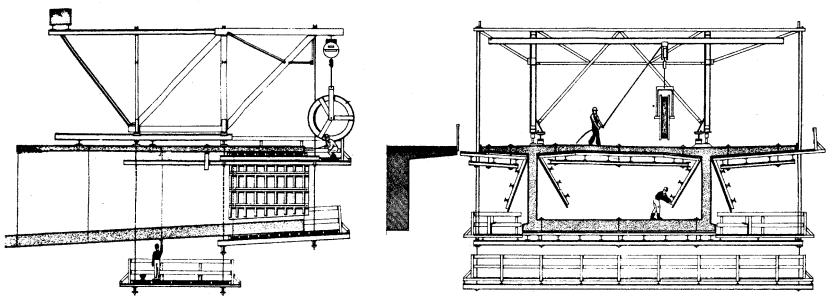


Bild 5-18: Tag 1 – Typische Ansicht / Schnitt des Vorbaugerüstwagens sowie Arbeitsabläufe

Tag 2

- Spannglieder anspannen
- Wagen absenken
- Vorfahren
- Aussenschalung ausrichten

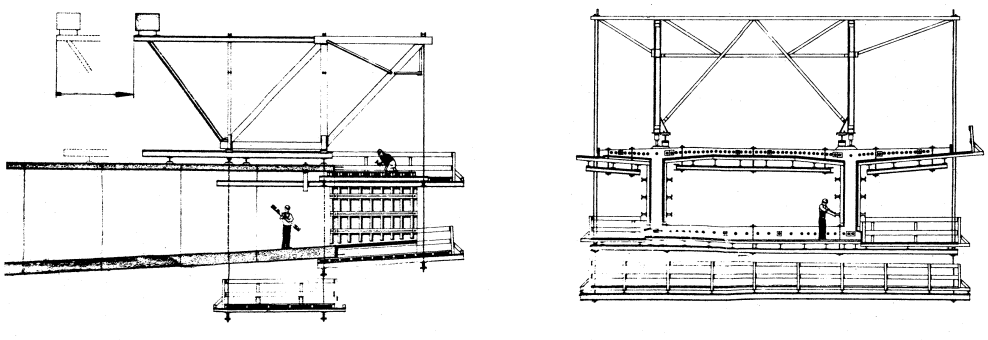


Bild 5-19: Tag 2 – Typische Ansicht / Schnitt des Vorbaugerüstwagens sowie Arbeitsabläufe

Tag 3

- Bewehrung einbauen
- Hüllrohre verlegen
- Spannglieder richten
- Ankerköpfe fixieren Abschalung

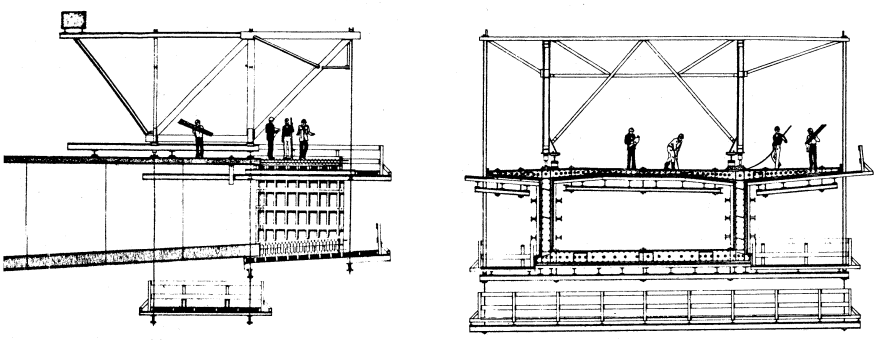


Bild 5-20: Tag 3 – Typische Ansicht / Schnitt des Vorbaugerüstwagens sowie Arbeitsabläufe

Tag 4

- Innenschalung ausrichten und abbinden
- Beton einbringen

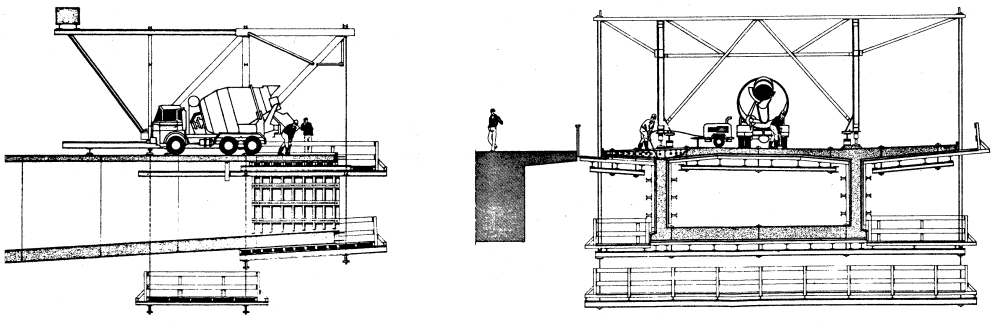


Bild 5-21: Tag 4 – Typische Ansicht / Schnitt des Vorbaugerüstwagens sowie Arbeitsabläufe

5.3.4 Aspekte der Betonarbeiten

5.3.4.1 Qualitätssicherung

Jedes ankommende Betonfahrzeug sollte auf der Baustelle durch einen Betonlaboranten überprüft werden. Dabei ist auf Folgendes zu achten:

1. Lieferschein auf Vollständigkeit prüfen.
2. Beton nach Augenschein prüfen.
3. Das Ausbreitmass darf nicht kleiner sein als ein vorgegebener Wert, andernfalls Beton zurückschicken.
4. Festlegung der Dosierung des Fliessmittels: In der Regel 25-35 l/Fahrzeug, d.h. 5-7 l/m3. Zugabe des Fliessmittels über Dossierpumpe
5. Durchmischen des Fliessmittels im Transportbetonfahrzeug bei voller Umdrehung. Dauer: 5 Minuten!
6. Erneute Bestimmung des Ausbreitmasses, bei Unterschreitung ist eine Nachdosierung erforderlich.
7. Beton zur Einbaustelle übergeben.
8. Über jedes Fahrzeug in einem „Annahmezettel“ alle wichtigen Überprüfungswerte festhalten.

Um eine möglichst gleichmässige Lieferung des Betons zu erreichen, wird bereits im Transportbetonwerk von jedem Fahrzeug das Ausbreitmass überprüft und auf dem Lieferschein vermerkt. Auf dem Weg vom Werk bis zur Baustelle tritt ein Verlust des Ausbreitmasses ein. Dieser Verlust kann sich bei längeren Transportzeiten (Verkehrsstau o.ä.) und höheren Temperaturen auf den doppelten Wert vergrössern.

Bei der Fliessmitteldosierung muss darauf geachtet werden, dass das Fliessmittel möglichst gleichmässig über die Betonfläche verteilt wird, um eine einwandfreie Durchmischung zu gewährleisten.

5.3.4.2 Betonverarbeitung

An der Einbaustelle wird der Beton für die Betonbodenplatte und Stege mit Einfülltrichter und Hosenrohren (bzw. PVC-Rohren im Steg) eingebracht. Die Fallhöhe soll < 1.00 m betragen.

Zunächst werden die beiden Stegecken gefüllt, danach der mittlere Teil der Bodenplatte. Anschliessend werden die Stege betoniert. Nach Fertigstellung der Fahrbahnbetonplatte wird der frische Beton zur Nachbehandlung an der Oberfläche über eine Kantholzlage mit Isolier-Gummimatten abgedeckt, um ihn gegen Sonneneinstrahlung, Austrocknung und Kälte zu schützen. In der kühleren Jahreszeit (Frostperioden) sollte der frische Beton zusätzlich mit Warmluft beheizt werden.

Zur Aufrauhung der Stirnstegflächen zur Verbesserung des Verbundes in der vertikalen Arbeitsfuge werden die Stirnschalungen mit Waschbetonpaste behandeln. Nach dem Ausschalen kann dann die Betonoberfläche mittels Drahtbürsten von Zementschlämme befreit werden; dadurch wird das Korngerüst freigelegt.

Die Verwendung von Dampfstrahlgeräten zur Stirnflächenaufrauhung von Stegstirnflächen bei Baustellen über Flüssen wird wegen der Gefahr der Einleitung von alkalisch kontaminiertem Wasser oft nicht erlaubt (obwohl dies im Vergleich zum Fliessvolumen eines Flusses kleine Mengen sind).

5.3.4.3 Prüfung der Festigkeitsentwicklung

Die Prüfung der Betonfestigkeit zum Aufbringen der Vorspannung erfolgte nach 36 Stunden mit dem Schmidt-Hammer. Die Nachweisfestigkeit muss eingehalten werden. Die Spanngliederverankerungen erfordert eine Mindestfestigkeit von ca. 32 N/mm2. Beim Nachweis am Bauwerk darf dieser Wert um 15% auf 27.2 N/mm2 verringert werden. Die Vorspannung kann erst nach Erreichen dieser Mindestfestigkeit erfolgen. Vor jedem Gebrauch des Schmidt-Hammers ist eine Kontrolle auf dem Prüfamboss erforderlich (1 x pro Tag). Die Prüffläche muss glatt und trocken sein. Falls nicht, kann dies durch Schleifen mit einer Topfscheibe erreicht werden.

Für die Güteprüfung werden pro Vorbauabschnitt zwei Probewürfel hergestellt, je einer zur Prüfung nach 28 Tagen und nach 56 Tagen. Bei Verwendung eines Hochofenzementes kann die Nacherhärtung berücksichtigt werden, bei diesem Bauwerk wurden die Betonfestigkeiten nach 56 Tagen als massgebend vereinbart.

5.3.5 Kalkulatorische Ansätze der Arbeitsvorbereitung

5.3.5.1 Stundenaufwand pro Vorbauabschnitt

Bei der Freivorbaubrücke (Bild 5-16) wurden über sämtliche Freivorbauabschnitte - ohne die landseitigen Schlussetappen und die Schlussetappe in Feldmitte - im Mittel ein Aufwand von 375 Stunden pro Abschnitt benötigt (Durchschnitt bezogen auf 111 Vorbauabschnitte). Aufgeschlüsselt auf die einzelnen Arbeiten ergeben sich die mittleren Stundenwerte nach Tabelle 5-5:

Tabelle 5-5: Stundenmittelwerte pro Freivorbauabschnitt

Arbeit	h/Abschnitt	Einheit	Leistung
Vorfahren	33	1	
Schalung *	216	150 m^2	1.40 h/m^2
Einbauteile **	20	-	-
Betonieren	66	65 m^3 i.M.	1.02 h/m^3
Beton-Nacharbeiten.***	34	65 m^3 i.M.	0.52 h/m^3
Sonstiges	6		

* **Schalung**	- Boden- u. Kragarmschalung	60 m^2
	- Stegschalung (innen + auss.) Stütze	100 m^2
	- Stegschalung (innen + auss.) Feld	40 m^2
	- Stirnschalung f. Stege u. Platten	20 m^2
	- Abschalung f. zweite Druckplatte	5 m^2

****Einbauteile** - Einbau Gleisschwellenbefestigungen 10 T-Schienen (3.60 m)

*****Beton-Nacharbeiten** - Betonkosmetik einschliesslich nachträglichem Schliessen der Aussparungen für die Spannköpfe

In den Stundenwerten enthalten sind die Hilfspoliere, nicht enthalten sind 1 Oberpolier sowie 1 Magaziner, Kranführer.

Die Zusammenstellung der Stundenwerte pro Abschnitt ist meist eine „Fieberkurve“ (der Stundenwerte pro Vorbauabschnitt), aus der sich die einzelnen Erschwernisse ablesen lassen. Das Ansteigen des Stundenaufwandes ist bedingt durch das Überfahren und Aktivieren der Hilfspfeiler, durch einen Doppelabschnitt sowie durch spezielle Schwierigkeiten (Geräteausfall o.ä.) in verschiedenen Abschnitten.

Insgesamt kann aufgrund folgende Einflüsse eine stetige Abnahme des Stundenaufwandes pro Abschnitt, beginnend vom Pfeiler zur Längsfeldmitte erwartet werden:

- Nach der Lernkurve sind alle Arbeitsabläufe eingespielt
- Optimierung der Arbeitsfolgen durch Bauführer und Polier
- geringere Massen (die Steghöhen werden geringer, die Anzahl der einzubauenden Hüllrohre verkleinert sich)

5.3.5.2 Gesamt - Stundenaufwand der Freivorbaubrücke Köln-Deutz

Der Brückenbau (Bild 5-16) erforderte einen Gesamtaufwand von ca. 100'000 Stunden für Fertigstellung Rohbau komplett bis auf Gesimsarbeiten, Demontage der Hilfspfeiler sowie eines Vorbaugerüstwagens mit Schalung.

Tabelle 5-6: Gesamtstundenaufwand aufgeschlüsselt

Position	Ist-Stunden
Baustellen	
- Räumung	1.607
- Unterhalt	3.941
Kranführer	3.671
Baggerführer	132
Vermessung	85
Magaziner u. Budenwart	3.262
Laufende Reparaturen	512
Rohrleitung. + Entwässerung	73
Behelfsbrücken	428
Schalung Grundetappe	9.417
Vorbaugerüstwagen montieren + demontieren	7.998
Schalung Freivorbau	23.929
Stabilisierungsstützen Strompfeiler	4.715
Hilfsjoche	8.968
Beton B55 Grundetappe	2.284
Beton LB45Freivorbau	7.273
Betonnacharbeiten	4.042
Querschub Sondereinrichtung	261
Brückenlager + Übergänge	784
Einbauteile	2.558
Rettungsschwimmer	280
Polier + Aufsicht	4.415
Versicherungsunfälle	664
Tagelohn für Bauherrn usw.	272

Kosten für Vorbaugerüstwagen und Schalung

Die Gesamtkosten pro Vorbaugerüstwagen für eine Freivorbaubrücke ist in Tabelle 5-7 detailliert nach Positionen aufgeführt.

Tabelle 5-7: Zusammenstellung der Kosten des Vorbaugerüstwagens

	CHF / Stk.	CHF /Total
Vorbaugerüst		
Lieferung + Montage	200'000.-	800’000.-
Schrotterlös = Aufwand für Demontage	-	-
Ballast: Betonplatten	2'500.-	10'000.-
Hängestangen	6‘500.-	26'000.-
Rückverankerungen i.d. Stegen	9'750.-	39'000.-
Verlängerung d. oberen Bühnen	3'000.-	12'000.-
Hydraulikanlage	3'000.-	12'000.-
Pumpe		
Pressen		
Schläuche		
Zugvorrichtungen		
Druckluftgreifzug		
Schalung		
Holzelemente (40 mm Nut/Feder: Securan)		116‘000.-
Stahlgurtung		220'000.-
Lisenenbleche	4'500.-	85'725.-
Rollen		2'400.-
Montage 1000h x 25.-- + Hebezeug	8'000.-	32'000.-
Demontage vor Ort: 400 h + Kran		12'000.-
zerlegen u. abtransportieren: 600h		17'000.-
Sicherung durch WSA		70'000.-
Schrotterlös 200t x 160.-		-32'000.-
Gerüste + Geländer für Schalung		
Belag Nachlaufbühne, Montage Hängestangen		30‘000.-
Rüstung / Schalung Grundetappe, Vorbauschalung mit Hängebühnen	90‘000.-	180'000.-

5.3.6 Baustellen-Checklisten

5.3.6.1 Checkliste: VORFAHREN

Vorbereitung

1. Kontrolle: sind Rollenkäfige vorgezogen und montiert?
2. Nach dem Spannen der Fahrbahnplatte (längs und quer): sämtliche Verankerungen am Beton lösen.
3. Geländer montieren.
4. Kontrolle: Ist der Rutschträger vorgefahren? Ist der Rutschträger eingefettet? Sind Zuggeräte (Greif- oder Kettenzüge) installiert? Sind die Mörtelbette für die Pressen vorhanden?
5. Rückverankerung des Vorbaugerüstwagen lösen.
6. Vorbaugerüstwagen mittels Pressen bis auf die Rutschträger absenken (möglichst gleichmässig; Gerüstverwindung vermeiden).
7. Schiebestange einbauen.
8. Kontrolle: Hat sich die Schalung komplett vom Beton gelöst? Seitlich Hängestangen frei von Bewehrung?
9. Hängestangen vor Kopf des Steges: Kein Verhaken in den Schrägbügeln möglich? Ist die Innenschalung ausreichend gekürzt (Aufsetzen)?
10. Pressen einfahren und am Wagen beim Vorfahren mitführen (Abstand zum Boden oder Futterholz ≤ 10 cm).
11. Gleichmässig vorfahren.
12. Kontrolle: Kommt überall die Schalung mit?
13. Ist keine Hängestange verhakt?
14. Vorfahrrichtung mittels Theodolit überprüfen.
15. Die letzten 10 cm beim Vorfahren laufend kontrollieren: Ist der Punkt für die Rückverankerung des Vorbaugerüstwagens erreicht?
16. Rückverankerung lose befestigen, Pressen ausfahren. Vorbaugerüstwagen auf Pressen absetzen, Rückverankerung anspannen.
17. Schalung säubern und mit Antihaftmittel einsprühen.
18. Schalung ausrichten und am Beton festklemmen: Zuerst Fahrbahnplatte Mitte (Achse mit Theodolit überprüfen), dann Kragplatten. Danach Bodenschalung hochziehen. Am Schluss Stegschalung.
19. Befestigung der Schalung am Beton mit 0,1 MN Vorspannkraft und Anspannen der Rückverankerungen des Vorbaugerüstwagens.
20. Fein-Ausrichten der Schalung unmittelbar vor dem Betonieren mittels der Pressen (ca. 20 mm aufwärts).
21. Eventuelle Ölflecke sofort abstreuen.
22. In Gefällerichtung Mörtelkranz um Pressen versehen.

5.3.6.2 Checkliste: BETONIEREN

Vorbereitung:

1. Betonieren vorbereiten (Umformer, Rüttler, Rüttelbohle, Kabel, Trichter, Hosenrohre, Lampen usw.).
2. Schalung sauber?
3. Absperr-Kantholz für Betonfahrzeuge setzen.
4. Einbauteile, z.B. Stahlplatten.

Betonieren:

5. Betonieranweisung beachten (Reihenfolge usw.).
6. Für Boden- und Kragplatte nur Rüttler mit Gummikappen verwenden.
7. Spanngliedköpfe sorgfältig mit Beton umhüllen.
8. Stege beim Betonieren sorgfältig ausleuchten (nachts).
9. Beachten: Stangen für die Rückverankerung des Vorbaugerüstwagens: Exakte Lage nicht verändern.
10. Höhenplakette einbauen.
11. Abdeckung mit Guritherm-Matten; wichtig ringsum auch die Abschalungen.
12. Verankerungsbereich der Spannglieder prüfen wenn nötig

Am nächsten Tag:

13. Abschalung entfernen.
14. Stirnflächen abbürsten.
15. Mörtelbette für Rutschträger und Pressen herstellen.
16. Mörtelkränze um Aussparungen und Pressenbereiche (nur tiefliegende Bereiche).
17. Neue Abschalung vorbereiten.
18. Aufräumen und Ordnung!
19. Betonnacharbeiten (Kosmetik, Löcher schliessen usw.).
20. Anschlussfuge abdichten.
21. Mit dem Injizieren die Gleisplatten vergiessen.
22. Anschlussbewehrung und Spannköpfe am Kragarm (Stromauf) mit Zementschlämme streichen.

5.3.6.2.1 Betonieranweisung für den Normalbeton

Vorbereitende Arbeiten

- Regelmässige Wartung und Überprüfung der Betoniergeräte (Betonpumpe, Kompressor, Umformer, Rüttler) und Prüfgeräte (Rütteltisch, Waage usw.) Zuständig: Leymann, Rinhold
- Kontrolle der Bewehrung auf
- ausreichende Überdeckung (Sichtseiten)!
- ausreichende Anzahl von Einbring- und Rüttellücken;
- ausreichende Unterstützung der oberen Bewehrung (um ein Heruntertreten auszuschliessen).
- Vor dem Betonieren ist die Schalung zu reinigen.
- Die Schalung ist auf Dichtigkeit, Standfestigkeit und Vollständigkeit zu überprüfen.
- Überprüfung der Einbauteile.
- Rechtzeitiger und vollständiger Abruf des Betons.

Abnahme des Transportbetons

- Überprüfung des Lieferscheines
- auf Übereinstimmung und Bestellung gem. Betonsortenverzeichnis;
- auf vollständige Angaben (Zementgehalt, W/Z-Faktor usw.)
- ob die zugelassenen Transportzeiten nicht überschritten sind.
- Überprüfung der Konsistenz nach Augenschein und durch Bestimmung des Ausbreitmasses.
- Zugabe des Fliessmittels, 5 Min. Durchmischen (volle Kraft) und erneute Bestimmung des Ausbreitmasses (auf Lieferschein vermerken).
- Zügige Verarbeitung des Betons.
- Es ist darauf zu achten, dass der Beton im Fahrzeug ständig mit Rührgeschwindigkeit in Bewegung gehalten wird.
- Der Beton soll spätestens 90 Minuten nach Wasserzugabe vollständig entladen sein.

Fördern und Einbringen des Betons

- Betonieren mittels Kran und Krankübel
- Beim Betonieren von Wänden und Stützen sind Hosenrohre zu verwenden, um ein Entmischen des Betons zu verhindern. Die freie Fallhöhe darf max. 2.0 m betragen.
- Der Beton soll beim Entleeren nicht gegen die Aussenschalung oder gegen die Bewehrung prallen, um ein Entmischen zu verhindern.
- Betonieren mittels Betonpumpe:
  Die Betonleitung muss so verlegt werden, dass der Betonstrom darin nicht abreissen kann, d.h. die Leitung muss möglichst gradlinig geführt werden. An

Krümmungspunkten muss die Leitung verankert werden. Bei hohen Aussentemperaturen ist die Leitung vor direkter Sonneneinstrahlung, durch Abdecken mit Strohmatten o.ä., zu schützen. Der Beton muss mit der Leitung möglichst dicht an die Einbaustelle herangeführt werden, so dass die freie Fallhöhe des Betons auch hier weniger als 2.0 m beträgt.

- Betonieren unmittelbar vom Fahrzeug; auch hier freie Fallhöhe klein halten.
- Betoniergeschwindigkeit:
  Für die Betoniergeschwindigkeit der Bodenplatte, Wände und Fahrbahnplatte ist die Tragfähigkeit der Schalung und Rüstung zu beachten (s. Angaben im Plan) z.B. Stege der Grundetappen = max. Steiggeschwindigkeit 1.5 m/h.
- Der Beton ist in möglichst waagrechten Lagen zu schütten.
- Es ist möglichst exakt auf Höhe (Trapezleiste) zu betonieren!

Verarbeiten des Betons:

- Der Beton soll sofort nach dem Anliefern verarbeitet werden.
- Es muss streng überwacht werden, dass der eingebrachte Beton an allen Stellen einwandfrei verdichtet wird. Besondere Sorgfalt ist an allen dicht bewehrten Stellen, in den Ecken und an den Aussenflächen aufzuwenden.
- Rüttelbeton soll möglichst in dicken Lagen (30 cm und mehr) eingebracht werden. Die neue Schüttung muss spätestens nach einer Stunde gerüttelt werden. Die Schichtdicke kann unter diesen Voraussetzungen auch 1.00 m betragen, wenn die Innenrüttler ausreichend kräftig sind. Es ist zu beachten, dass die Wirkung des Fliessmittels nur begrenzt ist (ca. 0.5 bis 1.0 h je nach Witterung).
- Die Rüttelflasche ist durch die zu verdichtende Schüttung hindurch noch etwa 10 bis 20 cm tief in die untere, bereits verdichtete Schicht einzutauchen, damit ein guter Anschluss der einzelnen Lagen entsteht.
- Der Abstand der Tauchstellen ist so zu wählen, dass sich die Wirkungsbereiche etwas überschneiden und der frisch eingefüllte Beton überall ausreichend verdichtet wird. Der Abstand der Innenrüttler von der Aussenschalung sollte 10 bis 20 cm betragen.
- Die etwa 3 bis 4 Stunden nach dem Betonieren entstehenden Schrumpfrisse sind, unmittelbar nach dem Entstehen mit einer Glättkelle, zu schliessen.

Nachbehandlung

Der Beton ist gegen schädliche Einflüsse zu schützen:

- Gegen starkes Abkühlen: Abdecken mit Matten (Folie mit Styroporkern).
- Gegen Erwärmen und Austrocknen (Sonne, Wind): Nässen oder Abdecken mit Folie.
- Gegen starken Regen: Abdecken mit Folie.
- Gegen Schwingungen und Erschütterung: Durch entsprechende Arbeitsweise.

5.3.6.2.2 Betonieranweisung für den Leichtbeton

Die Betonieranweisung für den Normalbeton gilt auch für den Leichtbeton mit folgenden Ergänzungen:

Verarbeitung

Leichtbeton neigt eher zum **Entmischen** als Normalbeton: Deshalb freien Fall vermeiden. Die Höhen der einzelnen Schüttlagen sollten 50 cm nicht überschreiten. Beton nicht mit Rüttlern verteilen, d.h. Schüttstellen in geringerem Abstand vorsehen.

Beim Leichtbeton ist ein höherer Rüttelaufwand erforderlich, da durch die kleinere Rohdichte die Auflast geringer ist. Den Abstand der Tauchstellen des Rüttlers nur halb so gross wählen wie bei Normalbeton. Beim lagenweisen Rütteln soll die vorhergehende Rüttellage nochmals in ihrer ganzen Höhe erfasst werden. Besonders wichtig ist das Nachverdichten der obersten Schüttlage. Eine besonders sorgfältige Nachbehandlung ist erforderlich: Die Oberfläche muss vor zu schnellem Austrocknen und Temperaturstürzen bewahrt werden:

Fahrbahnplatte mit isolierten Gummimatten abdecken und aufsprühen eines Schutzfilms. Bodenplatte: Schutzfilm aufsprühen:

Prüfung

Von jedem Fahrzeug sind auf der Baustelle zu prüfen:

- **Konsistenz**:
  Ausbreitmass vor und nach Zugabe des Betonverflüssigers messen Grenzen wie bei Normalbeton.
- **Rohdichte**
  Die Rohdichte des Frischbetons ist zu überprüfen: sie muss zwischen 17.5 und 19.5 MN/m^3 liegen.
- **Temperatur**
  Die Temperaturen des Frischbetons an der Einbaustelle sollen in der Regel bis + 25 °C betragen, im Einzelfall bis maximal + 30 ° C.
  Bei jedem Vorbauabschnitt werden 3 bis 6 Erhärtungswürfel hergestellt sowie 6 Gütewürfel (3/28 Tage 3/56 Tage). Die Erhärtungswürfel müssen auf dem frischen Beton unter der Gummimatte und unter Bauwerksbedingungen gelagert werden.

5.3.6.3 Vorspannung

Die volle Vorspannung darf frühestens 36 Stunden nach dem Betonieren aufgebracht werden. Die Bauwerksfestigkeit wird über die Erhärtungswürfel (3 Stück) nachgewiesen und muss grösser gleich 32 N/mm^2 betragen.

Die Fahrbahnplatte wird gemäss Spannanweisung zu 50 % vorgespannt; hierfür muss die Betonfestigkeit mindestens 20 N/mm^2 betragen. Nach dem Vorspannen der Fahrbahnplatte werden die Längsspannglieder zu 100 % und parallel hierzu die Querspannglieder der Bodenplatte ebenfalls zu 100% vorgespannt.

Die Vorspannkraft wird über den hydraulischen Pressendruck und die Ausziehwege kontrolliert.

Für jedes Spannglied sind entsprechende Spannprotokolle anzufertigen.

Die Reihenfolge der Vorspannung muss gemäss den Vorgaben auf den Spannanweisungen durchgeführt werden.

5.3.6.4 Verpressarbeiten der Spannglieder

Alle Spannglieder sollten nach erfolgter Vorspannung innerhalb der nach den Richtlinien vorgeschriebenen Frist von 4 Wochen verpresst werden. Von einer bestimmten Bauphase an verkürzte sich die Verpressfrist für die Längsspannglieder aus statischen Gründen meist auf 10 Tage.

Der Verpressmörtel wird unter Verwendung eines Mischers zubereitet.

Das Einpressen darf erst beendet werden, wenn am Auslauf des Spannkanals in genügender Menge Einpressmörtel ausgeflossen ist.

Verpressarbeiten der Längsspannglieder

Mit dem Verpressen der ersten Längs-Spannglieder mit einer Länge von ca. 14 m wird begonnen. Der Einpressmörtel muss den Anforderungen gemäss Richtlinien entsprechen.

Wird bei einem Spannglied bei Überprüfung der Durchgängigkeit eine Verstopfung registriert, ist es erforderlich, das Verpressen mittels Vakuum-Verfahren vorzunehmen, wobei allerdings zuvor die Funktionsfähigkeit des Vakuum-Verpress-Verfahrens an einem frei durchgängigen Spannglied demonstriert werden muss. Im zunehmenden Abfall der Tauchzeit des eintretenden Mörtels im Vergleich zur Tauchzeit des austretenden muss befürchtet werden, dass von einer bestimmten Verpresslänge an der Tauchzeitabfall so gross werden wird, dass die geforderte Mindesttauchzeit von 30 sec nicht mehr erreicht wird.

Der Tauchzeitabfall kann eine ganze Reihe von Ursachen haben. Grundsätzlich kann unterschieden werden zwischen Einflussfaktoren, die mit den äusseren Verpressumständen zusammenhängen und solchen, die einzig mit den Verpressbedingungen beim Verpressvorgang eines Spanngliedes verknüpft sind. Die Ersteren seien im Folgenden dargelegt, wobei jeweils auch die Lösung zur Eingrenzung mitdiskutiert wird:

- Wasser im Hüllrohr:
  muss jeweils durch Ausblasen mit Druckluft bei $P \leq 3$ bar beseitigt.
- Fehlerhafte Zementlieferung:
  darf nicht verarbeitet werden
- Mischer defekt:
  einen anderen Mischer derselben Mischerbauart verwenden
- Einpresshilfe:
  z.B. Tricosal 181 verwenden,
  Dosierung stets nach den Angaben der Eignungsprüfung.
- Spannstahl:
  Spannstahl von jedem Coil prüfen.
- Anmachwasser:
  Leitungswasser der Stadt / Gemeinde
  Änderung der Zusammensetzung ist auszuschliessen.
- Nettoverpressquerschnitt:
  richtige Hüllrohrdurchmesser zur Anzahl der Litzen verwenden

Aus empirischen Verpressversuchsreihen abgeleitet, sollten folgende Bedingungen für einen erfolgreichen Verpressablauf eingehalten werden:

- Die Tauchzeit des eintretenden Mörtels sollte zwischen 50 und 70 sec. liegen.
- Die Verpressstrecke sollte pro Mischer 100 m nicht überschreiten.
- Die Durchflussgeschwindigkeit des Mörtels sollte bei 7m/min liegen.
- Der Verpressdruck sollte am Mischer nicht über 10 bar ansteigen.

Um den aufgeführten Bedingungen zu entsprechen, sind verschiedene Massnahmen erforderlich:

- Die Entlüftungsrohre am Spann- und Festanker sollten 1 Zoll Durchmesser aufweisen. Diese Massnahme verringert den Druckaufbau im Zuleitungsschlauch vom Mischer bis zum Einlaufrohr.
- Am Auslaufrohr oder an einer Zwischenentlüftung sollten bei Verpressbeginn ca. 15 l Wasser in das Spannglied eingefüllt (entspricht der Benetzung des Hüllrohrs: innenwandig gemäss Richtlinie). Auf diese Weise soll ein Ansteifen der Mörtelspitze bedingt durch Wasserentzug infolge einer trockenen Hüllrohrinnenwandung verhindert werden. Das Ansteifen könnte zu einem Druckanstieg im Hüllrohr und somit auch, optisch erkennbar, am Mischermanometer führen.
- Der Verpresszeitpunkt sollte stets so gewählt werden, dass während der Verpressarbeiten mit möglichst geringen Temperaturschwankungen zu rechnen ist, d.h. während der heissen Sommermonate sollte bereits morgens um 6h mit dem Verpressen begonnen werden, so dass bis zum Erreichen der Tageshöchsttemperaturen die Verpressarbeiten beendet sind. Diese Massnahme verspricht eine weitgehend gleichbleibende Konsistenz des Verpressmörtels im Zeitraum der Verpressarbeiten. Ein unkontrolliertes Ansteifen des Mörtels, das sich in einer Zunahme der Tauchzeit niederschlägt, und damit verbunden ein Anstieg der Verpressdrücke, können auf diese Weise verhindert werden.
- Die gewünschte Durchflussgeschwindigkeit wird erreicht durch den Einsatz von 2 Mischern. In der Verpressphase wird in der Weise verfahren, dass der 1. Mischer am Spanngliedende angeschlossen wird, während der Anschluss des 2. Mischers an der maximal 20 m entfernt liegenden 1. Zwischenentlüftung erfolgt. Der 2. Mischer sollte allerdings erst pumpen, wenn die Mörtelspitze die 1. Zwischenentlüftung passiert hat.
- Die Verpressabschnitte sollten kurz gehalten werden:
  Bei sehr langen Spanngliedern kann die Verpresslänge in zwei nahezu gleichlange Abschnitte aufgeteilt werden, indem an der Etappengrenze der Grundetappe die Spannglieder angebohrt werden und in die Bohrungen Entlüftungsrohre eingesetzt werden. Der Verpressvorgang läuft dann wie vorher beschrieben ab.

5.4 Bogenbrücke im Freivorbau

5.4.1 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Kastenquerschnitt: Talbrücke Wilde Gera

5.4.1.1 Entwurfskenngrössen

Im Zuge des Neubaus der Bundesautobahn A71 Erfurt-Schweinfurt war die Errichtung einer Brücke über das tiefe Tal der Wilden Gera (bis zu 110 m über dem Talgrund) erforderlich. Als Verwaltungsentwurf war die in Bild 5-22 dargestellte Balkenbrücke mit Stahlbeton-Hohlpfeilern vorgesehen.

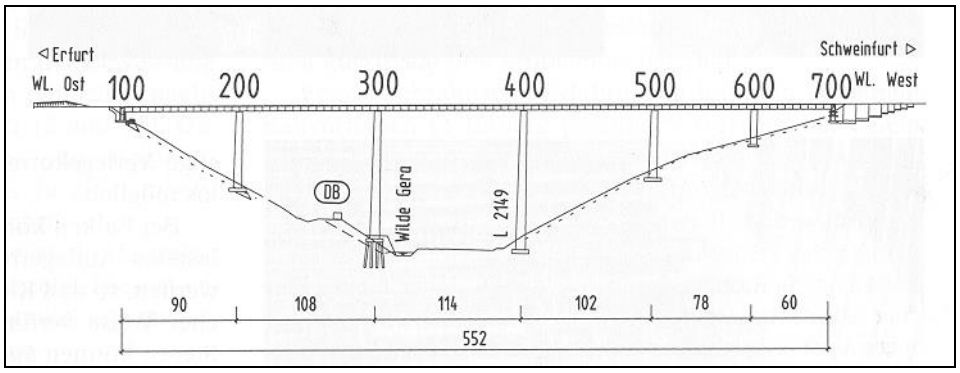


Bild 5-22: Balkenbrücke des Verwaltungsentwurfs (nicht ausgeführt) [3]

Die Stützweiten betragen 90 + 108 + 114 + 102 + 78 + 60 = 552 m; die Konstruktionshöhe des Überbaus nimmt dabei von 5 m im Talfeld auf 3,79 m zu den Widerlagern hin ab. Der Pfeiler in Achse 300 sollte auf Grossbohrpfählen gegründet werden. Da im Talgrunde der Achse 300 eine Deponie vorhanden war, wurde eine Deponieverlagerung geplant.

Aufgrund wirtschaftlicher und ästhetischer Gründe wurde jedoch der in Bild 5-23 dargestellte Sondervorschlag einer Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn ausgewählt und ausgeführt.

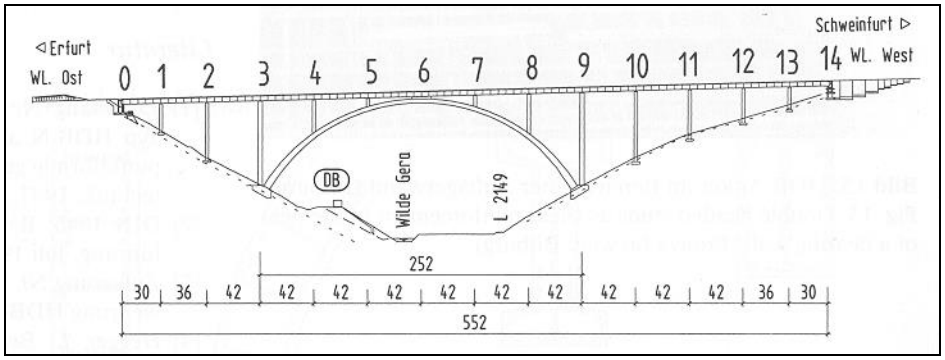


Bild 5-23: Bogenbrücke des Sondervorschlags [3]

Die Verlagerung der Deponie ist nicht erforderlich, da in Achse 300 keine Gründung erfolgt. Besondere Sicherungsmassnahmen im Bereich des Bahndammes der DB und der Landesstrasse L2149 entfallen ebenfalls.

5.4.1.2 Bogenherstellung im Freivorbau

Als Bogenquerschnitt wurde der 10,3 m breite, zweizellige Hohlkasten mit Wandstärken von 30 – 40 cm des Bild 5-24 gewählt. Die Bauhöhe beträgt am Kämpfer 5,50 m und verringert sich bis zum Scheitel auf 3,30 m.

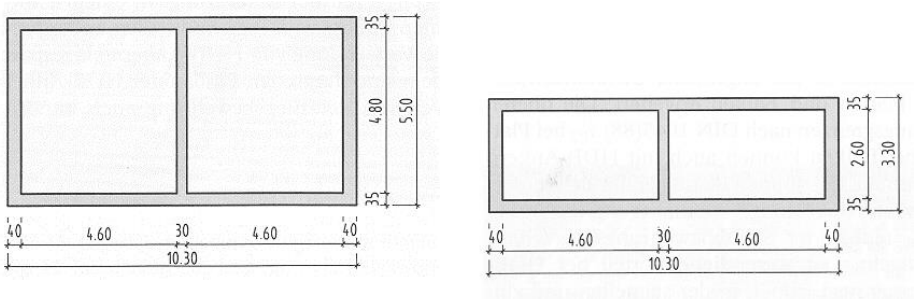


Bild 5-24: Bogenquerschnitt am Kämpfer (links) und am Scheitel (rechts) Bogenquerschnitt am Kämpfer (links) und am Scheitel (rechts) [3]

Ein Massivbogen (Beispiel: Kylltalbrücke mit einem 223 m weit gespannten Bogen, vgl. Kapitel 5.4.2) wäre leichter zu bewehren und zu betonieren gewesen, hätte jedoch durch sein höheres Gewicht aufwändigere Abspannmassnahmen erfordert.



Bild 5-25: Bogenherstellung in 24 Takten je Bogenhälfte mit Vorbauwagen

Jede Bogenhälfte wurde im Freivorbau von den Kämpfern beginnend in 24 Takten hergestellt (siehe Bild 5-25); anschliessend wurde der Bogen mit einem Schlusstakt im Scheitel geschlossen. Die Abschnittslängen betrugen 6 m (mit einem Gewicht bis zu 1900 kN), wobei die einzelnen Takte gerade waren, so dass sich die polygonzugartige Bogenform ergab.

Für die Herstellung der einzelnen Bogentakte wurde ein Vorbauwagen eingesetzt. Der Vorbauwagen hat die Aufgabe, die Schalung und Betonierlasten dem vorhergehenden Takt zu übertragen. Mittels Abspannungen (bis zu 1500 kN pro Litzenspannglied) werden die grösser werdenden Auskragungen über die Kämpferpfeilerachsen hinaus nach hinten zurückgehängt. Die verschiedenen Bauzustände sind in Bild 5-26 dargestellt.

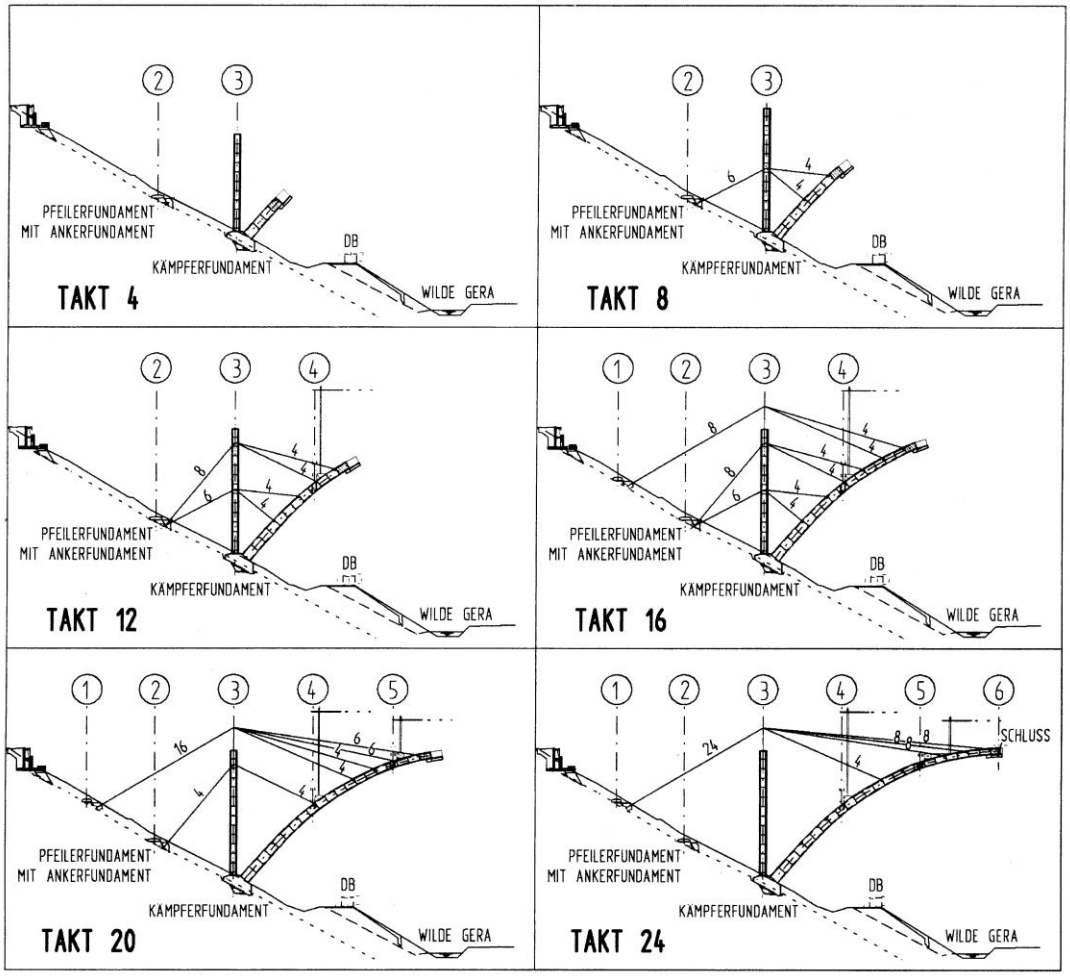


Bild 5-26: Abspannsystem des Bogens im Bauzustand [3]



Bild 5-27: Hilfspylon auf Kämpferpfeiler [3]



Bild 5-28: Ankerfundament [3]

Ab dem jeweils 13. Takt waren zusätzliche Hilfspylone auf den Kämpferpfeilern notwendig, um eine ausreichende Neigung der Abspannung zu erzielen (Bild 5-27). Die Einleitung der Rückhängekräfte der Bogenhälften wurde mit Felsankern in den Achsen 1 und 2 sowie 10 und 11 realisiert. Im Fundament wurden Übergreifungsstösse zwischen der Abspannung und den Felsankern ausgebildet; die Abspannung wurde über Koppelanker angeschlossen (Bild 5-28).

Im Bereich der später herzustellenden Bogenpfeiler in den Achsen 4, 5, 7 und 8 wurden für die Herstellung des jeweils folgenden Bogenabschnittes Krane aufgebaut, die bei der statischen Berechnung und insbesondere bei der Verformungsberechnung zu berücksichtigen waren.

Nach dem jeweils 24. Takt pro Bogenhälfte, also im frei auskragenden, abgespannten Zustand, erfolgte direkt vor dem Betonieren des Schlussstückes ein vorgezogener Bogenschluss mit einem Stahldruckstück. Durch geringfügiges Ablassen der Abspannung wurde das Stahldruckstück so auf Druck beansprucht, dass die Beanspruchungen aus Temperaturschwankungen während des Erhärtens des Schlussstückes aufgenommen werden konnten.

5.4.1.3 Mess- und Spannprogramm

Ein detailliertes Messprogramm protokollierte in jeder Bauphase alle Daten, die auf die Verformungen einen signifikanten Einfluss haben:

- die Temperaturen in den Abspannseilen und den Betonbauteilen,
- die Schiefstellung der Kämpferpfeiler und Hilfspylone mittels Pendel und
- die Höhenlage und Verdrehung der Kämpferfundamente und Erdankerblöcke.

Kleine Abweichungen des Ist-Zustandes vom Soll-Zustand (bis 2 cm) wurden sofort ausgeglichen, grössere Abweichungen nach einem festgelegten Schema auf mehrere Takte verteilt.

Für jeden Takt wurde ein umfangreiches Spannprotokoll für die Abspann-, Rückhänge- und Erdankerebene aufgestellt, das auch ein eventuell erforderliches Nachspannen oder Ablassen bereits eingebauter Spannkabel beinhaltete. Die Spannungen in bereits eingebauten Spannkabeln wurden teilweise mittels Pressen überprüft, da eine Beeinflussung durch das Anspannen neuer Kabel vorhanden ist und so auch eine Überprüfung der Rechenannahmen möglich war.

5.4.2 Ausführungsbeispiel – Bogen mit Vollquerschnitt: Kylltalbrücke

5.4.2.1 Bauwerkskenngrössen

Bauwerksentwurf

Durch die Verlängerung der Bundesautobahn A60 von Bitburg in Richtung Westen musste das Kylltal mit einer insgesamt 645 m langen Brücke überquert werden; die grösste Höhe über dem Talgrund betrug 93 m. Aus hydraulischen Gründen und aus Gründen des Landschafts- und Naturschutzes waren Einbauten im Talgrund nicht zugelassen, so dass das Tal mit Hilfe eines 223 m weit gespannten Bogens mit aufgeständerter Fahrbahn überbrückt wurde. In der Ansicht (Bild 5-29) erkennt man das infolge Seitenerosion auf 80 m aufgeweitete Flussbett und die beidseitig etwa 20° geneigten Hänge.

Konkurrierende Entwürfe waren eine Stahlbrücke mit einem 160 m langen Mittelfeld, eine gevoutete Balkenbrücke mit einem 160 m langen Mittelfeld und eine Bogenbrücke mit einer Spannweite von 270 m. Nach Würdigung der Kriterien Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit, Unterhaltung und Gestaltung fiel die Entscheidung zugunsten des 223 m weit gespannten Bogens. Neben der gelungenen Gestaltung spricht für diesen Entwurf, dass die Brückenabschnitte in den Hangbereichen 40 m weit spannen und deshalb mit dem vorgesehenen Plattenquerschnitt kostengünstig herstellbar sind. Da diese Abschnitte etwa zwei Drittel der Brückenlänge ausmachen, stellen die hierfür eingesparten Kosten einen Ausgleich für den teureren Bogen dar. Die Kylltalbrücke kostete ca. 50 Mio. CHF, d.h. etwa 2400 CHF pro Quadratmeter Brückenfläche.

Die Kylltalbrücke besitzt zwei getrennte Richtungsfahrbahnen mit einer Breite von je 14,75 m und ist im Grundriss gerade trassiert. Im Bereich des Bogens ist die Fahrbahn in Abständen von 34 m aufgeständert. An den Bogen schliessen auf der Westseite sechs Felder (5*40m, 1*30m) und auf der Ostseite fünf Felder (3*40m, 1*30m, 1*28m) an.

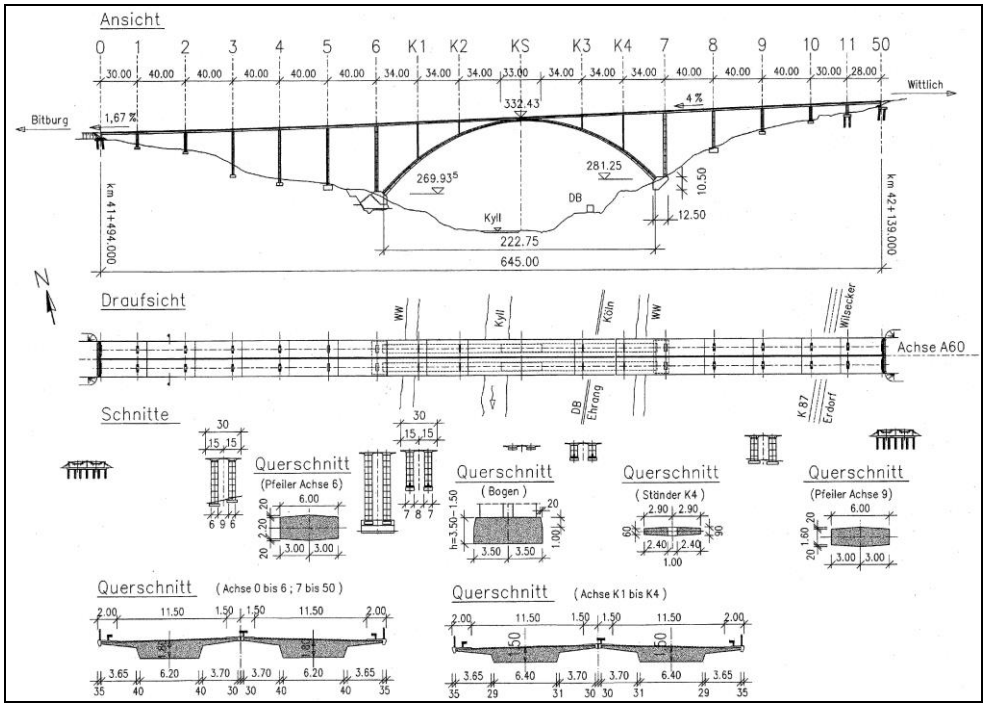


Bild 5-29: Übersicht Kylltalbrücke [4]

Gründung

Die Widerlager sind Kastenwiderlager auf Bohrpfahlgründung. Sie besitzen eine gemeinsame Pfahlkopfplatte für beide Fahrbahnen; die aufgehende Konstruktion ist jedoch in der Mitte durch eine Raumfuge getrennt. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 1,2 m, sind mit 1:10 leicht geneigt und haben eine maximale Länge von ca. 9,5 m. Sie tragen Ihre Lasten überwiegend in den anstehenden Fels ab.

Baustoffe, Mengen

Tabelle 5-8: Hauptmengen

Baustoff	Bauteil	Menge
Beton B45	Überbau	25000 m^3
Beton B45	Bogen	9000 m^3
Beton B35	Kämpfer	6000 m^3
Beton B35	Unterbauten	6000 m^3
Betonstahl BSt 500 S	ganze Brücke	5260 t
Spannstahl St 1470/1670	ganze Brücke	715 t
Abspannung St 1470/1670	Abspannung	200 t
Abspannung St 1570/1770	Abspannung	200 t

Pfeiler, Ständer, Bogen, Überbau

Die massiv ausgeführten Normalpfeiler mit einer maximalen Höhe von ca. 47 m sind 6 m breit. Ihre Dicke beträgt in der Mitte 2,0 m, an den Rändern 1,6 m. Die Kämpferpfeiler in den Achsen 6 und 7 (vgl. Bild 5-29 Mitte) sind – wegen Ihrer grösseren Höhe von 54 m – mit 2,6 m dicker. Im Gegensatz zu den Pfeilern sind die Bogenständer mit einer Dicke von 0,6 m - 0,9 m bei einer Breite von 5,8 m sehr schlank. Die Kämpferpfeiler ruhen jeweils auf einem gemeinsamen Fundamentblock, für den bis zu ca. 3000 m^3 Beton (28 m x 10,5 m x 12,5 m) benötigt wurden.

Die beiden parallelen Bögen (Achsabstand = 15 m) sind über die gesamte Spannweite von 222,75 m konstant 7,0 m breit. Der Bogenquerschnitt ist – im Gegensatz zu der im Abschnitt 5.4.1 vorgestellten Talbrücke Wilde Gera – massiv ausgebildet, so dass der Bogen enorm schlank ausgebildet werden konnte. Die Bauhöhe des Bogens beträgt an den Kämpfern 3,5 m und verringert sich bis zum Scheitel auf 1,5 m. Im Scheitel ist der Bogen auf einer Länge von ca. 33 m monolithisch mit dem Überbau verbunden.

Dieser Punkt ist ein Festpunkt des insgesamt über 18 Felder durchlaufenden Systems des Überbaus. Ebenfalls fest in den Überbau eingespannt sind die Pfeiler und Ständer in den Achsen 5 bis 7; die Achsen 4 und 8 besitzen in Längsrichtung feste Lager. Die übrigen Achsen sind in Längsrichtung beweglich ausgebildet. Der Überbau besteht aus in Längsrichtung beschränkt vorgespannten und in Querrichtung schlaff bewehrten Plattenquerschnitten. Die Bauhöhe der Platten beträgt 1,5 m über dem Bogen und 1,8 m ausserhalb des Bogens (vgl. Bild 5-29 bis Bild 5-32).

5.4.2.2 Bauverfahren

Interaktion zwischen Bogen und Überbau

Wegen der grossen Schlankheit muss der Überbau zur Stabilisierung des Bogens beitragen, weswegen die Ständer sowie der Bogenscheitel biegesteif an den Überbau angeschlossen wurden. Das Bauverfahren musste deshalb so konzipiert werden, dass der Bogen erst dann von sämtlichen Baubehelfen freigesetzt wird, wenn nach Fertigstellung des Überbaus das vollständige Rahmensystem funktioniert.

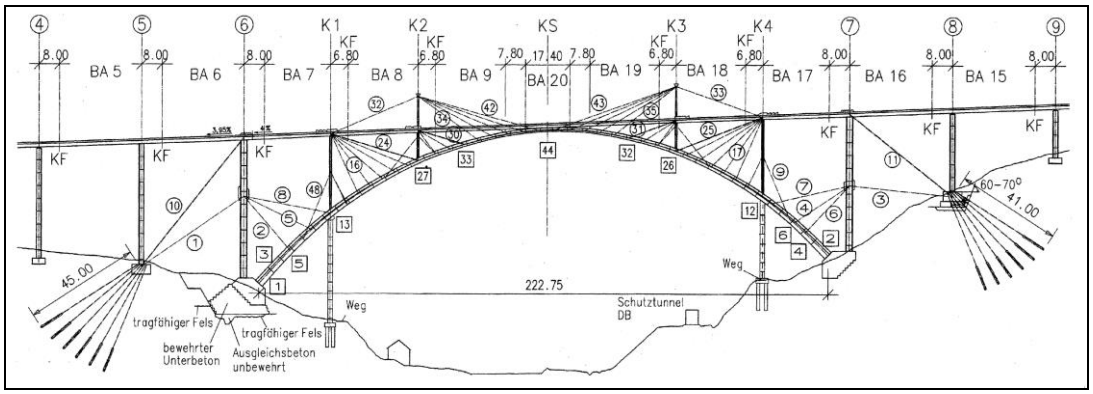


Bild 5-30: Übersicht der Bauabschnitte [4]

Der Bogen wurde jeweils halbseitig im Freivorbau mit Rückspannungen hergestellt, deren Kraft über Anker in das Erdreich eingeleitet wurde (vgl. Bild 5-30). Er wurde in 44 Bogenabschnitte unterteilt, von denen 22 auf der östlichen und 21 auf der westlichen Seite lagen; hinzu kam noch das Schlussstück (Bild 5-30). Die Regellänge der Bogenabschnitte, die mit einem Vorbauwagen hergestellt wurden, betrug 5,85 m (bis zu 3600 kN).

Die ersten drei Bogenabschnitte unmittelbar neben dem Kämpfer konnten wegen der steilen Neigung ohne Abspannungen hergestellt werden. Bild 5-30 zeigt neben der Einteilung der Bauabschnitte auch die vollständige Abspannung für den weiteren Vorbau. Die dargestellten Seilpositionen sind entsprechend den statischen Erfordernissen jeweils nur zum Teil gemeinsam aktiviert gewesen. Bild 5-32 zeigt Bauzustände des weiteren Vorbaus und deren Seilabspannungen.

Der Überbau wurde feldweise, jeweils am Widerlager beginnend, auf Vorschubrüstung bis zum Erreichen der Bogenständer in den Achsen K1 und K4 hergestellt (Bild 5-32).

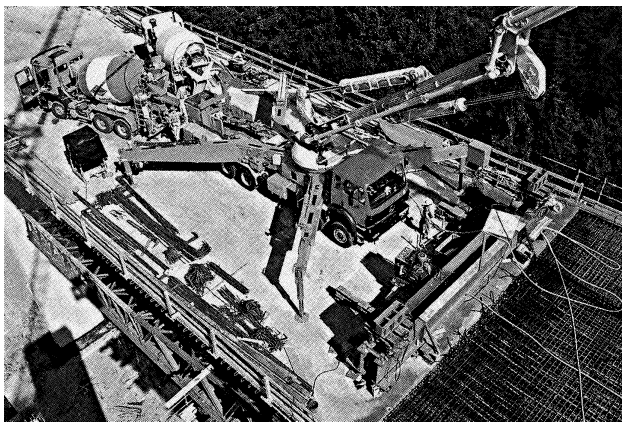


Bild 5-31: Betonieren des Überbaus mit Betonpumpe

Nach Fertigstellung des 9. Bogenabschnittes erhielt der Bogen unter dem äusseren Bogenständer (Achsen K1 und K4) eine Hilfsstütze. Danach konnte der Ständer in insgesamt sechs Schüssen betoniert und nach Vorfahren des Vorschubgerüstes der Überbauabschnitt hergestellt werden. Für den weiteren Vorbau des Bogens konnte nun auf dem Überbau verankert werden. Damit verbunden war der sukzessive Aufbau des Stranges zur Rückverankerung des Kragarmes im Baugrund (bis zu 27 Spannglieder mit je Z_{zul} = ca. 3 MN). Vorher waren jedoch nach Überschreiten der Achsen K2 bzw. K3 zunächst die inneren Bogenständer und die jeweils anschliessenden Überbaufelder auf Lehrgerüsten betoniert worden.

Nach dem Aufbau eines Hilfspylons über dem inneren Ständer (Achse K2 und K3), über den die Abspannungen der weiter auskragenden Bogenabschnitte umgelenkt wurden, konnte der Bogen bis zur Schlusslücke vorgebaut werden. Mit dem Bogenschluss wurden die Abspannseile soweit zurückgebaut, das die Überbaufelder 9 und 19 auf einem Lehrgerüst hergestellt werden konnten, wobei das Betonieren beider Felder synchron erfolgte, um eine ungünstige unsymmetrische Belastung des Bogens zu vermeiden. Mit Vervollständigung des Überbaus durch den letzten (20.) Überbauabschnitt wurde das angestrebte Rahmensystem erreicht und die noch verbliebenen Seile konnten gelöst werden.

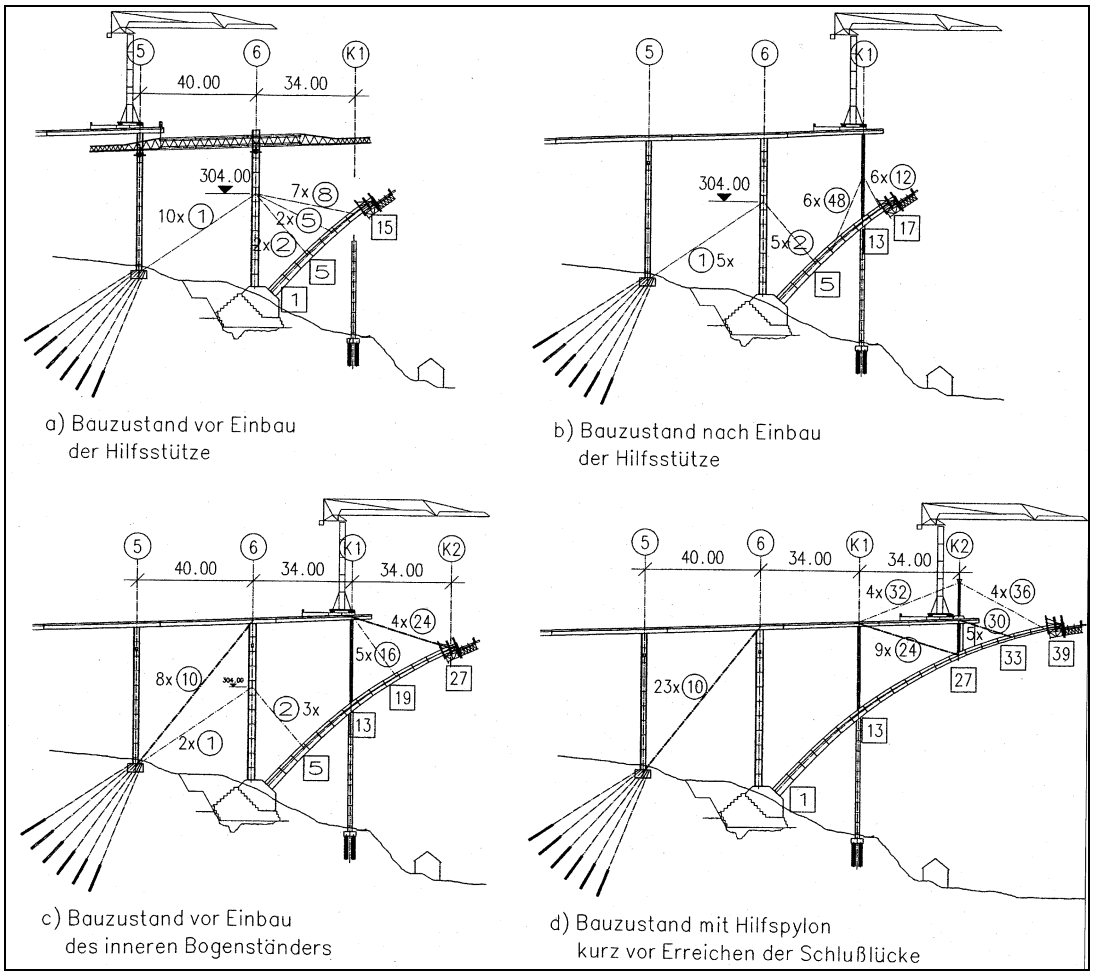


Bild 5-32: Verschiedene Bauzustände mit Seilabspannungen [4]

Alternative Herstellung der Überbauabschnitte 9 und 19 mit abgehängter Vorschubrüstung und Klappschalung

Die nachfolgend beschriebene Herstellung der Überbauabschnitte 9 und 20, also der Felder neben dem Schlussstück, mit abgehängter Vorschubrüstung und Klappschalung - und nicht wie geschehen mit einem Lehrgerüst - wurde nicht ausgeführt. Der Einsatz der Vorbauwagen wäre insbesondere in Betracht gekommen, wenn die Brückenbögen genauso breit wie die Pfeiler (6 m) gewesen wären; der Brückenentwurf hätte – zumindest in diesem Punkt - das Bauverfahren berücksichtigen müssen. Vermutlich hat die ausführende Arbeitsgemeinschaft ausserdem auf vorhandene Vorbauwagen zurückgegriffen.

Erforderlich ist die in Bild 5-33 dargestellte Abhängekonstruktion für den Vorbauschnabel. Diese Abhängekonstruktion wird so platziert, dass die Vorschubrüstung jeweils am zur Brückenmitte hin gelegenen Ende der Überbauabschnitte 9 und 19 aufgelagert werden kann. Da der darunter liegende Bogen bei dieser Lage der Vorschubrüstung das Aufklappen der Schalung behindert, muss der Vorbauwagen nach Herstellung des Überbauabschnittes 9 bzw. 19 (Bild 5-34) soweit zurückgefahren werden, dass die Klappschalung sich segmentweise (z.B. 5 m) öffnen lässt. Mit geöffneter Klappschalung kann einer der beiden Vorbauwagen dann vor bis zum Überbauabschnitt 20, dem Schlussstück, für die Herstellung der Kragarme (Bild 5-35) fahren.

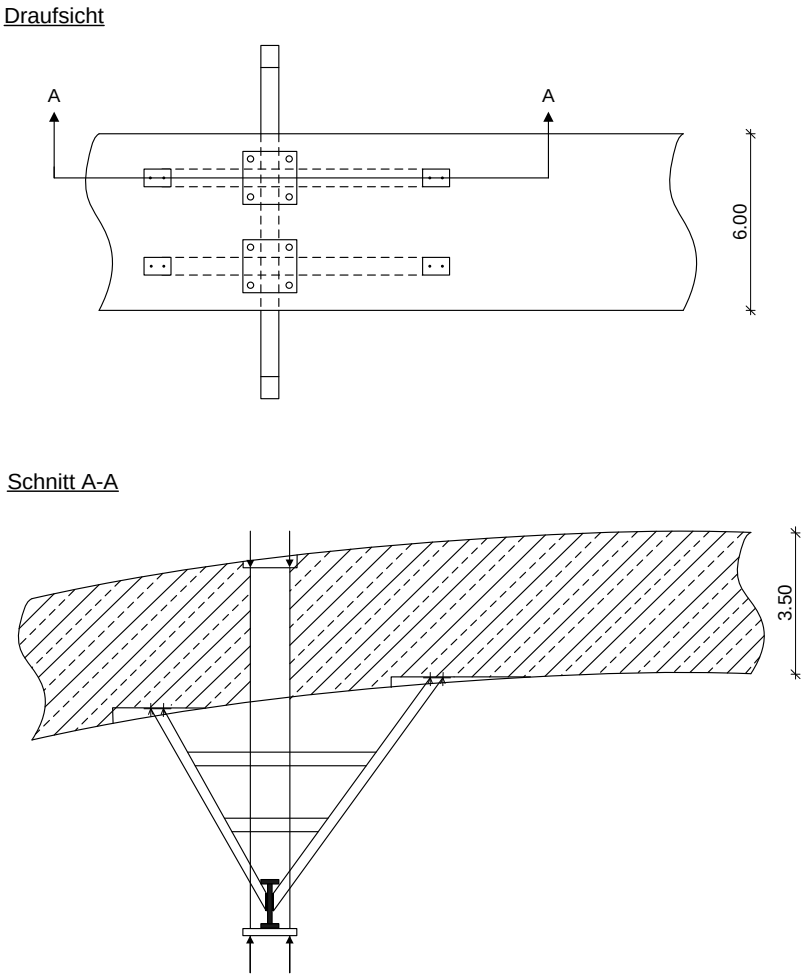


Bild 5-33: Abhängekonstruktion für Vorbauschnabel

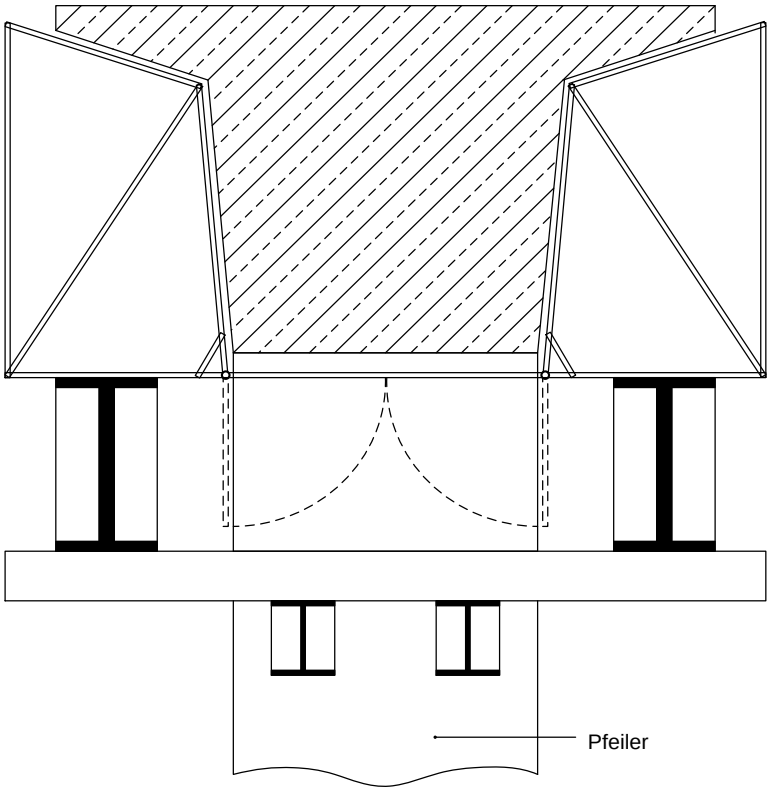


Bild 5-34: Klappschalung geschlossen

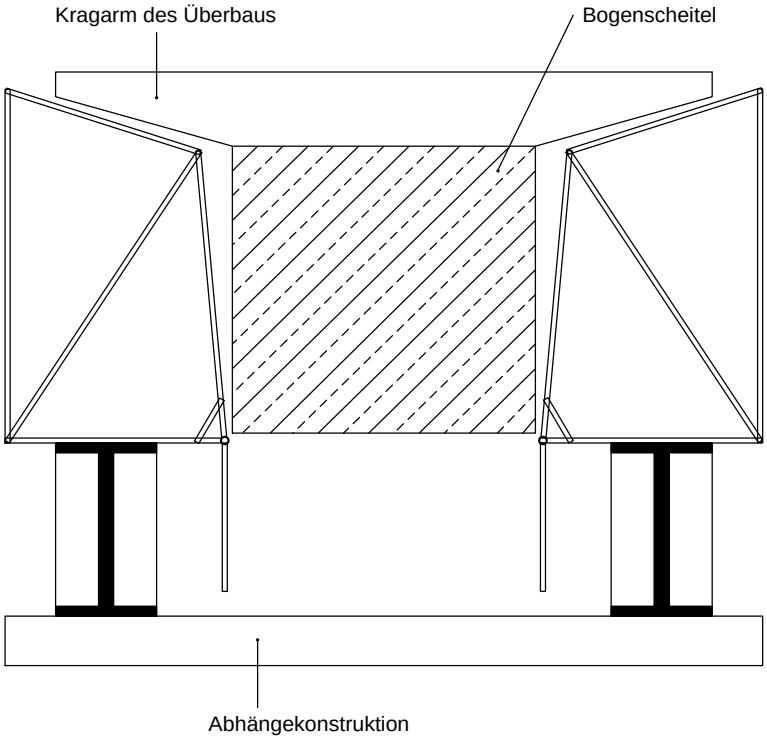


Bild 5-35: Klappschalung geöffnet zur Herstellung der Kragarme in Überbauabschnitt 20

Bauablauf und Einsatz von Vorbauwagen und Vorschubrüstungen

Der Bauablauf hatte sich an der Terminvorgabe zu orientieren, nach der ab Frühjahr 1998 eine der beiden Überbauten für Erdtransporte zur Verfügung stehen musste (zum Vergleich: Vergabe des Bauauftrages im August 1994). Aus diesem Grund wurde zunächst die nördliche Fahrbahn vorrangig in Angriff genommen; der Bogen wurde mit zwei Vorbauwagen von beiden Kämpfern aus hergestellt. Der Überbau, ebenfalls von beiden Widerlagern aus beginnend, folgte mit Hilfe von zwei Vorschubrüstungen so, dass er rechtzeitig vor Fertigstellung der äusseren Bogenständer die Kämpferpfeiler erreichte. Mit einem zeitlichen Versatz von ca. 6 Monaten wurden die beiden Bogenhälften der südlichen Fahrbahn unter Einsatz eines 3. und 4. Vorbauwagens begonnen. Die Herstellung des Überbaus der Südfahrbahn konnte dagegen mit den Vorschubrüstungen, die bereits bei der Nordfahrbahn eingesetzt und rechtzeitig frei geworden waren, erfolgen. Ebenso konnten die Standrüstungen für die restlichen Überbauabschnitte über dem Bogen für die beiden Fahrbahnen nacheinander eingesetzt werden.

Arbeitsanweisungen und Kontrollen

Bei der Herstellung der einzelnen Bauabschnitte des Bogens waren zahlreiche, oft voneinander abhängige Arbeitsschritte zu berücksichtigen, so dass detaillierte Arbeitsanweisungen ausgearbeitet werden mussten. Wesentlichste Teile dieser Arbeitsanweisungen waren die Angaben über Kräfte und Wege beim Spannen der Seile, um die in der Statik festgelegten Kräfte möglichst genau einzustellen, und die Vermessungswerte zum Einrichten des Schalwagens sowie zur Lagekontrolle nach den Spannarbeiten.

Zur schnellen Reaktion auf die Messprotokolle wurde zwischen Baustelle und technischem Büro die Möglichkeit der elektronischen Datenübertragung geschaffen. Die Auswertung der Messwerte erfolgte mit speziell entwickelter Software; je nach Grösse der Abweichungen wurden für den nächsten Bauabschnitt Korrekturen für die Überhöhung vorgeschlagen.

Literaturverzeichnis

[1] Podolny, W.; Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York, Wiley, 1982.

[2] Knop, D.; Urban, J.: Neue, frei vorgebaute Spannbetonbtücken über den Rhein in Köln-Deutz, Konstanz und Weil. In: Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980), Heft 7, S. 153 – 160.

[3] Wölfel, R. von: Talbrücke über die Wilde Gera – Bogenschluss vollzogen. In: Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 12, S. 546 – 550.

[4] Zichern, T.; Frankort, H.: Die Kylltalbrücke mit 223 m weit gespanntem Bogen. In: Bauingenieur 73 (1998), Heft 9, S. 381 – 393.

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 6

ORTBETONBAUWEISE MITTELS TAKTSCHIEBEVERFAHREN

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

6 Ortbetonbauweise mittels Taktschiebeverfahren 151
6.1 Einführung 151
6.2 Bauablaufphasen 153
6.3 Stationäre Überbauherstellung 155
6.4 Vorschubsystem 162
6.4.1 Vorbauschnabel 162
6.4.2 Vorschubeinrichtung 162
6.5 Praxisbeispiel – Talbrücke Schnaittach 166
6.6 Praxisbeispiel – Schiebetechnik im Brückenbau [3] 170
Literaturverzeichnis 175

6 Ortbetonbauweise mittels Taktschiebeverfahren

6.1 Einführung

Das Taktschiebeverfahen wurde erstmals 1963 in Venezuela angewendet.

Das Prinzip ist wie folgt: In stationären Schalungen werden hinter dem Widerlager Segmente mit Längen zwischen 10 und 30 m in Ortbeton erstellt. Jedes Element wird direkt an das vorangehende anbetoniert und nach genügender Druckfestigkeit an dieses vorgespannt. Die erstellten Elemente werden periodisch vorgeschoben um die nachfolgenden Elemente zu betonieren. Normalerweise ist ein Wochentakt erforderlich, um ein Element zu betonieren und vorzuschieben, unabhängig von dessen Abmessungen. Der Takt wird so gelegt, dass die Aushärtung über das Wochenende erfolgen kann, um in der darauf folgenden Woche als erstes die Schalung zu lösen und das Element oder Feld vorzuschieben.

Zur Reduzierung der Schnittkräfte im Bauzustand während des Vorschubs durch ein Feld (Kragarm) bis zum Erreichen des nächsten Pfeilers wird ein Vorschubschnabel aus Stahl vor den ersten Betonierabschnitt gespannt (vgl. Bild 6-1).



Bild 6-1: Vorschubschnabel aus Stahl

Der Hauptunterschied verschiedener im Taktschiebeverfahren erstellten Brücken liegt im Schal- und Verschubsystem, welches durch die Brückengeometrie vorgegeben wird.

Tabelle 6-1: Gliederung Taktschieben

OB - Taktschieben	
Standardverfahren	**"kurvengängige Verfahren"**
Typ "Elstertal bei Pirk" Typ "Escher Wyss"	Typ "Schnaittach" (Hilfsstützen, Schalung drehbar)

Das Taktschieben eignet sich für gerade Brücken oder solche mit konstanter Krümmung (z.B. Val Ristel, Italien). Die Bedingung einer konstanten Krümmung betrifft sowohl die horizontalen wie auch die vertikalen Radien.

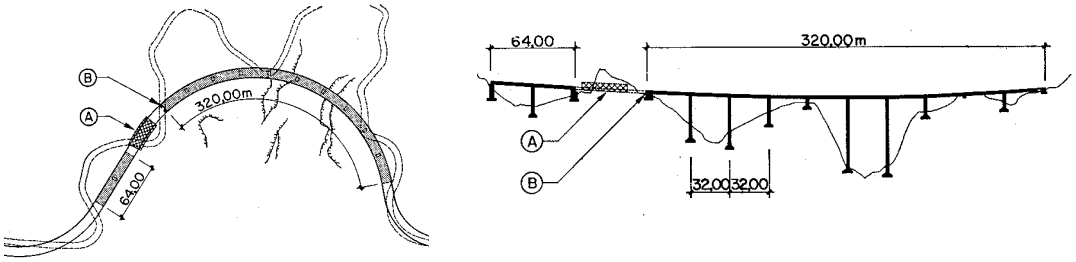


Bild 6-2: Val Ristel Viadukt, Italien [1]

Ist die Krümmung variabel, kann bis zu einem gewissen Masse mit Hilfsabstützungen eine Pfeilerauflagerverbreiterung erreicht werden (z.B. Brücke Schnaittach, Deutschland) und die Brücke konventionell vorgeschoben werden.

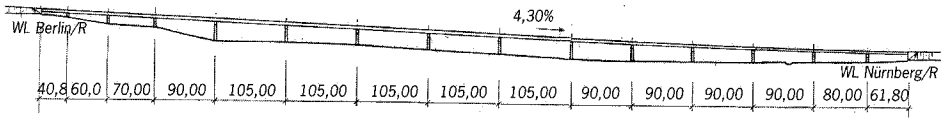


Bild 6-3: Schnaittach, D: Taktschieben steigend, Feldweite 90 und 105 m [2]

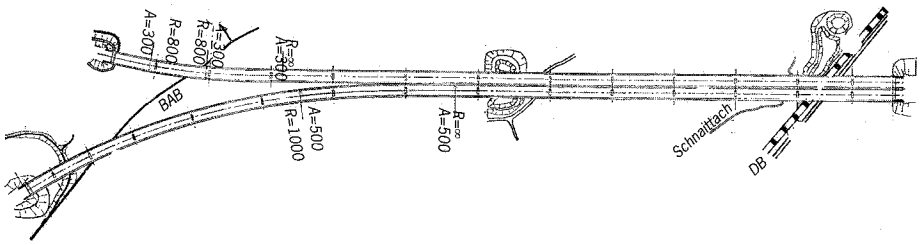


Bild 6-4: Schnaittach, D: Vorschub 13 Elemente, erste 3 als Polygonzug R=800 m [2]

Das Taktschiebeverfahren erfordert konstruktive Anpassungen am statischen Konzept. Die Momenten- und Querkraftbeanspruchung ändert sich laufend während des Vorschiebens. Um die ungünstige Beanspruchung aus Biegung zu reduzieren, wird der Kragarm im Regelfall durch einen Vorbauschnabel aus Stahl (Gewichtsersparnis) ersetzt.

Ein spezielles Schalungssystem ist erforderlich, damit der Vorschub aus der Betonierposition erfolgen kann, d.h. die Bodenplatte liegt im Betonierzustand bereits auf der

Verschubbahn auf. Die Schlankheit des Überbaus (Höhe zur Länge) beträgt zwischen 1/12 bis 1/13 der grössten Spannweite und weist eine konstante Höhe auf.

Die Vorteile bei diesem Verfahren liegen in der industriellen Produktion, die einerseits in der massiven Einsparung von Schalung und Rüstung, andererseits darin, dass nur eine stationäre Fertigungsstelle für den Überbau im Widerlagerbereich zu betreiben ist, während die Pfeiler zeitlich gestaffelt parallel entsprechend dem Vorschubfortschritt erstellt werden können. Die Stützweite und damit die Beanspruchung kann durch Hilfsstützen effektiv reduziert werden. Die Element- bzw. Abschnittsproduktion kann unter einem Schutzdach (ev. beheizbar) erfolgen, wodurch eine weitgehende Wetterunabhängigkeit erreicht wird. Die Qualität des Überbaus entspricht dann der einer Fertigung in einem Fertigteilwerk. Zudem sind keine grossen Kräne für die Montage erforderlich.

Die Nachteile bei diesem Verfahren sind die aufwändigen Installationen für den Vorschubprozess und die zusätzliche Bewehrung und Vorspannung infolge der sich verschiebenden Stützmomente. Anschliessend an die letzte Verschubetappe, wenn das andere Widerlager erreicht ist, muss zusätzliche Vorspannung für den statischen Gebrauchszustand eingebracht werden. Weil Herstellungsfehler (Ungenauigkeiten) kaum behoben werden können (sehr kostenintensiv), sind strenge Dimensionskontrollen erforderlich. Der Oberbau muss ein konstantes Verhältnis von Höhe zur Länge haben, was nur bei grossen Spannweiten eine schlechte Materialausnützung bedeutet. Hinter dem Widerlager muss eine Fläche vorhanden sein, die es erlaubt, die Segmente herzustellen. Wenn immer möglich, wird fallend geschoben. Bei Neigungen grösser als 4% sind spezielle Massnahmen zu treffen, um das unkontrollierte Abgleiten der Brücke zu verhindern. Bei geringeren Neigungen sind die Massnahmen von dem Reibungswiderstand abhängig.

6.2 Bauablaufphasen

Die prinzipiellen Bauablaufphasen des Taktschiebeverfahrens sind in Bild 6-5 dargestellt.

Die Herstellung der Brückenfeldabschnitte erfolgt in einer stationären Schalung hinter dem Widerlager. Nicht die Schalung bewegt sich von Feld zu Feld, sondern die Brücke wird wie aus einer Strangpresse hergestellt Stück für Stück. Diese Abschnitte werden nach Fertigstellungsrhythmus in die Endposition eingeschoben.

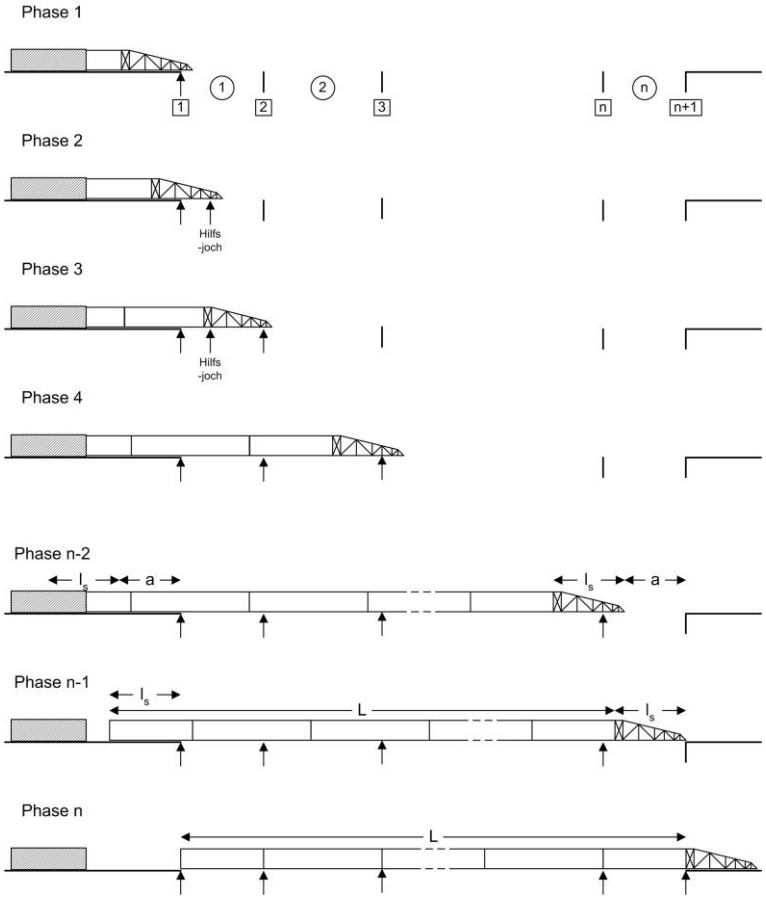


Bild 6-5: Phasen des Taktschiebeverfahrens

Phase 1: Vor der Herstellung des 1. Abschnitts wird zwischen stationärer Abschnittschalung und Widerlager der Vorbauschnabel installiert, so dass seine Spitze auf dem Widerlager und sein Koppelungsende an der Abschnittsschalung liegt. Der Schnabel wird an der Stirnseite des Kastenquerschnitts über einen Kopfplattenstoss biegesteif gekoppelt und mit Spanngliedern im Steg des Brückenkastens verankert.

Phase 2: Nach Herstellung und Erhärtung des ersten Betonierabschnitts wird die stationäre Kastenschalung abgesenkt und der Vorschub aus der Abschnittsschalung beginnt.

Phase 3: Dann wird der nächste Betonierabschnitt hergestellt und vorgeschoben. In den meisten Fällen ist die Abschnittsschalung ½ bis 1l eines Feldes. Je nach Länge der Endfelder der Brücke muss ein Hilfsjoch hergestellt werden, um den Schnabel abzusetzen, bis der zweite Betonierabschnitt zum Verschub fertig ist.

Die Endfeldgrösse, die Länge der stationären Abschnittsschalung sowie deren Abstand zum Widerlager bieten Optimierungspotential, um die wirtschaftlichste Lösung hinsichtlich Vermeidung eines Zwischenjochs zu suchen.

In den Folgephasen wiederholt sich dieser Zyklus, bis das gegenüberliegende Widerlager erreicht ist. Der Schnabel wird soweit hinter das Widerlager verschoben, bis der Betonquerschnitt über die Endlager geschoben worden ist. Dann wird der Schnabel mit „Stabelsockel“ unterfüttert, vom Brückenquerschnitt gelöst und demontiert.

Danach werden Auflagerwände an beiden Widerlagern ergänzt und sämtliche Montagepressen und Einrichtungen entfernt. Gleichzeitig wird die Brücke auf die endgültigen Lager gesetzt.

Infolge des Taktschiebens laufen fast alle Querschnitte über Stützen bzw. befinden sich in Feldmitte. Dies erfordert für den Bauzustand eine weitgehend zentrische Vorspannung, um das Stützen- und Feldbiegemoment an allen Querschnitten aufzunehmen. Zudem ergeben sich im ersten Feld relativ grosse Kragarmmomente beim Durchfahren eines neuen Feldes, bis das nächste Auflager erreicht wird.

Diese Bauzustandsschnittkräfte weichen erheblich vom Endzustand ab. Daher müssen nach Erreichen der endgültigen Vorschubposition am gegenüberliegenden Widerlager und Demontage des Schnabels meist folgende Maßnahmen getroffen werden:

- Zusätzliche parabelförmig angeordnete Feldvorspannung einziehen
- Möglicherweise müssen horizontal angeordnete Vorspannlitzen in der Druckzone der Stützen- und Feldbereiche ausgebaut werden, um die zulässigen Druckspannungen in der Druckzone unter Volllast nicht zu überschreiten.

Daher werden Leerhüllrohre für die parabelförmige Feldvorspannung vorgesehen. Zudem werden die temporären Spannglieder nicht verpresst, sondern nur mit einem temporären Korrosionsschutz versehen.

Für mittlere Stahlbrücken über 3 Felder wird oft die 3-Feld-Methode (Bild 6-6) angewandt. Bei dieser Methode wird die Brücke auf beiden Seiten montiert und beidseitig vorgeschoben. Damit reduziert sich das Kragmoment. Ein besonderes Problem bildet der „Knick“ in Feldmitte, der teilweise durch Pressenüberhöhung von den Pfeilern reduziert werden kann.

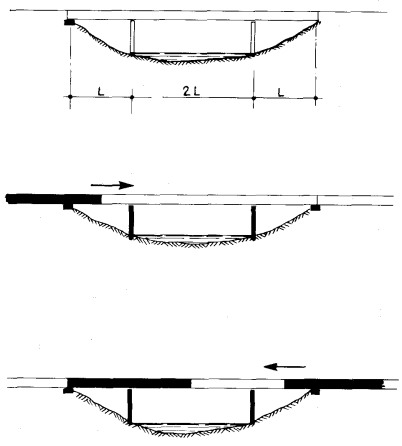


Bild 6-6: Taktschiebeverfahren – Symmetrische 3-Feld-Methode [1]

6.3 Stationäre Überbauherstellung

Für die meisten Taktschiebebrücken wird aufgrund der wechselnden Beanspruchung der Druckzone der Boden- und Fahrbahnplatte beim Verschiebevorgang der Hohlkasten gewählt. Der Hohlkastenquerschnitt kann wie folgt hergestellt werden:

- Kastenquerschnitt mit eingefahrener Innenschalung in einem Guss herstellen (vgl. Bild 6-7)

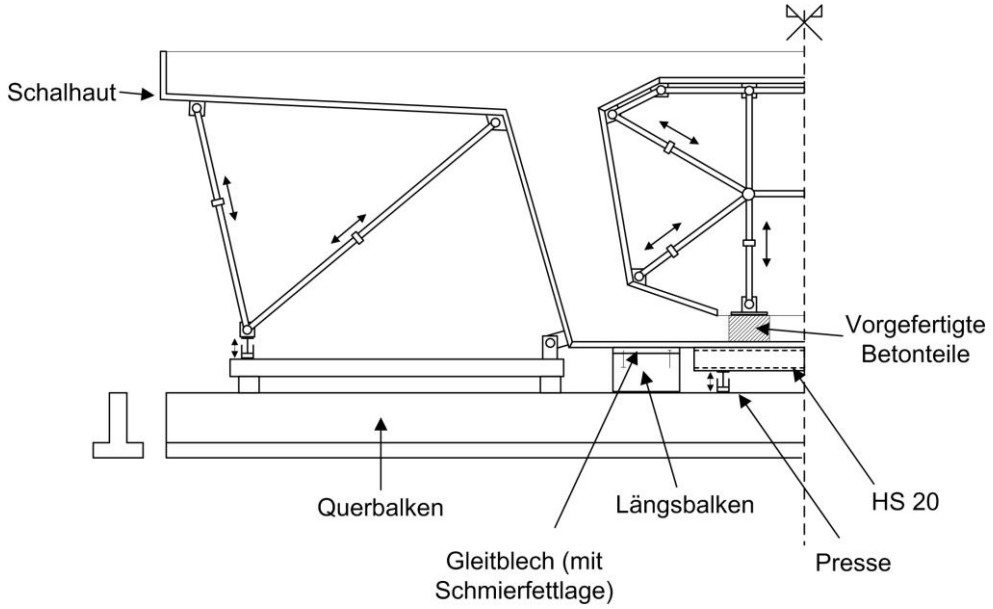
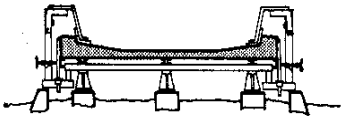
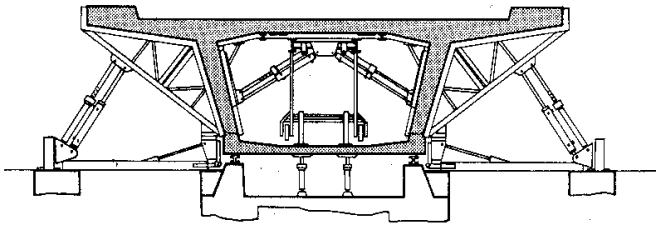


Bild 6-7: Hohlkastenquerschnitt – Monolithische Querschnittsherstellung

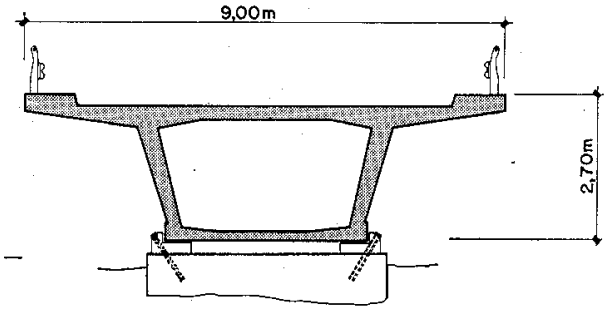
- Kastenquerschnitt in zwei Betonierabschnitte unterteilen (vgl. Bild 6-8):
  a) Bodenplatte
  b) Stege und Fahrbahnplatte



Phase 1: Bodenplatte



Phase 2: Stege und Fahrbahn



Vollständiger Querschnitt verschiebebereit

Bild 6-8: Hohlkastenquerschnitt – Herstellung in zwei Betonierabschnitten [1]

- Kastenquerschnitt unterteilen in drei Betonierabschnitte:
    a) Bodenplatte
    b) Stege
    c) Fahrbahnplatte

Die Länge der stationären Abschnittsschalung hinter dem Widerlager beträgt im Regelfall die ½- bis 1-fache Länge eines Feldes (vgl. Bild 6-10).

Die Entfernung der Schalung vom Widerlager hängt von folgenden Determinanten ab, die in Bezug aufs Kostenminimum einer ganzheitlichen Optimierung zugeführt werden müssen (vgl. Bild 6-9):

- Länge und Gewicht des Vorbauschnabels (Länge ca. 60% der Normalfeldlänge)
- Grösse des Kragarmkippmoments bestehend aus dem Vorbauschnabel und Brückenkasten bis erste Stütze erreicht ist und Grösse des Reaktionskippmoments ($\gamma = 1.3$) bestehend aus dem Brückenhohlkasten zwischen Widerlager und Beginn der Abschnittsschalung

Falls das maximale Kragarmmoment im freien Feld bis zur nächsten Stütze wesentlich grösser wird als das Endstützmoment, muss geprüft werden, ob Zwischenjoche, die umgesetzt werden können, eine wirtschaftliche Lösung bieten (im Regelfall ist diese Lösung mit Zwischenjoch sehr teuer).

Der Abstand der stationären Hohlkastenabschnittsschalung vom Widerlager ergibt sich somit aus folgenden statischen Gleichgewichtsbedingungen:

- Zuerst muss die optimale Schnabellänge aus einer Stahlkonstruktion ermittelt werden, unter Beachtung der Bedingung, möglichst keine Zwischenjoche zu verwenden und dass das Kragmoment in der Grössenordnung der Stützmomente im Endzustand sein sollte.
- Dann die Kippmomentbedingungen beim Einschieben des Schnabels bis zum ersten Pfeiler, mit dem Reaktionskippmoment des notwendigen Hohlkastenquerschnitts zwischen Widerlager und Beginn der Abschnittsschalung ins Gleichgewicht gesetzt wird mit einem Sicherheitsbeiwert von ca. $\gamma = 1.3$.

Im Regelfall wird man heute den Hohlkastenquerschnitt in zwei Abschnitten (1. Abschnitt: Bodenplatte und Stege, 2. Abschnitt: Fahrbahnplatte) oder monolithisch in einem Abschnitt herstellen.

Heute bevorzugt man aus statischen Gründen, zur Vermeidung von Arbeitsfugen und zur baubetrieblichen Rationalisierung (Reduzierung der Wartezeiten bei der Erhärtung einzelner Betonierabschnitte, um weiter am Querschnitt arbeiten zu können) die Herstellung in einem Guss.

Der Herstellvorgang in einem Abschnitt soll exemplarisch erläutert werden:

- Zuerst wird die Aussenschalung positioniert und eingerichtet, dann die Bodenplatte bewehrt und die horizontalen Hüllrohre eingelegt
- Anschliessend werden die Stege bewehrt und die horizontal und parabolisch geführten Hüllrohre eingelegt.
- Danach wird die klappbare Tunnel-Innenschalung eingefahren und auf vorgefertigte, seitlich angerauhte Betonklötze aufgesetzt.

- Danach wird die Fahrbahnplattenbewehrung einschliesslich der Hüllrohre für die Längsvorspannung sowie die Querspannglieder in Abstand von ca. 1m verlegt.

Die Hüllrohre in Längsrichtung werden an den Abschnittsgrenzen mit den Hüllrohren des vorherigen Abschnitts gekoppelt und abgedichtet. Da die Vorspannung abschnittsweise erfolgen muss, werden pro Abschnitt ein Teil der horizontal geführten Spannglieder vorgespannt bzw. gekoppelt.

Nach dem Bewehren und Einlegen von Einbauteilen erfolgt das Betonieren in folgenden Schritten:

- Bodenplatte mit relativ steifem Beton herstellen. Dabei die Dichte der Hüllrohre beachten, damit diese voll umhüllt werden und der Bodenplattenbeton beim Betonieren der Stege steif bleibt und nicht auftreibt.
- Zusätzliches Schliessen der Konterschalungsflügel der Tunnelschalung am Boden, um infolge des Stegbetonierens das Auftreiben des Betons im seitlichen Bodenplattenbereich zu verhindern.
- Stege in Lagen mit langsamer Steiggeschwindigkeit betonieren, Konsistenz gemäss Dichte der Hüllrohre
- Fahrbahnplatte betonieren

Dieser Ablauf (Schalung einrichten, Bewehren und Betonieren) sollte innerhalb von vier Arbeitstagen von Dienstag bis Freitag erfolgen. Das Taktschieben erfolgt dann Montags nach dem Lösen der stationären Hohlkasten-Abschnittsschalung. Gleichzeitig kann die Schalung gesäubert, für den nächsten Bauabschnitt eingemessen und ausgerichtet werden.

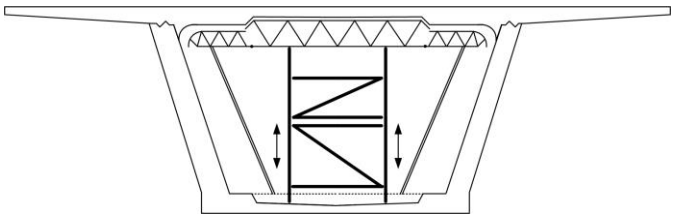


Bild 6-9: Deckenschalung abgelassen und verschiebebereit

Der Aufbau der Schalung (vgl. Bild 6-11)darf nicht starr sein, sondern muss aus folgenden Gründen verstellbar sein:

- Anpassung der Längsneigung der Schalung in Polygonform an die erforderlichen Gradientenbedingungen am Ort des jeweiligen Abschnitts im Endzustand
- Anpassung der Querneigung der Schalung an die erforderliche Querneigung des Querschnitts am Ort des jeweiligen Abschnitts im Endzustand
- Anpassung an (leicht) veränderliche Kurvenradien in Polygonalform
- Anpassung an die situative vorschubabhängige Endtangentenneigung des gerade aus der Schalung ausgeschobenen Abschnitts

Grundsätzlich ist eine setzungsarme Gründung für die Schalung erforderlich. Im Regelfall wird man quer zum Kasten Streifenfundamente mit Querwänden im Abstand

von 4-5 m anordnen. Unterhalb der Stege wird jeweils ein massiver, verformungsarmer Längsbalken erforderlich, der auf Streifenfundamenten gegründet oder auf den Querfundamenten abgelegt wird.



Bild 6-10: Stationäre Abschnittsschalung hinter dem Widerlager



Bild 6-11: Aufbau der stationären Abschnittsschalung

Diese Längsbalken dienen als Vorschubträger aus der Schalung (vgl. Bild 6-10). Daher bestehen sie aus Stahlprofilen oder aus Stahl-/Spannbetonträgern mit aufgelegten Stahlstreifenplatten. Die Breite beträgt mindestens Stegbreite, wird aber aus praktischen Gründen in der Breite einer Schaltafel (ca. 50cm) gewählt (vgl. Bild 6-14).

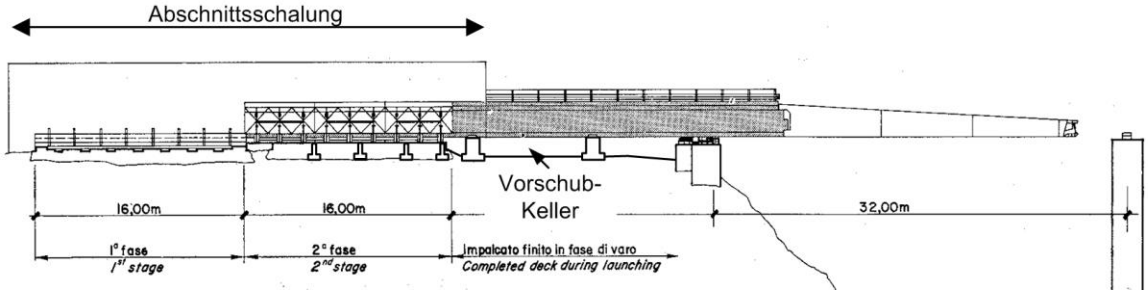


Bild 6-12: Prinzipskizze – Abschnittsschalung hinter dem Widerlager mit begehbarem Keller [1]



Bild 6-13: Schalung/Gleitbohlen (Vorschublängsträger) (Viadukt Löwenberg, Schweiz)

Auf dieser Unterkonstruktion wird die Schalung auf einer Stahlkonstruktion aufgebaut. Zwischen den Hauptträgern der Stahlkonstruktion und den Querwänden werden Hydraulikpressen mit Stellschrauben angeordnet. Damit ist es möglich, die Schalung gemäss den Trassierungsanforderungen für den jeweiligen Abschnitt auszurichten sowie die situativen Korrekturen aus dem Endtangentenwinkel des jeweiligen Vorschubabschnitts durchzuführen.

Die Schalung (vgl. Bild 6-13) besteht aus folgenden, unabhängig voneinander bewegbaren Bereichen, um das Ausschalen sicherzustellen:

- Seitenschalungen für Steg und Fahrbahnplattenunterseite je Seite des Kastens seitlich über Hydraulikzylinder mit Spindelsicherung klappbar
- Bodenschalung zwischen den Verschublängsbalken hydraulisch absenkbar
- Stirnschalungen am hinteren Ende



Bild 6-14: Spezialschalung auf Gleitbahn

Die Verschublängsträger werden mit einem steifen Gleitfett bestrichen und mit Schaltafeln belegt. Nach dem Absenken der Bodenschalung und dem seitlichen Klappen der Seitenschalungen sowie dem Vorspannen kann das Taktschieben dieses Abschnitts beginnen. Dabei werden die Schaltafeln unter dem Steg auf den Vorschublängsträgern

mitgezogen und nach Austreten aus dem Schalkasten im Abschnitt zwischen Schalung und Widerlager entfernt.

Der Bereich zwischen Schalung und Widerlager wird als Arbeitskeller mit 2 m Kopfhöhe unter der Brückenbodenplatte ausgeführt. Die Widerlagerschamwand wird erst nach Fertigstellung und Endverschub des Überbaus ausgeführt. Hinter dem Widerlager im Bereich dieses Vorschubkellers befindet sich die gesamte Hydraulikeinrichtung für

- die Schalungsausrichtung
- den Taktvorschub

Von diesem Standpunkt hat man gute Einsicht auf den gesamten Schalungskeller und auf die Brückenachse beim Vorschub.

Die prinzipielle Baustelleneinrichtung im stationären Fertigungsbereich des Hohlkastens hinter dem Widerlager ist in Bild 6-15 und Bild 6-16 dargestellt. Die Variante A ist witterungsunabhängig und erlaubt auch das Bauen im Winter, zudem lässt sich die Leistung auch bei schwierigen Witterungsbedingungen konstant hoch halten. Dagegen ist die Variante B hinsichtlich Leistung und Qualität stark witterungsabhängig.

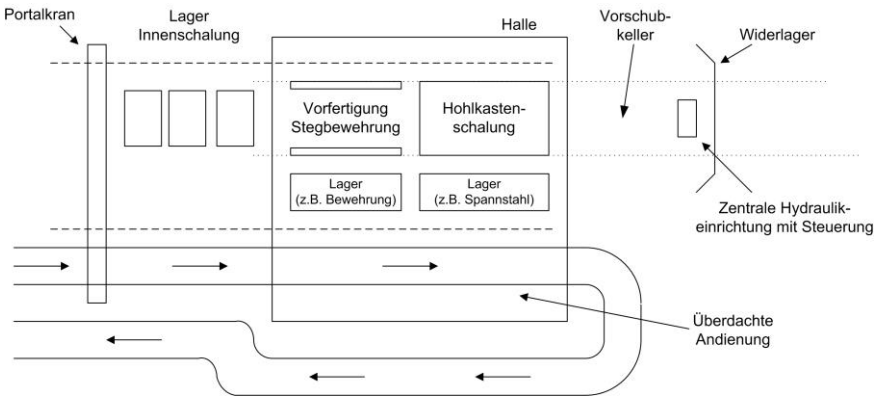


Bild 6-15: Baustelleneinrichtung mit wetterunabhängiger Halle (Variante A)

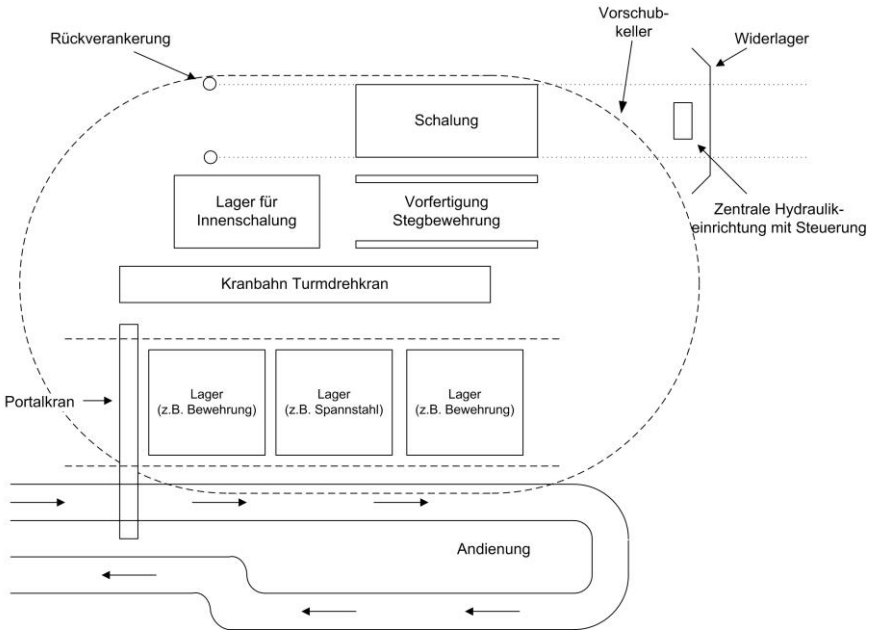


Bild 6-16: Baustelleneinrichtung ohne Wetterschutz (Variante B)

6.4 Vorschubsystem

6.4.1 Vorbauschnabel

Bevor die Brücke jeweils auf die nächste Stütze aufläuft, bildet sie im vordersten Teil ein Kragarm. Das Biegemoment ist mit $gl^2/2$ sechsmal so gross wie das entsprechende Stützenmoment $gl^2/12$ am Durchlaufträger. Dieses grosse Moment kann reduziert werden, wenn am vorderen Ende des Trägers ein möglichst leichter und steifer Vorbauschnabel aus Stahl montiert wird. Der Vorbauschnabel hat die Länge von ungefähr 60% der grössten Spannweite. Trotzdem benötigt das vorderste Trägerfeld eine stärkere Armierung, was aber wirtschaftlich nicht sehr ins Gewicht fällt. Der Schnabel bewirkt, dass beim Vorschieben der auskragende Teil des Tragwerks möglichst bald auf der nächsten Stütze oder Zwischenjoch aufliegt.



Bild 6-17: Vorbauschnabel

Eine Möglichkeit, um die Beanspruchung in den ersten Feldern zu reduzieren (keine zusätzliche Vorspannung), ist die Montage einer Hilfsabspannung. Das erste Element wird hinter dem Vorbauschnabel über Zuglitzen und Stahlbau-Stützturm nach hinten (Luc Viadukt, Frankreich) abgespannt.

Augrund der Stützturmkonstruktion, der zusätzlichen Spannglieder und erforderlichen speziellen Verankerungen wird diese Methode aus technischen und wirtschaftlichen Gründen selten angewendet.

6.4.2 Vorschubeinrichtung

Die Vorschubeinrichtung wird im Regelfall auf dem Widerlager angeordnet. Unter jedem Steg wird eine integrierte hydraulische Hebe- und Schubeinheit angeordnet. Diese Hebe- und Schubeinrichtung wird von einer zentralen Antriebs- und Steuereinrichtung, die direkt hinter dem Widerlager im Vorschubkeller mittig angeordnet wird, parallel gesteuert.

Die Steuereinrichtung muss dem Operateur die Einsicht über alle Lager in Verschubrichtung sowie rückwärts auf die Lager im Verschubkeller und zur Schalung ermöglichen.



Bild 6-18: Steuereinrichtung für die Hub- und Verschubanlage

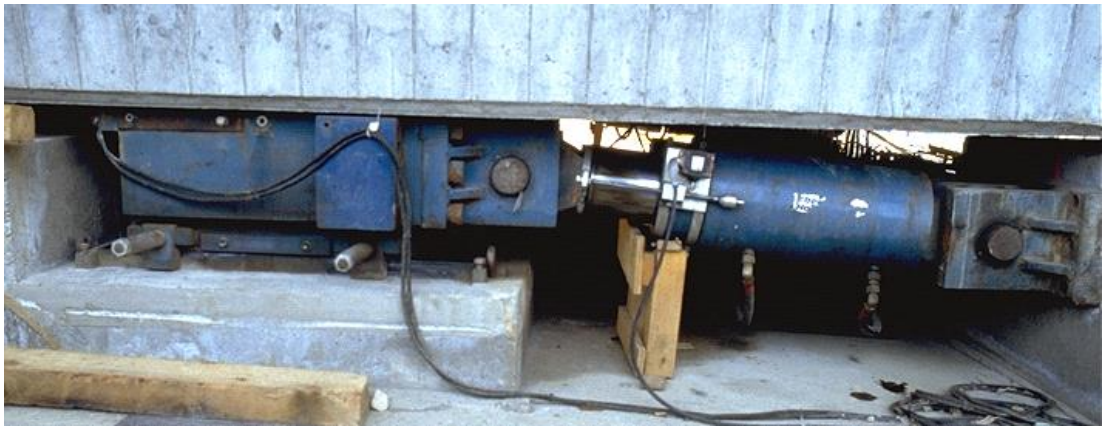


Bild 6-19: Integrierte Taktschub- und Hubeinrichtung

Die integrierte hydraulische Hub- und Verschubeinrichtung ist in Bild 6-18 und Bild 6-19 ersichtlich. Sie besteht aus einem vorderen vertikalen Hubzylinder und einem horizontal wirkenden Schubzylinder. Die Ankerplatte des Schubzylinders wird zur Aufnahme der horizontalen Verschubkräfte der gesamten Brücke auf dem Widerlager verankert. Zudem befindet sich ein verankertes Gleitblech unter dem vorderen Hubzylinder.

Der Schubvorgang erfolgt gemäss Bild 6-20 in folgendem Zyklus:

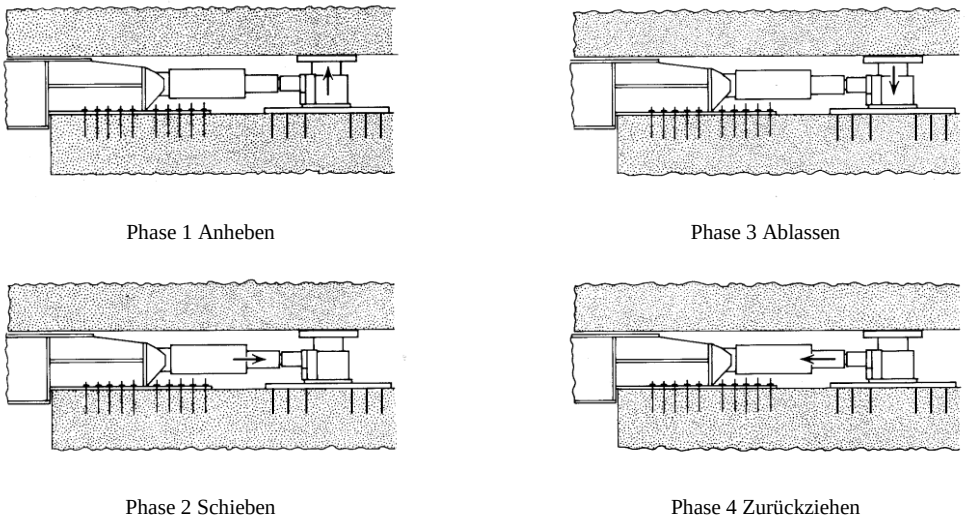


Bild 6-20: Taktschieben: Schub- und Hubeinrichtung

Phase 1 + 2: Der Schubzylinder ist eingefahren (zurückgezogen), der Hebezylinder hebt den Überbau um ca. 5-10mm von den temporären Lagern des Widerlagers an. Dann schiebt der Schubzylinder die Brücke bis zum maximalen Hub nach vorne.

Phase 3 + 4: Der Hubzylinder wird abgelassen und die Brücke auf die temporären Lager abgesetzt. Dann wird der Hubzylinder mit dem Schubzylinder zurückgefahren.

Danach erfolgt wieder das Anheben der Überbaus durch den Hubzylinder und der Verschub des Überbaus mit dem Schubzylinder. Dieser Schreitprozess wird solange fortgesetzt, bis der frisch erhärtete Hohlkasten aus der Schalung geschoben worden ist. Um diesen Betrag wird die Brücke jeweils im Wochenrhythmus vorgeschoben.

Auf den Pfeilern werden temporäre Lager angeordnet, um die Endlager während des Taktschiebens vor Beschädigungen zu schützen. Diese temporären Lager werden mit einer glatten Edelstahloberfläche versehen.

Um den Taktschiebeprozess mit möglichst geringen Vorschubkräften mit der Schub- und Hubeinrichtung am Widerlager durchführen zu können und um Beschädigungen der temporären Lager zu verhindern, werden an jedem Lager zwei Teflongleitscheiben verwendet.

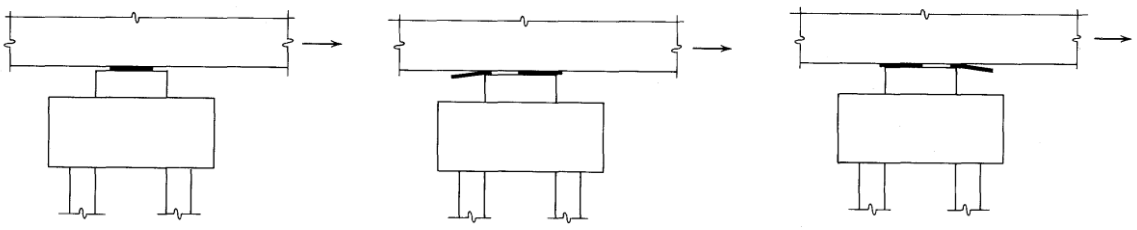


Bild 6-21: Gleitprozess auf den Pfeilern

Diese werden abwechselnd zwischen temporären Lager und Stegunterseite eingeschoben, so dass niemals während des Taktschiebens der Betonsteg über das temporäre Lager kratzt. Während des Vorschubs wird die Teflonplatte aufgrund der höheren Reibung zwischen Beton und Teflon als zwischen Teflon und Edelstahl auf Lagerseite von der Betonunterseite des Kastens im Stegbereich mitgezogen. Der Gleitprozess auf den Pfeilern ist in Bild 6-21 dargestellt.

Während des Vorschubs müssen auf jedem Pfeiler zwei Personen postiert werden, die kontinuierlich zwei Teflonplatten je Seite zwischen Brückenstegunterseite und temporärem Lager einschieben (Bild 6-22).



Bild 6-22: Einschieben der Teflongleitplatten zwischen Betonsteg und temporärem Lager auf den Pfeilern während des Taktschiebens

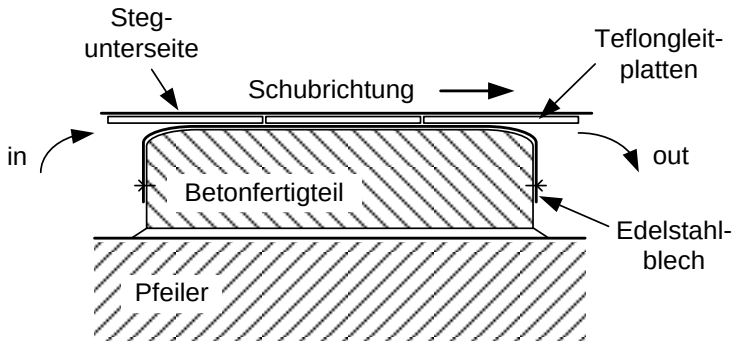


Bild 6-23: Aufbau eines temporären Gleitlagers

6.5 Praxisbeispiel – Talbrücke Schnaittach

Eberhard Riedmann

Talbrücke Schnaittach[1)]

Der sechsstreifige Ausbau der Autobahn A9 Berlin–Nürnberg erfordert zwischen den Anschlußstellen Schnaittach und Hormersdorf am Hienberg den Bau der „Talbrücke Schnaittach". Diese 1288 m lange Brücke wird im Taktschiebeverfahren erstellt. Dabei wird der Überbau aufgrund der kurzen Bauzeit von zwei Seiten aus gleichzeitig gebaut. Für das Erstellen des westlichen Überbaus, der im Grundriß mit Gerade-Klothoide-Kreis vorgegeben ist, wird dabei erstmals das Match-Cast-Taktschiebeverfahren, ein Patent der Walter Bau AG, angewendet. Es wird über die dazu erforderliche besondere Ausbildung der Taktfertigungsanlage, der Taktschiebelager und der zugehörigen Unterstützungen berichtet.

Schnaittach valley bridge. *The six-lane wide construction of the freeway A9 from Berlin to Nuremberg requires the erection of the Schnaittach valley bridge between the exits Schnaittach and Hormersdorf near Hienberg. The construction method for the 1288 m long bridge is the incremental launching technique. The superstructure is built and launched from two directions resulting in short construction times. For the construction of the superstructure on the west side the match-cast incremental launching technique – a patent of the Walter Bau AG – is used for the first time, the plan view showing a straight-clothoid-circle alignment. The paper deals with the special requirements of the incremental launching equipment, the bearings and the appertaining supports.*

Pont de Schnaittach. *L'élargissement à six voies de l'autoroute A9 Berlin–Nuremberg réclame la construction d'un pont entre les sorties Schnaittach et Hormersdorf, au mont de Hienberg. Long de 1288 mètres, cet ouvrage, qui sera baptisé le „Pont de Schnaittach", sera réalisé selon la méthode dite de travail répétiteur, la superstructure étant mise en place, à cause du délai imparti relativement court, des deux côtés à la fois. Pour le côté ouest, dont la superstructure est spécifiée sur le plan d'ensemble en tant que courbe de Fresnel droite, on fera appel pour la première fois à la méthode de travail répétiteur en „match-cast" (= bétonnage bout à bout), méthode qui a été brevetée par la Sté. Walter Bau AG. L'exposé rend compte de la spécificité de l'installation de travail en synchronisme, du chantier de travail répétiteur, et des auxiliaire afférents.*

1 Allgemeines, Trassenfindung

Die Autobahn A9 Berlin–Nürnberg ist dem sprunghaft angestiegenen Verkehrsaufkommen nach der Grenzöffnung im Jahre 1989 nicht mehr gewachsen. Rund 130 km beträgt dabei der auf bayerischem Gebiet liegende Abschnitt zwischen der Landesgrenze Thüringen/Bayern und dem Autobahnkreuz Nürnberg; dort stieg die Verkehrsbelastung zwischen 1989 und 1992 von etwa 24000 Kfz/Tag auf 52000 Kfz/Tag, bis zum Jahr 2010 wird ein Anstieg auf 70000 Kfz/Tag erwartet.

Im Zuge des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit Nr. 12 wird die A9 deshalb auf bayerischem Gebiet bis zum Jahre 2000 durchgehend sechsstreifig ausgebaut. Zwischen den Anschlußstellen Hormersdorf und Schnaittach muß die Autobahn am Hienberg einen Höhenunterschied von 180 m zwischen der „Fränkischen Alb" und dem „Rednitzbecken" überwinden.

Das vorhandene, 1937 fertiggestellte Autobahnteilstück ist dem bewegten Geländeverlauf des Hienbergs gut angepaßt. Dadurch entstanden aber sehr große Steigungen bis zu 6,9 % sowie sehr enge und unübersichtliche Kurven mit Radien bis zu 290 m. Eine Verbreiterung der bestehenden Fahrbahnen ist wegen dieser Trassierungselemente nicht möglich.

Im Rahmen der Entwurfsbearbeitung für den sechsstreifigen Ausbau in diesem Bereich wurde neben der Zusammenfassung beider Richtungsfahrbahnen am Ost- bzw. Westhang des Hienbergs auch die Aufspaltung der Richtungsfahrbahnen, analog dem Bestand, untersucht.

Wesentliche Kriterien bei der Entwurfsbearbeitung waren:

Der Ausbau muß unter voller Aufrechterhaltung des Verkehrs durchgeführt werden; dabei läßt die bestehende Autobahn wegen der fehlenden Standstreifen keine behelfmäßige Verkehrsführung auf nur einer Richtungsfahrbahn zu.

Es muß daher zunächst eine neue dreistreifige Fahrbahn geschaffen werden, auf der dann eine hilfweise 4+0 Verkehrsführung eingerichtet werden kann.

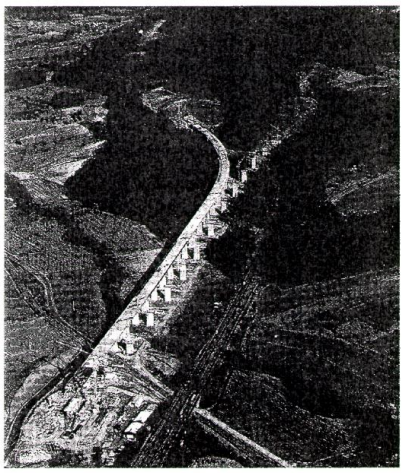


Bild 1. Talbrücke Schnaittach im Bau
Fig. 1. Schnaittach valley bridge under construction
Fig. 1. Pont de Schnaittach en cours de construction

Dipl.-Ing. (FH) Eberhard Riedmann, Leiter der Abteilung Brükkenbau der Walter Bau AG, Böheimstraße 8, 86153 Augsburg.
[1)] Nach einem Vortrag auf dem Deutschen Betontag 1997.

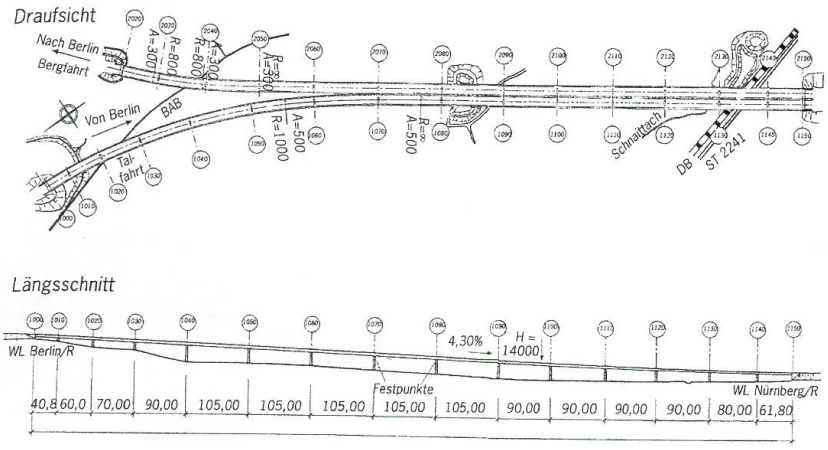


Bild 2. Draufsicht und Längsschnitt der Brücke
Fig. 2. Plan and long section of the bridge
Fig. 2. Vue de dessus et section longitudinale du pont

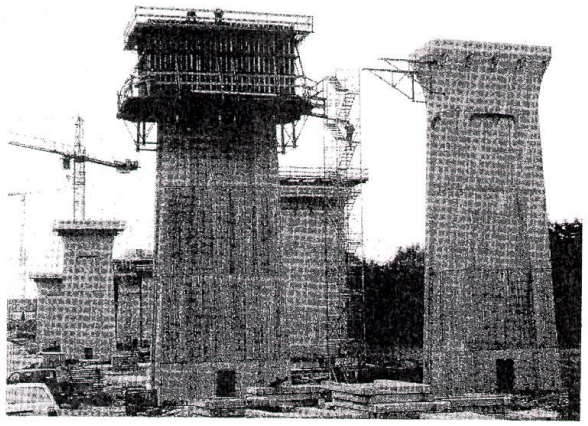


Bild 3. Pfeiler
Fig. 3. Piers
Fig. 3. Piliers

Die neue Linienführung der Autobahn soll möglichst geländenah geplant werden, um Eingriffe in die Natur durch Einschitte und Dämme klein zu halten.

Nach eingehender Prüfung dieser Entwurfskriterien hat sich ergeben, daß die Linienführung mit aufgespalteten Richtungsfahrbahnen die günstigste Lösung ist (Bilder 1 und 2). In die bis zu 30° steilen Hangflanken des Hienbergs läßt sich die jeweils „halbe Autobahn" umweltverträglicher einfügen und verringert bei Ausnutzung der vorhandenen Autobahnteilstücke die Eingriffe in die Natur.

Bei größten Steigungen von 4,5 % und kleinsten Radien von 500 m ergeben sich dabei am Hienberg drei Großbrücken. Die größte dieser Brücken ist dabei die Talbrücke Schnaittach. Mit einer Gesamtlänge von 1288 m auf der Talfahrt wird sie die zweitlängste Brücke Bayerns.

2 Unterbau

Ziel der Entwurfsplanung war ein Brückenbauwerk mit ausgewogenen Proportionen zwischen Stützweiten, Bauhöhe und Geländeverlauf. Zwangpunkte für die Pfeilerstandorte waren dabei auf der Seite Berlin die schiefwinkelige Kreuzung der neuen Talfahrt mit der noch unter Verkehr stehenden Autobahn und auf der Seite Nürnberg die ebenfalls stark schiefwinkelige Kreuzung mit der Bundesbahnlinie und der Staatsstraße 2241.

Daraus ergeben sich Stützweiten von 70 m bzw. 80 m, so daß in Anpassung an den Geländeverlauf die mittleren Stützweiten mit bis zu 105 m gewählt wurden, die dann zu den beiden Widerlagern hin auf 62 m bzw. auf 41 m abnehmen. Die westliche Talfahrt lagert auf 14 Pfeilern und den beiden Widerlagern, die östliche Bergfahrt auf 12 Pfeilern und den Widerlagern. Zwei Pfeilerachsen, etwa in Brückenmitte, werden als Längsfestpunkte ausgebildet. Die dort vorhandenen Lager müssen somit neben den Vertikallasten mit etwa 36 MN noch Horizontallasten in Längsrichtung von 3 MN abtragen.

Die Pfeiler sind als Hohlpfeiler ausgebildet. Zur Strukturierung haben sie an allen vier Seiten als Gestaltungselemente 20 cm tiefe Aussparungen und allseitig einen Anzug von 30:1 (Bild 3). Alle Pfeilerköpfe sind gleich groß und leicht hammerkopfartig ausgebildet, um ausreichende Aufstandflächen für Lager und Pressen zu erhalten.

Die Widerlager werden als begehbare Kastenwiderlager ausgebildet, von denen aus die Lager und Übergangskonstruktionen gewartet werden. Die hier erforderlichen Übergänge, wasserdichte Schwenktraversen-Konstruktionen von Maurer + Söhne, gehören mit ihren 14 Dehnprofilen zu den bislang größten in Deutschland eingebauten. Sie erhalten zusätzlich Schallschutzmaßnahmen in Form von untergehängten Schallschutzmatten.

Da wegen der durchgeführten Baugrunduntersuchungen im Hienbergbereich und auch im Schnaittachtal mit geologischen Störungen zu rechnen war, wurde für das gesamte Bauwerk eine Pfahlgründung mit bis zu 25 m langen Pfählen vorgesehen. Die Ortbetonbohrpfähle ∅ 1,50 m haben mechanisch herstellbare Fußaufweitungen auf 2,40 m. Die Pfähle sind dabei 10:1, auch bei den Fußaufweitungen, geneigt. Die zulässige Pfahllast beträgt bis zu 12,3 MN. Insgesamt sind 300 Pfähle mit rund 5000 m Gesamtlänge erforderlich.

3 Überbau

Die Konstruktionshöhe beträgt am Widerlager Berlin 3,00 m, im Mittelbereich der Brücke 5,60 m und 3,80 m am Widerlager Nürnberg. Der Überbau besteht dabei aus zwei getrennten, einzelligen Hohlkästen mit 17,50 m Fahrbahnplattenbreite, 8,10 m konstanter Bodenplattenbreite und Kragarmlängen von je 4,50 m (Bild 4). Er wird in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt.

Der Überbau wird im Taktschiebeverfahren hergestellt; dabei wird besonders wegen der kurzen Bauzeit von zwei Seiten aus gleichzeitig gebaut. Das Einschieben des Überbaus mit veränderlicher Bauhöhe wird dadurch sichergestellt, daß die Unterkante des Hohlkastens auf einer gleichbleibenden geometrischen Form, hier auf einem Kreisbogen liegt. Der ideale Querschnitt für veränderliche Bauhöhe hat zwar lotrechte Stege, aber auch bei schrägen Stegen wird die Bodenplattenbreite konstant gehalten; die unterschiedliche Bauhöhe wird durch höhenverstellbare, dann aber windschiefe Außenschalungen erzielt.

Für das Erstellen der Talfahrt – und nur diese wird nachfolgend beschrieben – sind vom Widerlager Nürnberg aus 31 Takte mit einer Gesamtlänge von 737 m und vom Widerlager Berlin aus 23 Takte mit 551 m bei größten Taktlängen von 26,30 m vorgesehen. Die beiden Überbauteile werden dann in einem kurzen Schlußstück, etwa im Viertelpunkt eines Innenfelds, gekoppelt.

Zum Einschieben der 31 Takte vom Widerlager Nürnberg aus mit 292 MN Gesamtgewicht und 2,5 % mittlerer Steigung in UK Hohlkasten sind drei Hydro-Taktschiebeanlagen mit je 6,4 MN Schubkraft erforderlich. Diese sind am Widerlager und auf den beiden ersten endgültigen Pfeilern angeordnet. Diese Pfeiler werden dabei zur Aufnahme der einseitig wirkenden großen Horizontallasten beim Einschieben durch eine ebenfalls einseitig angeordnete Schrägabspannung gehalten.

Beim Einschieben der 23 Takte vom Widerlager Berlin aus muß ein Gesamtgewicht von 215 MN in einem mittleren Längsgefälle von 4,8 % bergab geschoben bzw. gehalten und geprüft abgelassen werden. Dazu sind am Widerlager eine Hydro-Taktschiebeanlage mit einer Haltekraft von 4 MN und auf dem ersten Pfeiler eine Anlage mit 6,4 MN Haltekraft angeordnet.

Zur Verringerung der Beanspruchungen im Überbau während des Einschiebens wird jeweils etwa in Feldmitte eine Hilfsstütze vorgesehen, die mit pressengesteuerten Verschiebelagern versehen ist. Die Hilfsstützen sind dabei so ausgebildet, daß sie, wie auch die gesamte Taktfertigungsanlage hinter dem Widerlager Nürnberg, für die Erstellung des zweiten Überbaus quer verschoben werden können.

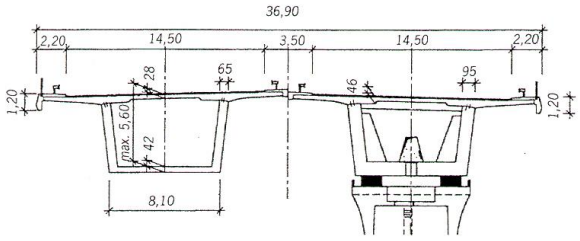


Bild 4. Regelquerschnitt
Fig. 4. Standard cross section
Fig. 4. Section normale

4 Match-Cast-Taktschiebeverfahren

Während die Bergfahrt im normalen Taktschiebeverfahren erstellt wird, kommt für die Ausführung der beiden Teile der Talfahrt erstmals das sogenannte Match-Cast-Taktschiebeverfahren, ein Patent der Walter Bau AG, zur Anwendung. Bei diesem Verfahren kann, im Gegensatz zum bekannten Taktschiebeverfahren, ein Überbau auch mit veränderlicher Grundrißgeometrie ausgeführt werden. Es ermöglicht, den im Grundriß aus Gerade-Klothoide-Kreis vorgegebenen Überbau, der in zwei Teile mit Trennung im Bereich der Klothoide aufgeteilt ist, von beiden Widerlagern aus in der vorgegebenen Geometrie einzuschieben (Bilder 5 und 6).

Der vom Widerlager Nürnberg aus einzuschiebende Überbauteil besteht aus einer 616 m langen Geraden und einem 121 m langen Klothoidenstück, das an seiner Spitze um 1,40 m von der Geraden abweicht, der vom Widerlager Berlin aus einzuschiebende Überbauteil aus dem 128 m langen verbleibenden Klothoidenstück und einem anschließenden 418 m langen Kreis. Auch hier beträgt die Abweichung der Klothoidenspitze vom fiktiven verlängerten Kreis etwa 1,50 m.

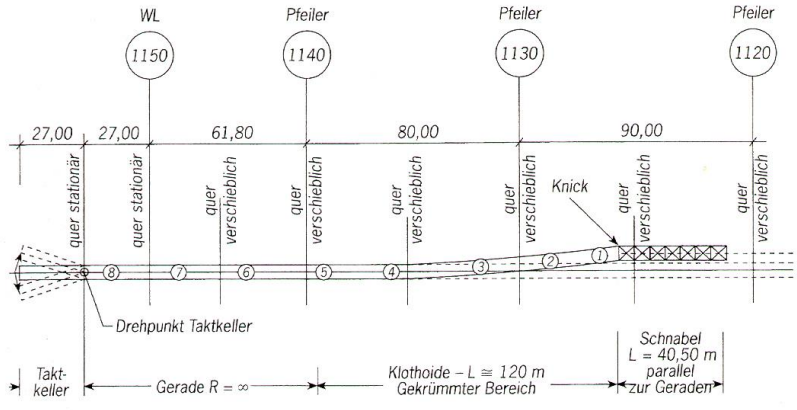


Bild 5. Überbaufertigung im Match-Cast-Taktschiebeverfahren, Grundrißgeometrie
Fig. 5. Erection of superstructure using match-cast incremental method, plan view
Fig. 5. Réalisation de la superstructure en méthode de travail répétiteur match-cast, géométrie d'ensemble

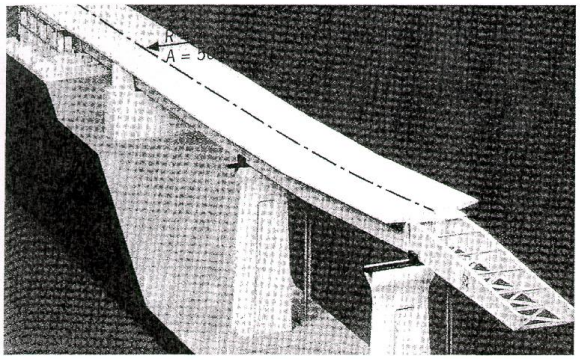


Bild 6. Überbaufertigung im Match-Cast-Taktschiebeverfahren, Modell
Fig. 6. Erection of superstructure using match-cast incremental method, model
Fig. 6. Réalisation de la superstructure en méthode de travail répétiteur match-cast, modèle

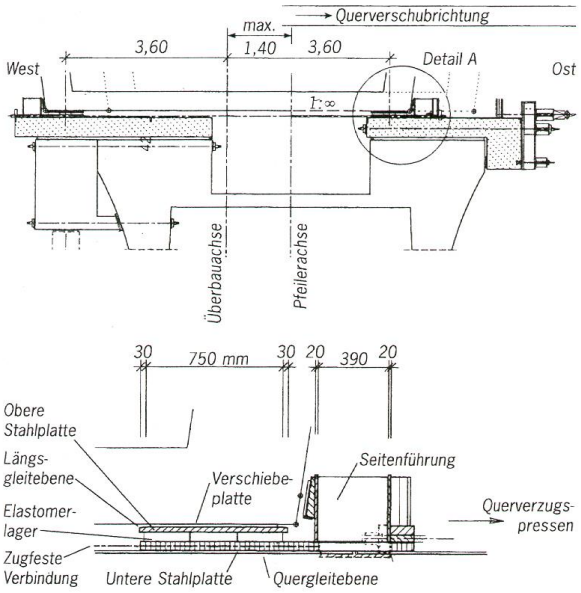


Bild 7. Match-Cast-Verschiebelager
Fig. 7. Sliding bearing employed for the match-cast method
Fig. 7. Chantier de bétonnage en bout à bout

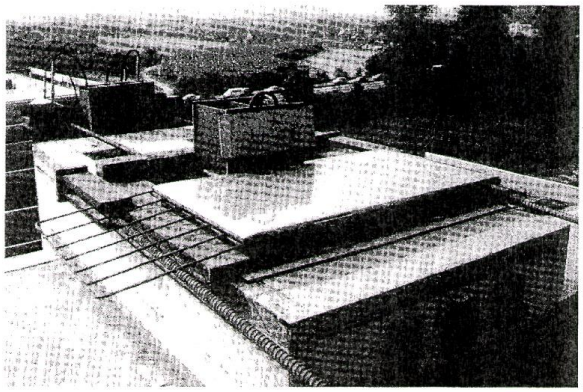


Bild 8. Match-Cast-Verschiebelager
Fig. 8. Sliding bearing employed for the match-cast method
Fig. 8. Chantier de bétonnage en bout à bout

Zur Erstellung eines Überbaus mit veränderlicher Grundrißgeometrie sind folgende Maßnahmen erforderlich (Bilder 7 und 8):

Die Taktfertigungsanlage wird im Grundriß verdrehbar ausgebildet, so daß beim Anbetonieren eines neuen Takts an den bislang erstellten Überbauzug veränderliche Knickwinkel erzeugt werden können.

Im Bereich einer zu fertigenden Klothoide sind diese Knickwinkel jeweils veränderlich und gehen z. B. erst im Bereich von herzustellenden Geraden in 180°-Winkel über.

Die Taktfertigungsanlage besteht aus einem massiven Stahlbetonrost, der alle Schalungen (Boden-, Steg- und Kragarmschalungen) trägt und auf Einzelfundamenten gleitend und mit hydraulischen Pressen quer verdrehbar aufgelagert ist.

Das Einschieben eines veränderlich gekrümmt hergestellten Überbaus über die Pfeiler, die auf der jeweils endgültigen Grundrißgeometrie liegen, erfordert besondere Verschiebelager. Diese werden so ausgebildet, daß über sie der Überbau in Längsrichtung eingeschoben wird und gleichzeitig die beim Einschieben veränderliche Grundrißlage der Überbauachse zur Pfeilerachse durch Querverschieben der Lagerkonstruktion ausgeglichen werden kann.

Dazu wird unterhalb der üblichen Längs-Verschiebelager in Brückenquerrichtung eine zweite Gleitebene ausgebildet, auf der die Verschiebelager querverschieblich aufgelagert sind und mit hydraulischen Pressen in die jeweilige Lage der Überbauachse gezogen werden können. Dieser Vorgang findet stetig mit dem Längsverschub statt.

Erst nachdem die Überbauachse ihre endgültige Grundrißlage über der jeweiligen Pfeilerachse erreicht hat, werden die Verschiebelager in Querrichtung festgelegt; sie entsprechen dann zusammen mit den integrierten Seitenführungen den üblichen Verschiebelagern beim Taktschiebeverfahren.

Während des Einschiebens des Klothoidenteils kommt die Überbauachse im Bereich der Pfeiler in Geraden- oder Kreisbereichen bis zu 1,50 m ausmittig zu liegen.

Gegebenenfalls, z. B. an den endgültigen Pfeilern, sind dann zusätzliche Unterstützungen der Verschiebelager neben den Pfeilern erforderlich. Im Falle der Talbrücke Schnaittach wurden diese Unterstützungen aus Fertigteilstützen mit aufgelegtem Fertigteilkopf ausgeführt.

Veröffentlichung von Eberhard Riedmann [2].

6.6 Praxisbeispiel – Schiebetechnik im Brückenbau [3]

Hans-Jörg Beier

Schiebetechnik im Brückenbau

Das Bewegen schwerer Teile hat im Bauwesen aus baubetrieblichen und wirtschaftlichen Gründen große Bedeutung erlangt. Es werden die Grundlagen der Schiebetechnik im Brückenbau erläutert und praktische Beispiele vorgestellt.

Sliding technology in bridge construction. *The handling of heavy pieces is nowadays of great importance in the construction business for the erection sequences and for economic reasons. The basics of the sliding technology in bridge construction are explained and illustrated by examples.*

1 Allgemeines

Im Brückenbau lassen sich durch das Herstellen großer Bauteile in einer Vorfertigungsstation und den anschließenden Einbau in die endgültige Position im Bauwerk Kosten und Bauzeit einsparen. Gerade beim Ersatzneubau bestehender Straßen- und Bahnbrücken, also beim Bauen im Bestand, müssen Verkehrsbeeinträchtigungen auf ein Minimum beschränkt werden. Daher hat das Bewegen und insbesondere das Verschieben großer Bauteile in den letzten Jahrzehnten immer mehr an Bedeutung gewonnen.

Die bekannteste Anwendung der Schiebetechnik im Brückenbau ist das Taktschiebeverfahren. Auf eine nähere Erläuterung dieser Bauweise wird an dieser Stelle verzichtet und auf die einschlägige Literatur verwiesen. Daneben gibt es eine ganze Reihe weniger bekannter, aber dennoch interessanter Einsatzmöglichkeiten:

- beim Ersatzneubau bestehender Brücken: Herstellung von Bauteilen außerhalb des Verkehrsweges und Einschub in die endgültige Lage in einer kurzen Sperrpause
- Verschub eines Baubehelfs, z. B. einer Hilfsstütze, in eine neue Lage für den nochmaligen Einsatz
- abschnittsweise Herstellung von Bauteilen in ortsfesten Fertigungsstationen. Dabei durchlaufen die Teile die einzelnen Stationen bis zu ihrer Fertigstellung und werden dann zum Einbauort transportiert. Auf den Wegen zwischen den Fertigungsstationen werden die Teile verschoben.
- Herstellung eines Überbaus auf einer Montagefläche hinter einem der beiden Widerlager und Längseinschub bzw. Längs- und Quereinschub.

2 Besonderheiten der Schiebetechnik im Stahlbau und Betonbau

Stahl und Beton stellen aufgrund ihrer Materialeigenschaften unterschiedliche Anforderungen bei der Konstruktion der Verschubbehelfe. Die wichtigsten Unterschiede sind:

Lasteinleitung
Spielt bei Betonbauteilen die Einleitung der Lasten im Regelfall nur eine untergeordnete Rolle, so muß im Stahlbau bei der Konstruktion der Verschiebelager der Lasteinleitung große Aufmerksamkeit gewidmet werden. Die Dicke der Stahlbleche läßt im allgemeinen keine großen Lastexzentrizitäten zu.

Gurt- und Stegbleche, die für den Endzustand ausreichend dimensioniert sind, sind unter den Lasten des Bauzustandes auf Biegung sehr schnell ausgenutzt, ebenso die auf den Endzustand dimensionierten Schweißnähte. Um das Beulen von Stegblechen zu vermeiden, ist eine ausreichende Lasteinleitungslänge erforderlich. Dieses Kriterium legt die Länge des Verschiebelagers fest.

Verformungseigenschaften
Betonbauteile können aufgrund ihrer Steifigkeit als nahezu starr betrachtet werden, Stahlträger dagegen sind vergleichsweise weich und können sich planmäßig um mehrere Meter verformen. Man denke nur an Stahlüberbauten beim Längseinschub kurz vor dem Erreichen der nächsten Stütze. Diese „Weichheit" führt in den Auflagerpunkten zu Drehwinkeln, denen die Verschiebelager möglichst zwängungsfrei folgen müssen, um eine gleichmäßige Lastübertragung zu gewährleisten.

Zwängungen
Werden Teile statisch unbestimmt eingeschoben, können Zwängungen entstehen. Ist das Bauteil in der Lage, diesen Zwang zu ertragen, so kann man sich die Lastumlagerung beim Einschubvorgang zunutze machen. Im allgemeinen gilt, daß Betonbauteile nur geringen Zwang ertragen können, bei Stahlbauteilen kann durch Manipulation der Auflagerhöhen ganz gezielt ein Zwang erzeugt werden.

Auflager-, Verschub- und Haltekräfte
Naturgemäß betragen die beim Einschub eines Betonbauteils auftretenden Vertikalkräfte ein Vielfaches der Kräfte eines Stahlbauteils. Daher haben Windkräfte bei Stahlbauteilen eine größere Bedeutung, da das Verhältnis Vertikalkraft zu Horizontalkraft wesentlich ungünstiger ist als im Betonbau.

Um einen wirtschaftlichen Verschubvorgang zu planen, müssen die oben genannten Materialeigenschaften bei der Konstruktion der Verschubausrüstung berücksichtigt werden. Ziel ist es, die Kosten der Ausrüstung zu minimieren und gleichzeitig an dem einzuschiebenden Bauteil möglichst wenige Veränderungen gegenüber den Erfordernissen des Endzustandes vornehmen zu müssen.

© Ernst & Sohn · Bautechnik 77 (2000), Heft 10

hatten eine Pressensteuerung, so daß ein Abheben aus der Schalung und ein Absetzen des Fundaments auf Betonwürfeln nach dem Verschub möglich war. Nach dem Ausbau der stählernen Verschubbahn und der Schlitten wurde das Fundament vollflächig mit Beton untergossen.

4.2 Verschub von Hilfspfeilern für eine Taktschiebebrücke mit getrennten Überbauten

Für die Herstellung einer Taktschiebebrücke mit zwei getrennten Überbauten waren Hilfsstützen zur Reduzierung der Stützweite im Bauzustand erforderlich.

Die Betonstützen hatten einen rechteckigen Hohlquerschnitt und waren mit der Kopfausbildung zur Aufnahme der Taktschiebelager bis zu 620 t schwer. Die Herstellung der Stützen erfolgte in der Achse des zuerst erstellten Überbaus. Die Fuge zwischen Pfahlkopfplatte und Stützenschaft war nicht bewehrt. Nach der Fertigstellung des ersten Überbaus wurden die Stützen entlastet und für den Einsatz bei der Herstellung des zweiten Überbaus quer verschoben. Der Verschub erfolgte mit Hilfe einer stählernen Verschubbahn, die sich auf den Pfahlkopfplatten abstützte (Bild 3). An den vier Eckpunkten der Stützen waren Konsolen als Ansatzpunkt für pressengesteuerte Verschubschlitten vorgesehen. Die Stützen wurden zunächst einige Zentimeter angehoben und dann verschoben. Nach dem Verschub wurde der Spalt zwischen Pfahlkopfplatte und Stützenquerschnitt mit Mörtel ausgegossen.

4.3 Verschub von Betonteilen in einer Feldfabrik

Zur Herstellung einer 12,9 km langen Betonbrücke über eine Meerenge entschloß man sich aufgrund der klimatischen Verhältnisse und der Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit, eine Feldfabrik an Land zu errichten, in der bis zu 8200 t schwere Großfertigteile hergestellt wurden (Bild 4). Die fertigen Bauteile wurden dann mit einem Schwimmkran in ihre endgültige Lage versetzt.

Innerhalb der Feldfabrik wurden die Teile mit zwei selbstangetriebenen Schwerlastschlitten bewegt, die auf einem Netz von Verschubbahnen die Teile von einer Betonierstation zur nächsten verschoben (Bild 5). Damit konnten alle Schalungen und die erforderlichen Einrichtungen zum Betonieren ortsfest installiert werden.

Um alle Teile mit denselben Geräten bewegen zu können, wurden die Fertigungsstationen über Betonstützen aufgeständert, so daß die Schlitten jeweils unter die Teile fahren konnten. Durch Hochfahren der Lastplattform wurde ein Bauteil aufgenommen und in die nächste Position verschoben.

4.4 Verschub eines Stahlüberbaus

Beim Neubau einer stählernen Eisenbahnbrücke wurde der Überbau, ähnlich wie beim Taktschieben, hinter einem der beiden Widerlager abschnittsweise zusammengebaut. Der Einschub in die Endlage erfolgte in vier Verschubvorgängen über feste Verschiebelager und einem Ponton (Bilder 6 und 7). Die

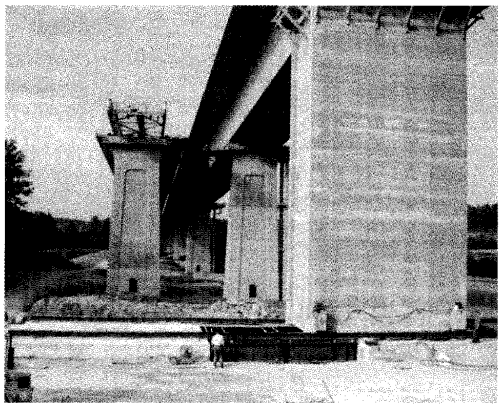


Bild 3. Querverschub einer Hilfsstütze für eine Taktschiebebrücke
Fig. 3. Transversal sliding of an auxiliary pier for an incremental launching bridge

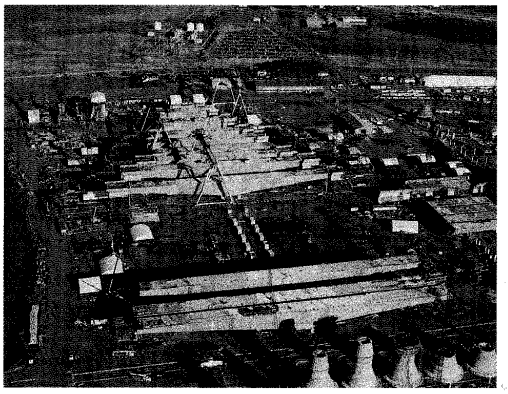


Bild 4. Feldfabrik für die Herstellung der Über- und Unterbauten einer 12,9 km langen Brücke
Fig. 4. Precast yard for the production of the superstructure and the substructure of a bridge 12.9 km long

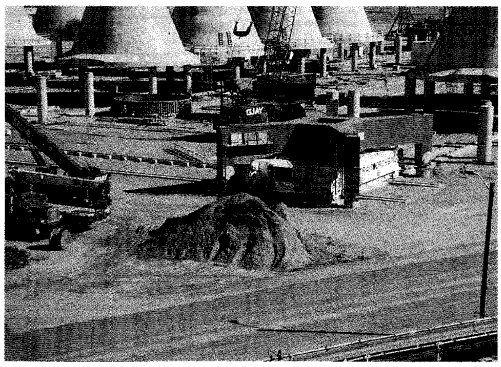


Bild 5. Schwerlastschlitten zum Verschub von bis zu 8200 t schweren Betonteile
Fig. 5. Heavy load sled for sliding of concrete parts with weights up to 8200 t

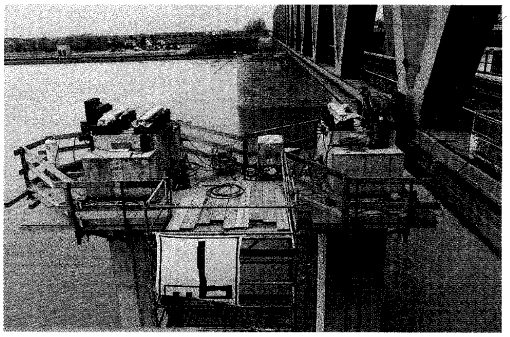


Bild 6. Hilfspfeiler mit Schiebelagern und Seitenführungen für den Verschub einer Stahlfachwerkbrücke
Fig. 6. Auxiliary pier equipped with sliding bearings and side guides for launching of a framework steel bridge

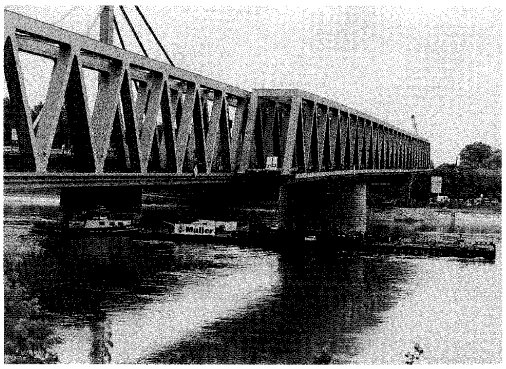


Bild 7. Verschubvorgang des Stahlfachwerküberbaus mit Pontonhilfe
Fig. 7. Launching of the framework superstructure supported by a pontoon

Verschiebelager waren über kommunizierend geschaltete Hydraulikpressen mit aufgesetzter Kalotte pressengesteuert und wurden in vier Linien jeweils direkt unter den Stegen der kastenförmigen Untergurte angeordnet. Sie konnten aufgrund ihres modularen Aufbaus und der Verdrehmöglichkeit in den Kalotten allen Bewegungen des Untergurts folgen, die sich im Laufe des Verschubs einstellten. Es war sogar möglich, mit einem Knick im Untergurt, der sich im Schnittpunkt der Überhöhungslinien der beiden Brückenfelder ergab, über diese Lager hinwegzufahren (Bild 8).

Da der Überbau teilweise statisch unbestimmt eingeschoben wurde, wurden gerechnete und tatsächliche Auflagerkräfte anhand der Hydraulikdrücke ständig miteinander verglichen. Abweichungen waren somit sofort feststellbar. Die Übereinstimmung der gerechneten mit den gemessenen Werten war jedoch bei allen Verschubvorgängen sehr gut.

Die Verschubkräfte wurden über Litzenheber am Überbauende aktiviert.

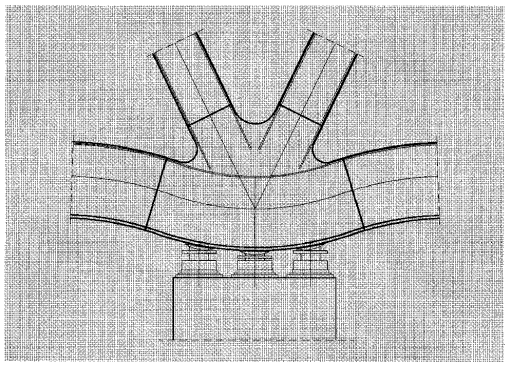


Bild 8. Schematische Darstellung des Aufbaus der pressengesteuerten Verschiebelager beim Überfahren eines Knoten des Stahlfachwerks mit Unstetigkeitsstelle
Fig. 8. Schematic view of the jack controlled launching bearing when a knot of the steel framework with an inconsistency is passing

4.5 Verschub eines Betonüberbaus mit Hub-Schub-Pressen

Bei der Nachrechnung bestehender Brückenbauten stellt man bei der Untersuchung der Pfeiler häufig fest, daß sie zwar unter der planmäßigen Beanspruchung in Verbindung mit dem Überbau entsprechend den damals geltenden Vorschriften ausreichend standsicher sind. Der Nachweis als Kragstütze mit Horizontalkraft am Pfeilerkopf gelingt aber aufgrund der geringen Bewehrungsmenge in der Regel nicht.

Um auch in einem solchen Fall einen bestehenden Überbau im Zuge eines Brückenabbruchs ausschieben zu können, hat eine französische Firma Hub-Schub-Pressen entwickelt, die in ihrer Wirkungsweise mit den Verschubanlagen für Taktschiebebrücken vergleichbar sind (Bilder 9 und 10). Die Pressen sind so kompakt, daß sie auch unter beengten Verhältnissen auf den Pfeilerköpfen eingebaut werden können. Alle Pressen werden zentral von einem Computer gesteuert.

Der Vorteil dieser sogenannten „Walker-Jacks" liegt darin, daß durch gleichzeitiges Anheben aller Hubpressen und synchrones Schieben mit den Schubpressen keine nennenswerten Horizontalkräfte in die Unterbauten eingeleitet werden. Die Resultierende der Vertikalkräfte wandert bei jedem Verschubschritt von einer Position 25 cm hinter der Pfeilerachse in eine Position 25 cm vor der Pfeilerachse, der Überbau wird auf diese Weise um 50 cm verschoben (Bild 11). Normalerweise bleibt die Resultierende dabei im Kern des Stützenquerschnitts, die Beanspruchungen eines Pfeilers durch den Verschub bleiben gering. Besondere Seitenführungen zur Abtragung von Windlasten sind nicht erforderlich, da Überbau und Unterbau über die Pressen immer fest miteinander verbunden sind. Dieses Verfahren ist auch beim Einschieben von Überbauten über sehr schlanke Pfeiler geeignet, da so u. U. ein Abspannen der Stützen entfallen kann.

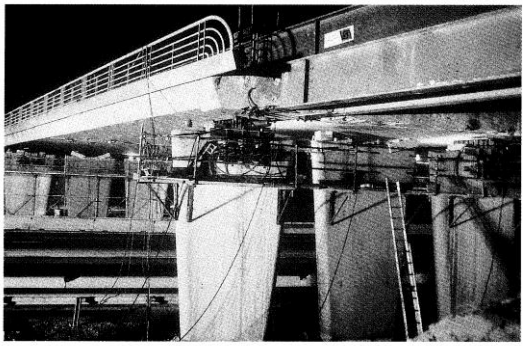


Bild 9. Bestehender Überbau beim Längsverschub mit Walker-Jacks
Fig. 9. Existing superstructure during longitudinal launching with walker jacks

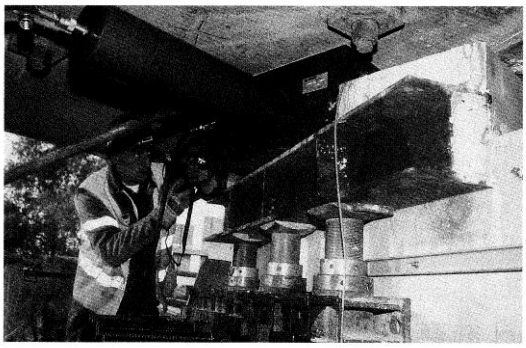


Bild 10. Hub-Schub-Pressen in eingebautem Zustand auf dem bestehenden Pfeilerkopf
Fig. 10. Lift and launch jacks installed on the existing pier head

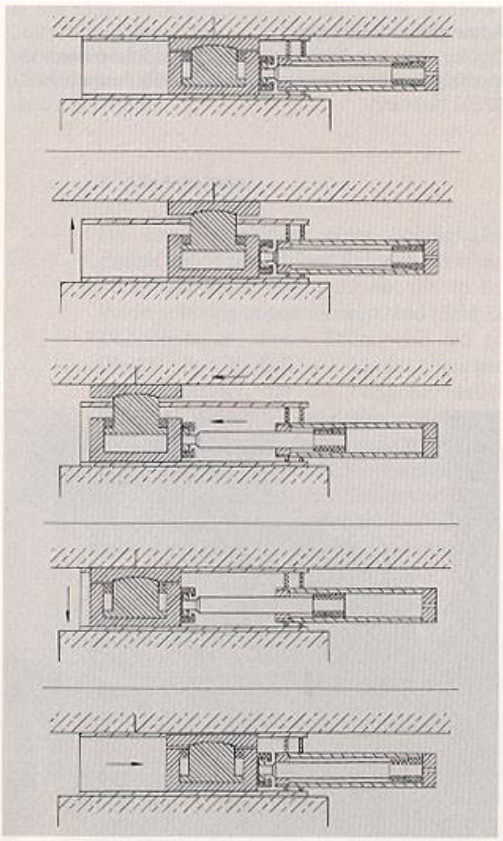


Bild 11. Darstellung der einzelnen Phasen eines Verschubschritts der Walker-Jacks beim Einsatz als Hub-Schub-Anlage
Fig. 11. Phases of a working cycle of a walker jack used as lift and launch unit

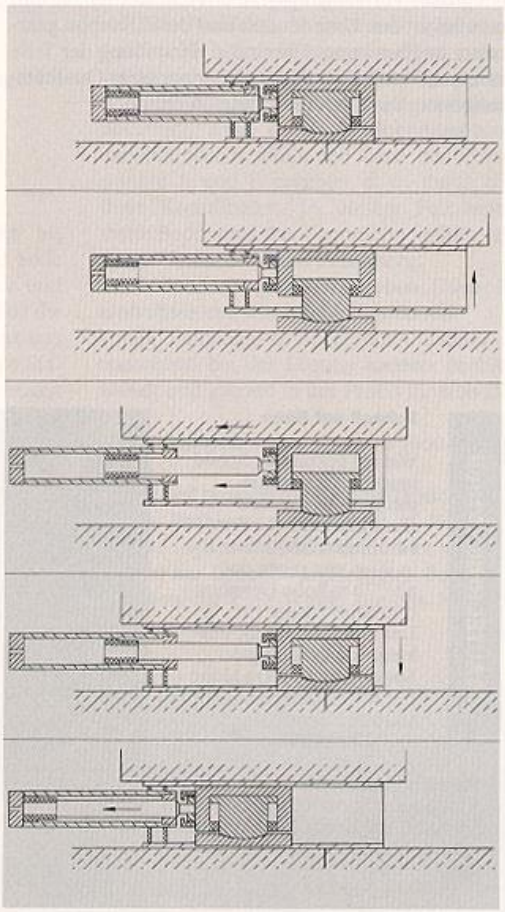


Bild 12. Walker-Jacks im Einsatz als Schubschlitten
Fig. 12. Walker jacks used as launching sled unit

Dreht man diese Pressen um und setzt sie auf eine ebene Verschubbahn, so ist es möglich, schwere Lasten durch Anheben der Hubpressen und anschließendes Ausfahren der Schubpressen um jeweils einen Pressenhub vorwärts zu bewegen (Bild 12). Dann folgt das Absetzen der Last auf den Pressenrahmen durch Einfahren der Hubpressen. Mit dem Zurücksetzen der Schubpressen wird ein Verschubtakt beendet, und der Vorgang beginnt von neuem. So wird das Bauteil Schritt für Schritt vorwärts bewegt.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Vorgabe kurzer Bauzeiten und die Notwendigkeit, den Einsatz von Personal und Geräten zu optimieren, veranlassen dazu, bei der Herstellung eines Brückenbauwerks den Einsatz der Schiebetechnik oder anderer Verfahren der Maschinentechnik zu prüfen.

Wie die Beispiele zeigen, spielt dabei die Größe der Bauwerke keine Rolle. Im Wettbewerb kann die Schiebetechnik in vielen Fällen die Herstellkosten reduzieren und/oder die erforderliche Bauzeit verkürzen. Bei Großprojekten, insbesondere im Offshore-Bereich, ist der Einsatz der Schiebetechnik mittlerweile Stand der Technik.

In Kombination mit anderen Verfahren der Maschinentechnik, wie z. B. der Hebetechnik, kann ein großer Vorfertigungsgrad erreicht werden, so daß parallel an den Unterbauten und dem Überbau gearbeitet werden kann. Durch die Herstellung der Teile in einer Feldfabrik kann weiterhin eine Qualitätssteigerung der Bauwerke erzielt werden.

Literatur

[1] *Faure, P.:* Delancage d'un passage superieur en beton precontraint sur l'autoroute A 7. Ouvrages d'Art No. 30, Août 1998, S. 13–20.

[2] Deconstruction above the motorway. Freyssinet Magazine November 1998, No. 203, S. 20 f.

[3] *Navarro, M. G., Lebet, J.-P., Beyloune, R.:* Launching of the Vaux Viaduct. Structural Engineering International, February 2000, S. 16–18.

Bildnachweis:
Bilder 1–3 und 5–7: Werkfotos Bauunternehmung Max Bögl, Neumarkt
Bild 4: Foto by *Boily*
Bilder 9 und 10: Freyssinet photographic library – *M. Francis Vigouroux*

Autor dieses Beitrages:
Dipl.-Ing. Hans-Jörg Beier, Technischer Leiter Brückenbau in der Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, Postfach 1120, 92301 Neumarkt

Veröffentlichung von Hans-Jörg Beier [3].

Literaturverzeichnis

[1] Podolny, W.; Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York, Wiley, 1982.

[2] Riedmann, E.: Talbrücke Schnaittach. In: Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), Heft 4, S. 98 – 101.

[3] Beier, H.-J.: Schiebetechnik im Brückenbau. In: Bautechnik 77 (2000), Heft 10, S. 725 – 730.

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 7

FERTIGTEILBAUWEISE – SEGMENTBRÜCKENBAU MITTELS SHORT-LINE-METHODE UND VERLEGEGERÄT

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

7 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Short-Line-Methode und Verlegegerät 183

7.1 Konzeptionsgrundsätze 183
7.1.1 Einleitung 183
7.1.2 Anwendungsbereiche des Segmentbrückenbaus 185
7.1.3 Segmentbauweise als Fast Track Project 187
7.1.4 Merkmale der Segmentherstellung 193
7.1.5 Merkmale der Segmentmontage 201
7.2 Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze 208
7.3 Planung der Ausführung 214
7.4 Projektbeispiele 220
7.4.1 Bang Na Expressway, Bangkok 220
7.4.2 Second Stage Expressway, Bangkok 226
7.5 Segment-Verlegegeräte 235

Literaturverzeichnis 250

7 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Short-Line-Methode und Verlegegerät

7.1 Konzeptionsgrundsätze

7.1.1 Einleitung

Die Fertigteilbauweise kann in Quersegment- und Längsträgerfertigteilbauweise unterschieden werden (Tabelle 7-1).

Tabelle 7-1: Gliederung der Fertigteilbauweisen

FT - Segmentbauweise		
Träger (längs)		**Segmente (quer)**
Verbundbauweise Stege: Fertigteile Fahrbahnplatte: Ortbeton	Bauweise	**Fertigteilbauweise** Querfugen geklebt oder trocken (Brüstungen: Ortbeton)
Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Serienfertigung in Fabrik	Herstellung	Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Short- oder Longline Methode
mit Mobilkran (3 MN) mit Verlegegerät (bis 25 MN) mit Schwimmkran (bis 80 MN)	Montage	Lehrgerüst Freivorbau (bis 40 MN) Vorschubgerüst (bis 800 MN)

Die Fertigteil Segmentbauweise lässt sich wie folgt gliedern:

Tabelle 7-2: Gliederung der Segmentbauweise

FT - Segmentbauweise Freivorbau		
Vorschub-Verlegegerät obenliegend (Mehrfeld-Brücken)		**Freivorbaugerät**
Mehrfeldsystem	**Einfeldsystem**	Typ "Pond de Normandie, Frankreich" Typ "Vasco da Gama, Spanien"
Typ "Nun - River, Nigeria" Typ „Ajaokuta Nigeria“	Bangkok Expressway (SES)	
Short-Line-Methode oder Long-Line-Methode		

Die Bauweise mit Verlegegerät vom Pfeilerkopf aus bedingt eine unmittelbare Zugänglichkeit unter der Brücke damit der Antransport der Fertigteile per Ponton oder SKW erfolgen kann.

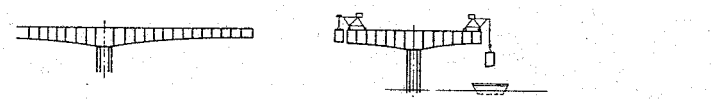


Bild 7-1: FT Freivorbau mit direkter Segmentmontage mittels Freivorbauverlegegerät

Von der Pfeileranzahl und deren Zugänglichkeit, sowie der Brückenlänge hängt die Wahl der Segmentmontage ab. Bei langen Brücken mit beträchtlichem Vorlandanteil

und / oder sehr hohen Brücken wird meistens ein Vorschub – Velegegerät erforderlich sein.

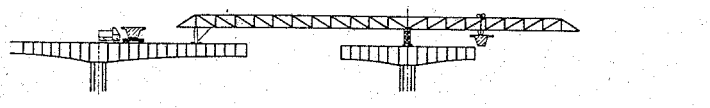


Bild 7-2: FT Freivorbau mit oben liegendem Vorschubträger-Verlegegerät

Segmentbauweise mit feldweiser Herstellung des Überbaus (Mehrfelddurchlaufsystem) (vgl. Skript Teil 7.2 und 7.3).

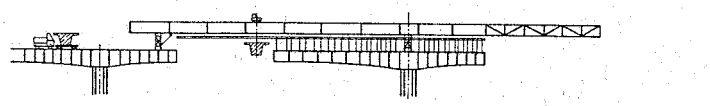


Bild 7-3: FT Segmentbauweise in feldweiser Herstellung (kein Freivorbau)

Die Entwicklung des Massivbrückenbaus ist seit Mitte dieses Jahrhunderts stark durch die Anwendung des Systems der Vorspannung geprägt worden. Bei den ersten Anwendungen der Vorspannung wurden die Spannglieder ausserhalb des Betonquerschnittes angeordnet, um die recht grossen Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen durch die Möglichkeit des Nachspannens zu beherrschen. Mit der Verwendung hochfester Spannstähle konnte dieser Einfluss verringert und leichter bestimmt werden. In der Folge verschwand die externe Vorspannung fast gänzlich, da der Verbund von Spannstahl und Beton neben einer verbesserten Rissverteilung auch einen längerfristigen Korrosionsschutz versprach [1], [2].

Dass die externe Vorspannung, in den letzten Jahren wieder verstärkt zum Einsatz gelangt, ist eng mit dem Segmentbrückenbau verbunden, bei dem der Überbau in einzelne, quer zur Brückenlängsrichtung liegende Segmente unterteilt ist, die z.B. industriell vorgefertigt und auf der Baustelle zusammengespannt werden [3]. Diese Bauweise besitzt vor allem in Frankreich und den USA eine lange Tradition, wo die wesentlichen Schritte in der Entwicklung von Konstruktion und Bauverfahren unternommen wurden [4]. Im Mittelpunkt der konstruktiven Entwicklung stand die Fugentechnik, die von der dicken vergossenen Beton- bzw. Mörtelfuge über die dünne geklebte Kontaktfuge hin zur Trockenfuge führte. Die Fugen stellen ein erhöhtes Korrosionsrisiko für im Steg von Hohlkastenquerschnitten geführte Spannglieder dar. Durch die externe Anordnung der Spannglieder im Hohlkasten der Brücke verbunden mit dem heute verfügbaren verbesserten Korrosionsschutz konnte das Problem der Spanngliedkorrosion prinzipiell gelöst werden. Zudem wurden dadurch die Schwierigkeiten der genauen Einschätzung und Überprüfung des Verpressergebnisses beim Injizieren der Hüllrohre beseitigt. Letztendlich erlauben die freiliegenden, leichter zugänglichen Spannglieder durch die verbesserte Kontrolle und Wartung sowie der Möglichkeit des Nachspannens das Errichten und Betreiben dauerhafter Brückenbauwerke[5], [6].

Neben der Dauerhaftigkeit waren es wirtschaftliche Aspekte, die zu einer Verbindung der Segmentbauweise mit der externen Vorspannung geführt haben. Durch die Auslagerung der Spannglieder und die Einführung der Trockenfuge konnten die Fertigungsvorgänge Bewehren, Betonieren und Montieren vereinfacht werden. Die einzelnen Fertigungsschritte vom Einbau der Hüllrohre bis zum Injizieren der Spannglieder wur-

den ebenso wie das aufwändige Schliessen der Fugen vermieden. Die damit verbundene gleichmässig gute Betonverdichtung im Steg bei gleichzeitiger Verwendung hochfester Betone sowie der begrenzte Betonierabschnitt (Segment), der nicht mittels ausgeklügelter Abbindeverzögerung über mehrere Stunden betoniert werden muss (Ortbetonbrücke), ergaben eine höhere Qualität der Segmente bzw. des fertig gestellten Überbaus. Zudem konnten die Taktzeiten bei der Herstellung und Montage der Segmente verkürzt werden. Mit der Vereinfachung der Fertigungsvorgänge wurde die Einführung mechanisierter Verlegesysteme gefördert.

7.1.2 Anwendungsbereiche des Segmentbrückenbaus

7.1.2.1 Hauptanwendungsbereich

Mit der Effizienz bei der Montage kam ein entscheidender Vorteil des Segmentbrückenbaus in Bezug auf Qualität und Wirtschaftlichkeit wieder zum Tragen: die Möglichkeit zur industriellen Vorfertigung der Überbausegmente. Die von den eigentlichen Baustellenprozessen entkoppelte Fertigung der Überbausegmente gestattet Bauvorhaben als so genannte *Fast Track Projects* abzuwickeln [7], dass heisst innerhalb extrem kurzer Zeitvorgaben von der Vergabe bis zur Fertigstellung.

Die Forderung, ein wirtschaftliches und gleichzeitig dauerhaftes Bauwerk im Rahmen eines *Fast Track Project* zu erstellen, wird vermehrt bei der Verwirklichung grosser Infrastrukturprojekte gestellt. Da eine Vielzahl der heutigen Infrastrukturbauten als Konzessionsobjekte realisiert werden, liegt ein wesentlicher Grund für diese Forderung in dem Bestreben einer schnellen Amortisation des investierten Kapitals. Wird zudem die Baustellenfertigung aufgrund beengter Platzverhältnisse behindert, wie es z.B. bei den grossen Agglomerationen in Asien und Südamerika der Fall ist, ist mit der Segmentbauweise ein geeignetes Brückenbauverfahren gegeben, das einen zeitlich komprimierten Baufortschritt durch die Parallelität von Fertigungsprozessen mit der Fertigung einzelner Bauwerkselemente ausserhalb der Baustelle verknüpft [8].

Aus der Übertragung technischer und organisatorischer Merkmale der stationären Industrie auf die Bauindustrie lässt sich ein zusätzlicher Kostenvorteil erzielen, der aber nur dann zu greifen scheint, wenn die Überbausegmente in grossen Stückzahlen gefertigt werden, um die nicht unerheblichen Vorkosten für die maschinelle Ausrüstung der stationären Produktionsstätte (Schalung, Hebegeräte usw.) und der Baustelle (Transport-, Hebe- und Verlegegeräte usw.) aufzufangen.

7.1.2.2 Bedingungen für die Anwendung in der Schweiz

Die Frage, ob das Anwendungsfeld der Segmentbauweise auch auf kleinere und mittlere Brückenbauwerke auszuweiten ist und unter welchen Bedingungen sich der Einsatz als lohnend erweist und so eine stärkere Auseinandersetzung mit dieser Bauweise in der Schweiz rechtfertigt, führt zu folgenden Überlegungen:

1. Grundsätzlich kann die Segmentbauweise mit angepasster baubetrieblicher Technik und Logistik auch für kleine und mittlere Brückenbauwerke wettbewerbsfähig eingesetzt werden. Denn gerade bei mehrfeldrigen Brückensystemen, die man auf einem Lehrgerüst oder Verlegeträger in Ortbeton erstellen würde, kann die Herstellung und das oft aufwändige feldweise Umsetzen der Schalung entfallen. Das Verschieben der vereinfachten Lehrgerüste oder Vorschubträger ist zwar weiter

erforderlich, dennoch lassen sich die Vorteile einer kostengünstigen Produktion des Überbaus mit der Verkürzung der Bauzeit verbinden.

2. Es ist unerheblich, ob die Fertigung für ein grosses oder mehrere kleine Brückenbauwerke erfolgt, solange die einzelnen Baustellen voneinander bzw. von der Fertigungsstätte der Überbausegmente nicht zu weit entfernt liegen. Brücken über Autobahnen erfüllen häufig diese Forderung, zumal sie sich in ihren geometrischen Randbedingungen weitgehend ähneln. Daher sind sie trotz ihrer geringen Bauwerkslängen mit einer zentral angeordneten Segmentfertigung wirtschaftlich zu realisieren.
3. Die Frage nach den Kosten einer Baumassnahme steht im Mittelpunkt bei der Wahl einer geeigneten Bauweise. Neben den eigentlichen Baukosten kann die Segmentbauweise in manchen Fällen dazu beitragen, Baunebenkosten, die aus einer Wechselwirkung der Baumassnahme mit der Umwelt entstehen, zu vermindern. Beim Bau von innerstädtischen Brücken und beim Um- bzw. Ausbau von Autobahnbrücken erweist sich daher die Segmentbauweise durchaus als Alternative gegenüber anderen Bauverfahren, denn die Kosten aus der Verlegung und Behinderung von Verkehrsströmen hochfrequentierter Strassen können infolge der schnellen Baudurchführung gesenkt, sowie die Akzeptanz der Betroffenen erhöht werden.
4. Neben den Kosten, die während der Baumassnahme entstehen, finden immer stärker die späteren Folgekosten Eingang bei der Entscheidung für eine Bauweise; ein aufwändiger Unterhalt und die ebenfalls häufig mit einer Verkehrsbeeinflussung verbundene Sanierung von Brückenbauwerken sind in ihrer Kostenrelevanz nicht zu unterschätzen. Die Segmentbauweise bietet hier den bereits erwähnten Vorteil, dass die eigentliche Bau- bzw. Unterhaltszeit und damit auch die Zeit der Verkehrsbehinderung bei Sanierungsmassnahmen verkürzt wird. Der Brückenunterhalt wird durch die externe Vorspannung erleichtert, wie es mit dem Nachspannen oder Auswechseln von Spanngliedern gegeben ist. Die externe Vorspannung begünstigt zusätzlich die Möglichkeit zur vereinfachten Demontage und Rückgewinnung einzelner Segmente bzw. ganzer Brückenabschnitte.
5. Innerhalb der angestrebten langen Nutzungsdauer von Brückenbauwerken sind Nutzungsänderungen nur über einen erhöhten baulichen Aufwand zu berücksichtigen. Die externe Vorspannung erlaubt in diesem Fall durch sukzessives Erhöhen der Vorspannkraft bzw. das Einziehen weiterer Spannglieder die einfache und schnelle Anpassung an sich ändernde Einwirkungen.

Zusammenfassend stellt sich die Segmentbauweise unter bestimmten Randbedingungen auch für den Schweizer Baumarkt als ein attraktives Bauverfahren dar, das auch bei kleineren und mittleren Projekten des Brückenbaus zu einer Senkung von

- Investitions- und Kapitalkosten
- Fertigungskosten
- Baunebenkosten
- Unterhaltskosten
- Schadenfolgekosten und
- Nutzungsänderungskosten beitragen kann.

Damit die wirtschaftlichen Vorteile des Segmentbrückenbaus für Bauvorhaben im Bereich kleiner und mittlerer Bauwerkslängen in ganzem Umfang zum Tragen kommen, bedarf es einiger Voraussetzungen:

1. einer Projektplanung, die sich an den Erfordernissen des Bauverfahrens orientiert
2. eines Bauprozesses, der einen technisch und organisatorisch reibungslosen Ablauf garantiert
3. eines einfachen und leicht zu verändernden Verfahrens für die Segmentherstellung, um auch kleine Serien wirtschaftlich fertigen zu können
4. eines Vermessungs- und Kontrollkonzeptes, das eine den Anforderungen entsprechend hohe Massgenauigkeit gewährleistet
5. einer durchdachten Organisation der Logistik
6. eines einfachen, schnellen und modifizierbaren Montageverfahrens, damit der Zeit- und Kostenvorteil der Vorfertigung erhalten bleibt

Grundlegende und vergleichende Betrachtungen beschäftigen sich nachfolgend mit den Wegen zur Erfüllung dieser Voraussetzungen, und sollen Entscheidungshilfen für den effizienten Einsatz der Segmentbauweise geben.

7.1.3 Segmentbauweise als Fast Track Project

Grundlage für die Charakterisierung eines Bauvorhabens als *Fast Track Project* bildet das Verständnis über die Produktionsstruktur der Segmentbauweise. Denn die markanteste Merkmalsausprägung eines *Fast Track Project* [7], die enorm kurze Fertigungsdauer, liegt begründet in der Ausnutzung der bautechnologischen Eigenschaften der Segmentbauweise.

Die Segmentbauweise hebt sich gegenüber anderen Bauweisen dadurch hervor, dass das Brückenbauwerk in Einzelbauteile aufgeteilt wird, die sich oft wiederholen und in Form und Abmessung weitgehend identisch sind. Als Folge lässt sich der Bauprozess (Produktionsprozess) in verschiedene Fertigungsprozesse (Bild 7-4) gliedern, die sich wiederum aus verschiedenen Teilprozessen zusammensetzen [9]. Zum einen sind diese Teilprozesse durch zyklisch aufeinander folgende Arbeitsvorgänge charakterisiert und zum anderen durch ihre teilweise, die Fertigungstiefe auf der Baustelle verringernde Verlagerung auf baustellenunabhängige Produktionsstätten.

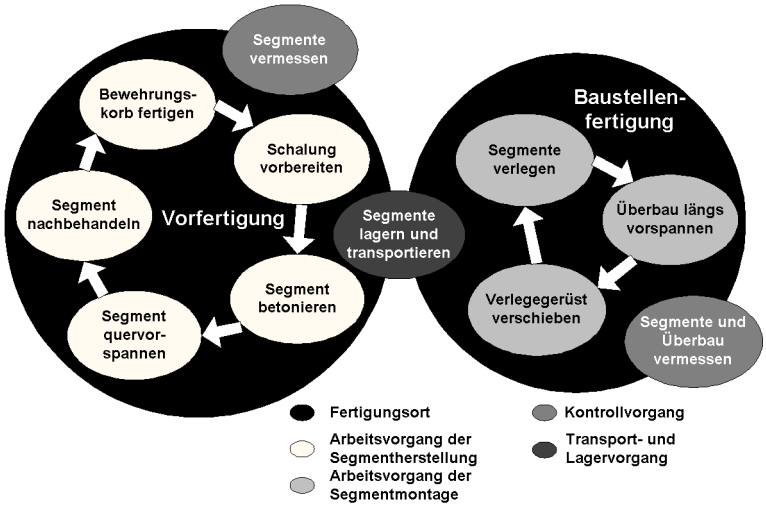


Bild 7-4: Zyklus des Fertigungsprozesses Überbau

Danach unterteilt sich der Bauprozess *Segmentbrückenbau* in die beiden Fertigungsprozesse *Unterbau* und *Überbau*, wobei der zuletzt genannte Fertigungsprozess sich aus den beiden Teilprozessen *Segmentherstellung* und *Segmentmontage* zusammensetzt. In Form der repetitiven Arbeitsvorgänge *Bewehren*, *Schalen*, *Betonage*, *Quervorspannung* und *Nachbehandlung* wird der Teilprozess *Segmentherstellung* in die baustellenunabhängige Vorfertigung verlagert. Bei dem auf der Baustelle ablaufenden Teilprozess *Segmentmontage* verringert sich die Anzahl der gleichfalls repetitiven Arbeitsvorgänge auf das *Segmentverlegen*, die *Längsvorspannung* und den *Verschub des Verlegegerüstes*. Den Ablauf der Fertigung unterstützend und sichernd kommen sowohl bei der *Segmentherstellung* als auch bei der *Segmentmontage* noch die Transportprozesse, die Kontrollprozesse sowie die Wartungs- und Lagerprozesse hinzu (Bild 7-4).

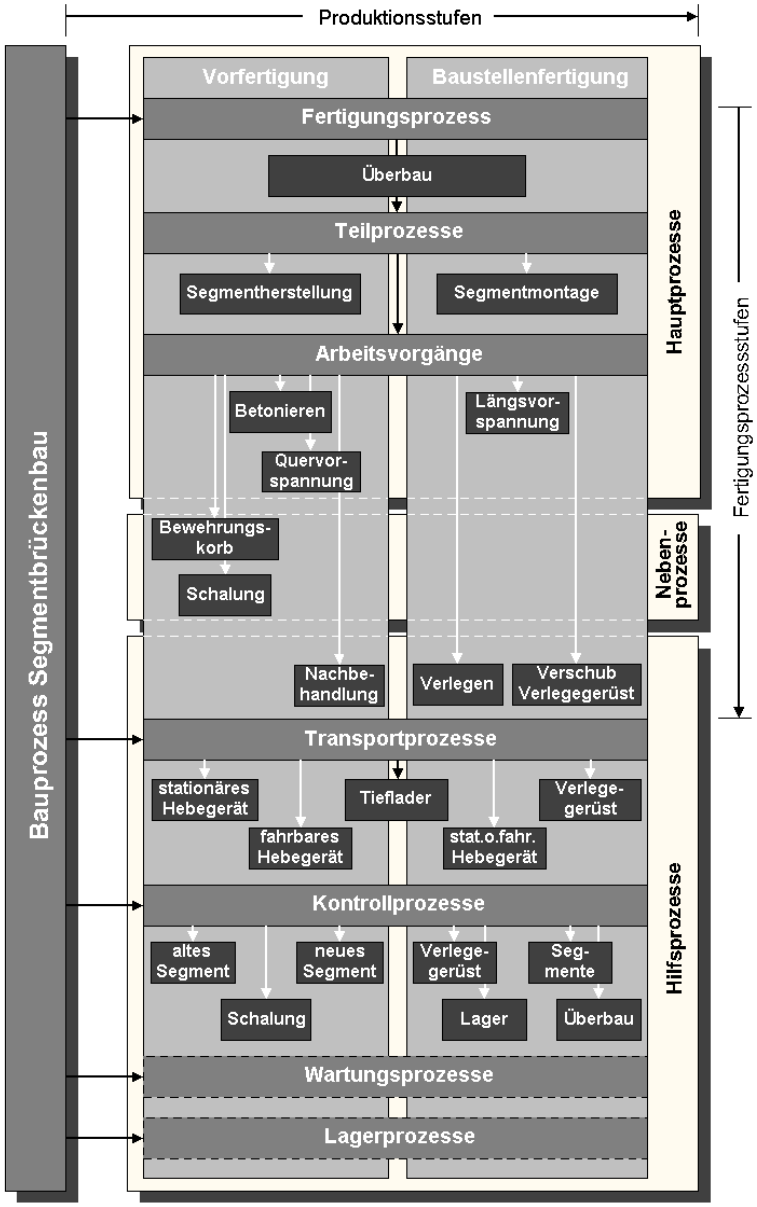


Bild 7-5: Bauprozessgliederung des Segmentbrückenbaus (Überbau)

7.1.3.1 Zeitgewinn aus parallelen Fertigungsprozessen und industriellen Produktionsmethoden

Im Vergleich zur konventionellen Ortbetonbauweise mit ausschliesslicher Baustellenfertigung ist in der Segmentbauweise eine wesentliche Zeitersparnis zu erzielen (Bild 7-6).

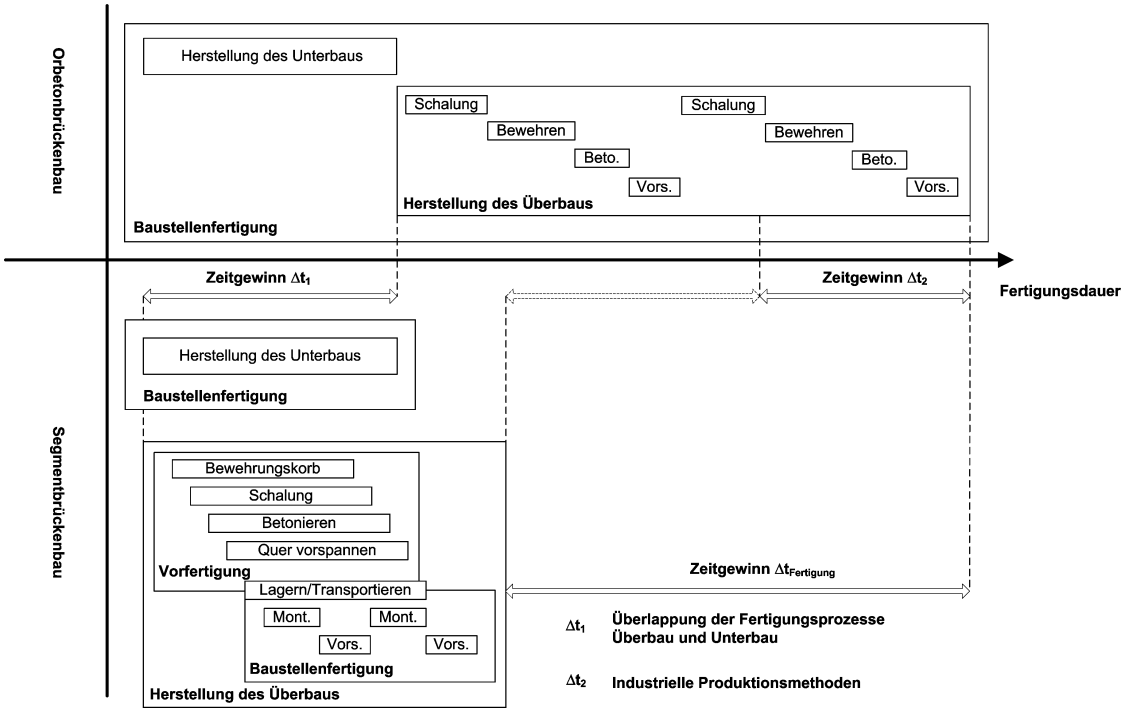


Bild 7-6: Zeitgewinn aus parallelen Fertigungsprozessen und industriellen Produktionsmethoden

Laufen bei der konventionellen Ortbetonbauweise die beiden Fertigungsprozesse *Unterbau* und *Überbau* nacheinander ab, wird mit der Segmentbauweise ihre parallele Abfolge möglich (Zeitgewinn Δt_1). Das heisst, bereits während der Erstellung der Unterbauten kann mit der Herstellung der einzelnen Überbausegmente in der Vorfertigung begonnen werden. Dabei ist die Segmentproduktion im Grunde völlig unabhängig von den Baustellengegebenheiten und den vorherrschenden Witterungsverhältnissen. Parallelisierte Abfolgen von einzelnen Arbeitsvorgängen innerhalb der Teilprozesse sind ebenfalls möglich, wobei zudem durch die zyklische Wiederkehr der Arbeitsvorgänge und ihre hohe Mechanisierung industrielle Produktionsmethoden erreicht werden können, die schliesslich zu einer weiteren zeitlichen Ersparnis (Zeitgewinn Δt_2) gegenüber der Ortbetonbauweise führen.

7.1.3.2 Zeitgewinn aus parallelen Projektphasen

Eine wirtschaftlich orientierte Nutzung industrieller Produktionsmethoden im Bauwesen setzt die konsequente Umsetzung ihrer technischen und organisatorischen Merkmale voraus. Dies kann durch parallelisierte Projektphasen mit einer an den Produktionsmethoden orientierten Planung der Bauwerkskonstruktion und der Bauverfahren erreicht werden (Bild 7-7). Nur so gelingt die weitgehende Standardisierung der einzelnen Fertigungsvorgänge, die Nutzung ihres Mechanisierungspotentials, ihre optimale Verknüpfung untereinander und der gezielte Einsatz der Produktionsmittel. Unter der Voraussetzung von Totalunternehmerverträgen kann dieses Ziel der

fertigungsorientierten Planung durch die Übertragung der Ausführungsplanung in die Verantwortlichkeit des Bauunternehmens verwirklicht werden [7]. Dadurch wird sichergestellt, dass der Erkenntnisgewinn aus früheren Baumassnahmen direkt in die Planungsphase des neuen Bauvorhabens zurückfliesst. Gleichzeitig eröffnet sich dem Bauunternehmen die Möglichkeit, Planung und Bauausführung parallel verlaufen zu lassen. Dass heisst, ohne dass das gesamte Brückenbauwerk vollständig geplant und konstruiert ist, können bereits einzelne Bauabschnitte erstellt werden.

Zum Zeitvorteil infolge der Produktionsstruktur der Segmentbauweise (Zeitgewinn $\Delta t_{Fertigung}$) kann somit ein weiterer Zeitvorteil aus der Parallelität von Planung und Ausführung (Zeitgewinn $\Delta t_{Planung}$) treten. Koppelt man beide Zeitvorteile, kann die Gesamtdauer eines Bauvorhabens durch den frühzeitigen Beginn und durch die Verkürzung der Ausführungsphase erheblich verkürzt werden (Bild 7-7).

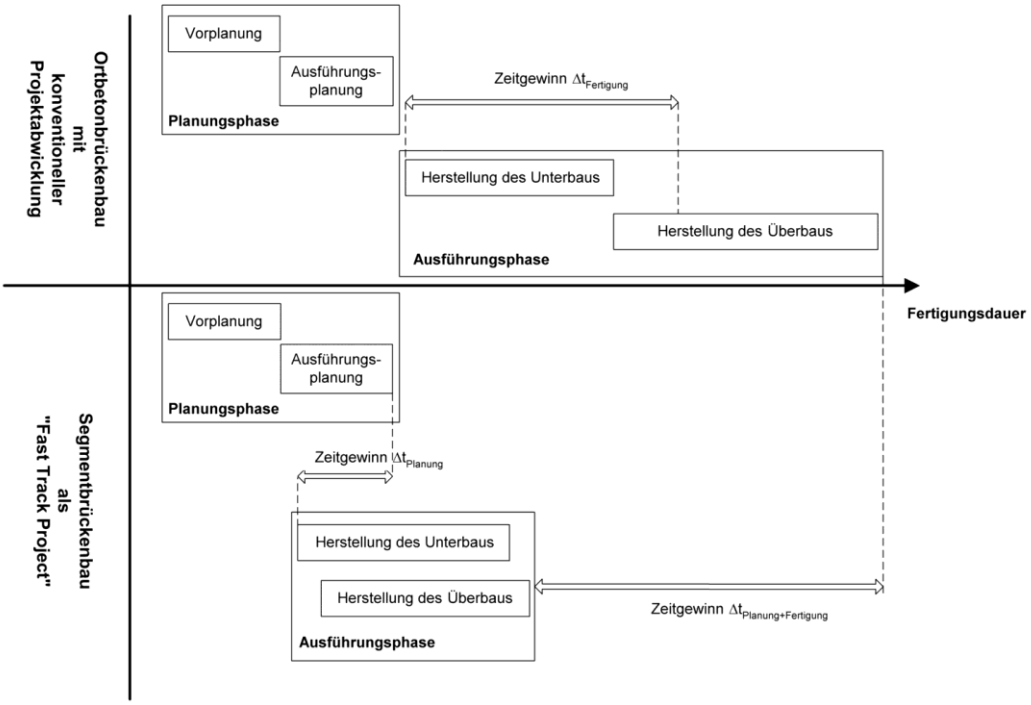


Bild 7-7: Zeitgewinn aus parallelen Projektphasen

Die Anforderungen, die sich durch das Überlappen von Ausführungsplanung und Bauausführung an das Planungsmanagement ergeben, sind enorm hoch. Bedingt durch das abschnittsweise Planen und Errichten des Bauwerkes, fordert das ständige Wechselspiel zwischen den konzeptionellen Aufgaben der Ausführungsplanung [7]:

- Erstellen des technischen Konzeptes,
  - (Einbinden von Normen, Spezifikationen und Vorschriften usw.)
- Festlegen des Tragwerkkonzeptes,
  - (statische und konstruktive Berechnung des Brückenbauwerkes,
  - Anfertigung der Ausführungszeichnungen usw.)
- Aufstellen des optimalen baubetrieblichen Konzeptes,
  - (Planung Segmentherstellung und -transport,
  - Entwurf und Einsatz der Verlegegeräte,
  - Berechnung der Montagezustände usw.),

die strikte Einhaltung genau zu definierender Planungsschritte und -abläufe, die in eine Terminplanung einzubetten sind, die exakt festlegt, wer, was und wann planerisch umzusetzen hat.

Dafür ist es unabdingbar, dass

- an der Abschnittsbildung des Bauwerks orientierte Planungspakete aufgestellt werden,
- der jeweilige Planungsstand hinreichend dokumentiert ist,
- die Planverteilung an Prüfer, Baustelle, etc. überwacht und gesteuert wird und
- vorausschauende Grundlagen zu schaffen sind, die das Einbinden von späteren Planungsänderungen erleichtern.

Desweiteren muss zwischen den einzelnen Planungsteams, den genehmigenden Stellen und der Bauausführung der Informationsfluss in der Form organisiert werden, dass die wesentlichsten Informationen rechtzeitig und präzise fliessen.

Die angedeuteten komplexen Anforderungen an das Management der Ausführungsplanung lassen sich nur erfüllen, wenn die Planungsbeteiligten die Zusammenhänge zwischen getroffener konstruktiver und bauverfahrenstechnischer Vorgehensweise und deren Auswirkung auf die nachfolgenden Entscheidungen erkennen, beurteilen und ihr Handeln in wirtschaftlicher Weise daran ausrichten können. Sie müssen die Bauverfahren voll beherrschen und projektphasenübergreifend eingespielte Teamstrukturen aufweisen.

7.1.3.3 Schlussfolgerungen für die Wirtschaftlichkeit

Bisher wurde die Charakterisierung von Bauvorhaben in Segmentbauweise als *Fast Track Projects* in erster Linie über die Leistungsfähigkeit dieser Bauweise während der Bauwerkserstellung vorgenommen. Dabei resultieren die enorm kurzen Ausführungsphasen nicht aus einer kapazitiven Erhöhung der Produktionsfaktoren, sondern liegen begründet in der Produktionsprozessstruktur dieser Bauweise. Infolgedessen zeichnet sich im Vergleich der Segmentbauweise mit einer konventionellen Ortbetonbauweise die in Bild 7-8 aufgezeigte Abhängigkeit der Fertigungskosten von der Fertigungsdauer ab.

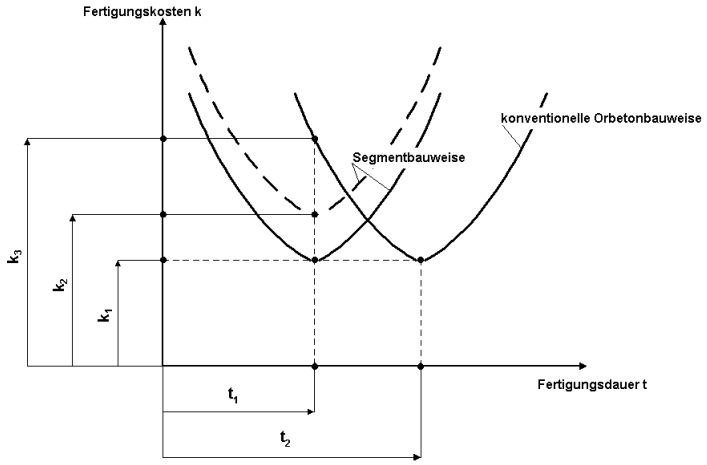


Bild 7-8: Abhängigkeit der Fertigungskosten von der Fertigungsdauer

Setzt man ein gleiches Kostenminimum bei beiden Bauweisen voraus (Fertigungskosten k_1) wird ersichtlich, dass die konventionelle Ortbetonbauweise, um das Bauprojekt im selben kurzen Zeitraum abwickeln zu können wie die Segmentbauweise (Fertigungsdauer t_1), aufgrund der notwendigen Erhöhung der bereitzustellenden Kapazitäten ein Mehr an Kosten (Fertigungskosten k_3) verlangt. Erhält der Realisierungszeitraum einer Baumassnahme bei der Wahl einer Bauweise entscheidendes Gewicht, wird das Ziel einer kurzen Fertigungsdauer auch bei einer Erhöhung des Kostenminimums der Segmentbauweise (Fertigungskosten k_2) kostengünstiger zu erreichen sein als mit der konventionellen Ortbetonbauweise.

Bezieht man die weiteren bereits erwähnten Kostenreduzierungen (Abschnitt 7.1.2.2) bei der Suche nach der optimalen Bauweise mit ein, wird die Segmentbauweise auch bei geringerer Wichtung der Fertigungsdauer ihre Wirtschaftlichkeit beibehalten können. Die Kennzeichnung als *Fast Track Projects* lässt sich nunmehr auf Bauvorhaben erweitern, die neben einer extrem kurzen Fertigungs-, Unterhalts- und Umnutzungszeit die Errichtung und Betreibung anpassungsfähiger, unterhaltsfreundlicher und dauerhafter Brückenbauwerke beinhalten.

7.1.4 Merkmale der Segmentherstellung

Die enge Verflechtung von Bauwerkskonstruktion und Bauverfahren infolge industrieller Produktionsmethoden spiegelt sich beim Teilprozess *Segmentherstellung* in erster Linie in Art und Anzahl der herzustellenden Segmente wider. Ob zusätzlich zu Standard- und Verankerungssegmenten auch Umlenksegmente hergestellt werden müssen, wird danach massgeblich über die gewählte Spanngliedführung beeinflusst. Nachfolgend werden alle drei Segmenttypen berücksichtigt, wobei durch die prinzipielle Darstellung der Segmentherstellung eine Übertragung auf unterschiedliche konstruktive Gegebenheiten leicht möglich ist.

7.1.4.1 Herstellungsstandort

Die Überbausegmente können vorgefertigt werden

- in einem stationären Fertigteilwerk,
- in einem temporären Fertigteilwerk,
- in der temporären Baustellenfertigung,

wobei die Wahl des Hertsellungsstandortes über

- die verfügbaren Platzverhältnisse,
- die Anzahl der Segmente,
- die Transportwege und –entfernungen,
- die Transporthäufigkeit und
- die Art des Transportmittels

getroffen wird [10]. Die Abhängigkeit der Segmentkosten von der Transportentfernung und der Segmentanzahl ist in Bild 7-9 dargestellt.

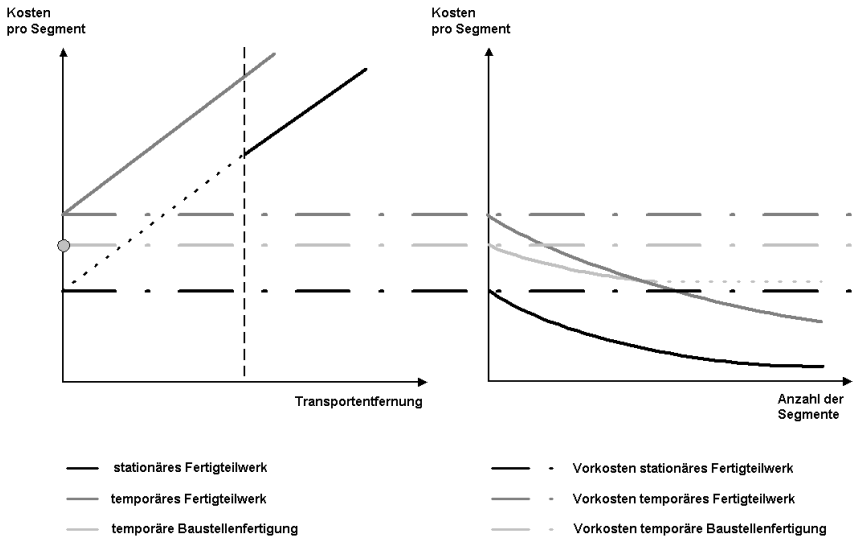


Bild 7-9: Kostenabhängigkeit von der Transportentfernung und der Segmentanzahl

Verhindern geometrische Randbedingungen des Transportweges wie Durchfahrtshöhen und Gewichtsbeschränkungen die Vorfertigung der Segmente in stationären Fertigteilwerken nicht, lassen sich grössere Transportentfernungen durchaus rechtfertigen, da geringe Vorkosten für die maschinelle Ausrüstung und die Ausnutzung des hohen Mechanisierungs- und Automatisierungsgrades die Einzelkosten der Segmente senken. Dies bedeutet, dass sich im stationären Fertigteilwerk industrielle Produktionsmethoden am besten verwirklichen lassen, zudem durch den qualifizierten Mitarbeiterstamm der Arbeitsaufwand pro gefertigtem Segment bereits zu Herstellungsbeginn gering gehalten werden kann. Zu beachten ist, dass die Installierung einer neuen Fertigungslinie in die Produktionsplanung des Fertigteilwerkes integriert werden muss.

Bei kleineren Projekten kann die Entscheidung zugunsten der temporären Baustellenfertigung ausfallen, wo nur so viele Segmente hergestellt werden, wie für die Erstellung des Brückenbauwerkes notwendig sind. Dies bedeutet zwar Kleinserien mit geringer Mechanisierung bei höheren Vorkosten für die Fertigungseinrichtung, dafür entfällt aber der gesamte Segmenttransport zur Baustelle, und die Segmentherstellung kann der Tragfähigkeit der Hebezeuge optimal angepasst werden. Bei einer temporären Baustellenfertigung wird man auch auf Vorfertigungselemente wie Teilbewehrungskörbe etc., zurückgreifen, um den Rationalisierungsgrad zu steigern und eine geringe Fertigungstiefe vor Ort zu erzielen.

Nur bei sehr grossen Projekten erscheint die Errichtung eines kompletten Fertigteilwerkes vor Ort sinnvoll. Zwar erreicht das temporäre Fertigteilwerk nach einer gewissen Einarbeitungszeit die Effizienz eines stationären Fertigteilwerkes bei kürzeren Transportwegen, als nachteilig sind aber der grosse Platzbedarf und die zusätzliche Steigerung der Vorkosten durch die Vorhaltung weiterer Baustelleneinrichtungselemente, wie Werkstätten, Unterkünfte usw. anzusehen.

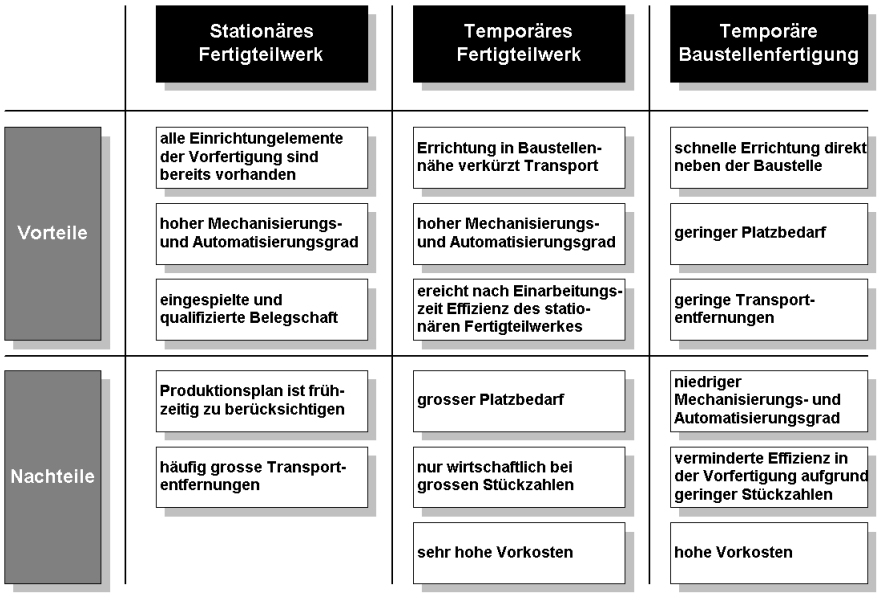


Bild 7-10: Vor- und Nachteile verschiedener Herstellungsstandorte

Grundsätzlich werden sich bei der Fertigung grösserer Stückzahlen industrielle Produktionsmethoden am besten nutzen lassen. Da bei kleineren und mittleren Brückenbauvorhaben Segmente in entsprechend geringen Mengen gefertigt werden, ist mit Auswirkungen aus der Lernkurve insbesondere auf die Fertigungsqualität und die Leistungsfähigkeit zu rechnen. Dieser Nachteil wird mit der Segmentherstellung im stationären Fertigteilwerk minimiert und kann durch ein spezialisiertes Unternehmen auch für die temporäre Baustellenfertigung in bestimmtem Masse aufgehoben werden.

Eine Gegenüberstellung der verschiedenen Herstellungsstandorte ist dem Bild 7-10 zu entnehmen.

7.1.4.2 Herstellungsverfahren

Der Teilprozess der Segmentherstellung wird durch die Schalung als das wesentliche Verfahrenselement gekennzeichnet. Durch sie lassen sich zwei Verfahren für die Vorfertigung des Brückenüberbaus unterscheiden (Bild 7-11),

- das Short-Line und
- das Long-Line Verfahren.

Beiden, dem Long-Line und dem Short-Line Verfahren, ist die Match-Cast-Methode (Kontaktverfahren) gemeinsam. Diese ermöglicht kongruente Flächen zwischen benachbarten Segmenten und somit eine exakte Passgenauigkeit der Fugen durch die Verwendung des zuletzt betonierten Segmentes (Match-Cast-Segment) als Stirnabschalung für das nächstfolgende Segment.

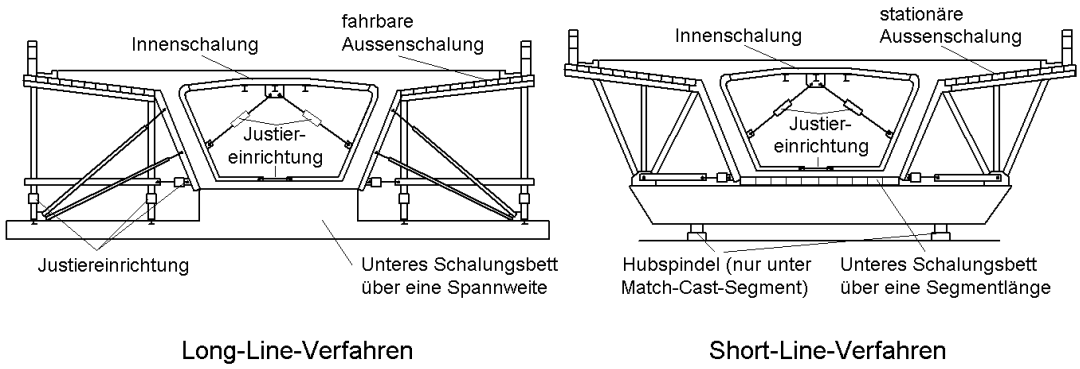


Bild 7-11: Prinzipieller Schalungsaufbau bei der Segmentherstellung

Beim Long-Line-Verfahren wird der Schalungsboden für eine Brückenspannweite vollständig oder teilweise erstellt und die bewegliche Seiten- und Innenschalung nach dem Betonieren um eine Segmentlänge versetzt [4]. Aus Einzelsegmenten bestehend liegt der Brückenüberbau am Ende des Teilprozesses für eine ganze Spannweite vor. Nur bei grösseren Brückenbauvorhaben, bei denen eine Vielzahl gleichartiger Spannweiten mit geringen Krümmungen zu erstellen sind, wird das Long-Line-Verfahren daher wirtschaftlich einzusetzen sein [11].

Das Short-Line-Verfahren hingegen bedient sich einer ortsfesten Schalung, in der ein einzelnes Segment des Überbaus hergestellt wird, welches man nach dem Betonieren aus der Schalung hebt und vor der Schalung als neues Match-Cast-Segment positioniert [4]. Die übrigen, bereits gefertigten Segmente des Überbauabschnittes werden separat zwischengelagert. Der geringe Platzbedarf für die eigentliche Fertigungseinrichtung und die gute Anpassung an veränderte Strecken- und Gradientenführungen lassen das Short-Line Verfahren bevorzugt zur Anwendung gelangen und qualifizieren es dadurch auch für den erweiterten Anwendungsbereich der Segmentbauweise (Bild 7-12).



Bild 7-12: Vor- und Nachteile der Verfahren zur Segmentherstellung

7.1.4.3 Vermessung und Kontrolle

Da beim Short-Line-Verfahren die Segmente des Überbaus einzeln gefertigt werden, kommt der Überprüfung der Massgenauigkeit der Segmente eine besondere Bedeutung zu, dies insbesondere bei gekrümmtem und geneigtem Überbau. Um die Passgenauigkeit der einzelnen Segmente sicherzustellen, den geforderten Gradientenverlauf einzuhalten und ästhetische Mängel zu vermeiden, ist die Aufstellung eines Kontroll- und Vermessungskonzeptes unabdingbar, das zum einen in den Taktplan der Segmentherstellung zu integrieren ist und zum anderen die einzuhaltenden Masstoleranzen überprüfbar macht (Bild 7-13).

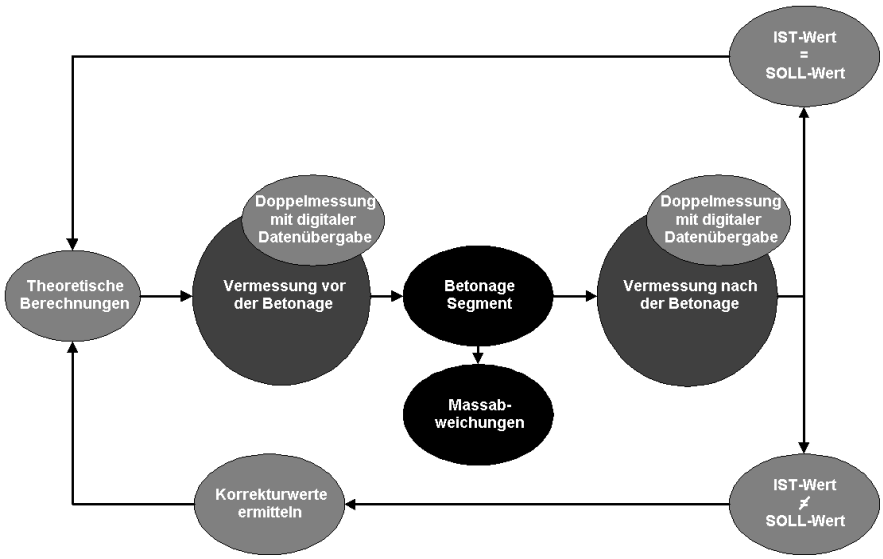


Bild 7-13: Vermessungsprinzip während der Segmentherstellung

Grundlage der Vermessung sind die theoretischen Berechnungen der Segmentgeometrien, die u.a. die Abweichungen des Gradientenverlaufes aus dem Eigengewicht und der Vorspannung des Überbaus sowie aus Kriechen, Schwinden und Relaxation zu berücksichtigen haben. Massabweichungen bei der Herstellung der Segmente sind nicht vollständig zu vermeiden, sei es durch Temperaturänderungen des Betons oder Schalungsungenauigkeiten. Aus diesem Grund müssen festgestellte Differenzen zwischen den Ist-Werten und den Soll-Werten des zuletzt betonierten Segmentes weitgehend bei der Einmessung der nachfolgenden Segmente korrigiert werden, um Fehlerakkumulationen auszuschalten. Um dabei den festgelegten Taktplan einhalten zu können, ist ein möglichst automatisiertes Vermessungsverfahren mit digitaler Datenübergabe anzustreben, das gleichzeitig die Daten für die Vermessung während der Segmentmontage bereitstellt.

Grundsätzlich sollte die Vermessung in zwei Schritten erfolgen:

1. Überprüfung der Ausrichtung des Segmentes in der Match-Cast Position und der justierten Schalung des neu zu betonierenden Segmentes (Vermessung vor der Betonage).
2. Überprüfung von Lage und Abmessungen des betonierten Segmentes nach dem ersten Erhärten des Betons, aber vor dem Ausschalen und dem Entfernen des Segmentes aus der Match-Cast Position (Vermessung nach der Betonage).

Für gewöhnlich werden auf dem Segment 6 Vermessungspunkte festgelegt, die in Verbindung mit dem Festpunktkoordinatennetz die erforderlichen Höhen- und Längenmessungen ermöglichen.

Man sollte sich beim Entwurf des Vermessungskonzeptes immer vor Augen halten, dass mit jeder Genauigkeitssteigerung auf der einen Seite auch der Aufwand für die Fertigung und damit die Kosten steigen, auf der anderen Seite aber Schwierigkeiten in der Passgenauigkeit und Nacharbeiten reduziert werden. Oder anders ausgedrückt, je grösser die zulässigen Toleranzen sind, umso geringer fallen die Fertigungskosten aus aber desto höher ist der Aufwand für die Beseitigung etwaiger Mängel aus Ungenauigkeiten [10]. Ebenso entscheidet der Genauigkeitsanspruch über die Qualifikation des Vermessungspersonals. Dass heisst, müssen allfällige Vermessungsarbeiten von einem eigens dafür eingesetzten Vermessungsingenieur durchgeführt werden oder sind sie auch von einem guten Bauführer zu bewältigen.

Zu empfehlen ist in jedem Fall eine Doppelmessung mit einer getrennten Kontrollrechnung von zwei unabhängigen Stellen. Das Konzept der Doppelmessung muss so erstellt sein, dass bei beiden Messungen unabhängige Messwerte genommen werden und erst nach der Kontrollrechnung mit Hilfe der EDV die Ergebnisse miteinander verglichen werden können. Damit wird verhindert, dass unter Produktionsdruck Messwerte von der ersten für die zweite Messung übernommen werden.

7.1.4.4 Herstellungstakt

Um eine kontinuierliche Produktion der Segmente zu erreichen, sollte angestrebt werden, ein Segment pro Tag und Schalung zu erstellen. Der Beton kann in diesem Fall über Nacht abbinden und am nächsten Morgen das Segment ausgeschalt und in die Position des neuen Match-Cast-Segmentes umgesetzt werden. Zuvor ist meist noch das Aufbringen einer teilweisen Quervorspannung erforderlich.

Der Herstellungsszyklus der einzelnen Arbeitsvorgänge eines Tages unter Berücksichtigung der Vermessungs- und Kontrollvorgänge (Bild 7-14) beginnt danach mit einer Kontrollmessung des am Vortag betonierten Segmentes (N) und dem Match-Cast-Segment (N-1) (*1.*). Je nach Schalungskonstruktion wird nun in einer oder mehreren Stufen die Innenschalung entfernt (*2.*). Im Anschluss wird das Match-Cast-Segment (N-1) von einem Hebegerät übernommen und zum Lagerplatz transportiert (*3.*). Das zuletzt betonierte Segment (N) wird aus der Schalung gehoben und an die Match-Cast-Position gesetzt (*4.*). Gleichzeitig erfolgt die Ausrichtung der hinteren Stirnabschalung. Als nächstes wird das neue Match-Cast-Segment (N) vertikal und horizontal eingemessen (*5.*). Danach werden die unteren und äusseren Schalungsteile positioniert, ihre korrekte Verbindung mit der hinteren Stirnabschalung kontrolliert und mit Hilfe der Justier- und Vermessungseinrichtungen ihre Lage den geforderten Segmentabmessungen angepasst (*6.*). Nun kann der bereits erstellte Bewehrungskorb in die Schalung gesetzt werden (*7.*). Bevor mit der Betonage des neuen Segmentes (N+1) begonnen werden kann, ist die Innenschalung wiederum in ein oder mehren Stufen an ihre Position im neuen Segment (N+1) zu verfahren (*8.*).

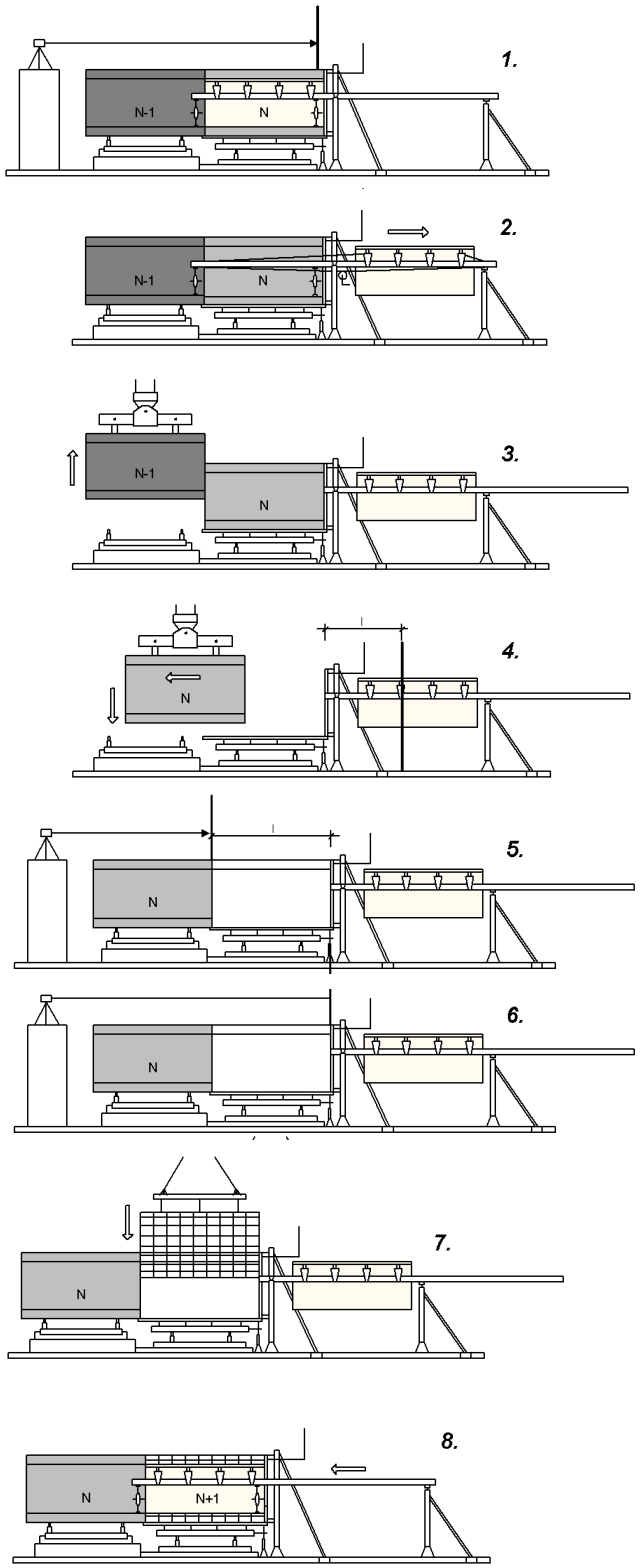


Bild 7-14: Short-Line Verfahren – Zyklus der Segmentherstellung

7.1.4.5 Herstellungsorganisation

Die einzelnen Fertigungsvorgänge zur Herstellung der Segmente, die in einer bestimmten technischen und organisatorischen Reihenfolge ablaufen, geben den Ausschlag für die räumliche Anordnung der einzelnen Einrichtungselemente am

Herstellungsstandort. Sie bestimmen die Fertigungsrichtung und die Aufteilung der Segmente in Fertigungsabschnitte.

Als Grundelemente der Vorfertigungseinrichtung sind zu nennen:

- Fertigungshalle/-platz der Bewehrungskörbe,
- Turmkran zum Einheben des Bewehrungskorbes und für die Betonage,
- Stahl- oder Stahlrahmenschalungen für die Betonage der Segmente,
- Betonmischanlage und/oder Transportbeton,
- Portalkran, Shuttlelift, etc. für den Transport der Segmente zum Lagerplatz und
- Lagerplatz.

Vom Baustellenwerk können die allgemeinen Elemente der Baustelleneinrichtung, wie Unterkünfte, Büroräume, Werkstatt, Materiallager usw., der gesamten Brückenbaustelle mit genutzt werden. Beim temporären Fertigteilwerk sind sie zusätzlich zu errichten. Durch die vorhandene Infrastruktur des stationären Fertigteilwerkes werden nur wenige Elemente der Vorfertigung, wie z.B. die Stahlschalungen, zu installieren sein.

Um die Anzahl der Fertigungsschritte gering zu halten, sollte die Bewehrung bereits im vorgebogenem Zustand geliefert und aus den einzelnen Positionen in der Segmentvorfertigung nur der Bewehrungskorb zusammengesetzt werden.

Da der Brückenüberbau hinsichtlich der Spanngliedführung in der Regel aus verschiedenen Querschnitten besteht, müssen neben Standardsegmenten Segmente mit Verankerungs- und Umlenkblöcken hergestellt werden (Bild 7-15), was meist zu mehreren Fertigungslinien in der Vorfertigung führt.

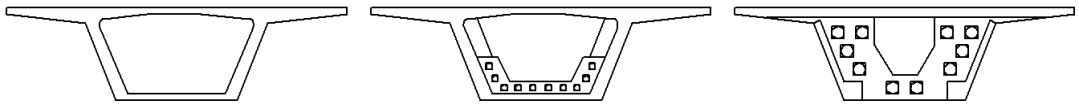


Bild 7-15: Schematische Darstellung der üblichen Segmentquerschnitte

Standardsegmente und Segmente mit Umlenkblöcken können häufig auf einer Fertigungslinie erstellt werden, da die Schalung durch ein zusätzliches Innenteil leicht anzupassen ist. Damit ergibt sich für die Baustellenfertigung bei Anwendung des Short-Line Verfahrens die in Bild 7-16 dargestellte prinzipielle räumliche Organisation der Segmentherstellung.

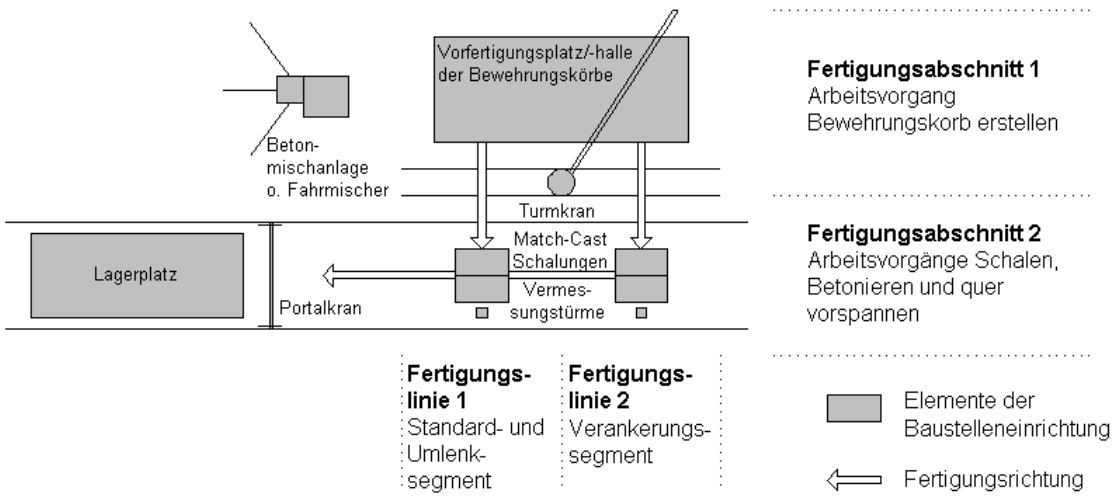


Bild 7-16: Prinzip der räumlichen Organisation bei der Segmentherstellung

7.1.5 Merkmale der Segmentmontage

Auch bei der Segmentmontage sind Konstruktion und Bauverfahren interaktiv voneinander abhängig, insbesondere in Bezug auf das Brückenlängssystem. Durchlaufträger werden danach veränderte Gerüsttypen verlangen als Einfeldträger und es werden eventuelle Hilfsmassnahmen erforderlich, wie z.B. temporäre Spannglieder und Ortbetonfugen. Des Weiteren sind Auswirkungen auf den Montagetakt und die Montageorganisation zu erwarten. Den folgenden Erläuterungen wurden Einfeldsysteme zugrunde gelegt.

7.1.5.1 Montageverfahren

Mit der Vorfertigung der Überbausegmente beschränkt sich der Fertigungsprozess *Überbau* auf die Arbeitsvorgänge des Teilprozesses *Segmentmontage*. Damit kann der bereits beim Teilprozess *Segmentherstellung* aus der Übersichtlichkeit des Bauprozesses resultierende Vorteil eines zeit- und kostenoptimalen Produktionsablaufes bei gleichbleibender Fertigungsqualität durch die Verwendung mechanisierter Verlegegeräte auch für die Montage zum endgültigen Überbau auf der Baustelle genutzt werden.

Ist bei der Segmentherstellung die Schalung das Kernelement der Verfahrenskennzeichnung, so lässt bei der Segmentmontage das Verlegegerüst eine Unterteilung in zwei Verfahrenstypen zu:

- Segmentmontage mit untenliegendem Verlegegerüst (Bild 7-17 und Bild 7-19)
- Segmentmontage mit obenliegendem Verlegegerüst (Bild 7-18 und Bild 7-20).

Allerdings muss erwähnt werden, dass bei Anwendung der Segmentbauweise mit einem Lehrgerüst zusätzlich eine sehr kostengünstige Verfahrensvariante für kleinere Brückenbauwerke (2-feldrig) zur Verfügung steht.

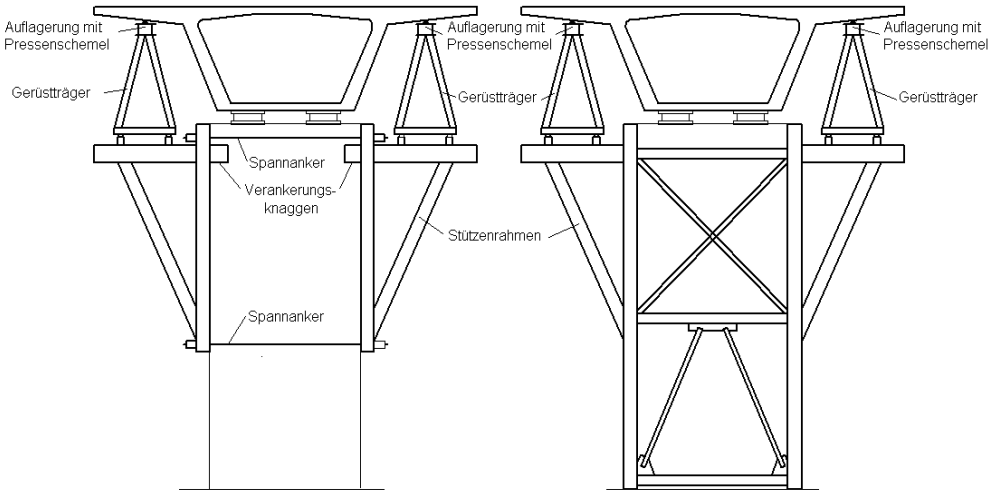


Bild 7-17: Segmente mit unten liegendem Verlegegerüst und unterschiedliche Unterstützungskonstruktionen an den Pfeilern (vgl. Bild 7-24)

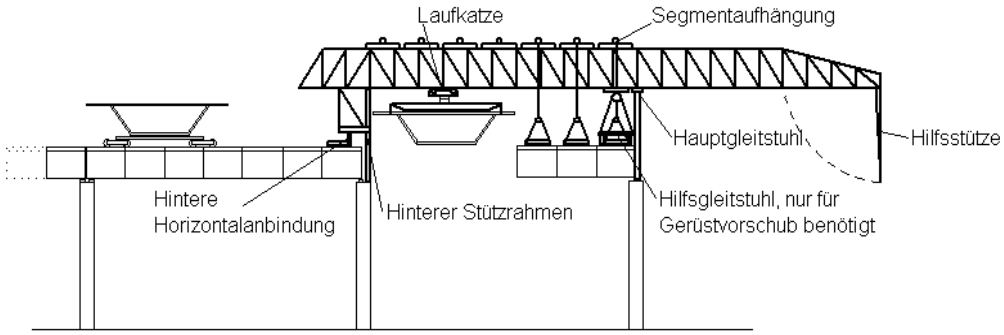


Bild 7-18: Segmente mit oben liegendem Verlegegerüst

Welcher Gerüsttyp eingesetzt wird, entscheidet sich in erster Linie aus der Fahrgeometrie bzw. Zugänglichkeit der Trasse. Während die Hauptanwendung des untenliegenden Gerüstes bei geraden und schwach gekrümmten Brücken liegt, ist das obenliegende Gerüst auch bei sehr kleinen Krümmungsradien einsetzbar [12], [13].



Bild 7-19: Untenliegendes Vorschubverlegegerüst



Bild 7-20: Obenliegendes Vorschubverlegegerüst

Das untenliegende Verlegegerüst wird für die vorgeschlagenen Anwendungserweiterungen der Segmentbauweise das zu bevorzugende Gerüst sein. Zu begründen ist die Wahl mit der Einfachheit des Gerüstes in der Konstruktion, da sie aus standardisierten Fachwerkmodulträgern, wie sie von verschiedenen Herstellern am Markt angeboten werden, flexibel und kostengünstig zusammengesetzt werden können. Dadurch ist auch eine leichte Anpassung an veränderte Feldlängen möglich, und die Aufwendungen für die statischen Berechnungen, die infolge der Belastungszustände aus Vorschubphasen und Segmentverlegung aufgestellt werden müssen, sind gering. Gerade kleine Brückenbauwerke verlangen diesbezüglich einfache Betriebs- und Konstruktionskonzepte, damit umfangreiche, zeit- und kostenintensive Vorarbeiten vermieden werden können. Begünstigt wird die Entscheidung zugunsten des untenliegenden Gerüstes noch durch die oft anzutreffenden grossen Krümmungsradien kleinerer und mittlerer Brückenbauwerke. Das obenliegende Gerüst und die dazugehörigen Operationskonzepte wurden in [13] erläutert. Ein Vergleich beider Gerüsttypen führt auf die in Bild 7-21 zusammengestellten Vor- und Nachteile.

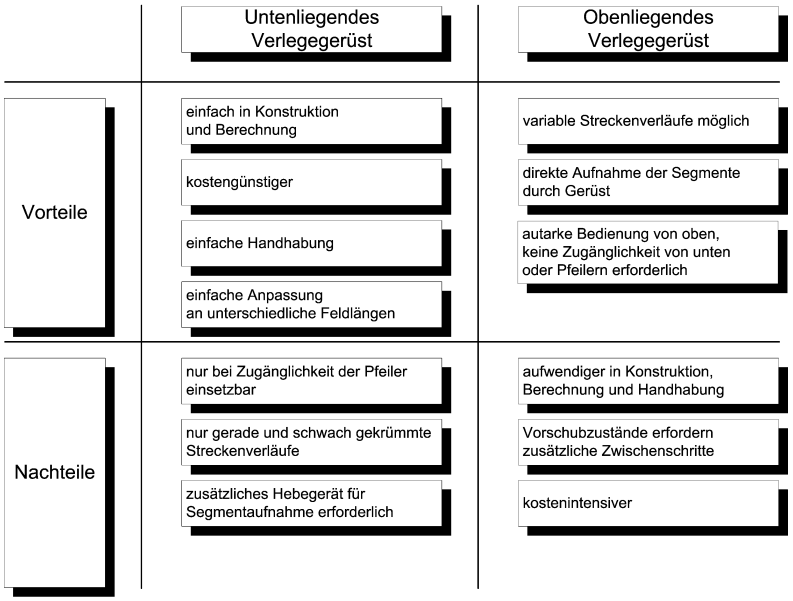


Bild 7-21: Vor- und Nachteile der Verfahren zur Segmentmontage

7.1.5.2 Vermessung und Kontrolle

Auf der Grundlage der Vermessungsdaten aus der Vorfertigung muss während der Segmentmontage die genaue Einmessung des Überbaus entsprechend dem dokumentierten Gradientenverlauf sichergestellt werden. Dazu sind verschiedene zyklische Vermessungen und Kontrollen erforderlich (Bild 7-22):

- Höhe und Ausrichtung des Verlegegerüstes
- Höhe der Lager
- Lage und Höhe von Segmentaufhängung bzw. -vorschubschlitten
- exakte Positionsbestimmung, Höhe und Ausrichtung der Segmente nach Erreichen der Verlegestelle
- Ausrichtung der Segmente eines Brückenfeldes nach dem Verlegen, aber vor dem Vorspannen über die Lagerpunkte
- Höhe und Ausrichtung des fertigen Überbaus eines Brückenfeldes

Ausgehend von den Vermessungspunkten, mit denen bereits in der Vorfertigung die Segmente markiert wurden, wird zwischen den Stützensegmenten einer Spannweite eine Mittellinie definiert, die als Basis für die Ausrichtung der Überbausegmente dient. Durch die Übertragung auf die Stützen wird sie zudem für die Lagekontrolle des Verlegegerüsts herangezogen. Die Vermessung erfolgt während des gesamten Montagevorganges. Die wichtigsten Messungen sollten möglichst zweimal und unabhängig voneinander durchgeführt werden.

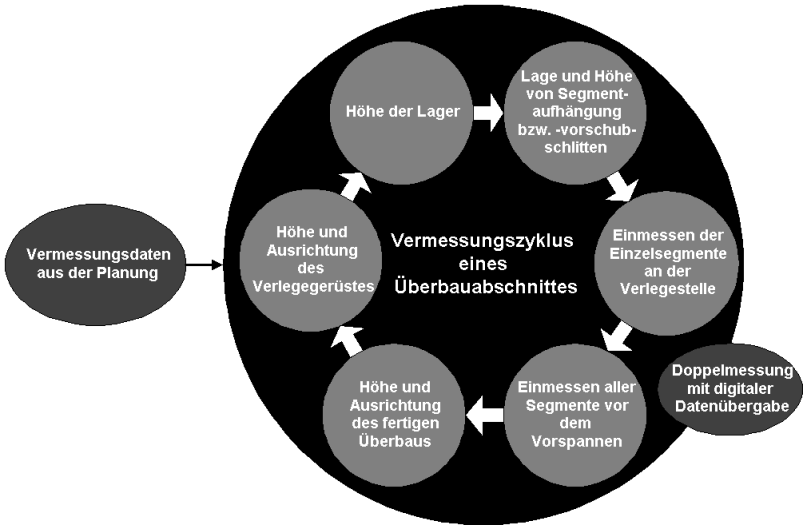


Bild 7-22: Vermessungsprinzip während der Segmentmontage

7.1.5.3 Montagetakt

Der Zyklus für die Montage eines Brückenfeldes, der je nach Länge des Brückenfeldes und Trassenführung innerhalb von 2-4 Tagen abgeschlossen sein sollte, gliedert sich in drei Fertigungsvorgänge:

- die Segmentverlegung
- die Segmentvorspannung und
- den Vorschub des Verlegegerüstes.

Im Wesentlichen sind die einzelnen Fertigungsschritte in den Fertigungsvorgängen der Segmentverlegung und -vorspannung beim unten- und beim obenliegenden Verlegerüst gleich (vgl. Bild 7-23).

Nachdem ein Segment vom Verlegegerüst übernommen wurde, wird es an seine planmässige Position verschoben, wobei jedes Segment so gelagert bzw. aufgehängt werden muss, dass es einzeln ausgerichtet werden kann (*1.*). Sind alle Segmente des Brückenfeldes positioniert und ausgerichtet, werden sie über eine temporäre Vorspannung miteinander gekoppelt. Danach werden die Spannglieder eingezogen und die Vorspannung bis zu dem Punkt aufgebracht, an dem sich der Überbau selbst trägt (*2.*). Dann wird der Überbau mittels Pressen an den Lagern gehoben, meist die gesamte Vorspannung aufgebracht und anschliessend die Hänger bzw. der Kontakt zu den Vorschubschlitten gelöst. Nach dem kraftschlüssigen Untergiessen der Lager werden die Lagerhilfspressen freigesetzt und die Vorspannung in ihrer endgültigen Grösse eingetragen (*3.*).

Beim obenliegenden Gerüst werden die Segmente mit einer Gerüstlaufkatze vom Transportfahrzeug aufgenommen und zur Verlegestelle gefahren. Dort werden sie über Hängestangen am Gerüst befestigt und mit hydraulischen Pressen ausgerichtet. Beim untenliegenden Gerüst werden die Segmente durch Kran oder Übergabekonstruktion (s.a. Kapitel 4.2) vom Transportfahrzeug übernommen und auf Verschubwagen/-schlitten oder Pressenschemel abgesetzt und mit diesen auf dem Obergurt/Führungsschienen in die Verlegeposition verschoben. Diese Vorschubschlitten sind mit Hydraulikpressen ausgestattet, die in der Verlegeposition die lagegenaue Ausrichtung der Segmente ermöglichen.

Während des Vorschubes ist das untenliegende Verlegegerüst leicht zu handhaben. In Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung des Gerüstes bieten sich unter der Verwendung von Seilwinden, hydraulischen Pressen und/oder Zahnstangen verschiedenen Lösungen an. Abhebekräfte, die bei grösseren Spannweiten auftreten können, werden in den Überbau eingeleitet. Schwieriger gestalten sich die Vorschubzustände beim obenliegenden Gerüst insbesondere bei gekrümmten Streckenverläufen, bei denen die Kippsicherheit des Brückenfeldes und des Gerüstes sowie die Tragfähigkeit der Lager und Hilfslager zu beachten sind. Des Weiteren müssen spezielle Hilfseinrichtungen wie Hilfsgleitstühle, Nachlaufwagen usw., vorgehalten werden.

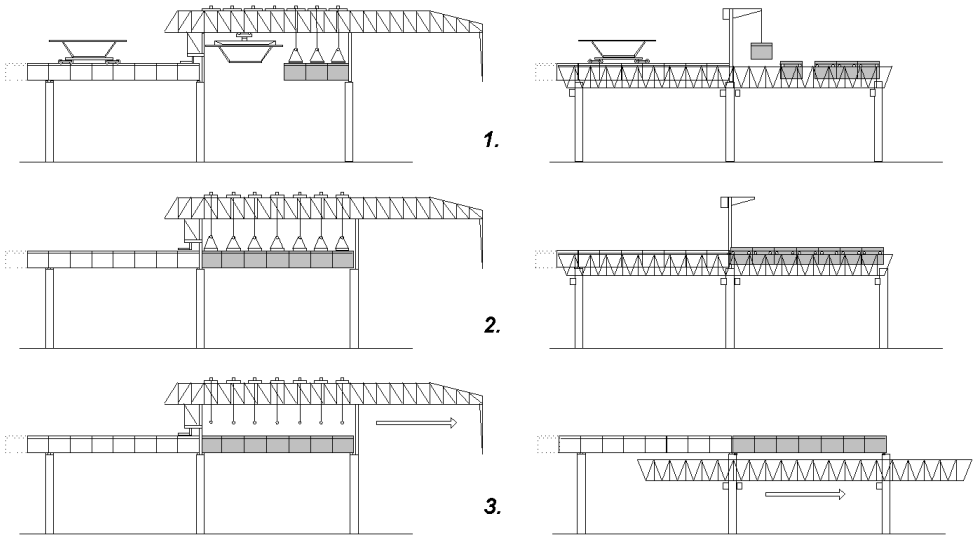


Bild 7-23: Zyklus der Segmentmontage

7.1.5.4 Montageorganisation

Die gesamten Fertigungsvorgänge der Segmentmontage liegen innerhalb eines Fertigungsabschnittes, der Spannweite eines Brückenfeldes. Auf wie vielen Fertigungslinien der Überbau dabei erstellt wird, richtet sich nach der Anzahl nebeneinander liegender Überbauten, wie es z.B. mit zwei oder mehr Überbauten bei mehrspurigen Fahrbahnen der Fall ist. Danach können die Segmente auf den verschiedenen Fertigungslinien nacheinander oder parallel montiert werden.

Die Anlieferung der Segmente kann auf zwei Wegen organisiert werden:

- Anlieferung vom Brückenfuss oder
- Anlieferung über den bereits fertig gestellten Überbau.

Geländeverhältnisse und Brückenhöhe sind die wesentlichen Randbedingungen, die die Art der Anlieferung beeinflussen. Als Transportgerät vom Fertigteilwerk zur Baustelle kommen Spezialtieflader zum Einsatz, die entweder die Segmente direkt bis zur Gerüstübergabe befördern oder vorher auf Flachbettwagen absetzen, die über Vorschubeinrichtungen oder Zugmaschinen an das Verlegegerüst gelangen.

Die Segmentübergabe vom Transportfahrzeug auf das Verlegegerüst bei der obenliegenden Variante bedarf wie beim untenliegenden Gerüst eines zusätzlichen Hebegerätes.

Zum Einsatz gelangen (Bild 7-24):

- Autokran am Brückenfuss oder auf dem Überbau,
- stationärer Kran auf dem Überbau und
- Portalkran bzw. Übergabekonstruktion auf dem Überbau.

Welches Hebegerät eingesetzt wird, ergibt sich aus den Leistungsanforderungen, der wirtschaftlichen Optimierung und der Verfügbarkeit.

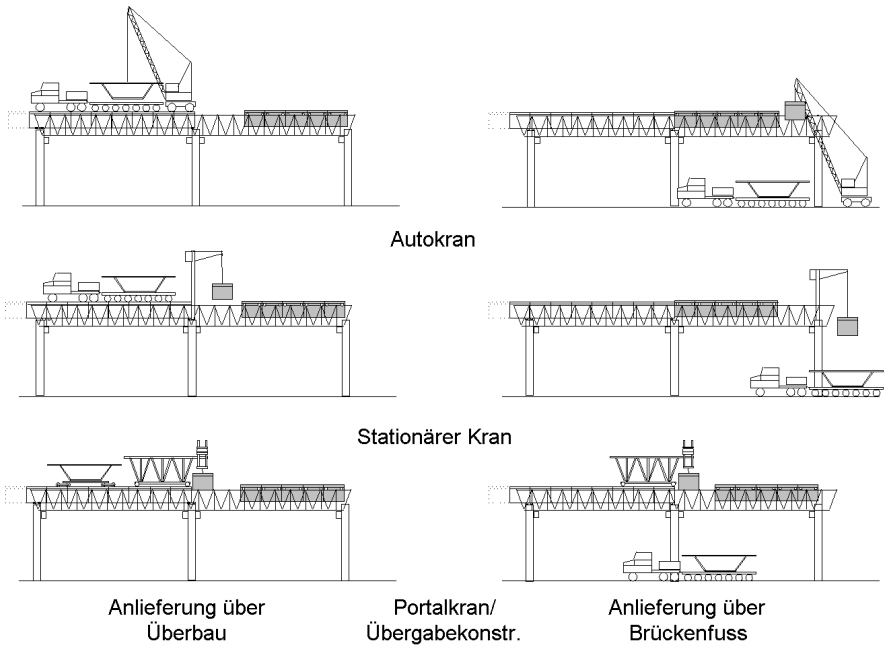


Bild 7-24: Anlieferung und Übergabe der Segmente bei untenliegendem Verlegegerüst

Die prinzipielle räumliche Organisation der Montage ist für ein untenliegendes Gerüst mit stationärem Kran in Bild 7-25 ersichtlich.

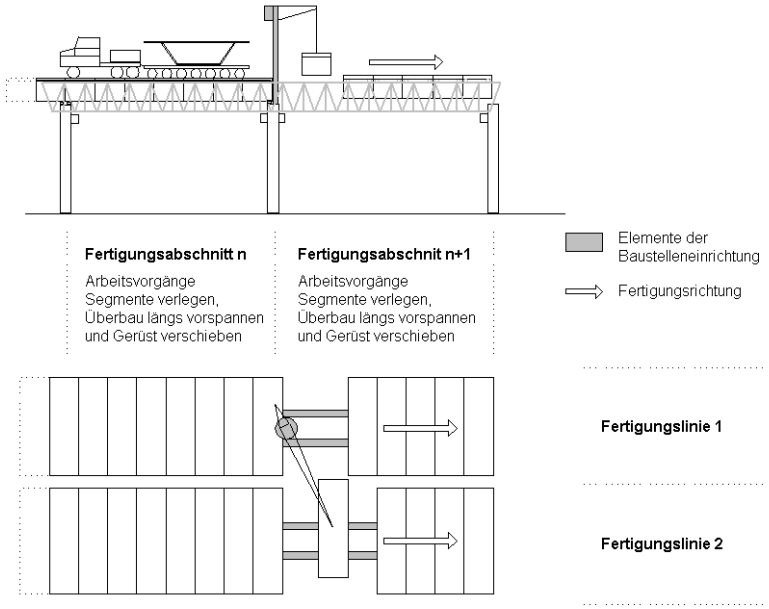


Bild 7-25: Prinzipielle räumliche Organisation der Segmentmontage bei untenliegendem Verlegegerüst

7.2 Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze

Gerhard Girmscheid

Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Straßenbrücken in Segmentbauart, dargestellt am Bangkok Expressway, Thailand

Bilfinger + Berger, als Federführer, baute mit seinen thailändischen Partnern in Bangkok Thailand 35 km Spannbeton-Hochstraßen in Segmentbauart. Das allgemeine Tragverhalten sowie die Bemessungs- und Entwurfsgrundsätze der Segmentbauart mit externer Vorspannung und Trockenfuge werden beispielhaft an diesem Projekt dargestellt. Die Vor- und Nachteile dieser Bauart werden aufgezeigt.

Design Principles of External Prestressed Elevated Bridges in Segmental Construction – in reference to the Bangkok Expressway, Thailand. *In 1993 Bilfinger + Berger and their Thai partners completed the construction of nearly 35 km of the Second Stage Expressway in Bangkok. This paper deals with the principal aspects of load carrying behaviour and the construction design methods which were adopted for this particular externally prestressed dry jointed segmental structure.*

Advantages and disadvantages of this method of construction are described.

Principes d'étude et de construction de ponts routiers réalisés par segments à précontrainte externe, à l'exemple de la voie rapide „Bangkok Expressway" en Thaïlande. *La Sté. Bilfinger + Berger, responsable du projet, a construit avec son partenaire thaïlandais, 35 km de voie routière aérienne dans le centre de Bangkok, constituée de segments précontraints. Le comportement général quant à la portance de cet ouvrage, ainsi que les principes généraux qui ont régi le dimensionnement et l'étude de ce mode de construction – précontrainte exerne et joints secs – sont démontrés par ce projet exemplaire. L'exposé présente les avantages et les inconvénients de ce genre de construction.*

1 Einführung

Die Entwicklung der Segmentbauart mit externer Vorspannung und Trockenfugen ist neben den Beton-Schrägseilbrücken eine der wichtigsten neuen Entwicklungen im internatinalen Brückenbau [1].

Die externe Vorspannung geht zurück in das Jahr 1936 auf *Franz Dischinger* und *Ulrich Finsterwalder*. Die heutige Technologie wird in Frankreich und in den USA angewandt und ist international verbreitet.

Die erste Brücke dieser Konstruktionsart war die Long Key Bridge in den USA 1978, die von *Jean Muller* entworfen wurde. Das zur Zeit längste Hochstraßensystem der Welt in Segmentbauweise – der Second Stage Expressway in Bangkok, Thailand – wurde von Freeman und Fox, Singapore entworfen. Der Bauanteil von Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim, in Zusammenarbeit mit ihren thailändischen Partnern umfaßte 35 km Brückenbauwerke und wurde in der Rekordzeit von nur 17 Monaten gebaut. Das Bauwerk ist im April 1993 dem Bauherrn übergeben worden. In ihrer Aufgabe als bauausführende Firma erstellte Bilfinger + Berger die statische Berechnung für die Bauzustände von mehr als 800 Überbauten. Im folgenden werden die ausführungstechnischen und statischen Vor- und Nachteile dieser Bauart [2] analysiert.

Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Gruppenleiter Brückenbau, Technisches Büro Auslandsbereich, Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Hauptniederlassung Ausland Wiesbaden, Gustav-Nachtigal-Straße 3, Postfach 1509, 65005 Wiesbaden.

2 Allgemeines zum Konstruktionsgrundsatz und zur Tragwirkung

Das Bauwerk besteht aus Einzelsegmenten, die in den Fugen trocken aneinandergepreßt sind. Die Einzelsegmente werden nur durch die Längsvorspannung zu einem Tragwerk zusammengefügt. Dabei werden die Spannglieder so angeordnet, daß im Querschnitt ein inneres Kräftepaar entsteht.

Dieses besteht aus der Druckzone des Betonquerschnitts und den nicht im Verbund zum Beton stehenden Spanngliedern in der Zugzone. Dieses innere Kräftepaar wirkt dem äußeren Moment entgegen. Zudem erzeugt die Vorspannung eine Widerstandsreibkraft in den Fugen, die zur Übertragung der Schubkräfte dient.

Die externen Spannglieder sind nur punktweise mit dem Tragwerk verbunden (siehe Bilder 3 und 4 in [2]).

Im folgenden werden die wichtigsten Aspekte und Tragelemente der Bauweise, wie sie bei diesem Projekt angewandt wurden, erläutert:

a) Einleiten der externen Vorspannung in die Betonkonstruktion,
b) konstruktive Details der externen Spannglieder,
c) Schubübertragung in der Fuge,
d) Bruch- und Verformungsverhalten.

3 Externe Vorspannung

3.1 Einleiten der Vorspannung in die Betonkonstruktion

Die externe Vorspannung des Überbaus wird ausschließlich über die Pfeiler- und Umlenksegmente punktweise in das Tragwerk eingeleitet; sie sind deshalb für das Tragwerk entscheidend.

Im „idealen" Entwurf wird die externe Vorspannung so angeordnet, daß die Umlenkkräfte aus Vorspannung den aus ungünstiger Betriebsbelastung entstehenden Kräften (Querkräfte und Biegemomente) entgegenwirken.

Da dies jedoch zu vielen kleinen Spanngliedern und Umlenkelementen führen würde, entschließt man sich aus praktischen Gründen zu vergleichsweise wenigen Umlenksegmenten mit einer begrenzten Anzahl von großen Spanngliedern [2]. Dies hat zur Folge, daß möglichst viele, leichte und einfache Standardsegmente eingebaut werden können, Kosten und Zeit durch Anspannen von wenigen Spann-

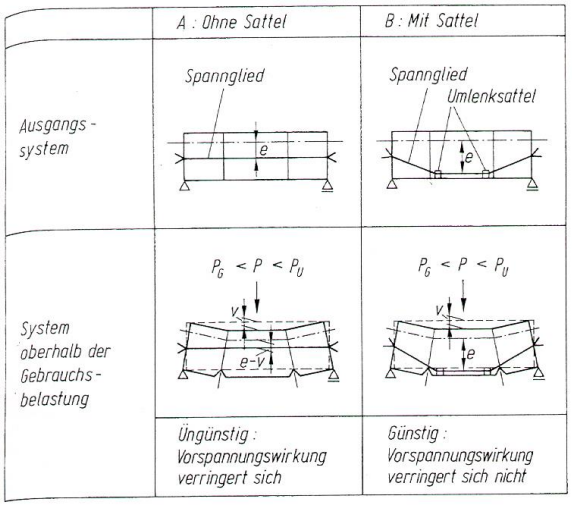


Bild 1. Einfluß der Umlenker auf den Bruchzustand
Fig. 1. Influence of deviators regarding ultimate state
Fig. 1. Influence du diffuseur sur l'état de rupture

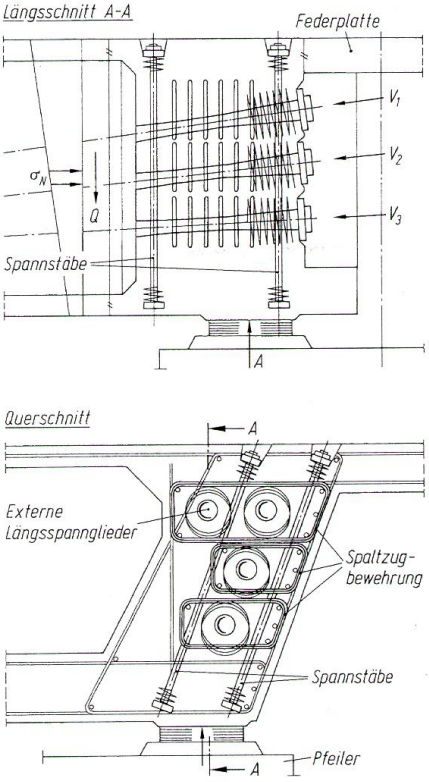


Bild 2. Vorspannung des Pfeilersegments
Fig. 2. Prestressing of pier segments
Fig. 2. Précontrainte d'un segment de pilier

gliedern mit großer Spannkraft gespart und Spannglieder übersichtlich angeordnet werden können.

Neben der Anpassung an den Schnittkraftverlauf hat die externe Vorspannung mit Umlenksegmenten gegenüber ausschließlich horizontalgeführter, externer Vorspannung ohne Umlenker den Vorteil (Bild 1), daß die rückstellende Wirkung der Vorspannung erhalten bleibt.

Allerdings müssen Bemessung (Fachwerkanalogie) und Ausbildung der Pfeiler- und Umlenksegmente die Einleitung sehr großer Kräfte in das Bauwerk berücksichtigen.

Zur Überbrückung der Spaltzugkräfte im Einleitungsbereich der externen Längsvorspannung (Verankerungsschott) in den Pfeilersegmenten wurden in Bangkok paarweise kurze Spannstäbe (Bild 2) verwendet.

3.2 Statische Überlegungen zur externen Vorspannung

Für die externe Vorspannung wurden aus wirtschaftlichen Gründen Spannglieder mit großer Spannkraft benutzt, mit 12 bis 22 Litzen.

Die dazugehörigen Spannpressen haben ein Gewicht von 500 bis 800 kg. Die Spannanker werden daher immer auf dem vorderen Pfeiler in Baurichtung angeordnet, die passiven Anker am hinteren Pfeilersegment. Dies ermöglicht es, die schweren Pressen vor Kopf anzusetzen und gibt genügend Platz zum Einfädeln des Hüllrohrs und Spannglieds sowie zum Befestigen des Hebezugs und Setzen der Spannpressen auf die Anker. Aus diesen Gründen werden Einfeldsysteme bevorzugt, bei denen nach Fertigstellung eines Felds alle Spannarbeiten ohne Platzprobleme vor Kopf erledigt werden können [3]. Der erforderliche Vorspanngrad ergibt sich aus folgenden Kriterien:

Im Gebrauchszustand sollte der Querschnitt in allen betrieblichen Gebrauchslastfällen einschließlich Temperatur und Stützensenkungen sowie in den Bauzuständen überdrückt sein [4], [5]. Dies ist erforderlich, weil es bei Vorspannung ohne Verbund sonst bei geringem Vorspanngrad zu unkontrollierten Rißbreiten kommen kann. Einzelne Gelenkbildungen innerhalb der Segmentfugen mit weiten Rissen und verhältnismäßig großen Verformungen könnten die Folge sein.

Die Tragfähigkeit der Tragwerke in Segmentbauart mit externer Vorspannung unterscheidet sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit unwesentlich von monolithischen Tragwerken mit interner Vorspannung ohne Verbund. Die Spannungen im Spannstahl wachsen nur leicht, da das gesamte Spannglied für die mittlere Dehnung des Balkens zur Verfügung steht [6]. Allerdings können im Bruchzustand die Verformungen durch die Segmentfugen wesentlich größer werden als bei monolithischer Bauart.

Nach Überschreiten der Gebrauchslast ist der Querschnitt nicht mehr vollständig überdrückt, und damit entstehen klaffende Segmentfugen. Hierdurch kann es zu Einschnürungen in der Druckzone mit vorzeitigem Versagen sowie zu einer Abnahme der wirksamen Stegfläche bei Übertragung der Schubkräfte kommen.

Um den gesamten Steg für die Übernahme hoher Schubkräfte zu aktivieren, ist das Aufreißen der Fuge rechnerisch zu steuern. Im rechnerischen Bruchzustand sollte die Fuge noch mindestens zu 2/3 in der Höhe überdrückt sein [7].

Bei voller Vorspannung empfehlen sich Einfeldsysteme, da hier große Biegemomente und Schubkräfte an verschiedenen Stellen auftreten.

Bei Durchlaufsystemen treten hingegen über der Stütze große Biegemomente und Schubkräfte gleichzeitig auf. Hier müßte beim Aufreißen des Querschnitts die Schubkraft fast nur in der Druckzone übertragen werden. Dabei wirkt eine „übervolle" Vorspannung bei Durchlaufsystemen günstig.

Hieraus folgt, daß Einfeldsysteme zu bevorzugen sind, da hierbei

- die baupraktischen Fragen am besten zu lösen sind (Zugänglichkeit, Bauablauf),
- die Unwägbarkeiten aus Zwangbeanspruchung durch die eindeutige Überdrückung des Querschnitts unter Gebrauchslast ausgeschaltet werden.

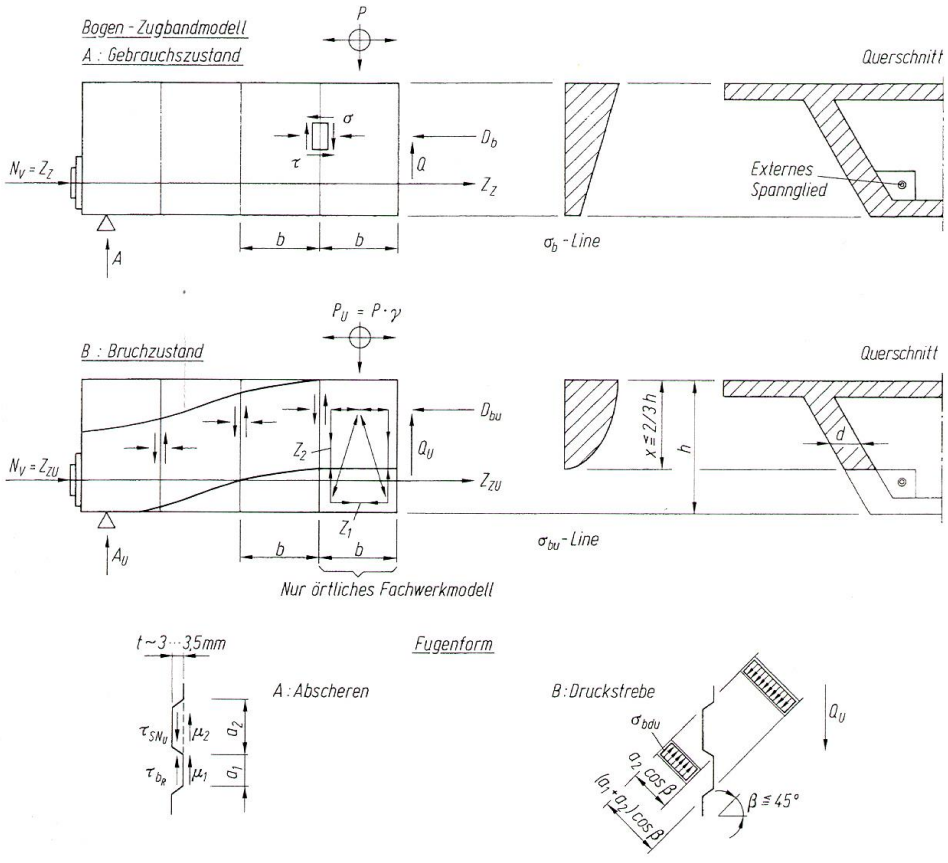
3.3 Konstruktive Einzelheiten der externen Spannglieder

Externe Spannglieder sind durch wechselnde Einwirkungen Schwingungen ausgesetzt. Es muß sichergestellt werden, daß dabei die Spannglieder nicht in Resonanz geraten. Die Eigenfrequenz sollte 7 bis 10 Hz betragen [8]. Um Resonanzschwingungen zu dämpfen bzw. die Eigenfrequenz zu ändern, muß man z.B. Autostoßdämpfer oder Zwischenunterstützungen anordnen.

Das von Bilfinger + Berger angewendete externe Spanngliedsystem ist auswechselbar. Es besteht aus zusammengesetzten, nicht in die Pfeilersegmente einbetonierten Hüllrohr-Komponenten und den Verankerungshüllrohren im Pfeilersegment, durch die die auswechselbaren Elemente zum Anker geführt werden.

Das auswechselbare HDPE-Hüllrohr besteht aus zwei getrennten Teilen. Jeweils an den Enden hat das Hüllrohr eine Krempe, die zwischen Ankerplatte und Lochscheibe eingeklemmt ist.

Da beim Anspannen das durchhängende Spannglied (Hüllrohr) gestrafft wird und die Längenänderung in Längsrichtung kompensiert werden muß, besteht zwischen den getrennten Hüllrohren eine Lücke. Diese wird nach dem Anspannen durch ein Überschieberohr mit Schrumpfschläuchen gedichtet. Die Hüllrohre werden mit Zementmörtel verpreßt; deshalb können die Keile nicht mehr gelöst werden. Zum Auswechseln muß das Spannglied durch mecha-



Gebrauchszustand	Rechnerischer Bruchzustand	Erläuterung
	In der Druckzone :	Reibungskoeffizient
Schubreibung	$Q_U \leq \tau_{bR} n a_1 d + \tau_{SN_U} m a_2 d$	μ_1 = 0,7 Beton auf Beton (glatt)
$N_V \mu_1 \geq Q \nu$	$Q_U \leq 0{,}85 \frac{D_{bu}}{x} (n a_1 \mu_1 + m a_2 \mu_2)$	μ_2 = 1,2 ··· 1,5 Beton auf Beton (rauh)
μ_1 = 0,7	n = Anzahl Reibflächen	ν = Sicherheitsbeiwert
ν = 1,5	m = Anzahl Abscherflächen	β_{WN} = Betonfestigkeitsklasse
ohne Verzahnung	γ = Laststeigerungsfaktor	β = Neigung der Druckstrebe/Druckbogens
		(a_1, a_2, d) = geometrische Abmessungen der Schubnocken
Schubnocken		Scher - und Reibspannung in der Fuge
$\tau_{SN} = \frac{Q}{m a_2 d}$	$\sigma_{bdU} = \frac{Q_U / \sin\beta}{m a_2 \cos\beta\, d} \leq 0{,}55\,\beta_{WN}$	τ_{bR} = Reibspannung der Nockenflächen (glatt)
$\leq 0{,}15 \sqrt{\beta_{WN}}$ MN/m²		τ_{SN_U} = Scherspannung der Nocken

Bild 3. Schubkraftübertragung in der Fuge
Fig. 3. Shear transfer at segment joint
Fig. 3. Transmission des forces de poussée dans le joint

nisches oder thermisches Trennen entfernt werden. Weitere Ausführungsformen zum Spanngliedsystem können [9] entnommen werden.

4 Schubverzahnung der Elemente mit trockener Fuge

Bei der Elementbauart mit trockener Fuge ist die Fuge unbewehrt. Die sichere Übertragung der Querkräfte und Torsionsmomente kann rechnerisch mit der Schubreibungstheorie nachgewiesen werden.

Die Normaldruckspannung baut dabei senkrecht zur Fuge nach der *Coulomb*schen Theorie eine Widerstandsreibungskraft auf, die die wirkende Schubkraft infolge der äußeren Kräfte überträgt. Eine Mindestvorspannung muß die Wirksamkeit im Gebrauchs- und rechnerischen Bruchzustand sicherstellen.

Neben dieser *Coulomb*schen Komponente wird das für den Stahl- und Spannbetonbau charakteristische Verzahnen der Zuschläge im Riß in einer Fuge durch die Schubnocken übernommen. Dadurch erhöht sich auch die Schubkraft-Übertragungskapazität in den Fugen. Die Übertragung der Schubkraft über die unbewehrte Fuge wird gemäß Bild 3 nachgewiesen. Zur Berechnung der kombinierten Beanspruchung aus Torsion und Querkraft wird auf [7] verwiesen.

Die in den Stegen vorhandenen Nocken dienen hauptsächlich der Aufnahme der Querkräfte (Bild 4). Auf der Stirnfläche von Fahrbahn- sowie Bodenplatte werden aus folgenden Gründen waagerechte, längliche Nocken angebracht

- zum Einpassen der Elemente beim Verlegen,
- zur Aufnahme von Torsionsbeanspruchungen (Kastenwirkung),
- zur monolithischen Wirkung der Fahrbahnplatte bei der Übertragung der Plattenquerkräfte.

Für das genaue Aneinanderpassen der Elemente wird bei trockener Fuge immer das neue Segment gegen die Stirnfläche des vorherigen Elements betoniert [10].

Zur Übertragung der Schubkräfte im Bruchzustand ist auf eine gute Verbügelung der Segmentstege zu achten. Die untere Längsbewehrung in den Stegen der Segmente sollte aufgebogen werden. Dies ist notwendig, damit im Lasteinleitungsbereich des jeweiligen Segments die Querkräfte großer Einzellasten (Achslasten usw.) entsprechend dem Fachwerkmodell in die Druckzone des Bogen-Zugbandmodells gelangen können (siehe Bild 3, Bruchzustand). Die Querkraft wird dann durch die Druckzone des Bogen-Zugbandmodells (über die Fugen) zum Auflager geführt.

5 Bruch- und Verformungsverhalten

Das Bruchverhalten eines Trägers in Segmentbauart mit externer Vorspannung ist von verschiedenen Forschern [8] untersucht worden (Bild 5):

Das Verhalten des Trägers bis zum Erreichen des Dekompressionsmoments entspricht dem eines monolithischen Trägers (Punkt B–C). Die Spannstahlspannung wächst linear.

Bei weiterer Laststeigerung reißt der Querschnitt an den trockenen Fugen auf, da sich die Dehnungen entlang der Segmente summieren. Somit entsteht meist an den Fugen ein Spalt. Damit nimmt die Steifigkeit ab, und die Verformungen wachsen an bis zur Gelenkbildung.

Von der Gelenkbildung bis zum Bruch schreitet die Verformung durch die Einschnürung der Druckzone weiter fort.

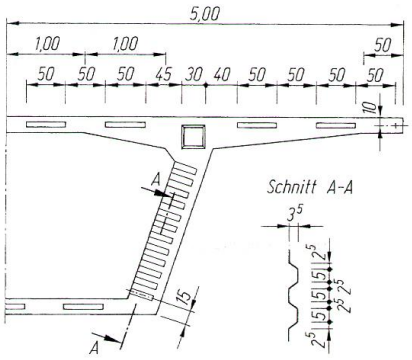


Bild 4. Schubnocken des Fertigteilsegments
Fig. 4. Segment with shear keys
Fig. 4. Créneaux de poussée du segment pré-fabriqué

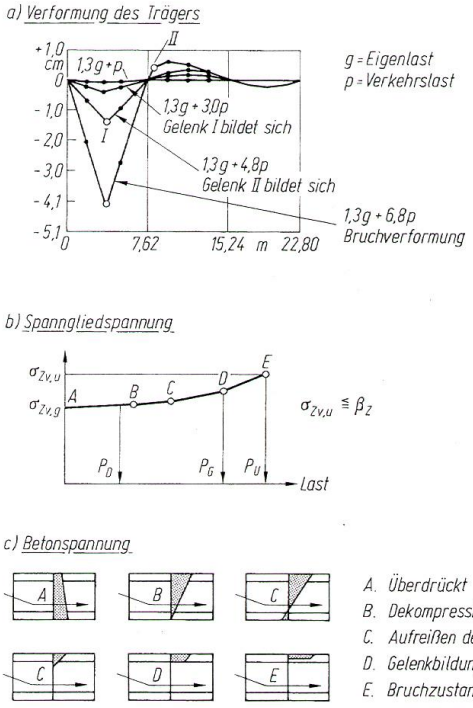


Bild 5. Bruch- und Verformungsverhalten
Fig. 5. Stress and deflection interaction
Fig. 5. Comportement de rupture et de déformation

Wenn die Haftreibung am Umlenker kurz vor dem Bruch überwunden wird, gleiten die Spannglieder.

Zum Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit sowie des Gebrauchszustands im Bauzustand werden die Schnittgrößen und Verformungen nach der Elastizitätstheorie im Zustand I ermittelt. Dieses Verfahren führt im allgemeinen zu hinreichend genauen Ergebnissen.

Genauere Berechnungsverfahren, die das Verhalten der externen Vorspannung ohne Verbund sowie die veränderlichen Steifigkeiten des Trägers – nichtlineares Verfahren – durch Öffnen der Fuge bei steigender Belastung berücksichtigen, sind von *J. Muller* und *A. E. Naaman* [8] entwickelt worden.

Tabelle 1. Entwurfskriterien
Table 1. Design criteria
Tableau 1. Critères d'études

	Zustand	
	Gebrauch	Bruch
Betrieb	$S_g + S_p + S_{ZF} + S_v \leq R_G$	$1{,}3\ (S_g + 1{,}67\ S_p + S_{ZF} + S'_v) \leq \varphi\ (R_u + S^\circ_v)$
	$S_g + S_p + S_{ZF} + 0{,}3\ S_W + S_v \leq 1{,}25\ R_G$	$1{,}3\ (S_g + 2{,}2\ S_p + S'_v) \leq \varphi\ (R_u + S^\circ_v)$
		$1{,}3\ (S_g + S_p + S_{ZF} + 0{,}3\ S_W + S'_v) \leq \varphi\ (R_u + S^\circ_v)$
Bauzustand	$S_G + S_{Bau} + S_W + S_v \leq 1{,}25\ R_G$	
	Randzugspannung $\sigma_{bz} \leq 0$	$1{,}3\ (S_G + S_{Bau} + S_W + S'_v) \leq \varphi\ (R_u + S^\circ_v)$
$S_v = S'_v + S^\circ_v$ = Schnittkraft aus Vorspannung S'_v = statisch unbestimmter Anteil S°_v = statisch bestimmter Anteil		

Mit finiten Elementen untersuchte *J. Eibl* [11] solche Bauteile. Das Aufreißen der Fuge wird durch entsprechende Randbedingungen an den Elementgrenzen berücksichtigt.

6 Bemessungsgrundlagen

Diese Bauart ist bisher in Europa weder in BS 5400 noch in DIN 1075 zugelassen. In den USA wurde 1989 die AASHTO durch eine „Guide Specification" [5] für die Belange der Segmentbauart erweitert.

Im Eurocode 2 Teil 1D [12] werden zur Zeit Bemessungsrichtlinien entwickelt, wie sie in den USA und in Frankreich benutzt werden.

Die Bauzustände der Segmentbrücken wurden gemäß AASHTO bemessen. Die Nachweise wurden durch Gegenüberstellung der Einwirkungen (Tabelle 1) und den charakteristischen Bemessungswerten (Tabelle 2) auf der Widerstandsseite geführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite berücksichtigt.

7 Vor- und Nachteile der Bauart

Die Segmentbauart wird anderen Bauverfahren immer dann vorgezogen, wenn keine einfache Ortbetonrüstung aufgestellt werden kann und eine möglichst große Anzahl von gleichartigen Feldern in kurzer Bauzeit hergestellt werden muß.

7.1 Vorteile

Bau- und Unterhaltungskosten:

Verminderung des Konstruktionsgewichts durch dünnere Stege,

einfache Unterhaltung durch Austausch der Spannglieder,

keine Korrosion der Spannglieder, wenn unter unberücksichtigtem Zwang die Fuge klafft,

Vorspannung kann vermindert werden (bis $\sigma_z = 0$ im Querschnitt),

Tabelle 2. Lastkombination
Table 2. Load combination
Tableau 2. Combinaison des charges et contraintes

	Bemessungsfall	Kriterien
Beton	Gebrauchszustand:	
	Hohlkasten Zug	$\sigma_{bz} < 0$ (N/mm²)
	Druck	$\sigma_{bd} \leq 0{,}4\ \beta_{CN}$
Spannstahl	Gebrauchszustand:	
	Anspannen	$\sigma_{zi} \leq 0{,}9\ \beta_s$
	Nach Verkeilen	$\sigma_z \leq$ Min $(0{,}7\ \beta_z; 0{,}8\ \beta_s)$
	Bruchzustand:	
	Zur Ermittlung des Bruchmoments	$\sigma_{zu} \leq \sigma_z + 100 < \beta_s$ (N/mm²)
Schub	In der Fuge	Als äußere Beanspruchung
	Innerhalb des Segments	Wie bei monolithischer Bauweise

Überbauung von unzugänglichem Gelände,

schneller Bauablauf.

Verbessung der Bauwerksqualität:

einfache Spanngliedführung mit Lagekontrolle der Spannglieder,

Verringerung der Reibung,

Vereinfachung des Betonierens und Verdichtens (der Stege, Platten ohne Spannglieder),

einfache Verstärkung der Brücke,

Verbesserung der Verpreßqualität bzw. Kontrolle.

7.2 Nachteile

Teure Hüllrohre und Hüllrohrzubehör (HDPE),

Entwicklung neuer Trompeten mit Umlenkern,

mögliche Schwingungen der Spannglieder und Rißbildung im Verfüllmörtel

geringerer Hebelarm und geringere Spanungs-Ausnutzung der Spannglieder als bei interner Vorspannung,

aufwendige Ausrichtung der Segmente in der Schalung.

8 Zusammenfassung

Durch die Segmentbauart mit externer Vorspannung und Trockenfuge werden die Prinzipien, Erkenntnisse und Erfahrungen der monolithischen Bauart fortentwickelt. Die Segmentbauarten mit Feinbetonfuge bzw. Klebefuge und interner Vorspannung waren Vorläufertechniken.

Aus der Entwicklung betrachtet war dies der vorsichtige Versuch, die Prinzipien und Erkenntnisse der monolithischen Bauart nicht gänzlich preiszugeben.

Heute sind wir dank unserer Erkenntnisse bei dem Bemühen, Nachteile durch systematische Fehleranalysen zu verbessern, weiter fortgeschritten. Sicherlich muß bei der Segmentbauart das kombinierte Verhalten zwischen Biegung, Normal-, Querkraft und Torsion in der Fuge weiter erforscht werden [7]. Weitere grundsätzliche Forschungsergebnisse können aus [13] bis [17] entnommen werden.

Der innovative Schub wird in Verbindung mit wirtschaftlich herstellbarem hochfestem Beton [18] und der daraus resultierenden Gewichtsverringerung der Konstruktion sowie durch nicht oxidierende Spannglieder wesentlich verstärkt [19].

Literatur:

[1] *Girmscheid, G.*: Entwicklungstendenzen und Konstruktionselemente von Schrägseilbrücken aus Stahlbeton und Verbundkonstruktion. Bautechnik 91 (1987) H. 8, S. 256–267.
[2] *Girmscheid, G.*: Spannbeton-Hochstraße in Bangkok – Planung der Ausführung. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), H. 6, S. 161–166.
[3] *Girmscheid, G.*: Neue Technologien im Brückenbau. Tagungsband Neue Technologien im Bauwesen. TU Braunschweig 1992.
[4] AASHTO, 1989: Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 1989.
[5] AASHTO, 1989: Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C., 1989.
[6] *Rüsch, H., Kordina, K.*, und *Zelger, C.*: Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund. Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 130. Berlin: Ernst & Sohn 1959.
[7] *Falkner, H., Teutsch, M.*, und *Huang, Z.:* Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft, (Veröffentlichung in Vorbereitung).
[8] *Naaman, A.*, und *Breen, J.*: External Prestressing in Bridges. ACI SP-120. Detroit (USA), ACI Publication, 1990.
[9] *Jungwirth, D.*, und *Hochreither, H.:* Externe Vorspannung – Zeitgeist oder technischer Fortschritt. Bauingenieur (1992) S. 157–165.
[10] *Muller, J. M.*, und *Podolny, W.:* Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York: John Wiley & Sohns, Inc. 1982.
[11] *Eibl, J.:* Brücken mit externer Vorspannung. DBV-Arbeitstagung: Fortschritte im Spannbeton. Deutscher Beton-Verein Wiesbaden 1992.
[12] Eurocode No 2 Part 1D: Unbonded and external tendons buildings, Draft, Luxemburg, 1992.
[13] *Vielhaber, J.:* Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau TU Berlin, H. 8, Berlin 1989.
[14] *Guckenberger, K., Daschner, F.*, und *Kupfer, H.:* Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau. Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 311. Berlin: Ernst & Sohn 1980.
[15] *Kupfer, H., Guckenberger, K.*, und *Daschner, F.:* Versuche zum Tragverhalten von segmentären Spannbetonträgern. Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 335. Berlin: Ernst & Sohn 1982.
[16] *Kordina, K.:* Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 350. Berlin: Ernst & Sohn 1984.
[17] *Naaman, A. E.:* External Prestressing for Rehabilitation: Analysis and Design Implications. Bridge Rehabilitation, Proceedings of 3rd International Workshop TH-Darmstadt. Berlin: Ernst & Sohn 1992.
[18] *Hochfester Beton:* Darmstädter Massivbau-Seminar, Band 6. TH Darmstadt 1992.
[19] *Rostasy, F. S., Budelmann, H.*, und *Hankers, C.:* Faserverbundwerkstoffe im Stahlbeton- und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992) H. 5, S. 123–129, H. 6, S. 152–154.

Veröffentlichung von Gerhard Girmscheid [5].

7.3 Planung der Ausführung

Gerhard Girmscheid

Spannbeton-Hochstraße in Bangkok – Planung der Ausführung *

In weniger als zwei Jahren wurden in Bangkok rund 35 km Spannbeton-Überbauten für das derzeit größte Hochstraßen-System der Welt erstellt. Es werden die verschiedenen Phasen der Planung der Bauzustände und Bauausführung dieser in Segmentbauart hergestellten Hochstraßen beschrieben. Dabei wird auf die statisch-konstruktiven Fragen der Verlegetechnik und auf die Bauhilfsmaßnahmen eingegangen.

Prestressed concrete elevated roadway in Bangkok – Planning and construction. *Over the space of less than two years, some 35 km of prestressed concrete superstructures were built in Bangkok for what is currently the world's biggest elevated roadway system. This paper describes the various phases of planning of construction phases and construction of these elevated roadways of segment design. It discusses the statical and structural questions of the laying technology used and outlines ancillary construction measures employed.*

Planification et construction d'une route surélevée en béton précontraint à Bangkok. *En moins de deux ans, près de 35 km d'une route surélevée, en éléments de béton précontraint, ont été construits à Bangkok, constituant ainsi le plus grand système de chaussées sur piliers actuellement connu dans le monde. L'exposé décrit les diverses phases de la planification et de la réalisation de ce gigantesque projet, ainsi que les étapes successives de la construction de cette route à poutres segmentaires. Les problèmes de statique soulevés par cette construction et sa réalisation, ainsi que les mesures auxiliaires qui ont été prises, y sont traitées en particulier.*

* Nach einem Vortrag auf dem Deutschen Betontag 1993.

Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid, Leiter der Gruppe Brückenbau im Technischen Büro Auslandsbereich der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Hauptniederlassung Ausland, Postfach 1509, 6200 Wiesbaden 1

1 Einführung

Zur Zeit wird neben anderen Großprojekten in Bangkok (Thailand) das sogenannte SES (Second Stage Expressway System) in Segmentbauart erstellt (Bild 1).

In den nächsten zehn Jahren erhält die Stadt ein umfangreiches Hochbahn- und Straßensystemnetz. Die Verkehrssysteme werden vom öffentlichen Verkehrsträger an private Finanziers als sogenannte BOT-Projekte (built-operate-transfer) vergeben. Nach Herstellung und mehrjähriger Betreibungsphase wird das abgeschriebene Objekt der Stadt übereignet.

Das Fehlen eines öffentlichen Massenverkehrsmittels und ein nur bescheidenes öffentliches Transportangebot stehen in Bangkok einer Massierung des Individualverkehrs gegenüber. Das SES-Projekt wird von Bangkok Expressway Co. Ltd. gebaut und durch die japanische Gesellschaft Kumagai Gumi Co. Ltd. finanziert im Austausch für eine 30jährige Konzession. Zwei Gemeinschaftsunternehmen, bestehend aus der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Mannheim, und deren thailändischen Partnern Chor Karnchang, Expert Transport und Hicrete, sind mit einem nicht unerheblichen Anteil an der Bauausführung des Gesamtprojekts beteiligt. Dieser Anteil besteht (Bild 2) aus den Losen EW 3 (Herstellung von Brückenüberbauten mit etwa 230000 m² Fläche) sowie aus den Losen NS 5, NS 6 (Ausführung von Brückengründungen und Unterbauten) und NS 7 (Herstel-

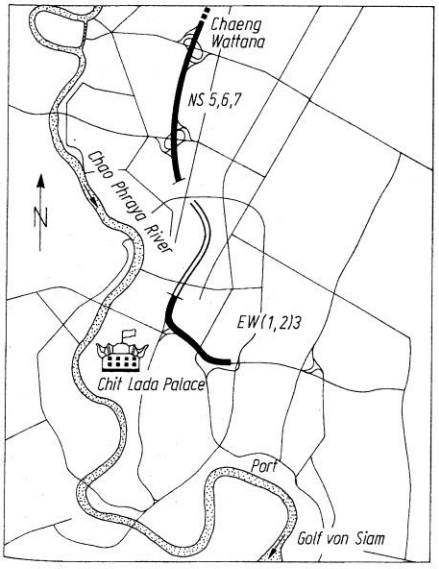


Bild 1. Projektübersicht
Fig. 1. Project layout
Fig. 1. Plan de l'ensemble du projet

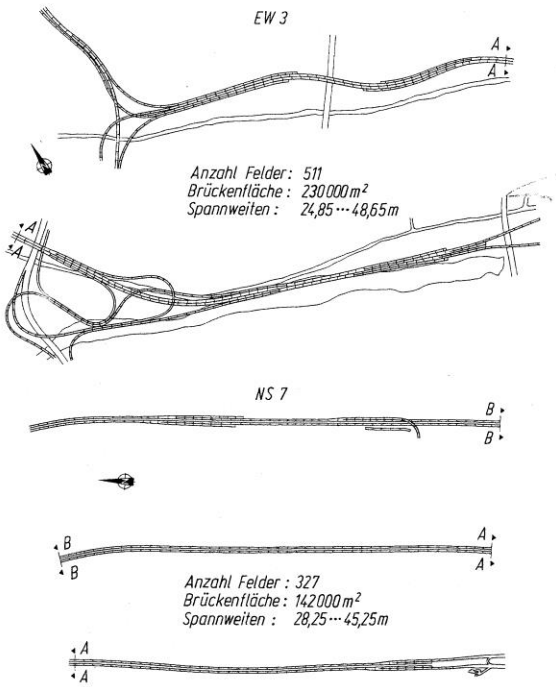


Bild 2. Übersicht Lose EW 3 und NS 7
Fig. 2. Layout of Lots EW 3 and NS 7
Fig. 2. Plan des lots EW 3 et NS 7

© Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993
Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 6

Tabelle 1. Leistungsdaten
Table 1. Performance data
Tableau 1. Chiffres de rendemant

Ⓐ Überbauherstellung				
Los	Felder Stück	Elemente Stück	Spannstahl (Längsvorspannung) t	Bauzeit Kalenderwochen
EW 3	511	6368	4200	70
NS 7	327	4280	2820	75

Ⓑ Elementherstellung im Fertigteilwerk					
	Elemente Stück	Beton m^3	Betonstahl t	Spannstahl (Quervorspannung) t	Bauzeit Kalenderwochen
MS 6	14800	281000	36000	3000	106

lung von Brückenüberbauten mit 142000 m² Fläche. Zum Auftrag gehört auch die Fertigteilherstellung (Los MS 6) für das gesamte Projekt. Die Leistungsdaten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Der planerische Gesamtentwurf für das Projekt stammt von Freeman Fox Intercon, Singapore. Das Ausführungsverfahren mit Verlegegerüsten ist eine Eigenentwicklung der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft.

Die Hochstraße wird durch Bangkok in einer Höhe von 4 bis 23 m über dem Grund hergestellt. Die größte Spannweite beträgt 48,65 m, das größte Gewicht eines Überbaufelds etwa 800 t. Die Einzelelemente bestehen aus Pfeiler-, Normal- und Umlenksegmenten, die durchschnittlich 3,40 m lang sind und deren durchschnittliches Gewicht 65 t beträgt. Das Längsgefälle der Brücke beträgt bis zu 6%, das Quergefälle bis zu 10%. Die Überbauten des Loses EW 3 sind besonders durch ihre engen Kurvenradien bis hinunter zu 85 m und eine Vielzahl von Rampen gekennzeichnet. Für den Bau der Spannbeton-Überbauten hat die Arbeitsgemeinschaft für das Los EW 3 sechs obenlaufende stählerne Fachwerkgerüste zum Verlegen der Stahlbetonsegmente in den stark geneigten Rampen und engen Kurven sowie zwei untenlaufende Verlegegerüste für die geraden Streckenabschnitte der NS 7-Überbauten verwendet.

2 System und Querschnitt der Brücke

Das System der Brücke besteht aus einfeldrigen, einzelligen Segmenthohlkästen, die auf bewehrten Elastomerlagern gelagert sind (Bild 3).

Die Vorspannung wird innerhalb des Hohlkastens extern geführt und auf das einfeldrige System aufgebracht. Im Endzustand werden die Einfeldsysteme durch Federplatten zu drei- bis vierfeldrigen Systemen verbunden, so daß Fahrbahnübergänge nur dort notwendig sind.

Jedes Feld ist durch Erdbebenstopper (Knaggen), die mit Elastomer-Pufferplatten abgepolstert sind, mit den Pfeilern verzahnt. Im Erdbebenfall werden dadurch größere Relativverschiebungen zwischen Unter- und Überbau weitgehend verhindert.

Die Spannweiten der einfeldrigen Hohlkastenbrücken betragen zwischen 24,85 und 48,45 m. Die einzelligen Hohlkästen sind als zwei Standard-Querschnitte D2 und D3 konzipiert. Die Überbaubreiten liegen zwischen 7,00 m und 15,60 m (Bild 4). Die einfeldrigen Brückenlängssysteme setzen sich aus folgenden typischen Standardsegmenten zusammen (Bilder 3 und 4):

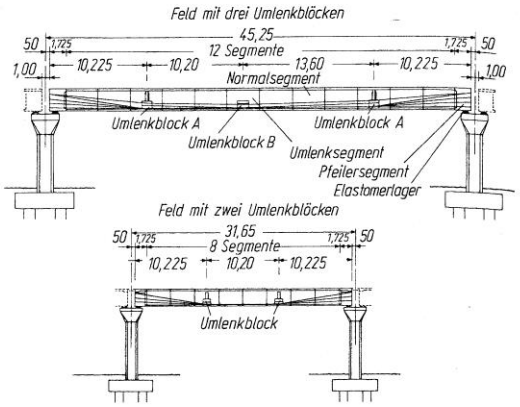


Bild 3. Überbau
Fig. 3. Superstructure
Fig. 3. Superstructure

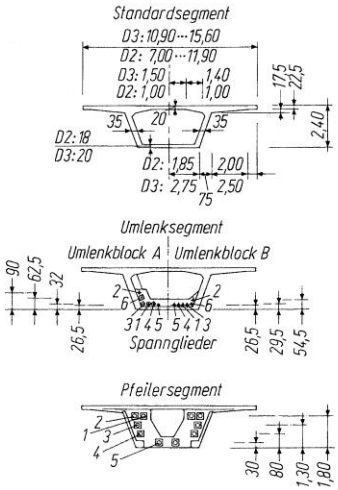


Bild 4. Hohlkasten, externe Vorspannung
Fig. 4. Box section, external Prestressing
Fig. 4. Poutres caissons, précontrainte externe

a) Pfeilersegmente jeweils an den Enden eines jeden Felds mit dem Verankerungsschott für die Spannglieder.
b) Normalsegmente zwischen den Pfeiler- und Umlenksegmenten.
Die Stege haben eine vergleichsweise geringe Wanddicke von 35 cm. Dies ergibt eine deutliche Gewichtsverminderung des Überbaus, da die Stegdicke nicht aus konstruktiven Gründen, sondern durch rein statische Erfordernisse (Betondruckstrebe) bestimmt ist.
c) Umlenksegmente befinden sich ungefähr in den 1/3- bzw. 1/4-Punkten der Stützweite. An diesen Stellen werden die Vertikal- und Horizontalkomponenten der Umlenkkräfte aus der Vorspannung konzentriert eingeleitet.

3 Herstellungstechnik des Überbaus

Zum Verständnis der notwendigen statisch-konstruktiven Untersuchungen der Bauzustände wird die Verlegetechnik der Segmente erläutert. Diese wurden auf tiefliegenden, von je einer Zugmaschine gezogenen Flachbettwagen zum Verlegegerüst befördert. Dort wurden sie von einer Gerüstlaufkatze übernommen, zur Verlegestelle längs verfahren und an

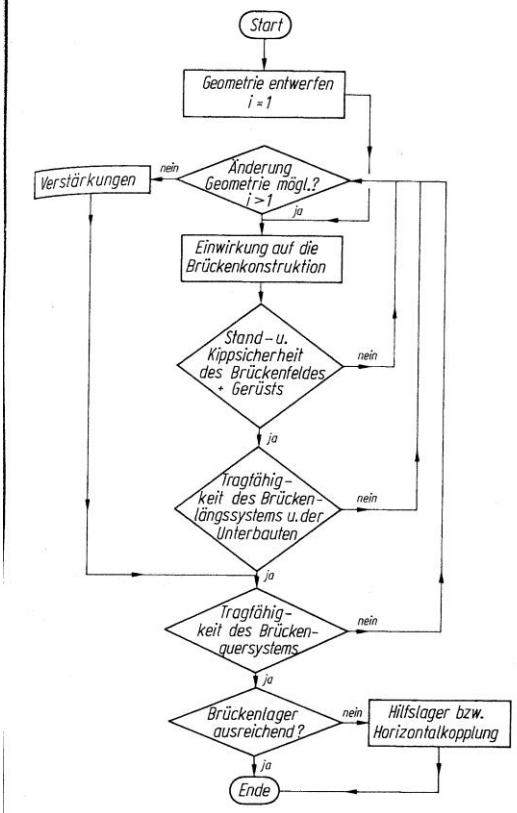


Bild 5. Entwurf der Bauhilfsmaßnahmen für Verlege- und Vorschubzustände.

Fig. 5. Design of operation concept for deck erection and launching of truss

Fig. 5. Etude des mesures de soutènement auxiliaire pour les poses et les lancements

das Gerüst mit Hängestangen St 835/1050, ∅ 32 mm, angehängt. Nach dem Einfahren aller Fertigteile eines Felds wurden diese ausgerichtet und durch eine leichte Hilfsvorspannung von 0,1 N/mm² zu einer Einheit gekoppelt. Die Elemente wurden trocken, ohne durchgängige Bewehrung, aneinandergefügt und durch Schubnocken verzahnt. Danach wurden die Hüllrohre und Spannglieder der externen Längsvorspannung eingebaut und mit dem BBV-Spannsystem vorgespannt, das hier erstmals für die externe Vorspannung angewendet wurde.

Der fertig vorgespannte Überbau wurde anschließend auf Hilfslager abgesenkt und das Gerüst über das fertiggestellte Überbaufeld ins nächste Feld verschoben. Hierzu wurden am Gerüst der Hilfsgleitstuhl mit Vorschubeinrichtung und der Nachlaufwagen benötigt.

4 Der Gerüsttyp

Die grundsätzliche Entscheidung für einen unten- bzw. obenliegenden Gerüsttyp ergab sich aus der Fahrgeometrie bzw. Zugänglichkeit der Trasse (siehe Bild 2).

Untenliegende Gerüste werden bei gerader Streckenführung und bei freier Zugänglichkeit der Pfeiler verwendet; diese ist notwendig für die Montage der Gleitbahnunterstützungen.

Obenliegende Gerüste werden bei den gekurvten Streckenführungen erforderlich.

Das untenliegende Gerüst ist einfacher, billiger und ist leichter zu verfahren.

Das obenliegende Gerüst läßt sich, unabhängig von der Zugänglichkeit der Pfeiler, mit tangentialer Verschiebung durch die Kurven verfahren. Dieser Gerüsttyp ist jedoch zwangsläufig aufwendiger hinsichtlich Fahreinrichtungen, Steuerungshydraulik und Handhabung. Das untenliegende Gerüst beansprucht die Unterbauten und stellt den Entwurfsingenieur vor vergleichsweise einfache Aufgaben. Das obenliegende Gerüst beansprucht dagegen während der Überfahrt die gesamte, endgültige Überbaukonstruktion. Zudem sind die während des Verfahrzustands eingetragenen Lasten an den Unterstützungen des Gerüsts häufig wesentlich schwerer als die Einzellasten aus den Verkehrslasten des Endzustands; dabei ist jedoch die Gesamtverkehrslast in der Regel größer als das Gesamtgewicht des Gerüstes.

5 Untersuchung der statisch-konstruktiven Bauhilfsmaßnahmen

Das Ziel umfangreicher statischer Untersuchungen (Bild 5) der Bauzustände war es, ein Konstruktions- und Betriebskonzept für das Gerüst zu entwickeln, ohne daß bleibende Zusatzverstärkungen für das Endsystem notwendig werden. Ein Betriebskorridor zum Verfahren des Gerüstes, die Randbedingungen und gegebenfalls begrenzte, wiederverwendbare Hilfseinrichtungen waren festzulegen.

Für diese Nachweise mußten die in Tabelle 2 aufgeführten Last- und Betriebszustände unter Berücksichtigung aller Einflußparameter untersucht werden. Die Anzahl der zu führenden statischen Nachweise war erheblich.

6 Die Verlegetechnik

Die wiederkehrenden Abläufe beim Verlegen sind in Bild 6 dargestellt.

Tabelle 2. Lastzustände und Einflußparameter

Table 2. Load cases and influence parameters

Tableau 2. Contraintes et paramètres d'influence

Lastzustände	Querschnitte D 2: 7,00...11,90 m D 3: 10,90...15,60 m	8 Spannweiten 24.85 bis 48,65 m	Kurvenradien 85,00 m bis ∞	Längsgefälle 0 bis 6%	Quergefälle 2% bis 10%	3 Gerüstlängen 77,00 bis 88,40 m	Anzahl der Nachweise
1 Montage				x		xx	6
2 Probebelastung	xx	xx	x	x		xx	6
3 Demontage			x	x		xx	6
4 Verlängern/Verkürzen	x	x	xx	x	x	x	20
5 Vorschubphasen	xx	x	xxx	x	x	x	
6 Verlegen	x	x	xx	x	x	x	200
7 Vorspannen/Absetzen	xx	xx	xx	x	x	x	200
8 Querverschub	xx	x	x	x	x	x	3

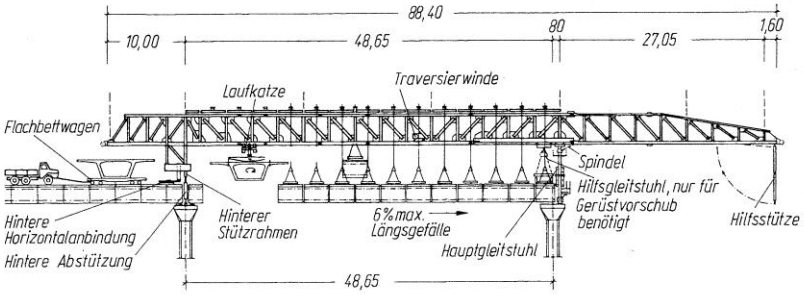


Bild 6. Vorschubgerüst in Verlegestellung

Fig. 6. Launching truss in deck erection position

Fig. 6. Echafaudage d'avancée en position de pose

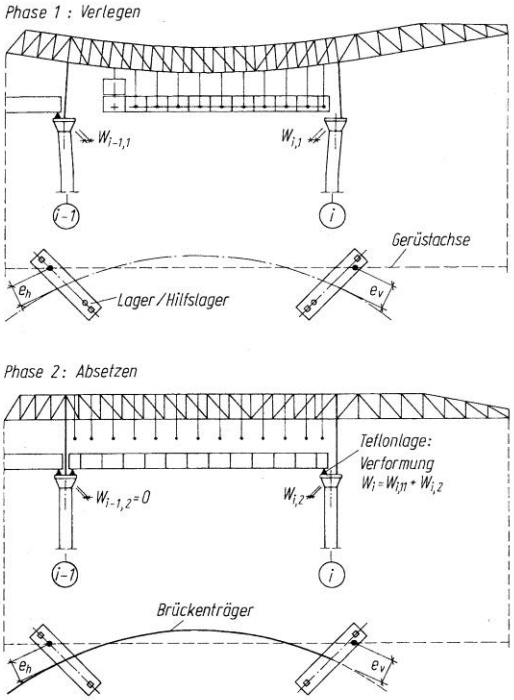


Bild 7. Verlegen: Einwirkung und Interaktion von Gerüst auf Über- und Unterbauten

Fig. 7. Deck Erection: Interaction between truss and sub- and superstructure

Fig. 7. Pose: influence et interaction des échafaudages sur les superstructures et l'infrastructure

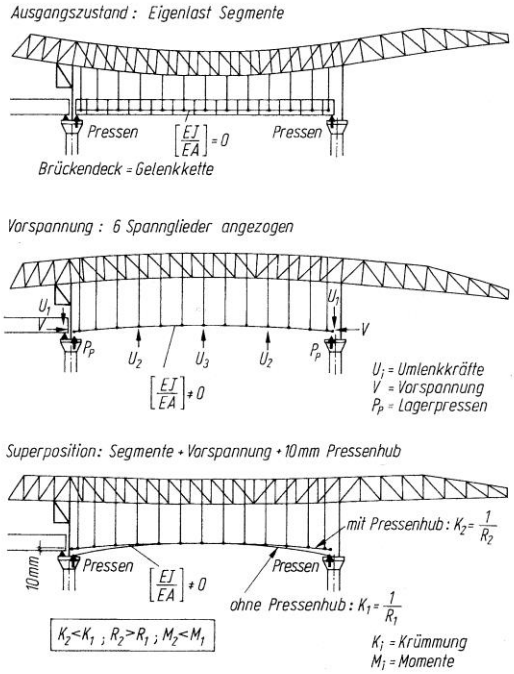


Bild 8. Statische Systeme während des Vorspannens

Fig. 8. Statical systems during prestressing

Fig. 8. Systèmes statiques durant la précontrainte

Die Verlegetechnik untergliederte sich nach statischen Gesichtspunkten in drei Hauptsysteme:

a) Verlegeposition – offenes statisches System,
b) Vorspannen und Absetzen – statisches System mit veränderlicher Gliederung,
c) Vorfahrzustände – geschlossenes statisches System.

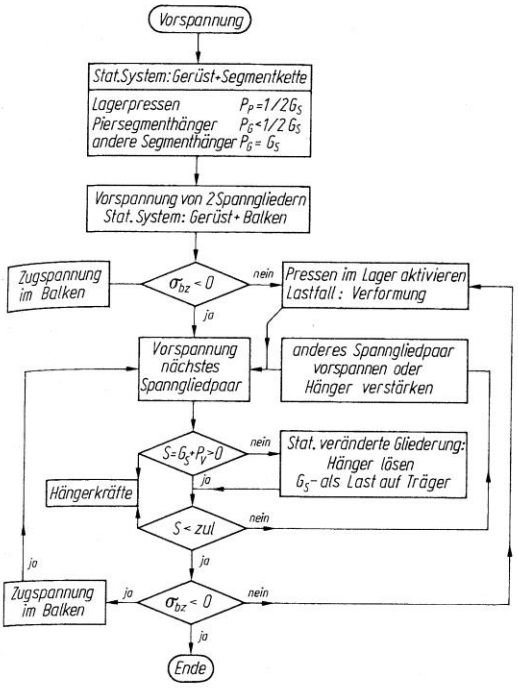
Die Verlegeposition des Gerüstes in bezug auf die Pfeilerachsen wurde so gewählt, daß die größte aufnehmbare ausmittige Normalkraft der in allen konstruktiven Abmessungen vorgegebenen Stütze ausgenutzt wurde (M_x, M_y, N-Interaktion). Die aufnehmbare Torsionsbeanspruchung des Gerüstträgers (Stahlfachwerkkasten) wurde genutzt, um die Beanspruchung der Stütze im Verlegezustand in der Größenordnung der Einwirkung aus Verkehrsbelastung und Eigenlast, allerdings unter Berücksichtigung des verminderten Lastfaktors im Bauzustand zu halten (Bild 7).

Ferner wurden die Maßnahmen zum Rückhängen bzw. Koppeln der Überbauten ermittelt, um die während des Bauzustands auftretenden Horizontalkräfte abzutragen.

Beim Vorspannen verhält sich der Brückenbalken wie ein Balken auf elastischer Bettung, hervorgerufen durch die elastisch federnde Wirkung des Gerüstes. Dabei ist zu beachten, daß es sich um ein System mit statisch veränderlicher Gliederung handelt (Bild 8).

Im Ausgangszustand ist der Brückenbalken noch eine Gelenkkette mit definierten Hängerlasten, die den Segmentgewichten und einer eingefrorenen Verformung des Gerüstes entsprechen.

Während des Vorspannens erhält der Brückenbalken seine Steifigkeit und entlastet die mittleren Hänger. Da die Gesamteigenlast jedoch gleich bleibt, wandert die Last während des Spannens zunehmend in die äußeren Hängestangen, so-



G_S = Einzelsegmentgewichte ; P_V = Vorspanndruckkräfte im Hänger;
P_G = Segmentgewicht im Hänger; σ_{bz} = Betonzugspannung im Balken
S = resultierende Hängerkraft aus Balkeneigengewicht + Vorspannung

Bild 9. Entwurfsablauf der Vorspannung
Fig. 9. Design flow diagram for prestressing
Fig. 9 Déroulement prévu de la précontrainte

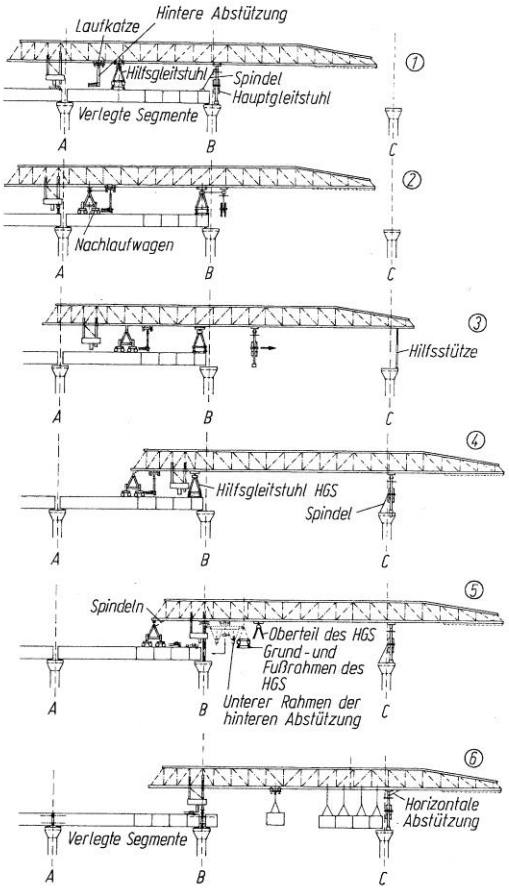


Bild 10. Vorschubzustände
Fig. 10. Launching of truss
Fig. 10. Etats d'avancée

lange der Brückenbalken nicht abgesetzt wird. Dabei sind folgende Kriterien nach Superposition von Ausgangs- und Vorspannzustand zu beachten (Bild 9):

a) Zulässige Last in den äußeren Hängern kontrollieren.
b) Kein Hänger darf Druckkraft erhalten. Falls doch, wird der Hänger gelöst und die Eigenlast des Segments auf den Brückenbalken verlagert.
c) Zugspannungen dürfen in der Betonkonstruktion während des gesamten Vorspannens nicht auftreten.

Für die danach anschließenden Verschiebezustände (Bild 10) war der zulässige Betriebskorridor für den Nachlaufwagen zu ermitteln. Die Radsätze des Nachlaufwagens waren so gespreizt, daß sie bei sehr hohen Lasten ungefähr über den Stegen der Elemente D2 fahren konnten. Das Verschieben in den Kurven erzwingt jedoch das Verlassen der Stegbereiche; die Räder gelangen auf die Fahrbahnplatte bzw. auf den Kragarm. Gleichzeitig vermindert sich jedoch die Auflagerkraft auf dem Nachlaufwagen, da der Schwerpunkt zum Hilfsgleitstuhl wandert (Phase 2 in Bild 11). Für das Brückenlängssystem mußten jeweils die größten aufnehmbaren Lasten ermittelt werden, um die Umsetzpunkte für das Gerät bei bestimmten Operationen zutreffend festlegen zu können.

Während all dieser Phasen mußten folgende Randbedingungen beachtet werden (Bild 12):

a) Kippsicherheit des Brückenfelds;
b) Tragfähigkeit der Lager bzw. Hilfslager;
c) Kippsicherheit des Stahl-Gerüstes;
d) geometrisches Erreichen des nächsten Pfeilers.

Gleichzeitig war beim Verschieben der horizontale Festpunkt des Systems eindeutig festzulegen, besonders beim Verfahren der Gleitstühle bzw. beim Umsetzen der Lasten auf den Hauptgleitstuhl: Die Hangabtriebkräfte auf den Hilfslagern aus Längs- und Querneigung der Brücke waren mit den Reibungskräften aus dem Vorschub zu überlagern. Die auftretenden Kräfte mußten bis zur Gründung verfolgt werden und machten es teilweise erforderlich, mehrere Felder bzw. Pfeiler zu koppeln.

Beispielsweise sind die Lager auf dem Pfeiler i (Bild 11) beim Verschieben von Phase 2 nach 3 so stark belastet, daß sie durch vier Hilfspressenlager verstärkt werden mußten.

7 Die Bauhilfsmaßnahmen

Für eine wirtschaftliche, termingerechte Bauausführung war es unerläßlich, aufwendige Bauhilfsmaßnahmen auf ein Minimum zu vermindern. Wegen der Unzugänglichkeit vom vorhandenen Gelände aus kamen als Bauhilfsmaßnahmen nur Hilfslager und Rückhängungen als Lösung in Frage (Bild 13).

Bei wechselnder Geometrie, verschiedenen Feldweiten und unterschiedlichen Brückenquerschnitten D2 und D3 mußten für jedes Feld Vorschubgeometrie und Endstellung des Gerüstes neu ermittelt werden.

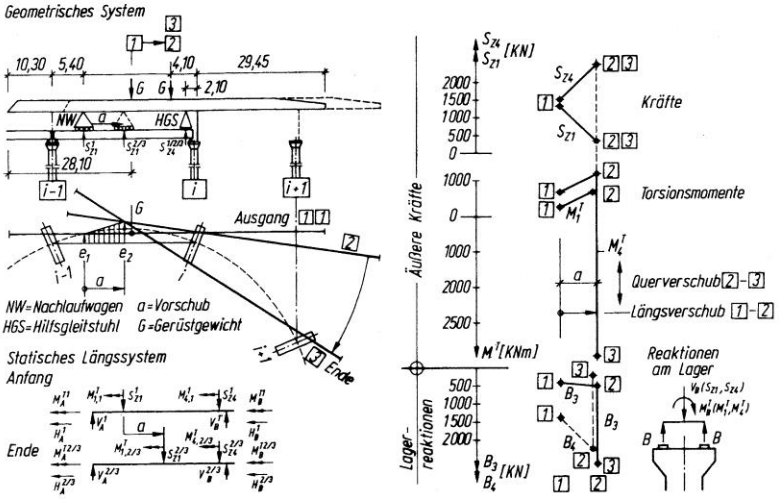


Bild 11. Vorschubzustände – Einwirkungen auf Über- und Unterbauten

Fig. 11. Launching phases – loads

Fig. 11. Etats d'avancée: influences sur les superstructures et l'infrastructure

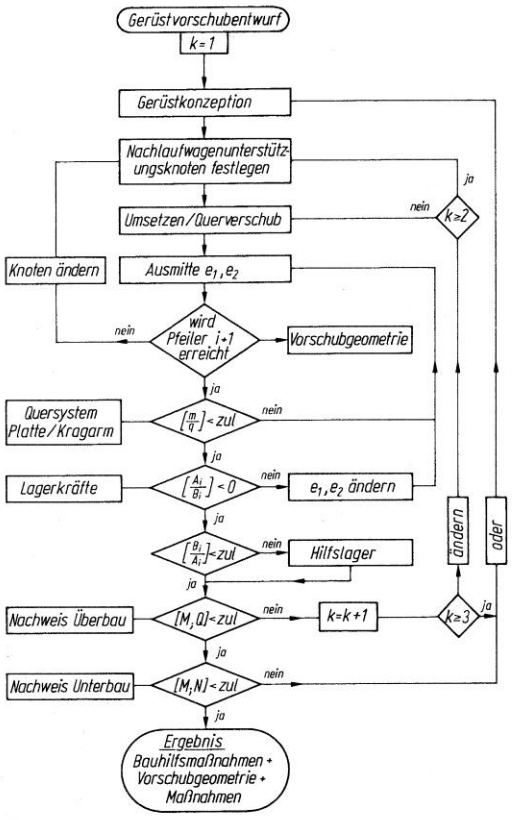


Bild 12. Entwurfsplanung der Vorschubphasen

Fig. 12. Design of launching phases

Fig. 12. Etude des diverses phases d'avancée

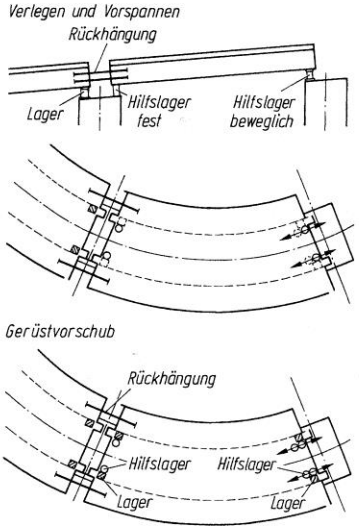


Bild 13. Bauhilfs- und Stabilisierungsmaßnahmen

Fig. 13. Auxiliary measurements during construction

Fig. 13. Mesures auxiliaires de construction et de stabilisation

8 Zusammenfassung

Rund 35 km Spannbetonüberbauten wurden von einem deutsch-thailändischen Gemeinschaftsunternehmen unter Federführung der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft in weniger als zwei Jahren in Bangkok erstellt. Die Baustelle erreichte je nach Trassenführung einen zwei bis vier-Tage-Takt für die Fertigstellung eines Überbaufelds. Diese Leistung war nur möglich aufgrund der hohen Motivation der Mannschaft vor Ort einerseits und der guten interaktiven Planung zwischen Technischem Büro und Arbeitsvorbereitung in Deutschland andererseits. Die Erarbeitung der statisch-konstruktiven Lösung und die Optimierung des Bauablaufs mußten Hand in Hand geschehen.

Die Herausforderung in der Planung bestand nicht so sehr in der Schwierigkeit der statischen Aufgabe, sondern, bedingt durch die vielen wechselnden Einflußparamter und Felder, in der Logistik und Systematisierung der zahlreichen Nachweise. Durch Aufzeigen der Abhängigkeiten in Form eines umfassenden Entwurfs- und Verschiebekonzepts konnten die notwendigen umfangreichen Berechnungen gezielt durchgeführt werden. Die Ergebnisse mündeten in der Aufstellung eines Betriebshandbuchs, in welchem genaue Anweisungen für Verschieben, Verlegestellung, Vorspannen, Hilfsunterstützungen usw. für jedes Feld niedergelegt wurden.

Veröffentlichung von Gerhard Girmscheid [13].

7.4 Projektbeispiele

7.4.1 Bang Na Expressway, Bangkok

Christian Brockmann

Der Bang Na Expressway, Bangkok [1)]

Teil 1: Aufgabe, Bauausführung, Fertigteilwerk

Der Bang Na Expressway ist eine 55 km lange, in Segmentbauweise mit externer Vorspannung und trockenen Fugen ausgeführte Hochstraße im Südosten von Bangkok, Thailand. Das Bauvorhaben soll nach kürzester Planungs- und Bauzeit für den Verkehr geöffnet werden. Wegen der großen Anzahl gleichbleibender Bauteile und der knappen zur Verfügung stehenden Zeit kam nur eine Bauweise mit Fertigteilen infrage. Dabei erwies sich die Segmentbauweise gegenüber einer Lösung mit Fertigteilbalken und Ortbetonplatte als eindeutig schneller und kostengünstiger. Im folgenden werden Aufgabenstellung, Bauausführung und das Fertigteilwerk beschrieben.

The Bang Na Expressway, Bangkok, Part 1. *The Bang Na Expressway extends 55 km from Bangkok to the South-East of Thailand. Within the shortest time possible this project must be opened to traffic. Only a construction method using precast elements can achieve this requirement due to the huge quantities of repetitive structural components and the available time frame. Segmental construction has proven to be superior compared with precast beams and cast in-situ deck slabs. The contractual conditions, the construction methods and the precast yard are described.*

Le viaduc autoroutier de Bang Na à Bangkok, 1ère Partie. *Les 55 km d'autoroute du viaduc de Bang Na desserviront le Sud-Est de Thaïlande depuis Bangkok. La durée allouée à la conception et construction de cet ouvrage est exceptionellement réduite. Seule une structure préfabriquée pouvait allier la nature répètitive et la taille de l'ouvrage aux délais de conception et construction. L'utilisation de voussoirs s'est avérée plus performante qu'une solution mixte jumelant poutres préfabriquées et tablier coulé en place. Cet article décrit les conditions contractuelles, les méthodes de construction, ainsi que l'usine de préfabrication de ce projet.*

1 Überblick zur Aufgabenstellung

Bilfinger + Berger liefert seit Jahren einen wesentlichen Beitrag zur Weiterentwicklung der Segmentbauweise mit externer Vorspannung und trockenen Fugen durch entscheidende Beteiligung an Planung und Ausführung mehrerer Großprojekte in Südostasien und Australien. In Bangkok allein wurden bisher die Sektoren A und C (Fertigstellung 1993, Länge 35 km) und Sektor B (Fertigstellung 1996, Länge 10 km) des Second Stage Expressway errichtet. Zur Zeit befinden sich in dieser Stadt drei weitere Hochstraßen im Bau: die Sektoren C+ und D sowie der Bang Na – Bang Pli – Bang Pakong Expressway, im weiteren abgekürzt BBBE.

Dieses Verkehrsprojekt soll die industrielle Entwicklung des Südosten von Bangkok erleichtern und den geplanten Großflughafen sowie den Tiefseehafen mit der Stadt verbinden. Der BBBE ist somit ein wichtiges Teilstück der Verkehrsplanung im Großraum Bangkok. Durch ein umfassendes und zusammenhängendes Netz von Hochstraßen will der Bauherr, die Expressway and Rapid Transit Authority of Thailand (ETA), die täglichen Staus in und um Bangkok beseitigen.

Der Bauvertrag wurde zwischen der ETA und der Joint Venture BBCD unter der Federführung von Bilfinger + Berger und maßgeblicher Beteiligung der thailändischen Firma Ch. Karnchang unterzeichnet. Die 55 km lange Hauptstrecke und weitere 40 km Rampen- und Kreuzungsbauwerke ergeben insgesamt eine Brückenfläche von 1 900 000 m².

Das Bauwerk ist in acht Streckenbereiche aufgeteilt, die zu verschiedenen Zeitpunkten an die ETA übergeben werden. Der 8,5 km lange erste Abschnitt wird im März 1998 fertiggestellt. Die weiteren folgen mit einem Abstand von zwei bis sechs Monaten mit einer Gesamtbauzeit von 3 1/2 Jahren.

Innerhalb dieser äußerst kurzen Bauzeit müssen zuerst die Planungsleistungen (Trassenführung, Schal- und Bewehrungspläne, Beleuchtung, Verkehrsleit- und Mautsystem) abgeschlossen und das Fertigteilwerk eingerichtet werden.

Anschließend wird die Bauleistung erbracht. Es handelt sich also um einen Design-Build-Vertrag zur schlüsselfertigen Errichtung der Hochstraße. Zusätzlich wird die Finanzierung während der Bauzeit durch die Joint Venture BBCD bereitgestellt.

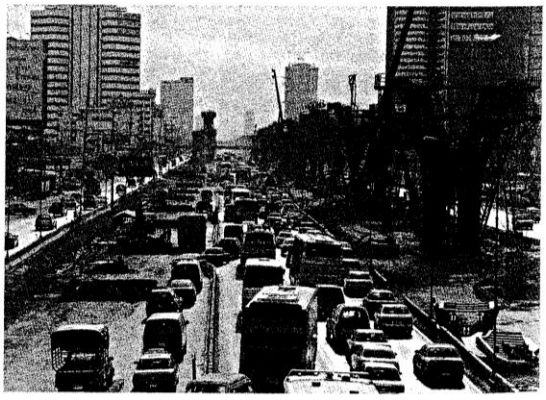


Bild 1. Bauarbeiten am BBBE über fließendem Verkehr
Fig. 1. Construction work of BBBE above moving traffic
Fig. 1. Travaux de construction du Baldwin Bridge de la Bangkok Expressway, au dessus du trafic

Dipl.-Ing. Christian Brockmann, Projekt-Manager, c/o Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Carl-Reiß-Platz 1–5, 68165 Mannheim.

[1)] Nach einem Vortrag auf dem Deutschen Betontag 1997.

© Ernst & Sohn · Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), Heft 12

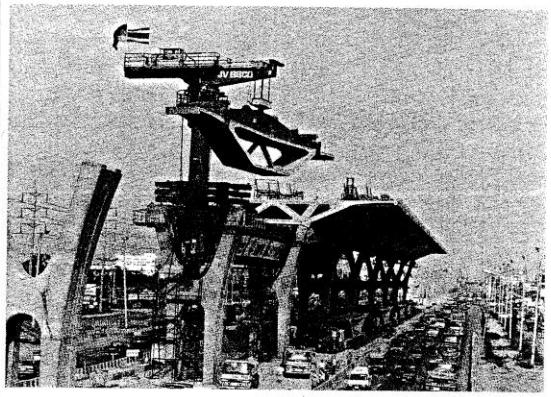


Bild 2. Bang Na Expressway
Fig. 2. Bang Na Expressway
Fig. 2. La voie rapide Bang Na Expressway

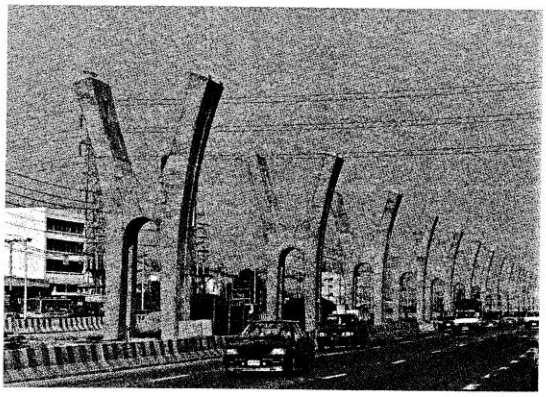


Bild 3. H-Stützen
Fig. 3. Columns with H section
Fig. 3. Piliers H

2 Bauleistung

Der BBBE wird auf den gesamten 55 km im Mittel- und Randstreifen des Highway 34 über fließendem Verkehr (80 km/h) gebaut (Bild 1). Zeitgleich wird der Highway 34 von dem Department of Highways ertüchtigt, so daß diese beiden Baustellen räumlich übereinander liegen. Die Abstimmung zwischen dem Neubau des BBBE (Bauherr ETA) und dem Ausbau und Unterhalt des Highway 34 durch das Department of Highways verläuft baubegleitend.

Aufgrund der kurzen Bauzeit kam für das Projekt grundsätzlich nur eine Ausführung mit Fertigteilen infrage. Dabei setzte sich die Segmentbauweise gegenüber einer Lösung mit Fertigteilbalken und Ortbetonplatte sowohl in wirtschaftlicher als auch in baulicher Hinsicht durch. Die Vorfertigung aller Teile des Überbaus beschränkt die Bauzeit auf ein Minimum. Gleichzeitig gelang es durch die Wahl eines hohlkastenförmigen Segment-Querschnitts, ein ästhetisch ansprechendes Bauwerk zu verwirklichen. Die Gestaltung der Hauptstrecke mit Feldweiten von höchstens 44,40 m wird entscheidend durch einen neuentwickelten, sehr schlanken Segmenttyp geprägt (Bild 2).

Das Fertigteilwerk zur Herstellung der insgesamt 40 000 Segmente hat die größte weltweit je für den Brückenbau aufgebaute Produktionskapazität. Ungefähr die Hälfte der gesamten Bauleistung wird an dieser Stelle gemäß genau geplanten und sich stets wiederholenden Arbeitsabläufen gefertigt. Dadurch wird neben der Geschwindigkeit auch die Qualität des Bauwerks optimiert.

3 Bauausführung

3.1 Gründung der Hauptstrecke

Bangkok liegt im Delta des Menam Chao Phraya; die Geologie gliedert sich, vereinfacht, in drei Schichten: weicher Ton, fester Ton, Sandboden. Es ist notwendig, alle Lasten aus der Hochstraße in den tragfähigen Sandboden zu leiten.

Dafür werden vorgespannte Schleuderbeton-Rammpfähle mit 800 mm Außenduchmesser, 120 mm Wanddicke und in der Regel 30 m Gesamtlänge verwendet. Die zweischüssigen Pfähle werden an der Stoßstelle druck- und zugfest miteinander verschweißt. Zur Abtragung der Lasten aus einer Hauptstütze sind insgesamt 16 lotrecht gerammte Pfähle erforderlich. Zur Fertigung der Pfähle wurde von den Partnern der Joint Venture ein neues Werk mit entsprechender Leistungsfähigkeit aufgebaut.

Erschwernisse beim Rammen ergeben sich aus der sehr weichen Konsistenz der oberen Tonschicht (Mächtigkeit 12 bis 20 m), die den Pfählen kaum horizontalen Halt gibt. Das Verdrängen des bindigen Bodens beim Rammen führt zu Anhebungen des Ausgangsniveaus bis zu 1 m. Zusätzlich behindern fünf- bis siebenschichtige Bodenprofile mit eingelagerten Sandlinsen den Rammfortschritt.

Die Lasten der Stützen werden über eine Pfahlkopfplatte in die Pfähle geleitet. Die Oberkante dieser Platten liegt unterhalb der Grabenlinie der Vorfluter im Rand- und Mittelstreifen des Highway 34.

3.2 Hauptstützen

Die Hauptstützen sind H-förmig ausgebildet und bieten ein aufgelockertes, ansprechendes Bild. Das H erweitert sich vom Stützenfuß nach oben, so daß die Außenkanten leicht geschwungen sind. Diese architektonisch gelungene Ausgestaltung dient zugleich funktionalen Zwecken (Bild 3).

Die Stützen stehen in dem offenen Drainage-Kanal des Highway 34 und verringern den Querschnitt dieser Vorflut nur geringfügig. Zur Errichtung des Überbaus der Hauptstrecke wird ein untenliegendes Vorschubgerüst verwendet, das in der oberen Stützengabel geführt wird. Es kann ohne Behinderung verschoben werden, da kein Querbalken am Stützenkopf vorhanden ist.

Der Überbau ist auf Elastomerlager gelagert, die geneigt eingebaut werden, damit unter symmetrischer Belastung kein Moment aus einer Umlenkkraft zwischen Überbau und Stütze in der Gabel hervorgerufen wird.

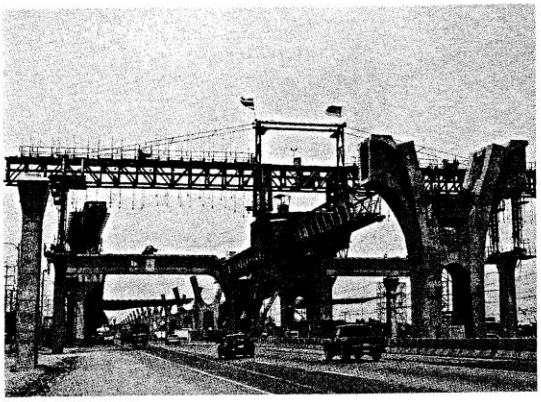


Bild 4. Portalbalken mit Verlegegerüst
Fig. 4. Portal crane with construction scaffolding
Fig. 4. Poutre en portique avec échafaudage de pose

Aufgrund der Vorfertigung der Überbausegmente und der Neigung der Lager auf den Stützenköpfen ist eine außerordentlich hohe Herstellgenauigkeit auf der Baustelle erforderlich.

Im Mittel sind die Hauptstützen 16 m hoch und werden in drei Abschnitten betoniert: Beine, Querriegel, Gabel. Dazu wird zunächst ein Stützensockel hergestellt, der einen Ausgleich zwischen den unterschiedlichen Höhen der Pfahlkopfplatten und der Gradiente des Überbaus ermöglicht und damit die Benutzung standardisierter Stützenschalungen. Die Stützen haben am Fuß einen vertikalen Anschnitt, so daß der Anschluß zum Sockel keine Schwierigkeiten bereitet. Von der Schalung wird in einem ersten Schritt der innere Bogen errichtet. Es folgen der Einbau der beiden im Fertigteilwerk vorgefertigten Bewehrungskörbe für die Beine und das Schließen der Schalung im unteren Stützenbereich. Nach dem Betonieren folgt der gleiche Arbeitsablauf für den Querriegel und die Gabel.

3.3 Portale

An Aufweitungen der Hauptstrecke, d. h. bei den Mautstellen und den Einfädelungsbereichen der Rampen, ist es notwendig, den Überbau auf Portale zu lagern, insgesamt 180 Stück. Die Portalbalken binden an dem einen Ende in die mittleren Portalstützen ein und ruhen außen gelenkig auf Randstützen. Die Spannweiten betragen im Normalfall 2×27 m. Die Balken bestehen aus Fertigteilen, die im Match-Cast Verfahren [5] betoniert und am Einbauort mit externer Vorspannung zusammengespannt werden.

Die Portalstützen haben die gleiche Form wie die H-Stützen, zusätzlich jedoch Konsolen, die den Übergang auf den Querschnitt der Portalbalken ermöglichen. Zur Feinanpassung der Fertigteile an diese Konsolen befindet sich zwischen der Portalstütze und dem ersten Portalsegment eine Ortbetonfuge. Der biegesteife Anschluß und die Aufnahme der auftretenden Zugspannungen in diesem Bereich werden nicht nur durch die externe Vorspannung der Balken, sondern auch durch interne Spannglieder im Bereich der Stützengabel und des Querriegels sichergestellt.

Die Portalbalken überspannen auf jeder Seite drei Richtungsfahrspuren, auf denen der Verkehr ohne Behinderung aufrecht erhalten werden muß. Außerdem läßt auch in diesem Fall die Bauzeit keine Ortbetonbalken auf einem unten angeordneten Lehrgerüst zu; deshalb werden die Fertigteile mit einem obenliegenden Gerüst verlegt. Das Portalgerüst besteht aus einem zwei Überbaufelder langen Vorschubträger und einem zwei Portalfelder langen Verlegeträger. Beide Träger sind mit einem Drehkranz verbunden, der sich auf der Portalstütze absetzt. Zur Montage fährt das Gerüst zunächst um ein Feld in der Gabel der Portalstützen vor. An dem neuen Einbauort wird das Gerüst auf die Querriegel von drei Stützen abgesetzt und dort seitlich abgestützt. Gleichzeitig wird der Drehkranz auf der Portalstütze abgesetzt. Anschließend wird der Verlegeträger um 90° aus der Brückenachse in die Portalachse geschwenkt und stützt sich an seinen Enden auf die Randstützen ab. Die Portalfertigteile werden in den beiden Randstreifen angeliefert und von dort an den jeweiligen Einbauort verbracht. Dadurch wird die Montage bis auf den Transport unabhängig vom Verkehr (Bild 4).

3.4 Segmente D2/D3

Die Typen D2 und D3 bezeichnen Segmente für die zwei- und dreispurigen Überbauten von Rampen, Kreuzungsbauten und Mautstellen. Diese Segmente wurden bereits für die früher in Bangkok fertiggestellten Hochstraßen entwickelt und haben sich dort im Baustellenbetrieb bewährt [2], [3]. Es handelt sich um hohlkastenförmige Querschnitte mit veränderlicher (bis 15,60 m) Breite der Fahrbahnplatte. Diese werden versetzt mit obenliegenden Gerüsten, die von Stütze zu Stütze vorgeschoben werden. Zunächst werden die Segmente an das Vorschubgerüst gehängt und ausgerichtet. Anschließend werden sie durch extern in den Hohlkästen verlaufende Spannglieder zu einem Überbaufeld zusammengespannt und auf die Lager der Stützen abgesetzt.

3.5 Segmente D6

Diese Segmente für sechs Fahrspuren bilden das Kernstück des Bauwerks, sie sind 27,20 m breit; ihre Bauhöhe beträgt 2,60 m bei 2,55 m Länge für die Normalsegmente und 1,775 m für die Stützensegmente. Die größten Stückgewichte betragen 100 t bei den Stützen und 85 t im Feld. Der sehr schlanke Querschnitt zeichnet sich durch flach verlaufende Stege und zwei fachwerkartige Streben in der Segmentmitte aus. Eine genauere Beschreibung der Tragwirkung enthält [1].

Die H-Stütze, das untenliegende Verlegegerüst und der aus Segmenten D6 bestehende Überbau ist von dem Ingenieurbüro J. Muller International (San Diego, USA) als integrierte Gesamtlösung entworfen worden. Der Querriegel der H-Stütze bildet das Auflager für das Vorschubgerüst, die Gabel sichert die seitliche Abstützung. Das im Querschnitt V-förmige Gerüst hat einen Drehkran für das Anheben und Absetzen der Segmente. Die Segmente selbst nehmen durch die flache Neigung der

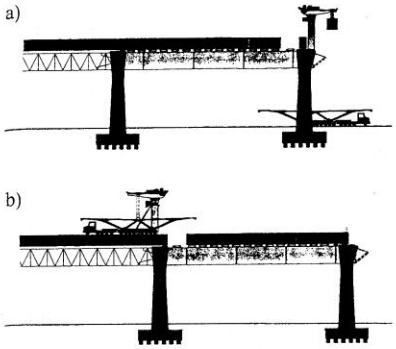


Bild 5. Vorschubgerüst D6 (Schema). a) Anlieferung ebenerdig, b) über bereits fertigen Überbau
Fig. 5. Launching gantry D6 (diagrammatic view). a) Delivery at ground level, b) on completed superstructure
Fig. 5. Echafaudage d´avencée D6 (schématisé), a) au lancement au niveau du sol, b) au dessus de la structure déjà terminée

Stege optisch den Schwung der Stützenaußenkanten auf und verstärken ihn noch im Übergang zu der horizontalen Fahrbahnplatte.

Das Vorschubgerüst hat eine Länge, die etwas größer ist als zwei Spannweiten des Überbaus. Es besteht aus einem vollwandigen Verlegeteil und einem fachwerkartigen Nachlaufträger. Der Drehkran kann entweder auf dem vorderen Ende des Gerüstes oder auf dem zuletzt fertiggestellten Überbau angeordnet werden. Damit ist es möglich, die Segmente sowohl ebenerdig als auch auf dem bereits fertig gestellten Brückendeck anzuliefern und auf das Gerüst zu heben (Bild 5).

Die beiden Obergurte des Vorschubgerüstes bilden die Laufbahnen für die Verschubwagen. Jedes Segment wird von dem Drehkran auf einen dieser Wagen abgesetzt, die dann an den Einbauort verfahren werden (Bild 6). Sie sind mit hydraulischen Pressen ausgestattet, die sowohl die Höhen- und Querausrichtung ermöglichen als auch eine Drehung in der Ebene. Nachdem alle Segmente einer Feldlänge lagegerecht verlegt sind, werden wie bei den Segmenten D2/D3 die externen Spannglieder eingefädelt, und nach dem Zusammenspannen wird das Brükkenfeld auf die Stützenlager abgelassen.

Zur Lagerung des Gerüstes werden auf jeweils drei Stützen Gleitstühle vorgesehen, zwei weitere Hilfsgleitstühle sind für das Verschieben nötig. Das Gerüst wird mit Hilfe des vordersten Verschubwagens, der mit einem Motor ausgerüstet ist, vorgefahren. Dazu wird dieser an dem Stützensegment festgesetzt und schiebt anschließend durch Übertragung des Drehmoments von einem

Tabelle 1. Vergleich der Überbau-Hauptmassen
Table 1. Comparison of the main quantities of the superstructure
Tableau 1. Masses comparées de la surperstructure

Massen je m² Brückenfläche	2×D3	D6
Beton (m³)	0,51	0,49
Bewehrungsstahl (kg)	70,6	59,2
Spannstahl (kg)	24,4	24,0

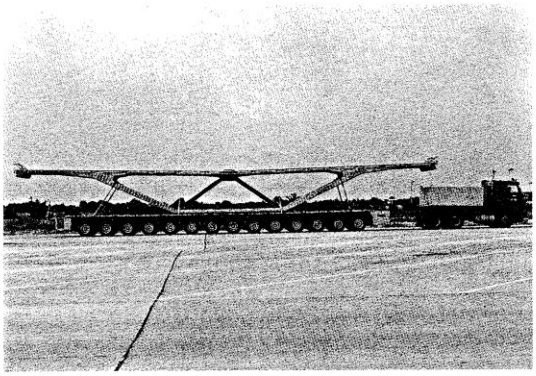


Bild 6. Segment D6 auf dem Transportwagen
Fig. 6. Segment D6 on transportation lorry
Fig. 6. Segment D6 sur le chariot de transport

Zahnrad auf eine auf den Obergurt aufgeschweißte Zahnstange das Gerüst unter sich vor. Bei größeren Feldweiten liegt der Schwerpunkt des Vorschubgerüstes bei größter Auskragung vor dem letzten Auflager. Die Abhebekraft wird über das hintere Ende des Nachlaufträgers in den Überbau eingeleitet.

3.6 Vergleich der Segmente D2/D3 und D6

Bei der Ausschreibung handelte es sich um eine funktionale Leistungsbeschreibung, die der konstruktiven Gestaltung durch die Anbieter große Freiheit ließ. Bilfinger + Berger entschied, für die Rampen mit Breiten von 6,00 bis 10,75 m die beschriebenen Segmente D2/D3 zu nutzen und für die 55 km lange Hauptstrecke die Segmente D6 zu verwenden. Von der gesamten Brückenfläche von 1 900 000 m² sind knapp 80 % Segmente D6 [1]. Einen Vergleich der Hauptmassen der Überbauten enthält Tabelle 1.

Bewertet mit den aktuellen Preisen in Bangkok ergibt sich allein für den Überbau eine Ersparnis von 7%. Die Einsparungen beschränken sich selbstverständlich nicht nur auf den Überbau, sondern setzen sich bis in die Gründung fort.

3.7 Baugeschwindigkeiten

Der größte Vorteil der Segmentbauweise mit externer Vorspannung und trockenen Fugen liegt sicherlich in der Geschwindigkeit, mit der der Überbau ausgeführt wird. Da bei Brücken nach einer Anfangsphase der kritische Weg der Zeitplanung immer im Überbau liegt, bedeutet dies eine Beschleunigung der Gesamtbaumaßnahme. Für den BBBE werden sechs obenliegende (D2/D3) und fünf untenliegende (D6) Vorschubgerüste verwendet. Bei gleichzeitiger Verwendung aller Gerüste werden im Monat 2600 m Rampenbauwerke und 2600 m Hauptstrecke montiert. Bezogen auf die Brückenfläche kann die Verlegeleistung je Vorschubgerüst durch die Verwendung der Segmente D6 gegenüber den Segmenten D2/D3 verdoppelt werden. Gleichzeitig vereinfacht sich die gesamte Logistik (Fertigung, Transport).

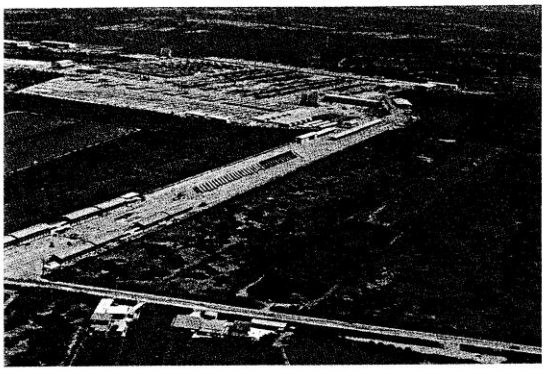


Bild 7. Fertigteilwerk
Fig. 7. Precast concrete plant
Fig. 7. Chantier de pré-fabrication

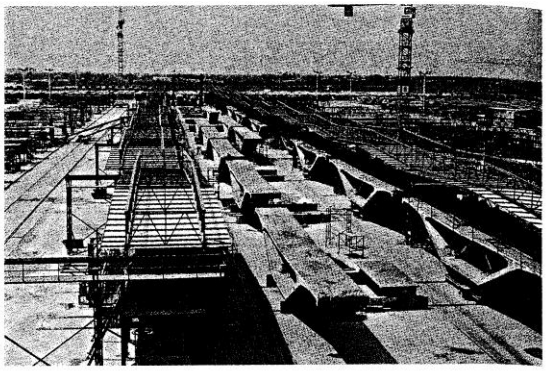


Bild 8. Produktionslinie Segmente D6
Fig. 8. Produktion line of segments D6
Fig. 8. Ligne de production des segments D6

4 Fertigteilwerk

4.1 Anordnung

Das Fertigteilwerk ist auf einer Fläche von 650000 m^2 aufgebaut worden. Dort sind sowohl Unterkünfte für Arbeiter, Kantine, Büro- und Laborräume, Zimmerei, Schlosserei, Eisenbiegerei, Werkstatt, Materiallager und Betonmischanlagen eingerichtet worden als auch die eigentlichen Produktions- und Lagerstätten für die Fertigteile (Bild 7). Es können im Monat bis zu 1800 Segmente D2/D3 und D6 sowie Portale industriell und güteüberwacht hergestellt werden. Die Lagerflächen sind auf eine volle Monatsproduktion ausgelegt. Die Bewehrung wird vor Ort geschnitten, gebogen und geflochten. Zwei Mischanlagen stellen den Beton her. Der gesamte Betonbedarf für die Baumaßnahme beträgt 1 800 000 m^3.

4.2 Fertigung der Segmente D2/D3 und D6

Die Segmente für die Überbauten werden nach dem Match-Cast Verfahren hergestellt [5]. Sie werden in einer fest eingerichteten Schalung betoniert; dabei dient das Vorgängersegment jeweils als Schalung für das nachfolgende. Die Schalungsformen für die Segmente in den geraden Streckenbereichen sind starr, für die Kurvenradien stehen jedoch variable Formen bereit. Ein weiterer Unterschied besteht zwischen Schalungen für die Stützen- und die Feldsegmente. Die Segmente D6 werden in 38 Formen für Feld- und 10 für Stützensegmente gefertigt. Bei den Segmenten D2/D3 teilt sich die Gesamtzahl von 26 auf im Verhältnis 19 zu 7. In einem Ein-Tag-Rhythmus werden die Feldsegmente betoniert, ausgeschalt, verschoben und wieder neu eingemessen. Wegen der komplizierteren Schalung und Bewehrung dauert der Fertigungstakt bei den Stützensegmenten zwei Tage. Um dies zu erreichen bedarf es einer hohen Vorfertigung.

Beispielhaft kann die Einrichtung an Hand von zwei D6-Produktionslinien beschrieben werden (Bild 8). Sie gliedern sich in Querrichtung in folgende Bereiche:

a) Bewehrungsbereich,
b) Vermessungstürme,
c) Laufbahn eines Turmdrehkrans,
d) Schalungen für das Betonieren,
e) Match-Cast Position,
f) Zwischenlager mit fahrbarem Portalkran.

Daran schließt sich spiegelbildlich eine zweite Produktionslinie an. In Längsrichtung befinden sich 12 Schalungen hintereinander; dabei wurden an beiden Enden jeweils eine Lagerfläche eingerichtet.

Zunächst werden für die Segmente D6 die Fertigteilstreben und die Querspannglieder vorgefertigt. Diese werden dann zum Bewehrungsbereich gebracht. Dort befinden sich Schablonenformen zum Flechten der Bewehrungskörbe. In den Schablonen wird der gesamte Bewehrungskorb an einem Tag vorbereitet: schlaffe Bewehrung, Fertigteilstreben, Querspannglieder und Schalung für die Umlenksattel einschließlich der Aussparungskörper (Diabolos) für die Durchbrüche, in die die Längsspannglieder später eingezogen werden. Diese Bewehrungskörbe werden dann mit einem Turmdrehkran in die Schalungssätze eingehoben. Zuvor sind die Schalungen und das Match-Cast-Segment von den Vermessungstürmen aus eingemessen und ausgerichtet worden. Anschließend folgt das Betonieren und etwa zehn Stunden später das Aufbringen einer Teilvorspannung. Jeder Schalungssatz hat drei Bodenschalungen. Nach dem Erhärten wird das Segment mit seinem Schalungsboden auf Schienen in die Position als Match-Cast-Segment verschoben. Nach dem Betonieren des Nachfolgesegments wird es, wiederum auf Schienen, in das Zwischenlager gebracht, das in der Mitte zwischen jeweils zwei Fertigungssträngen liegt. Dort können die Segmente bei Bedarf ausgebessert werden. Anschließend transportieren fahrbahre Portalkrane die Segmente zu den Lagerflächen, die sich zu beiden Seiten der Produktionsbereiche befinden. Nach dem Erhärten werden die Querspannglieder vollständig vorgespannt.

Bei den weitgespannten Segmenten D6 sind insbesonders die zeitabhängigen Verformungen und die Einflüsse aus der Quervorspannung zu beachten, zumal die Steifigkeiten der Kragarme zwischen Stützen- und Feldsegment unterschiedlich sind. Durch geeignete Maßnahmen (Betonrezeptur, Nachbehandlung, Anordnung, Reihen-

und Zeitfolge der Vorspannung) wird sichergestellt, daß keine unterschiedliche Durchbiegung der Kragarme auftritt.

4.3 Fertigung der Portalsegmente

Die Portalsegmente können im Gegensatz zu den Überbausegmenten wegen ihrer geringeren Abmessungen, der kürzeren Spannweite, der gleichbleibenden Geometrie und der geringeren Stückzahlen im Long-Bed-Verfahren [5] hergestellt werden. Dabei wird der Schalungsboden für eine gesamte Spannweite vorgehalten; die Seiten- und die Innenschalung werden jeweils nach dem Erhärten des zuletzt betonierten Segmentes weitergezogen. Zum Erreichen der erforderlichen Paßgenauigkeit werden auch hier die Segmente gegeneinander betoniert. Schließlich liegen die einzelnen Segmente eines Portalfelds auf voller Länge hintereinander.

5 Schlußbetrachtung

Die beschriebene Bauart eignet sich besonders zur Serienfertigung eines Bauwerks, bei dem wenige einzelne Bauteile sich ständig wiederholen. Die dabei erreichten Baugeschwindigkeiten werden von keiner anderen Bauweise übertroffen. Gleichzeitig bewegt sich die Fertigungsqualität auf einem sehr hohen Niveau.

Die Planung dieser industriellen Serienfertigung muß sich auf alle Schritte bei der Fertigteilherstellung beziehen: Produktionsplanung, Anlieferung der Rohstoffe, Fertigung, Lagerung, Transport und Einbau der Segmente. Die dafür benötigten Produktionsmittel stehen in einem festen Verhältnis zueinander. Erhöhung der Leistung bedeutet dann eine erhöhte Bereitstellung aller Produktionsmittel bei gleichbleibendem Verhältnis untereinander. Dadurch kommt eine ganz entscheidende Bedeutung der gesamten Ablaufplanung und ihrer Anpassung an sich ändernde Gegebenheiten zu.

Diese Umstände und die Arbeit in Thailand mit den dazugehörigen kulturellen Rahmenbedingungen machen den Bang Na Expressway zu einem der interessantesten Brückenbauvorhaben unserer Zeit.

Beteiligte:

Bauherr:	Expressway and Rapid Transit Authority Thailand
Joint Venture:	Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft (Federführer), Ch. Karnchang
Planung:	Asian Engineering Consultants (Trassenführung, Gründung) J. Muller International (Stützen, Überbau)

Literatur:

[1] *Fischer, O.:* Der Bang Na Expressway, Bangkok – Tragwirkung, Großversuche und Berechnung). Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), H. 1.

[2] *Girmscheid, G.:* Spannbeton-Hochstraße in Bangkok – Planung und Ausführung. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), H. 6, S. 161–166.

[3] *Girmscheid, G.:* Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Straßenbrücken in Segmentbauart, dargestellt am Bangkok Expressway, Thailand. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994), H. 3, S. 70–75.

[4] *Krill, A.,* und *Eibl, S.:* Die Stützen des Bang Na Expressway – Stützen mit geneigten Elastomerlagern (In Vorbereitung).

[5] *Muller, J.,* und *Podolny, W.:* Construction and Design of Prestressed Segmental Bridges. New York: John Wiley 1982.

[6] *Pate, D.:* The Cheasapeake and Delaware Canal Bridge – Design-Construction Highlights. PCI-Journal 5 (1995), S. 20–30.

[7] *Sofia, M. J.,* und *Homsi, E. H.:* Fabrication and Erection of Precast Concrete Segmental Boxes for Baldwin Bridge. PCI-Journal, 6 (1994), S. 36–52.

Veröffentlichung von Christian Brockmann [12].

7.4.2 Second Stage Expressway, Bangkok

7.4.2.1 Einleitung

Die moderne Mega-City Bangkok mit ihren 7,6 Millionen Einwohnern ist gekennzeichnet durch Zersiedlung, Wolkenkratzer-Skylines und sehr starkem Verkehr. Der Verkehr ist ein Schlüsselproblem dieser Stadt. Neben den unzähligen Autos gibt es Legionen von Motorrädern, aber kein öffentliches Verkehrsmittel. Zur Entspannung der Verkehrsprobleme und aus Platzgründen wurde das längste Hochstrassensystem der Welt, das Second Stage Expressway Project, für diese Stadt in Segmentbauweise errichtet.

Der Bau wurde vom öffentlichen Verkehrsträger an Bangkok Expressway Co. Ltd. als sogenanntes BOT (build-operate transfer) Modell vergeben, durch die japanische Gesellschaft Kumagai Gumi Co. Ltd. Gebaut und auf der Grundlage einer 30jährigen Konzession finanziert. Das heißt, daß der private Betreiber alle Kosten für Planung, Finanzierung, Bau und Betrieb mit den Einnahmen des Betriebes decken muß. Der Bauanteil der Arbeitsgemeinschaft Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft und der drei thailändischen Partner Chor Karnchang, Expert Transport und Hicrete setzte sich wie folgt zusammen:

- Los NS 7 - Herstellung von 327 Brückenüberbauten mit einer gesamten Brückenlänge von 14 km,
- Los EW 3 - Herstellung von 511 weiteren Brückenüberbauten mit insgesamt 21 km Brückenlänge
- Lose NS 5, NS 6 - Ausführung der Gründungen und Unterbauten für Los NS 7.

Der Gesamtauftrag entsprach einer Brückenlänge von ca. 35 km, äquivalent der Entfernung von Hannover bis Braunschweig. Zudem wurden von der Arbeitsgemeinschaft die gesamten Fertigteile für die erste Ausbaustufe des Projekts produziert. Insgesamt waren es etwa 14 500 Fertigteile für rund 50 km Brückenlänge.

7.4.2.2 Ausgangssituation

Der Consultant Freeman and Fox war Verfasser des Bauentwurfes und hatte die Vorgaben des Bauherrn wie folgt umgesetzt:

- Die Hochstraße wird zwischen 4,00 m bis 23,00 m über Gelände geführt, so können bestehende Verkehrswege kreuzungsfrei überquert werden.
- Im dünnbesiedelten äußeren Bereich der Stadt - Los NS 7 - ist die gestreckte Trassenführung für das Projekt charakteristisch (Bild 7-26).

Für diesen Streckenabschnitt stellte die Anwendung der Segmentbauweise keine besondere Herausforderung dar, so dass nicht weiter auf dieses Los eingegangen wird.

Zur Anbindung der dicht besiedelten City-Peripherie an das neue Hochstrassensystem mussten im Bereich des Loses EW 3 umfangreiche kreuzungsfreie Anschlüsse an das bestehende Straßennetz geschaffen werden. Dieses Los war daher der anspruchsvollste und komplizierteste Teil der Bauausführung (Bild 7-27).

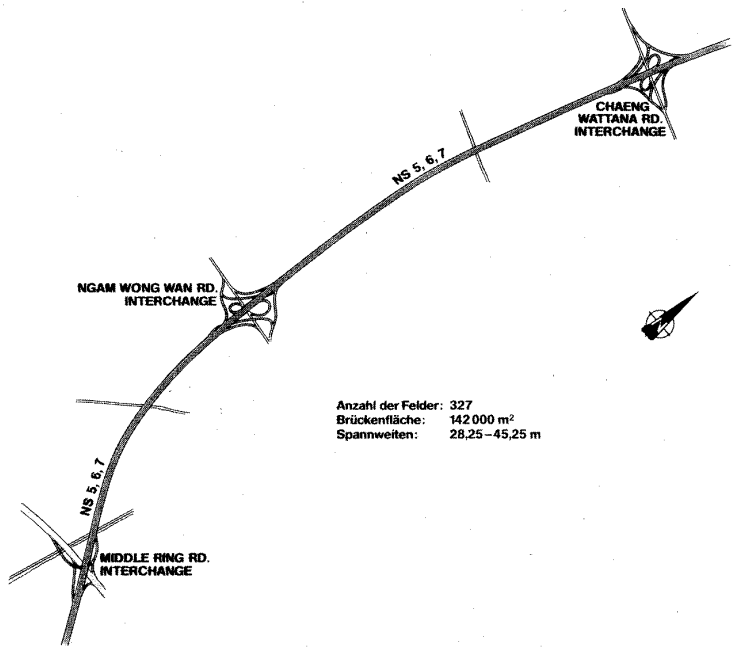


Bild 7-26: Streckenführung Los NS 7

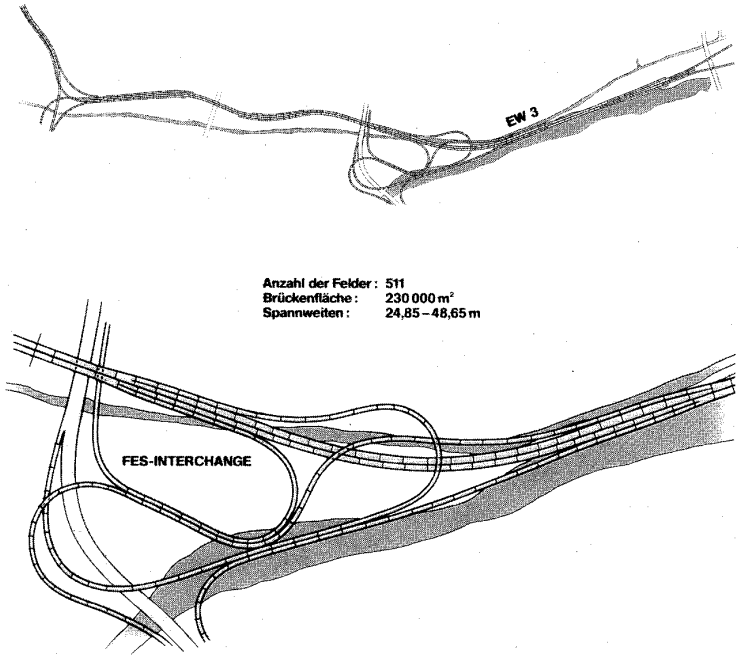


Bild 7-27: Streckenführung Los EW 3

Zahlreichen erschwerenden Entwurfsparametern war Rechnung zu tragen, wie:

- eine Vielzahl von Rampen mit bis zu 6% Längsgefälle,
- Einfädelungsschleifen und engen Kurven mit 85 m Radius und bis zu 10% Quergefälle,
- ständig unterschiedlichen Stützweiten,
- Kreuzungen in mehreren Ebenen sowie
- Überquerungen von Wasserarmen.

Der bauseitige Entwurf sah für beide Lose folgende Konstruktionssysteme vor (Bild 7-28, Bild 7-29):

- Einfeldrige Brücken, nachträglich verbunden durch Federplatten zu 3- bis 4-feldrigen Systemen,
- wechselnde Spannweiten zwischen 24,85 m bis 48,65 m,
- einzellige Hohlkästen, konzipiert durch zwei Standardquerschnitte D 2 und D 3 mit bis zu 11,90 m bzw. 15,00 m Breite,
- Segmentbauweise mit Trockenfugen und Vorfertigung der Brückenelemente zur Reduzierung der Bauzeit
- externe Längsvorspannung aus Gründen der Dauerhaftigkeit.

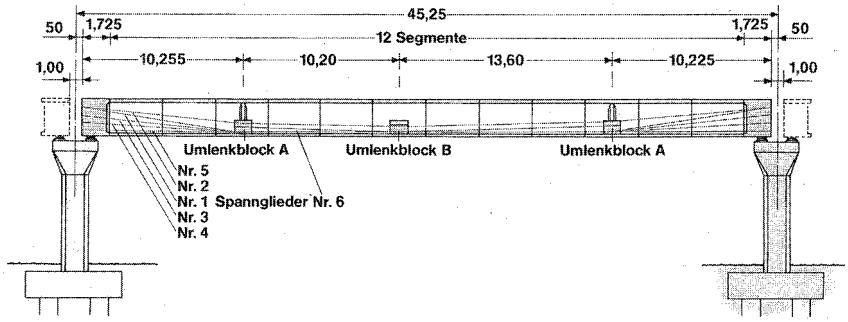


Bild 7-28: D3 Elementhohlkastenbrücke mit externer Vorspannung (Feld mit 3 Umlenkblöcken)

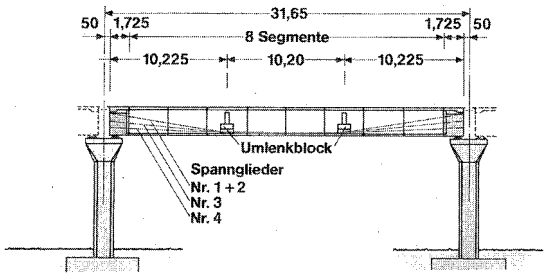


Bild 7-29: D2 Elementhohlkastenbrücke mit externer Vorspannung (Feld mit 2 Umlenkblöcken)

Das Fertigteilsystem besteht aus den folgenden Elementen:

a) Pfeilersegmente für die Verankerung der externen Längsspannglieder,

b) Umlenksegmente ungefähr in den 1/3- bzw. 1/4-Punkten der Stützweite. An diesen Stellen werden die Vertikal- und Horizontalkomponenten der Umlenkkräfte aus Vorspannung konzentriert eingeleitet.

c) Dazwischen befinden sich die Normalsegmente. Auffällig ist der dünne Steg, konstruktiv möglich durch die externe Vorspannung der Hohlkastenelemente, welcher zu deutlicher Gewichtsreduzierung führt.

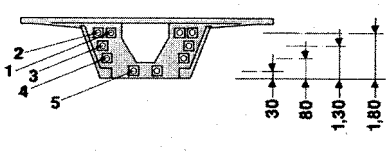


Bild 7-30: Pfeilersegment

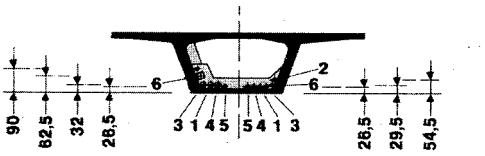


Bild 7-31: Umlenksegment: Umlenkblock A (links), Umlenkblock B (rechts)

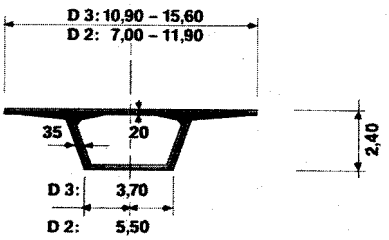


Bild 7-32: Normalsegment

Die Vorspannung wurde stets auf das einfeldrige System aufgebracht. Die Gesamtbauzeit war mit 24 Monaten zwingend vorgegeben. Wegen dieser Vorgaben waren folgende Grundsatzentscheidungen für den baubetrieblichen Ablauf zu treffen:

a) Welche Herstellungsmethode erlaubt die Fertigung variabler Fertigteilsegmente?

b) Welche Verlegemethode ist nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten am geeignetsten, um die gewundene Streckenführung des Loses EW 3 mit seinen engen Kurven und großen Quer- und Längsgefällen herzustellen?

7.4.2.3 Herstellung der Segmente

Die einzelnen Segmente wurden nach der Match-Cast-Methode hergestellt. Wegen der variablen Strecken- und Gradientenführung wurde das Short-Line-Verfahren angewandt. Bei diesem Verfahren werden jeweils nur einzelne Segmente hergestellt, wobei immer das zuletzt hergestellte Segment als Stirnabschalung verwendet wird und somit beim späteren Verlegen eine exakte Fugenpaßgenauigkeit gewährleistet. Die Anpassung der Segmente an alle Entwurfselemente der Straßenplanung in der Gradiente und im Grundriß erfolgt polygonal durch entsprechende Winkelverdrehung des Anschlußsegmentes zur starren Schalungseinheit (Bild 7-33).

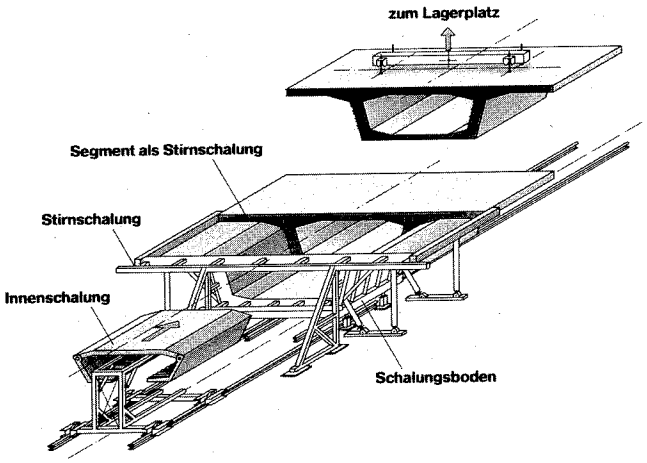


Bild 7-33: Herstellungsablauf Kontaktverfahren (Match casting short line method)

Der Fertigteilplatz wurde für die Herstellung von 14 500 Segmenten geplant und ausgestattet. Für die Herstellung der Segmente wurden 48 Schalungssätze vorgehalten. Im Einzelnen waren dies:

- 9 Schalungssätze für Endquerträger D 2
- 5 Schalungssätze für Endquerträger D 3
- 21 Schalungssätze für Normalsegmente D 2
- 13 Schalungssätze für Normalsegmente D 3

Wegen der Größe des Fertigungsplatzes konnten keine schienengebundenen Portalkräne eingesetzt werden. Aus diesem Grund wurden für das Umsetzen der Segmente von der Querträgerschalung zur Normalschalung und umgekehrt luftbereifte, lenkbare Portalkräne eingesetzt. Diese Portalkräne hatten außerdem die Aufgabe, die Segmente von der Fertigungsstelle zum Zwischenlager zu bringen und von dort wieder auf die Transportfahrzeuge zu verladen. Als Fertigungskapazität waren 775 Segmente pro Monat geplant. Nach einer Einarbeitungszeit wurden jedoch bis zu maximal 1000 Segmente pro Monat gefertigt. Somit wurde die Fertigungszeit drastisch verkürzt.

7.4.2.4 Verlegetechnik der Segmente in Los EW 3

Allgemein

Verlegt wurden die Segmente mit einem obenliegenden Verlegegerüst. Die Wahl dieses Gerüsttyps war das Ergebnis von Überlegungen, wie die Überbauten mit den engen Radien von bis zu 85 m sowie über Wasser verlegt werden konnten. Zur Verdeutlichung der extremen Vorgaben sei erwähnt, daß die seitliche Abweichung der Gerüstachse in der Verlegestellung zum nächsten Pfeiler ca. 16 m betrug. Der Bogenstich zur Sehne über zwei Felder beträgt ca. 5 m. Aufgrund dieser Fakten kam nur die Verwendung eines obenliegenden Gerüstes in Betracht. Im Gegensatz dazu wurden in Los NS 7 zwei untenliegende Gerüste eingesetzt. Hier ist die Streckenführung nahezu geradlinig, und die maximale Pfeilerhöhe beträgt ca. 8,0 m über Gelände. Die Unterstützungskonsolen konnten somit problemlos mit einem Kran umgesetzt werden.

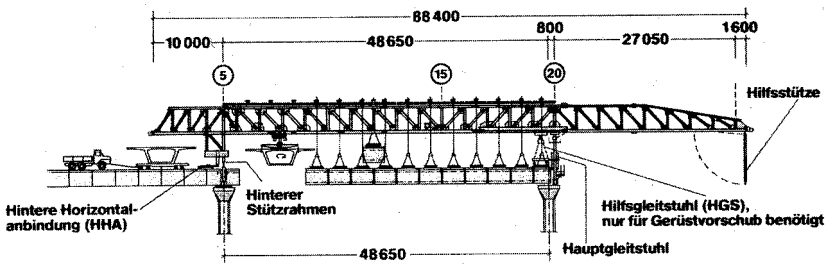


Bild 7-34: Ansicht Verlegegerät

Die Konstruktion des obenliegenden Verlegegerätes bestand aus einem räumlichen Fachwerkträger mit den System-Abmessungen 3,0 m x 3,75 m x 85,0 m. Die Oberkante des Gerüstes lag ca. 10 m über Oberkante Überbau. Die Abstützung des Fachwerkträgers erfolgte während des Verlegevorganges im hinteren Bereich durch einen biegesteif angeschlossenen Querrahmen und im vorderen Bereich durch eine Pendelscheibe. Die Horizontalkräfte in Brückenlängs- und Querrichtung wurden über eine Haltekonstruktion in den zurückliegenden Überbau abgeleitet.

Die Brückenquerneigung von bis zu max. 10% konnte durch die hintere und vordere Abstützung ausgeglichen werden. In Brückenlängsrichtung verlief der Gerüstträger immer parallel zum Längsgefälle des Überbaus (bis zu max. 6%). Das Gewicht der gesamten Konstruktion eines Verlegegerätes betrug ca. 320 t. Insgesamt waren 6 obenliegende Gerüste im Einsatz (Bild 7-34, Bild 7-35).

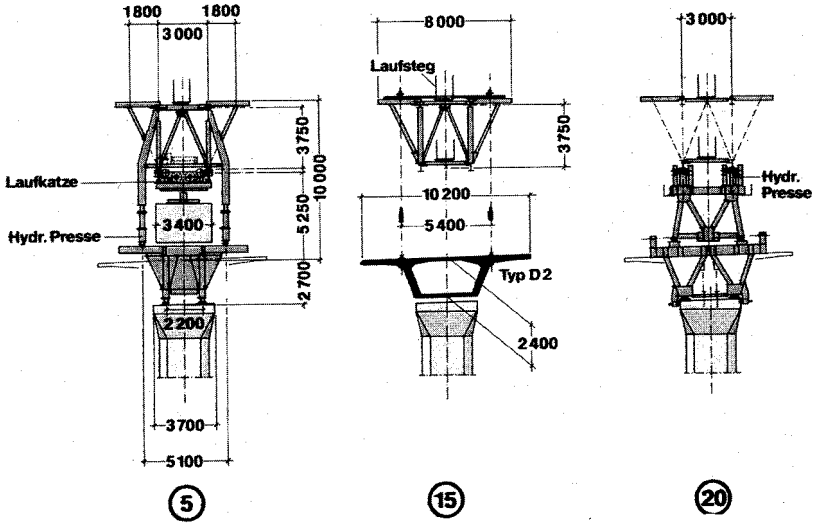


Bild 7-35: Querschnitte Verlegegerät

Die Aufhängung der einzelnen Segmente erfolgte jeweils mit 2 Seilgehängen, die über einen Umlenksattel an eine Hängestange angeschlossen waren. Die Hängestangen (Spannstahl St 835/1030, Ø 36 mm) waren seitlich am Gerüst befestigt. Um jedes Segment lagemäßig ausrichten zu können, konnten die Aufhängepunkte der Hängestäbe in Quer- und in Längsrichtung verschoben und höhenmäßig mit Hohlkolbenpressen angehoben oder abgesenkt werden.

Aufgrund der vielen unterschiedlichen Feldweiten von 24,85 m bis 48,65 m mußte das Gerüst entsprechend verkürzt bzw. verlängert werden. Die Normallänge des Gerüstträgers betrug 85 m. Mit dieser Länge konnten Feldweiten von 38,45 m bis 45,25 m hergestellt werden. Für die Feldweite 48,65 m musste der Rüstträger durch ein Zwi-

schenstück von 3,40 m verlängert werden. Um die Feldweiten 24,85 m bis 35,05 m herzustellen, wurde der Träger um 13,60 m verkürzt.

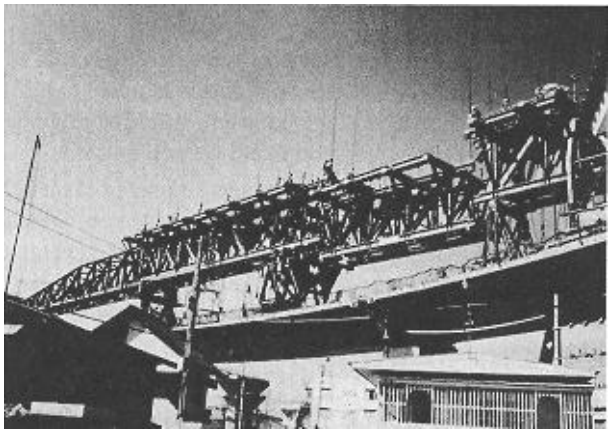


Bild 7-36: Verkürzung des Fachwekträgers

Diese Maßnahme erfolgte jeweils im zuletzt verlegten Feld. Der Fachwerkträger wurde zusätzlich vor und hinter den zu öffnenden Montagestößen unterstützt. Nach dem Öffnen der Schraubstöße wurde beim Verkürzen des Trägers der Schuß von 13,60 m mit Hängestangen und 4 Hohlkolbenpressen abgesenkt und auf dem Überbau abgelegt (Bild 7-36). Der vordere Teil des Gerüstes wurde dann zurückgeschoben, und der Stoß konnte wieder geschlossen werden. Beim Vorschub des Gerüstes fuhr dieses dann über den abgelegten Schuß hinweg bis in die nächste Verlegestellung. Dieser Schuß wurde dann zur Seite geschoben, um den Fahrweg für den Antransport der Segmente frei zu machen. Das Verlängern des Gerüstes erfolgte in umgekehrter Reihenfolge. Ein Verlängerungs- bzw. Verkürzungsvorgang dauerte ca. 1 Woche. Insgesamt mussten 20 Verlängerungen bzw. Verkürzungen durchgeführt werden.

Segmentverlegung

Das Verlegen der Segmente erfolgte so, daß jeweils ein Segment nach dem anderen mit einem Flachbettwagen unter den hinteren Bereich des Verlegegerüstes geschoben und von einer Unterflanschlaufkatze übernommen wurde. Das Segment wurde dann mit der Laufkatze nach vorne gefahren, um 90° gedreht und abgesenkt. Beim Erreichen der ungefähren Sollhöhe wurde das Segment an zwei Hängestangen angeschlossen, und die Laufkatze konnte entlastet werden. Die Reihenfolge der Segmentverlegung erfolgte so, daß zunächst das hintere Pfeilersegment verlegt und mit dem zurückliegenden Überbau verankert wurde. Dann wurden das vordere Pfeilersegment und alle anderen Segmente von vorn nach hinten aufgehängt und provisorisch ausgerichtet, bis das letzte Segment eingefahren, gedreht und abgesenkt war. Danach erfolgte in umgekehrter Richtung von hinten beginnend das genaue Ausrichten der einzelnen Segmente.

Jedes Segment wurde mit der zuvor beschriebenen Aufhängung ausgerichtet und mit 4 innenliegenden Spannstäben Ø 15 mm gegen das zurückliegende Segment gespannt, um somit einen kraftschlüssigen Fugenkontakt zu gewährleisten.

Die Vermessung der einzelnen Segmente erfolgte vom zurückliegenden Überbau aus über zuvor festgelegte Koordinatenpunkte auf den Segmenten. Auf diese Weise wurden 511 Überbauten problemlos eingemessen, ohne daß nachträglich Korrekturen vorgenommen werden mußten.

Nach dem Ausrichten aller Segmente konnten die HDPE Hüllrohre verlegt und die Spannstahl Litzen eingeschossen werden. Sobald ca. zwei Drittel derVorspannkraft aufgebracht war, wurde das Verlegegerät abgelassen, so daß alle Aufhängungen frei waren und gelöst werden konnten. Es folgten Vorbereitungen für den nächsten Vorschub.

7.4.2.5 Vorfahren des Verlegegerätes

Nachdem der Überbau voll vorgespannt war, konnte das Gerüst in das nächste Feld verschoben werden.

Für diese Maßnahme wurde zunächst ein Hilfsgleitstuhl eingefahren und hinter der vorderen Pendelstütze abgesetzt. Im hinteren Auflagerbereich wurde ein fahrbarer Nachlaufwagen vorgesehen. Diese beiden zusätzlichen Auflagerpunkte übernahmen dann die Gerüstkonstruktion, so daß die zuvor belasteten Unterstützungen frei wurden.

Das Verschieben des Gerüstes erfolgte, indem die Fachwerkkonstruktion über den Hilfsgleitstuhl hinwegrollte und der Nachlaufwagen hinterher gezogen wurde, bis die Schnabelspitze mit der Hilfsabstützung den nächsten Pfeiler erreicht hatte. Dann wurde der Hauptgleitstuhl am Gerüst hängend vorgefahren und auf dem nächsten Pfeilerkopf abgesetzt und verankert. Der weitere Vorschub des Gerüstes erfolgte über eine Dreipunktlagerung, bis der Gerüstschwerpunkt vor dem Hilfsgleitstuhl lag und der Nachlaufwagen frei war. Danach vollzog sich der Resteinschub mit Auflagerung auf Hilfs- und Hauptgleitstuhl (Bild 7-37 bis Bild 7-41), Umlagerung der hinteren Abstützung vom Hilfsgleitstuhl auf den Abstützrahmen und Einbau der Horizontalhalterung. Anschliessend erfolgte das Lösen der provisorischen Abstützung am Hauptgleitstuhl, um die Pendelwirkung zu erreichen, und danach das Anheben des Gerüstträgers in die Verlegestellung.

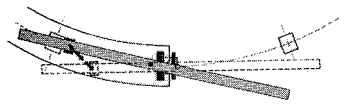


Bild 7-37: Phase 1

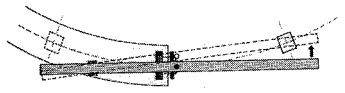


Bild 7-38: Phase 2

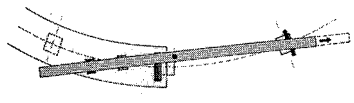


Bild 7-39: Phase 3

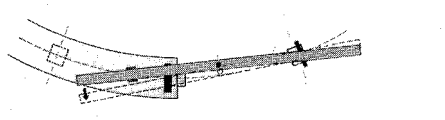


Bild 7-40: Phase 4

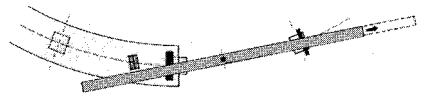


Bild 7-41: Phase 5

Bei extrem engen Kurven wurde der Nachlaufwagen zwischen hinterem Abstützrahmen und dem Schwerpunkt des Gerüstes angeordnet, um so eine möglichst kurze Distanz zum vorderen Auflagerpunkt zu erreichen. Während des Vorschubs konnte der Nachlaufwagen entsprechend gelenkt und der Hilfsgleitstuhl in Querrichtung verschoben werden. Somit bestand die Möglichkeit, die Gerüstachse zu verschwenken, indem der Nachlaufwagen in Richtung Kurvenaußenrand fuhr und der Hilfsgleitstuhl zum Kurveninnenrand verschoben wurde. Mit dieser Gerüstverdrehung konnte der Gerüstschnabel den nächsten Pfeilerkopf erreichen.

7.4.2.6 Besondere baubetriebliche Herausforderungen

Nach einer kurzen Einarbeitungszeit wurde das Betreiben der Gerüste zur Routine. Nun galt es, alle weiteren baubetrieblichen Belange zu lösen und in die Tat umzusetzen. Ein besonderes Problem ergab sich daraus, dass zwei der Gerüste von einem Einsatzort zum anderen, durch eine vom Verkehr überquellende Innenstadt, zu transportieren waren. Die Route führte über zahlreiche Wasserwege und unter bestehenden Brückenbauwerken hindurch. Für das Umsetzen der Gerüste innerhalb der Brückentrasse konnte auf die bereits gewonnenen Erfahrungen und auf die Hilfsgeräte des Stadttransports zurückgegriffen werden. Die schwierigste Aufgabe war, ein Gerüst auf der bereits hergestellten Brücke über 4 Überbauten hinweg quer zu verschieben und dann in kompletter Länge um 180° zu drehen. Der Drehvorgang erfolgte auf einem Drehkranz mit 7 m Durchmesser und dauerte ca. 2 1/2 Std.

7.4.2.7 Zusammenfassung

Das Bauwerk wurde im Februar 1993 dem Auftraggeber übergeben. Trotz der großen Aufgabe in einem neuen Land, mit neuen Partnern und unbekanntem Markt wurde die Bauzeit um ca. 7 Monate unterschritten. Statt den vorgegebenen 24 Monate Bauzeit wurden nur 17 Monate benötigt. Diese Leistung war nur möglich durch die hohe Motivation der Baustellenmannschaft und die gute interaktive Planung zwischen Technischem Büro und Arbeitsvorbereitung. Die ausgewogene Erarbeitung der technischen Lösung einerseits und die Optimierung des Bauablaufs andererseits waren die Grundlage des Erfolges.

Das Bauwerk wird einen wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Verkehrssituation in Bangkok leisten.

7.5 Segment-Verlegegeräte

Segment-Verlegegeräte für die Hochstraßen in Bangkok

W. Prade, H. Surbeck

Zusammenfassung Es wird über drei Typen von unterschiedlichen Segmentverlegegeräten berichtet, die bei der Überbauherstellung der Hochstraßen in Bangkok im Einsatz sind. Hierbei handelt es sich um eine obenliegende und eine untenliegende Konstruktion sowie ein im Grundriß um 90° schwenkbares Gerät. Alle drei Systeme sind bodenfrei in die nachfolgenden Felder verschiebbar. Außerdem wird ein Montage-Hubgerät vorgestellt, mit dem die beiden letztgenannten Konstruktionen auf die Pfeiler gesetzt werden.

Segments erection devices used for the deck erection of elevated highways in Bangkok

Abstract This report covers three types of segments erection devices as used for the deck erection of elevated highways in Bangkok. Those devices are overhead and underslung launchers and a structure that rotates 90 degrees in plan. All three systems are movable into the next span without additional temporary supports. Last but not least a lifting device is presented that was used to install the two last-named structures.

1 Einführung

Wer Bangkok kennt, hat auch Bekanntschaft mit den äußerst angespannten Verkehrsverhältnissen gemacht, die eine Fahrt durch die Stadt während der Hauptverkehrszeiten zu einem Trauma werden lassen. Seit rund zehn Jahren versucht man von Seiten der Regierung, durch den Bau eines weit gespannten Hochstraßensystems u. a. mit den bisherigen Projekten

- First Stage Expressway,
- Second Stage Expressway,
- Don-Muang Tollway,
- Ramindra und dem
- Bang Na-Bang Pli-Bang Pakong Expressway

dieses Problem zu entschärfen.

Die Gesamtlänge dieser aufgeständerten Straßen – **Bild 1** zeigt einen kleinen Teilausschnitt – von mehr als 200 km erfordern eine automatisierte, rationelle Bauweise, also eine Überbauherstellung mit Fertigteilen.

Von Seiten der Firma Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft wurde und wird in Zusammenarbeit mit thailändischen Partnern – Joint Venture (JV) – ein beträchtlicher Anteil dieses bisherigen Gesamtvolumens hergestellt. Auf die Aspekte der Massivbauseite wurde bereits in einer Reihe von Veröffentlichungen [1–4] eingegangen. Weitgehend unbehandelt blieben bislang die Verlegegeräte, die zum Gelingen dieses enormen Komplexes entscheidend beitragen. Sie stellen letztlich das „Nadelöhr" dar, das sämtliche Überbauten zu durchlaufen haben.

Dipl.-Ing. (FH) *Wilfried Prade* ist Mitarbeiter der Firma Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft und als Planer und Einsatzleiter der Geräte in Bangkok tätig. – Dipl.-Ing. (FH) *Horst Surbeck* hat als freiberuflicher Bauingenieur die beschriebenen Systeme als statisch-konstruktiver Prüfer bis zu ihrem Einsatz betreut.
Anschriften:
Dipl.-Ing. (FH) W. Prade, Egerstraße 8, 65396 Walluf
Dipl.-Ing. (FH) H. Surbeck, Buchenweg 4, 65232 Taunusstein

2 Segmenttypen

Für das gesamte Hochstraßennetz wurden zwei verschiedene Fertigteilsysteme geplant und ausgeführt, nämlich die

- durch Längsfugen gekennzeichneten I- und U-Trägersysteme mit Ortbetonplatte und
- die Segmentbauweise mit trockenen Querfugen und externer Vorspannung.

Nachfolgend werden die zur Segmentbauweise verwendeten Verlegegeräte betrachtet. Hier sind wiederum vier verschiedene Segmenttypen – alle als einzellige Hohlkästen konzipiert – zu unterscheiden, die abweichende Querschnittsabmessungen aufweisen und damit auch weitgehend unterschiedliche Verlegegeräte erfordern:

- "D2"-Segmente mit einer Bauhöhe von 2,40 m und Deckbreiten bis zu 13,20 m
- "D3"-Typen; sie weisen bei gleicher Bauhöhe eine Deckbreite bis zu 15,60 m auf.
- "D6"-Fertigteile; sie schlagen mit einer oberen Plattenbreite bis zu 27,20 m alle Rekorde, sie stellen die Verdoppelung der D3-Typen dar, wobei die Bauhöhe auf 2,60 m anwächst.
- Als Sonderfall existieren ferner Portalrahmensegmente, die dort eingesetzt werden, wo die Auf- und Abfahrten zu den Hochstraßen Querrahmen als Auflagerbalken erfordern, oder wo Mautstationen eine entsprechende Auffächerung der Verkehrsfläche notwendig machen.

Alle hier behandelten Überbauten sind setzungsunempfindlich als Einfeldsysteme ausgelegt.

3 Wahl der Verlegegeräte

Die Wahl des Gerüsttyps wird durch eine Reihe von Parametern bestimmt; als wesentlichste sind

- die Trassenführung der Überbauten,
- der Überbauquerschnitt mit den vorgegebenen Pfeilerformen,
- die Möglichkeiten der Gerätebeschickung mit den Segmenten und
- die beim Geräteumsetzen zu überwindenden Hindernisse

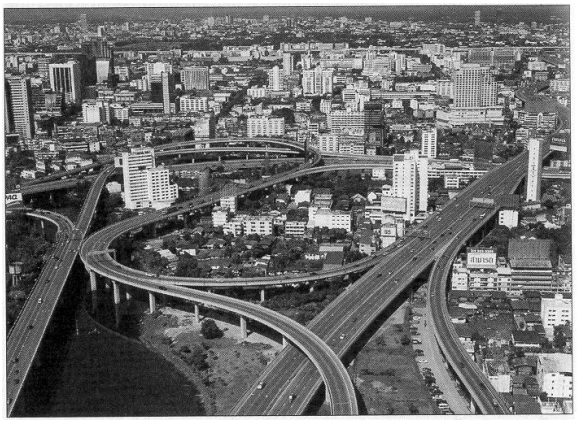


Bild 1. **Teilausschnitt des Hochstraßensystems in Bangkok.**
Fig. 1. **Partial View of the elevated highway system in Bangkok.**



Bild 2. **Gesamtsituation mit dem D6-Gerät (hinten Mitte), den D2/D3-Rüstungen (hinten links und rechts) und dem Portalgerüst im Vordergrund.**
Fig. 2. **Situation with the D6-launcher (top centre), the D2/D3-launchers (top, left and right) and the portal truss in the foreground.**

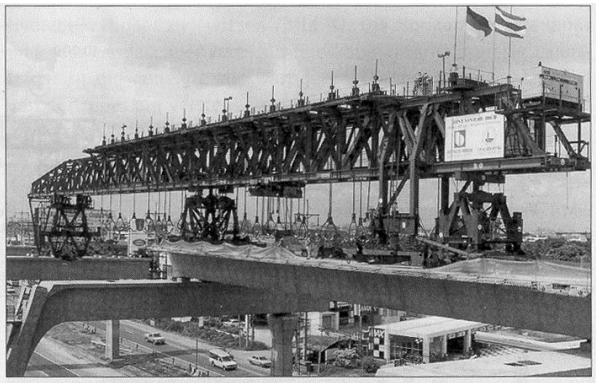


Bild 3. **D2/D3-Gerät beim Vorfahren mit den Elementen (v. links) Hauptgleitstuhl, Hilfsgleitstuhl, Katze, hinterer Portalrahmen und Nachlaufwagen.**
Fig. 3. **D2/D3-truss during launching with the features (starting left), main sliding chair, temporary sliding chair, hoist, rear portal support and straddle carrier.**

zu nennen. Da die Überbauherstellung im Stadtgebiet sowohl über parallellaufende Verkehrswege wie auch über Wasser- und Wohngebiete führt, ist die Forderung nach der Bodenfreiheit der Geräte ein „Muß" für sämtliche Varianten.

Aus den genannten Randbedingungen ergaben sich folgende Gerätetypen, die zusammen in **Bild 2** zu erkennen sind.

Gerät D2/D3 (Bild 2, hinten links und rechts): Eine obenliegende Konstruktion, die das Verlegen der D2 und D3-Segmente bei einer geometrisch extremen Trassenführung mit minR = 85 m, einem Quergefälle bis zu 10% und Längssteigungen und -gefällen mit 6% ermöglicht. Mit ihm werden Stützweiten bis zu 48,65 m abgedeckt, maximale Einzelgewichtslasten von 640 kN verlegt und Feldlasten bis zu 8 000 kN abgetragen.

Ergänzend sei erwähnt, daß auf den weniger gekrümmten Strekken auch untenliegende Geräte eingesetzt werden, auf die jedoch hier nicht weiter eingegangen wird.

Gerät D6 (Bild 2, hinten Mitte, Frontdrehkran sichtbar): Im Gegensatz zu dem erstgenannten ein untenliegendes Gerät, zum Verlegen der 27,20 m breiten Fertigteile. Gekennzeichnet durch die Bestimmung des tragenden Querschnittes aus der Pfeilerform, die zwangsläufig zu einem „Kelchquerschnitt" führte.

Die maximalen Feldweiten betragen hier 44,40 m, das schwerste Segment hat eine Last von 1 050 kN.

Portal-Gerät (Bild 2 im Vordergrund): Eine Konstruktion zur Herstellung der quer zur Trassenführung laufenden Portalrahmen. Vom Konzept her ein obenliegendes Gerät, das dadurch seine Besonderheit erhält, daß der obere Fachwerkträger beim Umsetzen in das nächste Feld um 90° gedreht werden muß und zum Längsverschieben eine zusätzliche untenliegende Fahrträgerkonstruktion benötigt wird. Das Koppelglied beider Konstruktionen wird durch einen Drehkranz gebildet.

Hubkonstruktion: Nicht zuletzt stellt die Montage der Geräte – besonders das „Hineinlegen" in die Y-Pfeilerformen der D6-Strecke – außergewöhnliche Anforderungen an die Baustelle. Die angestrebte Komplettmontage am Boden läßt nur in beschränktem Maße den Einsatz von schweren Autokranen zu. Es wurde daher eine nichtalltägliche Hubkonstruktion entwickelt, die im Abschnitt 7 beschrieben wird.

Die Bemessung sämtlicher Konstruktionen wurde auf der Grundlage von DIN 18800 (1981) durchgeführt. Hierbei wurden sowohl FE- wie auch räumliche Stabwerkprogramme für Teil- und Gesamtsysteme eingesetzt. Die überwiegend in Stahl St 52 als geschweißte Stahlkonstruktionen ausgeführten Geräte wurden in Thailand gefertigt. Ein Großteil der Ausrüstungskomponenten wie auch der Stahl wurden aus Deutschland geliefert. Für die Montagestöße kamen unterschiedliche Verbindungsmittel zum Einsatz.

Sämtliche Verlegegeräte wurden bei der Inbetriebnahme einem Belastungstest mit 1,10– bis 1,25fachen Segmentlasten und entsprechenden Verformungs- und Lastkontrollen unterzogen.

4 Obenliegendes Gerät für die D2/D3-Segmente

4.1 Gliederung und Funktionsablauf

Das Gesamtsystem, das im **Bild 3** beim Umsetzen des Hauptgleitstuhls während des Längsverschiebens zu sehen ist, setzt sich aus folgenden Teilkonstruktionen zusammen:

- Hauptträger als Fachwerk-Torsionsröhre, vorn durch eine Schnabelkonstruktion verlängert, hinten durch einen Kragarm für die Segmentaufnahmestation ergänzt.
- Hauptgleitstuhl als vordere Lagerstelle beim Verlegen wie auch beim Vorfahren
- Hintere Auflagerkonstruktion mit Längsfestpunkt beim Verlegen
- Hilfsunterstützung an der Schnabelspitze beim Vorfahren des Hauptgleitstuhles
- Hilfsgleitstuhl mit Längsverschiebeeinrichtung, dient als Lagerstelle beim Vorfahren und beim Umsetzen des Hauptgleitstuhles
- Nachlaufwagen als hintere Auflagerung beim Gerätevorfahren.

Das Längssystem trägt als einhüftiger Rahmen. Vorn mit dem Hauptgleitstuhl als Pendelstütze, um die Gerätelängsbewegungen beim Verlegen zwanglos aufnehmen zu können, hinten mit quer gespreizten Rahmenstützen als Längsfestpunkt. Beide stellen für die Torsionsröhre steife Gabellagerungen her.

Das Gesamtgewicht der überwiegend geschweißten, 85 m langen Stahlkonstruktion beträgt einschließlich aller Zubehör 380 t.

4.2 Verlegen der Segmente und deren Aufhängung

Außer den 2,225 m langen Pfeilersegmenten werden alle übrigen Fertigteile mit l = 3,40 m hergestellt. Auf dieses Raster ist auch das System der Hauptträger mit den Aufhängepunkten in der

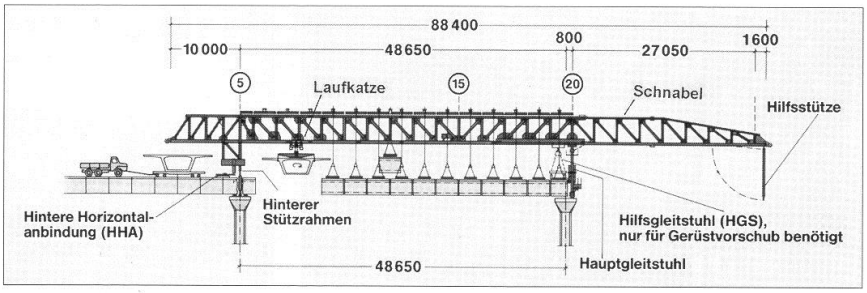


Bild 4. **Verlegevorgang der Segmente bei der D2/D3-Konstruktion.**
Fig. 4. **Segment erection procedure with the D2/D3-truss.**

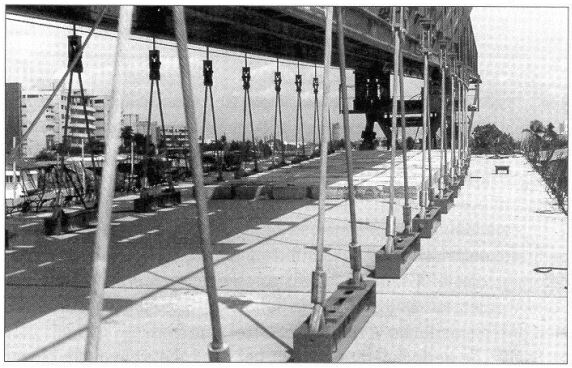


Bild 5. **Segmentaufhängungen in einem leicht gekrümmten Bereich, im Hintergrund ein Teil der Ballastplatten für die Probebelastung mit 25% Überlast.**
Fig. 5. **Hangers of segments in a road section slightly curved, in the background kentledges for the test loading (25% surcharge).**



Bild 6. **Über das versetzte Hochhängen von Einzelsegmenten wird Platz für das Drehen der letzten Elemente geschaffen.**
Fig. 6. **The staggered lifting up of single Segments allows the turning of the last segments.**

Obergurtebene abgestimmt. – Die Beschickung des Gerätes erfolgt in der Regel von hinten (**Bild 4**).

Ein Unterflanschkran nimmt die längs angelieferten Segmente von dem Zubringerfahrzeug auf, dreht sie nach dem Durchlaufen des Rahmens quer in die Verlegerichtung und transportiert sie in die entsprechende Position nach vorn, wo sie von dem in **Bild 5** dargestellten Zuggehänge aufgenommen und über Hubzylinder mit Pressenstühlen oben abgesetzt werden. Durch längs- und querverschiebliche Gleitschlitten erhalten sie die entsprechende Grundrißposition.

Aufgrund der extremen geometrischen Vorgaben, die ein Verschieben und Drehen der Einzelsegmente in erheblichen Ausmaßen um die x-, y- und z-Achse und das für zwei verschiedene Segmenttypen erfordern, hat man sich nach reiflichen Überlegungen zu einer leichter zu handhabenden 2-Punkte-Aufhängung der Segmente entschlossen, immer vor Augen, daß diese dem „rustikalen" Baustellenbetrieb und dem darunterliegenden Verkehr Rechnung tragen muß. Durch den Einbau sphärischer, PTFE-beschichteter Lager an den Lasteinleitungspunkten der Gewindestangen wurden diese unter Berücksichtigung der dann noch möglichen Reibungsmomente mit einer rechnerischen Sicherheit ≥ 2,5 gegen die Streckgrenze abgedeckt. Außerdem wurden die Zugglieder einer Einzelprüfung auf Anrisse unterzogen und durch Traglastversuche getestet.

Aus dem Zwang, die Segmente erst nach dem Durchlaufen des Endrahmens drehen zu können, mußte durch ein Hochhängen einzelner Elemente Platz für das Drehen geschaffen werden (**Bild 6**).

Nach dem Feinausrichten aller Fertigteile erfolgt das Vorspannen des Überbaus von der Frontseite – verbunden mit einer Teilabsenkung des Gerätes, um dessen Rückfederungskräfte auf den Überbau zu reduzieren – und das Freisetzen der Konstruktion.

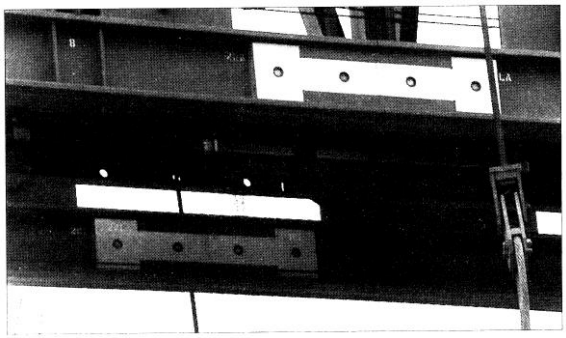


Bild 7. **An den Untergurten eingebaute „Hundeknochen" aus Stahl StE 690.**
Fig. 7. **„Dog bones" at the bottom chord of truss, material StE 690.**

4.3 Hauptfachwerk mit hinterem Portalrahmen

Die Torsionsröhre besteht aus einem räumlichen Stabwerk mit den Systemmaßen h = 3,75 m und b = 3,00 m, dessen Längsraster durch die Regelsegmentlänge von 3,40 m festgelegt ist. Um die unterschiedlichen Stützweiten bewältigen zu können, sind austauschbare Zwischenelemente eingefügt, durch die Feldweiten von rund 24 bis 48 m möglich sind. Um den Wechsel dieser Teile möglichst rasch durchführen zu können, wurden die beim Verlegen zugbeanspruchten Untergurtstöße als sogenannte „Hundeknochen" in Stahl StE 690 ausgeführt (**Bild 7**), die ein praktisch schlupffreies Tragen garantieren und gleichzeitig Raum für die Unterflanschfahrwerke der Katze bieten. Zur Erzielung einer Biegesteifigkeit unter Druckbelastung wurden quersichernde Schrauben eingezogen.

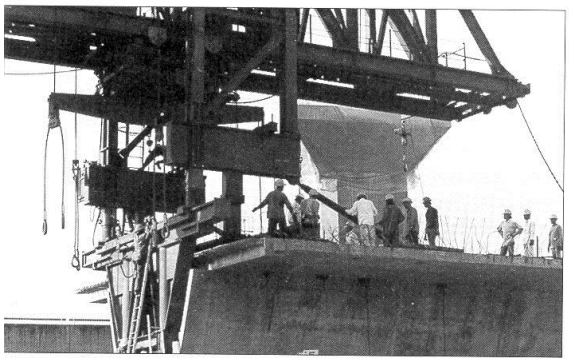


Bild 8. **Hintere Abstützkonstruktion bestehend aus V-Scheiben, Hubzylindern mit Längsträgern und vertikalen Führungsteleskopen zum Horizontalfachwerk, mittig die Untergurtkatze.**
Fig. 8. **Rear support with V-shaped diaphragms, lifting jacks with joists and vertical guiding telescopes to the horizontal truss.**

Die außen, außerhalb der Fachwerkröhre hochlaufenden Zuggehänge finden ihre Auflagerung auf einer auskragenden Rostkonstruktion in der Obergurtebene.

Bei der hinteren Rahmenkonstruktion mußten für die anfallenden Vertikal- und Horizontallasten geeignete Absetzpunkte gefunden werden. Aufgrund der unterschiedlichsten Grundrißradien (Endtangenten bis zu 11,5°), Querversatz bis zu 1,10 m zur Brükkenachse, des Quer- und Längsgefälles, treffen die vier Rahmenstiele praktisch in jedem beliebigen Punkt auf die Fahrbahnplatte, die natürlich bei weitem nicht in der Lage ist, diese Vertikallasten abzutragen. Hinzu kommt, daß die Pfeiler, die ja bereits aus dem rückwärtigen Feld exzentrisch belastet sind, die Montagelast aus dem neu zu verlegenden Feld bei den Maximalstützweiten nur unter mittiger Lasteinleitung aufnehmen können.

Die Lösung lag in einer Entflechtung der Vertikal- und Horizontallasten. Eine schmale, quer auf die unterschiedlichen Segmentbreiten teleskopierbare Pendelscheibe, die zwischen die Überbauspalte in Pfeilermitte geschoben wird, erhält über torsionssteife Längsträger unter den Rahmenstielpaaren die Vertikallasten über Hydraulikzylinder zugewiesen (**Bild 8**). Die Horizontalkräfte längs und quer werden über vertikale Teleskope unterhalb dieser Längsträger in die geneigte rückwärtige Fahrbahnebene gebracht und von dort über ein verstellbares, parallel über dieser Fläche liegendes Fachwerk in die Deckenscheibe eingetragen.

4.5 Hauptgleitstuhl

Dieses Bauteil ist aufgrund der geometrischen Anforderungen das kompliziertesteste Element innerhalb des Gerätes. Die zunächst einfach erscheinende Aufgabe, die anfallenden Lasten in den Pfeilerkopf abzutragen, erfordert durch

- den Platzbedarf der hier anzusetzenden Spannpressen für sich überschneidende D2 und D3-Segmente,
- das wechselnde Quergefälle von bis zu 10% und
- den möglichen Querversatz von ± 1,10 m zur Brückenachse

eine etwas ungewöhnliche Konstruktion.

Durch eine Teilung des Systems in zwei Hälften, verbunden durch einen mittigen Gleitträger, konnten diese Randbedingungen unter einen Hut gebracht werden (**Bild 9**).

Der Forderung, die Hohlkastenquerschnitte für die Vorspannarbeiten örtlich freizuhalten, wurde durch die Wahl von zwei offenen, V-förmigen Unterstützungen im unteren Bereich des Gleitstuhls entsprochen, die beim Wechsel von D2 auf D3 auseinandergeschoben werden. Diese V-Konstruktionen müssen stets dem Überbauquergefälle folgen, können also bis zu 10% schief liegen. Die Vertikallasten werden unmittelbar auf das feldabgelegene Lagersockelpaar des Pfeilerkopfes abgesetzt. Der Ausgleich des unterschiedlichen Quergefälles zur horizontalliegenden Fachwerkröhre des Gerätes findet oberhalb des Gleitträgers über eine Zweipunktlagerung statt. Dabei dreht sich das Unterteil um den höhenneutralen, mittleren Querführungspunkt. Durch das Einschieben bzw. Entfernen von Futterblechen an den vertikalen Lagerpunkten wird das entsprechende Gefälle eingestellt. Über quergeführte Gewindestähle, die von dem mittleren Führungspunkt zu den außenliegenden Fixierarmen am Gleitträger laufen, wird mittels Hydraulikzylinder die Relativverschiebung des Ober- zum Unterteil hergestellt und die Überleitung der H-Lasten vorgenommen.

Um die Pendelscheibe längs in der Gleitfuge stabil zu bekommen, wurden teleskopierbare, über den Gleitträger greifende Füh-

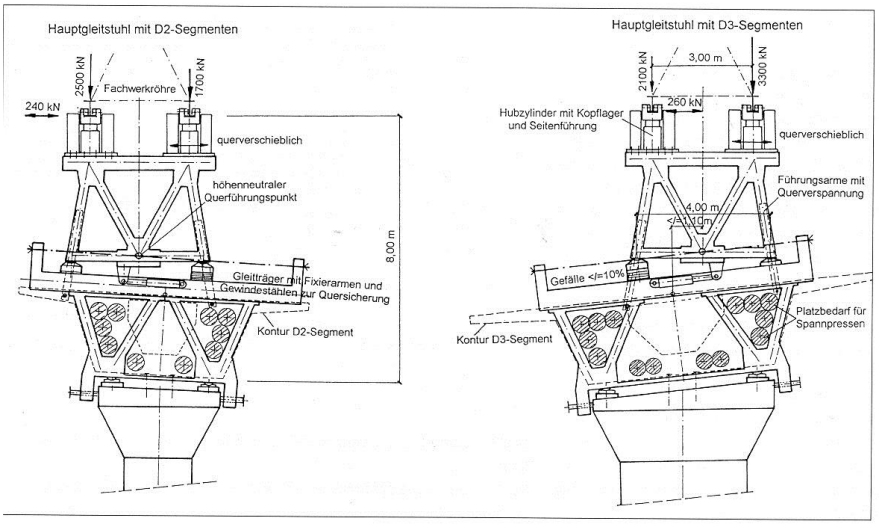


Bild 9. **Hauptgleitstuhl für D2- und D3-Segmente mit unterschiedlichem Gefälle.**
Fig. 9. **Main sliding chair for the D2/D3-segments with varying crossfall.**

Bild 10. **Mit dem Hilfsgleitstuhl (links) wird der Hauptgleitstuhl beim Vorfahren entlastet.**
Fig. 10. **The temporary sliding chair allows the relief of the main sliding chair during launching.**

rungsarme angeordnet und mit diesem verspannt. Nicht zuletzt muß diese Konstruktion auch für das Längsverschieben des Verlegegerätes als vorderer Auflagerpunkt ausgelegt sein. Durch Längsstreben zum Überbau bzw. Pfeiler wird das System stabilisiert, die bisherigen Lagerpunkte zur Torsionsröhre werden durch Rollen entlastet, über die die Tragkonstruktion nach vorn verschoben wird. Diese Lagerstelle muß beim Vorfahren unterschiedliche Vertikalwinkel, Verdrehungen im Grundriß und dadurch auch unterschiedliche Querabstände fließend aufnehmen können.

4.6 Hilfsgleitstuhl und Nachlaufwagen

Für das Vorfahren des Gerätes in das nächste Brückenfeld werden diese zwei zusätzlichen Hilfskonstruktionen erforderlich. Im Kopf des Hilfsgleitstuhls (**Bild 10**, links) ist neben der vertikalen Steuerungsmöglichkeit über Hubzylinder auch die hydraulische Längsverschiebeeinrichtung installiert, die für Steigungen bis 6% ausgelegt ist. Der Hilfsgleitstuhl übernimmt gleichzeitig die Längsstabilisierung der Gesamtkonstruktion beim Vorfahren und liefert die Gabellagerung der Torsionsröhre.

Die Fußkonstruktion ist ähnlich wie die Mittelebene beim Hauptgleitstuhl ausgeführt. Über einen höhenfesten Mittelpunkt mit Querhalterung und zwei vertikalen Außenspindeln kann dem variablen Quergefälle Rechnung getragen werden. Diese Konstruktion lagert auf einem Fußrahmen mit oberer Gleitbahn auf, über den ein Teil der erforderlichen Quersteuerungen im Grundriß bei Kurvenfahrten mittels Hydraulik durchgeführt werden kann.

Der Nachlaufwagen besteht aus einem A-Bock auf vier Radsätzen und insgesamt 16 Rädern, die die Maximallast von 1 400 kN auf das Brückendeck verteilen. Die Kopfkonstruktion ist quer als Wippe ausgeführt, damit sich gegenüber der Gabellagerung des Hilfsgleitstuhls kein Torsionszwang aufgrund der Gefälleänderungen in den Kurvenfahrten aufbauen kann. Zur Steuerung im Grundriß sind die Radsätze untereinander mit einem hydraulisch regelbaren Lenkgestänge verbunden.

4.7 Längsverschieben des Verlegegerätes

Bild 11 zeigt schematisch vereinfacht die einzelnen Vorschubsequenzen im Vertikalsystem, **Bild 12** verdeutlicht die im Grundriß erforderlichen Steuerungsphasen in Kurvenbereichen.

Nach dem Entlasten des Gerüstes werden zunächst die hintere und vordere Lagerstelle mit dem Nachlaufwagen und Hilfsgleitstuhl freigesetzt (Sequenz 1+2). Die Konstruktion wird nun mit den erforderlichen Quersteuerungen im Grundriß (Phasen 1+2) soweit vorgefahren, bis die vordere Hilfsabstützung den nächsten Pfeiler erreicht hat. Anschließend wird der Hauptgleitstuhl über einen Kettenantrieb in die neue Position gebracht, verankert und abgestrebt (Sequenz 3+4, Phase 3), die Hilfsstütze wird durch den Hauptgleitstuhl entlastet. Beim weiteren Vorfahren reduziert sich die Nachlaufwagenbelastung auf Null, so daß er an den rückwärtigen Kragarm umgesetzt werden kann, wo er bis zum Abschluß des Verschiebens mitgeführt wird. Er dient dann beim Entfernen des Hilfsgleitstuhles, dem Einsetzen der hinteren Pendelscheibe und der horizontalen Stabilisierungskonstruktion nochmals als hintere, temporäre Auflagerstelle mit Stabilisierungsfunktionen (Sequenz 5).

Es versteht sich von selbst, daß bei all diesen Längs- und Querverschubzuständen mit hohen Längs- und Quergefällen die vertikale Kippsicherheit klar definiert und auch die Quer- und Längsstabilisierung (Festpunkt!) in jeder Umsetzphase eindeutig festgelegt sein müssen. Nicht zuletzt ist es für die Bedienung wichtig, daß durch entsprechende Koppelung oder Einzelsteuerung von Hydraulikzylindern möglichst zwängungsfreie Systeme geschaffen wer-

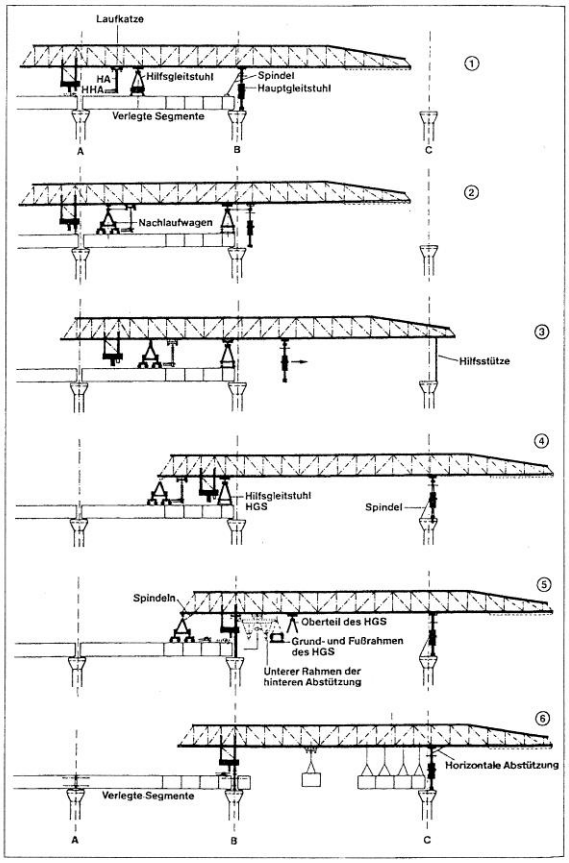


Bild 11. **Einzelabläufe beim Vorfahren des D2/D3-Gerätes im Vertikalsystem.**
Fig. 11. **Sequence of launching phases of the D2/D3-truss; longitudinal section.**

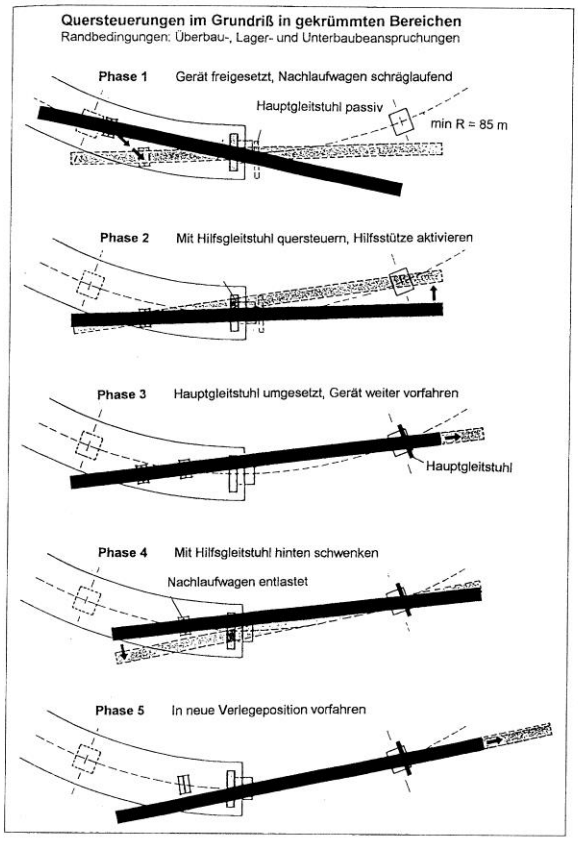


Bild 12. Verschubphasen im Grundriß in gekrümmten Streckenbereichen.
Fig. 12. Sequence of launchin gphases in curved alignment; plan view.

den, die den unvermeidbaren Bautoleranzen sowohl von der Geräte- wie auch von der Massivbauseite her Rechnung tragen. Diesem Konzept, der umsichtigen Oberaufsicht und den geschulten Gerätefahrern ist die wohl einmalige Bilanz zu verdanken, daß mit diesem insgesamt 16 mal gefertigten Gerätetyp (der auch außerhalb Bangkoks eingesetzt wird) bisher mehr als 3 000 Überbaufelder verlegt werden konnten, ohne daß schwerwiegende Probleme auftraten.

Die Regelzeit für das Herstellen eines Überbaufeldes mit anschließendem Umsetzen liegt bei drei Tagen. In geometrisch weniger schwierigen Feldern wird dies in zwei Tagen bewerkstelligt.

Neben dem Technischen Büro der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft, Auslandsbereich, in Wiesbaden und den beiden Autoren waren bei der technischen Bearbeitung dieser Konstruktion die Ingenieurbüros Hoffmann (Heilbronn) und Biallas (Rodgau) beteiligt.

5 Untenliegendes D6-Gerät

5.1 Randbedingungen

Dieser Gerüsttyp wurde in enger Verbindung mit der ausführenden JV – abgestimmt auf das Brückendesign – vom Ingenieurbüro J. Muller International (San Diego) entwickelt und speziell auf die Stützenform abgestimmt. Als Randbedingungen mußten folgende



Bild 13. Erstmontage des D6-Gerätes mit dem frontseitigen Turmdrehkran.
Fig. 13. First installation of the D6-truss, swivel crane at front.

Punkte aus der Trassenführung berücksichtigt werden:
- Stützweiten mit 39,30 m, 41,85 m und 44,40 m
- kleinster horizontaler Radius R = 982 m
- maximales Quergefälle 4,6%
- maximale Steigung bzw. Gefälle 1,5%

Der Überbauquerschnitt – ein einzelliger mit Diagonalen versteifter Hohlkasten – erforderte Segmentbreiten von 27,20 m. Bei einer Bauhöhe von 2,60 m liegt die Einzellänge der Regelfertigteile bei 2,55 m, die gedrungenen, massiven Pfeilersegmente mit den Ankerstellen der Längsspannglieder sind etwas schmaler ausgelegt.

Die maximale Gewichtslast eines Pfeilersegmentes beträgt 1 050 kN, die eines 44,4 m-Überbaus kommt auf rund 14 500 kN. Oberkante Überbau liegt etwa 18 bis 20 m über dem Gelände.

Die Beschickung der Konstruktion mit Segmenten kann sowohl von unten wie auch von hinten erfolgen. Die Andienung von unten erfordert einen frontseitigen Turmdrehkran, die Zulieferung von hinten – über bereits verlegte Überbauten – setzt ein auf das rückwärtige Deck montiertes Hubgerät voraus.

5.2 Gliederung und Tragwirkung der Haupttragkonstruktion

Das Haupttragsystem zur Aufnahme der Segmente besteht aus einem V-förmigen Vollwandträger, dessen Konturen der Pfeileröffnung angepaßt sind. Nach hinten wird diese Konstruktion durch einen Fachwerkbinder mit dreieckigem Querschnitt verlängert, dem insgesamt drei Funktionen zufallen. Einmal dient er beim Vorfahren als hintere Lagerstelle, wobei er sich in den Kippstellungen gegen den Überbau abstützt. Gleichzeitig wird er als „Parkfläche" für die Segmentwagen (Chassis) benutzt, die beim Vorfahren in einer tiefergelegenen Ebene gelagert werden müssen, und schließlich ergibt sich beim Verlegen der Segmente durch das Niederhalten des Kragarmes ein günstiges Durchlaufsystem. Die Gesamtlänge der Konstruktion liegt bei rund 106 m (**Bild 13**).

Die Bauhöhe des Vollwandträgers beträgt 4,10 m, der obere Stegabstand 3,70 m, der auf eine Höhe von 1,30 m zunächst lotrecht verläuft. Nach unten zum Bodenblech verjüngt er sich auf 1,20 m, d. h. die Stege sind geknickt ausgeführt. Der Kastenquerschnitt ist in der Obergurtebene offen, um Arbeitsraum für die Bedienung der Segmentwagen unter den verlegten Fertigteilen zu erhalten. Dies hatte zur Folge, daß der obere Horizontalverband erst 1,30 m unter den Gurten in der Knickebene der Stege angeordnet werden konnte. In dem darunterliegenden Kastenbereich sind sowohl Hubzylinder, Winden mit Seil- und Kettenzügen und Aggregate für den Chassisbetrieb untergebracht. Aus der erforderlichen Zu-

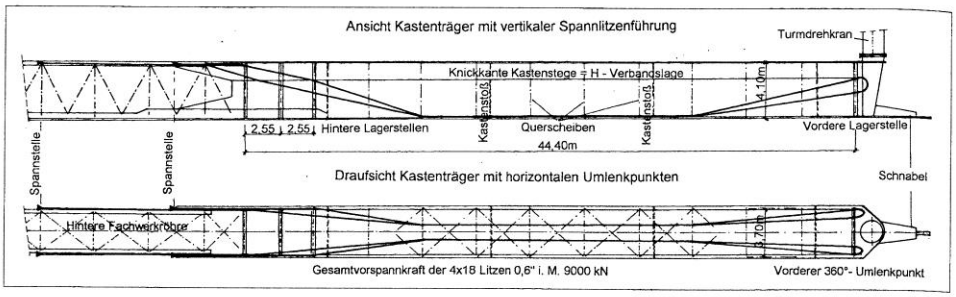


Bild 14. Führung der Spannbündel im Kastenbereich des D6-Trägers.
Fig. 14. Lay-out of prestressing tendons in the plate girder component.

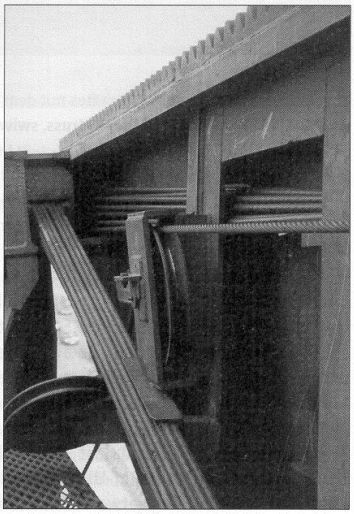


Bild 15. Litzenumlenkpunkt am Übergang vom Hohlkasten zum Fachwerkobergurt.
Fig. 15. Deviation of strands at the transition between plate girder and lattice girder.

gänglichkeit zu diesen Punkten, wegen der Lichtverhältnisse und nicht zuletzt zur Vermeidung eines enormen Temperaturstaus im Innern wurde einer durchlässigen horizontalen Verbandsführung gegenüber einem geschlossenen Deckblech den Vorzug gegeben. Da die „verschmierte" Verbandskonstruktion lediglich eine Ersatzblechdicke von i. M. 1,5 mm ergab, war die statisch ungünstige Folge daraus ein Absinken des Schubmittelpunktes auf knapp 1 m unter das Bodenblech. D. h. der Schwerpunkt der insgesamt 14 500 kN Überbaulast liegt rund 7,5 m über dem Schubmittelpunkt. Dies führte dazu, daß bei der Verbandsbemessung auch Massenkräfte aus Schwingungsbetrachtungen einflossen. Zur Wahrung der Formtreue des Gesamtprofils, zum Umsetzen der außermittigen Belastungen und zur Obergurtstabilisierung sind über die Länge hinweg Querverbände und Rahmen angeordnet.

Der Vollwandträger ist aus 11,85 m langen Einheiten zusammengesetzt, deren Stegblechstöße HV-verschraubt (GV) sind und deren Ober- und Untergurte durch vorgespannte Gewindestähle St 835/1030 und Paß-Schubnocken verbunden werden. Um ein möglichst geringes Eigengewicht zu erhalten, wurde der Kastenbereich mit einer Vorspannung ohne Verbund aus 2x18 VSL-Litzen 0,6" St 1570/1770 je Steg versehen, die eine wirksame Gesamtvorspannkraft von i. M. 9 000 kN ergaben (**Bild 14**). Diese Litzen sind je Stegblechseite als zwei durchlaufende Bündel ausgeführt, die an der vorderen Auflagerstelle einen 360°-Umlenkpunkt aufweisen und an den rückwärtigen Fachwerkobergurten vorgespannt werden. Mit dieser Maßnahme konnten die Biegemomente aus der Segmentbelastung um etwa 1/4 reduziert werden.

Aufgrund des geometrisch nicht einfachen, abgeknickten Kelchquerschnittes ergaben sich für die Litzenausführung eine Reihe von räumlichen Umlenkpunkten (**Bild 15**), die PTFE-beschichtete Gleitsättel erforderten, um die Bewegungen beim Spannen und unter wechselnden Belastungen aufnehmen zu können, ohne daß die HDPE-Ummantelung der Einzellitzen beschädigt wurde.

Da die einmal aufgebrachte Vorspannung während des Gesamtbetriebes – also auch während des Vorfahrens – erhalten bleibt, muß in Teilbereichen statisch ungünstig eine Überlagerung der Kragmomente mit dem Vorspanneinfluß in Kauf genommen werden. Bei Inbetriebnahme wurde das tragende System einer 10%igen Segmentüberlast unterworfen. Mit Hinblick auf die Vorspannung sei hier erwähnt, daß sich daraus für den tragenden Kastenquerschnitt eine überproportionale, über 10% liegende Beanspruchung ergab, da die entlastenden Umlenkkräfte lastunabhängig konstant bleiben.

5.3 Gleitstühle und Hilfskonstruktionen für das Vorfahren

Während des Verlegezustandes liegt das 3-Feldsystem vorn und in der Mitte – also im Kastenbereich – auf Gleitstühlen auf, während der hintere Fachwerkkragarm mit Hilfskonstruktionen gehalten wird. Die Gleitstühle setzten sich aus

- dem Auflagersattel über dem Pfeiler mit seitlichen, nach oben laufenden Abstützarmen für den Gleitstuhlaustausch,
- dem Gleittisch als Mittelelement und
- dem Oberteil, das der Lastaufnahme beim Verlegen und Vorfahren dient,

zusammen.

Der Auflagersattel wird jeweils im voraus in die Gabel der Y-Stütze gelegt und auf dieser verankert. Auf dieses Element setzt sich dann der Gleittisch mit dem Oberteil, der über Schubdübel mit dem untenliegenden Sattel arretiert ist. Der Gleittisch ist mit dem Oberteil über zwei Querverschiebepressen verbunden, die Fuge dient als Gleitebene für Querkorrekturen in Kurvenbereichen. In dem Oberteil sind zwei Hubzylinder mit je 6 000 kN Tragkraft für das Verlegen montiert. Der vordere Gleitstuhl übernimmt außerdem über eine Festhaltekonstruktion die Längsstabilisierung des Gerätes im Verlegezustand. Seitliche Horizontalspindeln zu den Pfeilerarmen sorgen sowohl in der Obergurtebene wie auch nahe des Untergurtes für eine steife Querstabilisierung der Konstruktion.

Für das Vorfahren sind vier 1 500 kN-Wälzwagen auf Hubzylindern mit Bodenblech-Seitenführungen im Oberteil plaziert (**Bild 16**). Durch eine hydraulische Koppelung aller vier Wälzwagenzylinder – bei gleichzeitiger Obergurtführung des Gerätes – werden alle Rollkonstruktionen stets gleichmäßig belastet.

Das Umsetzen der Gleitstühle von einer Stütze zur anderen erfolgt mit Laufkatzen, die an einem Fahrträger laufen, der mittig unter dem Bodenblech auf der Gesamtlänge vorhanden ist (**Bild 17**).

Der Längsantrieb des Gerüstes beim Vorfahren erfolgt nicht über die Gleitstühle, sondern wird von einer über der Obergurtebe-

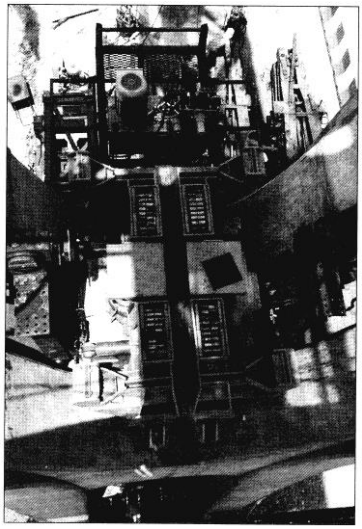


Bild 16. **Draufsicht eines Hauptgleitstuhls, mittig die Auflager für das Segmentverlegen, davor und dahinter die 4 Wälzwagen für das Vorfahren des Trägers, seitlich die Abstützarme.**
Fig. 16. **Top view of the main sliding chair, in the centre the bearings for the segment erection, behind and in front the 4 rollers for the launching of the truss, left and right the supporting arms.**

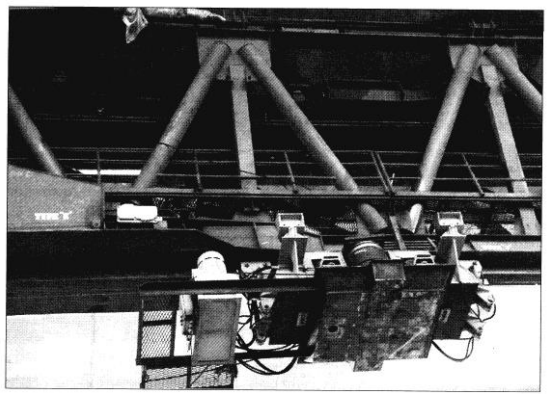


Bild 17. **Vorfahren eines Hauptgleitstuhles mit Mittel- und Oberteil.**
Fig. 17. **Moving forward of a main sliding chair with middle and top element.**

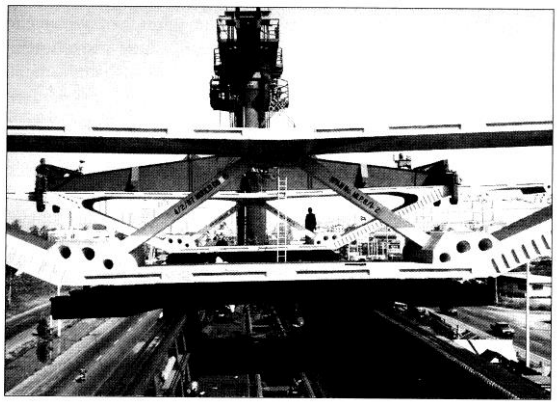


Bild 18. **Segmentauflagerung auf Standardchassis, die auf den Kastenobergurten laufen.**
Fig. 18. **Segment on top of a typical chassis running on top of the top chord of the plate girder.**

ne angeordneten Konstruktion vorgenommen, die weiter unten beschrieben wird (motorisiertes Chassis). Die Gleitstühle übernehmen beim Vorschub nur eine passive Rollfunktion.

Zusätzlich sind zwei Hilfsgleitstühle notwendig, die in der Kragstellung die Schnabelspitze (vorderer Hilfsgleitstuhl) anheben und die nach hinten auskragende Gitterkonstruktion (hinterer Hilfsgleitstuhl) unterstützen. Beide Elemente wurden als Scherenkonstruktionen ausgeführt, um mit einer minimalen Bauhöhe unter Schnabel und Fachwerk fahren zu können. Die maximale Kragarmverformung liegt – im wesentlichen durch die Weichheit der hinteren Fachwerkkonstruktion bedingt – bei knapp 70 cm.

Beide Hilfsunterstützungen werden ebenfalls an Rollen hängend an dem Bodenblech-Mittelträger transportiert. Das Verfahren aller Unterstützungen erfolgt mit einem Elektro-Greifzug „Tirak T 1000P", der nach beiden Richtungen mit einer Zugkraft von knapp 10 kN arbeitet. Neben den genannten Gleitstühlen sind zwei weitere seitliche Abstützkonstruktionen als seitliche „Stelzenpaare" an den Pfeilern vorhanden, die beim Umsetzen und Austausch der Gleitstühle das Gerät in seiner Höhe fixieren und mittig über dem Pfeiler Platz für das Einschieben der Stühle lassen.

5.4 Segmentwagen „Chassis"

Sie stellen das Bindeglied zwischen dem herzustellenden Überbau und dem Traggerüst dar. Die Tatsache, daß die obere Segmentbreite 27,20 m und die Auflagerbreite auf dem Gerüst nur 3,70 m beträgt, verdeutlicht die Aufgabe, diese weit auskragenden Elemente auf einer relativ schmalen Basis zu stabilisieren. Eine Unterstützung der Fertigteile ist aus statischen Gründen nur unter den abgestrebten Eckpunkten der Bodenplatte möglich **(Bilder 18 und 19)**. Sie erfolgt statisch bestimmt im Grundriß auf drei Spindeln, über die das Gefälle eingestellt werden kann. Von den insgesamt 18 Segmentchassis sind 15 innenliegende gleich ausgeführt, dazu kommt ein aus geometrischen Gründen abweichendes Innenchassis und zwei Querträgerwagen an den Überbauenden, die Sonderkonstruktionen darstellen.

Eine weitere Aufgabe ist der Längstransport der Segmente auf dem Gerüst von der Übergabestation zur Einbaustelle. Dies geschieht über Wälzwagen, die – in die Chassis eingebaut – auf den Kastenobergurten laufen (**Bild 20**) und mit einem eigens für den

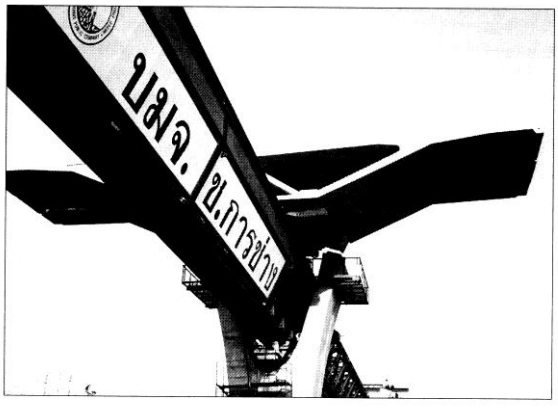


Bild 19. **Sprach man bei den D2/D3-Geräten – wegen der universellen Einsatzmöglichkeiten – scherzhaft noch davon, daß sie alles „nur noch nicht Fliegen" können, so scheint dies bei den D6-Geräten wahr zu werden.**
Fig. 19. **As the D2/D3-trusses are such versatile that they can do anything but fly – it seems to come true with the D6-trusses.**

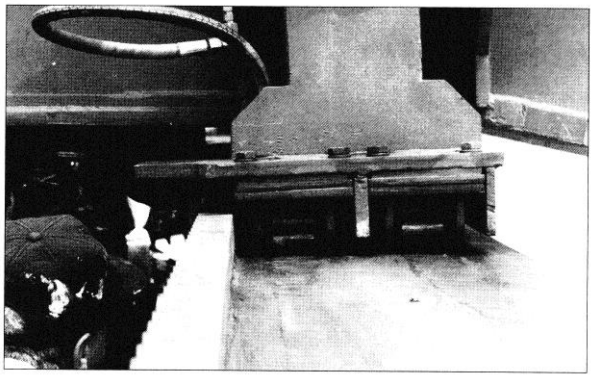


Bild 20. **Chassis-Wälzwagen auf dem Kastenobergurt, links die aufgeschweißte Zahnstange mit der Seitenführung.**
Fig. 20. **Rollers below chassis on top of top chord, on the left the welded rack with lateral guidance.**

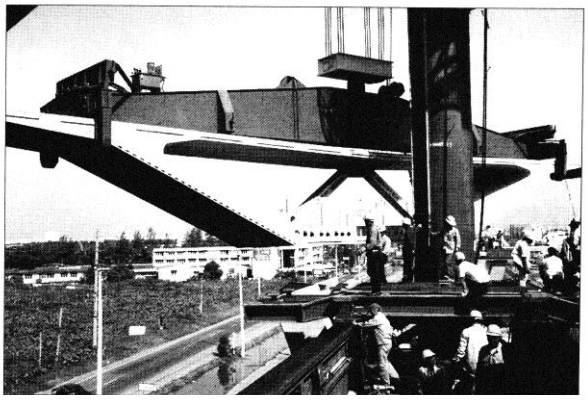


Bild 21. **Hubtraverse mit Segment beim Einschwenken mit dem Turmdrehkran.**
Fig. 21. **Lifting spreader bar with segment during swivelling with the crane.**

Längstransport in der Hauptträgerkonstruktion installierten Seilzugsystem über eine Travesierwinde fortbewegt werden. Die Parallelität und Spurtreue der Wagen wird über Führungen am Obergurt hergestellt.

Für die genaue Justierung der Segmente ist in jedem Chassis ein Hydrauliksystem installiert, das ein Drehen um drei Achsen, Heben, Quer- und Längsverschieben ermöglicht. Die beiden Endwagen sind für zusätzliche Anforderungen modifiziert. Der Wagen für das hintere Querträgersegment unterscheidet sich lediglich geometrisch (schmalere Pfeilersegmente) und in der Art der Segmentauflagerung. Das 2. Endchassis, als motorisiertes Chassis bezeichnet, liegt unter dem vorderen Querträgersegment. Es hat zusätzlich Hydraulikmotoren für den Gerüstvorschub installiert und übernimmt damit auch die Gerätelängsstabilisierung in den Vorfahrzuständen. Über Querführungen an den Kastenobergurten wird die Querstabilität des Hauptträgers beim Vorfahren hergestellt. Chassis und Überbauquerträger sind miteinander über steuerbare Führungen verbunden, so daß sich das Antriebselement nach dem Vorspannen des Überbaus gegen diesen abstützen kann.

Die Motoren greifen über Ritzel in zwei Zahnstangen, die auf die Obergurte des Gerüsthauptträgers aufgeschweißt sind, und schieben so das Gerüst „unter sich weg" nach vorn. Insgesamt können über den Antrieb 4 x 100 = 400 kN Schubkraft aufgebracht werden.

Ein weiteres, in der Obergurtebene installiertes Element, das sich nicht an der Lastabtragung der Einzelsegmente beteiligt, ist am Ende des Kastenträgers unter dem Überbau des rückwärtigen Feldes angeordnet und mit diesem verbunden, wegen seiner Lage über der hinteren Fachwerkröhre beim Vorfahren auch „Truss-Chassis" genannt. Es übernimmt gleich mehrere Funktionen. Während des Vorfahrens liefert es die hintere Querstabilisierung des Gerätes und leitet die nach oben wirkenden Kräfte aus dem Fachwerk in den Überbau, wenn der Gerüstschwerpunkt den vorderen Gleitstuhl passiert hat. Außerdem wird beim Austausch des hinteren Hauptgleitstuhls gegen die Hilfsunterstützung das Gerüst über das Truss Chassis kurzzeitig an den Überbau angehängt. Schließlich dient es beim Verlegen der Segmente als 3. Auflagerstelle des Zweifeldsystems bei nach oben wirkenden Lagerkräften und hilft so die Feldmomente des Kastenträgers zu reduzieren. Beim Verlegen des 1. Feldes, bei dem der rückwärtige Überbau fehlt, muß dieser durch eine Querträgerkonstruktion über dem Pfeilerkopf ersetzt werden.

Nach dem Feinausrichten und Vorspannen des Überbaus werden die Wagen über die Gerüstabsenkung lastfrei gesetzt. Da sie beim Vorfahren des Gerätes wegen ihrer Breite mit der Pfeileröffnung und der Überbaulagerung kollidieren, müssen sie längs liegend in einer tieferen Ebene „versteckt" werden. Dazu werden die Elemente zusammengeschoben, um Platz für das Drehen der einzelnen Chassis zu bekommen. Im Kasten eingebaute Hubzylinder heben dann nacheinander die Wagen an, drehen diese in die Längsrichtung und setzen sie auf die tieferliegenden Schienen unter der Obergurtebene ab. Ein spezieller Kettenförderer im Gerüst verteilt sie nun auf die gesamte Gerätelänge. Nach der Aktivierung der Führungs- und Antriebselemente, dem Entfernen der seitlichen Abstützspindeln und dem Lösen des Längsfestpunktes ist das Gerät fertig zum Längsverschieben.

5.5 Montagekrane und Segmentverlegen

Für das Verlegen der Segmente sind zwei verschiedene Krantypen vorhanden, die vor der eigentlichen Inbetriebnahme mit 25% Überlast getestet wurden. Beim Start des Gerätes ist frontseitig ein Turmdrehkran vor der vorderen Auflagerstelle auf die Kastenkonstruktion montiert, der die Segmente vom Transportwagen aufnimmt und mit einer maximalen Ausladung von 5 m auf die bereitstehenden Chassis auf dem Geräteobergurt absetzt. Sobald über den Baufortschritt (Rampen) eine Anlieferung der Überbauelemente über Deck möglich ist, wird ein weiterer, 2fach abgestrebter Drehkran mit 6,80 m Ausladung am rückwärtigen Überbau montiert, der dann die Beschickung von hinten vornimmt. Der vordere Kran, der – solange er benötigt wird – stets alle Verschubvorgänge am Gerät mitmacht, wird dann demontiert. Das Umsetzen des Deckkranes erfolgt über ein Krangleis in der Mitte des Überbaus und einem äußeren gummibereiften Radsatz. Der in der Mitte laufende Gleisradsatz unter dem Mast ist hydraulisch angetrieben.

Da die Segmente aus statischen Gründen nur in der Nähe der Knotenpunkte Steg/Kragarm angehoben werden können, wurde eine spezielle Hubtraverse erforderlich, die dem Rechnung trägt (**Bild 21**).

Die Segmente werden grundsätzlich mit speziellen Fahrzeugen vom Fertigteilplatz außerhalb Bangkoks zur Baustelle transportiert und dort mit einem sogenannten „Travellift" entladen und zwischengelagert. In einem 2. Arbeitsgang werden sie dann aufgenommen, unter den Kran gefahren und abgelegt. Dieses Prinzip wird sowohl für die Anlieferung auf dem Gelände unter der Brücke, wie auch bei Anlieferung über die Rampen auf dem bereits fertigen Brückendeck ausgeführt.

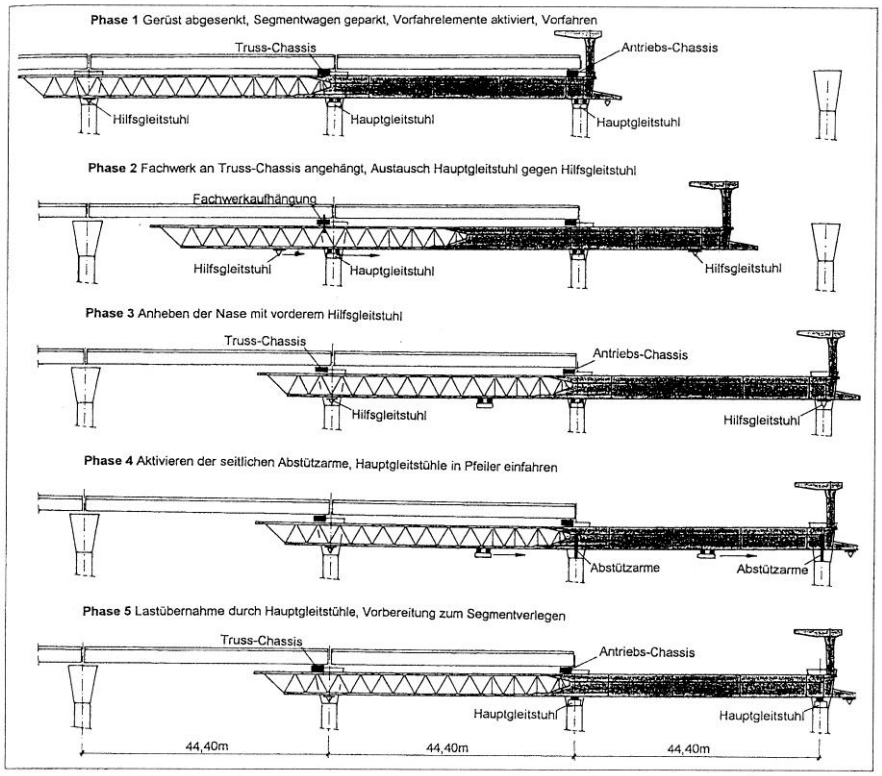


Bild 22. Ablaufphasen beim Vorfahren des D6-Gerätes in das nächste Feld.
Fig. 22. D6-truss, sequence of launching phases into the next span.

5.6 Längsverschiebevorgang

Das Verschieben des Gerätes ist schematisch aus **Bild 22** ersichtlich, hierzu folgende Erläuterungen: Nachdem ca. 60% der Überbauvorspannung aufgebracht sind, kann das Gerüst abgesenkt werden. Die Segmentwagen werden nacheinander in der tieferen Ebene über die gesamte Gerüstlänge verteilt. Das bisher am Ende des Fachwerkträgers als 3. Lagerstelle befindliche Truss-Chassis wird um eine Feldweite nach vorn geschoben und mit dem Überbauquerträgersegment verbunden (Phase 1). Das Gerüst wird über die zwei Hauptgleitstühle – angetrieben von dem vorderen „Motorized-Chassis" unter dem Überbau – vorgeschoben. Als Querführung dienen in der Bodenblechebene seitliche Wälzwagen, am Obergurt die Führungen des Antriebschassis und des Truss-Chassis. Noch bevor die Kippstellung erreicht ist, wird bereits der hintere Gleitstuhl gegen den Hilfsgleitstuhl ausgetauscht. Hierbei dient das Truss-Chassis kurzfristig als Aufhängepunkt zum Überbau (Phase 2). Nach dem Überfahren des Kippunktes nimmt das Truss-Chassis die nach oben wirkenden Kräfte auf. Dann wird weiter vorgefahren, bis die Schnabelspitze über der nächsten Pfeileröffnung in der neuen Verlegestellung liegt. Mit dem vorderen Scherengleitstuhl wird die Spitze soweit angehoben, daß der Hauptgleitstuhl Platz darunter findet (Phase 3). Über seitliche Abstützarme in den Pfeileröffnungen wird das Gerät nun am Vorder- und Mittelpfeiler freigesetzt (Phase 4), so daß die Hauptgleitstühle untergeschoben werden können. Das Gerüst wird nun wieder von den Hauptgleitstühlen übernommen (Phase 5), die außenliegenden Abstützarme werden weggeklappt und die horizontalen Spindelabstützungen installiert. Nach dem Feinausrichten ist das Gerät zur erneuten Segmentaufnahme bereit.

In den Kurvenbereichen werden diese Abläufe ergänzend von zusätzlichen Querverschiebemaßnahmen begleitet. Bei allen Verschiebebauteilen mußte im Detail natürlich darauf geachtet werden, daß die unvermeidlichen, maßlichen Toleranzen von Überbau und Gerät sowie alle auftretenden Drehwinkel und Verschiebewege ohne Zwang aufgenommen werden können. Im Einzelnen führte dies oftmals zu recht aufwendigen Einzelsystemen, die auch der Bedienungsmannschaft vor Ort tiefgehende Kenntnisse abverlangen. Die Tatsache, daß einschließlich der Ablaufpläne und aller Zubehörteile, insgesamt über 400 Zeichnungen für die Geräteherstellung benötigt wurden, läßt erahnen, wie sehr auch hier der „Teufel im Detail" steckte.

Insgesamt wurde dieser Gerätetyp mit einer Gesamtgewichtslast von rund 4 500 kN 5 mal gefertigt. Die Herstellzeit von zwei Tagen für einen Überbau zeigt, daß auch dieses Gerät seinen Anforderungen voll gerecht wird (**Bild** 23).

6 Portal-Gerät auf der D6-Strecke

6.1 Randbedingungen und Konstruktionsfindung

Dieses Gerüst dient zur Herstellung der quer über den Highway laufenden Portale, die als Auflagerung der Zu- und Abfahrten und der Hochstraßenverbreiterungen dienen. Bei der Entwicklung dieses Gerüsttyps ist die Kernfrage zu lösen, wie die Querbalkenherstellung und das Umsetzen dieses Gerätes über fließendem Verkehr und ohne Einengung der Fahrbahn bewerkstelligt werden kann. Alle Überlegungen über konventionelle Ausführungsarten scheiterten an den relativ hohen Montagelasten für die Lehrgerüstteile und die Segmente und an dem Platzbedarf für die entsprechend großen Krane. Dies führte zu der Überlegung, das nun einmal erforderliche Traggerüst nicht mit Hubgeräten von einem Portal zum anderen umzusetzen, sondern als eine Einheit bodenfrei zu verfah-



Bild 23. **Auch bei einbrechender Dunkelheit läuft die Segmentverlegung ohne Unterbrechung weiter.**
Fig. 23. **Segment erection continues in the dark.**



Bild 24. **Das Portalgerät in Verlegeposition. Unten der längslaufende Fahrträger für den Umsetzvorgang, über dem Mittelpfeiler der Drehkranz.**
Fig. 24. **The portal truss during installation of segments. At bottom the moving truss, on top of the pier, the turn table.**

ren. Somit ergaben sich für das Portal-Gerüst die Hauptkomponenten Fahrträger (zum Umsetzen des Gerätes) und Portalträger zur Aufnahme der Segmente, zu denen sich dann ergänzend die Abstütz- und Fahrkonstruktionen gesellten. Als Abstützmöglichkeiten standen nur die Y-förmigen Hauptstützen der D6-Strecke als Innenlagerung und die Portal-Randstützen zur Verfügung. Für den Fahrträger bot sich an, eine Fachwerkkonstruktion ähnlich dem D6-Gerät zwischen die Mittelpfeilerarme zu legen. Über deren Obergurte konnte dann das Längsverfahren des Portalträgers erfolgen.

Aus der Forderung nach einer vernünftigen Auflagerbasis für den Längsverschub, die kein Aufschaukeln von Schwingungen zuläßt, der Überlegung, statisch sinnvoll die Innenkräfte möglichst nahe über den Lagerstellen des Mittelpfeilers abzusetzen, und dem Bestreben, das Gerüst nicht ständig unmittelbar über dem fließenden Verkehr zu verschieben, wurde letztlich der Drehkranz als Bindeglied zwischen den Hauptelementen geboren. Über ihn wird der Portalträger nach dem Verlegen der Segmente in die Längsrichtung der Hauptstrecke gedreht und dort – zwischen dem fließenden Verkehr liegend – längs verschoben. Die Gliederung der Konstruktion, wie sie aus **Bild 24** ersichtlich ist, war damit wie folgt gegeben:

- Fahrträger mit Gleitstühlen über den Pfeilern
- Drehkranz als Auflager- und Fahrelement des Portalträgers
- Portalträger mit Rahmenstützen innen und Pendelstützen am Rand
- Segmentaufhängungen

Neben den o. g. Überlegungen mußten folgende Bauwerkskriterien berücksichtigt werden:

- Stützweite der Portale von 19,00 m bis 27,00 m, in Abstufungen von je 1 m mit möglichen unsymmetrischen Feldweiten
- wechselndes Gefälle in der Portalrichtung bis zu ± 2,5%
- maximale Segmentgewichtslast von 280 kN
- Gesamtgewichtslast einer Balkenhälfte bis zu 2 350 kN
- Aufnehmen der Segmente vom Gelände an verschiedenen Stellen der Portalachse mit einem in den Portalträger integrierten Hebegerät

Die Gesamtgewichtslast der überwiegend in Stahl St 52 gefertigten Konstruktion beläuft sich mit allen Einzelkomponenten auf rund 3 250 kN.

6.2 Fahrträger und Gleitstühle

Der in der Gabel der Mittelstützen liegende Fahrträger ist – der Stützenform angepaßt – als leicht trapezförmiges Torsionsfachwerk mit den Breiten 2,00/3,00 m, der Systemhöhe 2,50 m und einer Gesamtlänge von 93,10 m ausgeführt. Die Konstruktion setzt sich auf Gleitstühle ab, die ein höhenmäßiges Ausrichten wie auch eine Quersteuerung in Kurvenbereichen der Hauptstrecke ermöglichen und gleichzeitig die Vorschubeinrichtung mit der Rollkonstruktion beinhalten. Seitlich sind die Lagerpunkte über Spindelabstützungen in der Pfeileröffnung torsionssteif gehalten.

Beim Verschieben des Fahrträgers in das nächste Feld werden die Gleitstühle frei am Gerüst hängend umgesetzt, so daß kein zusätzliches Hebezeug erforderlich ist. Während dieses Umsetzvorganges, der ähnlich dem des D6-Gerätes vonstatten geht, bleibt der Drehkranz mit der Oberkonstruktion in seiner Verlegestellung auf den Stahlbetonpfeilern sitzen. Dieser Umstand erlaubt ein unabhängiges Vorschieben der unteren Röhre, während zeitparallel Arbeiten an dem Portalbalken durchgeführt werden.

6.3 Portalträger

Die Oberkonstruktion zur Aufnahme der Segmente besteht ebenfalls aus einem räumlichen Fachwerk mit den Systemabmessungen 2,50 m x 2,50 m und einer Gesamtlänge von 66,00 m. Da innerhalb der Konstruktion das Hubgerät für die Segmente untergebracht werden mußte, die Höhe der Gesamtkonstruktion wegen der Vorfahrzustände aber so niedrig wie möglich über dem Fahrträger liegen sollte, ergab sich hier als Querschnitt ein unten offenes U-Profil, dessen Formtreue über Querrahmen hergestellt wurde. Unter der Obergurtebene ist die Hubkonstruktion als Katze installiert.

Dieses Tragwerk spannt sich über die gesamte Länge eines Portals, stützt sich innen mittig auf die beiden Arme der D6-Pfeiler ab, während die Außenauflagerung auf die Randpfeiler erfolgt. Die Mittelabstützung besteht aus vier Fachwerkrahmenstützen, die außen an den Portalträger angefügt sind. Über sie wird die Längs- und Querstabilität der Oberkonstruktion hergestellt, wobei im Quersystem zusätzlich die äußeren Querrahmen der Pendelscheiben hinzukommen. Die Fußpunkte – kombiniert je nach Anforderung als starre Abstützung oder Fahrwerke zum Drehen ausgeführt – sitzen auf dem Drehkranz, wobei dieser wiederum auf den Pfei-



Bild 25. **Hubvorgang der Oberkonstruktion des Portalgerätes.**
Fig. 25. **Lifting procedure for the upper element of the portal truss.**



Bild 27. **Drehvorgang der Oberkonstruktion mit den hochgeklappten Pendelstützen und Konsolen. Im Hintergrund fertiggestellte Portale.**
Fig. 27. **Turning procedure of the upper element with tilted exterior supports and brackets. In the background completed portals.**

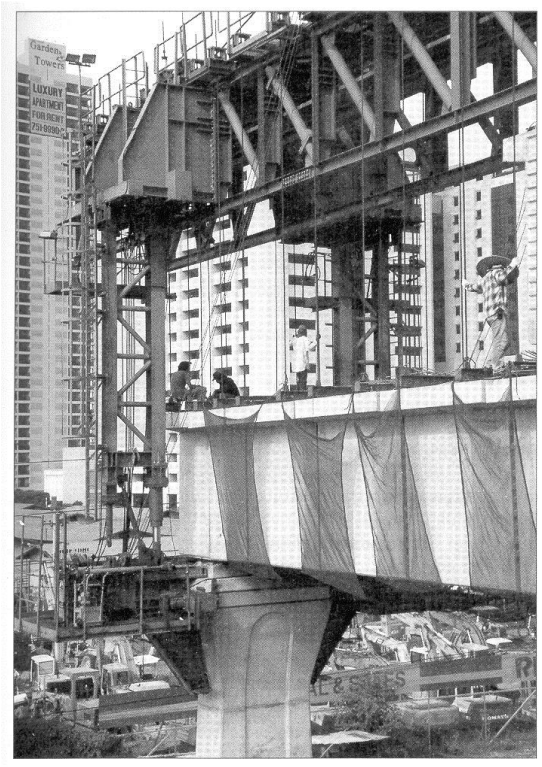


Bild 26. **Ansicht der äußeren Pendelscheiben mit dem Konsolenpaar am Pfeiler.**
Fig. 26. **View of the outer hinged supports with the pier brackets.**

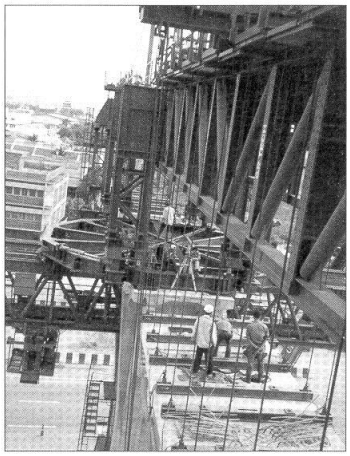


Bild 28. **Segmentaufhängung, über dem Drehkranz die inneren Rahmenstützen.**
Fig. 28. **Hanger of segments. On top of the turntable the interior frame supports.**

lerarmen aufliegt. Auf **Bild** 25, das den Montagevorgang der Oberkonstruktion mit Drehkranz zeigt, sind diese Teile gut zu erkennen.

Die beiden äußeren Abstützungen sind quer als Rahmen und längs als Pendelscheiben ausgeführt, die über Pressen gelenkig auf seitlich an die Pfeiler angeschnallte Konsolen aufgesetzt sind. Sie müssen entsprechend den unterschiedlichen Portalfeldweiten in deren Achsrichtung je nach Randpfeilerlage verschoben werden können (**Bild 26**).

Nach dem Absenken des Portalträgers und dem Lösen der Pfeilerverspannungen hängen die Konsolen frei an den Pendelscheiben. Um die Oberkonstruktion drehen zu können, müssen Pendelscheiben und Konsolen mit einer Winde gemeinsam über die Oberkante der Segmente hochgeschwenkt werden. Hierbei müssen die Konsolen zuvor wegen der Segmentbreite um zusätzlich 1 m nach außen geschoben werden. Aus diesem Lastfall ergeben sich für die U-Portalträger so hohe Schnittkräfte, daß eine vorgespannte Überspannungskonstruktion erforderlich wurde. Die eingeprägte Vorspannung bleibt während aller Verschiebe- und Verlegevorgänge erhalten. Das Drehen der Portalkonstruktion (**Bild 27**) wird schrittweise mit zwei am Drehkranz installierten Hydraulikzylindern durchgeführt und dauert ca. 40 Minuten.

6.4 Aufhängekonstruktion der Segmente

Jedes Portal-Fertigteil wird mit vier sauber zentrierten GEWI-Stangen d = 25 mm, die außerhalb des Fachwerks hochlaufen, an Rahmenkonstruktionen aufgehängt, die in der Obergurtebene des Portalfachwerks aufgelagert sind (**Bild 28**).

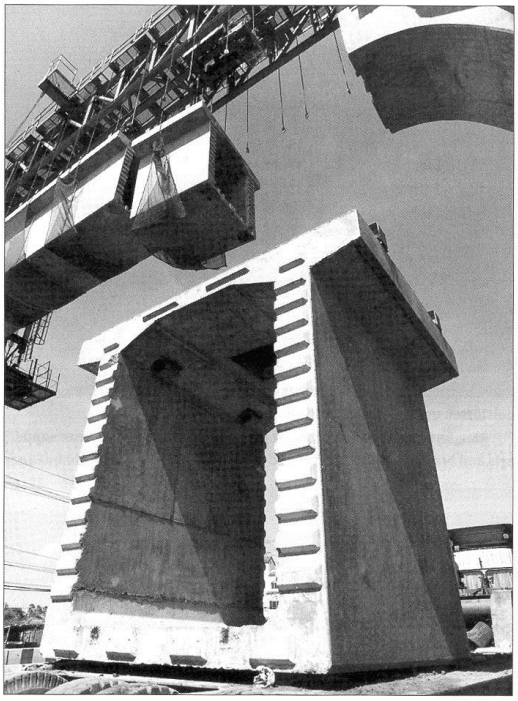


Bild 29. **Die Segmentaufnahme muß an jeder beliebigen Stelle entlang der Portalachse möglich sein.**
Fig. 29. **Lifting of the segments is possible at every position along portal axis.**

Das Ausrichten der Segmente erfolgt wie beim D2/D3-Gerät durch Verschieben der Rahmen längs und quer, sowie mit Hubzylindern für die Höhenlage. Die Segmente können entlang der Portalachse an jeder beliebigen Stelle vom Gelände über die Einschienen-Laufkatze aufgenommen werden, die im U-Fachwerk installiert ist und durch alle Abstützkonstruktionen hindurchfahren kann (**Bild 29**).

Die lichte Höhe von UK Fachwerk bis OK Portalbalken wird dadurch bestimmt, daß wegen der Zwangspunkte der Aufnahmestellen ein Durchfahren der Katze mit dem gedrehten Segment zwischen den Aufhängungen und über den bereits plazierten Segmenten möglich sein mußte (**Bild 30**).

6.5 Umsetzvorgang der Konstruktion

Nach dem Aufbringen einer Teilvorspannung auf die Segmentbalken wird das Portalgerüst freigesetzt und an allen Lagerstellen soweit abgesenkt, bis im Mittelbereich die Fahrwerke auf dem Drehkranz die Last übernommen haben und die äußeren Pendelstützen frei sind. Pendelscheiben und Konsolen werden – wie unter 6.3 beschrieben – hochgeklappt und fixiert. Das Portalgerüst kragt nun – durch die Überspannung stabilisiert – nach beiden Seiten frei aus. Es wird um 90° geschwenkt, bis es parallel über der unteren Fachwerkröhre steht. Der in den Pfeilerarmen liegende Fahrträger wird anschließend über die beiden Gleitstühle gegen die unter dem Drehkranz liegenden Längsfahrwerke angedrückt, bis die Auflagerpunkte des Drehkranzes auf dem Pfeilerkopf frei werden.



Bild 30. **Die Laufkatze für den Segmenttransport muß mittig durchgehend freie Bahn haben.**
Fig. 30. **The hoist for segment transport needs space in the centre.**

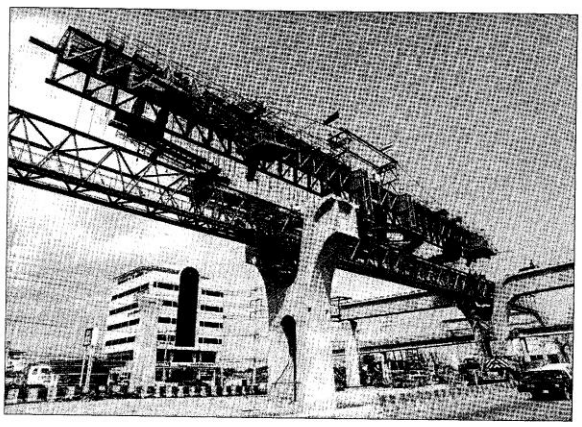


Bild 31. **Der Portalträger auf dem Weg zur neuen Verlegeposition.**
Fig. 31. **The portal truss on it's way to the next erection position.**

Die seitlichen Fahrträgerabstützungen zum Pfeiler werden hierbei mitgeführt und nach dem Erreichen der Endstellung festgelegt. Nun erfolgt das Vorfahren der Konstruktion durch die angetriebenen Fahrwerke über Schienen, die auf die Fachwerkobergurte aufgeschweißt sind. Die Strecke von 44,40 m wird dabei in etwa 12 Minuten zurückgelegt (**Bild 31**). Die genannten Dreh- und Verschiebevorgänge werden bei Windgeschwindigkeiten unter 10 m/s durchgeführt.

Nach dem Erreichen der nächsten Portalachse erfolgen die zuvor beschriebenen Vorgänge in umgekehrter Reihenfolge:

- Absenken des Fahrträgers über die Gleitstühle bis zum Kontakt des Drehkranzes auf dem Pfeilerkopf
- Zurückdrehen des Portalträgers um 90° in die Verlegestellung
- Aktivieren der Innen- und Außenabstützung mit Feinausrichtung des Gerätes

Nach dem Verlegen und Ausrichten der Segmente werden die Ortbetonfugen zum Mittelpfeiler geschalt und betoniert. In dieser Zeit wird der Fahrträger in die nächste Position gefahren und in seiner neuen Stellung fixiert. Nach dem Erreichen der erforderlichen Festigkeit der Ortbetonfuge wird die zum Absenken erforderliche 1. Teilvorspannung aufgebracht, der Gesamtvorgang wiederholt sich dann wieder.

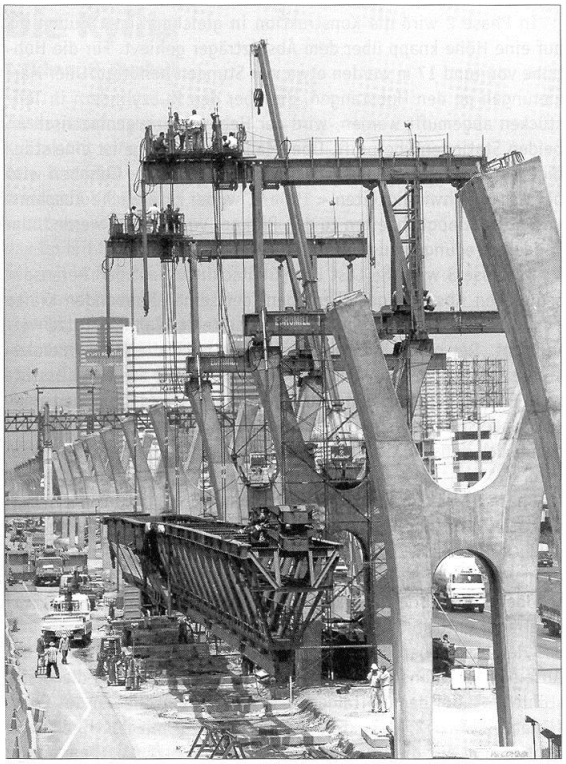


Bild 32. **Anfangsphase des Hubvorganges für das 106 m lange D6-Gerät.**
Fig. 32. **Starting phase for the lifting of the D6-truss, 106 m long.**

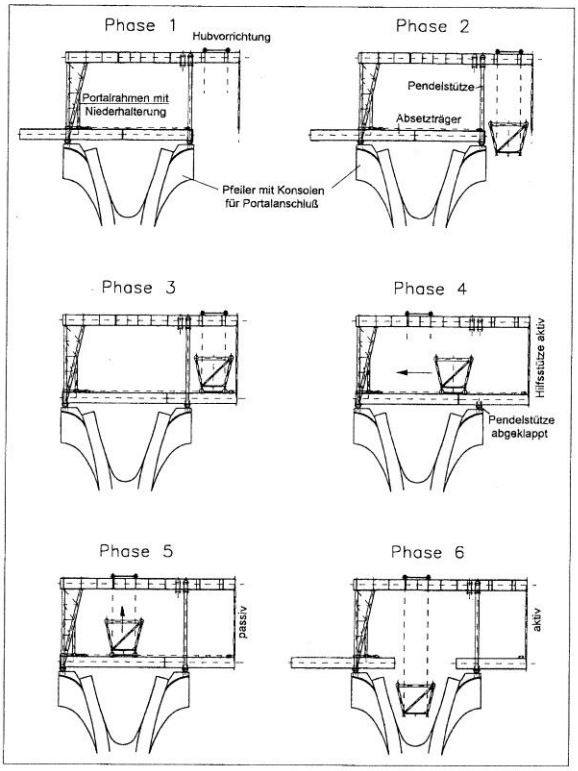


Bild 33. **Ablaufphasen des Einhebevorganges in die Pfeilerarme, gezeigt am Portal-Fahrträger.**
Fig. 33. **Sequence for the lifting in between the pier arms, demonstrated with the portal moving truss.**

Im Durchschnitt wird ein kompletter Querbalken in einem Takt von drei Tagen hergestellt, insgesamt sind von diesem Gerätetyp drei Exemplare im Einsatz.

Neben der Entwicklung dieser Konstruktion durch Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft Wiesbaden/Bangkok haben bei den Ausführungsunterlagen die Ingenieurbüros Hoffmann, Heilbronn, und Dr. Strehl, Neu-Isenburg, mitgewirkt.

7 Hubkonstruktion für D6– und Portal-Gerät

7.1 Ausgangssituation

Für die herkömmliche Montage und Demontage der beiden Gerüsttypen hätten die jeweils erforderlichen Krane zur rechten Zeit zu einem vernünftigen Preis verfügbar und geeignete Standflächen am Montageort vorhanden sein müssen. Zudem sind bei diesem Vorgehen Verkehrssperrungen oder zumindest Einengungen unvermeidbar. Daher machte man sich mit eigenen Hubkonstruktionen in einem „Schritt zur Selbsthilfe" von mobilen Kranen unabhängig und gewann dabei den zusätzlichen Vorteil, daß die beiden Gerüsttypen komplett auf dem Boden vormontiert und mit voller Gesamtlänge hochgehoben bzw. abgelassen werden können. Die maximale Hubgewichtslast ergibt sich für das D6-Gerüst – bestehend aus Kastenträger und rückwärtigem Fachwerk – mit ca. 3 100 kN. Beim Portalgerät sind für den Fahrträger rund 1 000 kN und für die Oberkonstruktion etwa 1 600 kN zu heben. Für die bis zu 106 m langen Konstruktionen (D6) werden zwei Hubeinrichtungen auf zwei benachbarten Pfeilern mit einem Maximalabstand von 44,40 m installiert. Der Zusammenbau der Verlegegeräte erfolgt jeweils so, daß deren Schwerpunkt in Feldmitte liegt und somit beidseitig gleiche Lasten anfallen. Über Längsverschieben auf den Gleitstühlen wird dann leicht die Verlegeposition der gehobenen Gerüste erreicht.

7.2 Gliederung der Hubkonstruktion

Das Hubgerät besteht im wesentlichen aus einer einhüftigen, räumlichen Rahmenkonstruktion mit auskragendem Kopfriegel, die über einem querverschieblichen, teilbaren Absetzträger aufgebaut ist, der zwischen den Rahmenstielen geführt wird.

Hinzu kommt eine äußere Hilfsstütze, die beim Querverschieben der gehobenen Konstruktion auf dem unteren Absetzträger aktiviert wird. Am Pfeilerkopf mußte berücksichtigt werden, daß das Gerät sowohl bei den Regelstützen (**Bild 32**) wie auch bei den Portalstützen mit den seitlichen Anschlußkonsolen (Bild 25) für die Querbalken verwendbar ist, was örtliche Anpaßelemente erforderte. Die gesamte Konstruktion (zwei Stationen) mit rund 1 000 kN Gewichtslast wurde aus Profilstahl R St 37–2 hergestellt. Über der Kopfriegelauskragung sitzt – umgeben von einer Bedienungsbühne – die Hubvorrichtung in Form einer Rahmenkonstruktion mit Pressenstühlen und darüberliegenden Hohlkolbenzylindern. Diese Hubeinheit kann über dem Kopfriegel quer nach innen über die Pfeilerachse verschoben werden. Die aus dem Kragmoment resultierenden Zugkräfte am hinteren Rahmenstiel werden über vorgespannte Gewindestäbe in den Pfeilerkopf eingeleitet.



Bild 34. **Das D6-Gerät am Ende des rund 17-m-Hubvorganges.**
Fig. 34. **The D6-truss after a lift of approximate 17 m.**

Für den Hubvorgang werden als Zugglieder je Hubseite vier gemuffte Gewindestähle d = 36 mm aus Stahl St 835/1030 verwendet. Um statisch unbestimmte Effekte auszuschalten, werden die Hubzylinder bei einem Hebegerät paarweise längs gekoppelt, so daß quer eine 2-Punktlagerung entsteht. Bei der 2. Hubstation sind alle vier Zylinder lastgleich untereinander verbunden. Diese Lagerstelle „lebt" von der Torsionssteifigkeit der zu hebenden Teile. Damit entsteht für das Gesamtsystem eine statisch bestimmte Dreipunktlagerung, die unempfindlich gegenüber der Biegelinie der zu hebenden Teile ist und auch von ungleichen Hubvorgängen von einem zum anderen Pfeiler unberührt bleibt.

Die örtliche Einleitung der Lasten in die Zugglieder erfolgt wiederum über PTFE-beschichtete Zentrierkalotten.

7.3 Funktionsbeschreibung

Die einzelnen Ablaufphasen gehen aus **Bild 33** hervor, das den Hubvorgang des Fahrträgers eines Portalgerüstes wiedergibt (in Bild 25 bereits unten abgelegt).

In Phase 2 wird die Konstruktion in gleichmäßigen Hüben bis auf eine Höhe knapp über dem Absetzträger gehievt. Für die Hubhöhe von rund 17 m werden etwa vier Stunden benötigt. Über Markierungen an den Hubstangen, die über den Hubzylindern in Teilstücken abgemufft werden, wird der Hebevorgang geometrisch an beiden Stationen überprüft. Über Manometeranzeige ist eine ständige Lastkontrolle an den Einzelzylindern gegeben. Gehoben wird bei Windgeschwindigkeiten < 10 m/s, wobei zusätzliche Abspann- und Abstützmöglichkeiten zu den Pfeilern vorgehalten werden, um Pendelbewegungen auszuschalten (**Bild 34**).

In Phase 3 wird die Last über Gleitschlitten auf den herausgeschobenen Absetzträger übergeben, der seine abhebenden Kräfte an eine Niederhalterung auf der Innenseite der Rahmenstütze weiterleitet. Der obere Rahmenriegel – wie auch die innere Pendelstütze – ist damit entlastet. Am Kragarm wird die äußere Hilfsstütze in Funktion gebracht, die ein hydraulisches Abklappen des inneren Pendelstielpaares ermöglicht, so daß der Weg für den Querverschub der Konstruktion bis in die Pfeilerachse in Vorgang 4 frei wird.

Phase 5 zeigt die Situation nach dem Hochschwenken der beiden Stiele der inneren Pendelstütze, die kopfseitig am Rahmenriegel quer biegestief verbolzt werden, und die Mittelstellung des quer verschobenen Fahrträgers. Über die ebenfalls zur Mitte geschobene Hubeinrichtung kann dieser nun angehoben und der Absetzträger entlastet werden. Über das Lösen des Trägerstoßes und das Herausschieben des linken Teiles (Phase 6) wird der Weg zum Absenken der Konstruktion in die Pfeilerarme und auf die Gleitstühle frei. Bei dem Portalgerüst wird nach dem Heben des Fahrträgers in einer 2. Hubaktion der Portalträger mit dem Drehkranz geliftet und auf die Unterkonstruktion abgesetzt. Die Demontage der Portalkonstruktion erfolgt in der umgekehrten Reihenfolge.

Insgesamt müssen bei diesem Bauvorhaben 78 Hub- und Absenkvorgänge durchgeführt werden, d. h. diese Konstruktion rechnet sich allemal auch von der wirtschaftlichen Seite. Für den Gesamtvorgang beim Heben z. B. des D6-Gerätes, mit allen Hub-, Umsetz- und Absenkvorgängen bis zur Endlage, müssen rund zwei Tage veranschlagt werden.

Die Montage und Demontage der beiden Hubstationen benötigt ebenfalls je zwei Tage. Die Entwicklung des Hubsystems erfolgte durch das Technische Büro der JV in Bangkok.

Literatur

[1] *Girmscheid, G.:* Spannbeton-Hochstraße in Bangkok – Planung und Ausführung. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993) 161–166.
[2] *Girmscheid, G.:* Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Straßenbrücken in Segmentbauart, dargestellt am Bangkok Expressway, Thailand. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994) 70–75.
[3] *Brockmann, Ch.:* Der Bang Na Expressway, Bangkok – Teil 1: Aufgabe, Bauausführung, Fertigteilwerk. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997) 332–337.
[4] *Fischer, O.:* Der Bang Na Expressway, Bangkok – Teil 2: Tragwirkung, Großversuch, Berechnung. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998) 36–41.

Veröffentlichung von Wilfried Prade und Horst Surbeck [17].

Literaturverzeichnis

[1] Vogel, T.: Externe Vorspannung - Eine Standortbestimmung. In: Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 21 (1994), S. 407-409.

[2] Jungwirth D., Hochreither H.: Externe Vorspannung: Zeitgeist oder technischer Fortschritt?. In: Bauingenieur 67 (1992), Heft 4, S. 157-165.

[3] Eibl, J. (Hrsg.): Externe Vorspannung und Segmentbauweise: Vorträge anlässlich des Workshops „Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken“ an der Universität Fridericiana Karlsruhe (TH) vom 5. bis 7. Oktober 1998. Berlin: Ernst & Sohn, 1998.

[4] Podolny, Jr., Muller, J. M.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York: John Wiley & Sons, 1982.

[5] Girmscheid, G.: Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Strassenbrücken in Segmentbauart, dargestellt am Bangkok Expressway, Thailand. In: Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994), Heft 3, S. 70-75.

[6] Miller, M. D.: Durability Survey of Segmental Concrete Bridges. PCI Journal (1995), May-June, S. 110-121.

[7] Girmscheid, G.: Fast Track Projects – Anforderungen an das moderne Projektmanagement hinsichtlich der Abwicklung der Ausführungsplanung von komplexen Ingenieurbauwerken. In: Bautechnik 73 (1996), Heft 8, S. 471-484.

[8] Girmscheid, G., Prade, W.: Bangkok Expressway, Thailand – Bau einer 35 km langen Spannbeton-Hochstrasse in „Segmentbauweise“. Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1993, S. 156-169, Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein E. V., 1994.

[9] Fiedler, K. (et al.): Technologie der Bauproduktion. 3. Auflage. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1991.

[10] Kotulla, B. (et al.): Industrielles Bauen. 2. Auflage. Ehningen bei Böblingen: expert, 1992.

[11] Mondorf, P. E.: Design-Construction of Precast Segmental Elevated Metro Line for Monterrey, Nuevo Leon, Mexico. PCI Journal (1993), March-April, S. 42-56.

[12] Brockmann, C.: Der Bang Na Expressway, Bangkok – Bauaufgabe, Bauausführung, Fertigteilwerk. In: Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997), Heft 12, S. 332-337.

[13] Girmscheid, G.: Spannbeton – Hochstrasse in Bangkok – Planung der Ausführung. In: Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 6, S. 161-166.

[14] Podolny, W.; Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York, Wiley, 1982.

[15] Riedmann, E.: Talbrücke Schnaittach. In: Beton- und Stahlbetonbau, 93 (1998), Heft 4, S. 98-101.

[16] Beier, H.-J.: Schiebetechnik im Brückenbau. In: Bautechnik 77 (2000), Heft 10, S. 725 – 730.

[17] Prade, W.; Surbeck, H.: Segment-Verlegegeräte für die Hochstrassen in Bangkok. In: Bauingenieur 73 (1998), Heft 9, S. 366-378.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 8

FERTIGTEILBAUWEISE – SEGMENTBRÜCKENBAU MITTELS LONG-LINE-METHODE UND VERLEGEGERÄT

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

8 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Verlegegerät 261

8.1 Eingliederung 261

8.2 Projekt: Ajaokuta, Nigeria 261

8.2.1 Segmentherstellung 262

8.2.2 Verlegegerät 264

8.2.3 Verlegen, Kleben, Spannen 265

Literaturverzeichnis 267

8 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Verlegegerät

8.1 Eingliederung

In Kapitel 7 wurde die Gliederung der Fertigteilbauweise in Quersegmente- und Längsträgerfertigteilbauweise vorgestellt. Neben der erläuterten Short-Line-Methode wurde in der Segmentbauweise auch die Long-Line-Methode entwickelt. Die Eingliederung der Long-Line-Methode mit Verlegegerät und feldweiser Herstellung des Brückenüberbaus in die Gesamtcharakteristik der Fertigteilbauweise ist in Tabelle 8-1 dargestellt.

Tabelle 8-1: Gliederung der Segmentbauweise

FT - Segmentbauweise Freivorbau		
Vorschub-Verlegegerät obenliegend (Mehrfeld-Brücken)		Freivorbaugerät
Mehrfeldsystem	**Einfeldsystem**	Typ "Pond de Normandie, Frankreich" Typ "Vasco da Gama, Spanien"
Typ "Nun - River, Nigeria" Typ „Ajaokuta Nigeria“	Bangkok Expressway (SES)	
Short-Line-Methode oder Long-Line-Methode		

8.2 Projekt: Ajaokuta, Nigeria

Die einzelnen Bauphasen der Long-Line-Methode werden im Folgenden am Ajaokuta-Projekt in Nigeria verdeutlicht [1].

Um die Erschliessung eines neu errichteten Stahlwerks durchzuführen, wurde der Niger mit einer vierspurigen Strassenbrücke überspannt. Die Gesamtlänge des Bauwerks betrug 2890 m. Die Planung der Brücke sah eine Trennung der Richtungen in zwei Überbauten mit jeweils zwei Fahrbahnen vor.

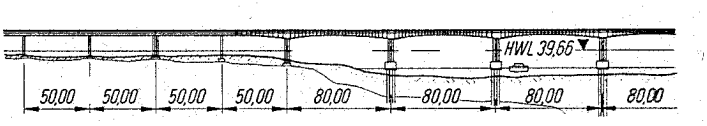


Bild 8-1: Ansicht Vorland- und Flussbrücke

Die Vorlandbrücken wurden als 800 m langer Durchlaufträger konzipiert. Die Stützweite beträgt in diesem Bereich einheitlich 50 m. Der verwendete Hohlkastenquerschnitt besitzt über die gesamte Länge eine konstante Bauhöhe (Bild 8-1).

Im Flussbereich wurde die 2090 m lange Strombrücke, bestehend aus einer Folge von 5-Feldrahmen, konstruiert (Bild 8-1). Die einzelnen Rahmen sind durch verschiebliche Gerbergelenke miteinander verbunden. Als statisches System wurde im Flussbereich ein einzelliger Hohlkastenquerschnitt mit veränderlicher Bauhöhe gewählt. Die Bauhöhe variierte von 2.30 m in Feldmitte bis zu 4.50 m im Bereich der Stützen (Bild 8-2). Die Brückenpfeiler wurden als doppelstielige Stützen gebaut, an denen die

Überbauten eingespannt wurden. Die Brückenpfeiler banden in die Pfahlkopfplatte der Gründung ein. Die Gründung bestand aus meist 4 Grossbohrpfählen.

Die Normalöffnung zwischen zwei Brückenpfeilern bestand aus je einem 5 m langen Pfeilertisch über den Stützen sowie aus acht 2.50 m langen Segmenten, 16 Segmente mit einer Länge von 3.35 m und einem 1.40 m langen Ortbetonabschnitt (Bild 8-3) und Bild 8-8). Über den Ortbetonabschnitt im Bereich der l/5-Spannweite wurde der Feldschluss der einzelnen Fertigteilsegmente vollzogen.

Für den beiderseitigen Anschluss der Segmente an die örtlich betonierten Pfeilertische wurde eine jeweils 3 cm breite Fuge ausgebildet, die mit Quell-Fliessmörtel verschlossen wurde. Der entstehende Kragarm wies bis zum Ortbetonverschluss eine Länge von ca. l/5 (~19.2 m) auf und wiegt bis zu 66 t (Bild 8-8).

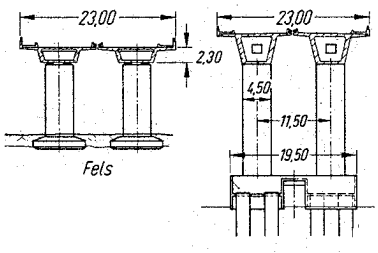


Bild 8-2: Brückenquerschnitte Feld und Pfeiler

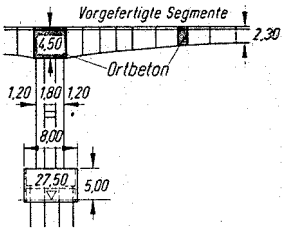


Bild 8-3: Einspannung des Brückenträgers in die Pfeiler sowie die Brückenpfeiler-Pfahlkopf-Bohrpfahlverbindung

Die klimatischen Verhältnisse liessen die Methode des Freivorbaus als Bauweise nicht zu. Aufgrund der extremen Temperaturschwankungen wäre es zu unverträglichen Dehnungen gekommen. Aus diesem Grund musste das Verlegegerät so konzipiert werden, dass alle Segmente pro Bauabschnitt hintereinander abgehängt werden konnten.

8.2.1 Segmentherstellung

Für die Herstellung der Segmente wurde eigens ein Bauplatz in unmittelbarer Nähe des Widerlagers der Vorlandbrücke geschaffen (Bild 8-4).

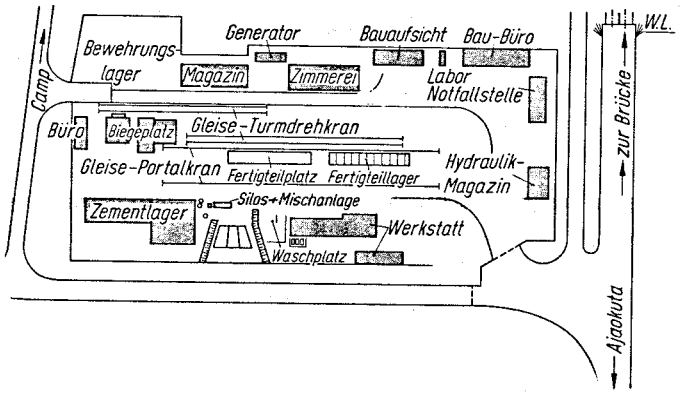


Bild 8-4: Fertigungsplatz, Installationen der Segmentproduktion

Der Prozess der Produktion umfasste die Fertigung eines 80 m Feldes von Stützenachse zu Stützenachse (Bild 8-6).

Für die Optimierung des Fertigungsprozesses wurde die Betonage in zwei Phasen aufgeteilt. Dazu musste die gesamte Aussenschalung und der Schalungsboden vorgehalten werden. Die Innenschalung wurde für jeweils zwei Segmente eingesetzt, so dass hier lediglich eine halbe Vorhaltung der Schalung erforderlich war. Der Schalungsboden und die Aussenschalung wurden insgesamt 50 mal eingesetzt, während die Innenschalung sogar 100 mal wiederverwendet wurde.

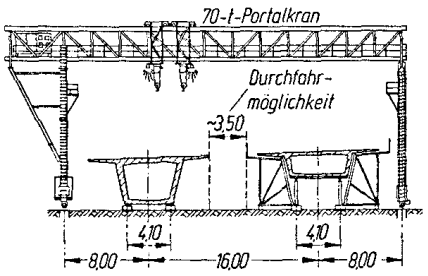


Bild 8-5: Segmentfertigungsbahn mit Segmentlager und Portalkran

In der ersten Phase wurden die Stirnschalungen des jeweiligen 2. Segments (Bild 8-6, grau hinterlegt) gestellt. Dann erfolgte der Einbau der Bewehrung und der Hüllrohre. Die Stirnschalung hatte Öffnungen für den Anschluss und das Befestigen der Hüllrohre. Anschliessend wurde die Innenschalung in das jeweilige zweite Element eingeschoben und jedes 2. Segment betoniert.

In der 2. Phase wurden nach dem Aushärten (eine Nacht) die Stirnschalungen entfernt. Anschliessend erfolgte das Bewehren der Zwischensegmente zwischen den betonierten. Gleichzeitig wurden die Hüllrohre eingebaut. Dabei mussten die Hüllrohre des betonierten Abschnitts gegen das Eindringen von Beton und Zementleim geschützt werden. Hierzu wurden Gummischläuche in die Hüllrohre eingezogen und aufgeblasen. So konnte der einwandfreie Übergang der Hüllrohrachsen in den Segmentfugen gewährleistet werden. Dann wurden die Stirnflächen der bereits hergestellten Segmente mit einem Wachs eingecremt. Die Zwischensegmente wurden im Match-Casting-Verfahren betoniert, um eine einwandfrei passende Male-Female-Verbinung der Segmente zu erzielen.

Nach dem Aushärten wurden die Segmente horizontal mittels hydraulischen Kettenzügen verzogen und anschliessend mit dem Portalkran zum weiteren Aushärten ins Lager hinter der Brücke transportiert.

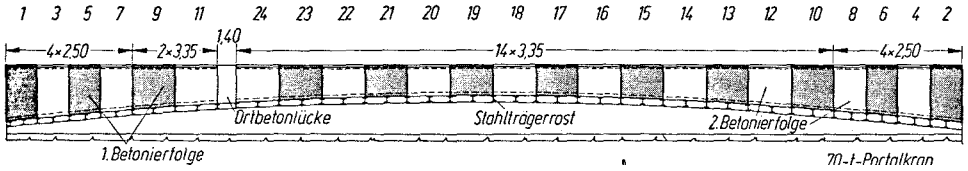


Bild 8-6: Segmentherstellung (match casting – long-line) – Alternierend in 2 Phasen

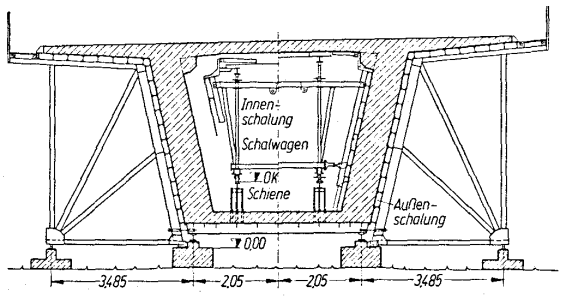


Bild 8-7: Schalungsquerschnitt

Zwischen dem Herstell- und Verlegerhythmus bestand eine Phasenverschiebung, da die Herstellung von Achse zu Achse (Bild 8-6), die Verlegung jedoch von Kragarm zu Kragarm erfolgte (Bild 8-8).

8.2.2 Verlegegerät

Das Verlegegerät entsprach dem Prinzip nach einer Gerüstkonstruktion, wie sie auch beim feldweisen Bau von Ortbetonbrücken häufig verwendet werden (z.B. Imo River, Nigeria). Das Verlegegerät wurde oberhalb des Brückenhohlkastenträgers als Vorschub- und Verlegerüstung angeordnet. Das Verlegegerät bestand aus zwei im Achsabstand von 6.50 m nebeneinander liegenden Kastenträgern (Bild 8-9) mit einer Länge von 106 m. Der Kastenträger wurde durch einen 30 m langen Fachwerkträger als Schnabel verlängert (Bild 8-8). Die Höhe des Kastenträgers betrug einheitlich 3.00 m und die Breite 2.30 m. Die Anlieferung des Verlegegeräts erfolgte in Einzelteilen von 10 m Länge, die im Bereich des Widerlagers der Vorlandbrücke mit vorgespannten, hochfesten Schrauben verbunden wurden.

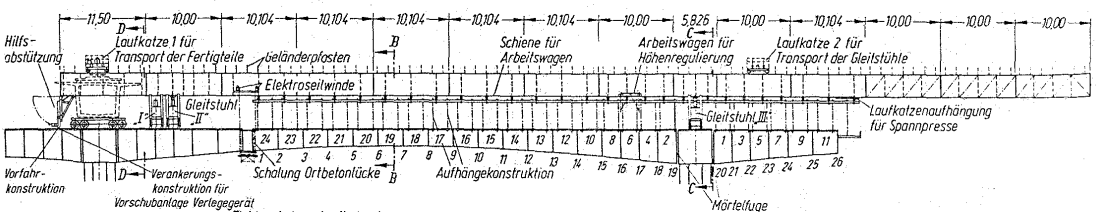


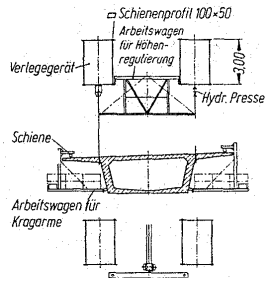
Bild 8-8: Verlegegerät in Verlegeposition

Für die Auflagerung und den Vorschub des Kastenträgers waren drei Gleitstuhlpaare vorgesehen. Für die Auflagerung während des Verlegens wurden die Gleitstühle II und III verwendet. Dabei diente der Gleitstuhl II als festes Lager, während der Gleitstuhl III die bewegliche Auflagerung bildete. Wie in Bild 8-8 zu erkennen ist, ruhte dabei

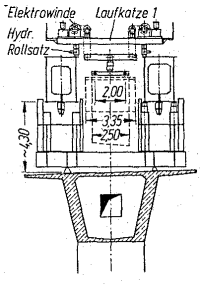
der Gleitstuhl III auf dem Stützenquerträger des nächsten Pfeilers, während der Gleitstuhl II sich auf dem Kragarm des zuvor hergestellten Bauabschnitts abstützte. Somit betrug die Stützenweite des Gerüstes ca. 70 m.

Beim Verschieben des Verlegegeräts mussten die Gleitstühle und das Gerüst mehrere vordefinierte Positionen durchlaufen, damit die statischen Gleichgewichtsbedingungen erfüllt wurden und die zulässige Beanspruchung des Gerüstes und neuen Brückenbauwerkes nicht überstritten wurde. Die kritischste Systemstellung lag vor, wenn der vordere Gleitstuhl (Gleitstuhl III) durch die Krankatze 2 zum nächsten Pfeilerkopf transportiert wurde. Zu diesem Zeitpunkt kragte das Verlegegerät um ca. 58 m frei aus. Die durch den Gerüstkragarm und den Transport des Gleitstuhl III entstehende Durchbiegung wurde durch eine entsprechende vertikale Verschiebung des Kastenträgers mit Pressen auf den vorhandenen Gleitstühlen kompensiert.

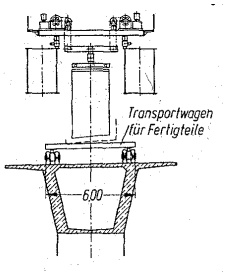
Das gesamte Vorschieben dauert unter Einschluss des notwendigen Umsetzens und Transportierens der Gleitstühle nicht länger als einen Tag.



Höhenregulierung der eingehängten Segmente mittels hydraulischer Hohlkolbenpressen von einem Arbeitswagen



Gleitstuhl III über dem Pfeiler



Transport der Segmente mittels Gerüstträgerlaufkatze

Bild 8-9: Kastenträger des Verlegegeräts

8.2.3 Verlegen, Kleben, Spannen

Die Segmente wurden auf dem Segmentlagerplatz mittels Portalkran (Bild 8-5) auf die Flachbettwagen verladen und zum Verlegegerüst transportiert. Dort wurden sie von der Gerüstlaufkatze aufgenommen und am Gerüst in die Verlegeposition gefahren (Bild 8-8). In der Verlegeposition wurden die Segmente gedreht, abgesenkt mit Stabhänger an das Verlegegerät gehängt. Nachdem alle Segmente eines Abschnitts eingefahren waren, wurden diese mit Hilfe der Hohlkolbenpressen an den Hängern ausgerichtet. Die Fugen wurden mit Epoxyharz eingecremt Die Segmente wurden an-

einander geschoben und mit einer leichten externen Montagevorspannung, die über die Fugen angeordnet war, in Position gehalten (Bild 8-10). Dann wurden die Spannlitzen vor Kopf am letzten verlegten Kragarmsegment und an den Zwischenlisenen eingeschoben. Nach dem Einschub erfolgte die Vorspannung des Feldes, während das Verlegegerät sukzessive abgesenkt wurde.

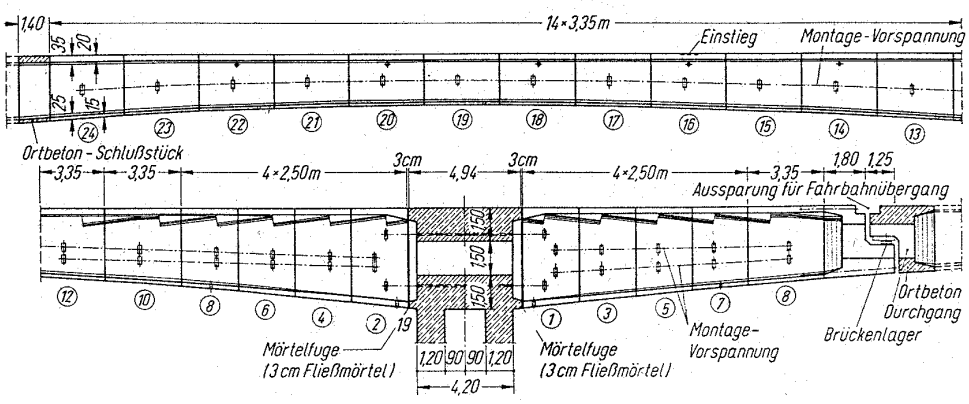
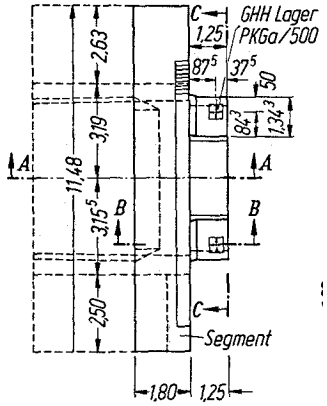


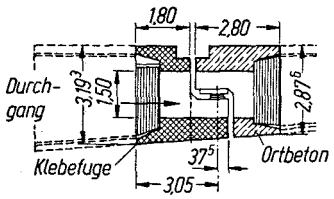
Bild 8-10: Fugen- und Montagevorspannung der Segmente in einer 80 m Öffnung

Die offene Ortbetonlücke wurde abschliessend als Gerbergelenk ausgebildet. Die Gelenke lagen ca. ein Fünftel von der Stütze entfernt.

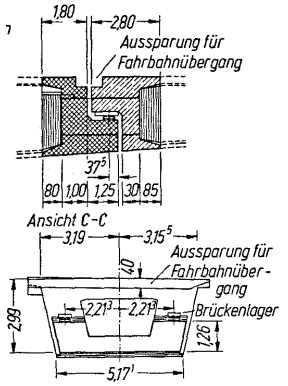
Der Zyklus zur Montage eines Feldes betrug 10 Tage.



Gelenk Draufsicht



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Bild 8-11: Ausbildung des Ortbeton-Gerbergelenks

Literaturverzeichnis

[1] Dimel, E.: Nigerbrücke Ajakouta, Nigeria – Spannbetonbrücke in Segmentbauweise. In: Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), Heft 3, S. 57-63, Heft 4, S. 101-107.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 9

FERTIGTEILBAUWEISE – SEGMENTBRÜCKENBAU MITTELS LONG-LINE-METHODE UND FREIVORBAU

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

9 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Freivorbau 275

9.1 Gliederung der Baumethoden 275

9.2 Projekt: Nun River Brücke, Nigeria 275

9.2.1 Fertigung der Segmente 275

9.2.2 Herstellung der Pfeiler 276

9.2.3 Verlegegerät 277

9.2.4 Einrichtungen auf dem Pfeilerkopf 278

9.2.5 Typische Montagezustände 279

9.2.6 Vorspannung 280

9.2.7 Waagebalkenkorrektur und Lagereinbau 281

9.3 Projekt: Pierre Benite Brücke, Frankreich 282

Literaturverzeichnis 283

9 Fertigteilbauweise – Segmentbrückenbau mittels Long-Line-Methode und Freivorbau

9.1 Gliederung der Baumethoden

Die Eingliederung der Long-Line-Methode im Freivorbau mit Vorschubträger-Verlegegerät und Freivorbauverlegegerät ist in Tabelle 9-1 dargestellt.

Tabelle 9-1: Freivorbausegmentbauweise

FT - Segmentbauweise Freivorbau	
Vorschubträger - Verlegegerät	**Freivorbaugerät**
Typ „Nun River Brücke, Nigeria“	Typ „Pierre Benite Brücke, Frankreich“

9.2 Projekt: Nun River Brücke, Nigeria

9.2.1 Fertigung der Segmente

Der Beitrag basiert auf einer Veröffentlichung von H. Dargel und G. Otto [1].

Die Fertigung der Segmente erfolgte am Ufer ca. 90 m hinter dem Brückenwiderlager. Die Produktionsbahn war mit 80 m Länge so dimensioniert, dass die Segmente eines kompletten Waagebalkens nach der „Long-Line“-Methode hergestellt werden konnten. Hierbei wurde zuerst ein 0-Segment in der Mitte der Produktionsbahn und anschliessend beidseitig die übrigen Segmente produziert, wobei jeweils an die bereits hergestellten Segmente anbetoniert wurde, d.h., das bestehende Segment diente auf einer Seite stets als Stirnschalung bei der Herstellung des neuen Segments. So war gewährleistet, dass beim Verlegen eines Waagebalkens die benachbarten Überbausegmente in den Fugen immer exakt aneinander passten.

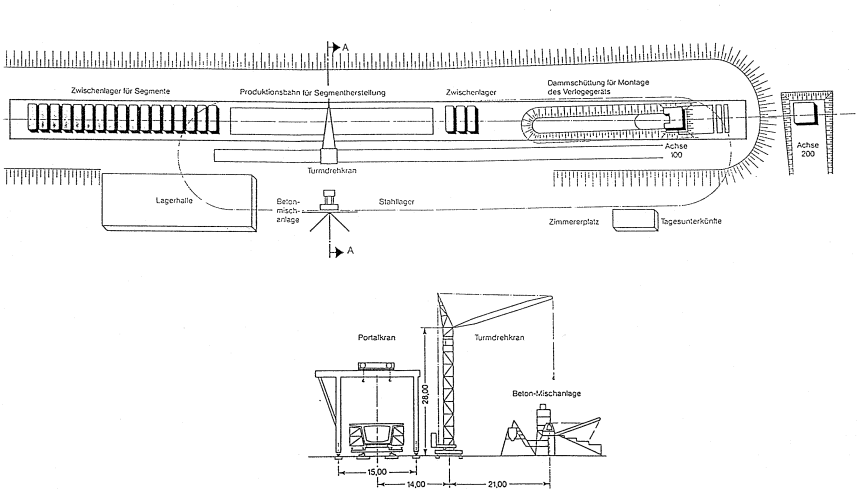


Bild 9-1: Segmentherstellung "Long Line Method“

Ein Waagebalken bestand aus dem Pfeilersegment Nr. 0 mit Querträger, den Sondersegmenten Nr. 1 bis 4 rechts und links neben dem Pfeilersegment mit grösserer Steg- und Bodenplattendicke sowie den Regelsegmenten Nr. 5 bis 22, die alle den gleichen Querschnitt hatten. Hergestellt wurden die Überbausegmente mit einer Schalung für die Sondersegmente und zwei Schalungssätzen für die Regelsegmente, so dass der Waagebalken symmetrisch nach beiden Seiten gebaut werden konnte.

Während der Produktion der Regelsegmente eines Waagebalkens wurde bereits mit der Herstellung des 0-Segementes des nächsten Waagebalkens begonnen, so dass die Produktion zweier Waagebalken immer ineinander verschachtelt verlief. Nach Herstellung der ersten Sondersegmente war der terminlich kritische Weg somit nur noch durch die Produktionsgeschwindigkeit der Regelsegmente bestimmt. Die Aussenschalung bestand aus einer auf Schienen laufenden Stahlschalung, die mit Spindeln höhenmässig eingerichtet werden konnte. Die Bodenschalung war mit einer ebenfalls aus Stahl bestehenden Schalhaut auf einer Stahlträgerkonstruktion fest installiert und konnte bei Bedarf über hydraulische Pressen höhenmässig korrigiert werden. Die Innenschalung bestand aus einem Schalwagen, an dem auswechselbare Kästen für die oberen und unteren Spannlitzen anmontiert waren.

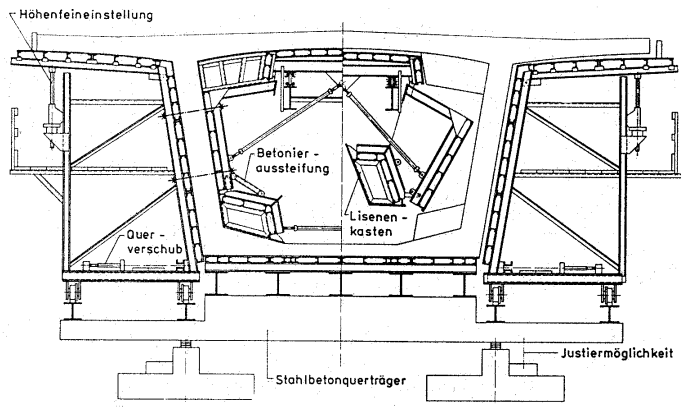


Bild 9-2: Segmentschalung [1]

Die schlaffe Bewehrung der Bodenplatte und Stege wurde ausserhalb der Produktionsbahn vormontiert und in die Schalung gehoben. Anschliessend konnte die Innenschalung eingefahren sowie die Deckenbewehrung und die notwendigen Spannbetoneinbauteile montiert werden. Die Betonherstellung erfolgte in einer baustelleneigenen Betonmischanlage, der Einbau mit Kran und Kübel.

Während des Betonierens verhinderten in den Hüllrohren aufgeblasene Gummischläuche das Eindringen von Beton. Nach Erhärten des Betons wurde zunächst die Querspannung aufgebracht. Anschliessend wurden die Segmente mit horizontal angeordneten hydraulischen Pressen, die in Höhe der Bodenplatte installiert waren, auf der Produktionsbahn auseinander geschoben und mit einem Portalkran zu einem Zwischenlager transportiert.

9.2.2 Herstellung der Pfeiler

Die Pfeiler bestehen oberhalb der Pfeilerkopfplatte aus einem Hohlkastenquerschnitt, der sich nach oben verjüngte, einer ausserhalb der Hochwassermarke liegenden Zwischendecke, zwei oberhalb der Zwischendecke beginnenden Pfeilerscheiben und dem Pfeilerkopf.

Die Schalung setzte sich zusammen aus einer Grossflächenschalung für den unteren Bereich bis zur Zwischendecke, einer Kletterschalung für die Pfeilerscheiben und einer separaten Schalungskonstruktion für den Pfeilerkopf.

Die Pfeiler wurden sowohl bei der Erstellung der Schalung als auch bei den Bewehrungs- und Betonarbeiten mit schwimmendem Gerät bedient, wobei der Beton in einer Mischanlage hergestellt wurde, die auf einem schweren Ponton installiert war.

9.2.3 Verlegegerät

Das Verlegegerät wurde für den Einsatz bei Brücken bis zu 80 m Spannweite und Segment-Gewichten von max. 0.70 MN konzipiert. Das vorwiegend aus St 52 hergestellte Gerät wiegt 328 t. Neben einer bedienungsfreundlichen Ausstattung wurde auf leichte Montier- und Demontierbarkeit und gute Transportfähigkeit Wert gelegt.

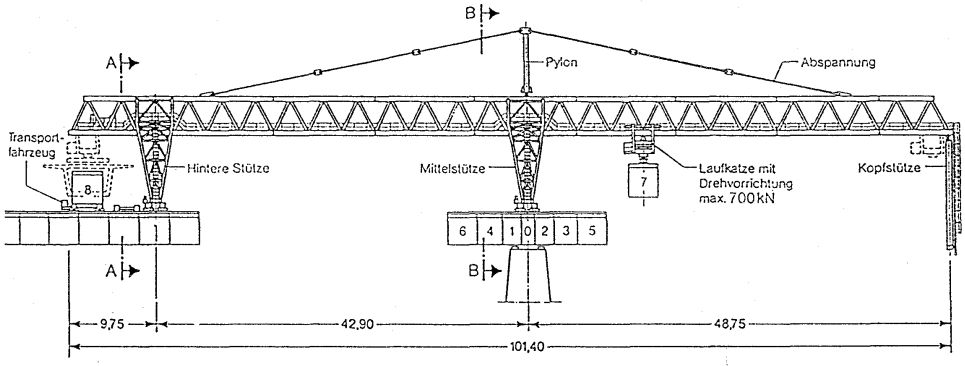


Bild 9-3: Ansicht Verlegebrücke

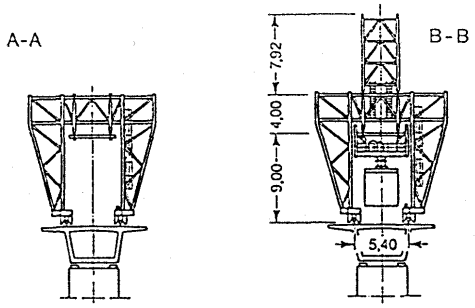


Bild 9-4: Verlegegerät: Typische Querschnitte

Das Verlegegerät besteht aus:

- dem Hauptfachwerkträger, zerlegbar in ca. 15 t schwere Einzelschüsse von 12 m Länge, die weiter demontiert werden können. Am Untergurt befindet sich die Laufkatzenaufhängung
- dem Pylon mit Schrägabspannung. Die Pylonscheibe ruht auf Pressen zum Aufbringen der Vorspannung. Die Abspannkonstruktion besteht aus miteinander verbolzten U-Profilen. Beide Abspannungen werden konstruktiv miteinander verbunden
- der hinteren und mittleren Fachwerkstützenkonstruktion, die - am Hauptfachwerk befestigt - einen Fachwerksrahmen bilden. In die Radkästen sind je eine

200-t-Presse mit 300 mm Hub eingebaut. Mittels Ankertraversen und Spannankern werden die Radkästen während der Arbeitsphasen am Überbau befestigt

- der Kopfstütze bestehend aus einer höhenverstellbaren und schwenkbaren Fachwerkkonstruktion zur Abstützung auf dem vorausliegenden Pfeilerkopf. Diese ist ausgestattet mit vier hydraulischen Pressen, einer Verankerungskonstruktion zur Befestigung auf dem Überbau und einem Anschluss an die Laufkatze
- der Unterflansch-Laufkatze zum Heben, Drehen und Längstransport der Segmente. Sie ist ausgestattet mit stufenlosem Antrieb von 0-6.0 m/Min., Winden mit 0-1.0 m/Min. stufenlosem Hub. In Verbindung mit der Hilfsstütze erhält die Laufkatze für den Längsverschub des Verlegegerätes die Funktion eines Gleitstuhles
- dem Transportfahrzeug zum Verfahren der Segmente vom Stapellager zum jeweiligen Standort des Verlegegerätes.

9.2.4 Einrichtungen auf dem Pfeilerkopf

Wie beim herkömmlichen Freivorbau wird auch beim Feivorbau in der Segmentbauweise ein „Pfeilertisch“, d.h. ein „Anfängersegment Nr. 0“ des Überbaus, auf dem Pfeilerkopf errichtet.

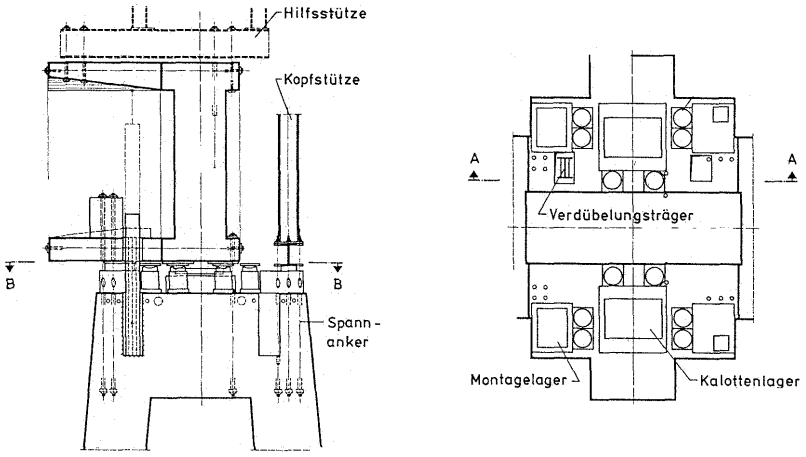


Bild 9-5: Temporäre Fixierung des Pfeilertisches [1]

Hierzu wurde das Pfeilersegment (Segment Nr. 0) mit Querträger auf 4 hydraulische Pressen verlegt, der Höhe und der Lage nach ausgerichtet und mit Spannstahl am Pfeilerkopf verankert. Das Segment 1 wurde dann im Freivorbau asymmetrisch an das 0-Segment angefügt, wobei die Verankerung des 0-Segmentes die durch diesen Bauzustand erzeugten Zugkräfte aufnahm. Die Montageträger wurden anschliessend mit schnellhärtendem Mörtel verstopft, so dass der aus den Segmenten 0 und 1 bestehende „Teil-Pfeilertisch“ über die Montagelager gegen den Pfeilerkopf verspannt werden konnte. Verdübelungsträger sicherten den Pfeilertisch für den Montagezustand gegen Verschiebungen. Auf dem „Pfeilertisch“ wurde eine Fachwerk-Hilfsstütze montiert, so dass das Verlegegerät in die Normalstellung verschoben werden konnte und die Kopfstütze frei wird (nach vorne weiter verschoben). Damit ist nun Platz zum Einbringen des Segmentes Nr. 2.

Nach der Montage des Segmentes 2 und Unterstopfen der zugehörigen Lager sowie nach dem Aufbringen der restlichen Vorspannkräfte war der gesamte Pfeilertisch fertig gestellt, so dass die Normal-Verlegung der Überbauselemente beginnen konnte. Die Zugkräfte aus der asymmetrischen Belastung während des freien Vorbaues wurden durch die Abspannung des Segmentes 1 aufgenommen. In diesem Verlegezustand lag der Waagebalken auf den 4 temporären elastomeren Montagelagern. Nach Aufbringen weiterer Vertikallasten mussten die Kräfte in den vertikalen Abspannankern regelmässig überprüft werden.

Sobald der komplette Waagebalken moniert war, wurden die Montageabspannanker gelöst und die Last auf die äusseren hydraulischen Pressen umgelagert.

9.2.5 Typische Montagezustände

Zur Montage des Überbaus wurden die Segmente zunächst mit dem Portalkran vom Zwischenlager in den Anfangsbereich des Überbaus transportiert und auf dem selbstfahrenden Transportwagen abgesetzt.

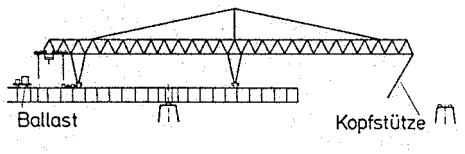


Bild 9-6: in Stellung I zum Verlegen der Segmente 0 und 1 [1]

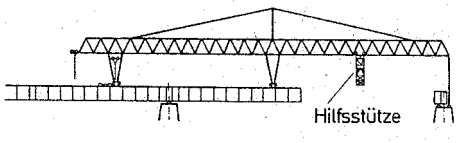


Bild 9-7: 0 und 1 verlegt, Montage der Hilfsstütze über dem Teilpfeilertisch [1]

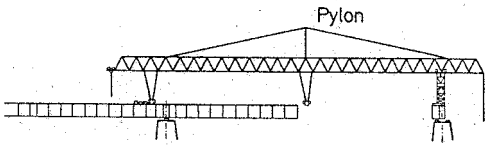


Bild 9-8: Vorfahren in Stellung II [1]

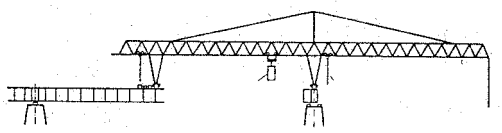


Bild 9-9: Verlegen des Segmentes 2 [1]

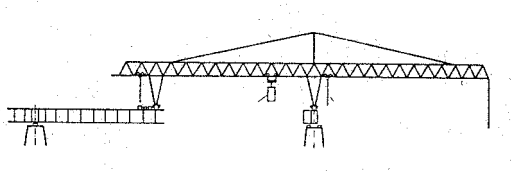


Bild 9-10: Normalverlegestellung (Verlegen der Segmente 3 bis 22) [1]

Der schienengebundene Transportwagen brachte das Überbausegment in den hinteren Bereich des Verlegegerätes, wo es von einer an der Hauptlaufkatze hängenden Traverse übernommen wurde. Um durch die portablen Fachwerkstützen des Verlegegerätes fahren zu können, musste das Segment mit der drehbar gelagerten Traverse um 90° verschwenkt werden. Zur Montage wurde das Segment dann parallel und höhengleich zum bereits montierten Überbau ausgerichtet und die Montagespannglieder eingefädelt. Nach Auftragen des Epoxidharzklebers und Anmuffen der Montagespannglieder konnte das Segment gegen den bereits bestehenden Teil des Waagebalkens angespannt werden. Die Montage erfolgte in wechselseitigem Freivorbau, kippgesichert durch die Verankerung im Stützenkopf. Die Kragkonstruktion wurde von Lisenen unterhalb der Fahrbahnplatte aus vorgespannt. Nach Fertigstellung und Ausrichten eines Waagebalkens verbindet ein bewehrtes Ortbetonstück von 60°cm Länge den Waagebalken mit den zuvor hergestellten Bauabschnitten. Eingefädelte, an unteren Lisenen im Kasteninnern gespannte Spannglieder sorgen für Kontinuität im Feldbereich.

Kontrolle von Umläufigkeiten und gegebenenfalls gemeinsames Auspressen von Hüllrohren nach der Montage sicherten die Qualität der Vorspannung.

9.2.6 Vorspannung

Der erforderliche Anpressdruck in der frischen Pressfuge wird durch 4 obere und 1 unteres Allspann-Montagespannglied aufgebracht. Die Spannglieder erzeugen eine mittlere Pressung von 0.2 N/mm^2 und eine Randpressung von mindestens 0.1 N/mm^2.

Als zweckmässig erwies sich das Einschieben dieser Spannglieder in das Segment vor dessen Montage und ein Anmuffen an die Montagespannglieder der vorhergehenden Abschnitte in entsprechenden Aussparungen. Nach Erhärten der Epoxidharz-Fugenmasse und Vorspannen der endgültigen Spannglieder konnten die Montagestäbe gelöst und für die Montage weiterer Segmente verwendet werden.

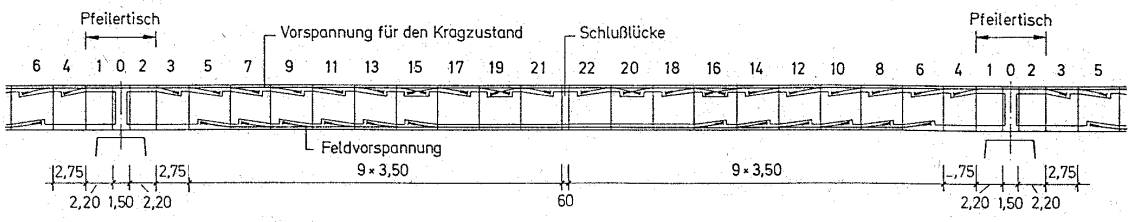


Bild 9-11: Spanngliedführung Nun River [1]

Ausführliche Sicherheitsbetrachtungen, die den Ausfall einzelner Spannglieder während der Montage hypothetisch in Rechnung stellten, zeigten, dass die Vorspannung der Hauptspannglieder der Montage der Segmente sukzessive folgen musste. Wesentlich war, dass unter Einschluss der getroffenen Hypothese die Spannkraftresultierende innerhalb des Kastens liegen musste.

9.2.7 Waagebalkenkorrektur und Lagereinbau

Während der Montage der Überbausegmente lag der Waagebalken mit elastomeren Montagelagern auf dem Pfeilerkopf auf. Da diese Montagelager bereits bei Errichtung des Pfeilertisches unterstopft wurden, konnten die Höhenlage und Längsneigung während der Freivorbauphase nicht verändert werden. Die höhenmässige Einmessung vor Unterstopfung der Montagelager erfolgte auf der Basis des Pfeilertisches von 5.90 m und war somit sehr empfindlich gegen Herstellungsungenauigkeiten bzw. vermessungstechnische Toleranzen. Um eine höhenmässige Anpassung des neu montierten Waagebalkens an den bereits erstellten Überbauteil zu gewährleisten, wurde der Waagebalken mit hydraulischen Pressen angehoben und die Montagelager demontiert. Dann folgten die Montage eines Schlusslückenträgers, der den Waagebalken zusätzlich gegen Kippen sichern sollte, da die Basis der hydraulischen Pressen lediglich 1.90 m betrug und somit der Waagebalken sehr empfindlich gegen aussermittige Belastung war. Über die hydraulischen Pressen konnte dann sowohl die Höhenlage als auch die Längsneigung so korrigiert werden, dass an dem bereits erstellten Überbauteil höhengleich angeschlossen werden konnte und auch die freie Kragarmspitze des Waagebalkens auf Sollhöhe lag. Anschliessend wurde der Schlusslückenträger zug- und druckfest an dem Waagebalken bzw. den bereits erstellten Überbauteil fixiert und der Waagebalken über die örtlich betonierte Schlusslücke mit dem bereits erstellten Überbauteil verbunden.

Nach Schliessen der Schlusslücke und Aufbringen der Feldvorspannung wurden die endgültigen Lager montiert und mit schnellhärtendem Montagemörtel unterstopft. Nach Erhärten des Vergussmörtels konnte die Vertikallast von den hydraulischen Pressen auf die endgültigen Lager umgestapelt werden.

Anschliessend erfolgte das Umsetzen des Verlegegerätes in die nächste Montageposition.

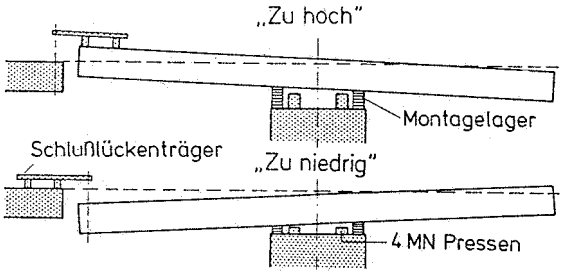


Bild 9-12: Waagebalkenkorrektur [1]

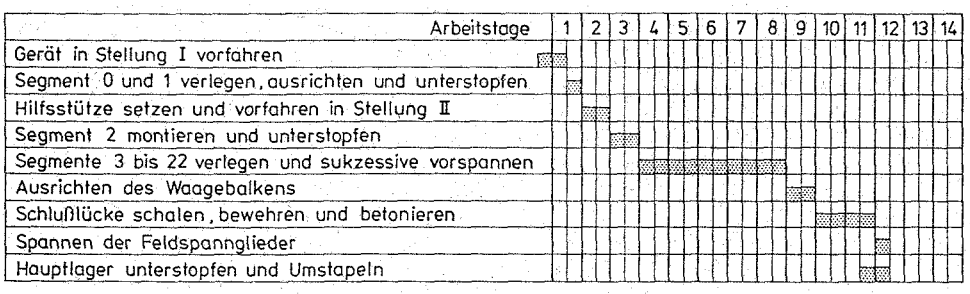


Bild 9-13: Arbeitstakt [1]

Die Bilder wurden von der Philipp Holzmann AG übernommen.

9.3 Projekt: Pierre Benite Brücke, Frankreich

Die Pierre Benite Brücke, Lyon (Frankreich) wurde nach dem folgenden Prinzip erstellt. Die Hauptproblematik lag in der grossen Strömungsgeschwindigkeit der Rhone, weshalb die Pontons an den Pfeilern temporär verankert werden mussten.

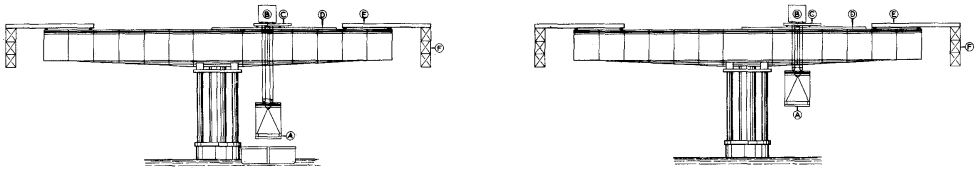


Bild 9-14: Verankerung Ponton am Pfeiler, Anheben Element (rechts) [2]

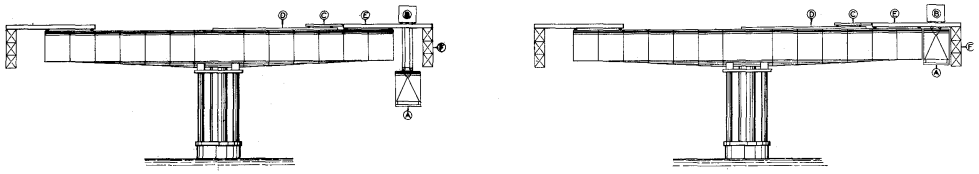


Bild 9-15: Element vorschieben, Platzierung und Montage [2]

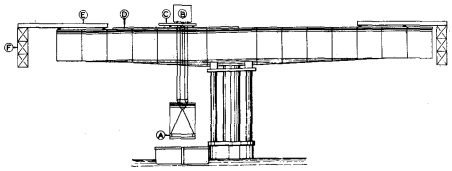


Bild 9-16: Verankerung Ponton am Pfeiler, Anheben Element (links) [2]

Literaturverzeichnis

[1] Dargel, H.; Otto, G.: Brücke über den Nun, Brücke über den Imo, Nigeria – Zwei Spannbetonbrücken in Segmentbauweise. In: Bauingenieur 60 (1985), S. 121-130.

[2] Podolny, W.; Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. New York, Wiley, 1982.

Platz für Notizen:

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKEN-BAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 10

FERTIGTEILBAUWEISE – LÄNGSTRÄGER MIT VERLEGEGERÄT

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

10 Fertigteilbauweise – Längsträger mit Verlegegerät 291
10.1 Längsträgerfertigteilbauweise 291
10.2 Einheben der Längsträger mit mobilen Kranen 291
10.3 Verlegegeräte für Längsträger 294
10.3.1 Typ I – Verlegegerät längs- und querverfahrbar 294
10.3.2 Typ II – Verlegegerät längs- und querverfahrbar 296
10.3.3 Typ III – Verlegegerät längsverfahrbar 297
10.4 Schalung der Ortbetonplatte 299
10.4.1 Mittelfeld 299
10.4.2 Konsolen 299

10 Fertigteilbauweise – Längsträger mit Verlegegerät

10.1 Längsträgerfertigteilbauweise

Bei der Fertigteilbauweise mit Längsträgern handelt es sich um eine Verbundbauweise mit vorfabrizierten Trägern (Beton oder Stahl) und einer Ortbetonplatte.

Tabelle 10-1: Segmentbauweisen

Fertigteilbauweise		
Träger (längs)		**Segmente (quer)**
Verbundbauweise Stege: Fertigteile Fahrbahnplatte: Ortbeton	Bauweise	**Fertigteilbauweise** Querfugen geklebt oder trocken (Brüstungen: Ortbeton)
Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Serienfertigung in Fabrik	Herstellung	Serienfertigung auf Baustelle (Fabrik) Short- oder Longline Methode
mit Mobilkran (3 MN) mit Verlegegerät (bis 25 MN) mit Schwimmkran (bis 80 MN)	Montage	Lehrgerüst Freivorbau (bis 40 MN) Vorschubgerüst (bis 800 MN)

Diese Bauweise wird häufig bei Stadtautobahnen oder bei Brücken z.B. über Autobahnen angewandt. Die Betonfertigteile sind meist normiert. Transport und Montage sind einfach und kostengünstig.

Der Einsatz wird begrenzt durch:

- beschränkte Spannweiten
- keine/kleine Kurven (horizontal, vertikal) möglich

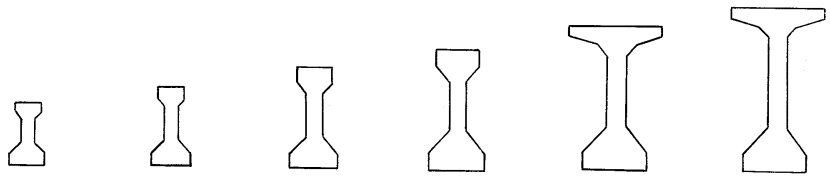


Bild 10-1: Längsträger gemäss AASHTO

Das Verlegen dieser Längsträger kann mit folgenden Geräten durchgeführt werden:

- mobilen Autokranen von einer Bauhilfsstrasse entlang der Brückentrasse
- obenliegenen Verlegegeräten bei Brückentrassen, die nicht von unten zugänglich sind, z.B. über Wasser

10.2 Einheben der Längsträger mit mobilen Kranen

Wenn die örtlichen Gegebenheiten es ermöglichen, so ist die kostenoptimierteste Lösung das Einheben der Träger mit mobilen Kranen.



Bild 10-2: Ansicht eines Raupenkrans

Da die Längsträger sehr hohe Einzellasten erzeugen, kommen meist Krane mit einer Traglast von 500 t bis zu 1.000 t zum Einsatz (Bild 10-2). Um unnötige Transporte und Zeitverluste zu vermeiden, ist eine umfangreiche Transport- und Fahrwegplanung durchzuführen. Dabei sind unter anderem die geographischen und geologischen Gegebenheiten des Einsatzortes zu beachten. Hieraus können sich eventuell zusätzliche Baumassnahmen, wie Baustrassen oder Bodenverbesserungen, ergeben.



Bild 10-3: Montage von Träger mittels mobilem Kran

Als Mobilkran wird meist ein Raupenkran mit entsprechendem Ballast eingesetzt (Bild 10-2). Je nach Anforderungen können mit diesen Kranen Lasten bis zu einer Hubhöhe von etwa 100 m gehoben werden. Bei vielen Brückenbauwerken sind allerdings nur geringe Hubhöhen erforderlich. Das Bild 10-3 zeigt das Einheben von Trägern bei einer Flussbrücke. Durch die grosse Hubhöhe ist es in diesem Fall möglich Längsträger im Anfangsbereich der Brücke von einem Ort aus zu platzieren. Für den weiteren Verlauf in Brückenmitte wird ein obenliegendes Verlegegerät verwendet.

Der Vorteil mobiler Krane ist, dass geringe Strecken mit angeschlagener Last überwunden werden können (Bild 10-4). So ist es möglich, die Produktion und Montage der Längsträger zeitlich zu entzerren, wenn dies durch den Bauablauf gefordert wird (z.B. Sperrung von Autobahnen). Es ist dabei aber zu berücksichtigen, dass die Geschwindigkeit von Kranen etwa 2 km/h beträgt, so dass die zu überwindenden Strecken im Meter Bereich liegen sollten. Das Prinzip ist in Bild 10-4 dargestellt.

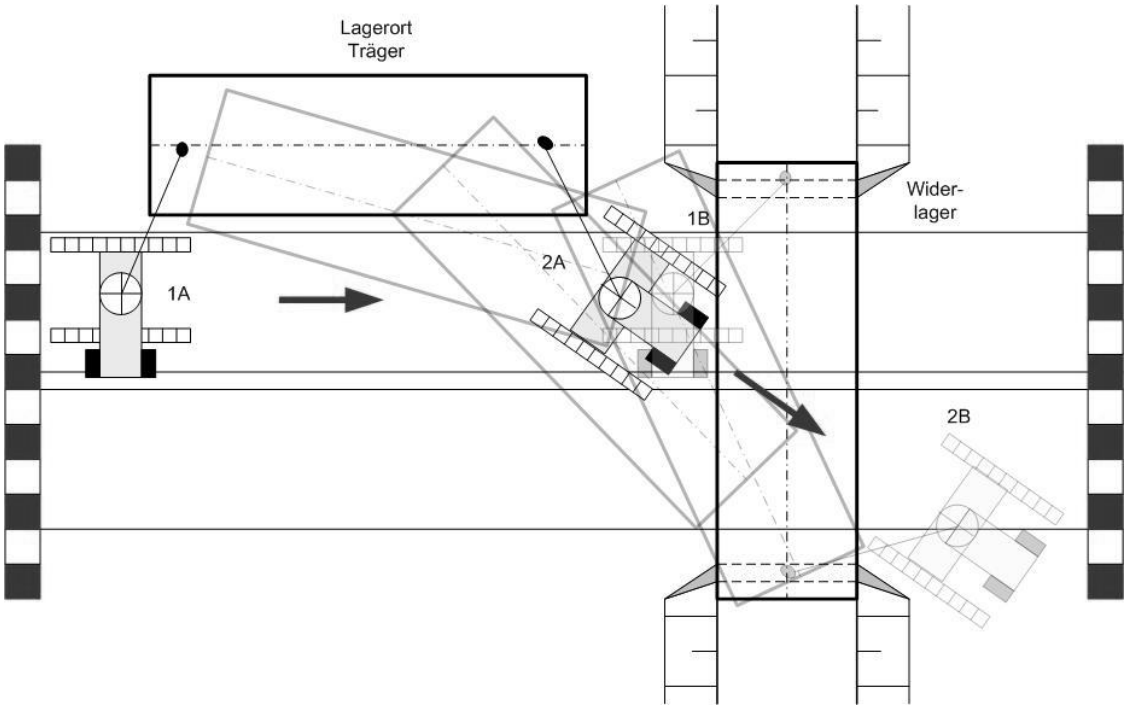


Bild 10-4: Verlegeprozess eines Brückenträgers mittels mobiler Krane

In dem gezeigten Beispiel werden die Brückenträger neben der zu überquerenden Strasse gefertigt bzw. angeliefert. Der Vorteil dieser Arbeitsweise ist, dass der laufende Verkehr während des Produktionsprozesses kaum eingeschränkt wird. Sind alle Träger der Brücke gefertigt bzw. angeliefert, so muss für die Verlegearbeiten die Fahrbahn komplett gesperrt werden. Dies erfolgt meistens in verkehrsarmen Zeiten (nachts oder am Wochenende). Für die Verlegung werden an den beiden Stirnseiten 2 Mobilkrane positioniert. Die Ausrichtung der Krane erfolgt so, dass die Krane unter angeschlagener Last nur einen geraden Fahrweg zurücklegen. Die Anweisungen an die Kranführer werden durch eine zusätzliche Person gegeben. Nach Erlangen der Zielposition werden die Träger in die Widerlager abgesenkt.

10.3 Verlegegeräte für Längsträger

Besonders bei längeren Brücken mit einer schlechten Zugänglichkeit vom Talboden (z.B. bei Wasserflächen oder sehr schwieriger Topographie) ist der Bau einer Baustrasse oder sogar Behelfsbrücke technisch wie kostenmässig sehr aufwändig. Bei 3- bis 5-feldrigen Brücken ist jedoch zu prüfen, ob eine Baustrasse oder eine Behelfsbrücke mit Kranverlegung nicht die kostengünstigere Lösung gegenüber der Lösung mit einem Verlegegerüst ist.

Im Folgenden sind drei Typen von Verlegegerüsten exemplarisch dargestellt. Die Verlegegeräte Typ I und Typ II sind längs- und querverschiebbare Systeme.

10.3.1 Typ I – Verlegegerät längs- und querverfahrbar

Das Verlegegerät Typ I besteht aus zwei Fachwerkverlegeträgern, die einen Kasten bilden und mit einem Vorschubschnabel ausgerüstet sind. Das Verlegegerät ist vorne mit einem Querverschiebestuhl unterstützt. Während des Verlegezustands wird der hintere Teil mit einem Querverschiebeträger gestützt.

Zum Vorschub ins nächste Feld wird der hintere Querverschiebeträger entlastet und die Last in den hinteren Vorschubstuhl eingeleitet. Der Querverschiebeträger wird nun von der hinteren Laufkatze des Verlegegerüsts aufgenommen, zum vorderen Ende des verlegten Trägers gebracht und dort verankert. Dann wird der vordere Querverschiebestuhl entlastet und die vordere Vorschubgerätelast in den Querverschiebeträger eingeleitet.

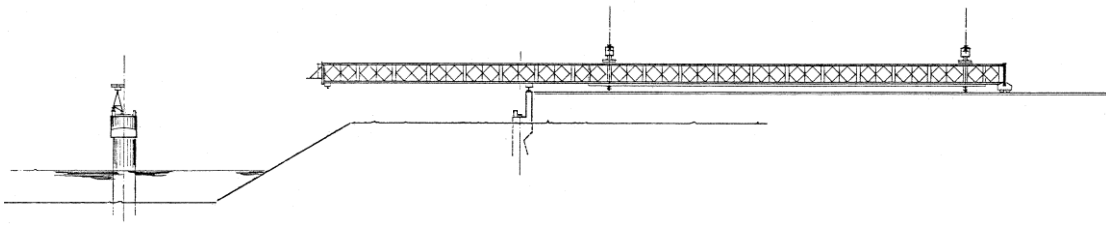


Bild 10-5: Phase 1 – Einschieben des Verlegeträgers in Feld 1

Jetzt erfolgt der Längsvorschub in einzelnen Hüben über den rollbaren, hinteren Vorschubstuhl und den vorderen Querverschiebestuhl mittels zwei Schubzylindern, die am vorderen Querverschiebeträger verankert sind. Dabei muss jeweils der Zylinder zurückgezogen werden und erneut an der Vorschubspange des Vorschubgerüsts eingehängt werden.

Der Vorschub wird solange fortgesetzt, bis die Schnabelspitze über den nächsten Pfeiler geschoben ist. Dann wird der vordere Quergleitstuhl mittels vorderer Laufkatze zum nächsten Pfeiler umgesetzt und verankert. Nun kann das Vorschubgerät weiter bis in die neue Verlegepostition gebracht werden.

In dieser Position wird der hintere Vorschubstuhl entlastet und das Gerät für das Verlegen der Träger im neuen Feld (mit dem erforderlichen Querverschub) vorbereitet. Dabei kann der Querverschub mittels spurgeführter Panzerrollen, die in Querrichtung angeordnet sind, verrollt werden.

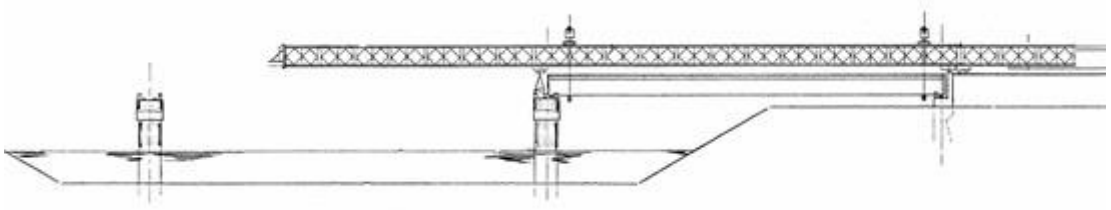


Bild 10-6: Phase 2 – Verlegen der Längsträger in Feld 1 durch Querverfahren des Verlegegeräts

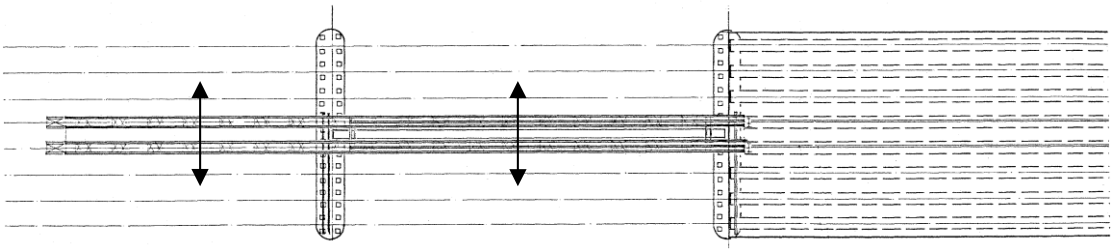


Bild 10-7: Phase i – Verlegen der Längsträger im Feld i

Das Verlegen der einzelnen Fertigteilträger gestaltet sich wie folgt:

Das Vorschubgerät besteht aus zwei mit Abstand angeordneten Fachwerkscheiben, die mit einem hinteren, mittleren und vorderen Querrahmen biegesteif in Querrichtung verbunden sind. Die Höhe der beiden Fachwerklängsträger und der Querrahmen sind so ausgebildet, dass die I-förmigen Fertigteilbrückenträger durch den Querrahmen eingeschoben werden können und mittels Laufkatzen, die auf dem Obergurt sich befinden, zwischen den beiden parallelen Verlegeträgern vorgefahren werden können. Der Fertigteilträger wird von hinten auf einem Flachbettwagen zwischen die beiden Fachwerkträger des Verlegegeräts eingefahren und von der vorderen Laufkatze aufgenommen. Der Träger ist nur noch so lange am hinteren Ende auf einem Flachbettwagen geführt, bis das hintere Ende des Trägers das hintere Ende des Vorschubgerüsts erreicht hat. Dann wird der Träger von der hinteren Laufkatze übernommen und der Flachbettwagen entlastet. Nun wird der Träger mittels parallel gesteuerter Laufkatzen noch etwas vorgefahren, so dass er sich ungefähr über den Lagern befindet.

Dann erfolgt der Querverschub des Verlegegeräts mit dem eingehängten und stabilisierten Träger, bis die Arbeitsposition über den Lagern erreicht ist. Mittels der Hubeinrichtung der Laufkatzen wird der Träger auf die Lager abgesetzt und temporär in Querrichtung stabilisiert. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis alle Träger im Feld versetzt sind. Anschliessend wird das Gerät ins nächste Feld vorgeschoben.

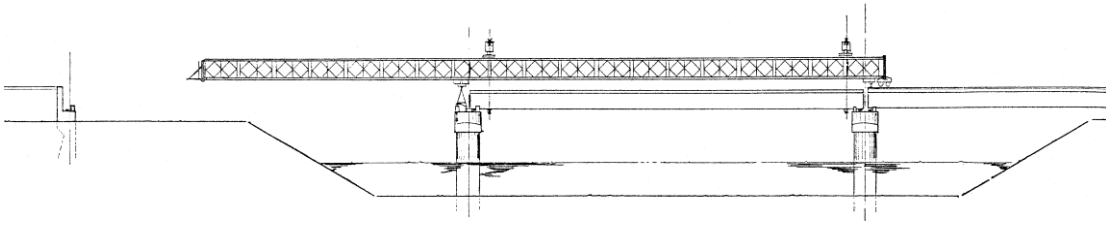


Bild 10-8: Phase n-1 – Verlegen der Längsträger im Feld n-1

10.3.2 Typ II – Verlegegerät längs- und querverfahrbar

Der Verlegeträger Typ II funktioniert ähnlich. Jedoch wir der Brückenträger unterhalb des Verlegeträgers geführt. Dadurch ergibt sich eine grössere Bauhöhe für das Verlegegerät.

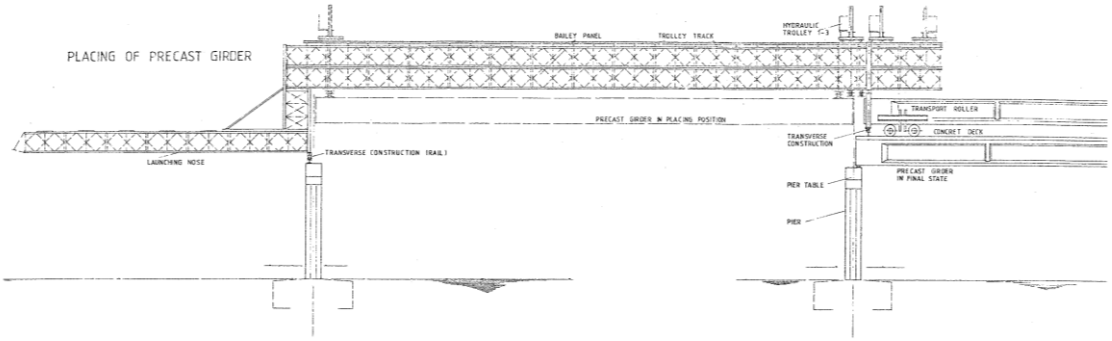


Bild 10-9: Längs- und querverfahrbares Verlegegerät für Längsträger (Ansicht)

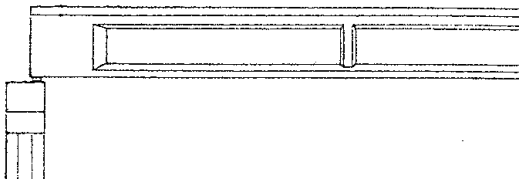


Bild 10-10: Lagerung der Längsträgerfertigteile mit Querrippen als einfacher Balken

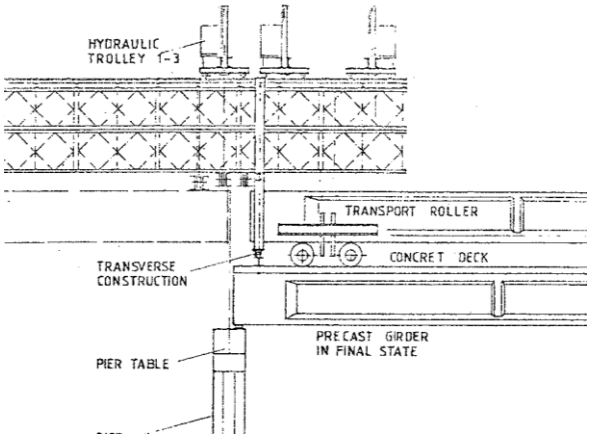


Bild 10-11: Verlegegerät – Hintere Auflager-, Fertigteilübernahmestelle

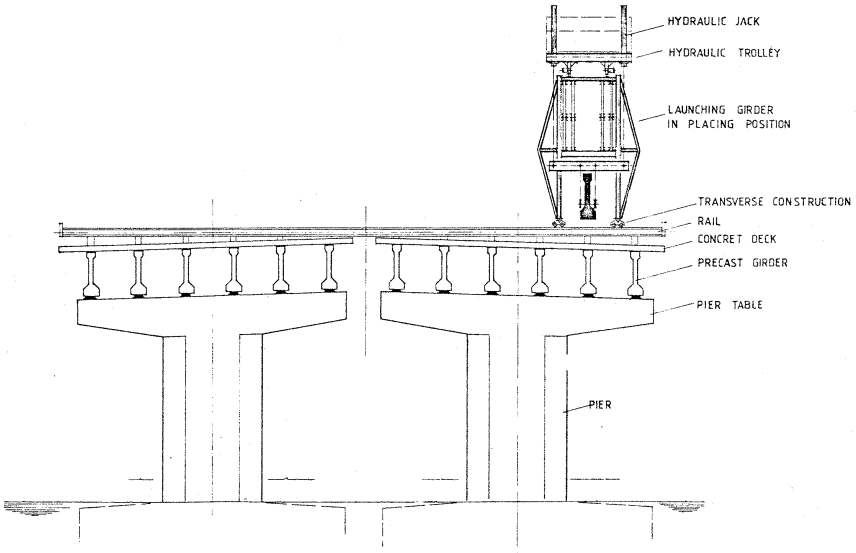


Bild 10-12: Verlegegerät – Querverschieben des Verlegegeräts zum Platzieren der Fertigteil-Längsträger

10.3.3 Typ III – Verlegegerät längsverfahrbar

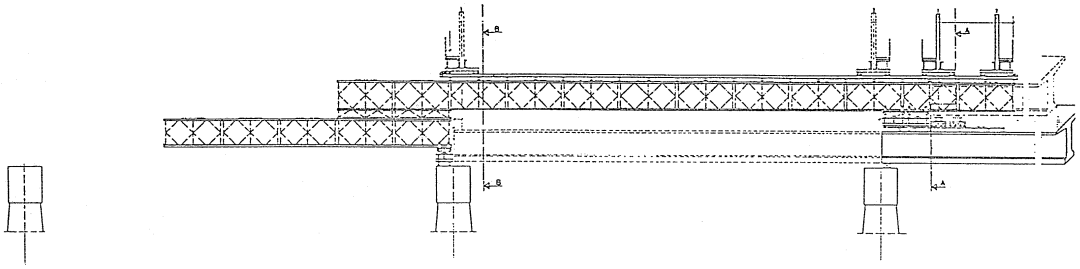


Bild 10-13: Längsträgerverlegegerät (Ansicht) – starre Position in Querrichtung (nicht querverfahrbar)

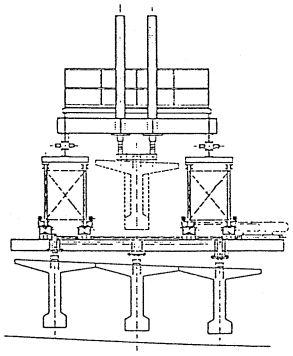


Bild 10-14: Schnitt A-A – Hintere Abstützung

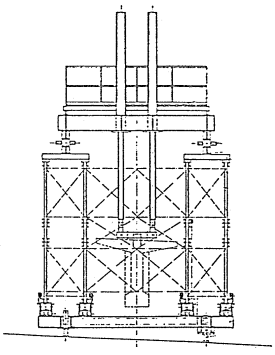


Bild 10-15: Schnitt B-B – Vordere Abstützung

Der Vorschub des Verlegeträgers Typ III erfolgt wie schon bei anderen Vorschubgerüsten und Vorschubträgern beschrieben. Der Querverschub der Träger erfolgt mit einer separaten Rolleinrichtung, da der Verlegeträger Typ III in Querrichtung nur stationär positioniert werden kann.

Die Installation der Längsträger wird in folgenden Arbeitsschritten durchgeführt:

- Der Längsträger wird auf einem Flachbettwagen mit Zugfahrzeug über den hergestellten Überbau angeliefert.
- Anschliessend wird er an die Laufkatzen des Verlegeträgers angehängt und ins Feld transportiert.
- Nach Erreichen der Absenkposition wird der Längsträger auf die Querrolleinheit (Bild 10-16) abgesenkt und auf dieser befestigt.
- Mit Zugstangen wird der Längsträger hydraulisch auf der Querrolleinrichtung in parallelen Wegeinheiten auf beiden Seiten der Pfeilerköpfe bis in die Endposition über den Teflonlagern verschoben.
- Die Last des Längsträgers wird auf Hebepressen übertragen, die neben der Querrolleinrichtung unter die Träger geschoben werden.
- Die Querrolleinrichtung wird vom Träger gelöst und die Streben nach unten geklappt, bevor die Querrolleinrichtung unter dem Träger weggezogen und zum Verlegeträger zurückgeführt wird.
- Der Spalt zwischen Träger und Lager wird nach höhen- und lagengenauer Positionierung des Trägers vergossen.
- Nachdem Hilfskeile eingesetzt wurden, kann die Presse ausgebaut werden.
- Anschliessend erfolgt das Einfahren des nächsten Trägers.

Das Vorschieben der Verlegegeräte auf den Fertigteilen muss bei der Planung aufgrund der Anschlussbewehrung der Langfertigteilträger für die Platte sorgfältig geplant sein. Meist verwendet man zwei temporäre Verschiebeträger, die auf die Fertigteilträger gelegt werden. Diese sind meist mit Querträgern stabilisiert, die über mindestens drei Fertigteilträger in Querrichtung reichen. Über diese Träger wird dann der Gerüstvorschub durchgeführt.

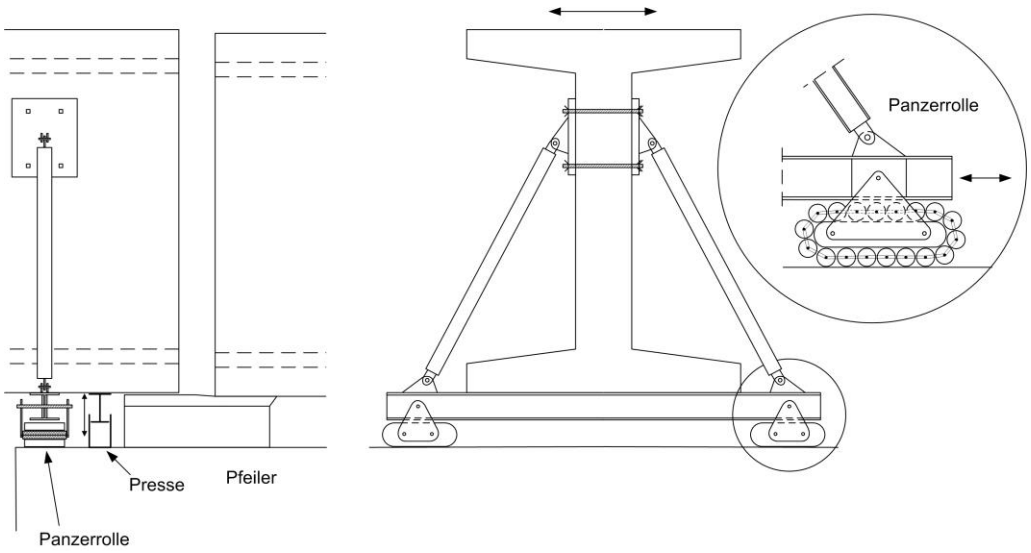


Bild 10-16: Querrolleneinheit mit seitlicher Abstützung der Längsträger

Die Herstellung der Ortbetonplatte parallel zur Fertigteilträgerverlegung ist sehr schwierig. Meist werden diese Aufgaben nacheinander nach Fertigstellung der Träger-

verlegung mittels Verlegegerüst durchgeführt, da diese parallelen Prozesse bei dieser Art der Herstellung schwierig zu entflechten sind.

Eine baubetriebliche Prozessentflechtung findet statt, falls bei Brücken, die von unten zugänglich sind und eine geringe Höhe aufweisen, die Herstellung wie folgt abläuft:

- Längsträgermontage mittels Autokran von einer Baupiste seitlich parallel zur Brücke
- Ortbetonfahrbahn-Herstellung von hinten nach vorne

10.4 Schalung der Ortbetonplatte

10.4.1 Mittelfeld

Um den Vorteil der gerüstlosen Herstellung des Überbaus nicht zu verlieren, gibt es 4 Möglichkeiten:

- Längsträger mit zur Filigranplatte verbreiterten Oberflanschen welche stumpf ge-stossen werden und als Schalung dienen.
- Filigranplatten als verlorene Schalung
- Längsverschiebbare Schalung
- Absenkbare Schalung

Die ersten beiden Möglichkeiten verkürzen die Bauzeit, doch sind Beschädigungen bei der Montage häufig. Die längsverschiebbare Schalung kommt nur in Frage, wenn die Längsträger im Auflagerbereich keine Stegverbreiterung aufweisen. Da die Längsträger in der Regel mit Querriegeln ausgesteift werden müssen, wird dieser Schalungstyp kaum angewendet. Die ablassbare Schalung hängt an Zugstangen, welche die Betonplatte durchdringen. Die Aufhängung erfolgt an einer Traverse, welche auf den Längsträgern aufliegt. Das Ablassen ist nicht möglich, wenn das Terrain unter der Brücke bebaut oder nicht zugänglich ist.

10.4.2 Konsolen

Die Konsolenschalung wird über Zugstangen in der Ortbetonplatte verankert. Entweder werden Ankerhülsen einbetoniert, die Schalung muss von unten gelöst werden, oder die Anker durchdringen die Platte (Hüllrohr!) und werden von oben gelöst. In beiden Fällen wird die Schalung mit Kran umgesetzt.

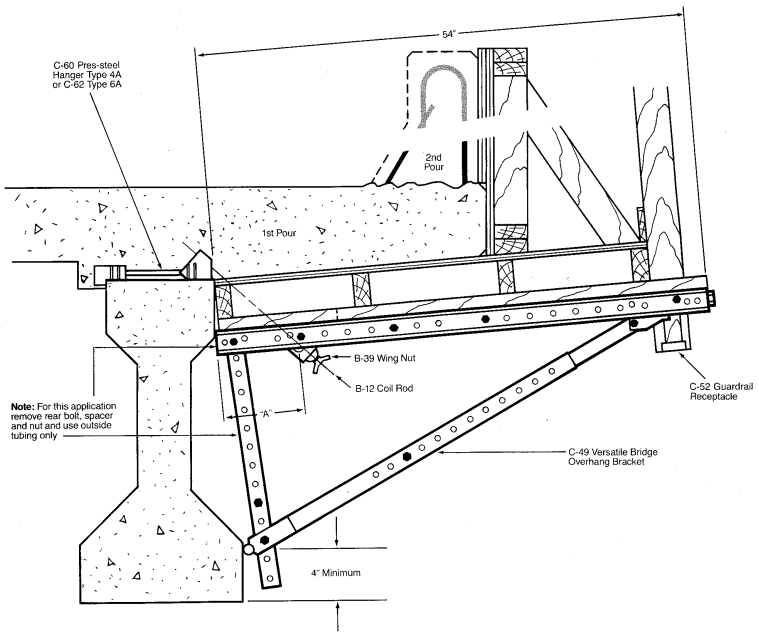


Bild 10-17: Konsolenschalung Betonlängsträger

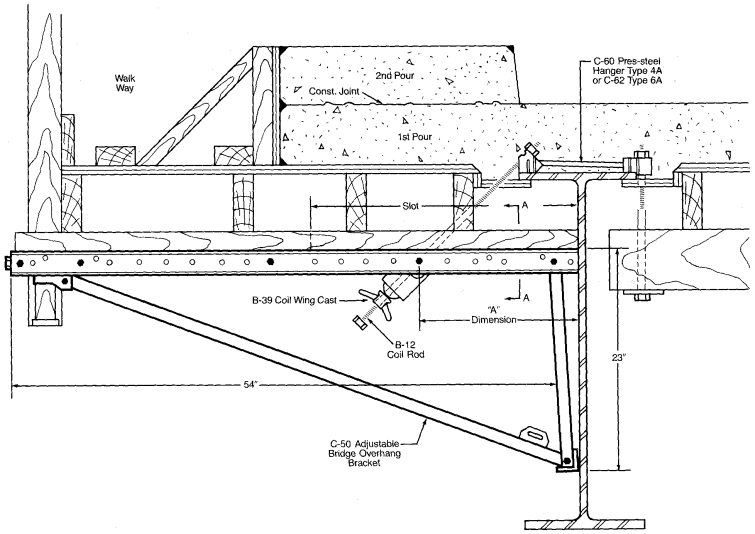


Bild 10-18: Konsolenschalung Stahlprofilträger

Platz für Notizen:

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Professur für Baubetriebswissenschaften
und Bauverfahrenstechnik
Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

BAUVERFAHREN DES BRÜCKENBAUS

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Girmscheid

Teil 11

SCHRÄGSEILBRÜCKEN – KONSTRUKTIONSELEMENTE UND BAUVERFAHREN

Studiengang Bauingenieurwissenschaften

Inhaltsverzeichnis

11 Schrägseilbrücken – Konstruktionselemente und Bauverfahren.....307

11.1 Konstruktionselemente der Schrägkabelbrücken.....307
11.1.1 Konstruktionsgrundsätze.....307
11.1.2 Konstruktionselemente.....311
11.1.3 Lagerbedingungen.....319
11.1.4 Aerodynamisches Verhalten.....322
11.1.5 Konstruktive Gestaltung der Konstruktionselemente.....323
11.1.6 Literaturverzeichnis.....345

11.2 Bauverfahren der Schrägkabelbrücken.....348
11.2.1 Herstellung der Pylone.....348
11.2.2 Herstellung des Streckträgers in Ortbetonfreivorbau.....356
11.2.3 Kabelmontage.....369
11.2.4 Kennwerte von typischen Schrägkabelbrücken für Vorkalkulationszwecke.....372
11.2.5 Literaturverzeichnis.....376

11 Schrägseilbrücken – Konstruktionselemente und Bauverfahren

11.1 Konstruktionselemente der Schrägkabelbrücken

11.1.1 Konstruktionsgrundsätze

Im internationalen Bereich haben sich in den letzten Jahrzehnten Schrägkabelbrücken für große Spannweiten als äußerst wirtschaftlich erwiesen. Schrägkabelbrücken bestehen aus folgenden Traggliedern: Streckträger, Kabel, Pylon(e). Der Streckträger wird so mit den Kabeln verbunden, dass er quasi elastisch gelagert ist. Die Kabel sind am Pylon befestigt und geben dort ihre Kräfte ab. Man unterscheidet drei Grundsysteme (Tabelle 11-1):

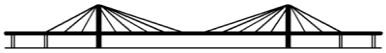
1. Bündelsystem
2. Harfensystem
3. Fächersystem

Beim Bündelsystem schneiden sich alle Kabelachsen in einem Punkt der Pylonachse und werden in einer Verankerungskonstruktion verankert. Bei vielen Kabeln kann dies am Pylonkopf jedoch zu Platzproblemen führen. Der Pylon wird nur durch Normalkräfte und somit günstig beansprucht. Bei perspektivischer Ansicht führen die Kabelüberschneidungen meist zu einem ästhetisch wenig befriedigenden Erscheinungsbild.

Das Harfensystem hat ein besonders schönes, ästhetisches Aussehen. Die Kabel werden im Pylon in quasi äquidistanten Abständen verankert. Sie erhalten aufgrund ihrer gleichen Neigung gleich hohe Zugkräfte [18]. Der Pylon wird nicht nur durch Normalkräfte, sondern auch durch Biegemomente beansprucht.

Das Fächersystem verbindet zum großen Teil die Vorteile der beiden oben genannten Systeme. Die Kabel werden gleichmäßig ausgenutzt. Die Verankerung in den Pylonen ist genügend weit auseinander gezogen. Aufgrund der vielen Kabel bildet sich ein Schleier aus relativ dünnen Kabeln aus. Dadurch wird ein ästhetisch befriedigendes Erscheinungsbild geprägt.

Tabelle 11-1: Grundsysteme von Schrägkabelbrücken

	Systeme
1	
2	
3	

Der Entwicklungstrend bei Schrägkabelbrücken geht von Systemen mit wenigen großen Kabeln zu den kleinen Multikabelsystemen [Leonhardt et al., 1974], bei welchen die Kabel in quasi äquidistanten Abständen am Streckträger angeordnet sind (Bild 11-1).

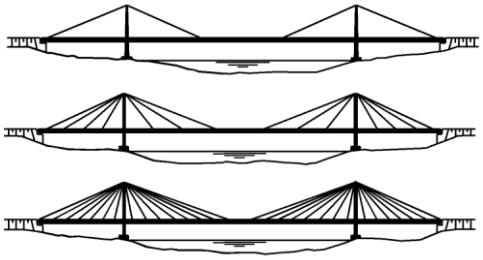


Bild 11-1: Entwicklungstendenz vom Mono- zum Multikabelsystem

Schrägkabelbrücken mit wenigen großen Kabeln benötigen:

1. besondere Baubehelfe, um die großen Bereiche zwischen den Aufhängungen zu überbrücken,
2. besondere lokale Versteifungen im Streckträger,
3. besondere Maßnahmen zur Verankerung der Kabel im Querträger.

Zudem sind die großen Kabel oft nicht mehr vorkonfektioniert und müssen daher auf der Baustelle hergestellt werden.

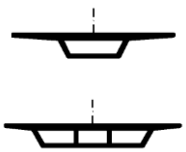
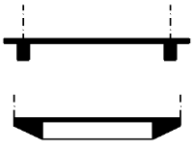
Die Multikabelsysteme ermöglichen erst eine ökonomische, rationelle Lösung. Den Kabelabstand wählt man so eng, dass:

1. konfektionierte Kabel eingesetzt werden können,
2. beim Freivorbau keine besonderen Hilfseinrichtungen erforderlich sind und somit ein kostengünstiger und schneller Bauablauf gewährleistet ist,
3. das Auswechseln von einzelnen Kabeln unter Verkehr möglich ist.

Bei Multikabelsystemen werden die Biegemomente und die Querkräfte im Streckträger klein, und die Brücke wird gleichmäßig beansprucht. Daraus folgt eine geringe Bauhöhe, die nur vom Kabelabstand und damit, bei Einhaltung der Stabilitätskriterien, von

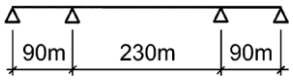
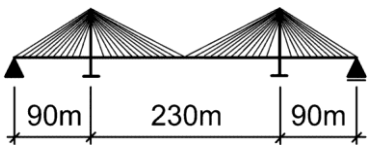
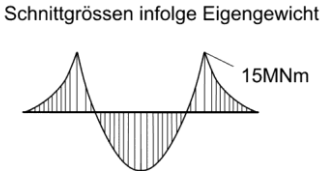
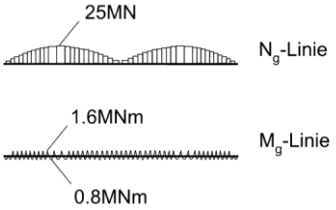
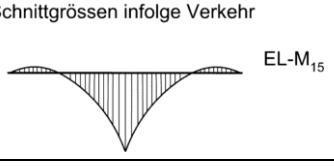
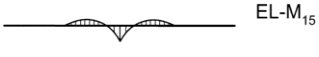
der Gesamtlänge der Brücke unabhängig ist [13]. Die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion lässt sich weiter steigern, wenn man zwei Kabelebenen verwendet (Tabelle 11-2).

Tabelle 11-2: Gegenüberstellung von Systemen mit einer Kabelebene und zwei Kabelebenen

	Eine Kabelebene	Zwei Kabelebenen
1	Torsionssteifer Querschnitt erforderlich (Hohlkasten)	Kein torsionssteifer Querschnitt erforderlich (z. B. U-förmiger Querschnitt ausreichend), somit leichter Streckträger
2	Gegenüber zwei Kabelebenen: Größere Kabel bei gleichem Abstand oder gleiche Kabel bei geringerem Abstand	Gegenüber einer Kabelebene: Durch geringere Kabeldurchmesser einfachere Verankerung
3	—	Höhere räumliche Systemsteifigkeit
4	Beispiele: 	Beispiele: 

Durch eine enge Seilaufhängung ist der Streckträger elastisch gebettet, weshalb nur kleine Querkräfte und Biegemomente entstehen [Girmscheid, 10/1987]. Der Vergleich mit den Biegemomenten eines gleich weit gespannten Balkens zeigt die Größenordnung der Unterschiede (Tabelle 11-3).

Tabelle 11-3: Biegemomentenvergleich von Balken- und Schrägkabelbrücke

	Balkensystem	Schrägseilsystem
1		
2		
3		

Wie aus dem prinzipiellen Schnittkraftverlauf zu ersehen ist (Tabelle 11-3, Schrägseilsystem), ist die in Längsrichtung wirkende Normalkraft, die durch die Horizontalkomponente der Schrägkabel hervorgerufen wird, die für die Beanspruchung meist dominierende Schnittkraft im Streckträger [11]. Bei einer globalen Traganalyse einer Schrägkabelbrücke gelangt man zu der Feststellung, dass der gesamte Streckträger in Analogie zum elastisch gebetteten Balken betrachtet werden kann. Dadurch ergeben sich folgende dominierende Schnittgrößen:

1. Streckträger: große Normalkräfte; kleine, zwischen den Seilaufhängungen kontinuierlich verlaufende Biegemomente
2. Platte: meist durch die Normalkräfte im Streckträger im gesamten Bereich unter Druckspannungen
3. Seile: Zug
4. Pylon: große Normalkräfte (gesamtes Eigengewicht + Verkehrslast), möglichst geringe Momente aus exzentrischem Verkehr etc.

Eine wirtschaftliche Lösung ergibt sich immer, wenn man die spezifischen Eigenschaften von Beton und Stahl konsequent nutzt. Man sollte daher Tragglieder, die hauptsächlich unter Druckspannungen stehen, aus dem verhältnismäßig billigen Stahlbeton herstellen, und Tragglieder, die stark durch Zugspannungen beansprucht werden, aus Stahlprofilen. Wenn man diese Kriterien unter dem Aspekt der Gesamtoptimierung des Bauwerks zusammenfasst, gelangt man zu dem Konzept, den Streckträger möglichst leicht zu bauen, um geringe Kabelquerschnitte zu bekommen. Dies hat weiter zur Folge, dass sich die Massen nicht nur beim Streckträger und bei den Kabeln reduzieren, sonder auch bei den Pylonen und der Gründung. Allerdings ist noch darauf hinzuweisen, dass Kabel sowohl auf statische Zugbeanspruchung als auch auf Ermüdungsbeanspruchung bemessen werden müssen. Wird der Streckträger sehr leicht, z.B. bei einer reinen Stahlversion, kann das Eigengewicht bis auf die Größenordnung der Verkehrslast sinken [24]. Bei diesen im Vergleich zur statischen Beanspruchung hohen Spannungsschwingweiten kann die statische Zugfestigkeit des Kabels nicht ausgenutzt werden. Daher ist die reine Stahlversion mit ihrer aufwendigen orthotropen Platte trotz ihres geringen Gesamtgewichtes nur bei sehr großen Stützweiten oder bei extrem hohen Schlankheiten ökonomisch. Stattdessen verwendet man bei kleineren und mittleren Stützweiten leichte und kostengünstige Streckträger aus Stahlbeton oder Verbundkonstruktion. Ökonomische Lösungen erhält man für diese Stützweiten, wenn man folgende Tragglieder auswählt:

- Stahlbeton- oder Stahlhauptträger
- Stahlbetonplatte statt orthotroper Stahlplatte
- Stahl- bzw. Spannbetonquerträger
- Stahlbetonpylon mit Vorspannung im Verankerungsbereich

11.1.2 Konstruktionselemente

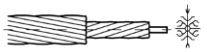
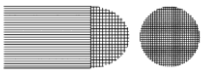
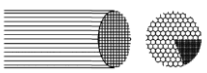
11.1.2.1 Schrägkabel

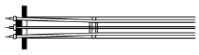
Die Schrägkabel sind die markanten Tragelemente der Schrägkabelbrücke. Sie tragen wesentlich zur Systemsteifigkeit und Systemdämpfung bei. Heute verwendet man meist fabrikmäßig vorgefertigte Kabel, die aus dem Seil und den Verankerungsköpfen bestehen und mit einem endgültigen oder temporären Korrosionsschutz versehen sind. Die Geschlagenen Seile sowie die Paralleldrahtseile bestehen im Regelfall aus Einzeldrähten mit 5-7 mm Durchmesser [21]. Diese Stahldrähte haben einen höheren Kohlenstoffanteil als Baustahl und dementsprechend eine höhere Festigkeit, die durch eine Kaltverformung (Drahtziehen) noch wesentlich erhöht wird. Die höhere Festigkeit wird jedoch erkauft durch eine wesentlich geringere Duktilität, die sich aus der Bruchdehnung ablesen lässt. Für Schrägkabelbrücken verwendet man meist folgende Seilarten:

1. Parallelseile mit Litzen oder Drähten [1]
2. Vollverschlossene Seile [14]
3. Spannstabstahlbündel oder Einzelstäbe [8], [30]

Das Kabel besteht aus der Verankerung, dem Seil und dem Korrosionsschutz; neben der statischen Festigkeit muss es vor allem eine ausreichende (dynamische) Ermüdungsfestigkeit haben, denn die Kabelkräfte weisen oft eine große Schwingweite zwischen Ober- und Unterspannung auf. In Tabelle 11-4 sind einige Charakteristiken der Kabel zusammengestellt [3], [4], [23].

Tabelle 11-4: Seilarten für Schrägkabelbrücken

Kabelart		Skizze	Richtgrössen Max - ∅ *) [mm]	Bruchlast **) [kN]	E-Modul [$\cdot 10^4$ N/mm^2]	Korrosionsschutz	Anwendung
Geschlagene Seile (Spiralseile)	Offene Spiralseile		110	9700	15	– Verzinken – Anstrich – HDPE eng-extrudiert	– Hilfsabspannung – Zugseile für die Montage
	Vollverschlossene Spiralseile		167	25500	16	– Mechanischer Schutz durch verzinkte Z-Drähte – Innere Drähte in Zinkstaub / Aluminiumpulver – Äussere Drähte mit Anstrich	– Haupttragseile
	Rundlitzenseile		50	1800	9 - 12	– Verzinken – Anstrich	– Hilfsseile für die Montage
Parallelseile	Paralleldrahtseile		160	25000	20	– Temporär: Drähte gefettet, gewachst – Permanent: HDPE-Hüllrohr ausgepresst mit plastischer Masse auf Wachsbasis	– Haupttragseile
	Parallellitzenseile		160	30000	19	– Permanent Litzen gefettet, gewachst in eng-extrudierter HDPE-Ummantelung lose in HDPE-Hüllrohr eingezogen	

Stabspannstahl	Einzel-stäbe		26-32		20	– Anstrich	– Haupttragseile
	Stabbündel aus Einzelstäben		250	15000		– In Hüllrohr aus PE oder Stahl mit Zement injiziert	

*) Größere Durchmesser möglich
**) Ungefähre Größenordnung

Die Vollverschlossenen Seile sind sehr aufwendig in der Herstellung. Dagegen werden die Paralleldrahtseile und Spannstäbe nur in sorgfältig gekämmten parallelen Lagen gebündelt und dann mit einer Litze in großer Ganghöhe umschnürt, was wesentlich geringere Herstellungskosten verursacht. Es ist nicht verständlich, dass bei Wettbewerben am Markt kaum eine preisliche Differenz zwischen den Seilarten festzustellen ist. Daher ist es erforderlich, beim Entwurf alle Optionen offen zu halten, um das günstigste Angebot im Hinblick auf die Gesamtoptimierung der Konstruktion auszuwählen.

Die günstigen, die Ermüdungsfestigkeit steigernden Einflüsse bei Parallelseilen kommen bei Beton-Schrägkabelbrücken nicht voll zur Wirkung. Damit sind auch Vollverschlossene Seile trotz des geringeren E-Moduls eine gute Lösung.

Die Steifigkeit der Schrägkabelbrücken hängt größtenteils von der Steifigkeit EA der Schrägkabel ab. Diese Steifigkeit wird jedoch nicht nur durch den E-Modul, der von der Seilart abhängt, beeinflusst, sondern auch durch den Durchhang f der Seile [6], der unabhängig von der Seilart ist (Bild 11-2).

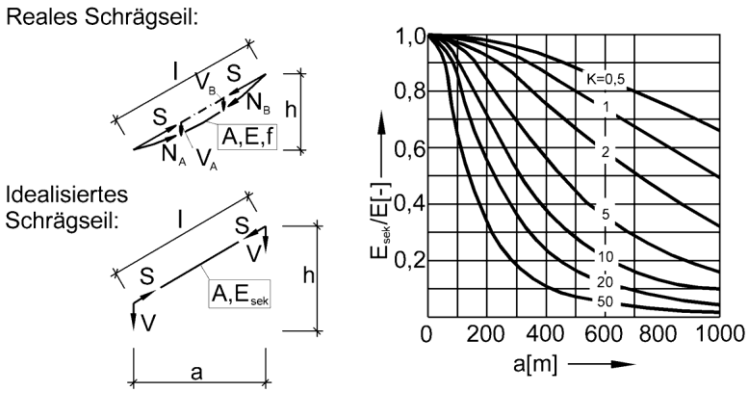


Bild 11-2: Steifigkeitsänderung des Seils in Abhängigkeit vom Durchhang

Um in der Statik [11] mit einem idealisierten geraden Seil ohne Durchhang arbeiten zu können, muss der Sekantenmodul errechnet werden, der den Durchhang berücksichtigt.

Die elastische Beziehung lautet:

$$\frac{E_{sek}}{E} = \frac{1}{1 + K \cdot a^2 \cdot 10^{-6}} \qquad \text{(Gl. 5.5-1)}$$

$$K = \frac{\gamma_s^2 \cdot (\sigma_u + \sigma_o) \cdot E \cdot 10^6}{24 \cdot \sigma_o^2 \cdot \sigma_u^2} \qquad \text{(Gl. 5.5-2)}$$

Die folgenden durchschnittlichen Kabelabstände haben sich als sinnvoll erwiesen (Tabelle 11-5):

Tabelle 11-5: Kabelabstände in Abhängigkeit von der Streckträgerkonstruktion

Streckträger	Kabelabstand
Stahlbeton	5 – 10 m
Verbundkonstruktion	10 – 15 m
Stahl	15 – 25 m

Die Schwankungsbreite des Kabelabstandes hängt von der Fahrbahnbreite und Verkehrslast ab. Den Abstand ermittelt man aus der maximalen Seilkraft für fabrikmäßig noch herstellbare Seilgrößen.

Das Einzelseil ist durch die geringe Biegesteifigkeit, den kleinen Querschnitt und die hohe Spannung schwingungsempfindlich wie eine Saite. Diese Schwingungen werden manchmal durch Ablösung der v. Kármánschen Windwirbel, meist aber durch so genannte Regen-Wind-induzierte Schwingungen angeregt.

Als Lösung von [28]:

$$m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = S \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \qquad \text{(Gl. 5.5-3)}$$

ergeben sich die Eigenfrequenzen eines geraden Seils:

$$f_k = \frac{k}{2 \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{S}{\mu}} \qquad k = 1,2,3,... \qquad \text{(Gl. 5.5-4)}$$

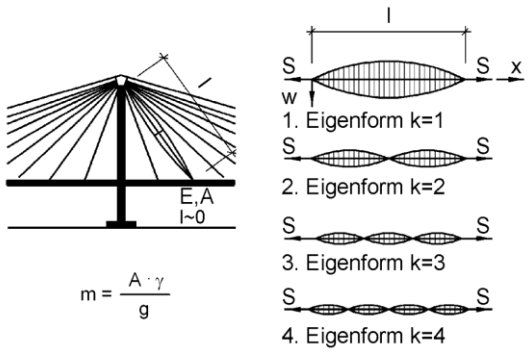


Bild 11-3: Eigenschwingungen des Einzelseils

Das ungedämpfte Seil kann dabei bedenklich große Amplituden (Resonanzbereich!) erreichen. Um diese klein zu halten, muss man bei v. Kármán-Schwingungen für eine ausreichende Dämpfung und bei Regen-Wind-induzierten Schwingungen für eine raue Oberfläche und für das Abstreifen des Wasserstrahles sorgen.

Die Gleichung für das gedämpfte Seil lautet [28]:

$$m\frac{d^2w}{dt^2} = S\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - p + \beta\frac{\partial w}{\partial t} \qquad \text{(Gl. 5.5-5)}$$

S = Seilkraft

p = Erregerkraft Wind pro Längeneinheit

m = Seilmasse pro Längeneinheit

β = Geschwindigkeitsproportionale Dämpfung

Die Dämpfung kann erfolgen durch:

1. Injizieren der PE-Hüllrohre mit Zementmörtel,
2. Anbringen von Neoprene-Ringen am Ende der Stahlankerrohre (diese verhindern auch Biegespannungen im Kabel am Ankerkopf),
3. Einbau von Stoßdämpfern im Kabelverankerungsbereich des Streckträgers,
4. Anbringen von negativ geneigten Stabilisierungsseilen.

11.1.2.2 Streckträger

Die Aufgabe des Streckträgers besteht darin:

1. die lokalen Lasten zu den Verankerungen der Kabel zu übertragen,
2. dem Gesamtsystem bei der globalen Lastverteilung die nötige Steifigkeit zu geben,
3. konzentrierte Lasten auf Nachbarkabel zu verteilen.

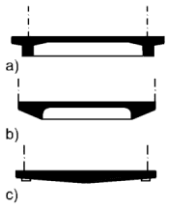
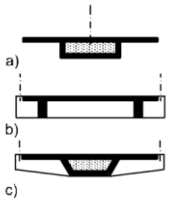
Die betrachteten Schrägkabelsysteme sind in sich verankerte Systeme, bei denen die Horizontalkomponenten der Kabelkräfte in den Streckträger eingeleitet werden und nicht auf die Widerlager einwirken. Das führt dazu, dass die Horizontalkomponenten der Kabel den von ihnen eingeschlossenen Bereich unter Druckspannung setzen [11]. Somit erhält der Streckträger durch die Kabel Drucknormalkräfte. Nur ein kleiner Bereich in der Mitte zwischen den ersten beiden Kabeln der Kabelebenen ist nicht unter Vorspannung. Dieser Bereich wird bei Balken aus Beton durch Längsspannglieder vorgespannt, die meist bis in die nächsten zwei Kabelfelder gezogen werden.

Die Normalkräfte im Streckträger sind für die Dimensionierung von entscheidender Bedeutung, da die Biegemomente aus Eigengewicht relativ klein und die Biegemo-

mente aus Verkehr nur etwas größer sind. Die große Normalkraft wirkt für Beton sehr günstig, da die Zugspannungen überdrückt werden. Dies lässt relativ einfache und leichte Querschnitte zu, da alle Lasten von den Kabeln als elastische Auflager abgetragen werden.

Die Aufhängung des Streckträgers sollte so erfolgen, dass die Lasten direkt aus den Hauptträgern des Streckträgers ohne zusätzliche Umlenkung über die Querträger in die Kabel eingeleitet werden können (Tabelle 11-6). Bei Streckträgern, die als Trägerrost- und Hauptträger-Plattensystem ausgebildet sind, werden die Kabel in zwei Ebenen angeordnet und direkt in den Hauptträgern des Streckträgers verankert. Bei Kastenquerschnitten müssen im Regelfall zusätzliche Querträger angeordnet werden, um die Lasten in die Kabelebene(n) einzuleiten (Tabelle 11-6).

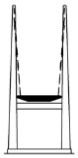
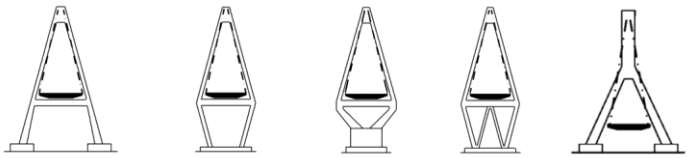
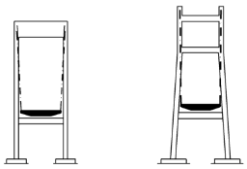
Tabelle 11-6: Querschnitte für die Aufhängung der Hauptträger

	Direkt	Indirekt
Aufhängung		
Beurteilung	Vorteile: Direkter Kraftverlauf Kontinuierlicher Bauablauf	Nachteile: Kräfteumlenkungen Zusätzliche Zwängung Schwere Querträger

11.1.2.3 Pylone

Die Pylone sind Tragelemente mit überwiegender Normalkraftbeanspruchung [11] aus den Kabeln. Biegemomente werden vorwiegend durch Bremskräfte, Temperatur, Wind und Erdbeben hervorgerufen. Für die Verankerung der Multikabelsysteme mit den beiden Kabelebenen bieten die Pylontypen der Tabelle 11-7 eine mögliche Lösung. Freikragende Pylontürme bilden in Querrichtung keinen Rahmen und sind deshalb verformungsweicher und daher anfällig für Torsionsschwingungen (Tabelle 11-8).

Tabelle 11-7: Pylontypen für zwei Kabelebenen

	Bezeichnung	Pylonformen
1.	Freitragende Pylontürme	
2.	A-Pylone	 *) A–Pylon mit Verankerungsstiel
3.	H-Pylone bzw. Portalpylone	

Die Gestalt der A-Pylone ergibt sich aus der Optimierung der Kosten des Gesamtbauwerks. Der A-Pylon verleiht dem System hohe Torsionssteifigkeit; dadurch ist ein leichter, offener Streckträger möglich (Tabelle 11-8). Die statische Form eines „Zweischlags“ erzeugt nur geringe Biegung aufgrund des Eigengewichts und während des Bauzustandes. Die Pylonspitze verformt sich beim reinen A-Pylon, außer beim A-Pylon mit aufgesetztem Verankerungsstiel, seitlich nicht. Dadurch entstehen aufgrund der hohen Kabelkräfte, im Gegensatz zu den Portal- bzw. H-Pylonen, keine zusätzlichen Biegemomente. A-Pylone sind nur dann angezeigt, wenn das Höhen-Breiten-Verhältnis im Bereich von $0{,}3 \leq b/h \leq 0{,}7$ bleibt.

Je größer das Verhältnis b/h wird, umso stärker wird die Spreizung und die dazu gehörige Horizontalschubkraft im Fundament. Zudem ist eine zu stark geneigte Pylonsäule aus Beton schwierig herstellbar. Nicht nur die damit verbundene Kostensteigerung, sondern auch das ästhetische Aussehen verlangt eine Modifizierung der Form.
Will man die positiven Einflüsse der A-Pylone auf die Torsionssteifigkeit und die damit verbundene aerodynamische Stabilität beibehalten, so führt man einen Querbalken (Zug) unterhalb der Fahrbahn ein und neigt die Pylonbeine nach innen. Dieses System ist jedoch relativ verformungsweich in der Querrichtung. Man kann die seitliche Verformung des Systems dadurch verkleinern, dass man die nach innen gestellten Beine kurz hält (Tabelle 11-7). Wird aufgrund der Maßverhältnisse der modifizierte A-Pylon zu weich, bildet man ein steifes Fachwerk unterhalb der Fahrbahn aus, welches nur Normalkräfte erhält und somit vernachlässigbare Knotenverschiebungen aufweist. Diese Fachwerkaussteifung erhöht die Quersteifigkeit sehr, die besonders bei Erdbe-

beneinwirkung erforderlich ist. Die Herstellung dieser Pylonform ist in Beton jedoch sehr aufwendig.

Bei H-Pylonen muss die unterschiedliche Horizontalkraft aus den beiden Kabelebenen infolge einseitiger Verkehrslast durch die Biegesteifigkeit der Querriegel am Pylonkopf und die Torsionsfestigkeit der Pylonbeine aufgenommen werden.

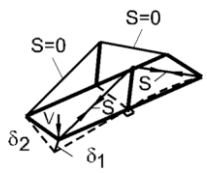
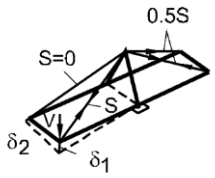
Da die Verankerung der Kabel am Pylonkopf des A-Pylons durch die räumliche Neigung der Seile sehr kompliziert ist, geht man heute wieder stärker zu den nicht ganz so optimalen H-Pylonen bzw. Portal-Pylonen über. Die H- bzw. Portal-Pylontypen haben bei der Herstellung und Montage folgende Vorteile:

1. Die Verankerungen an den Pylonen und am Streckträger werden einfacher, weil die Seile nur noch in einer Ebene geneigt sind.
2. Die Kabelebenen sind auf die beiden Pylonstiele verteilt, somit ergeben sich keine Platzprobleme für die Spannpresse.
3. Die Herstellung vereinfacht sich.

Als Nachteile kann man anführen, dass:

1. zwei Kabelmontageeinrichtungen in den Pylonstielen notwendig sind,
2. mehr Massen erforderlich sind,
3. der H-Pylon in Querrichtung ein Rahmen ist, der, weil weicher als ein reiner A-Pylon, mehr Biegesteifigkeit verlangt.

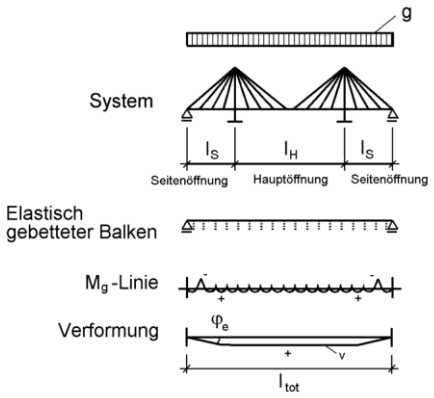
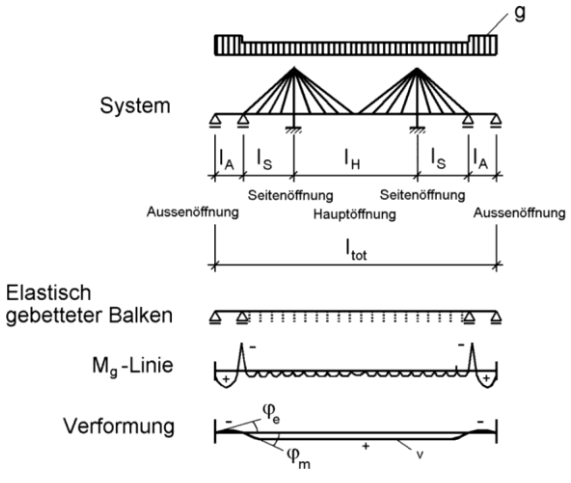
Tabelle 11-8: Einfluss der Pylone auf das Verformungsverhalten des Streckträgers

	Freikragender Pylon	A-Pylon
System		
Verformung	$\delta_1 = 2\frac{S \cdot 1}{EA} \cdot l = 2\frac{S}{EA} \cdot l$ $\delta_2 = 0$	$\delta_1 = \frac{l}{EA}\left(S + 2\frac{S}{4}\right) = 1{,}5\frac{S}{EA} \cdot l$ $\delta_2 = \frac{l}{EA}\left(\frac{S}{2}\right) = 0{,}5\frac{S}{EA} \cdot l$

11.1.3 Lagerbedingungen

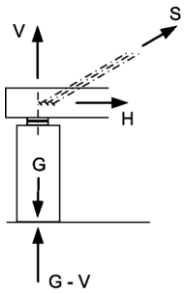
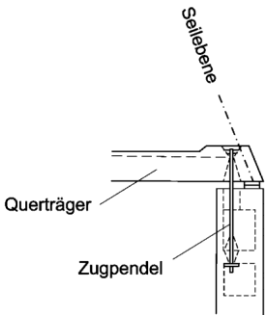
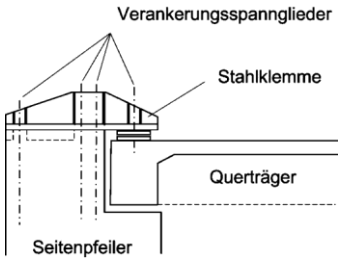
Die Lagerung des Gesamtsystems – bestehend aus den Hauptkonstruktionselementen Streckträger, Kabel und Pylon - in Längsrichtung hat ganz entscheidenden Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung [11]. Das Ziel ist, eine gleichmäßige Querkraft- und Momentenverteilung infolge Eigengewicht zu erhalten, möglichst ohne lokale Sprünge. Durch diese gleichmäßige Beanspruchung kann man den Streckträger über die gesamte Brückenlänge in geringer, konstanter Bauhöhe ausführen. Diese gleichmäßigen, relativ kleinen Schnittgrößen erhält man nur bei einem völlig elastisch gebetteten Balken, der nur am Rand feste Lager hat. Jede zusätzliche Zwängung infolge eines festen Lagers ruft in einem lokalen Bereich wesentlich höhere Schnittgrößen hervor. Die Vor- und Nachteile zweier möglicher Grundsysteme können aus Tabelle 11-9 entnommen werden.

Tabelle 11-9: Auswirkung der Lagerung auf die Zustandsgröße

1. System mit Seiten- und Hauptöffnung	Beurteilung
	Vorteile: Momente und Querkräfte bleiben klein und gleichmäßig verteilt über die gesamte Brückenlänge. Damit ist ein Streckträger mit geringer, konstanter Höhe möglich. Nachteile: Abhebende Kräfte durch Verkehrslast und evtl. Eigengewicht entstehen am festen bzw. beweglichen Lager durch die Rückhängekabel. Relativ großer Endtangentenwinkel φ_E verschlechtert das fahrdynamische Verhalten.
2. System mit Außen-, Seiten- und Hauptöffnung	Beurteilung
	Vorteile: Die Außenfelder erzwingen einen kleinen Endtangentenwinkel φ_E sowie kleinere Verformungen v in der Hauptöffnung (Eisenbahnverkehr). Nachteile: Diese positiven Aspekte werden durch relativ große Schnittgrößen am Übergang von der Außen- zur Seitenöffnung erkauft. Damit ist ein größerer Querschnitt der Hauptträger in den Außenfeldern und am Übergang ins Seitenfeld erforderlich. Dies erschwert und verteuert die Bauausführung.

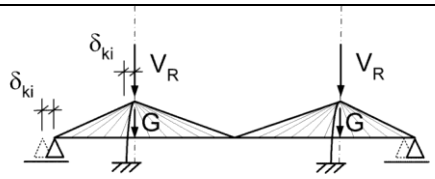
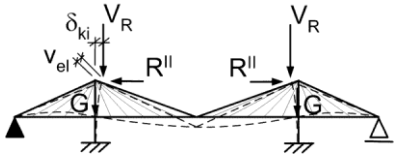
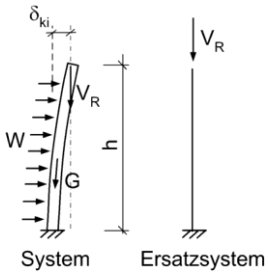
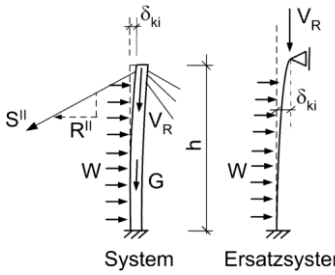
Der Überbau muss in der Regel wegen der großen Rückhaltekräfte der letzten Kabel am Seitenfeldpfeiler verankert werden (Tabelle 11-10). Bei Systemen mit Außenfeld kann man diese abhebenden Kräfte durch das Gewicht (Auflagerreaktion) des Außenfeldes reduzieren (Tabelle 11-9, System 2). Eine weitere Möglichkeit, den Endtangentenwinkel zu verkleinern, besteht darin, das System über die Seitenpfeiler als Kragarm zu verlängern und die Vorlandbrücke dort gelenkig aufzulagern.

Tabelle 11-10: Rückverankerungsmöglichkeiten

Statisches System	Lösung Zugpendel	Lösung Stahlklemme
		

Die Lagerung des Längssystems hat ganz entscheidenden Einfluss auf das Verhalten der Pylone [11]. Die Längssysteme können freibeweglich an den Seitenlagern geführt oder an einem oder allen Endpfeilern fest gelagert werden (Tabelle 11-11). Der Streckträger und der Pylonkopf des Systems 1 (Tabelle 11-11) können sich um den gleichen Betrag verschieben, ohne dass es zu Rückstellwirkungen im Pylonkopf kommt. Dadurch bleibt die vertikale Last auch als Vertikallast im Pylon vertikal. Die daraus resultierende große Knicklänge erfordert eine beachtliche Biegesteifigkeit der Pylone in Längsrichtung der Brücke. Beim System 2 (Tabelle 11-11) wird das Ausweichen des Pylonkopfes auf das elastische Maß des Systems beschränkt. Durch das feste Lager am Endpfeiler werden beim Ausweichen des Pylonkopfes Rückstellkräfte aktiviert. Diese bilden mit der Vertikalkraft am Pylonkopf die Resultierende, die durch die Einspannstelle am Fußpunkt geht. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt nach Theorie II. Ordnung [11].

Tabelle 11-11: Auswirkung der Längssystemlagerung auf die Pylone

Lagerung der Pfeiler	Frei beweglich	Fest
Nr.	1	2
System		
Verformung	 V_R = Vertikalresultierende der Seilkräfte G = Gewichtskräfte δ_{ki} = Verschiebung der Pylone nach Theorie II. Ordnung	 V_R = Vertikalresultierende der Seilkräfte S^{II} = Seilkräfte R^{II} = Rückstellkräfte der Seile V_{el} = elastische Längenänderung der Seile nach Theorie II: Ordnung G = Gewichtskräfte δ_{ki} = Verschiebung der Pylone nach Theorie II. Ordnung
Theorie II. Ordnung		
Knicklänge	$s_k \cong 2h$	$s_k \cong 0{,}7h$
Vorteile	Temperatur- und K+S- Verformungen symmetrisch Fahrbahnübergänge gleich	Längskräfte ins feste Lager ohne Biegung Günstige Wirkung auf Knicken
Nachteile	Längskräfte über Pylonenbiegung	

Zur Ableitung der Windkräfte, die auf die Kabel und den Streckträger wirken, muss das System an den Endpfeilern bzw. an den Pfeilern und Pylonen seitlich gelagert werden. Zumindest die seitliche Lagerung des Streckträgers an den Pylonbeinen sollte dabei als Gleitlager ausgebildet werden, welche durch Federn vorgespannt werden können, um eine ausreichende und sichere seitliche Unterstützung zu gewährleisten.

11.1.4 Aerodynamisches Verhalten

Große Brückensysteme werden durch dynamisch wirkende Kräfte in Schwingung versetzt [15], verursacht durch Auftriebs- und Drehmomentenkräfte des Windes, welche auf den Streckträger einwirken und zu so genannten Flatterschwingungen sowie v. Kármánschen Windwirbeln führen. Die Wirkung dieser Kräfte kann man reduzieren durch

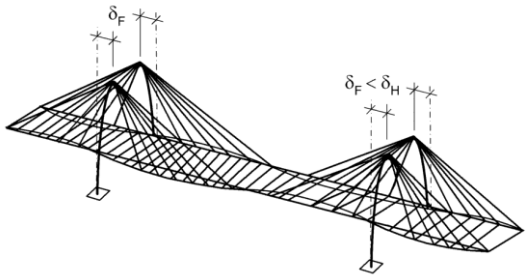
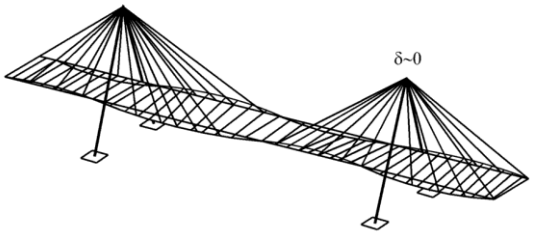
1. aerodynamische Gestaltung des Streckträgerquerschnitts (Reduzierung der Ursachen) [7]],
2. Erhöhung der Biege- und Torsionssteifigkeit des Streckträgers [25],
3. Erhöhung der Systemdämpfung der Gesamtbrücke [10].

Durch diese Maßnahmen, getrennt oder gekoppelt, verringert man die Auswirkungen. Im ersten Fall werden die winderzeugten Kräfte niedrig gehalten. Im zweiten Fall wird der Streckträger so steif gemacht, dass es bei den in der Natur auftretenden Windgeschwindigkeiten zu keinen sich aufschaukelnden Schwingungen kommt. Bei der dritten Maßnahme ist die Systemdämpfung so groß, dass die dem System zugeführte Windenergie dissipiert wird und die Auswirkungen klein bleiben.

Der Streckträgerquerschnitt wird entscheidend aus dem aerodynamischen Verhalten des Gesamtsystems geprägt. Um die Vorteile der engen Kabelaufhängung in zwei Kabelebenen voll zu nutzen, ist das aerodynamische Verhalten des Gesamtsystems zu untersuchen. Durch eine windschnittige aerodynamische Gestaltung des Streckträgers mit Windnase zur Zerteilung der Windströmung lassen sich die Windwiderstände auf $c_t = 0{,}4$ herabsetzen [36]. Je windschnittiger der Streckträger ist, umso geringer werden diese Windwiderstandsbeiwerte, besonders in dem Bereich mit kleinem Anblaswinkel. Kleine Anblaswinkel stellen sich bei laminaren Windströmungen, wie sie bei hohen Brücken vorherrschen, ein [19]. Diese Windströmungen werden durch mittlere Windgeschwindigkeiten, die sehr energiereich sind, hervorgerufen. Hat das System nicht genug innere Dämpfung, können gefährliche Resonanzschwingungen auftreten, die durch windschnittige, geschlossene bzw. teilweise geschlossene Streckträgerquerschnitte mit Windnase verringert werden können. Große Brücken, die starken, aber nur kurzzeitig wirkenden Böen ausgesetzt sind, geraten nicht in gefährliche Resonanzschwingungen, da die zugeführte Energie meist nicht ausreicht.

Nach dem Einsturz der Tacoma-Hängebrücke (USA) bildete man die Streckträger sehr steif aus. Dies setzte sich in der Folge auch bei den Schrägkabelbrücken fort, indem man den Streckträger als Hohlkasten oder Fachwerkröhre mit großer Torsionssteifigkeit konzipierte, was jedoch bei Schrägkabelbrücken nicht nötig ist, da diese, bei zwei Kabelebenen mit enger Aufhängung, eine größere Systemtorsionssteifigkeit haben.

Tabelle 11-12: Systemverhalten bei antimetrischen Torsionsschwingungen

Schrägseilbrücke mit freikragendem Pylon	Schrägseilbrücke mit A-Pylon
	

Die enge Schrägkabelaufhängung mit zwei Kabelebenen verhindert das Aufbauen einer einfachen Schwingungsform. Der erste Grund liegt darin, dass jedes Schrägkabel eine andere Eigenfrequenz aufweist und jede kleine Amplitude einer einfachen Schwingungsform durch Interferenz von Schwingungen anderer Frequenzen gestört wird. Diese Systeme haben eine hohe Systemdämpfung und sind somit schwingungsunanfällig [11]. Die Systemdämpfung ist viel wirksamer als die reine Materialdämpfung, welche das Schwingungsverhalten von Balkenbrücken beeinflusst.

Der zweite Grund liegt in der Nichtlinearität des Dehnungsverhaltens der langen Schrägkabel [20]. Der abgebogene Resonanzschlauch zeigt, dass keine unendlich großen Amplituden auftreten können (Vorsicht bei kurzen Seilen). Wie aus dem Vergleich in Tabelle 11-12 hervorgeht [17], weisen Schrägkabelbrücken mit zwei außen liegenden Kabelebenen eine große Torsionssteifigkeit gegen die gefährlichen Torsionsschwingungen auf. Dies kann man noch erhöhen, wenn man die beiden Kabelebenen in Querrichtung zueinander neigt und in einem A-Pylon vereinigt. Die gegenseitige Verschiebung der freikragenden Pylonköpfe wird beim A-Pylon, im Gegensatz zu den H-Pylonen, verhindert. A-Pylone sind dadurch prädestiniert für große Spannweiten oder große Verkehrslasten, die nur kleine Krümmungen im Streckträger zulassen. Stahlbeton- bzw. Verbundstreckträger bei Schrägkabelbrücken mit zwei Kabelebenen (systemimmanente Dämpfung) und enger Kabelaufhängung können daher, aufgrund ihrer hohen System-Steifigkeit, in der Regel als offene U-Querschnitte ohne windschnittige Form ausgebildet werden. Dadurch kann man meist auf teure aerodynamisch geschlossene Querschnitte verzichten.

11.1.5 Konstruktive Gestaltung der Konstruktionselemente

11.1.5.1 Streckträger

Ob der Streckträger als Stahl-, Verbund- oder Betonbalken hergestellt wird, hängt von der Stützweite und den Anlageverhältnissen ab. Durch die enge Kabelaufhängung und

die daraus resultierenden relativ kleinen Biegemomente und sehr großen Normalkräfte bietet sich als Baustoff Beton an [11], [13]. Stahlstreckträger sind wesentlich leichter und daher für sehr große Stützweiten, Verbundstreckträger für mittlere und große Stützweiten, Stahlbetonstreckträger als U-Querschnitt für mittlere Stützweiten und als Platte für kleine Stützweiten geeignet (Tabelle 11-13). Auch Kombinationen von biegesteif gekoppelten Hauptträgern aus verschiedenen Baustoffen wurden mehrmals ausgeführt. Insbesondere dann, wenn die Seitenöffnungen gegenüber der Hauptöffnung klein sind, ist es vorteilhaft, die Längsträger der Seitenöffnungen aus Beton und diejenigen der Hauptöffnung als Verbund- oder Stahlbalken zu fertigen.

Tabelle 11-13: Entwicklung der Spannweitenbereiche bei zwei Kabelebenen

	Streckträgerkonstruktionen	Hauptspannweiten
1.	Stahlbetonquerschnitt	
	Platte	100 m
	U-Querschnitt	250 – 300 m
2.	Verbundkonstruktionen	
	U-Querschnitt	300 – 500 m
3.	Stahlkonstruktionen mit orthotroper Platte	≥ 500 m

Den Vorteilen der Stahlbauweise – Leichtigkeit, rasche Bergemöglichkleit im Katastrophenfall und dass auch bei breiten Brücken meist zwei Hauptträger ausreichen - stehen die Nachteile gegenüber, dass orthotrope Stahlfahrbahnen komplizierter und teurer sind als Stahlbeton- oder Spannbetonplatten. Die statische Beanspruchbarkeit der Kabel kann zudem bei der Stahlbauweise manchmal nicht ausgenutzt werden, da die Ermüdungsfestigkeit das maßgebende Bemessungskriterium wird. Die Verkehrslast kommt bei leichten Streckträgern nahe an das Eigengewicht. Es ist technisch möglich, Schrägkabelbrücken mit Stahlstreckträgern als Kastenquerschnitte mit einer Seilebene auszubilden. Durch die eine Kabelebene werden jedoch nicht alle günstigen, systemimmanenten Steifigkeiten einer Schrägkabelbrücke mit zwei Kabelebenen mobilisiert.

Die Entwicklung der Streckträgerquerschnitte geht bei Beton- bzw. Verbundstreckträgern von den geschlossenen bzw. halbgeschlossenen Querschnitten zu den offenen, einfachen Querschnitten über, die als Trägerrost mit Haupt- und Querträgern sowie Fahrbahnplatte oder als Hauptträger-Plattensystem ohne Querträger ausgebildet werden. Dies ist eine konsequente Folgerung aus den Überlegungen zur Systemsteifigkeit bzw. Systemdämpfung, die sich aus einem System mit zwei Kabelebenen und dem entsprechenden aerodynamischen Verhalten ergibt. Bei Beton- bzw. Verbundstreckträgern ist die Spannungsschwingweite relativ klein, so dass die Seile in der Regel höher ausgenutzt werden können.

Streckträger aus Beton

Den Streckträger kann man aus Fertigteilelementen oder monolithisch aus Ortbeton herstellen. In der Anfangsphase der Entwicklung benutzte man Fertigteilsegmente nicht nur aus produktionstechnischen Erfordernissen, sondern auch, um die Kriech- und Schwindverkürzungen, die Veränderungen in den Seilkräften hervorrufen würden, klein zu halten.

Der Bauvorgang für die Herstellung des Streckträgers dauert oft bis zu einem Jahr. In dieser Zeit wächst die Spannung im Streckträger langsam und kontinuierlich, weshalb am Ende der Bauzeit das Schwinden und Kriechen schon sehr stark abgeklungen ist. Zudem enthält der Streckträger in Längsrichtung große Mengen an Schlaffstahl, was die Schwind- und Kriechverkürzung zusätzlich vermindert. Nach der Fertigstellung des Streckträgers können die Kabel nochmals auf die Seilkräfte eines Durchlaufträgers unter Eigengewicht eingestellt werden. Aus materialtechnischen und konstruktiven Gründen besteht daher keine zwingende Veranlassung, die Konstruktion aus Fertigteilen herzustellen, wenn dies nicht vom Bauablauf günstiger ist, da die monolithische Ortbetonlösung die in Tabelle 11-14 dargestellten wirtschaftlichen Vorteile hat. Durch die Herstellung des Streckträgers aus Fertigteilen lässt sich jedoch die Bauzeit wesentlich verkürzen, da die Fertigteile bereits während der Pylonherstellung gefertigt werden können. Durch die Vorfabrikation lässt sich auch in Schlechtwetterphasen eine gleichmäßig hohe Betonqualität sicherstellen.

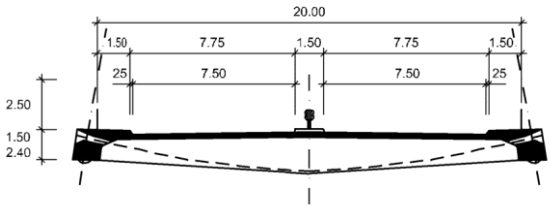
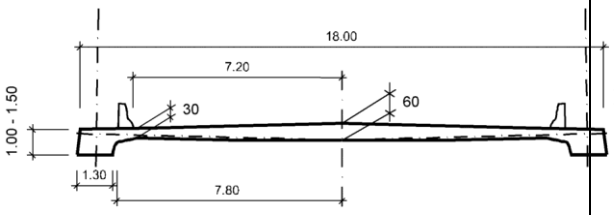
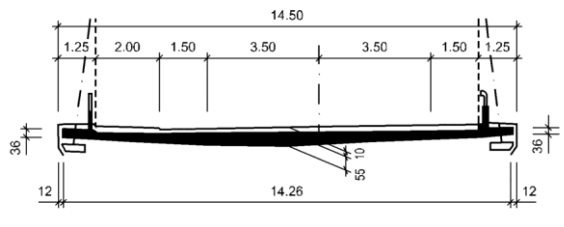
Tabelle 11-14: Gegenüberstellung von Fertigteil- und Ortbetonstreckträger

	Fertigteillösung	Ortbetonlösung
Vorteile	– Herstellung unter optimalen Umweltbedingungen, ohne Wetterbeeinflussung – Verkürzung der Bauzeit: a) Durch kontinuierliche Vorproduktion während der Gründungs- und Pylonherstellung b) Schnelle Montage z. B. durch Lift-Slab-Verfahren	– Monolithische Konstruktion ohne zusätzliche Montagespannglieder – Kein besonderer Lagerplatz für Fertigteile erforderlich
Nachteile	– Zusätzliche Längsspannglieder sind zur Montage erforderlich, um aus dem Vielgelenksystem, bestehend aus Fertigteilsegmenten und Kabeln, ein kontinuierliches System zu machen, bzw. um genügend Druck für den Epox-Kleber an den Fugen zu bekommen.	– Fertigung nur während befriedigenden klimatischen Bedingungen – Qualität des Betons möglicherweise nicht so konstant wie bei Fertigteilen, aber ausreichend (Auslandsbaustellen)

Für den offenen Querschnitt des Streckträgers hat man drei Möglichkeiten (Tabelle 11-15):

1. das Trägerrostsystem
2. das Hauptträger-Plattensystem
3. das reine Plattensystem

Tabelle 11-15: Beton-Streckträgersysteme

Bauwerk	Literaturhinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung [m]	Kabelabstand [m]	Querträger Abstand [m]	Querträger Höhe [m]	Betonplattendicke [m]
1. Trägerrostsystem								
Xiang Jia Tang Bridge (China)	B+B - Entwurf	1985		230	7,50	2,50	1,75	0,23
2. Hauptträger – Plattensystem								
New Ohio River Bridge (USA)	Parsons Brinkhoff Quade & Douglas (USA)	1985		286,7	6,00	–	–	0,3-0,6
3. Plattensystem								
Rheinbrücke Diepoldsau (CH)	Bänziger+Köppel, R. Walther (CH)	1984		97,00	6,00	–	–	0,35-0,55

Das Trägerrostsystem besteht aus zwei außen liegenden Hauptträgern und lastverteilenden Querträgern, die in äquidistanten Abständen angeordnet sind. Aus statischen Gründen wählt man den Streckträger in U-Form (aus Hauptträgern und Platte). Die of-

fene U-Form hat den Schwerpunkt nahe der Platte. Dadurch kann man neben dem Hauptträger auch die Platte im Bereich der mitwirkenden Breite zum Abtragen der großen Normalkräfte heranziehen. Den Abstand der Querträger wählt man so, dass eine Plattendicke von d = 0,25 – 0,35 m ausreicht. Die Platte spannt sich hauptsächlich einachsig in Längsrichtung, nur am Rand zum Hauptträger ist sie dreiachsig gelagert. Die Normalkräfte bewirken, dass die Platte eine Vorspannung erhält, welche die Biegezugspannungen überdrückt. Die Aufhängung der Seile an einen A-Pylon ergibt sogar eine leichte Vorspannung in Querrichtung der Platte.

Das Hauptträger-Plattensystem stellt eine weitere Vereinfachung für die Baumethode dar. Das System besteht aus zwei außen liegenden Hauptträgern und einem kontinuierlichen, quasi unendlich langen Plattenstreifen. Die Platte spannt sich einachsig zwischen den Hauptträgern. Entsprechend dem Biegemomentenverlauf nimmt die Dicke in Querrichtung, vom Rand zur Plattenmitte, linear zu. Die Platte wird in Querrichtung im Abstand von 0,80 – 1,00 m mit leichten Spanngliedern vorgespannt.

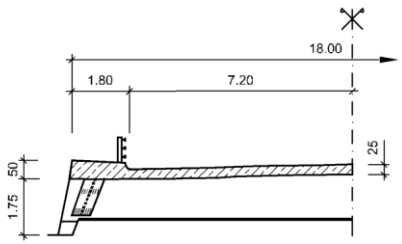
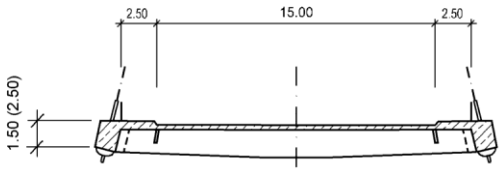
Die reine Plattenlösung ist bei nicht sehr breiten Brücken (zweispurig mit Fußwegen) sehr wirtschaftlich. Sie besitzt aufgrund ihrer Querschnittform ein ausgezeichnetes aerodynamisches Verhalten und ist einfach herstellbar. Die Platte ist an den Seilverankerungen elastisch punktgelagert.

Streckträger in Verbundkonstruktion

Für eine Verbundkonstruktion bieten sich zwei Varianten an (Tabelle 11-16):

1. Stahlhaupt- und Stahlquerträgerrost mit Betonplatte
2. Stahlbetonhauptträger und –platte mit Stahlquerträgern

Tabelle 11-16: Verbund-Streckträgersysteme

Bauwerk	Literaturhinweis	Jahr	Querschnitt des Streckträgers	Hauptöffnung [m]	Kabelabstand [m]	Querträger Abstand [m]	Querträger Höhe [m]	Betonplattendicke [m]
1. Stahlhaupt- und -querträger – Stahlbetonplatte								
New Ohio River Bridge (USA)	B+B – Entwurf	1985		286,5	14,33	3,59	1,25	0,25
2. Stahlbetonhauptträger – Stahlquerträger – Stahlbetonplatte								
Xian Jia Tang Bridge (China)	B+B – Entwurf	1985		230	7,50 oder (11,25)	3,75	1,25	0,25

Für die Trägerrostsysteme ist die U-Form, wie schon beschrieben, der statisch günstigste Querschnitt. Besonderer Beachtung bedarf bei der ersten Variante (Tabelle 11-16) das Kriechen, welches, wie auch das Schwinden, durch vorgefertigte Platten und durch einen kleinen Wasser-Zement-Faktor klein gehalten werden kann. Dies ist deshalb sehr wichtig, weil die Stahlbetonplatte hauptsächlich die großen Normalkräfte nicht nur zum Zeitpunkt t°=°0, sondern auch zum Zeitpunkt t°=°∞ abtragen soll. Kann die Platte noch ausreichend schwinden und kriechen, werden diese Kräfte auf den Stahlhauptträger umgelagert. Ein Parameter ist das Verhältnis der E-Moduln von Stahl und Beton nach Kriechen und Schwinden. Gegenüber einer Fertigteilplatte, bei der das Schwinden durch Lagerung weitgehend abgeschlossen ist übernimmt eine Ortbetonplatte langfristig infolge Kriechen und Schwinden nur die Hälfte der Normalkräfte, weshalb die Stahlhauptträger stärker dimensioniert werden müssen. Die Fertigteilplatten werden über den Querträgern durch gestoßene Bewehrung oder durch die PPCS-Methode [12], [29] miteinander und über Kopfbolzendübel mit den Haupt- und Querträgern verbunden.

Die zweite Variante (Tabelle 11-16) bietet eine weitere Möglichkeit, eine leichte und ökonomische Konstruktion zu erhalten. Die Hauptträger, die dominierend durch Nor-

malkräfte beansprucht werden, werden aus Stahlbeton hergestellt, die Querträger, die durch das Platteneigengewicht und den Verkehr auf Biegung beansprucht werden, aus Stahl. Die Fahrbahnplatte wird durch den hoch liegenden Schwerpunkt des Querschnitts überdrückt und daher aus Stahlbeton hergestellt. Bei den genannten Kabelabständen sind die Hauptträgerhöhen bei Straßenbrücken h°=°1.5 bis 2.5°m und bei Eisenbahnbrücken h°=°3,0 bis 5,0°m. Die Spannweitenbereiche können aus Tabelle 11-13 entnommen werden.

Streckträger aus Stahl

Bei Schrägkabelbrücken für Straßen- oder Bahnverkehr sind Streckträger aus Stahl vorwiegend bei größeren Öffnungen wirtschaftlich (Richtwerte: Straße ab 200-250 m, Bahn ab 100-150 m). Bei Brücken mit großen Hauptöffnungen und erheblich kleineren Seitenöffnungen ist für den Streckträger meist eine Kombination von Stahl (Hauptöffnungen) und Verbund oder Spannbeton (Seitenöffnungen) zweckmäßiger als die reine Stahllösung. Wegen der möglichen großen Schlankheiten h/l und den praktisch unerschöpflichen Gestaltungsmöglichkeiten werden Fußgängerbrücken gerne als Schrägkabelbrücken gebaut und erhalten stählerne Streckträger (vielfältige Möglichkeiten der Farbgebung!). Dabei sind auch gekrümmte Tragwerke möglich. Allgemein sind Streckträger so auszubilden, daß unter den maßgebenden Einwirkungen die Forderungen an die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdungsfestigkeit erfüllt werden. Für das Verhältnis von Stützweite zu Balkenhöhe gibt [27] als groben Anhaltswert 60 ... 120 und für das Stahlgewicht des Streckträgers (Straßenbrücke) den Wert 4,1 kN/m² an. Für Bahnbrücken gelten ca. 35 kN pro Gleis.

Die Schnittkräfte werden entscheidend von der Führung der Abspannungen in Längs- und Querrichtung beeinflußt, siehe Kapitel 11.1. Sind die Abspannungen in großen Abständen angeordnet, so treten an dem diskret elastisch gestützten Balken größere Biegemomente M und Querkräfte V auf und bedingen für den Streckträger Querschnitte mit hinreichend großen Widerstandsmoment W. Sind dagegen die Abspannungen in kleinen Abständen angeordnet, so bleiben M und V an dem quasi-kontinuierlich elastisch gebetteten Balken klein und es sind Streckträgerquerschnitte mit kleinem Widerstandsmoment möglich. In allen Fällen entstehen aus den Horizontalkomponenten der Kabelkräfte im Streckträger Druckkräfte, die bei positiven Momenten die Nullinie nach unten, bei negativen Momenten nach oben verschieben. Die Normalkräfte müssen beim Nachweis der Systemtragfähigkeit (Stabilität!) und der Querschnittstragfähigkeit berücksichtigt werden. Üblicherweise ist der Einfluß der Durchbiegungen auf die Biegemomente (Theorie II. Ordnung) nicht sehr groß und liegt im Bereich zwischen 3 und 15%. Wegen der Stabilisierung des Streckträgers durch die Seilgeometrie bei Durchbiegung siehe [37].

Durch die Vorgabe einer zweckmäßigen, das Momentenbild des Streckträgers vereinheitlichenden Vorspannung des statisch unbestimmten Systems läßt sich der Streckträ-

ger sparsam dimensionieren. Außer dem Endzustand ist beim Entwurf des Streckträgers die durch Herstellung in Freivorbau relativ einfach zu bewerkstelligende Montage zu berücksichtigen.

Konstruktion bzw. Form des Streckträgers hängt außer vom Längsabstand der Verankerungspunkte ursächlich von der Führung der Abspannung in Querrichtung ab. Liegt eine Mittelträgerbrücke vor (Brücke mit einer oder zwei eng nebeneinander liegende Kabelebenen in Querschnittsmitte), so müssen gegenüber der Kabelebene exzentrisch angreifende Lasten durch Torsionsmomente im Streckträger abgetragen werden. Hier ist die Ausführung als torsionssteifer Querschnitt unbedingt erforderlich. Mittelträgerbrücken kommen ausschließlich bei getrennten Verkehrsflächen, z.B. Autobahnquerschnitten, in Frage. Ebenso erhalten Fußgängerbrücken mit gekrümmtem Tragwerk und einer (oft an einer der beiden Brückenseite angeordneten) „Kabelfläche“ einen torsionssteifen Querschnitt.

Liegen hingegen zwei außen liegende Kabelebenen vor, so kommen offene Querschnitte in Frage, die angreifenden Lasten teilen sich durch Querbiegung auf die Trägerstege auf (bei zwei Trägerstegen näherungsweise nach dem Hebelgesetz; genauere Ergebnisse erhält man nach der Theorie der Wölbkrafttorsion). Ein Kastenquerschnitt ist selbstverständlich auch in diesem Fall möglich, er verbessert die Querverteilung exzentrischer Lasten, wodurch insbesondere die Vertikalverformungen und Querschnittsverdrehungen reduziert werden. Ein architektonisch überaus ansprechendes Beispiel einer modernen Schrägkabelbrücke mit zwei Abspannebenen und einem (aus gestalterischen Gründen geknickten) unteren Rohrverband zeigen Bild 11-4 und Bild 11-5.



Bild 11-4: Donaustadtbrücke, Montagezustand



Bild 11-5: Donaustadtbrücke, Unteransicht [22]

In Bild 11-5 erkennt man auch die auffällig gestalteten und im Endzustand durch entsprechende Farbgebung hervorgehobenen Konsolen zur Einleitung der Kabelkräfte, außerdem die Zugpendel zur Begrenzung der Endtangentenneigung bei der künftigen Verwendung als Bahnbrücke sowie die auffällig gestalteten und durch entsprechende Farbgebung hervorgehobenen Konsolen zur Einleitung der Kabelkräfte. In [24] sind verschiedenste Querschnitte von Streckträgern von Schrägkabelbrücken mit Öffnungen zwischen ca. 60 und 460 m und Querschnittsbreiten zwischen ca. 7,0 und bis ca. 40 m für Straßenbrücken sowie einige Eisenbahnbrücken aus den Jahren 1955 bis 1986 gezeigt. Obwohl heute weitaus größere Stützweiten bewältigt werden, läßt sich anhand der angegebenen Beispiele doch die Entwicklung der typischen Balkenquerschnitte studieren: Die ersten Ausführungen entsprachen ziemlich genau der seinerzeit üblichen Querschnitte für Einfeld- und Durchlaufträgerbrücken. Später ging man – auch mit Rücksicht auf die immer größer werdenden Stützweiten – zu aerodynamisch günstigeren Querschnitten über (Gefahr von winderregten Schwingungen bei weit gespannten Brücken im Montage- und Endzustand!), wie sie auch bei Hängebrücken verwendet werden.

Bei der Beurteilung der aerodynamischen Stabilität ist zu beachten, daß bei offenen Profilen die erste Biege- und Torsionseigenfrequenz praktisch zusammenfallen, sich bei geschlossenen Profilen dagegen deutlich unterscheiden können. Üblich sind heute zweistegige Vollwandquerschnitte. Einen Spezialfall stellt der Querschnitt der Öresund-Brücke (2001) dar, die für Eisenbahn- und Autobahnverkehr vorgesehen ist. Bild 11-6 zeigt einen Montagezustand.

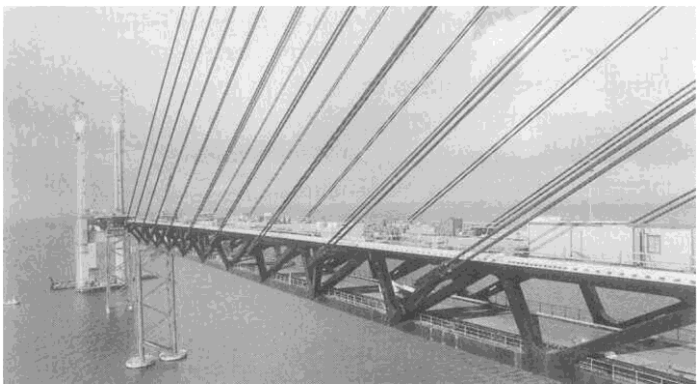


Bild 11-6: Öresundbrücke, Bauzustand [16]

Um der Brücke trotz des vergleichsweise hohen Streckträgers (12,2 m bei 490,0 m Abstand zwischen den Pylonen) ein leichtes Aussehen zu geben, wurde der Streckträger als pfostenloses Strebenfachwerk ausgebildet. Die beiden Gleise sind auf Höhe der Untergurte angeordnet, die Straßenfläche über den Obergurten. Allenfalls in Japan findet man zuweilen Pfosten-Diagonalen-Fachwerke als GV-geschraubte Konstruktionen und mit fachwerkartig aufgelösten Querscheiben.

Bei Mittelträgerbrücken, Brücken mit zwei Kabelebenen verhältnismäßig geringer Spreizung oder bei Brücken mit gekrümmtem Tragwerk wird dieses stets torsionssteif ausgeführt (Kasten mit Bodenblech oder unterem Verband). Da die Biegemomente bei ausreichend enger Abspannung klein bleiben, genügt eine schmale Bodenplatte. Bei vertikalen Stegen werden weit auskragende Konsolen durch schräge Druckstreben in engen Abständen, z.B. durch Rundrohre, unterstützt oder es werden die Stege geneigt. Kombinationen (geneigte Stege mit Unterstützung der Konsolen) sind bei sehr breiten Tragwerken (Autobahnquerschnitte) zweckmäßig. Bei Straßenbrücken werden üblicherweise im Bereich der Fahrbahnränder Längsträger („Saumträger“) angeordnet, welche die großen Lasten an den Fahrbahnrändern (LKW-Spuren, Schwerfahrzeug am Fahrbahnrand) verteilen, damit die Querträger entlasten und die Anzahl der erforderlichen Abstützungen für die Konsolen reduzieren. Bild 5.5-7 zeigt die Regelquerschnitte der Hauptöffnung der 2001 fertiggestellten Rheinbrücke Ilverich (Mittelträgerbrücke mit 287,5 m Hauptöffnung). Die Saumträger sind deutlich zu erkennen.

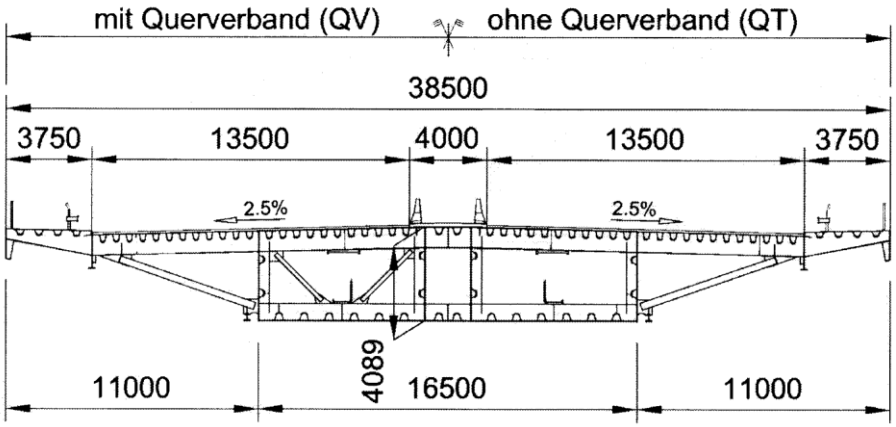


Bild 11-7: Rheinbrücke Ilverich: Regelquerschnitte [26]

Bild 11-8 zeigt den originellen Querschnitt der Arnobrücke Florenz, 1978. Bild 11-9 zeigt den offenen, zweistegigen Querschnitt der an zwei Kabelebenen außerhalb der Brücke aufgehängten Schrägkabelbrücke über den Hauptbahnhof Ludwigshafen/Rhein.

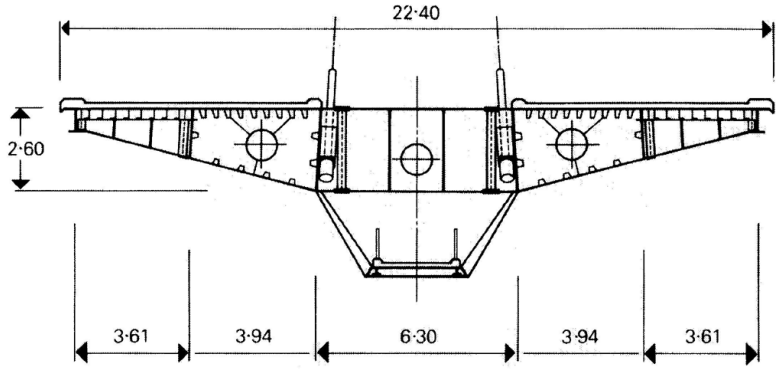


Bild 11-8: Arnobrücke Florenz: Regelquerschnitt [38]

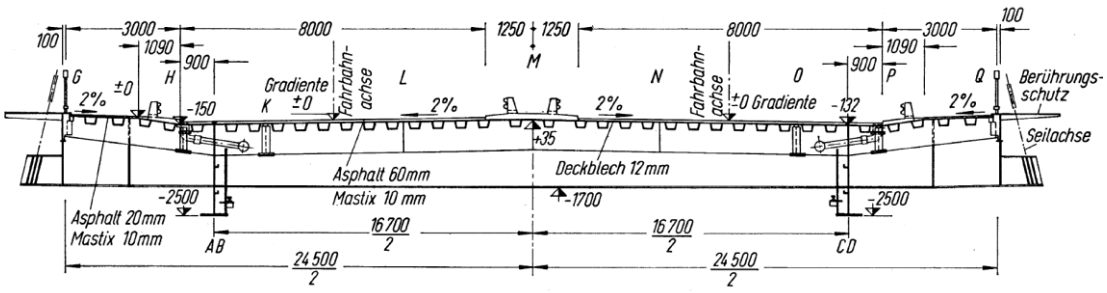


Bild 11-9: Brücke über den Hauptbahnhof Ludwigshafen: Regelquerschnitt [9]

Bild 11-10 zeigt den Querschnitt der an zwei Kabelebenen außerhalb der Brücke aufgehängten Schrägkabelbrücke mit torsionssteifem Kastenquerschnitt (Donaustadtbrücke Wien, 1997). Um die Brücke zu einer Bahnbrücke mit Schotterbett umzubauen, ist

die Reduktion der Biegemomente erforderlich. Dies erfolgt durch Einziehen weiterer Kabel an bereits dafür vorgesehenen Konsolen.

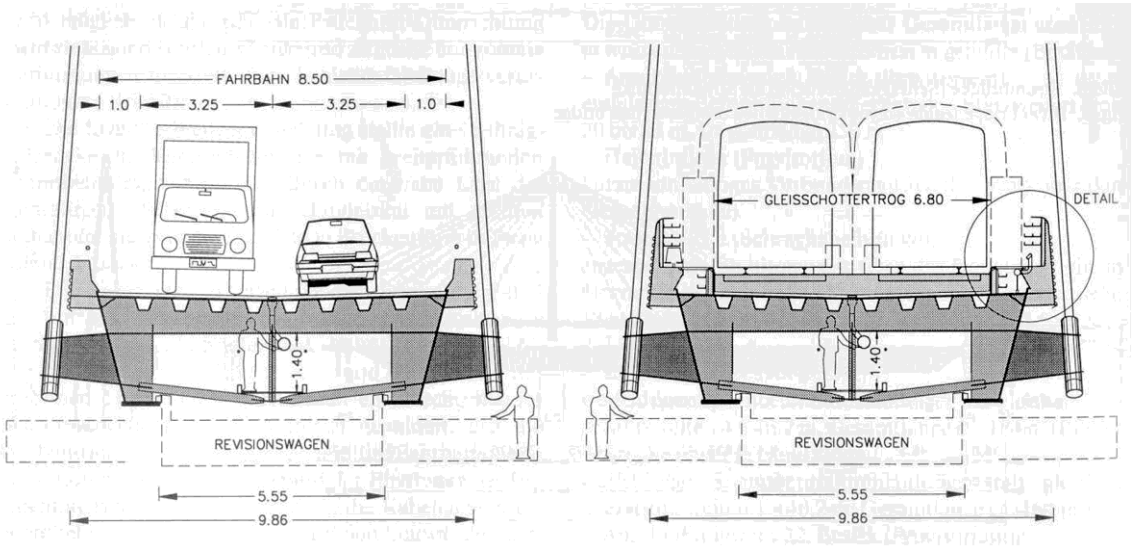


Bild 11-10: Donaustadtbrücke, Querschnitt für Straßen- und Bahnverkehr [22]

Konstruktiv von Bedeutung sind die Verankerungspunkte, an denen die Strecktträger an den Kabeln aufgehängt sind (Kabelkonsolen). Die Verankerung von Vielkabelsystemen mit entsprechend kleinen Kabelkräften ist naturgemäß einfacher als jene von Systemen mit wenigen Kabeln mit sehr großen Zugkräften. Sind die Abspannebenen an den Außenseiten des Streckträgers geführt, können die Verankerungspunkte bewußt hervorgehoben werden, siehe Bild 11-5. Bei Mittelträgerbrücken müssen die über die Kabel eingeleiteten großen Einzelkräfte durch (in der Regel vollwandige) Querscheiben auf die Hauptträger zu übertragen werden. Sind bei größeren Kabelabständen zur Erhaltung der Profilform weitere Querträger angeordnet, so kommen für diese auch Fachwerkscheiben in Frage, siehe Bild 11-7.

Ebenfalls für die Gestaltung des Streckträgers ist dessen Verbindung mit den Pylonen von Bedeutung. Stehen der Pylon oder die Pylonstiele innerhalb des Brückenquerschnittes, so kann der Pylon (gelenkig oder eingespannt) mit dem Streckträger verbunden oder aber durch Öffnungen im Streckträger geführt und von diesem auf dem Pfeiler gelagert sein. Bild 11-11 zeigt eine biegesteife Verbindung zwischen Streckträger und Pylon, bei der vor allem auch hinsichtlich der Montage überaus interessanten Rheinbrücke Oberkassel. Konstruktiv einfacher ist und heute üblicher ist der Fall, daß die Pylonbeine außerhalb des Brückenquerschnittes stehen (λ-Pylon). Der Streckträger kann dann entweder nur an den Kabeln aufgehängt oder über Querträger mit den Pylonen verbunden sein.

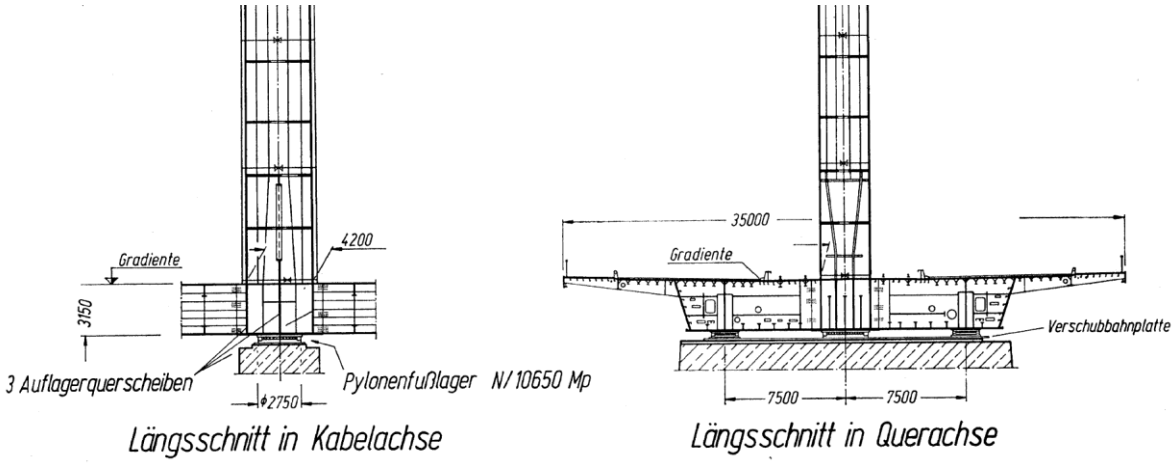


Bild 11-11: Rheinbrücke Oberkassel, biegesteife Verbindung Streckträger-Pylon [2]

11.1.5.2 Pylone

Die Pylonstiele werden meist als Stahlbetonhohlquerschnitt mit großen Wandstärken ausgebildet. Der Querschnitt wird hauptsächlich durch Druckkräfte beansprucht. Stahlpylone werden nur dann verwendet, wenn extrem schlanke Konstruktionen gefordert sind. Die Pylone sind bei Betonkonstruktionen mit einer schlaffen Bewehrung versehen; eine Vorspannung ist nur im Bereich der Kabelverankerung und in den evtl. vorhandenen Querbalken erforderlich. Während der Bauphase sind die Pylonbeine Kragarme mit relativ geringen Normalkräften aus Eigengewicht, die auf Biegung beansprucht werden.

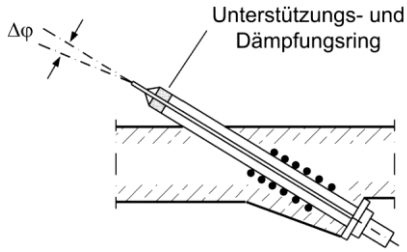
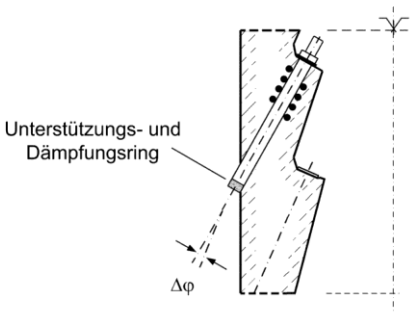
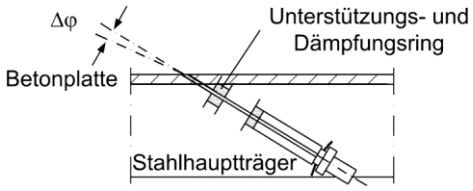
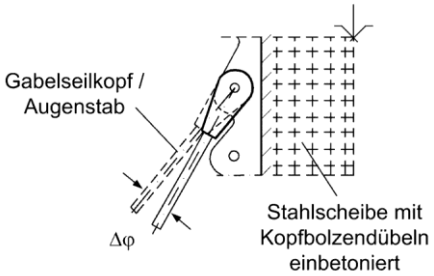
Je nach Baumethode und Pylonform (z.B. A-Pylon) ist bei Pylonen aus Beton eine temporäre Vorspannung während der Bauphase notwendig. Es ist noch anzumerken, dass Schrägkabelbrücken mit harfenförmiger Seilanordnung wesentlich steifere Pylone verlangen als mit fächerförmiger [27], oder es müssen Rückspannungen an zusätzlichen Pfeilern in den Seitenfeldern angeordnet werden. Dies liegt an der starken Verformbarkeit des Gesamtsystems, bedingt durch die geringe vertikale Federsteifigkeit der gleich stark geneigten Kabel.

11.1.5.3 Kabelverankerung

Die Verankerung der Kabel im Pylon und im Streckträger ist eine ganz wichtige Detailaufgabe. Bei den relativ großen geschlagenen Seilen bzw. Paralleldrahtseilen ist es wegen Dauerfestigkeitsproblemen wichtig, die Kabelbiegung am Eingang zum Ankerkopf zu verhindern [Girmscheid, 10/1987]. Wird nicht die stahlbaumäßige Lösung mit Gabelseilkopf bzw. Augenstab und Bolzen verwendet, wird der Anker durch ein kurzes Stahlrohr mit Dämpfungsring geführt (Tabelle 5.5-17). Dieses Stahlrohr hat die Aufgabe, die Kräfte, die am Flansch vom Ankerkopf eingeleitet werden, durch Schub

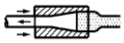
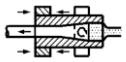
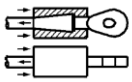
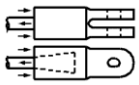
auf den Beton zu übertragen, dem Beton im Einleitungsbereich eine zusätzliche Membranverstärkung zu geben und durch einen eingepressten Neoprene-Dämpfungsring das Kabel am Ende gerade zu führen, um Biegung im Bereich des Ankerkopfes zu verhindern.

Tabelle 11-17: Konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung des Biegewinkels am Ankerkopf

	Streckträger	Pylon
Stahlbeton		
Verbund		

Zum Montieren und Befestigen der Kabel bestehen die in Tabelle 11-18aufgeführten Möglichkeiten zur Gestaltung der Ankerköpfe [23]. Die Kräfte sollen auf direktem Weg abgeleitet werden; dies ist ein Grundprinzip für eine optimale Konstruktion. Daher sollte man die Hauptträger des Streckträgers direkt an die Kabel hängen (Tabelle 11-6).

Tabelle 11-18: Mögliche Ankerkopfausbildung

	Bild	Bez.	Beschreibung	Anspannen
1		FEA	Einfacher Ankerkopf, der als Festendankerkopf dient, an dem nicht angespannt wird	-
2		SPA	Modifizierter Festendanker, der eine verlängerte Ankerhülse mit Innengewinde hat, in welches der Pressenstempel eingeschraubt wird	Durch Unterlegen von zweigeteilten Stahlplatten (Shims)
3		SPA		Durch Drehen der Überwurfmutter
4		SPA	In den modifizierten Grundanker wird ein Augenstab in das Innengewinde des Ankers eingeschraubt	Durch Einhängen des Augenstabs in einen Bolzen zwischen zwei verankerten Stahlplatten
5		FEA	Modifizierte Form von Nr. 4. Der ganze Ankerkopf ist aus einem Guss mit Augenstab	

SPA = Spannanker

FEA = Festanker

Die Krafteinleitungsbereiche erfordern vom Ingenieur bzw. der Ingenieurin immer zusätzliche Anstrengungen, um in diesen Bereichen eine realistische Berechnung durchzuführen. Ein sehr gutes Bild wird man immer mit einer Finiten-Element-Rechnung erreichen können, indem man einen Ausschnitt aus dem Einleitungsbereich wählt. Diese genauere Untersuchung wird man im Ausführungsfall anstellen, zumindest zur Kontrolle. Die Vorberechnung kann man mit der Fachwerkanalogie durchführen (Tabelle 11-19).

Zur Verankerung der Kabel am Pylon gibt es prinzipiell zwei Möglichkeiten:

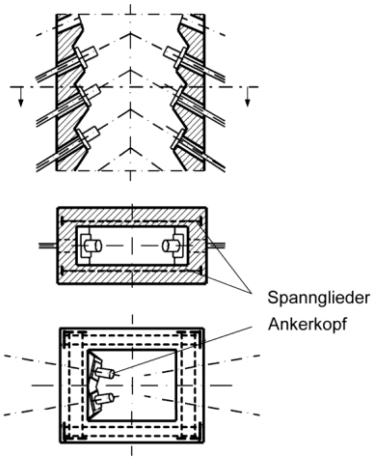
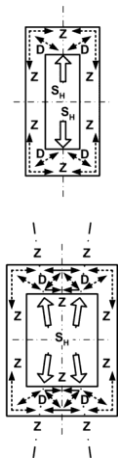
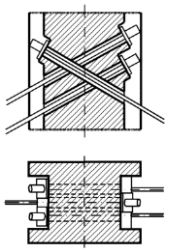
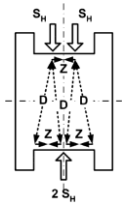
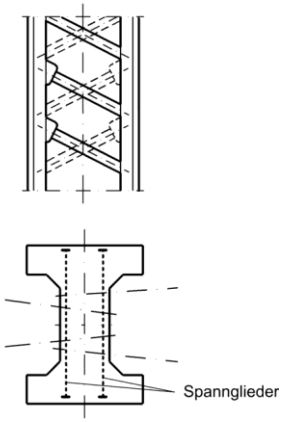
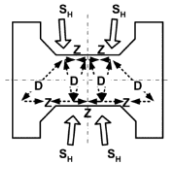
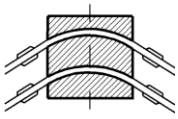
1. Das kontinuierlich durchgehende Seil wird über einen Kabelsattel geführt und nur in den Hauptträgern des Streckträgers verankert.

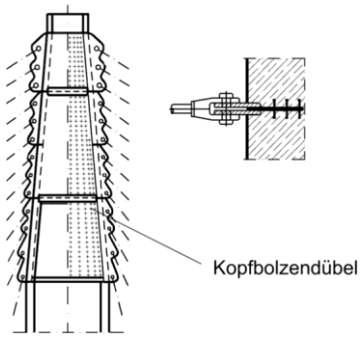
2. Das unterbrochene Kabel wird am Pylon und am Streckträger verankert.

Die erste Methode ist nur für geschlagene Seile möglich, die eine Krümmung mit Querdruck vertragen. Da die Tendenz bei Schrägkabelbrücken ganz eindeutig zu den Multikabelsystemen mit dichten Aufhängungen geht, ist der Kabelsattel wegen des Platzbedarfs und der dadurch erforderlichen Pylonhöhe meist nicht praktikabel. Zudem werden hauptsächlich Paralleldrahtseile und Parallelstabbündel verwendet, die nicht über einen Kabelsattel gebogen werden können. Heute verankert man die Kabel im Pylon. Dabei werden die Ankerköpfe im Mindestabstand platziert, so dass neben der Montage auch die nachträgliche Kontrolle sowie der Unterhalt möglich ist, womit man

zum Fächersystem gelangt. Die Verankerungsmöglichkeiten sind in Tabelle 11-19 zusammengefasst.

Tabelle 11-19: Seilverankerung im Pylonkopf

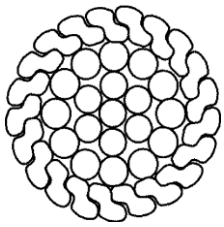
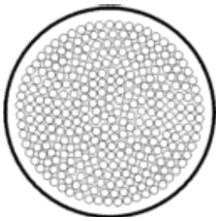
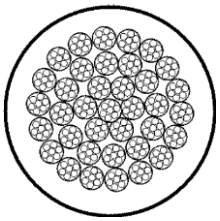
Bez.	System	Vor- und Nachteile	Stat. Nachweis - Fachwerkmodell
Hohler Pylon		Vorteile: Montage und Inspektion im Innenraum Wettergeschützt Einfache Verankerung der senkrechten Kabel Montage von einer Plattform Nachteile: Statisch ungünstig: hohe Spaltzugkräfte, hoch beanspruchte Druckstreben	
Versetzt gekreuzte Verankerung (Vollpylon)		Vorteile: Statisch: Seilkräfte überdrücken sich gegenseitig Nachteile: Verankerung der senkrechten Seile Montage von zwei Bühnen	
Gekreuzte Verankerung (Vollpylon)			
Koppelanker – Verankerung		Vorteile: Einfache Schalarbeit Statisch: Krafteinleitung Nachteile: Spezielle Koppelanker	

Stahlbaumässige Verankerung		Vorteile: Kein großer Schalungs-aufwand Statisch klare Kraftführung Nachteile: Spezielle Ankerköpfe	

11.1.5.4Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz ist von entscheidender Bedeutung für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit von Schrägkabelbrücken. Die zu treffenden Maßnahmen hängen von der Seilart ab (Tabelle 11-4 und Tabelle 11-20).

Tabelle 11-20: Seilarten für Haupttragelemente von Schrägkabelbrücken

Vollverschlossenes Spiralseil (1 Lage Z-Drähte)	Paralleldrahtkabel	Parallellitzenkabel
		

Der Korrosionsschutz der Kabel sollte aber seilunabhängig mehrschichtig aufgebaut werden und besteht grundsätzlich aus mindestens drei Stufen:

- Korrosionsschutz jedes einzelnen Drahtes,
- Korrosionsschutz des Seilinneren, um den Feuchtigkeitseintrag zu verhindern,
- Korrosionsschutz der Seiloberfläche.

Im Weiteren ist die Verankerungskonstruktion entsprechend zu konzipieren, dass bei den Endverankerungen und Umlenklagern kein Wasser (Schnee, Regen, Nebel, allg. Feuchtigkeit) eindringen kann, d.h. dass keine Schwachstellen im Korrosionsschutz auftreten. Sämtliche Übergänge und Verbindungen sind deshalb durch ein dauerhaft elastisches, nicht versprödendes Material zu versiegeln (z.B. Neoprene-Konus in Bild 11-14). Zusätzlich ist bei der unteren Verankerung unter Umständen eine Wasserdrainageöffnung vorzusehen, um das im äußeren Hüllrohr anfallende Kondenswasser abzuleiten.

Die Drähte, Litzen, Seile und Verankerungsköpfe müssen in allen Phasen gegen Korrosion und Beschädigung geschützt sein; das betrifft:

- die Bauphase mit Herstellung, Transport, Lagerung und Montage, und
- die Nutzungs- und Betriebsphase.

Zusätzlich müssen unter Umständen Maßnahmen zum Schutz vor mechanischer Beanspruchung getroffen werden.

Korrosionsschutz der Vollverschlossenen Seile

Vollverschlossene Seile bestehen aus einem Runddrahtkern und einer bis mehreren Lagen spiralförmig geschlagener Z-Drähte. Herstellungsbedingt weisen die Vollverschlossenen Seile zwischen den einzelnen Drähten nur sehr kleine Hohlräume auf. Durch die geschlossene Oberfläche bieten Vollverschlossene Seile grundsätzlich einen hohen Korrosionsschutz. Der Korrosionsschutz der einzelnen Drähte erfolgt durch Galvanisierung (100 % Zink) oder durch eine Galfan-Beschichtung (95 % Zink, 5 % Aluminium). Die Zinkbeschichtung beträgt je nach Drahtdurchmesser zwischen 180 und 340 g/m^2, die Zink-Alubeschichtung der Rund- und Z-Drähte kann bis etwa 300 g/m^2 betragen.

Zu beachten ist, dass der Galvanisierungsprozess die Materialeigenschaften des Stahls (Zugfestigkeit, Ermüdungsverhalten) im negativen Sinne verändern kann. Durch den Galfan-Prozess beschichtete Drähte weisen zudem einen viel besseren Schutz gegen atmosphärische Einflüsse auf als rein verzinkte, die Beständigkeit liegt im Vergleich zu normal feuerverzinkten Drähten drei- bis vierfach höher, weshalb bei deren Verwendung in der Regel auf einen zusätzlichen Korrosionsschutz der Seile verzichtet wird. Allerdings ist der Galfan-Prozess ein neues Verfahren und somit das Langzeitverhalten noch weitgehend unbekannt, weshalb das Verfahren für Haupttragelemente bis anhin noch nicht angewendet wurde.

Werden die einzelnen Drähte verzinkt, werden die Hohlräume zwischen den Drähten beim Schlagen der Seile mit einem Seilverfüllmittel (Zinkstaubfarbe auf Polyölbasis oder Seilverfüllmittel mit Aluminiumpulver) verfüllt [35]. Auch bei verzinkten Seilen wird nach der Montage in der Regel ein zusätzlicher Korrosionsschutz durch mehrfache Beschichtung aufgebracht, da Beschädigungen durch Transport und Montage nicht auszuschließen sind.

Bei den Vollverschlossenen Seilen erfolgt die Verankerung des Seils ausschließlich in konischen oder zylindrischen Verankerungshülsen, welche metallisch ausgegossen werden (Tabelle 11-18). Als Verguss kommt nur eine Blei-Zinn-Legierung oder Zink und Zinklegierungen mit tiefer Vergusstemperatur in Frage; zugelassen sind nach [5] VgPbSn10Sb10 (Vergusstemperatur 350°C), SnSb12Cu6Pb (Vergusstemperatur 440°C), GB-ZnAl6Cu1 (Vergusstemperatur 450°C) und Zn99,99 (Vergusstemperatur

490°C). Die Drahtenden müssen mindestens 5 mm mit Vergussmaterial überdeckt werden, um den vollen Korrosionsschutz sicher zu stellen. Die Verankerung wird mit einer Schutzkappe abgedeckt. Analog den Seilen erhält die Verankerungskonstruktion eine mehrschichtige Korrosionsschutzbeschichtung.

Korrosionsschutz der Paralleldrahtkabel

Paralleldrahtkabel bestehen aus einer bestimmten Anzahl blanker oder verzinkter Drähte mit einem Durchmesser von 7 mm, welche zu einem Bündel von parallelen Drähten zusammengefasst werden. In der Regel wird das Drahtbündel in ein Polyäthylenrohr eingezogen, und die Hohlräume werden mit einer Korrosionsschutzmasse ausgepresst. Die Korrosionsschutzmasse bietet aber nur dann einen zusätzlichen Schutz, wenn sie nicht durch Wasser, Hitze oder Vibrationen verdrängt oder ausgepresst wird. Die Wahl der Verfüllmasse hängt sowohl von der Oberflächenbehandlung der Drähte, da sich z.B. Zink und Zementinjektionen nicht vertragen (Tabelle 11-21), als auch von den dynamischen Anforderungen bezüglich der Dämpfung der Kabel ab. Zementinjektionen sind insofern problematisch, da das Injektionsgut durch die Seilschwingungen ermüdet und mit der Zeit Risse aufweisen kann. Im gerissenen Zustand werden die Seile nicht mehr von einem lückenlos geschlossenen, basischen Milieu umgeben. Dies kann in der Folge durch den Eintrag von Feuchtigkeit (Kondenswasser) und Sauerstoff zu Korrosion führen. Bei den heute verwendeten Kabelsystemen kommen die folgenden aktiven und passiven Füllstoffe zur Anwendung:

- Aktive: Suspension von Zink in einem Polyurethanöl
- Passive: dauerelastisch-plastisches Wachs

Die Verankerung der einzelnen Drähte erfolgt je nach Drahtanzahl in einer Ankerhülse mit Innenkonus (bis ca. 200 Drähte) oder im Grundkörper (bis ca. 400 Drähte).

- Im Konus wird das Drahtbündel aufgefächert, und die einzelnen Drähte werden mit Stauchköpfen in einer Lochplatte verankert. Der Konus wird mit einer Vergussmasse aus Epoxydharz, Stahlkügelchen und Zinkstaub vergossen. Das Polyäthylenrohr wird im Anschlussrohr dicht eingegossen (Bild 5.5-12).
- Im Grundkörper erfolgt die Verankerung ebenfalls mit Stauchköpfen. Das Vergießen der Bohrungen im Grundkörper mit Epoxydharz verhindert den Zutritt von Sauerstoff und Feuchtigkeit und verhindert Reibkorrosion. Die Drähte werden im Teleskoprohr zu einem dichten Bündel zusammengefasst, die Hohlräume mit einer Korrosionsschutzmasse ausgepresst und das Teleskoprohr im Anschlussrohr dicht eingegossen (Bild 11-13).

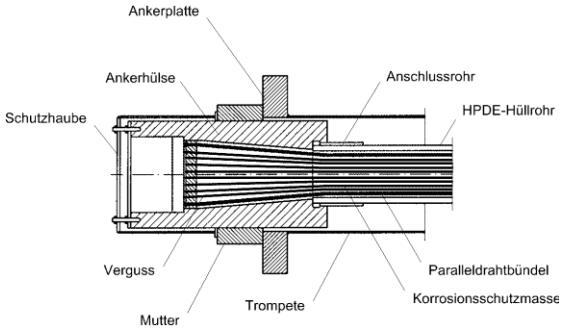


Bild 11-12: Konusverankerung HiAm (bewegliche Verankerung) [32]

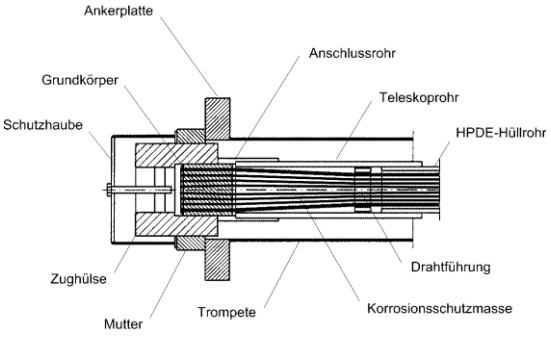


Bild 11-13: Grundkörperverankerung DINA (bewegliche Verankerung) [32]

Paralleldrahtkabel werden einschließlich der Verankerung vorkonfektioniert geliefert, vor Ort eingezogen und verspannt. Am Ende der Verankerungstrompete wird das Paralleldrahtkabel in einem Neoprene-Ring gelagert und der Übergang Trompete-Kabel mit einem Neoprene-Konus abgedichtet. Die Verankerungskonstruktion wird mit einer Schutzhaube abgedeckt, welche ebenfalls ausinjiziert wird. In der Tabelle 11-21 sind mögliche Kombinationen von Korrosionsschutzmassnahmen für Paralleldrahtkabel zusammengestellt.

Tabelle 11-21: Kombinationen von Korrosionsschutzmassnahmen

Komponenten	Kombinationsmöglichkeiten		
	I	II	III
Drähte			
blank		X	X
verzinkt	X		
Korrosionsschutzmasse			
dauerplastisch	X	X	
Zementinjektion			X
Hüllrohr			
HDPE-Rohr	X	X	X
Stahlrohre	(X)	(X)	(X)

Werden blanke Drähte verwendet, müssen sie mit einem Korrosionsschutzmittel behandelt werden (z.B. Fett oder Wachs). Dieser temporäre Korrosionsschutz ist ohne zusätzliche Schutzmassnahmen in der Bauphase jedoch problematisch, da bis zur Ausinjektion des Hüllrohres mehrere Monate, sogar ein bis zwei Jahre vergehen können.

Für Schrägkabel werden in der Regel starkwandige HDPE-Rohre verwendet. Die Rohrwandstärke richtet sich dabei nach der Handhabung der Kabel während Fabrikation, Aufwicklung und Montage und nach dem Druck der Korrosionsschutzmasse bei den Verpressarbeiten.

Es ist zu beachten, dass Stahlhüllrohre nur bei nicht werkgefertigten Kabeln verwendet werden können. Aufgrund ihrer Länge müssen Stahlhüllrohre verschweißt werden, wobei Schweißnähte generell Schwachstellen sind und bei nicht fachgerechter Ausführung (überstehende Brauen im Hüllrohrinnern) zur Beschädigung der Drähte führen können. Stahlhüllrohre werden deshalb kaum mehr verwendet.

Korrosionsschutz der Parallellitzenkabel

Parallellitzenkabel bestehen aus einzelnen Seillitzen, welche nacheinander in ein Hüllrohr eingezogen werden. Die Seillitzen haben einen Durchmesser von 6“, nach ASTM 15.2 mm (Nominalquerschnitt 140 mm^2, primär in USA und Asien verwendet) bzw. nach Euronorm 15.7 mm (Nominalquerschnitt 150 mm^2, primär in Europa verwendet). Eine Litze besteht aus 7 gewachsten oder gefetteten Einzeldrähten mit Durchmessern von 5.1 – 5.2 mm pro Draht, wobei die 6 äußeren Drähte um den etwas dickeren Zentrumsdraht gewickelt werden. Die Lücken zwischen den Drähten werden mit Wachs (z.B. System Monostrand minimal 120g/m [33]) oder Fett verfüllt. Anschließend wird die Litze mit einer eng-extrudierten HDPE-Ummantelung (im Tauchverfahren aufgebracht und durch Schrumpfen beim Abkühlen unverschieblich mit den Stahldrähten verbunden) umhüllt. Die eng-extrudierte HDPE-Ummantelung garantiert, dass der Stahl auch unter voller Dehnung immer vor äußeren Einflüssen geschützt ist. Diese Seillitzen werden werkseitig unter hoher Qualitätsanforderung als Endloslitzen gefertigt und auf Bobinen aufgewickelt zur Baustelle geliefert. Bauseitig werden die Seillitzen auf das erforderliche Maß abgelängt und zur Montage vorbereitet (u.a. Entfernen der HDPE-Ummantelung im Verankerungsbereich). Die Litzen werden anschließend einzeln nacheinander in ein HDPE-Schutzrohr eingezogen und angespannt. Die Seillitzen verbleiben in der Regel lose in der Ummantelung, so dass jederzeit einzelne Litzen ersetzt werden können.

Die Verankerung der Parallellitzenbündel erfolgt an einem Kabelende fest und am anderen nachstellbar, wobei die einzelnen Litzen bei beiden Verankerungstypen mit Keilen fixiert werden (Bild 11-14). Das Spannen der Kabel kann beidseitig erfolgen. Wesentlichstes Element des bauseitigen Korrosionsschutzes bei der Montage ist das Ausinjizieren der Hohlräume um die Litzen im Auffächerungsbereich der Verankerungskonstruktion mit einer Korrosionsschutzmasse, welche das Eindringen von Feuchtigkeit langfristig verhindert [31], [32], [34]. Die Korrosionsschutzmasse darf nicht durch Wasser, Hitze oder Vibrationen verdrängt oder ausgepresst werden.

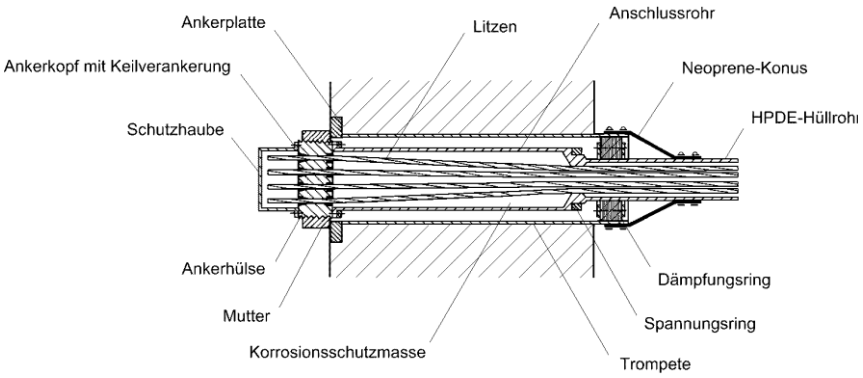


Bild 11-14: Verankerungssystem (nachspannbar)

Am Ende der Verankerungstrompete wird das Parallellitzenkabel in einem Dämpfungsring gelagert und der Übergang Trompete-Kabel mit einem Neoprene- Konus abgedichtet. Die Verankerungskonstruktion wird mit einer Schutzhaube abgedeckt, welche ausinjiziert wird.

11.1.6 Literaturverzeichnis

[1] Andrä, Wolfhart und Zellner, Wilhelm: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung, Bautechnik 46 (1969), H. 8, 263-268 und H. 9, 309-315.

[2] Beyer, Erwin; Volke, Erwin; v. Gottstein, Friedrich; Ramberger, Günter: Neubau und Querverschub der Rheinbrücke Düsseldorf Oberkassel. Stahlbau 46 (1977), H. 3, 73 80.

[3] DIN 18800: Stahlbauten. Berlin: Beuth Verlag 1990.

[4] DIN 18809: Stählerne Strassen- und Wegbrücken. Berlin: Beuth Verlag 1987.

[5] DIN 3092: Drahtseilvergüsse in Seilhülsen. Berlin: Beuth Verlag 1986.

[6] Ernst, Hans Joachim: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhangs, Der Bauingenieur 40 (1965), H. 2, 52-55.

[7] Die Falster-Farø-Brücke (Dänemark), Bautechnik 61 (1984), H. 2, 69-70.

[8] Finsterwalder, Ulrich, Aicher, Max und Heinen, R.: Verbundkabelpatent DE 3343352C1. 1985.

[9] Freudenberg, G.: Die Stahlhochstraße über den neuen Hauptbahnhof in Ludwigshafen/Rhein. Stahlbau 39 (1970), H. 8, 257 267.

[10] Gimsing, Niels J.: Cable supported bridges. New York: John Wiles & Sons Ltd. 1983.

[11] Girmscheid, Gerhard: Statische und dynamische Berechnung von Schrägseilbrücken, Bautechnik 64 (1987), H. 10, 340-347.

[12] Girmscheid, Gerhard: Internationale Vorschriften über zulässige Spannungen in geklebten Segmentfugen, Bautechnik 63 (1986), H. 4, 133-134.

[13] Girmscheid, Gerhard: Vordimensionierung der Haupttragwerksproportionen von Schrägseilbrücken, Bautechnik 64 (1987), H. 9, 313-317.

[14] Havemann, Konrad: Die Seilverspannung der Autobahnbrücke über die Nordelbe – Bericht über Versuche zur Dauerfestigkeit der Drahtseile, Stahlbau 31 (1962), H. 8, 225-232.

[15] Klöppel, Kurt und Thiele, Frieder: Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen die Gefahr winderregter Schwingungen, Stahlbau 12 (1967), H. 12, 353-365.

[16] Krumbach, Guido; Hamm, Stephan: Die Öresundbrücke – Verbindung zwischen Schweden und Dänemark. Stahlbau 69 (2000), H. 5, 349-357.

[17] Leonhardt, Fritz und Zellner, Wilhelm: Canadian Structural Engineering Conference 1970.

[18] Leonhardt, Fritz und Zellner, Wilhelm: Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m, IABSE-Publications Vol 32 (1972), 127-165.

[19] Leonhardt, Fritz., Andrä, Wolfhart und Zellner, Wilhelm: Entwicklung von weitgespannten Schrägkabelbrücken. In: Beyer, E., Lang, K.: Verkehrsbauten. Düsseldorf: Beton Verlag 1974.

[20] Magnus, Kurt: Schwingungen. Stuttgart: Teubner Verlag 1976.

[21] Merkblatt 496: Ebene Seiltragwerke. Beratungsstelle für Stahlverwendung (Hrsg.). Düsseldorf 1980

[22] Pauser, Alfred; Foller, Gerald: Entwurf und Planung der Donaustadtbrücke in Wien. Stahlbau 66 (1997), H. 9, 554-560.

[23] prEN 1993-1-11 (EC3-1-11): Design of steel structures – Design of structures with prefabricated tension components, First draft. Europäisches Komitee für Normung (Hrsg.). Brussels 2001.

[24] Roik, Karlheinz, Albrecht, Gert und Weyer, Ulrich: Schrägkabelbrücken. Berlin: Ernst & Sohn 1986.

[25] Saul, Reiner, Svensson, Holger, Ändra, Hans-Peter und Selchow, Hans-Jürgen: Die Sunshine-Skyway Brücke in Florida, USA – Entwurf einer Schrägkabelbrücke mit Verbundüberbau, Bautechnik 61 (1984), H. 7, 230-238.

[26] Saul, Reiner, Hopf, Siegfried, Weyer, Ulrich und Dieckmann, Christof: Die Rheinquerung A 44 – Konstruktion und statische Berechnung der Strombrücke. Stahlbau 71 (2002), H. 6, 393 401.

[27] Stahlbau Handbuch, 2. Band. Köln: Stahlbau-Verlagsgesellschaft 1985.

[28] Szabo, Istvan: Höhere Technische Mechanik. Berlin: Springer Verlag 1972.

[29] Takenaka, Hirofumi, Kishida, Hirvo und Nakai, Hiroshi: A Study of New Composite Girder Using Prestressed Precast Concrete Slab by PPCS-Method. Stahlbau 55 (1986), H. 6, 165-174.

[30] Technische Unterlagen: Einzelspannglieder. Dywidag (Hrsg.). München 1986.

[31] Technische Unterlagen: Prestressing Systems. BBR Systems Ltd. (Hrsg.). Schwerzenbach 2002.

[32] Technische Unterlagen: Schrägkabel mit hoher Ermüdungsfestigkeit. Stahl Ton AG (Hrsg.). Zürich 2002.

[33] Technische Unterlagen: Stay Cables. Freyssinet (Hrsg.). St. Remy 2001.

[34] Technische Unterlagen: Stay Cables. VSL (Hrsg.). Subingen 2002.

[35] Technische Unterlagen: Vollverschlossene Seile. BTS Drahtseile GmbH (Hrsg.). Gelsenkirchen 2002.

[36] Tiele, Frieder: Zugeschärfte Berechnungsweise der aerodynamischen Stabilität weitgespannter Brücken (Sicherheit gegen winderregte Flatterschwingungen), Stahlbau 12 (1976), H. 12, 359-365

[37] Volke, Erwin: Die Strombrücke im Zuge der Nordbrücke Mannheim Ludwigshafen. Stahlbau 42 (1973), H. 5, 138-152.

[38] Walther, René, Houriet, Bernard, Isler, Walmar und Moïa, Pierre: Cable Stayed Bridges. London: Thomas Telford, 1985.

11.2 Bauverfahren der Schrägkabelbrücken

11.2.1 Herstellung der Pylone

Bei den Stahlbetonpylonen wird zwischen A-Pylon und H-Pylon unterschieden.

Die vertikalen Bauteile der Pylone werden mittels Kletterschalung etappenweise hergestellt. Die Kletterschalung wird nach dem Erhärten des Betons mit Hilfe eines Krans oder einer Kletterautomatik auf den unmittelbar folgenden Betonierabschnitt umgesetzt (Bild 11-15). Die Kletterautomatik funktioniert nach dem Schreitwerkprinzip und besteht neben dem Selbstklettergerüst aus einer Kletterstange oder einem Kletterrahmen. Das selbständige Klettern erfolgt mittels hydraulischen Hubwerks welches sich auf die Kletterschiene oder den Kletterrahmen abstützt und das Klettergerüst nachzieht. Voraussetzung für die Umsetzbarkeit einer Kletterschalung ist der Einbau von entsprechenden Vorlaufankern.

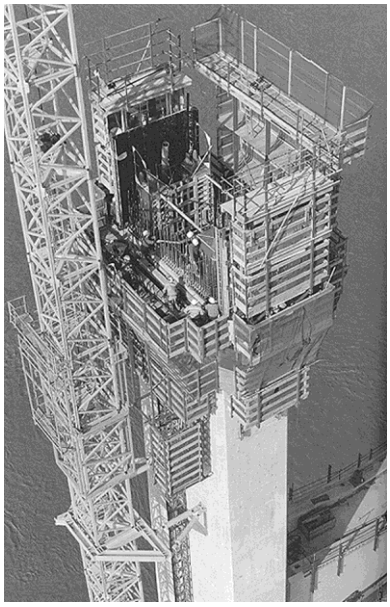


Bild 11-15: Kletterschalung Pylonstiel [1]

Die Merkmale einer Kletterschalung sind:

- Die Fertigung bzw. der Steigrhythmus erfolgt abschnittsweise. Die Kletterschritte bleiben meist gleich groß. Die Schalung besteht aus einzelnen, großflächigen, modular zusammengebauten Elementen und umfasst jeweils einen Pylonstiel. Die Größe wird begrenzt durch die Tragkraft der vorhandenen Hebegeräte. Öffnungen und Einbauteile lassen sich sauber einbauen. Schalungsumbauten für sich verändernde Abmessungen und Wandstärken sind möglich.

- Der Arbeitsrhythmus ist diskontinuierlich, aber zyklisch. Ein Zyklus besteht aus:
  - Klettergerüst mit Schalung in Etappe n umsetzen und verankern
  - Ausrichten der Innen- bzw. Aussenschalelemente (die Außenseite bleibt für die Bewehrungsarbeiten meist offen)
  - Bewehrung einbauen
  - Aussenschalelemente vorfahren, Schalung schließen, ausrichten (Spindeln dienen zum Ausrichten der Schalelemente beim Einschalen und zum Abrücken beim Ausschalen), mit Schalungsankern verspannen
  - Betonieren (von der oberen Arbeitsbühne aus)
  - Nach dem Erreichen der Ausschalfestigkeit werden Außen- und Innenschalung zurückgefahren
  - Klettergerüst mit Schalung in Etappe n+1 umsetzen und verankern.

Waagrechte Arbeitsfugen sind im Pylonbau unvermeidbar, da in Etappen betoniert wird, doch können diese bewusst ausgebildet und angeordnet werden. Der Rationalisierungseffekt des Kletterschalungsprinzips liegt weitgehend in der zeitlichen und arbeitskraftmässigen Übereinstimmung der durchzuführenden Einzelarbeiten, weshalb die Kletterbauweise in konsequentem Arbeitstakt erfolgt.

A-Pylon

Die beiden Beine des A-Pylons werden je mit einer selbst schreitenden Kletterschalung hergestellt. Das Schreiten von einer Etappe zur anderen kann mit Hilfe eines Klettergerüstes oder mittels eines, im inneren des Hohlquerschnitts angeordneten, Schreitschnabels erfolgen (Bild 11-16). Hierbei muss beachtet werden, dass die A-Pylonbeine bis zum Zusammenführen im Dammbereich als Kragarme auf Biegung beansprucht werden (Bild 11-17). Daher muss die ideelle Herstellachse um die negative Verformung aus Eigengewicht sowie Schwinden und Kriechen überlagert, d.h. überhöht werden. Je nach Neigung der A-Pylonbeine ist eine temporäre horizontale Zwischenaussteifung erforderlich um das Kragarmmoment und die Verformung klein zu halten (Bild 11-19). Bei der Herstellung von A-Pylonen besteht die Schwierigkeit die beiden Kletterschalungen der Pylonbeine im Dammbereich zu vereinen (Bild 11-16) und anschliessend den Verankerungsstiel herzustellen. Dies erfolgt meist in der Weise, dass die auf der Innenseite liegenden Aussenschalungen nach dem Betonieren der letzten Etappe der Pylonbeine vor dem Schalen des „Dammbereichs“ stehen bleiben und nach der Verstärkung der Verankerung als Auflager für die "Dammschalung" dienen. Die beiden restlichen Außenschalungen, bestehend aus je drei Seiten, werden im „Dammbereich“ zusammengeführt (Bild 11-20). Dabei werden bei den horizontalen

Aussteifungsrahmen der Kletterschalung je das gegenüberliegende verstellbare Rahmenteil gelöst. Diese verbleiben bei der stehen bleibenden Aussenschalung an der Pylonbeininnenseite unterhalb des Dammes. Dann werden die beiden u-förmigen horizontalen Rahmen verbunden (Bild 11-16). Anschliessend wird beim etappenweisen Weiterklettern die Schalung sukzessive umgebaut, bis die vertikale Aussenlinie des Verankerungsstiels des Pylons erreicht ist. Für diesen Bereich ist meist eine Spezialinnenschalung erforderlich um die Ankerauflager für die Kabel auszubilden. Zu diesem Zweck wird für den oberen Verankerungsstiel der Pylone eine neue Innenschalung eingehoben (Bild 11-21). Es ist besonders wichtig, dass diese Schalung so ausgelegt wird, dass vorgefertigte Aussparungselemente für die Anker und die Ankertrompeten möglichst einfach eingesetzt und befestigt werden können, da sich die horizontalen und vertikalen Einstellwinkel der Aussparungselemente und Ankertrompeten von Einbaustelle zu Einbaustelle verändern. Der Einbau muss sehr präzise von der Innenschalungsseite her erfolgen. Diese umfangreichen Arbeiten erfordern zusammen mit dem Einbau der Spaltzugbewehrung (meist ist auch eine Spaltzugvorspannung anzubringen) erheblich Zeit, so dass sich der Kletterprozess verlangsamt.

Der Herstellungsablauf eines A-Pylons mit Verankerungsstiel (reine Stahlbetonkonstruktion) ist in Bild 11-16 bis Bild 11-21 dargestellt.

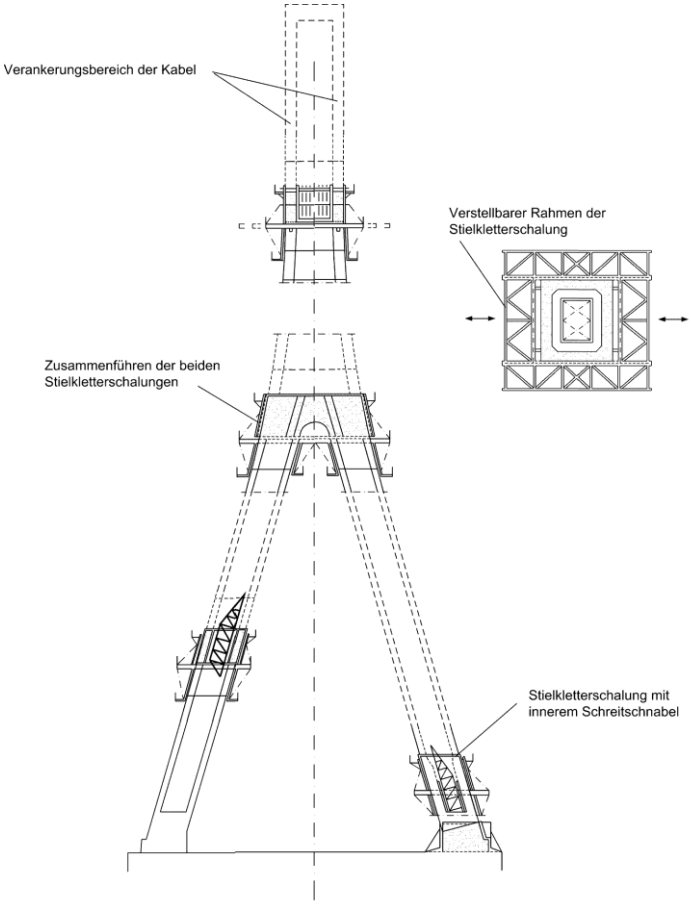


Bild 11-16: A-Pylon mit Verankerungsstiel

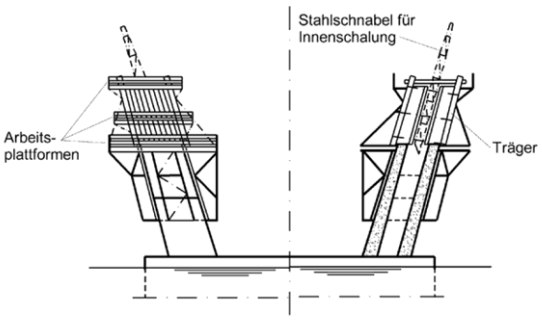


Bild 11-17: Phase 1: Betonieren der V-förmigen Pylonbeine

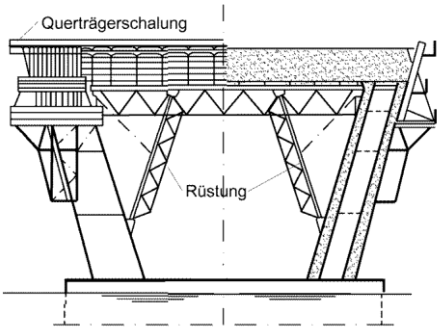


Bild 11-18: Phase 2: Betonieren des Querbalkens

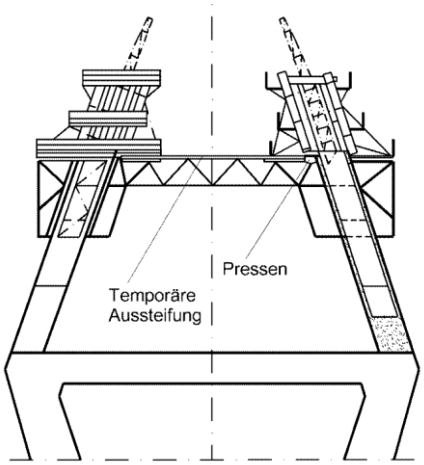


Bild 11-19: Phase3: Betonieren der A-förmigen Pylonstiele

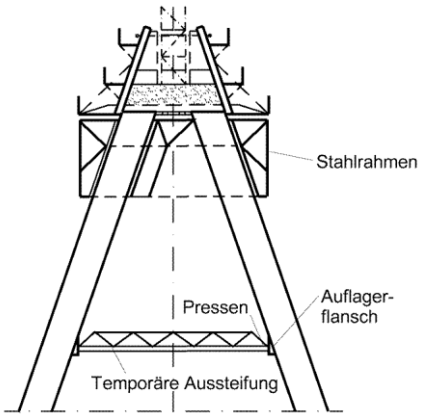


Bild 11-20: Phase 4: Betonieren der Verbindung der Pylonstiele (Dammbereich)

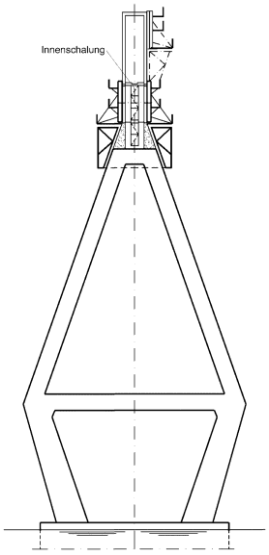


Bild 11-21: Phase 5: Betonieren des Pylonkopfes (Verankerungsstiel) mit den Kabel-verankerungen

Um der Verlangsamung des Kletterprozesses am Pylonstiel, im Verankerungsbereich der Kabel, entgegenzuwirken, verwendet man häufig vorfabrizierte Stahlbauelemente, d.h. einen Stahlbaukasten pro doppeltem Kabelpaar. In den Stahlbaukastenelementen werden die Verankerungsplatten und Ankertrompeten bereits im Werk äußerst genau eingeschweißt, auf der Baustelle präzise eingehoben, abgesetzt und vor Ort miteinander verschweißt (Bild 11-22). Mit dieser Maßnahme kann die Bauzeit der meist zeitkritischen Pylonherstellung reduziert werden und die Qualität des Verankerungsbereichs verbessert werden, da aufgrund der Einbauelemente der Anker und der dichten Bewehrungslagen in diesem Bereich das Einbringen von Beton sehr schwierig ist. Aus architektonischen Gründen wird dieser Stahlverankerungsstiel häufig mit einer Ortbetonverkleidung umhüllt oder mit Fertigteilen (örtliche Fugen) verkleidet (Bild 11-22). Der Zwischenraum wird für einen Treppensteg bzw. Aufzug genutzt.

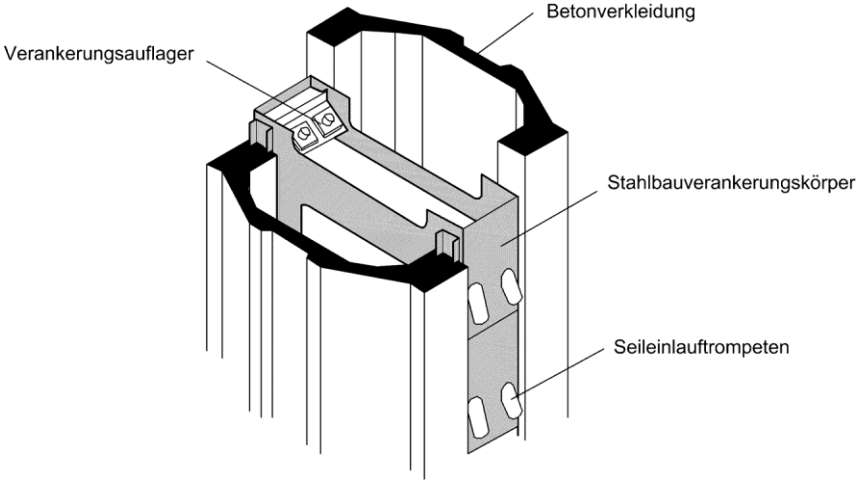


Bild 11-22: Stahlbauverankerungskörper eines Pylons mit Stahlbetonverkleidung

Unter der Fahrbahn (Streckträger) werden bei A-Pylonen häufig Querbalken eingebaut, welche die Spreizkräfte der Pylonstiele weitgehend aufnehmen um die Beanspruchung im Pylon und im Fundament zu reduzieren. Dieser Querbalken dient meist auch als Startplattform für die Freivorbauwagen des (Bild 11-22). Die Herstellung erfolgt in der Weise, dass in den Pylonbeinen schwere Verankerungen für die temporären Stahlabstützkonsolen eingelassen werden. Dann werden die Abstützkonsolen eingehoben und montiert. Anschließend werden die Rüstträger bzw. Rüstfachwerkträger mit der Querbalkenschalung und dem Arbeitsgerüst mittels Mobilkran eingehoben, auf den beidseitigen Konsolen aufgelagert und verankert. Auf der Rüstträgerkonstruktion zwischen den beiden Pylonbeinen wird anschließend die Seitenschalungen eingehoben, verlegt und gestellt (Bild 11-22, Bild 11-24, Bild 11-27). Nach dem Bewehren, Betonieren und Erhärten wird die Abstützkonstruktion hydraulisch abgesenkt und Schalung sowie

Gerüst ausgebaut. Dieser Querbalken des Pylons kann auch als Fertigteile mittels Schwimmkran oder Litzenhubgerät eingehoben werden.

H-Pylon

Die Herstellung eines H-Pylons erfolgt wie beim A-Pylon mittels Kletterschalung (Bild 11-23 bis Bild 11-25). Der Herstellungsablauf ist jedoch wesentlich einfacher, da keine aufwendigen Anpassungsarbeiten an der Schalung erforderlich sind. Auch die Herstellung des Verankerungsbereiches ist einfacher, da pro Pylonstiel nur zwei Kabelebenen verankert werden. Der Einbau der Verankerungselemente erfolgt in der Aussenschalung, analog zur A-Pylonherstellung. Bei H-Pylonen sind Querbalken meist unter der Fahrbahn und im oberen Teil der Pylonstiele oder am Pylonkopf als Kopfquerbalken erforderlich. Die Herstellung der Querbalken in Ortbeton erfolgt analog wie bei den A-Pylonen beschrieben (Bild 11-24 bis Bild 11-26). Die Querbalken können auch als Fertigteile mittels Schwimmkran und/oder Litzenhubgerät eingehoben werden (Bild 11-27). Die Verbindung zu den Stielen erfolgt dabei mittels Ortbetonfuge. Nach dem Einbau des Querbalkens unter dem Streckträger kann der obere Fertigteil- Querbalken oder Kopfquerbalken auf dem unteren Querbalken zwischengelagert werden (Bild 11-27).

Nach erreichter Pylonstielhöhe wird der obere Querbalken mittels Litzenhubgerät gehoben. Dabei kann der Querbalken beidseitig an den temporären Montagekonsolen angehängt und nach Erreichung der Montageposition in den vorbereiteten Verankerungen montiert werden. Der Anschluss des Fertigteil-Querbalkens an die Pylonstiele erfolgt mittels gekoppelten Spanngliedern von Arbeitsgerüsten aus. Die Spannglieder werden aus Nischen von der Aussenseite der Pylonstiele eingeschoben und in den Ortbetonfugen zwischen Pylonstiel und Fertigteil gekoppelt. Dann werden die Fugen mit Ortbeton ausbetoniert und die Spannstäbe bzw. Litzenspannglieder von der Pylonaussenseite her vorgespannt. Bei der Anwendung dieser Methode ist zwischen den beiden Pylonstielen keine temporäre Aussteifung möglich. Ferner muss vor dem Hochziehen des oberen Fertigteil-Querbalkens oder -Kopfquerbalkens die Hubeinrichtung an den Pylonstielen oder auf den Köpfen der Pylonstiele installiert werden (Bild 11-27).

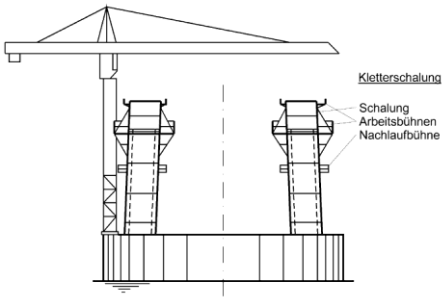


Bild 11-23: Phase 1: Betonieren des Pylon-unterteils mittels Kletterschalung§

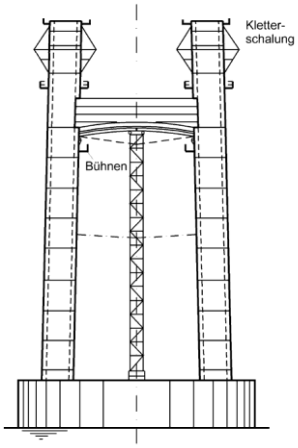


Bild 11-24: Phase 2: Betonieren des Querbalkens

Ferner ist es im Bauzustand manchmal erforderlich die beiden Pylonstiele temporär durch Hilfsaussteifungsriegel gegenseitig auszusteifen (Bild 11-25).

A) Herstellung der Stiele im oberen Bereich des H-Pylons mit temporärer Queraussteifung

B) Herstellung des Kopfquerbalkens in Ortbeton

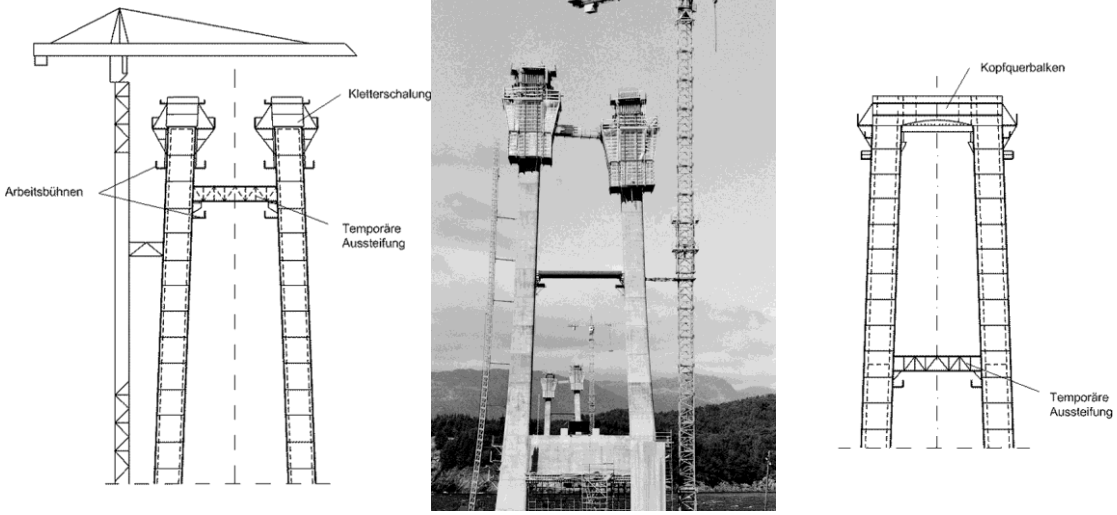
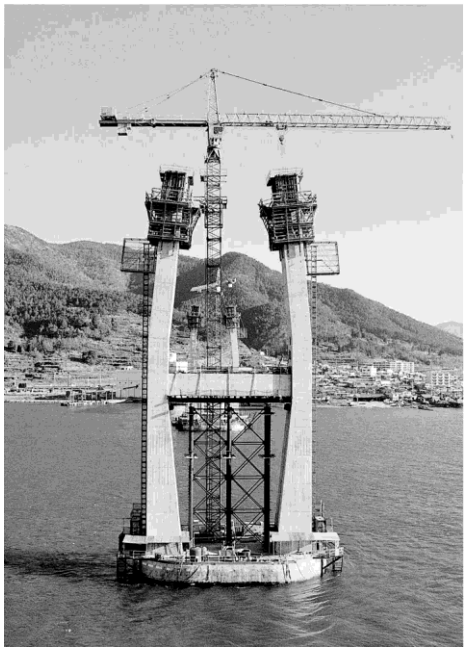


Bild 11-25: Phase 3: Herstellung des oberen Teils des H-Pylons [2]

Unterer Querbalken

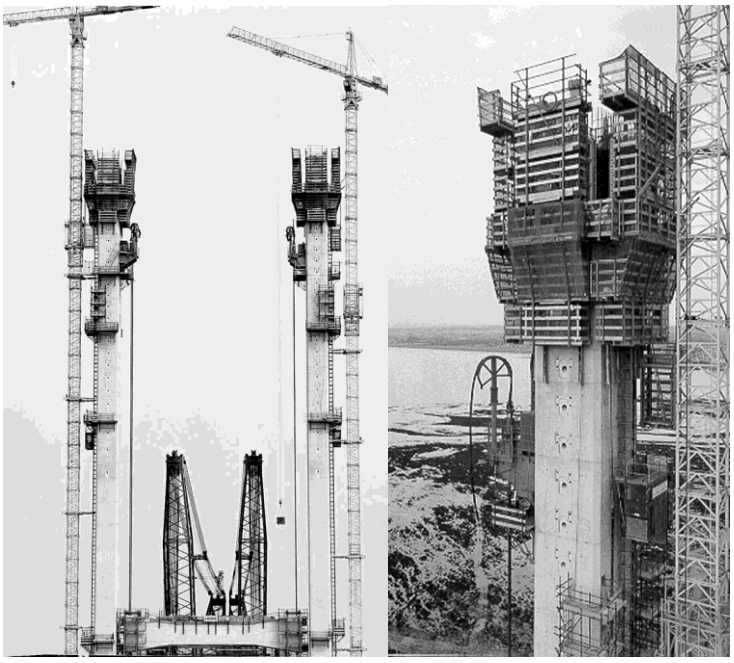


Kopfquerbalken



Bild 11-26: H-Pylon – Herstellung des unteren und oberen Querbalkens in Ortbeton [3]]

A) Einheben des Fertigteil-Querbalkens mittels Schwimmkran (links). Obere Querbalken wird mittels Litzenhubgerät in Position gehoben, eingebaut und verspannt (rechts)



B) Oberer Fertigteil-Querbalken auf bereits eingebauten unteren Fertigteil-Querbalken abgesetzt

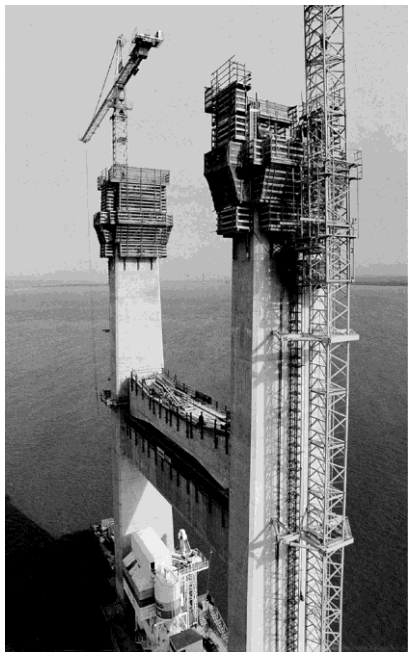


Bild 11-27: Montage der vorgefertigten Querbalken mittels Schwimmkran bzw. Litzenhubgerät [4]

11.2.2 Herstellung des Streckträgers in Ortbetonfreivorbau

Die Herstellung des Streckträgers in Ortbeton mittels Freivorbauwagen erfolgt in Längsrichtung von den Pylonen ausgehend, symmetrisch, abschnittsweise und alternierend in den folgenden Schritten (Bild 11-28):

1. Ausrichten des Freivorbauwagens
2. Aufziehen und Verankern der Spannkabel im Pylon
3. Betonieren
4. Absenken der Schalung und verankern der Spannkabel im Streckträger
5. Vorschieben des Freivorbauwagens

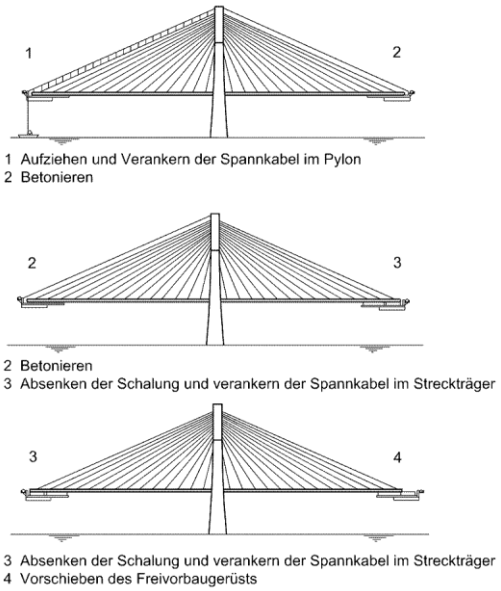


Bild 11-28: Herstellungsablauf des Streckträgers

Der Freivorbauwagen besteht aus zwei gegenseitig verschiebbaren Einheiten, dem Vorschubträger und dem Freivorbauwagen. Diese Einheiten dienen als Schreit- bzw. Vorschubeinrichtung. Der Vorschubträger liegt auf den letzten erstellten Etappen des Streckträgers auf und wird mit diesem temporär verankert. Die Hauptträger der Freivorbauwagen liegen längs zum Streckträger. Man unterscheidet folgende Freivorbauwagensysteme:

- Obenliegende
- Untenliegende

Die Vor- und Nachteile der beiden Freivorbauwagensysteme sind in Tabelle 11-22 aufgeführt.

Tabelle 11-22: Freivorbausysteme bei Schrägkabelbrücken – Vor- und Nachteile

	Freivorbauwagen mit obenliegenden Hauptträgern	Freivorbauwagen mit untenliegenden Hauptträgern
Vorteile	– Vorschubelemente sind in Sichtkontakt, damit höhere Sicherheit	– Einfache Lager- und Verschubkonstruktion, daher meist einfacher handhabbar (KIS) – Meist geringeres Gewicht durch einfacher Konstruktion – Kabelverankerung kann im vorderen Bereich des Elements angebracht werden – Keine Behinderung durch Abhängequerträger – Freivorbau einfacher in der Konstruktion
Nachteile	– Verankerungskonstruktion und Verschubkonstruktion konstruktiv aufwendig – Meist höheres Gewicht – Schrägkabel und Abhängeträger können sich behindern – Verankerung muss sich daher oft am hinteren Teil des Segments befinden	– Vorschubelemente sind oben und unten nicht gleichzeitig einsehbar, daher geringere Sicherheit

Freivorbauwagen mit obenliegenden Hauptträgern

Der obenliegende Freivorbauwagen (Bild 11-29) besteht aus Längs- und Querfachwerkscheiben die den Schalungsrost tragen. Das Längssystem besteht aus mindestens zwei Fachwerkscheiben. Diese meist trapezförmig angeordneten Längsfachwerkscheiben tragen meist im vorderen Bereich zwei Fachwerkquerträger. An diesen oberen Fachwerkquerträgern sind die unteren Rüstquerträger abgehängt. Das Quersystem besteht somit aus den Fachwerkquerträgern, die am Obergurt der Längsfachwerkscheiben angeordnet sind, und den beiden unteren Fachwerkrüstquerträgern, auf denen der Schalungskasten aufliegt. Die unteren Fachwerkrüstquerträger sind an den oberen Fachwerkquerträgern mittels Hängestangen aufgehängt. Diese Hängestangen können mittels doppelgreifenden Hohlkolbenpressen und damit der Schalungskasten auf- und abgesenkt werden. Die Fachwerke müssen gegen seitliches Kippen ausreichend ausgesteift werden. Die Horizontal- und Vertikalkräfte sowie das Kragarmmoment des Freivorbauwagens müssen von dem vorher hergestellten Betonierabschnitt aufgenommen werden.

Der Vorschubträger unter den Fachwerkslängsscheiben muss ausreichend zur Aufnahme der Zug- und Reibungskräfte während des Verschiebevorganges des Freivorbauwagens in der Platte verankert werden. Der Vorbauwagen ist im hinteren Bereich mittels einer Klauenkonstruktion an den Vorschubträger gesichert. Diese Klauenkon-

struktion dient zur Sicherung während des Vorschubs gegen Kippen. Im vorderen Bereich der Längsfachwerkscheiben ist eine Panzerrolleneinrichtung zum Verschieben angeordnet. Der Verschubvorgang erfolgt meist mittels Zugstangen und Hohlkolbenpressen. In diesem Bewegungszustand muß der Vorbauwagen mittels Seilen oder Zugstangen gegen unkontrollierte Bewegungen insbesondere im Gefälle gesichert werden. Während des Betonierzustandes wird der Vorbauwagen mittels Zugstangen unterhalb der Fahrbahnplatte neben den Längsträgern mit lastverteilenden Traversen verankert. Die meisten Vorbauwagen werden mit Gegengewicht zum Schalungskasten im hinteren Bereich ausgerüstet. Damit ist eine Rückverankerung in der Platte nur für das Betoniergewicht erforderlich.

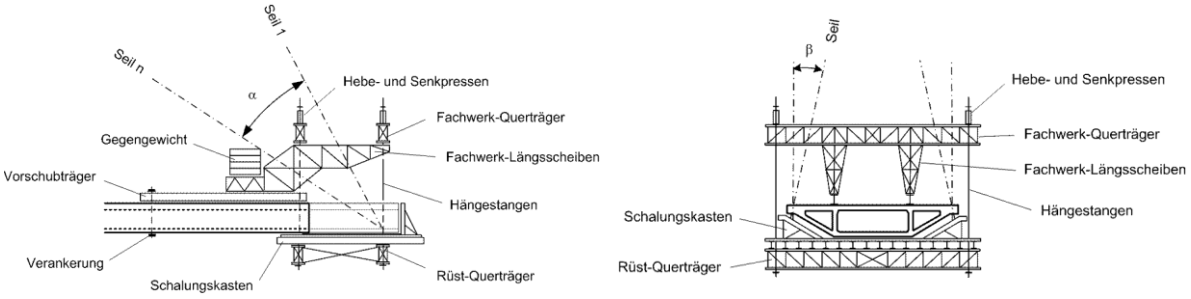


Bild 11-29: Freivorbauwagen: oben liegende Längsträger – Interaktion Kabel – Längsträger

Freivorbauwagen mit untenliegenden Hauptträgern

Der untenliegende Freivorbauwagen (Bild 11-30) besteht aus Längsträgern bzw. Fachwerkscheiben, die den Schalungskasten tragen, und Querfachwerkträgern. Die Lastabtragung des untenliegenden Freivorbauwagens an den Streckträger erfolgt über das hintere Rollwerk bzw. Druckplatte und andererseits durch die beiden seitlichen Hängekonstruktionen. Das Kippmoment des Kragarms muss mittels Kräftepaar durch den vorher hergestellten Brückenabschnitt aufgenommen werden, d.h. Druckkraftabgabe am hinteren Auflager an der Streckträgerunterseite und Zugkraftannahme über die Aufhängung des Freivorbauwagens mittels u-förmigem Querfachwerkträger und klauenförmiger Auflagerkonstruktion am vorderen Auflager. Die Längsträger bzw. Längsfachwerkscheiben des Vorbauwagens tragen den Trägerrost des Schalungskastens. Diese Längsträger sind im mittleren Bereich mit einem integrierten Querfachwerkträger, der u-förmig ausgebildet ist, verbunden. Mittels dieser u-förmigen Querträgerkonstruktion wird der untenliegende Freivorbauwagen an den Längsvorschubträger des vorherigen Bauabschnitts abgehängt. Die Vorschubträger werden im Randbereich des Streckträgers, zwischen der Kabelebene und der Aussenkante der Betonkonstruktion angeordnet. Für das Verschieben des Freivorbauwagens muss ausreichend Arbeitsraum zur Kabelebene vorhanden sein. Im hinteren Bereich des Freivorbauwagens wird unterhalb des Streckträgers ein integrierter Querträger angeordnet. Zum Ab-

senken und präzisen Ausrichten des Freivorbauwagens sind entsprechende Pressen zwischen der Auflagerkonstruktion des u-förmigen Querfachwerkträgers und den Vorschubträgern anzuordnen. Während des Betoniervorgangs müssen die Pressen auf einer Schraubspindel abgesetzt werden. Ferner sind am hinteren unteren Querträger Panzerrollen vorgesehen für den Verschiebevorgang. Während des Betonierens wird der Kontakt zum vorherigen Brückenabschnitt mittels Pressen und Druckkraftspindeln an den hinteren Lagern des untenliegenden Freivorbauwagens sichergestellt. Während des Betoniervorgangs sind entsprechende Sicherungen gegen unbeabsichtigtes Verschieben des Freivorbauwagens zu treffen. Der Verschub erfolgt meist mittels Zugstangen und Hohlkolbenpressen. In den Bildern Bild 11-30 bis Bild 11-32 wird die Anwendung dieses Konzepts in der Praxis dargestellt

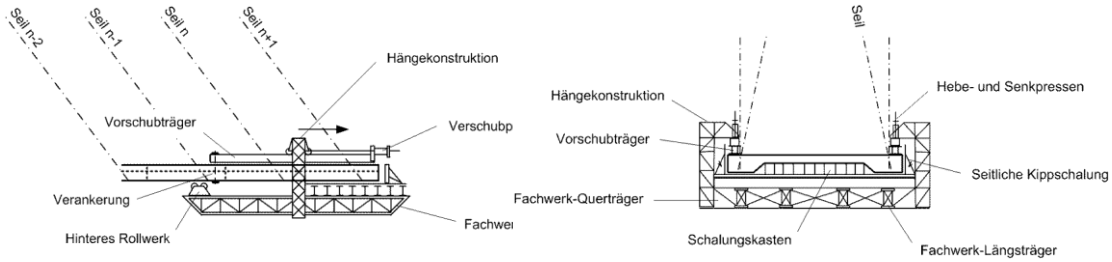


Bild 11-30: Freivorbauwagen: unten liegende Längsträger – Interaktion Kabel – Längsträger

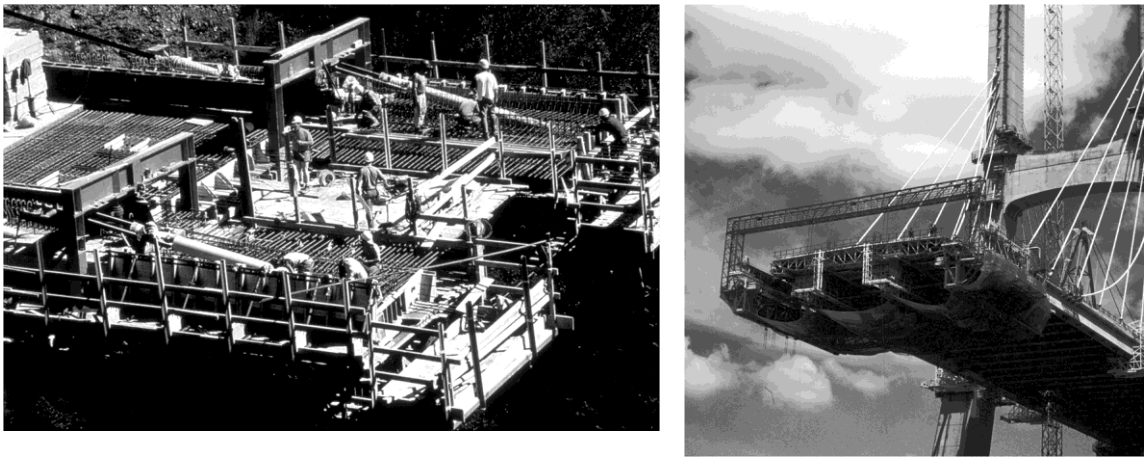
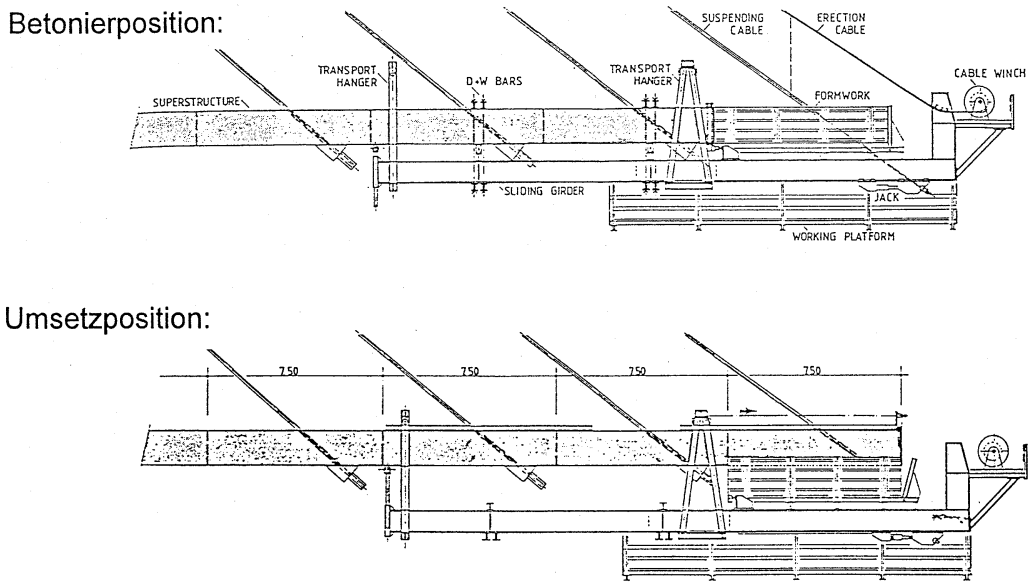


Bild 11-31: Sunnibergbrücke, CH (links) [5]
Vasco da Gama Bridge (rechts) [6]

Die Bau- und Vorschubzustände eines untenliegenden Freivorbaugerüsts sind in Bild 11-32 dargestellt.



Freivorbaugerüst - Querschnitt

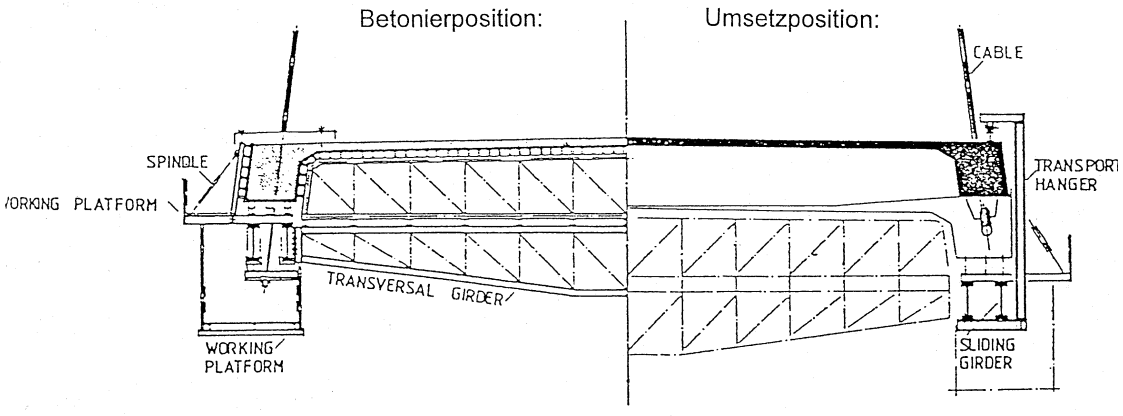


Bild 11-32: Freivorbaugerüst für Schrägseilbrücken – Betonierposition (links), Umsetzposition (rechts) [5]

Entwurfsgrundsätze für Freivorbaugerüste

Folgende Vorgehensweise empfiehlt sich beim Entwurf eines Freivorbaugerüstes für Schrägkabelbrücken:

1. Betonierabschnitte bzw. Freivorbaulängen aus Kabelabstand in Längsrichtung festlegen (möglichst äquidistant!).

2. Anordnung von Vorschubträgern und Freivorbauhaupt- und Querträgern, so dass die Verschiebbarkeit des Freivorbaugerüstes in den nächsten Abschnitt nach dem Spannen der Schrägkabel ohne deren Behinderung gewährleistet ist.

3. Der Freivorbauwagen muss sich nach dem Spannen der Schrägseile ohne gegenseitige Behinderung von Schrägseilen und Querabhängungen des Freivorbauwagens in den nächsten Abschnitt verschieben lassen.

4. Die Hauptträger des Freivorbauwagens liegen meist in Längsrichtung. Sie können oben oder unten liegen. Das Kippmoment des Kragarms muss mittels Kräftepaar im vorher erstellten Abschnitt aufgenommen werden. Liegen die Hauptträger oben, ist eine Rückverankerung des hinteren Auflagers im vorherigen Abschnitt mit Spannstäben (Zugkraft) nötig, im vorderen Auflager wird die Druckkraft abgegeben.

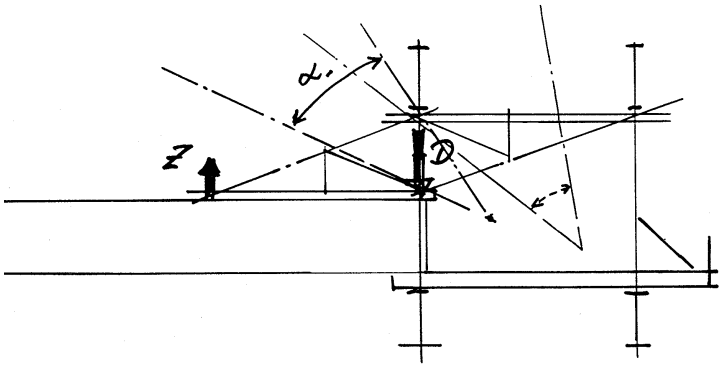


Bild 11-33: Freivorbauwagen: Oben liegende Längsträger – Interaktion Seile – Längsträger sowie angreifende Kräfte

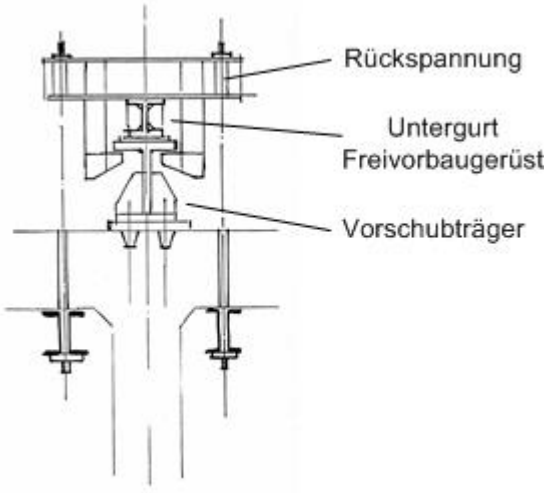


Bild 11-34: Obenliegendes Freivorbaugerüst: Detail hintere Verankerung im Betonierzustand

Liegen die Hauptträger unten, sind die Verhältnisse umgekehrt. Das hintere Auflager stützt sich auf der Unterseite gegen den Beton ab, das vordere Auflager ist an einer Quertraverse auf einem Vorschubträger aufgehängt.

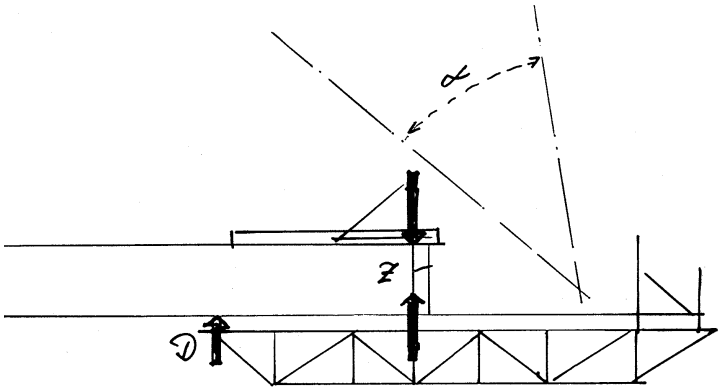


Bild 11-35: Freivorbauwagen: Unten liegende Längsträger – Interaktion Seile – Längsträger sowie angreifende Kräfte

5. Der Freivorbauwagen besteht aus zwei gegenseitig verschiebbaren Einheiten. Diese Einheiten dienen als Schreit- bzw. Vorschubeinrichtung. Dies sind:

   - Vorschubträger
   - Gerüstwagen

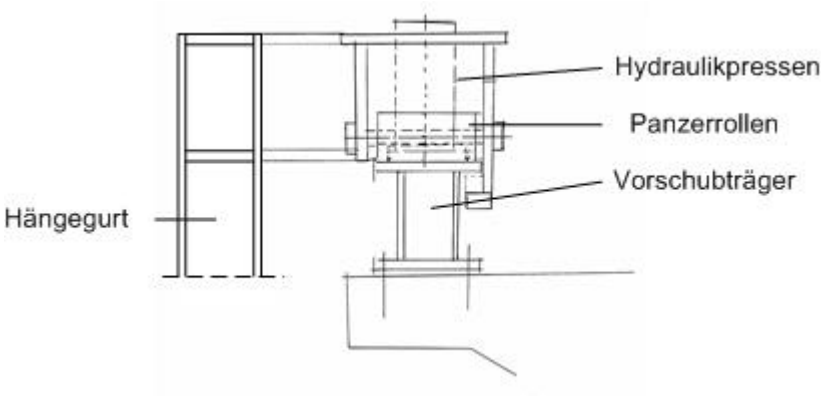


Bild 11-36: Untenliegendes Freivorbaugerüst: Verschiebeeinrichtung Variante A mit Panzerrollen

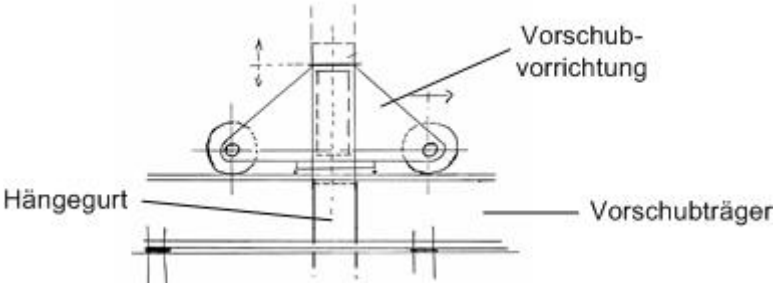


Bild 11-37: Untenliegendes Freivorbaugerüst: Verschiebeeinrichtung Variante B mit Hydraulikpressen

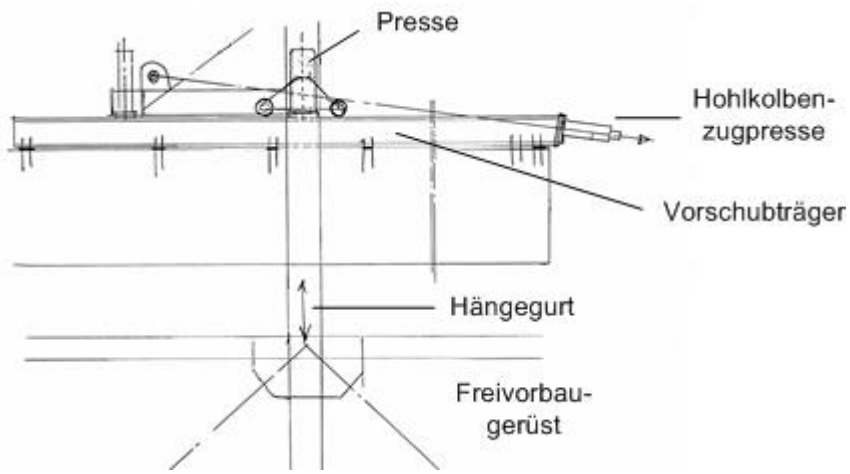


Bild 11-38: Untenliegendes Freivorbaugerüst: Zugvorrichtung mit Hohlkolbenpressen (Zugstangen 2 Ø26)

6. Das Konstruktionsschema des Schalungsrostes kann wie folgt sein:

   - Schalungsplattenstärke ca. 21 mm
   - Der Abstand des Schalungsrostes ergibt sich aus der relativen Durchbiegungsbegrenzung zwischen den Schalungsrostträgern. Bei Schaltafeln aus Holz ergibt sich ein Rosträgerabstand von ca. 30 bis 40 cm.
   - Dieser Rost muss meist auf einen Unterstützrost aus Stahlträgern aufgelegt werden, da die Spannweite des Rostes aufgrund der zulässigen Durchbiegung (vorgegebene Toleranzen) oft nicht mehr als 2 bis 3 m beträgt.
   - Die Richtung des orthogonalen Rostes ergibt sich aus der Länge des Betonierabschnittes bzw. aus dem Abstand der Hauptträger des Gerüstwagens (kürzeste statische Längen, keine Kräfte spazieren fahren).
   - Kriterien:
     - Einfach handhabbaren Freivorbauwagen beim Vorfahren
     - Einfache Vorschubschritte, möglichst kein System mit mehrfach wechselnder statischer Gliederung und der Gefahr von Verankerungsfehlern
     - Möglichst leicht aus Kostengründen und aufgrund der Handhabbarkeit

7. Kontrolle aller Lastfälle im Bauzustand.

Die übergeordneten Kriterien beim Entwurf sind die einfach Handhabung des Freivorbauwagens beim Vorfahren, möglichst einfache Vorschubschritte ohne Gefahr von

Verankerungsfehlern, möglichst ein statisches System ohne wechselnde Gliederung, sowie eine leichte Konstruktion aus Kostengründen.

Bei der Konzeption der Arbeitsabschnitte versucht man meistens, einen Wochentakt sicherzustellen. Der Wochentakt der Streckträgerherstellung der Sunnibergbrücke (CH) ist in Bild 11-40 dargestellt.

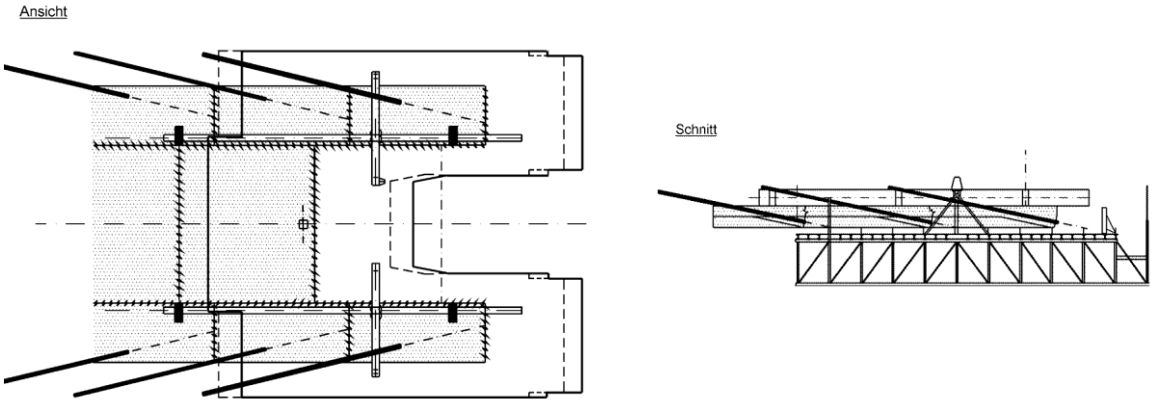


Bild 11-39: Schalung abgesenkt und vorgeschoben zur Neuausrichtung [5]

Arbeitsschritte	Donnerstag	Freitag	Samstag Sonntag	Montag	Dienstag	Mittwoch
Betonieren Träger						
Betonieren Platte (Total 36.5 m^3)						
Stirnschalung entfernen						
Schalen						
Vorschubträger für nächste Etappe positionieren						
Freivorbauwagen vorfahren						
Versetzen Trompetenrohr fallender (steigender) Vorbauast						
Versetzen Trompetenrohr steigender (fallender) Vorbauast						
Armieren fallender (steigender) Vorbauast						
Armieren steigender (fallender) Vorbauast						
Spannpressen montieren						
Abrollen Schrägseile ab Bobine						
Vorbereiten Schrägseile für Montage						
Montage Schrägseile						
Schrägseile spannen (4 - 6 Spannstufen mit V_0 ca. 2200 kN)						

Abbinden, Aushärten Beton

Bild 11-40: Wochenarbeitstakt Sunnibergbrücke (CH) [5]

Die einzelnen Hauptaktivitäten in den Etappen n und n+1 sind in Bild 11-41 bis Bild 11-48 dargestellt.

Schrägseilbrücke Sunnibergbrücke Klosters, 1997 – Herstellung des Streckträgers

Betonieren Etappe n

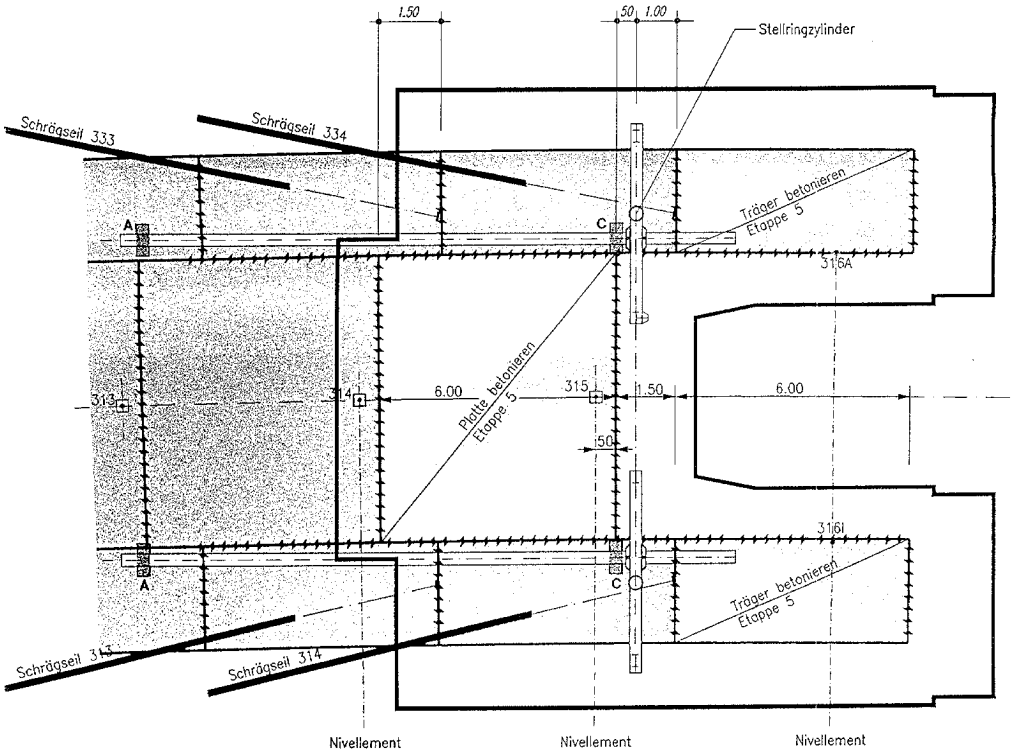


Bild 11-41: Ansicht – Bewehren und Betonieren – Etappe n [5]

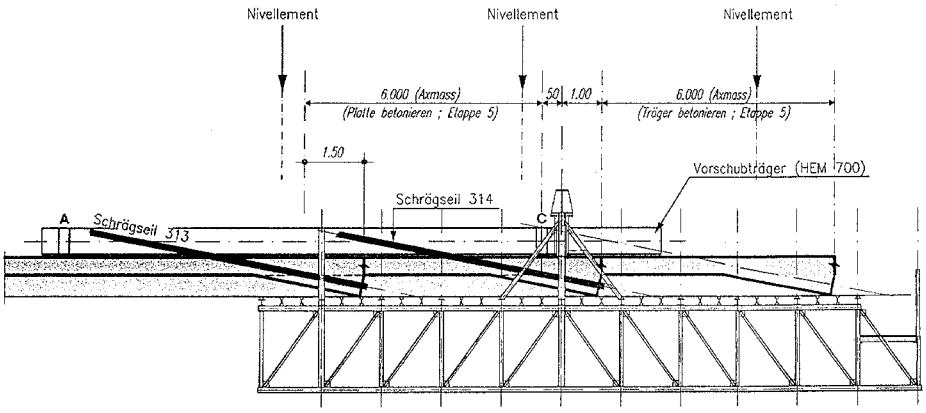


Bild 11-42: Schnitt – Bewehren und Betonieren – Etappe n [5]

Vorspannen

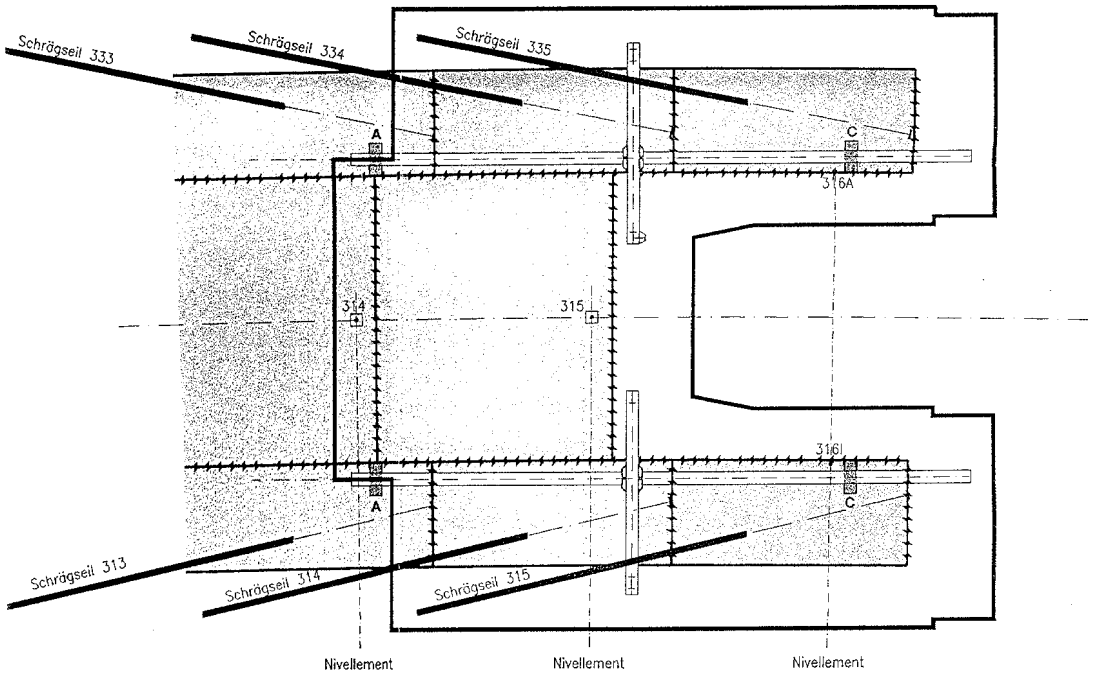


Bild 11-43: Ansicht – Seile 315 (335) weggesteuert vorspannen – Etappe n [5]

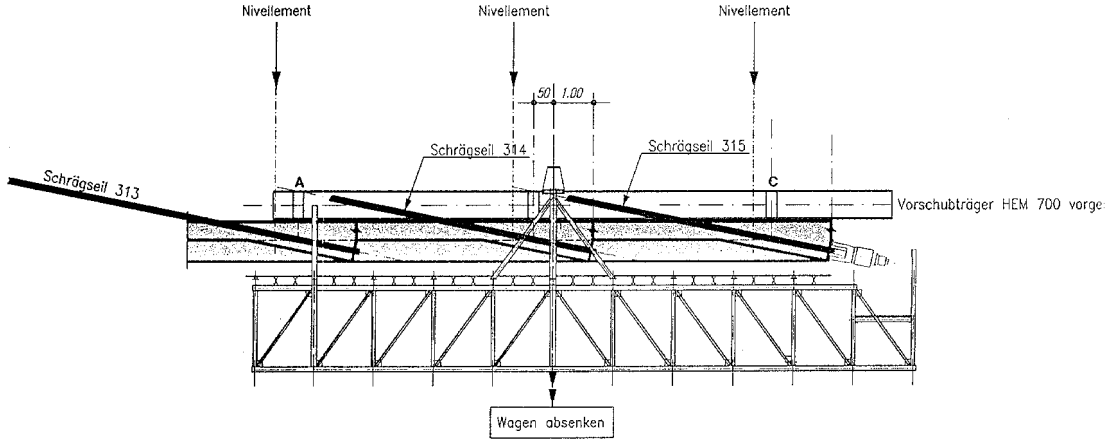


Bild 11-44: Schnitt – Seile 315 (335) weggesteuert vorspannen – Etappe n [5]

Wagen vorfahren in Etappe n+1

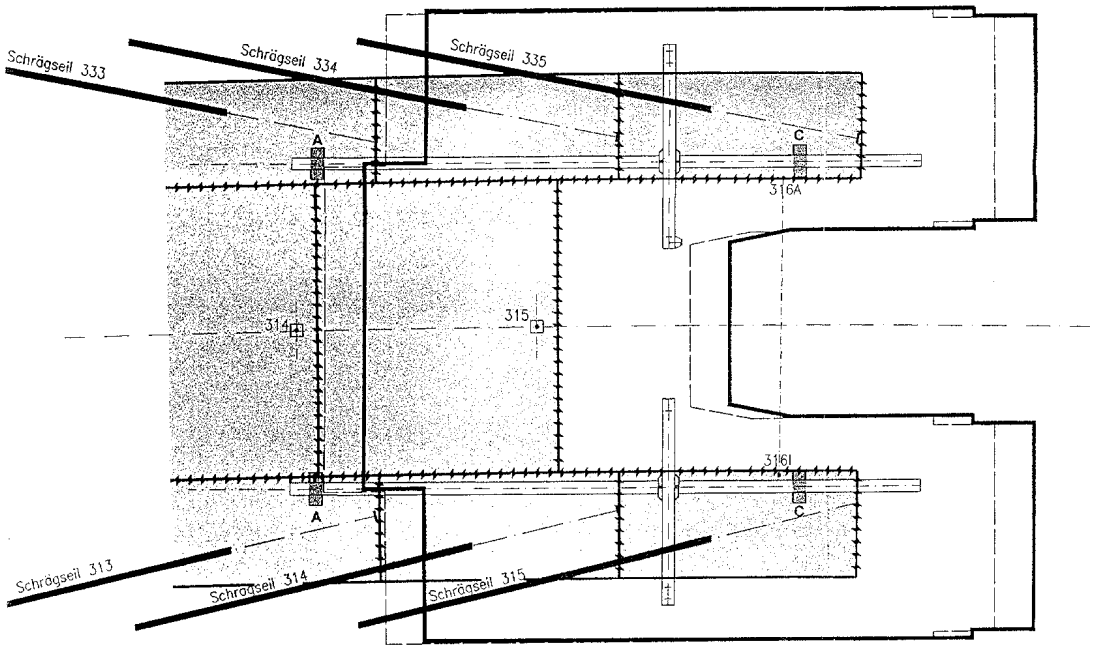


Bild 11-45: Ansicht – Schalwagen absenken und Vorfahren in Etappe n+1 [5]

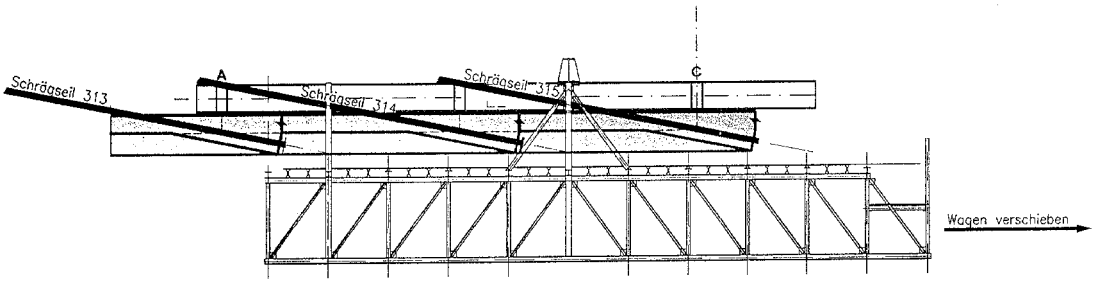


Bild 11-46: Schnitt – Schalwagen absenken und Vorfahren in Etappe n+1 [5]

Betonieren Etappe n+1

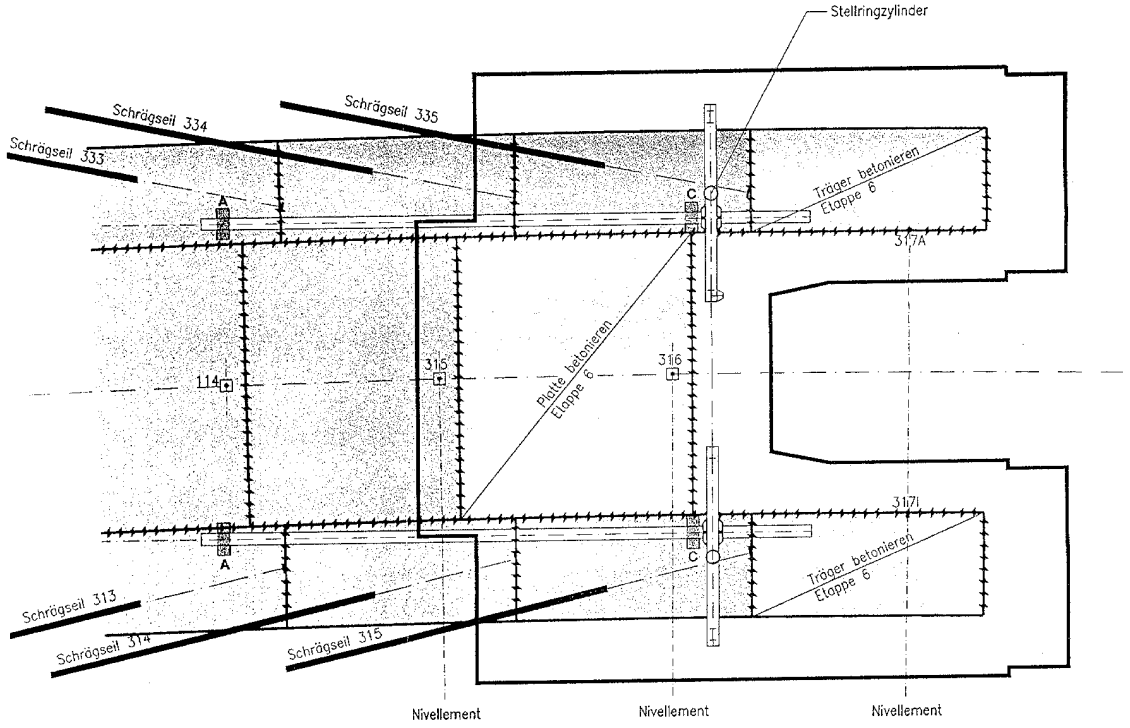


Bild 11-47: Ansicht – Bewehren und Betonieren – Etappe n+1 [5]

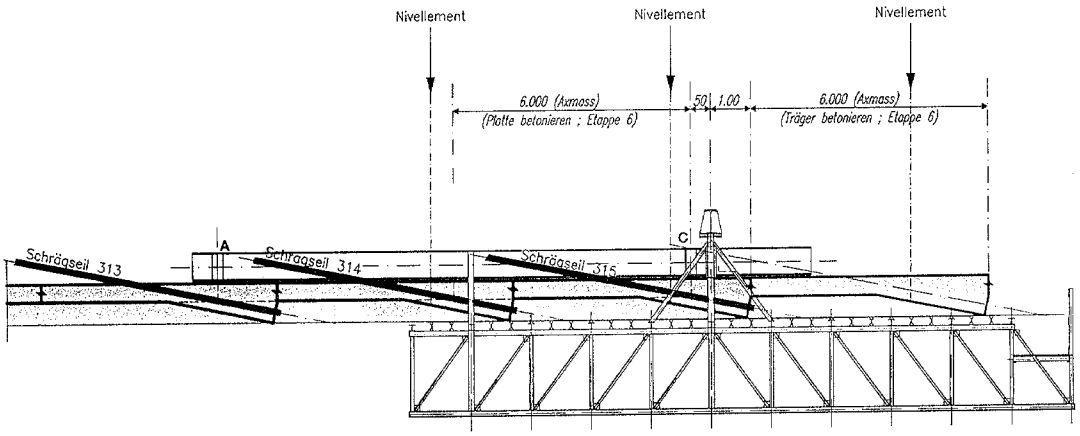


Bild 11-48: Schnitt – Bewehren und Betonieren – Etappe n+1 [5]

11.2.3 Kabelmontage

Die vorgefertigten Schrägkabel werden meist auf Bobinen gewickelt und abrollbereit auf die Baustelle geliefert. Vom Zwischenlagerplatz werden sie zum Einbauort transportiert und dort in das Abziehgerät eingesetzt. Die Temperatur des Kabels soll beim Abrollvorgang mindestens 10 °C betragen. Beim Montieren von PE-verrohrten Kabeln sind zwei Grundsätze zu beachten:

- Bei Ablenkstellen sind während der Montage der Kabel mittels Sattelelementen zu führen, um Knicke und sonstige Schäden des PE-Rohres zu vermeiden.
- Axialkräfte können beliebig am Kabelende über Gewinde und Stirnflächen der Ankerhülsen aufgebracht werden, jedoch nur beschränkt am PE-Hüllrohr der freien Kabellänge.

Je nach Bauvorgang werden die Sattelelemente am Pylon vorgängig montiert oder gemeinsam mit dem aufliegenden Kabel zum Pylon gehoben (Bild 11-50). Die unteren Sattelelemente werden in der Regel vor dem Kabeleinbau auf dem Brückenträger platziert (Bild 11-53). Folgende Vorbereitungsarbeiten sind zur Installation der Kabel erforderlich:

- Installation der Arbeitsplattform an der Außenseite des Pylons auf der Höhe der relevanten Trompete.
- Installation der Arbeitsplattform bei der unteren Verankerung und außerhalb der Betonplatte, unterhalb des Streckträgers, am oberen Ende der Trompete.
- Installation der Winde auf der Brückenplatte und dem Zuggerät bei der Ankerplatte.
- Vorbereitung der Sicherungsmuttern bei der oberen und unteren Verankerung.

Folgende Montagegeräte sind erforderlich:

- Arbeitsplattformen: Plattform an der Außenseite des Pylons zum Einführen der Kabel in die Trompete und auf der gegenüberliegenden Seite zum Einziehen und Abstützen des Ankerkopfes. Plattform bei der unteren Verankerung für die Spannarbeiten unterhalb des Streckträgers (Fahrbahn).
- Hebezeuge: Mobilkran zum Abladen der Kabelbobinen und Einsetzen derselben ins Abziehgerät (Kapazität: max. Transportgewicht der Kabel inkl. Bobine). Turmdrehkran ev. Winde zum Einhängen der Kabel im Pylon. Mobiles Hebegerät auf der Brückenfahrbahn zum Umsetzen von Spanngeräten, Einlauf-

sättel etc. und zum Anheben der Kabel beim Einführen in die untere Trompete. Leichtes Hebegerät bei der Verankerung im Pylon zum Umsetzen der Einziehgeräte. Seilwinden mit Umlenkrollen: Seilwinde zum Vorziehen des Kabels bis zum Eintritt in die untere Trompete.

Einhängen kurzer Kabel im Pylonbereich

Kurze Kabel in Pylonnähe können in der Regel mit dem Turmdrehkran direkt eingehängt werden. Das freihängende Kabel wird zuerst in die untere Trompete eingeführt, ev. provisorisch fixiert (Bild 11-49) und anschließend zur Trompete im Pylon geschwenkt. Danach wird der obere Ankerkopf durch die Trompete eingezogen und gegen die Ankerplatte gesichert (Bild 11-50).

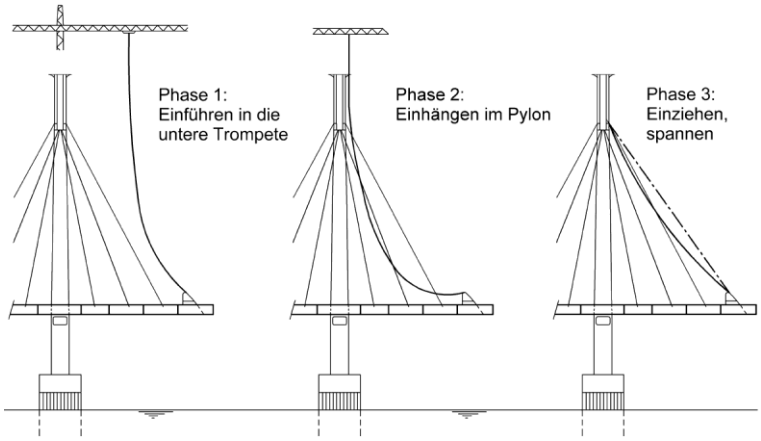


Bild 11-49: Einhängen kurzer Kabel im Pylonbereich

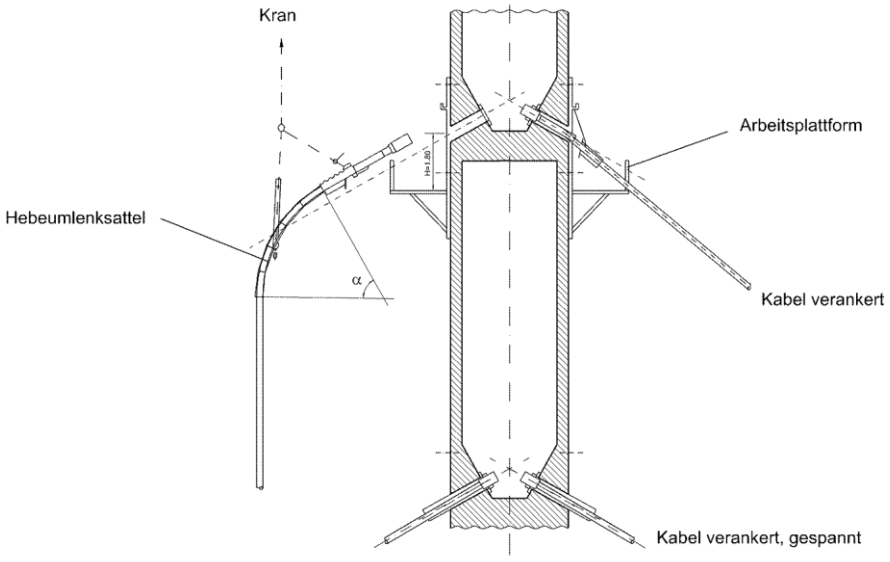


Bild 11-50: Detail Pylonkopf – Verankerung

Einhängen langer Kabel

Sobald Höhe, Arbeitsradius und Lastbereich des Krans für die direkte Montage nicht mehr ausreichen, wird der Montagevorgang umgestellt (Bild 11-51). Das obere Kabelende wird mit dem Kran zum Pylon gehoben, durch die Trompete eingezogen und mit Mutter oder Stützplatten verankert. Beim Freivorbau ist es oft günstig, mehrere Kabel (max. alle Kabel der nächsten Etappe) im Pylon vorgängig zu montieren. Das Einziehen der Kabel in den Pylon kann aber auch wie in Bild 11-52 dargestellt mit Kabelwinden, die am Pylonkopf angeordnet sind, erfolgen. Die Kabel werden über den Einlaufsattel in die Trompete des Streckträgers eingezogen und soweit angespannt bis die Ankerhülse gegen die Ankerplatte gesichert werden kann (Bild 11-53). Die Geräte wie Pneukran, Winde und hydraulische Pressen werden den notwendigen Ziehkräften angepasst.

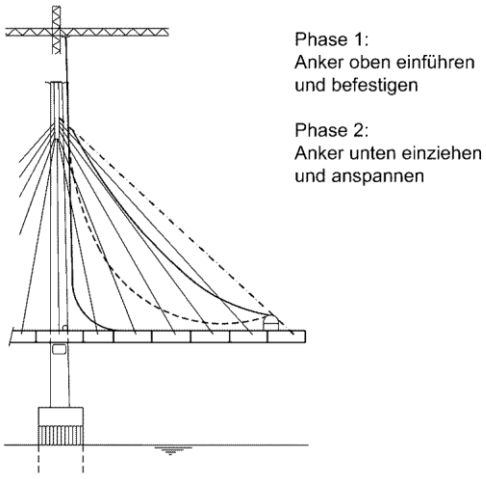


Bild 11-51: Einhängen langer Kabel

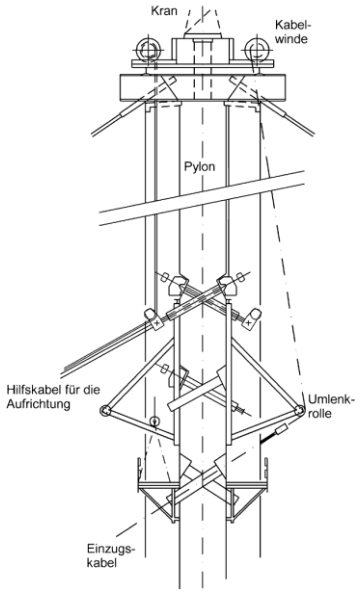


Bild 11-52: Verankerung im Pylon – Einziehen der Schrägkabel

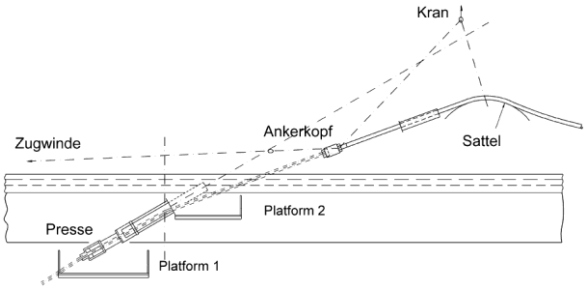


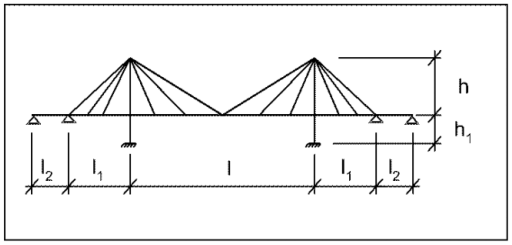
Bild 11-53: Installation des Kabels am Streckträger – Untere Verankerung

Spannvorgang

Nach Beendigung der Montage werden die Kabel nach Anweisung gespannt. Beim Aussengewinde von Anker und Spannspindel ist ein kontinuierliches Anspannen der Kabel möglich und, falls nötig, auch ein Nachlassen der Kraft. Die spannbare Verankerung kann je nach Zugänglichkeit am oberen oder unteren Kabelende angeordnet werden. Bei großen Brücken ist dies meist unterhalb des Brückenträgers.

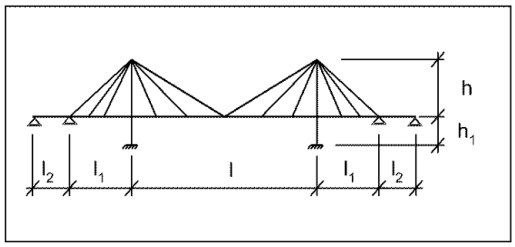
11.2.4 Kennwerte von typischen Schrägkabelbrücken für Vorkalkulationszwecke

Zur Vordimensionierung von Schrägkabelbrücken wird auf [7] verwiesen. Die überschlägige Kostenermittlung sowie die Kontrolle der Kalkulation kann anhand der Quadratmeterpreise oder etwas genauer anhand der ermittelten Einheitsmassen abgeschätzt und kontrolliert werden. Nachfolgend sind für verschiedene Brückentypen solche Werte zusammengestellt. Die angegebenen Werte beziehen sich auf die Einheit Quadratmeter Brückenfläche (Fahrbahn) bzw. Kubikmeter (Pylon, Streckträger). Der Berechnung liegt die Lasteinwirkung nach AASTHO [8] zugrunde.



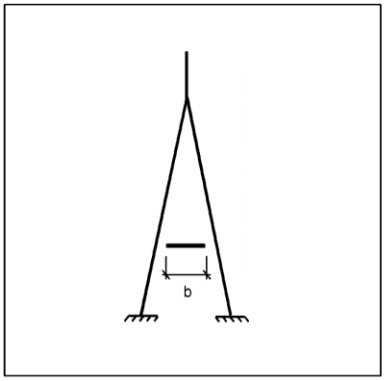
		A - Pylon	Versteifungsträger
		h = 58 m h_1 = 13 m	l = 300 m l_1 = 123 m l_2 = 45 m
			b = 24.30 m 4 Fahr-, 2 Standspuren
Kennzahlen	Beton	0.16 m³/m²	Hauptfeld: 0.51 m³/m² Endfeld: 0.66 m³/m²
	Stahlkonstruktion		
	Schlaffstahl	115 kg/m³	56 kg/m² (110 kg/m³)
	Spannstahl Längsrichtung		8 kg/m² (14 kg/m³)
	Spannstahl Querrichtung		11 kg/m² (20 kg/m³)
	Spannstahl Total	20 kg/m² (2.5-5.0 kg/m³)	19 kg/m² (34 kg/m³)
	Seile	41 kg/m² (45 kg/m² inkl. Anker)	

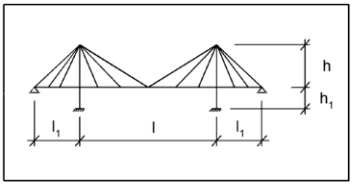
Bild 11-54: Pasco Kennewick Bridge, Columbia River, USA [9]

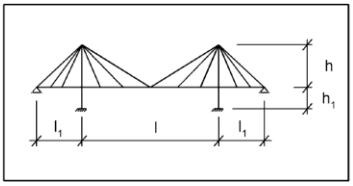


		H - Pylon	Versteifungsträger
		h = 67 m h_1 = 30 m	l = 287 m l_1 = 132 m l_2 = 27 m
			b = 18.00 m 4 Fahrspuren
Kennzahlen	Beton	0.20 m³/m²	Hauptfeld: 0.51 m³/m² Endfeld: 0.68 m³/m²
	Stahlkonstruktion		
	Schlaffstahl	115 kg/m³	60 kg/m² (110 kg/m³)
	Spannstahl Längsrichtung		
	Spannstahl Querrichtung		
	Spannstahl Total	2.5 kg/m³	20 kg/m² (45 kg/m³)
	Seile	40 kg/m² (45 kg/m² inkl. Anker)	

Bild 11-55: Ohio River Bridge USA, Portsmouth 1984

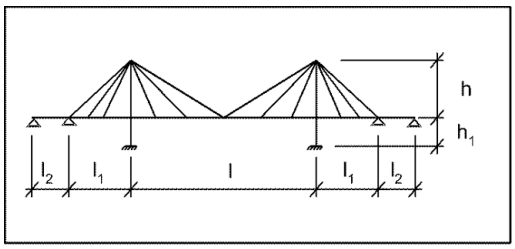






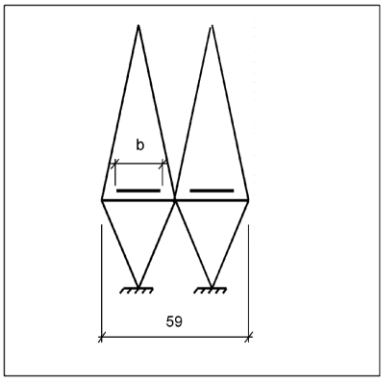
		Pylon	Versteifungsträger	Pylon	Versteifungsträger
		h = 67 m h_1 = 30 m	l = 286 m l_1 = 134 m	h = 67 m h_1 = 30 m	l = 286 m l_1 = 134 m
			b = 17.00 m 4 Fahrspuren		b = 17.00 m 4 Fahrspuren
Kennzahlen	Beton	0.16 m³/m²		0.18 m³/m²	0.26 m³/m²
	Stahlkonstruktion		ca. 400 kg/m²		ca. 200 kg/m²
	Schlaffstahl	120 kg/m³		120 kg/m³	45 kg/m²
	Spannstahl Längsrichtung				
	Spannstahl Querrichtung				
	Spannstahl Total	ca. 20 kg/m²		ca. 20 kg/m²	23 kg/m²
	Seile	40 kg/m² (42 kg/m² inkl. Anker)		40 kg/m² (45 kg/m² inkl. Anker)	

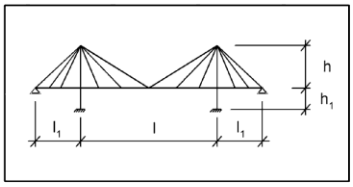
Bild 11-56: New Ohio Bridge, USA, Portsmouth (Alternativentwurf)

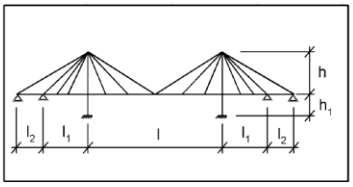


		A - Pylon	Versteifungsträger
		h = 53 m h_1 = 26 m	l = 230 m l_1 = 90 m l_2 = 50 m
			b = 23.00 m 4 Fahrspuren
Kennzahlen	Beton	0.165 m³/m²	Hauptfeld: 0.60 m³/m² Endfeld: 0.77 m³/m²
	Stahlkonstruktion		
	Schlaffstahl	120 kg/m³	73 kg/m²
	Spannstahl Längsrichtung		8.5 kg/m²
	Spannstahl Querrichtung		10.7 kg/m²
	Spannstahl Total	20 kg/m² (2.5-5.0 kg/m³)	19.2 kg/m²
	Seile	40 kg/m² (45 kg/m² inkl. Anker)	

Bild 11-57: Xiang Jia Tang Bridge, China







Kennzahlen			Pylon	Versteifungsträger	Pylon	Versteifungsträger
			h = 81 m h_1 = 49 m	l = 381 m l_1 = 147 m	h = 86 m h_1 = 47 m	l = 381 m l_1 = 126 m l_2 = 61 m
				b = 23.85 m 6 Fahrspuren		b = 26.35 m 6 Fahrspuren
	Beton		0.20 m^3/m^2	Hauptfeld: 0.21 m^3/m^2	0.24 m^3/m^2	Hauptfeld: 0.78 m^3/m^2 Endfeld: 0.76 m^3/m^2
	Stahlkonstruktion			125 kg/m^2		
	Schlaffstahl		26 kg/m^2	45 kg/m^2	38 kg/m^2	85 kg/m^2
	Spannstahl	Längsrichtung				
		Querrichtung				
		Total	2 kg/m^3		2 kg/m^3	23 kg/m^2
	Seile		32 kg/m^2 (40 kg/m^2 inkl. Anker)		39 kg/m^2 (49 kg/m^2 inkl. Anker)	

Bild 11-58: Houston Ship Channel Crossing

11.2.5 Literaturverzeichnis

[1] PERI GmbH. Weissenhorn, Deutschland.

[2] Storda Bru, Hardangerfjord, Norwegen - NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS - 1998-2000. PERI (mit freundlicher Genehmigung). Weissenhorn 2002.

[3] Samchonpo Bridge, Korea - Daelim Industrial Co. Ltd. PERI (mit freundlicher Genehmigung). Weissenhorn 2002.

[4] Second Severn Crossing Bridge, England - GTM Construction, John Laing Construction - 1993-1996. PERI (mit freundlicher Genehmigung). Weissenhorn 1995.

[5] Sunnibergbrücke (CH) - Batigroup AG, Vetsch AG - 1996-1998.

[6] Vasco da Gama Bridge (P) - Bento Pedrodo Constr., Compenon Bernard, Edifer Constr. - 1995-1998.

[7] Girmscheid, Gerhard: Vordimensionierung der Haupttragwerksproportionen von Schrägkabelbrücken. In: Bautechnik 64 (1987), Heft 9, S. 313-317.

[8] Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition. Washington: AASHTO (Hrsg.) 1996.

[9] Leonhardt, Fritz, Zellner, Wilhelm und Svensson, Holger: Die Spannbeton-Schrägkabelbrücke über den Columbia River zwischen Pasco und Kennewick im Staat Washington USA. In: Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980), Heft 2, S. 29-36, Heft 3, S. 64-70 und Heft 4, S. 59-64.

Platz für Notizen: