BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

Sonderausgabe 2013

Schrägkabelbrücke Lekki-Ikoyi in Lagos, Nigeria

www.verlagsgruppewiederspahn.de

ISSN 1867-643X

Headoffice Julius Berger Nigeria PLC

Julius Berger Nigeria PLC

Für Ingenieur- und Bauprojekte in den Bereichen Hochbau, Infrastruktur und Industrieanlagen erbringt Julius Berger Nigeria PLC Design, Planung und Ausführung bis hin zum Facility Management.

Julius Berger Nigeria PLC ist mit 18.000 Mitarbeitern das größte Bauunternehmen in Nigeria und seit 1991 an der Börse (Lagos Stock Exchange) notiert. Das Unternehmen betreibt in Nigeria eigene Fertigteilwerke, Steinbrüche, Hafenanlagen, Transportflotten und weitere Einrichtungen, die zur Errichtung hochwertiger Bauwerke erforderlich sind.

Julius Berger International GmbH

Julius Berger International GmbH mit Sitz in Wiesbaden plant und koordiniert als Ingenieureinheit der Julius Berger Nigeria PLC Bauprojekte für Hochbau, Infrastruktur und Industrieanlagen.

Die Leistungen von Julius Berger International umfassen Planung, Beratung, Projektmanagement, Einkauf von Materialien, Sicherstellung der Lieferketten bis zur Rekrutierung von Fachpersonal.

JULIUS BERGER

JULIUS BERGER INTERNATIONAL

Technisch komplexes Brückenbauwerk in Lagos, Nigeria

Planungs- und Ausführungsaspekte der Schrägkabelbrücke Lekki-Ikoyi

von Peer Lubasch, Stefan Uelzmann, Markus Hengst

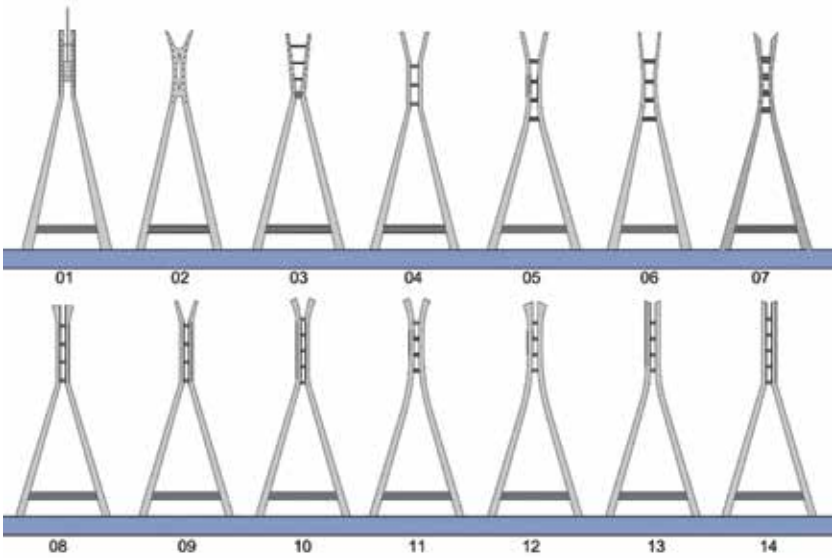
1 *Lekki-Ikoyi-Brücke in Lagos, Nigeria*
© Julius Berger International GmbH

Die erste Schrägkabelbrücke Westafrikas wurde von der Julius Berger International GmbH mit Sitz in Wiesbaden mit Unterstützung der Bilfinger Construction GmbH geplant und durch die Julius Berger Nigeria PLC ausgeführt. Das Bauwerk verbindet die beiden Stadtteile Lekki und Ikoyi in Lagos und erstreckt sich über den Five Cowrie Creek. Seine Fertigstellung erfolgte nach 42-monatiger Bauzeit im November 2012. Das Ingenieurbauwerk mit einem Pylon von 90 m Höhe war sowohl in der Planung als auch in der Ausführung technisch äußerst anspruchsvoll. Hinsichtlich der Hauptbrücke ist die Kombination eines steifen Segmentfertigteilüberbaus mit einer Schrägkabelstruktur bemerkenswert. Im Bereich der Vorlandbrücke wurden vorgefertigte Einfeldträger mit Einzelgewichten von 250 t verbaut.

1 Lage und Entwicklung

Die Megacity Lagos ist mit mehr als 12 Millionen Einwohnern eine der größten Städte der Welt mit hohem Bevölkerungswachstum. Über die letzten Jahrzehnte ist eine deutliche Fortentwicklung des Stadtgebietes in Richtung Osten bzw. der Stadt Epe zu beobachten. Der südliche Bereich von Lagos mit den Stadtteilen Victoria Island und Lekki ist von Lagos Island und Mainland (Haupt-Lagos) durch den Five Cowrie Creek getrennt. Bisher existierten zwei verbindende Bauwerke, die Independence-Brücke ganz im Westen und die Falomo-Brücke etwas weiter östlich.

2 *Übersicht: Lagos und Lage des Bauwerk*
© Julius Berger International GmbH



3 *Formfindung des Pylons*
© Julius Berger International GmbH

Im Jahr 2008 wurden Untersuchungen zu einer dritten, weiter im Osten gelegenen Querung zwischen Lekki und Ikoyi durchgeführt. An das Bauwerk wurde durch den Bundesstaat Lagos der besondere Anspruch eines Wahrzeichens gestellt. Daher sollte eine Schrägkabelbrücke mit einem gestalterisch herausragenden Pylon realisiert werden, dessen Formfindung in Zusammenarbeit mit dem Büro Albert Speer & Partner, Frankfurt am Main, erfolgte. Es wurden mehrere Varianten betrachtet, die teilweise in nachstehender Abbildung visualisiert sind. Die Entscheidung fiel zugunsten der kompliziertesten und anspruchsvollsten Figur, der Nummer 7.

Zusätzlich wurde gefordert, das Bauwerk mit einem aufgeweiteten Bereich für eine spätere Mautstation auszustatten: Der nahe gelegene Epe Expressway wird derzeit saniert und im Rahmen eines PPP-Modells mit einem Mautsystem auf vier Fahrspuren je Fahrtrichtung erweitert. Die Brücke schließt hier indirekt an. Hinsichtlich möglicher Trassenführungen wurden in umfangreichen Konzeptstudien vier verschiedene Varianten näher untersucht. Aufgrund schwieriger Grundstückseigentumsverhältnisse, der Anordnung eines Pylons sowie des aufgeweiteten Mautbereichs entschied sich der Bauherr für Option 1, und zwar trotz längster Linienführung.

Die Julius Berger Nigeria PLC wurde als Engineering Procurement Construction (EPC) Contractor mit der Planung und Ausführung des Bauwerks beauftragt. Die Beauftragung war zweigeteilt:

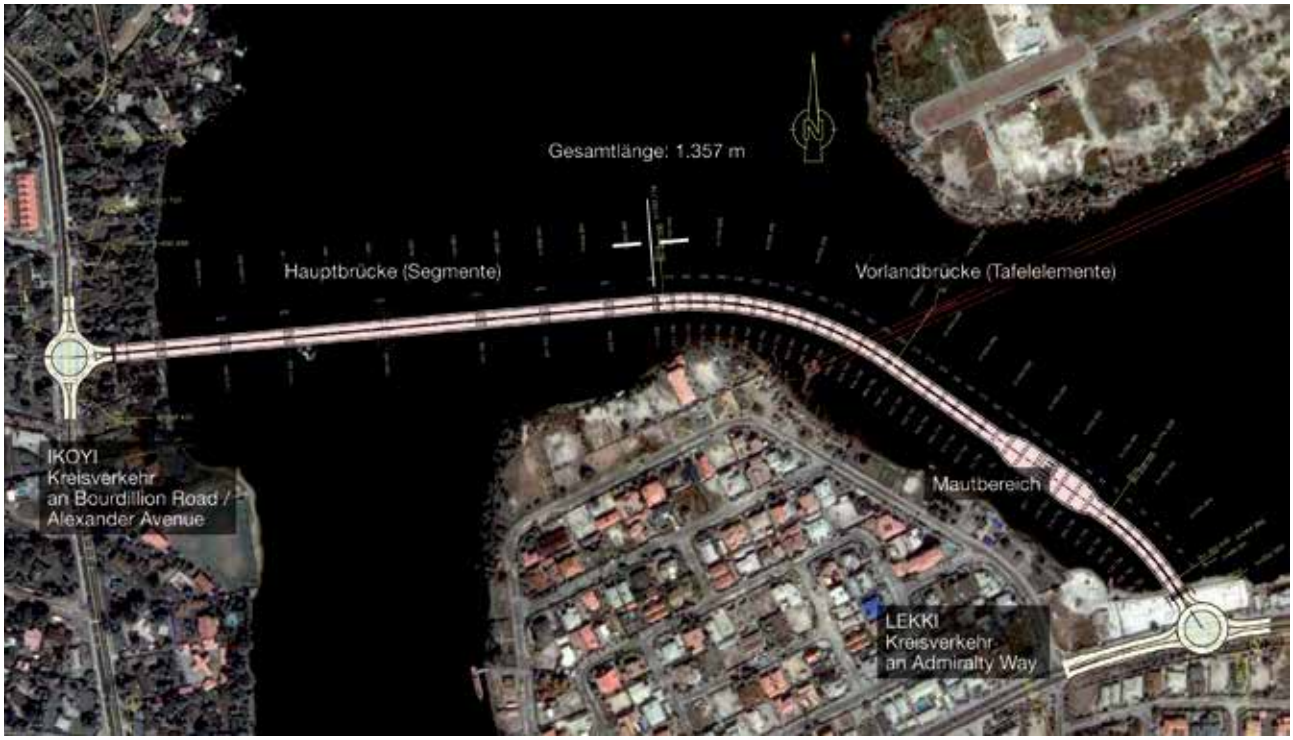
- Beauftragung am 6. Oktober 2008 mit folgenden Vorarbeiten (Teil 1): Bodenuntersuchungen, Vermessung, Kolkstudie, Ausschreibungsplanung (Tender Design), Baufeldfreimachung und Vorbereitung der Baustelleneinrichtung.
- Beauftragung am 13. März 2009 mit den Hauptarbeiten (Teil 2): Ausführungsplanung und schlüsselfertige Errichtung des Gesamtbauwerks.

Beide Aufträge wurden im Rahmen von Pauschalverträgen, basierend auf dem Fidic Yellow Book, abgewickelt.

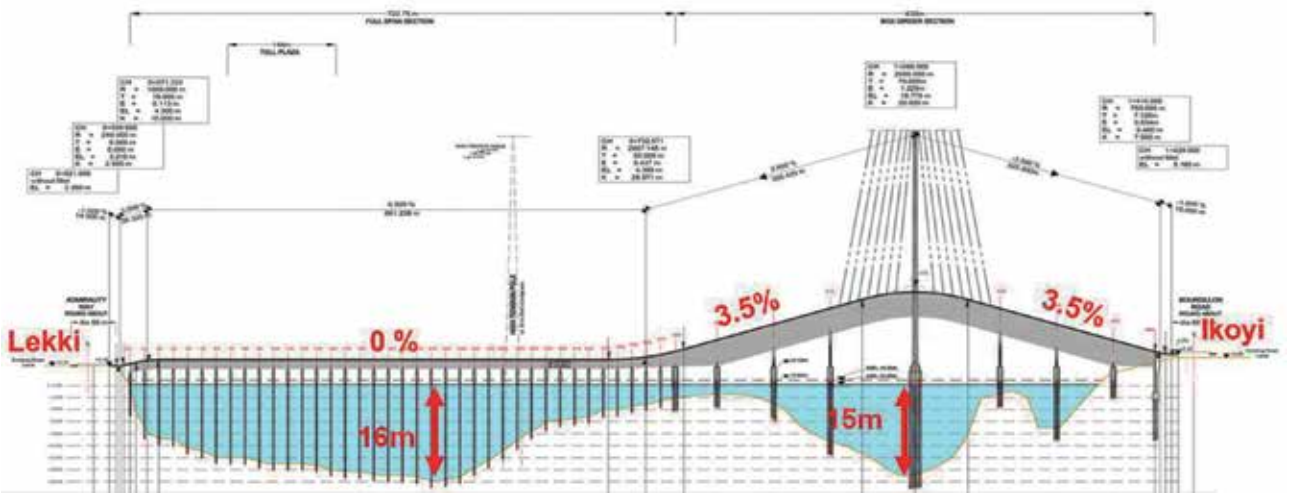
4 *Untersuchte Varianten der Trassenführung*
© Julius Berger International GmbH

2 Übersicht

Das Bauwerk weist eine Gesamtlänge von 1.357 m auf und ist in eine Vorland- und eine Hauptbrücke (Approach und Main Bridge) unterteilt. Die Hauptbrücke ist zu ihrer Mitte punktsymmetrisch und beinhaltet den Pylon. Beidseitig zum Pylon ist jeweils eine Schifffahrtsöffnung mit einer Breite von 25 m und einer Höhe von 9 m vorgesehen. Die Wassertiefen des Five Cowrie Creek betragen hier ca. 15 m. Der Anschluss an das vorhandene, örtliche Straßensystem erfolgt über zwei Kreisverkehre, deren Planung und Ausführung unter anderem Bestandteil des Hauptauftrages waren: Im Westen (Ikoyi) wird an die Alexander Avenue und im Osten (Lekki) an den Admiralty Way angeschlossen. Die beiden folgenden Abbildungen beinhalten Übersichten zum Bauwerk in der Drauf- und Ansicht.



5 *Bauwerksdraufsicht*
© Julius Berger International GmbH



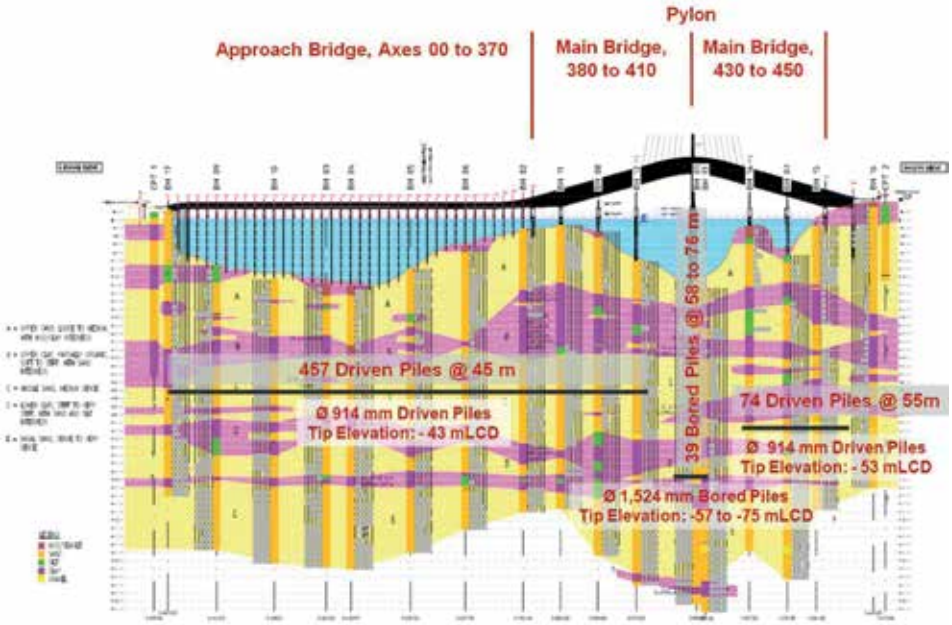
6 *Ansicht mit Längsgefälle und Wassertiefen*
© Julius Berger International GmbH

3 Gründung

Zur Baugrunderkundung entlang der Brückenachse wurden insgesamt 17 Bohrungen bis in Tiefen von 60–80 m ausgeführt und Bodenproben zur Bestimmung der Materialeigenschaften entnommen. In den Bohrlöchern wurde die Lagerungsdichte mit Hilfe des Standard-Penetration-Tests (SPT) ermittelt, an den Widerlagern kamen Drucksondierungen (CPT) zur Anwendung.

Der typische Baugrund im Raum Lagos besteht aus einer Wechsellagerung von Sanden und Tonen, die auch an der Lekki-Ikoyi-Brücke angetroffen wurden. [1] Vereinfacht handelt sich um folgende Bodenschichtung:

- Stratum A: unterhalb der Gewässersohle locker bis mitteldicht gelagerte Sande, die Einlagerungen von Tonen beinhalten können und häufig durch weiche, organische Lagunensedimente überlagert sind;
- Stratum B: mittel- bis hochplastische Tone von weicher bis steifer Konsistenz mit sandigen und schluffigen Bestandteilen;
- Stratum C: mitteldicht bis dicht gelagerte Fein- und Mittelsande mit Tonanteilen;
- Stratum D: steifer bis sehr steifer Ton;
- Stratum E: sehr dicht gelagerte Sande.



7 *Gründung*
© Julius Berger International GmbH

Mit Ausnahme der Pylonachse und des Widerlagers in Achse 460 wurden sämtliche Überbauten über Wasser auf Stahlbetonpfählen mit Außendurchmesser von 914 mm gegründet. Die Auswertung der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen ergab folgende Pfahllängen: Vorlandbrücke 45 m und Hauptbrücke im Bereich der Achsen 380–410 je 45 m und Achsen 430–450 je 55 m.

8 *Rammen der Stahlrohre*
© Julius Berger International GmbH

9 *Grundsätzliche Ausführung der Pfahlkopfplatten über Wasser*
© Julius Berger International GmbH

Die Ausführung der Pfähle erfolgte mittels eingerammter Stahlrohre (t = 12,70–15,00 mm in Stahlgüten X 52 und X 42), die an ihrer Spitze mit einem Deckel (t = 50 mm in X 52) geschlossen waren. Die Rohre wurden in 15-m-Längen geliefert und auf der Baustelle zusammengeschweißt. Die Rammarbeiten wurden von 1.000-t-Bargen aus mit Hilfe des Trägergeräts Liebherr HS895HD, des Mäklers Liebherr LRH 600 und der Ramme IHC S-150 ausgeführt. Zur Gewährleistung der Schwimmstabilität waren die Bargen rückseitig mit einem Gegengewicht (wassergefüllte Kammern) in Höhe von 420 t ballastiert. In die gerammten Stahlrohre wurde schließlich ein Bewehrungskorb eingehängt und der Stahlbetonpfahl im Kontraktorverfahren betoniert.
Während des Einschlagens der ersten Stahlrohre lösten sich bei einigen Rohren die fußseitigen Deckel. Auch nach der Modifikation der Schweißnähte und dem Ergänzen von massiven Steifeblechen zwischen Deckel und Rohr gingen weiterhin Deckel verloren. In der Ausführung wurde letztlich festgestellt, dass ein Wasserbefüllen der Stahlrohre das Problem behebt und damit die Deckel während des Rammvorgangs am Rohrende verbleiben. Da die Stahlrohre statisch nicht wirksam angesetzt waren, konnten sie zum Dauerhaftigkeitsschutz des Stahlbetonpfahls herangezogen und der Pfahlbeton mit lokal erhältlichem Zement CEM I 42,5 R realisiert werden. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit betrug die Mindestbetonfestigkeitsklasse C35/45.

Die grundsätzliche Ausführung der Pfahlkopfplatten über Wasser ist obenstehender Abbildung zu entnehmen: Zunächst wurden Stahlknaggen in Form kurzer HEA-Stummel an den Kopf der Stahlrohre angeschweißt, auf die vorgefertigte, als verlorene Schalung dienende Bodenplattenelemente aus Stahlbeton aufgelegt wurden. Auf diesen wurden wiederum vorgefertigte Wandelemente aufgestellt, danach die Bewehrung eingebaut und die Pfahlkopfplatte zur Minderung der Frischbetonauflast in zwei Abschnitten betoniert. Die Schweißarbeiten der Knaggen unmittelbar über Wasser stellten sich als sehr zeitintensiv und umständlich dar. Gründe dafür waren unter anderem der Tidenhub von ca. 70 cm und der erhöhte Niedrigwasserstand während der Regenzeit. Beides schränkte die mögliche Arbeitszeit deutlich ein.
Die Fertigteile der verlorenen Schalung wurden aufgrund der Chloridbelastung aus Brackwasser der Expositionsklasse XS3 zugeordnet. In der Folge musste ein Importzement CEM III/B 32,5 NW-HS bei Mindestbetonfestigkeitsklasse C35/45 eingesetzt werden. Da sich die eigentliche Pfahlkopfplatte im Schutz der Fertigteile befindet, ließ sie sich den Expositionsklassen XS1 und XC4 mit geringerer Anforderung zurechnen. Für den Einfüllbeton konnte somit ein lokal erhältlicher Zement CEM I 42,5 R für Festigkeitsklasse C30/37 verwendet werden.

Der Pylon wurde auf Großbohrpfählen mit Außendurchmesser 1.524 mm gegründet. Die Pfähle sollten zunächst vollverrohrt mit einem im Baugrund verbleibenden Stahlrohr über eine Gesamtlänge von ca. 60 m im Greiferverfahren ausgeführt werden, wobei die Einbindung in den Baugrund ca. 42 m beitrug. Das Ausheben erfolgte mit einem speziellen Kugelgreifer unter Wasserauflast. Die Stahlrohre mit Wanddicken bis 18 mm wurden aus einzelnen Rohrstücken von jeweils 15 m Länge zusammengesetzt und mit Hilfe des Vibrationshammers Müller MS 200 HHF und des Raupenseilbaggers Liebherr HS875HD bzw. Manitowoc 4100 Sll eingebracht.

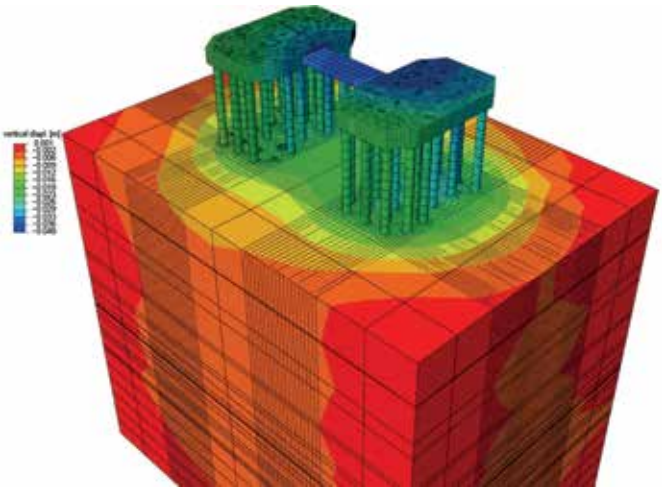
10 *Pylon: Großbohrpfähle mit d = 1.524 mm*
© Julius Berger International GmbH

11 *Pylon: statischer Lasttest an Großbohrpfählen*
© Julius Berger International GmbH

Zur Abminderung der Mantelreibung während des Einbaus der Stahlrohre wurden am Rohrfuß innen- und außenseitige Schneidschuhe in Form von Mantelblechen mit einem Auftrag von anfänglich ~ 23 mm (= Blechdicke und Ausführungsungenauigkeiten) aufgeschweißt. Im Rahmen von insgesamt fünf statischen Pfahltests wurden unerwartet geringe Werte für die Mantelreibung ermittelt. Technische Gründe hierfür lagen in der Vollverrohrung, in der Herstellung durch Vibration, die mit einer Liquifizierung des Baugrundes einhergeht, und im verwendeten Bohrschuh. Zur Erhöhung der Tragfähigkeiten wurde die Installationsmethode daher in zwei Schritten folgendermaßen modifiziert:

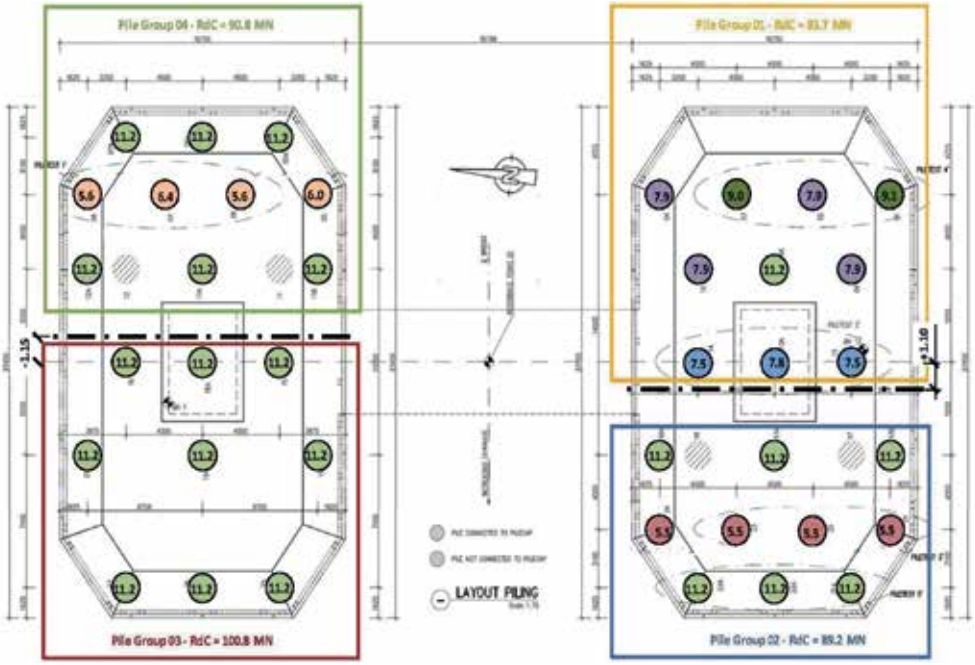
- Schritt 1: Reduzierung des Schneidschuhs auf eine Dicke von maximal 15 mm, Rohrlänge ca. 60 m und offene Bohrung über die Rohrunterkante hinaus. Damit konnte die Pfahllänge auf ca. 70 m vergrößert werden, und der Pfahlfuß erreichte die sehr dicht gelagerten Sande des Stratum E.
- Schritt 2: Erhöhung der Rohrlänge auf 77,50 m, zusätzliches Ziehen der Verrohrung während des Betoniervorganges über eine Gesamtlänge bis zu 45 m. Die Pfahllänge erhöhte sich von ursprünglich 60 m auf ca. 76 m. Die Einbindung Pfahlbeton-Baugrund erreichte Längen bis zu 45 m, und der Pfahlfuß konnte ebenfalls in den sehr dicht gelagerten Sanden abgesetzt werden.

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähig- und Gebrauchstauglichkeit des Gesamtsystems musste zusätzlich die Anzahl der Bohrpfähle erhöht sowie dementsprechend die Abmessungen der Pfahlkopfplatten vergrößert werden. Die statischen Untersuchungen zur nördlichen und südlichen Pylongründung erfolgten im Rahmen umfangreicher dreidimensionaler Finite-Elemente-(FE-) Analysen, wobei die Nachweise am FE-System einen Versagensmechanismus der Gründung aus Verdrehung um die Querachse des Brückenbauwerks ergaben. Das geotechnische Modell ist in nachstehender Abbildung dargestellt.



12 *Pylon: geotechnisches dreidimensionales FE-Modell*
© Julius Berger International GmbH

Basierend auf den Ergebnissen der geotechnischen Berechnungen wurden für jede der beiden Pylongründungen Drehachsen festgelegt, die sich, bezogen auf die Längsrichtung des Bauwerks, ca. 1,20 m vor und hinter der Pylonachse befanden. Die Gesamtexzentrizität der Rotationsachsen der beiden Gründungen betrug somit ca. 2,40 m. Zudem wurden für das nördliche und südliche Pylonfundament je zwei Pfahlgruppen aus den zu beiden Seiten der Rotationsachsen befindlichen Pfählen definiert.
Der Grenzzustand der Tragfähigkeit der Gründung wurde darüber bestimmt, dass eine der vier Pfahlgruppen ihre Tragfähigkeit erreicht. Vertikale Setzungen, horizontale Verformungen und Verdrehungen der beiden Pylongründungen wurden mit Hilfe des dreidimensionalen geotechnischen Modells ausgewertet. Die statischen Nachweise der Überbauten wurden, basierend auf mittleren axialen Pfahlsteifigkeiten für jede Pfahlherstellgruppe und den ermittelten exzentrischen Rotationsachsen, durchgeführt. Zur Bestätigung der Annahmen der statischen Berechnung sowie zur Kontrolle der Verformungen wurde ein umfangreiches Monitoringprogramm am Bauwerk etabliert. Hierbei wurden in der Bauphase über einen Zeitraum von mehr als zwei Jahren Setzungen geodätisch und Neigungen der Pfahlkopfplatten sowie Kräfte der Bohrpfähle elektronisch erfasst und bewertet.
Die Ausführung der Pfahlkopfplatten am Pylon erfolgte analog zur vorherigen Darstellung, jedoch aufgrund der Verarbeitung von Massenbeton zur Minderung der Hydratationswärme unter Verwendung von Hochofenzement CEM III. Der Einfüllbeton betrug insgesamt 2.423 m^3 und wurde zu zwei verschiedenen Zeitpunkten eingebaut. Die Einbaudauer belief sich jeweils auf ca. 24 h. Zur Minderung von Transportschwierigkeiten (Verkehrsstaus) und Temperatureinflüssen begannen die Betonagen jeweils samstags gegen 14 Uhr und endeten tags darauf zu ähnlicher Uhrzeit. Insgesamt wurden in den beiden Pfahlkopfplatten und dem verbindenden Zugbalken 578 t Betonstahl angeordnet, wovon 41 t oder 7,10 % Schubbewehrung in den Platten darstellten.
Das Widerlager der Achse 460 wurde auf vorgefertigten Stahlbetonrammpfählen mit Querschnittsabmessungen von 35 cm x 35 cm und einer Länge von jeweils 18 m gegründet.



13 *Pylon: Drehachsen und Pfahlgruppen*
© Julius Berger International GmbH

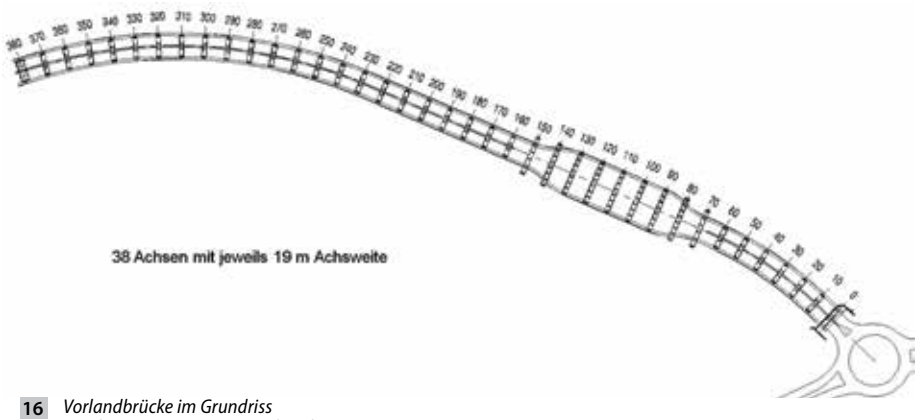
14 *Pylon: Pfahlkopfplatten und verbindender Zugbalken*
© Julius Berger International GmbH

15 *Pylon: Betonage einer Pfahlkopfplatte*
© Julius Berger International GmbH

4 Vorlandbrücke

4.1 Übersicht

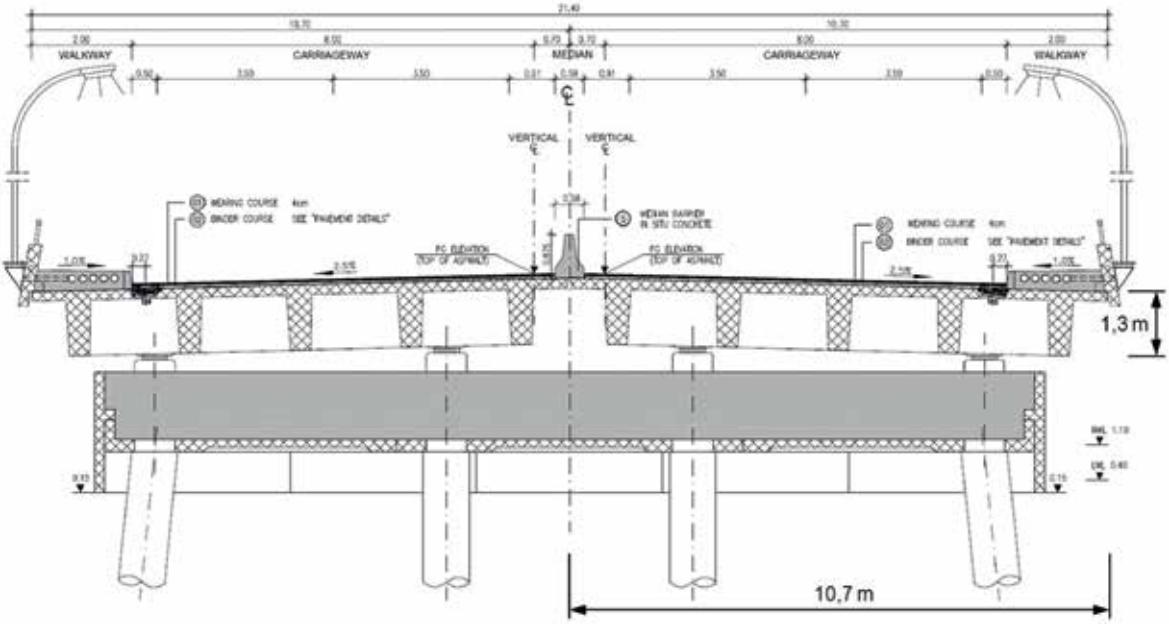
Die Vorlandbrücke weist eine Länge von 722 m mit einer Brückenfläche von 18.400 m² auf und ist ohne Längsgefälle parallel zur Uferlinie geführt. Das Bauwerk erstreckt sich über insgesamt 38 Achsen mit Achsweiten von jeweils 19 m und wurde mit Hilfe längsvorgespannter Plattenbalkenelemente errichtet.
Zur Errichtung der Vorlandbrücke wurden insgesamt 92 Plattenbalkenelemente im Bauhof vorgefertigt. Das statische System der Tafeln ist das eines Einfeldträgers mit einer Spannweite von 17,30 m. Die Standardbrückentafeln enthalten fünf Stege und haben äußere Abmessungen von 10,65 m x 18 m (b x l) bei einem Gewicht von ca. 250 t. Im Auflagerbereich und in Feldmitte weisen die Plattenbalken Querträger auf, um sowohl die Lastabtragung in die Unterbauten als auch eine ausreichende Torsionssteifigkeit zu gewährleisten. Jeder Steg wurde mit 22 Litzen mit einem Einzelquerschnitt von 1,40 cm² und $f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 1.600/1.860 N/mm² vorgespannt (System BBV); die Spanngliedführung war parabelförmig. Insgesamt wurden 8.468 m³ Beton (0,46 m³ Beton/m² Deckenfläche), 1.198 t Betonstahl (141 kg Bewehrung/m³ Beton) und 215 t Spannstahl (25 kg Spannstahl/m³ Beton) verbaut.



16 *Vorlandbrücke im Grundriss*
© Julius Berger International GmbH

Die regulären Achsen enthalten pro Richtungsfahrbahn mit zwei Fahrspuren je eine Tafel. Die Achsen 80–140 sind zur Aufnahme einer Mautstation aufgeweitet. In dem Bereich wurden vier Elemente nebeneinander angeordnet. Hierbei kamen auch Plattenbalken mit vier Stegen zum Einsatz.

Die Elementlänge von 18 m und das maximale Gewicht von 250 t wurden derart gewählt, dass sich eine bereits vorhandene Hubstation zum Verladen der Fertigteile auf Bargen nutzen ließ. In Voruntersuchungen wurden zudem Brückenbaumethoden betrachtet, welche die Verwendung vorgespannter oder schlaff bewehrter Fertigteilbalken und die spätere Ergänzung der Fahrbahndecke in Ortbeton vorsehen. Aus Leistungsüberlegungen wurde sich jedoch für die Produktion und den Einbau vollständiger Einfeldträger entschieden.



17 *Standardquerschnitt der Vorlandbrücke*
© Julius Berger International GmbH

4.2 Produktion der Fertigteile

Aufgrund der örtlich beengten Platzverhältnisse erfolgte die Herstellung der Plattenbalken und aller anderen Fertigteile im »Palava Yard«. Die firmeneigene Produktionsstätte verfügt über einen Wasserzugang zur Lagune und befindet sich in einer Entfernung von ca. 16 km östlich der Baustelle.

Die Produktionslinie der Fertigteilherstellung der Brückentafeln bestand im Besonderen aus vier Bewehrungslehren, zwei Betonierstationen und einem Lagerbereich. Zum Einsatz kam ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit Portlandzement CEM I 42,5 R und 16 mm Größtkorn, wobei für Standard-Tafelelemente mit fünf Stegen 99 m^3 Beton verbaut wurden und eine Betonage ca. 2,50 h dauerte. Zunächst wurden die Stege gefüllt. Hierfür musste der Beton leicht verzögert werden, um einen Verbund zur später ergänzten Deckenplatte zu gewährleisten. Die Verdichtung erfolgte durch Innenrüttler. Zum Abziehen und Nachverdichten diente eine Rüttelbohle auf Abziehlehren. Nach Ansteifen des Betons wurde die Oberfläche mittels Flügelglättern nachbearbeitet und die Platte im Anschluss mit einem Besenstrich versehen.

Aufgrund des Klimas und der gegebenen Witterungseinflüsse wie hoher Temperaturen, starken Winds und intensiver Sonneneinstrahlung wurden zur Erzielung einer guten Qualität nachstehende Aspekte beachtet:

- Betonage nach Möglichkeit in den Morgenstunden, um späterer Erwärmung von Schalung und Bewehrung vorzubeugen, andernfalls Beschattung der Schalhaut, um eine angemessene Temperatur zu gewährleisten;
- Frischbetontemperaturen zum Einbau unter 30 °C;
- Nachbehandlung: flächiges Auflegen von Jutematten, die über eine ausreichend lange Zeit feucht gehalten werden. Durch Verdunstung von Wasser wird die Oberflächentemperatur gemindert. Darüber hinaus wird durch die gegebene Feuchtigkeit ein frühzeitiger Wasserverlust des abbindenden Betons verringert und Schwindrissen vorgebeugt.

Nach Erreichen einer Mindestdruckfestigkeit von 22 N/mm^2, geprüft an drei Würfeln, wurden in einer ersten Vorspannstufe 50 % der erforderlichen Vorspannkraft im Schalbett auf das Fertigteil aufgebracht. Hiernach konnte das Element aus der Schalung gehoben und zwischengelagert werden. Bei Erreichen einer Würfeldruckfestigkeit von 34 N/mm^2 wurde auf die endgültige Kraft vorgespannt, der Spannkanal verpresst und die Spannnischen geschlossen. Hiernach war die Brückentafel transport- und einbaubereit.

4.3 Transport und Einbau

Die Fertigteile wurden mit Hilfe der Hubstation aus der Schalung gehoben, zwischengelagert und auf Transportbargen platziert. Insgesamt waren zwei Transportbargen mit Hilfsrahmen im Einsatz, welche unter Verwendung von Schubschiffen die Tafelelemente über Wasser zur Baustelle lieferten. Die Transportdauer über die Entfernung von ca. 16 km betrug knapp 3 h. Eine besondere Herausforderung hierbei stellten die Untiefen der Lagune dar, die zeitweise nur bei Hochwasser überfahren werden konnten.

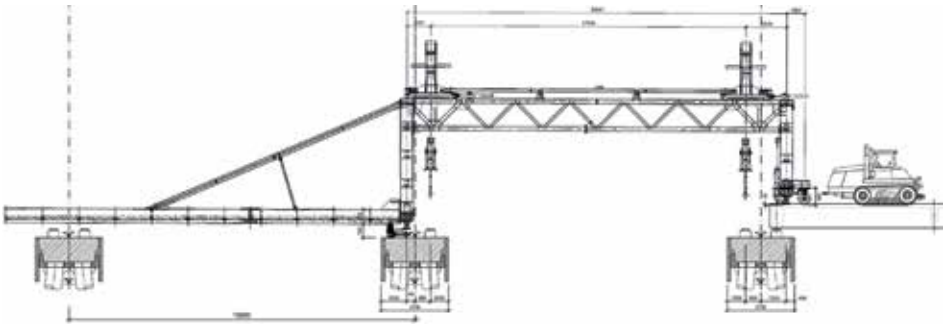
18 *Hubstation*
© Julius Berger International GmbH

19 *Transport der Tafelelemente*
© Julius Berger International GmbH

Zum Einbau einer Brückentafel wurde die angelieferte Barge mit dem Schlepper zunächst zwischen den Pfahlkopfplatten positioniert, danach die Barge an den Auflagersockeln der Pfahlkopfplatten mit Hilfe von Seilen vertäut und über Seilwinden das Fertigteil horizontal unter einem der beiden Verlegegeräte ausgerichtet. Im Anschluss konnte das Element am Verlegegerät, einer Eigenentwicklung der Julius Berger International GmbH, angeschlagen und übernommen werden. Das Fertigteil wurde hydraulisch angehoben und die Barge entfernt. Auf den Auflagersockeln wurden Elastomerlager aufgelegt und das Element abgesetzt.

4.4 Lager und Fahrbahnübergänge

Als Lager kamen unverankerte Elastomerkonstruktionen der RW Sollinger Hütte, Typ B gemäß EN 1337-3, mit den Abmessungen 450 mm x 350 mm x 69 mm zum Einsatz, die aus Chloroprenkautschuk bestehen und mit vier eingelegten Stahlblechen bewehrt sind. Ihre Einbautoleranzen sind bezüglich der vorgegebenen maximal zulässigen Rotation ausgesprochen gering. Zur maß- und plangenauen Herstellung des unteren Auflagerbereichs wurde im oberen Teil der Sockel selbstnivellierender Vergussmörtel BASF Masterflow 928T oder Pagel V 1/10 in fast flüssiger Konsistenz eingebracht und der Lagerunterstand am Tafelelement bereits im Fertigteilwerk mit Hilfe von Stahlschalungen exakt gefertigt.
Nach Verlegen der Tafelelemente wurden die Plattenübergänge in Ortbetonbauweise geschlossen bzw. ergänzt. Um die Einfeldträgerwirkung in Überbau-Längsrichtung zu erhalten, wurden Betongelenke mit Sollbruchstelle bzw. in Abständen von maximal drei Elementen à 19 m (= 57 m) Bewegungsfugen vom Typ Thorma Joint BJ 200 ST ausgebildet.



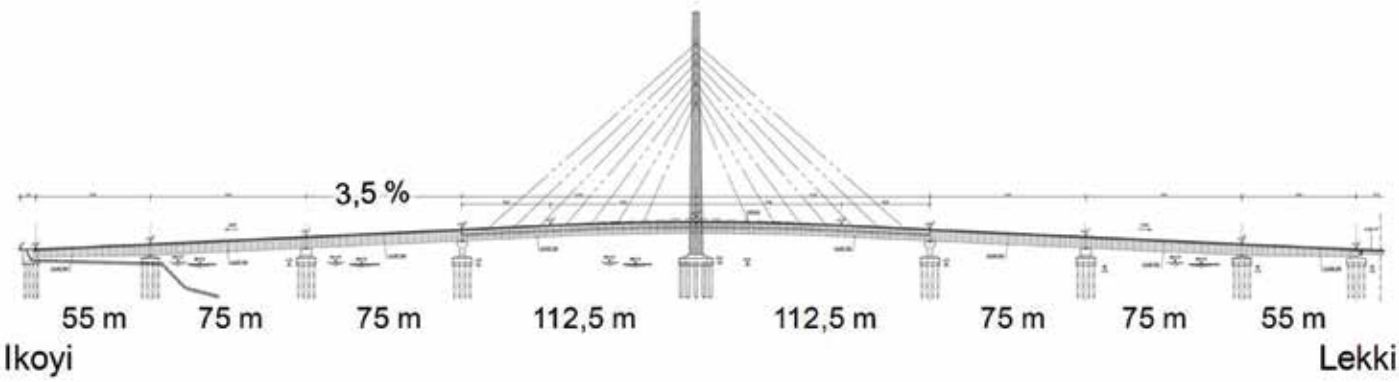
20 21 *Verlegegerät der Vorlandbrücke*
© Julius Berger International GmbH

In Brückenlängsrichtung wurden die beiden Verlegegeräte unter Nutzung einer angekuppelten Raupe mit Gummiketten (Caterpillar Challenger) verfahren: Vor dem Verfahren wurde der hintere Rahmen des Geräts auf Schwerlasträder abgelassen. Der vordere Rahmen wurde in einem gegen Kippen gesicherten Gleitschuh geführt. Im aufgeweiteten Bereich der Mautstation mussten die Verlegegeräte auch quer verschoben werden, was mit Hilfe einer Verschubbahn über Seilwinden geschah.

5 Hauptbrücke

5.1 Übersicht

Die Hauptbrücke hat eine Gesamtlänge von 635 m bei einer Brückenfläche von 13.500 m² und erstreckt sich als Durchlaufträger über acht Felder mit Achsweiten von 55 m, 2 x 75 m, 2 x 112,50 m, 2 x 75 m und 55 m. Zur Aufnahme der beiden Richtungsfahrbahnen mit jeweils zwei Fahrspuren sind zwei Überbauten mit Hohlkastenquerschnitt vorhanden, die auf gemeinsamen Unterbauten lagern. Im Bereich der Schrägkabel sind die beiden Überbauten über eine gemeinsame Fahrbahnplatte miteinander ver-



22 *Ansicht der Hauptbrücke*
© Julius Berger International GmbH

bunden, ansonsten aber voneinander entkoppelt. In den Pfeilerachsen wurden im Hohlkasteninneren Querscheiben zum Torsionsabtrag realisiert, während an den Kabelverankerungen vorgespannte Querträger beide Überbauten verbinden. Zudem sind hier zur Aufnahme der Schrägkabel-Längskräfte an den Außenseiten der Brückenquerschnitte jeweils Ortbetondruckbalken angeordnet.
In der Mitte des symmetrischen Gesamtüberbaus befindet sich der Pylon. In der Draufsicht ist die Trassierung geradlinig. In der Ansicht weist der Überbau hingegen nach einer anfänglichen Ausrundung ein Längsgefälle von 3,50 % auf, welches wiederum bis zur Pylonachse auf eine Horizontale ausgerundet wird.
Die Errichtung der Überbauten erfolgte mit Hilfe von 432 vorgefertigten Segmenten im Waagebalken- und Freivorbauverfahren. Die Abmessungen der Segmente betragen 10,70 m x 3,98 m (b x h) mit Längen von 1,40 m (Kabelsegment), 1,60 m (Pfeilersegment), 2,20 m und 3,60 m. Die Einzelgewichte der Fertigteile lagen bei 50–77 t. Im Überbau wurden 11.195 m^3 Beton (0,83 m^3 Beton/m^2 Deckenfläche), 2.449 t Betonstahl (219 kg Bewehrung/m^3 Beton) und 710 t Spannstahl (63 kg Spannstahl/m^3 Beton bzw. 52 kg Spannstahl/m^2 Brückenfläche) verbaut.
Die Überbauhöhe beträgt konstant 3,87 m über die Brückenlänge mit Ausnahme der beiden 55 m langen Endfelder: Hier verändert sich die Querschnittshöhe linear von 3,87 m auf 2,50 m an den Brückenenden. Die Dicken der Fahrbahnplatte sind über die gesamte Brückenlänge konstant. Die Stegdicken sind der Beanspruchung aus Querkraft und Torsion angepasst. Im Feldbereich betragen sie konstant 40 cm und erhöhen sich dann zu den Auflagerbereichen hin auf maximal 70 cm. Die Dicke der Bodenplatte ist ebenfalls der Belastung angepasst und erhöht sich von 25 cm im Feld- auf maximal 65 cm im Auflagerbereich.
Nebenstehende Abbildungen zeigen den Regelquerschnitt der Hauptbrücke und eine Übersicht zu den verschiedenen Segmenttypen des Bauwerks.

5.2 Statische Erfordernisse

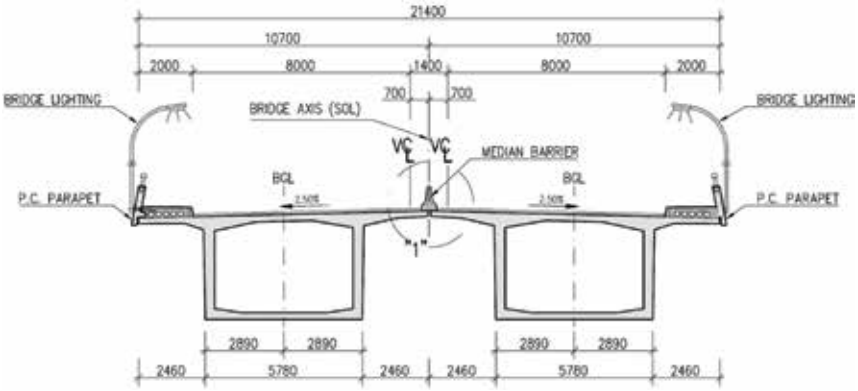
5.2.1 Vorspannung, Spanngliedführung, Fugenausbildung

Zur Ermittlung der erforderlichen Spannstahlmenge ist bei herkömmlichen Ortbetonbrücken üblicherweise der Dekompressionsnachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. [2]
Für die betrachtete Segmentbrücke zeigte sich im Zuge der statischen Untersuchungen, dass hierfür die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmend werden.

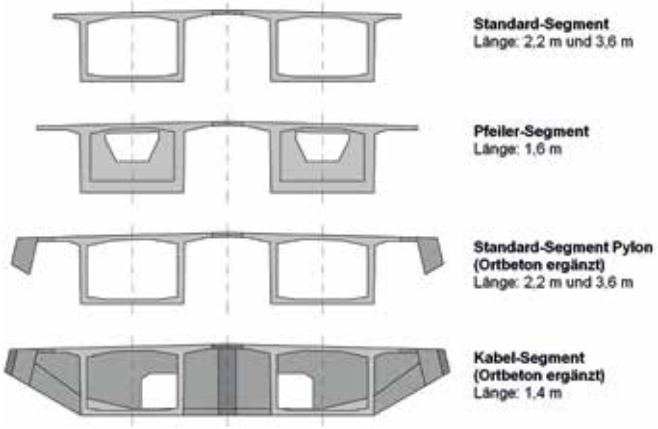
Da eine interne Vorspannung im Verbund beim Übergang in den Zustand II die lokale Dehnung im Querschnitt übernehmen und der Spannstahl bis zur Fließgrenze ausgenutzt werden kann, war aus wirtschaftlicher Sicht die Verwendung dieser Vorspannart von Vorteil. Der Einsatz einer externen Vorspannung, bei der sich eine Querschnittsriss- bzw. Fugenöffnung über die ganze Vorspannlänge verteilt, der Spannungszuwachs im Bruchzustand geringer und die Fließgrenze im Allgemeinen nicht erreicht wird, hätte einen höheren Spannstahlbedarf zur Folge gehabt. Bei externer Vorspannung sind darüber hinaus bei der Segmentbaukonstruktion mit unbewehrten Fugen die Querkraftnachweise aufgrund der örtlich unbestimmten Fugenöffnung nur mit Schwierigkeiten zu erbringen.
Zusätzlich wurde aufgrund der vielen Bauzustände ein hoher Vorspanngrad der Hohlkastenquerschnitte erforderlich. Der relativ geringere Platzbedarf der internen gegenüber einer externen Vorspannung sprach ebenfalls für die Verwendung intern geführter Spannglieder.

Mit der Wahl der internen Vorspannung mussten die Segmentfugen mit Epoxi verklebt werden, um die Korrosionsgefahr der Spannglieder zu minimieren. Weiterhin hat der Fugenkleber folgende Funktionen:

- Die Adhäsions- sowie die Zug- und Druckfestigkeiten sind größer als die Festigkeiten des geklebten Betons. Daher kommt es bei Belastungen quer und längs der Fuge zu einem Versagen im angrenzenden Beton und nicht der Klebefuge, eine sachgemäße Anwendung vorausgesetzt.
- Der Fugenkleber schützt nicht nur die internen Spannglieder vor Korrosion, sondern dichtet den gesamten Hohlkasten vor Feuchtigkeitseintritt ab.
- Mit seiner Hilfe können Abweichungen, die in der Herstellung oder im Einbau der Segmente entstehen, ausgeglichen werden. Durch Variation der Schichtdicke bzw. durch Einlegen dünner Kunststoffplättchen (verwendetes Material: Teflon) lässt sich darüber hinaus die Ausrichtung der Segmente korrigieren (Shimming).



23 *Standardquerschnitt der Hauptbrücke*
© Julius Berger International GmbH



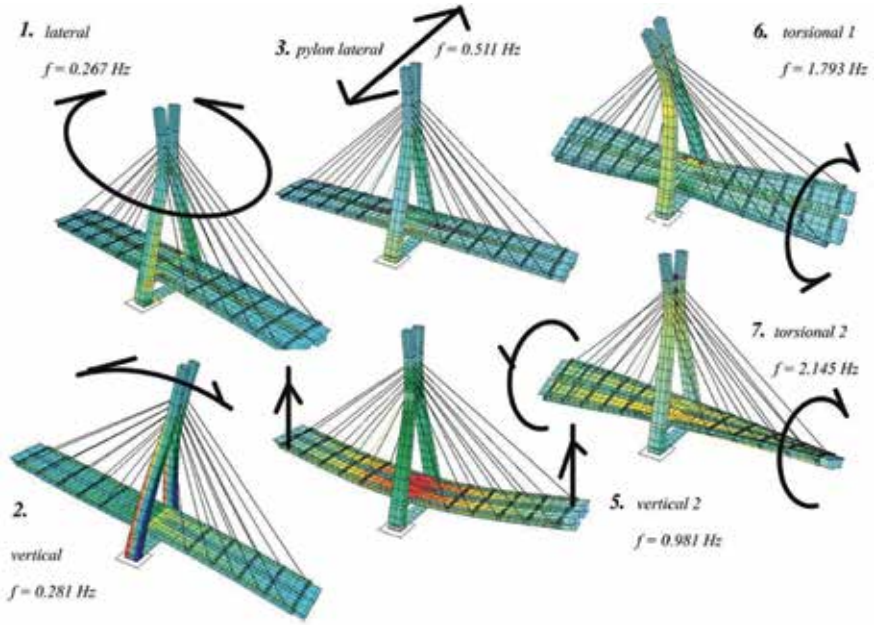
24 *Segmentarten*
© Julius Berger International GmbH

Aufgrund der internen Vorspannung und der verklebten Segmentfugen konnte der Überbau wie ein fugenloses Bauwerk aus Ortbeton ohne Längsbewehrung berechnet werden. Ein spezieller Schubnachweis in den Segmentfugen entfiel.
Die Anordnung der Spannglieder erfolgte analog einer Ortbetonfreivorbaubrücke. Die Verankerung von Spanngliedern, die in der Fahrbahnplatte geführt sind, wurde vorzugsweise im Querschnitt, und zwar im Schnittpunkt von Fahrbahnplatte und Steg vorgenommen. Die Spannglieder der Bodenplatte wurden typischerweise in Lisenen verankert, da sie meist eine Feldvorspannung darstellen und erst nach dem Lückenschluss zweier Felder eingebaut werden können.
Bedingt durch die hohe Anzahl an Verankerungen bzw. konzentrierten Krafteinleitungspunkten ist bei der Segmentbauweise der Schlaffstahlbedarf hoch, hier 219 kg/m³. Der Bewehrungsbedarf muss zudem vor dem Hintergrund bewertet werden, dass keine durchgehende Längsbewehrung vorhanden ist. Zur Abtragung der Biegebruch- und Torsionsmomente im Zustand II kann also nur der Spannstahl herangezogen werden, so dass sich auch hier mit 52 kg/m² Brückenfläche ein hoher Bedarf ergab.
Für den Nachweis des Torsionsfachwerkmodells war wegen nicht ansetzbarer Bewehrung in der Druckzone die Druckspannungsreserve im Beton mit in Rechnung zu stellen. In der Zugzone wurde die erforderliche Bewehrung ausschließlich durch Spannungsreserven der Spannglieder abgedeckt, was teilweise zur Erhöhung der erforderlichen Spannstahlquerschnitte führte.

Der Betonbedarf der 75-m-Felder mit einer Schlankheit von 1:19,5 ist mit einer mittleren Dicke von 0,83 m relativ gering. Für Ortbetonbrücken ergeben sich häufig Werte ≥ 1,00 m.

5.2.2 Schrägkabelbereich
Der Schrägkabelbereich war für den Bauzustand als Waagebalken mit maximal 2 x 75 m Kragarm, maximal 2 x 5 Kabelpaaren und einer Druckzone im Untergurt konzipiert und wurde im Endzustand mit den Nachbarfeldern zum Durchlaufträger verbunden. Der Bereich weist einen ähnlich hohen Vorspanngrad wie die sonstigen Brückenabschnitte auf. Verantwortlich dafür sind neben Bauzuständen die Beanspruchungen aus Differenzsetzung, Temperatur und Lastweiterleitung der angeschlossenen Nachbarfelder.
In statischen Untersuchungen zeigte sich, dass das Tragwerk im Schrägkabelbereich vergleichsweise empfindlich auf Last- bzw. Verformungsänderungen infolge Anspannens der Schrägkabel reagiert. Grund hierfür ist der relativ steife Hohlkasten des Brückenquerschnitts.
Entsprechend EC 3 Teil 1-11 kann bei weichen Überbauten der Teilsicherheitsbeiwert für die Auslegung der Kabelkräfte gleich dem Beiwert für Eigengewicht ($\gamma = 1{,}35$) angenommen werden. [3]
Bei steifen Überbauten ist er gleich dem für externe Vorspannung zu wählen ($\gamma = 1{,}00$). Da es sich im vorliegenden Projekt weder um einen weichen (klassische Schrägkabelbrücke) noch um einen sehr steifen Überbau (Extra-dosed Bridge) handelt, einigte man sich mit dem Prüfer auf den Wert $\gamma = 1{,}20$.

5.2.3 Sonstige Besonderheiten
Hinsichtlich der Dekompressionsnachweise, in Anlehnung an die AASHTO [4] [5] für die charakteristische Last (seltene Kombination) geführt, wurden die Lastfälle mit drei Tandemlasten (Anpassungsfaktoren = 1,00 nach BS EN [6]) und den Flächenlasten von 5,50 kN/m² über die gesamte Brückenbreite maßgebend (Anpassungsfaktoren = 0,61 bzw. = 2,20 nach BS EN). Die Lastfälle mit dem Sonderfahrzeug SV 196 als Ersatz für das in Nigeria übliche HB-45-Fahrzeug nach früherer BS 5400 [7] wurden nicht maßgebend.
Zur Abschätzung der aeroelastischen Stabilität und zur Ausarbeitung statischer Ersatzlasten für die dynamischen Windlasten im Bau- und Endzustand sowie zur Prüfung der Kabelvibrationen wurden umfangreiche Berechnungen unter dynamischer Windanregung durchgeführt. [8] Es zeigte sich, dass im Endzustand mit keiner aeroelastischen Instabilität der Brücke zu rechnen ist, lediglich im Bauzustand bei maximaler Kragarmlänge konnte sich resonantes Schwingungsverhalten durch Windanregung in Brückenquerrichtung einstellen. Darüber hinaus führten die angegebenen Ersatzlasten im Bauzustand zu bedeutenden Beanspruchungen der Pylongründungen. Weiterhin wurden Angaben zur Bemessung der Kabeldämpfer entwickelt.



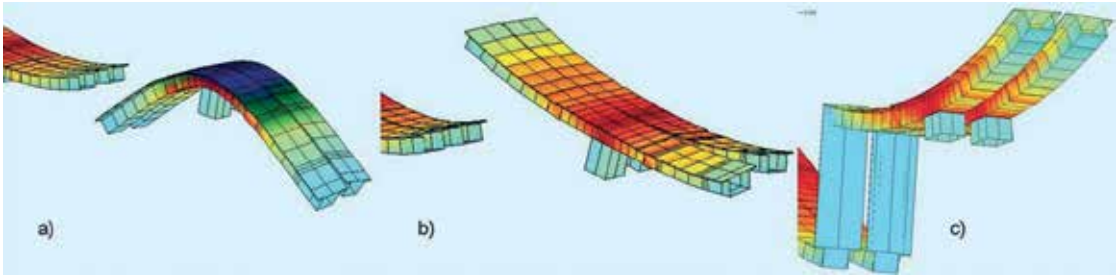
25 *Relevante Eigenfrequenzen im Schrägkabelbereich im Bauzustand © Julius Berger International GmbH*

26 *Produktionslinie der Segmente*
© Julius Berger International GmbH

5.3 Produktion der Fertigteile

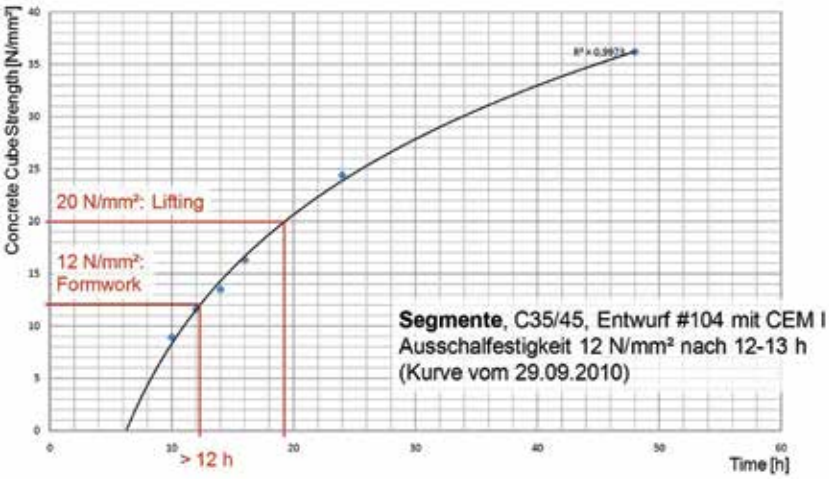
Die Segmente wurden wie die Plattenbalkenelemente der Vorlandbrücke im Palava Yard produziert. Die Fertigungsstraße ist obenstehender Abbildung zu entnehmen und bestand im Wesentlichen aus acht Lehren zur genauen Herstellung von Bewehrungskörben, einem Schalungssystem mit 100-t-Portalkran und der Verladestation mit Portal-Hubwagen (Straddle Carrier) sowie der über Wasser geführten 250-t-Hubstation. Zusätzlich war eine Lagerstätte für etwa 160 Segmente vorhanden, wobei die Lagerung zweigeschossig auf jeweils drei sandgefüllten Säcken über mindestens drei Monate erfolgte, um die Einflüsse von Kriechen und Schwinden bei jungem Beton zu minimieren.

Als Schalungssystem kam ein Langbett (Long-Bed) zur Anwendung, das gegenüber einem Kurzbett (Short-Bed) vor allem den Vorteil hoher Maßgenauigkeit durch einfache vermessungstechnische Einrichtung und Kontrolle aufweist. [9] [10] [11] [12] Die Nachteile sind der deutlich höhere Platzbedarf sowie die Erfordernisse einer in der Draufsicht gleichmäßigen Trassenführung und einer in der Ansicht einfachen Gradiente.
Mit Hilfe der eingesetzten Langbettschalung M 74 des italienischen Herstellers Deal ließ sich jeweils ein kompletter Waagebalken von 75 m Länge produzieren. Die Schalung selbst bestand aus einer Boden- sowie zwei Wagen für Innen- und zwei weitere für Außenschalung. Die Bodenschalung eines derartigen Systems muss vor Produktionsbeginn in ihrer Höhe stets auf Gradiente und vorberechnete Überhöhung des auszuführenden Waagebalkens genau eingestellt werden. Hierzu war die Schalhaut des Bodens auf steifem Stahlrahmen mit Spindeln aufgebracht. Die Schalwagen wurden auf Schienen geführt und konnten mit hydraulischen Pressen feinjustiert werden.
An der überhöhten Darstellung der Verformungen im Bauzustand, siehe nachfolgende Abbildung, erkennt man die unterschiedlichen Kragarmverformungen während des Bauzustands, die über entsprechende Überhöhungen der Schalung vorweggenommen werden müssen.
Hier liegt der wesentliche Vorteil des Langbettverfahrens, da die Fehlerfortpflanzung zur Herstellung des überhöhten Überbaus im Vergleich zum Kurzbettverfahren sehr gering ist.



27 *Herstellsequenz beim Überbau: a) Anhängen eines Fertigteils, b) Aufbringung der Vorspannung, c) Lückenschluss mit Ortbeton*
© Julius Berger International GmbH

Die Produktion der Segmente erfolgte im Kontaktverfahren (Match-Cast-Verfahren). Zur Sicherstellung absoluter Passgenauigkeit dient hierbei das zuletzt hergestellte Fertigteil einseitig als Stirnschalung für das nächstfolgende. In der Segmentproduktion ist die rückseitige Stirnschalung mit Schubnocken versehen, um unter anderem die spätere Querkraftübertragung zwischen den Segmenten zu gewährleisten. [13] [14] [15] [16]
Typischerweise wurde als Erstes in Schalungsmitte ein Pfeilersegment ausgeführt, danach wurden, ausgehend von der Mitte, nach außen die jeweils benachbarten Segmente mit Hilfe der beiden Schalsätze betoniert.
Auf die Betonoberfläche der Stirnseiten der zuvor produzierten Einheiten wurde vor erneuter Betonage ein Haftbrecher aufgebracht, der zwei Funktionen erfüllen musste, und zwar einerseits das Voneinanderlösen der produzierten Segmente erleichtern und anderseits vor Segmenteinbau einfach von der Betonoberfläche zu entfernen sein, um eine definierte Haftzugfestigkeit von 1,50 N/mm² zu ermöglichen.
Hinsichtlich des Haftbrechers wurden zwei Stoffgemische untersucht, die beide wasserlöslich sind: eine Kalkmilch mit einem Auftrag von ca. 170 g/m² und ein Leinölseife-Talkum-Gemisch im Verhältnis 5:1 mit ~ 120 g/m². Aufgrund der höheren haftbrechenden Wirkung wurde nach Tests anhand von Probekörpern das Leinölseife-Talkum-Gemisch angewandt. Das Entfernen des Mittels wurde mit Hochdruckreinigern durchgeführt.
Der Produktionszyklus für Standardsegmente sah morgens das Ausschalen, das Verfahren der Schalwagen, das Platzieren der Bewehrungskörbe und das Einbringen der stirnseitigen Abschalung vor. Mittags folgten das exakte Einstellen der Schalung, der genaue Einbau von Hüllrohren und Ankerelementen der internen Vorspannung sowie die Durchführung von Korrekturen. In der Regel begann die Betonage schließlich gegen 17 Uhr und endete mit Nacharbeiten gegen 22 Uhr. Es wurde Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit Portlandzement CEM I 42,5 R sowie aufgrund hoher Bewehrungsgrade Größtkorne 16 mm bzw. 8 mm gewählt. Zur Erzielung der erforderlichen Ausschalfestigkeit von 12 N/mm² nach 12 h im maßgebenden Kragarmanschnitt musste der Mischungsentwurf mehrfach optimiert werden.
Die letztendlich erzielte Festigkeitsentwicklung des Betons ist obenstehender Abbildung zu entnehmen.



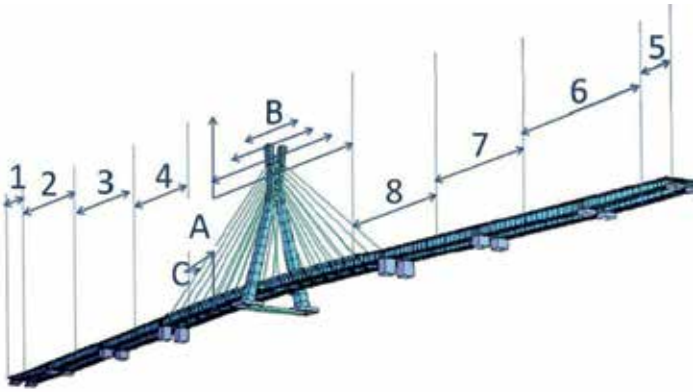
28 *Festigkeitsentwicklung des Segmentbetons*
© Julius Berger International GmbH

Eine Besonderheit in der Zusammenführung von Segment- und Schrägkabelbrücke stellt das Erfordernis der Produktion von Kabelsegmenten dar. [17] Zur Gewährleistung der Passgenauigkeit wurde der Hohlkastenquerschnitt dieser Segmente ebenfalls im Kontaktverfahren in der Langbettschalung gefertigt. In nachfolgenden, schwierigen Produktionsschritten wurde der extrem hoch bewehrte Flügel dann mit allen Elementen zur späteren Quervorspannung der Segmente und mit den Einbauteilen zur Endverankerung der Schrägkabel ergänzt.
Zur Reduzierung temperaturinduzierter, bleibender Verformungen sollte die Produktion von Segmenten im Kontaktverfahren im Schutz einer Dachkonstruktion erfolgen, da durch die Beschattung das Erwärmen der Schalung und die Temperatureinwirkung auf den Frischbeton gemindert werden. [18]

29 *Kabel-Segment*
© Julius Berger International GmbH

5.4 Transport

Der Transport zur Baustelle wurde mittels Schubschiff und Barge durchgeführt, zur Beladung der Bargen diente die 250-t-Hubstation. Zu einem Zeitpunkt konnten zwei Segmente am Kastenträger der Station angeschlagen werden. Der vertikale Hub der Segmente fand mit Hilfe von Spannstäben und Hohlkolbenpressen statt. Hiernach wurde der Kastenträger horizontal mit etwa 10 m/h ebenfalls über Spannstäbe und Hohlkolbenpressen über Wasser verzogen.



30 *Gesamtbauablauf der Hauptbrücke*
© Julius Berger International GmbH

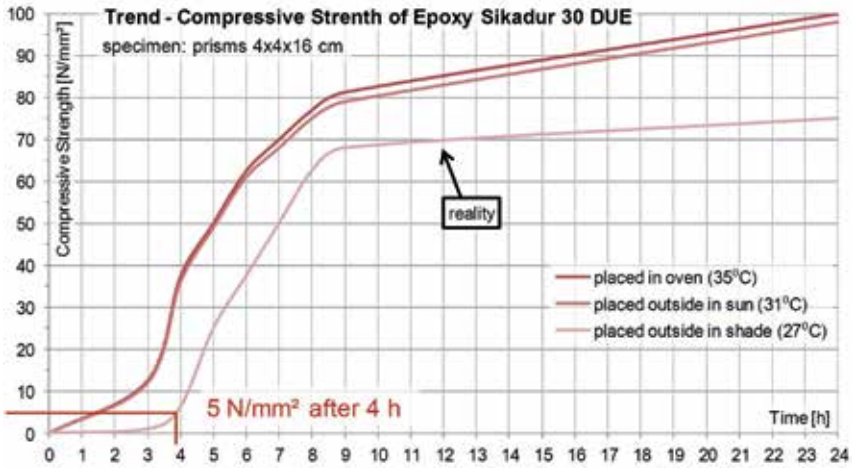
5.5 Einbau der Segmente

5.5.1 Allgemeines

Zur Entkopplung der Bauzeiten wurde die Herstellung des Pylons und des am Pylon angeschlossenen Schrägkabelüberbaus mit zwei Kragarmen von jeweils maximal 75 m Länge (Schritte A–C in obenstehender Abbildung) von der Balkenbrücke (Schritte 1–8) zeitlich getrennt.
Hinsichtlich des Segmentklebers wurde aufgrund der klimatischen Bedingungen und der günstigen Topfzeit der Epoxikleber Sikadur 30 DUE eingesetzt. Die Qualitätssicherung erfordert für das Material zwingend den Transport und die Lagerung in Kühlcontainern. Der Auftrag wurde in einer mittleren Dicke von ca. 3 mm per Hand vorgenommen. Zum Schutz der Hüllrohre vor eindringendem Kleber wurden 5 mm dicke Schaumstoffringe aus Polyethylen (PE) aufgeklebt. Als Alternative wurden auch Ringe aus Ethylen-Propylen-Dien-Monomer (EPDM) untersucht: Im Vergleich waren die EPDM- jedoch deutlich fester als PE-Ringe und daher weniger geeignet.

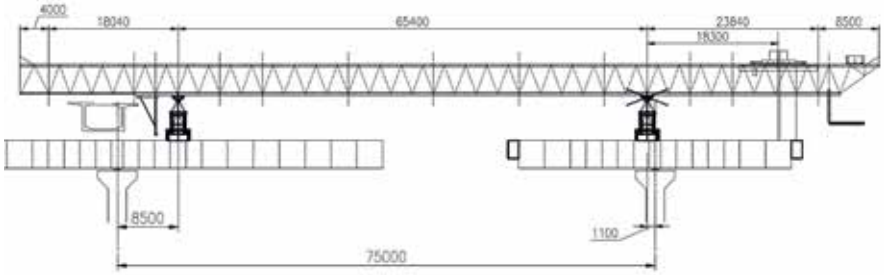
Zum Auftragen des Klebers musste die Betonoberfläche frei von Staub, losen Partikeln, Fetten und Ölen sein. Eine charakteristische Haftzugfestigkeit ≥ 1,50 N/mm² war durch Zugprüfung an mindestens fünf aufgeklebten Stahlstempeln mit d = 50 mm nachzuweisen. Zur Aushärtung des Klebers wurde in der Fuge eine gleichmäßige Druckspannung von mindestens 0,28 N/mm² gefordert. [16] [19] Hierdurch werden unter anderem das einseitige Herauspressen von Kleber und das Entstehen ungewollter Einbauabweichungen vermieden. Die Spannungsverteilung war zu gewährleisten, bis der Aushärtungsprozess einsetzte bzw. der Kleber eine Festigkeit von mindestens 5 N/mm² erreicht hatte. Nach Versuchen zur Festigkeitsentwicklung unter Temperatureinfluss betrug die hierfür erforderliche Zeitdauer ca. 4 h.

31 *Auftragen von Epoxikleber auf die Segmentfuge*
© Julius Berger International GmbH



32 *Festigkeitsentwicklung des Epoxiklebers*
© Julius Berger International GmbH

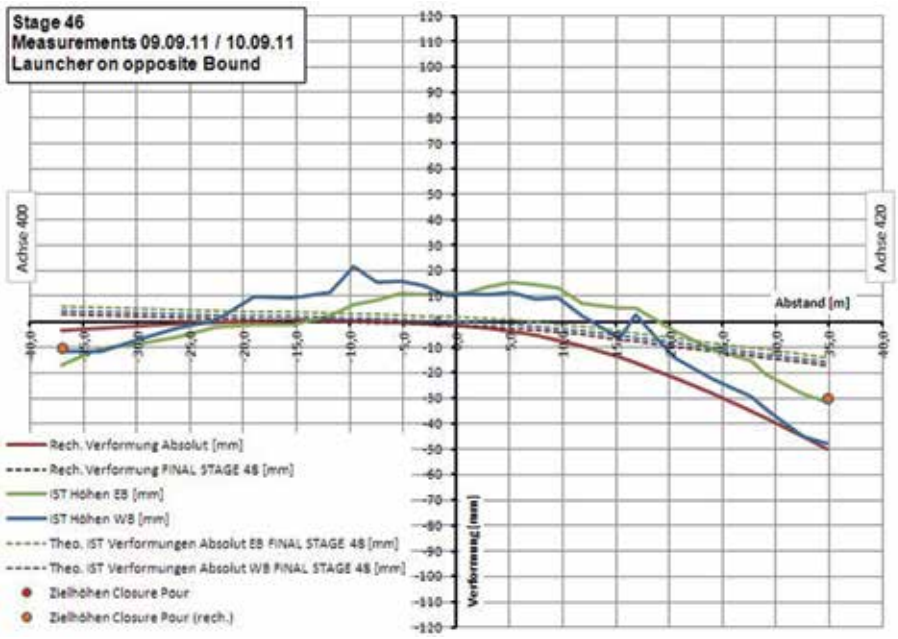
33 34 *Verlegegerät der Hauptbrücke, Waagebalkeneinbau*
© Julius Berger International GmbH



Die gleichmäßige Druckspannung wurde durch temporäres Vorspannen von Spannstäben mit d = 47 mm ($f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 950/1.050 N/mm², g = 14,10 kg/m) und d = 65 mm ($f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 835/1.035 N/mm², g = 27,10 kg/m) über Hohlkolbenpressen hergestellt. Die jeweils aufzubringende Vorspannkraft ergab sich aus der Forderung, dass sich im rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Zugspannungen in der frisch geklebten Segmentfuge einstellen. Statt der verwendeten schweren Einzelstäbe, die im Hohlkasteninneren an externen Ankerkörpern angeordnet waren, hätte der Einsatz mehrerer Stäbe mit kleinerem Durchmesser, teilweise interner Führung und dauerhafter Nutzung womöglich eine wirtschaftliche und praktikablere Lösung bedeutet.
Die permanente Vorspannung wurde intern im nachträglichen Verbund mit siebendrähtigen Litzen bei Einzelquerschnitten von 1,40 cm² und Materialkennwerten von $f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 1.600/1.860 N/mm² aufgebracht. Zum Verpressen der bis zu 200 m langen Spannstränge wurde importierter Portlandzement CEM I 42,5 R mit spezieller Eignung für Einpressmörtel verwendet.

5.5.2 Einbau im Waagebalkenverfahren (Verlegegerüst)

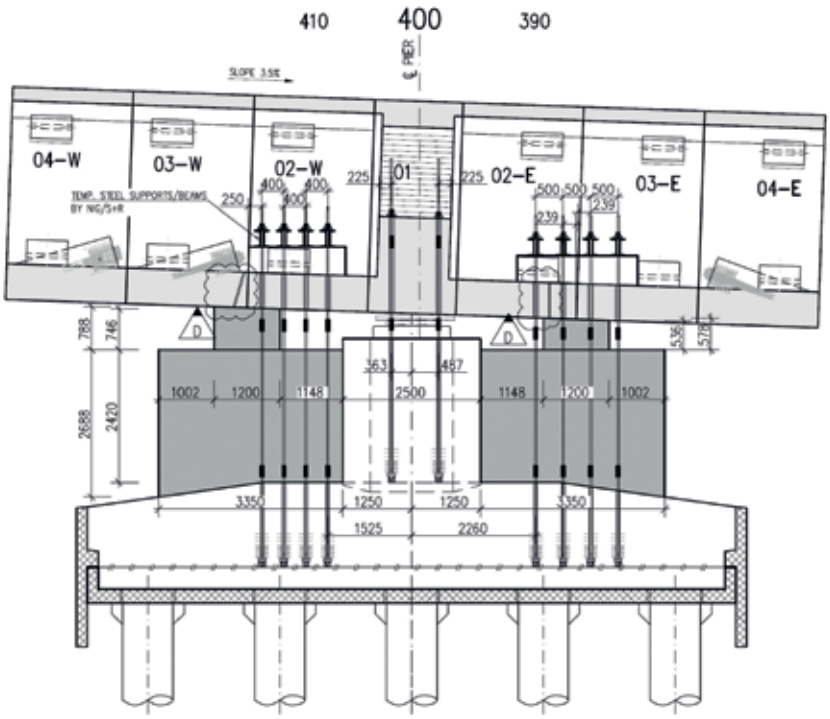
Der Einbau von Segmenten im Waagebalkenverfahren fand mit Hilfe des Verlegegerüsts (Launching Girder) L 56 des Herstellers Deal statt. Das Gerät besteht aus zwei nebeneinander angeordneten Fachwerkträgern mit einer Außenbreite von 8,20 m, Höhen von 4,40 m und Längen von jeweils 119,80 m. Die Träger liegen auf zwei Gleitstühlen mit Breiten von 22,30 m auf, die zusammen mit zwei Hilfsstützen das Längs- sowie das Querverfahren zum Einbau von Segmenten zweier getrennter Überbauten ermöglichen. Die gesamte Konstruktionshöhe einschließlich Winde beträgt knapp 15 m. Das Gesamtgewicht liegt bei 308 t, wovon 169 t auf die beiden Fachwerkträger, 22 t auf die Winde mit Balken und je 44 t auf den vorderen und hinteren Gleitstuhl entfallen. Mit Hilfe des Geräts lassen sich maximale Feldweiten von 75 m, Längsgefälle bis zu 4,00 % und Quergefälle von maximal 3,50 % realisieren.



35 *Soll-Ist-Vergleich der vertikalen Verformungen: Waagebalken Achse 410*
© Julius Berger International GmbH

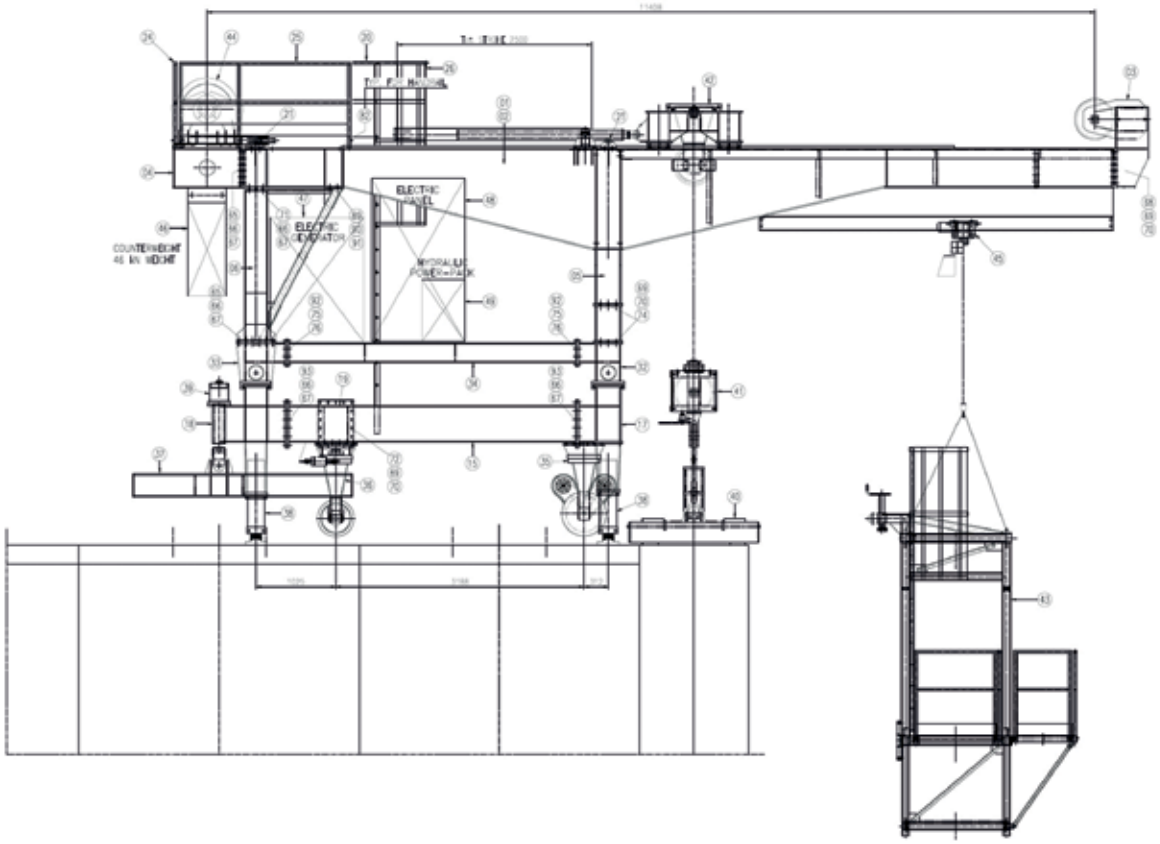
Auf Basis umfangreicher Verformungsberechnungen für jeden Kragarmzustand wurden Diagramme mit den zu erwartenden vertikalen Verformungen für jeden Einbau- bzw. Vorspannzustand erarbeitet. Hierfür wurden alle relevanten Bauzustände im Rechenmodell abgebildet und ausgewertet. Der Ausführung stand somit ein Soll-Ist-Vergleich der Verformungen zur Verfügung.
Der Einbau begann stets mit der Installation eines Pfeilersegments und je Seite zweier benachbarter Segmente, des Pfeilertischs. Der Tisch ruhte auf temporär auf Stahlbetonscheiben aufgestellten Topfpressen, die wiederum rechtwinklig zu der permanenten Pfeilerscheibe angeordnet waren. (Siehe nebenstehende Abbildung.) Nach hydraulischer Feinausrichtung wurden die Lagersockel der temporären Pfeilerscheiben kraftschlüssig zu den Segmenten vergossen. Vorgespannte vertikale temporäre Spannstäbe zu beiden Seiten der Pfeilerachse bildeten die Momenteneinspannung für den Verlegezustand der Segmente bis zum Lückenschluss mit dem vorangegangenen Waagebalken. Die horizontale Festhaltung und die gegen Verdrehen um die vertikale Achse der Waagebalken wurden über Reibung zwischen den temporären Lagersockeln und den jeweiligen Überbausegmenten erreicht. Aus der Forderung, dass die temporären Lager in jedem Bauzustand überdrückt sein mussten, ergab sich die Vorspannkraft der vertikalen Spannstäbe.

Die Vorspannkräfte der Längshilfsvorspannung der Segmentinstallation waren derart ausgelegt, dass sich nach Lösen eines eingebauten Segments und Aktivierung des Eigengewichts in der frisch geklebten Fuge die gleichmäßige Druckspannung von mindestens 0,28 N/mm² einstellte.



36 *Temporäre Einspannung der Waagebalken in Achse 400*
© Julius Berger International GmbH

37 38 *Verlegerahmen der Hauptbrücke, Freivorbau*
© Julius Berger International GmbH



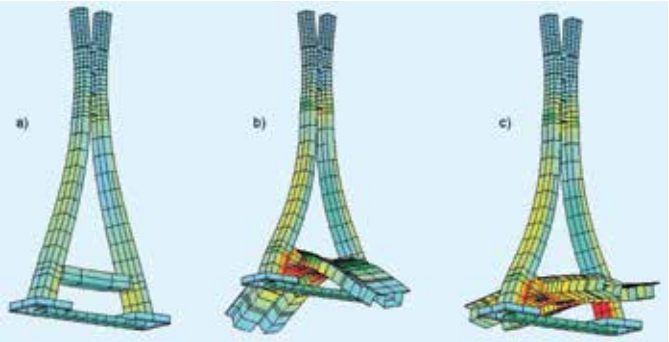
5.5.3 Einbau im Freivorbau vom Pylon aus (Verlegerahmen)

Der Einbau von Segmenten vom Pylon aus wurde mit zwei Verlegerahmen (Lifting Frames) Deal L 60 im Freivorbau durchgeführt. Die Freivorbaugeräte haben jeweils Außenabmessungen von ~ 12,50 m x ~ 6 m x ~ 5 m (l x b x h) bei einem Gesamtgewicht von 40,80 t, das ein Gegengewicht in Höhe von 4,60 t und eine angehängte Vorspannbühne mit 4,00 t beinhaltet. Sie können über integrierte Elektroantriebe sowohl längs- als auch querverfahren werden. Da die Geräte im Freivorbau auf dem zuvor hergestellten Überbau auflasten, musste die Längshilfsvorspannung zur Segmentinstallation zweistufig aufgebracht werden:

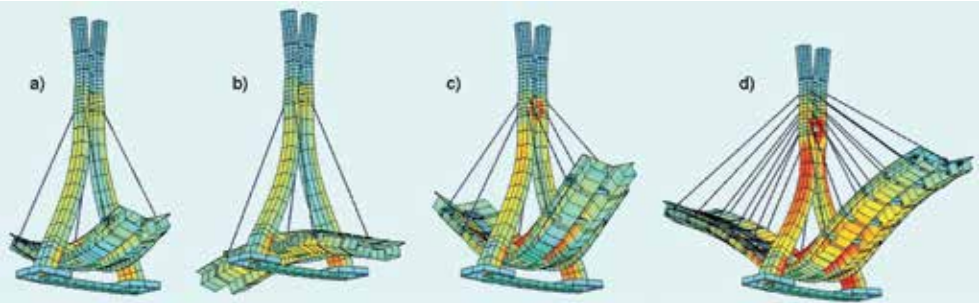
- Erste Vorspannung: flächige Druckspannung in der Klebefuge von 0,28 N/mm², ausgelegt auf Eigengewicht des einzubauenden Segments. Das heißt, das Segment konnte unmittelbar nach Installation und Aufbringung der ersten Vorspannkraft von der Traverse gelöst werden.
- Zweite Vorspannung: ausgelegt auf Gewichte des eingebauten Segments, des Freivorbaugeräts sowie des folgenden Segments. Das heißt, die Vorspannung konnte erst nach ausreichender Erhärtung des Epoxi (> 5 N/mm², 4 h) aufgebracht werden. Hiernach konnte der Verlegerahmen auf das installierte Segment verfahren werden.

Für den Freivorbau des Segmentüberbaus im Bereich der Schrägkabel wurden ebenfalls sämtliche relevanten Verlege- und Vorspannzustände der temporären Spannstäbe, permanenten Spannglieder und Schrägkabel im Rechenmodell abgebildet und ausgewertet. Die Einbauabfolge war in diesem Bereich weitaus komplexer im Vergleich zu den Waagebalken ohne Schrägkabelunterstützung. Und auch hier wurde eine Soll-Ist-Kontrolle der Verformungen durchgeführt.

Vom Pylon aus wurden nach Installation der ersten 4 x1 Starter-Segmente über eine 25 cm breite Ortbetonfuge – sie war notwendig zum Anschluss der Hüllrohre und zum Richtungsausgleich durch Feinjustierung – in Richtung Pylonhauptquerbalken weitere 4 x 9 Segmente im klassischen Freivorbau ohne Unterstützung durch Schrägkabel eingebaut. Im Anschluss wurden die Verlegegeräte auf den Pylonhauptquerbalken zurückgefahren und die erforderlichen Ortbetonergänzungen ausgeführt: Verbindung der Fahrbahnplatten der beiden nebeneinanderliegenden Hohlkästen, Verbindung und Vorspannung der beiden jeweils nebeneinanderliegenden Teile der Querträger zur Aufnahme der Schrägkabelkräfte, Herstellung der vier außenliegenden Druckbalken zum Kurzschließen der Kabelkräfte in Brückenlängsrichtung und Einbau sowie Vorspannen der Längsspannglieder. Danach wurde die erste Kabelebene eingebracht und die Kabel schrittweise mit der entsprechenden Vorspannkraft angespannt. (Siehe nebenstehende Abbildungen.) Diese Sequenz wiederholte sich dann mit dem Einbau von 4 x 4 Segmenten bis zur jeweils folgenden Kabelebene.



39 *Herstellsequenz bei Pylon und Anfänger: a) Herstellung des Pylons mit Querriegeln, b) Anhängen der Segmentbrücke in Einzelsegmenten, c) Vorspannung des Freivorbaus © Julius Berger International GmbH*



40 *Herstellsequenz im Schrägkabelbereich: a) Vorspannung von Kabel 1, b) Anhängen und Vorspannen von vier Segmenten je Ast, Ausbildung der Querträger und Randbalken, c) Vorspannung von Kabel 2, d) Vorspannung von Kabel 5 © Julius Berger International GmbH*

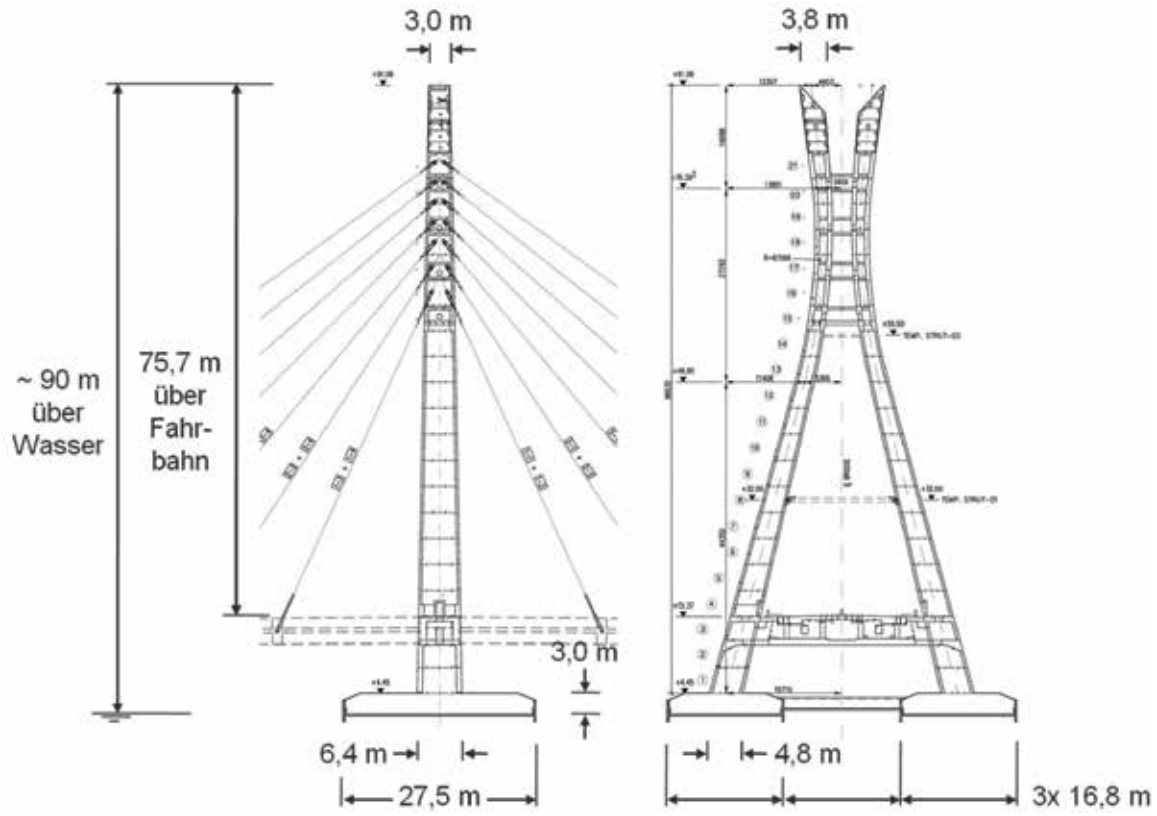
5.6 Lager und Fahrbahnübergänge

Festpunkt des Überbaus der Hauptbrücke ist der Pylon in Achse 420: Hier schließt der Überbau integral ohne zusätzliche Lagerungselemente an den Hauptquerbalken des Pylons an.
Die Lagerung in den sonstigen Achsen erfolgt auf Topfgleitlagern der RW Sollinger Hütte, Typen TGe 2.2 und TGa 2.3 gemäß DIN EN 1337-1. Die Außenabmessungen einzelner Lager betrugen bis 1.510 mm x 1.410 mm x 223 mm bei Einzelgewichten von maximal 2.030 kg. Die aufnehmbare maximale vertikale Lagerreaktion eines Elements lag bei 22.300 kN.
Im Einbau der Lager wurde der planmäßige unterseitige Spalt zwischen Betonsockel und Topflager mit selbstverdichtendem, nicht schwindendem Vergussmörtel der Firma Pagel verfüllt, und zwar je nach Verfüllhöhe Mörtel V1/10 oder V1/50. Die Oberfläche der Betonsockel wurde zuvor rau mit freigelegtem Korngerüst ausgebildet. Zum Ausschluss von Lufteinschlüssen in der Unterfüllung wurden zunächst zwei gegenüberliegende Seiten am Lager abgedichtet. Im Anschluss wurde das Material ausschließlich von einer Seite eingefüllt.
Zur Verfüllung des oberseitigen Spalts waren im Pfeilersegment je Lager eine Verfüll- und in den Lagerecken vier Entlüftungsleitungen eingebaut. Vollflächige Verfüllung war gegeben, sobald der Vergussmörtel aus allen Entlüftungsleitungen austrat.
Als Fahrbahnübergangskonstruktionen kamen am Überbauende in den Achsen 380 und 460 Fingerfugen Mageba Tensa Flex Finger 400 RC zum Einsatz. Unter Beachtung des Einbauzeitpunkts waren eine mögliche Kontraktion von ca. 26 cm und eine Expansion von 13 cm zu erwarten. Die Verkürzung ergab sich insbesondere infolge Kriechen und Schwinden (125 mm), noch aufzubringender interner Vorspannung (elastisch, 25 mm) und Temperatur (65 mm bei $\Delta T = 20$ K). Die Ausdehnung des Bauwerks erfolgt im Wesentlichen unter Temperatureinfluss (95 mm bei $\Delta T = 30$ K).

6 Pylon

6.1 Übersicht

In Brückenlängsrichtung verjüngen sich die Pylonbeine geradlinig von 6,40 m an Oberkante Pfahlkopfplatte mit einer Höhe von 4,45 m LCD auf 3,00 m an der Spitze in 91,08 m LCD (mittlerer Wasserstand = 0,80 m LCD; LCD = Lagos Chart Datum). In Querrichtung verringern sich die Außenabmessungen von 4,80 m auf 2,40 m in einer Höhe von ca. 63,50 m LCD, um sich dann bis zur Spitze wieder auf 3,80 m aufzuweiten. Die beiden Beine sind in der Achse zunächst mit 14,30° nach innen und zueinander geneigt.
Im Bereich zwischen 48,80 m LCD und 76,40 m LCD krümmen sich die Beine in ihrer Achse im Radius 87,10 m nach außen, in der Spitze laufen sie mit jeweils 6,00° in der Achse auseinander.
In Höhe von 15,50 m LCD verbindet der Hauptquerbalken (Main Cross Beam) die beiden Pylonbeine. An ihm schließen die Überbauten oberkantengleich und integral an. Aufgrund der Modifikationen an der Pylongründung erfährt das Bauteil mit einem Kastenquerschnitt eine hohe Torsionsbeanspruchung aus unsymmetrischen Gründungssteifigkeiten. Das Bauteil ist bei 340 m^3 Beton mit 122 t Betonstahl und einem Bewehrungsgrad von 359 kg/m^3 hoch bewehrt. Zusätzlich ist es in seiner Richtung mit 17 t Spannstahl vorgespannt. Im oberen Bereich des Pylons verbinden vier Querbalken (Upper Cross Beams) die beiden Beine.

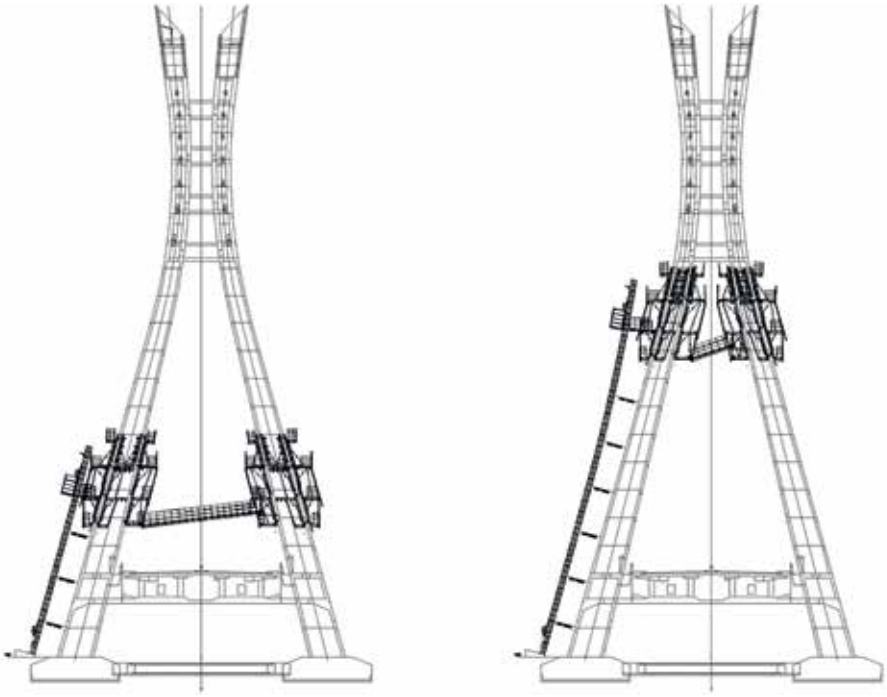


41 *Pylon: Übersicht*
© Julius Berger International GmbH

Hier schließen auch die insgesamt 28 Schrägkabel an. Der Pylon war in 25 Betonierabschnitte (Lifts) eingeteilt. Die Abschnitte 1–21 wurden in Ortbeton und die Abschnitte 22–25 mittels Fertigteilen ausgeführt. Beide Pylonbeine haben in Höhe der Fahrbahn einen Eingang und können über fest installierte Leitern von unten bis oben begangen werden. Den Abschluss bilden Edelstahlabdeckungen, um möglichst große Wartungsfreiheit zu erreichen. Zur inneren Luftzirkulation dienen Öffnungen im unteren und oberen Bereich des Pylons.
Um dem Wahrzeichencharakter gerecht zu werden, ist das Bauwerk mit einer Außenbeleuchtung ausgerüstet, mit deren Hilfe der Pylon und die Kabel nachts in verschiedenen Farben angestrahlt werden. Die besondere Gestaltung des Pylons stellte für die Bauausführung eine außerordentliche Herausforderung dar.

6.2 Klettersysteme, Aufzug, Kran

Aufgrund des engen Krümmungsradius und der starken Neigung der Pylonbeine waren die Anforderungen an den Schalungsbau bzw. ein -system entsprechend hoch. Nach Untersuchung verschiedener Baumethoden entschied man sich für den Einsatz einer selbstkletternden Schalung der Firma Peri. Die zuvor genannten Kriterien bedingten hierbei die Kombination zweier Systeme des Anbieters: Als Außenschalung kam auf den Brückenlängsseiten das System RCS (Rail Climbing System) und auf den Querseiten das System ACS (Automatic Climbing System) zur Anwendung; für die Innenschalung wurde ebenfalls auf das System RCS zurückgegriffen. (Siehe nachfolgende Abbildung.) Die Selbstklettereinheiten bestanden außenseitig aus vier Ebenen: Nachlauf-, Kletter-, Hauptarbeits- und Betonierbühne. Um weitestgehende Arbeitssicherheit zu gewährleisten, waren die Klettereinheiten komplett in Netze eingeschlagen.



42 *Selbstkletterschalung mit Aufzug und Übergangsbühne*
© Julius Berger International GmbH

43 *Pylon: Herstellung oberer Abschnitt mit Stahlverbund*
© Julius Berger International GmbH

Eine wesentliche Schwierigkeit in der Schalungsplanung bestand darin, die Schalung dem sich permanent ändernden Querschnitt anzupassen. Zur Erzielung größter Flexibilität wurden Ausgleichsbleche in die Schalung integriert. Jeden zweiten Schuss musste die Schalung dennoch abgesetzt und angepasst werden.
Die Schüsse 1–4 bis zum Main Cross Beam wurden konventionell, ab Schuss 5 wurde hydraulisch geklettert. Die Betonierabschnittshöhen waren zu 3,63–3,90 m festgelegt.
Eine Verbindung zwischen beiden Pylonbeinen wurde durch die Verwendung einer begehbaren Bühne erreicht. Sie wanderte bei jedem Klettervorgang mit, musste aber regelmäßig eingekürzt werden, da sich der innenseitige Abstand zwischen den Pylonbeinen kontinuierlich verringerte.
Im Schrägkabelbereich entfiel die Innenschalung und wurde durch Stahlverbundkästen ersetzt. Bedingt durch den geringen Abstand der Pylonbeine wurden hier die Verbindungsbühne und eine der innenseitigen RCS-Schalungen abgebaut, die verbleibenden Schalungen zusammengeführt und der obere Bereich der Beine mit einer gemeinsamen Außenschalung erstellt.

Der Zugang zum Pylon erfolgte über einen Bauaufzug der Marke Scanclimber. Auch in der Planung der Aufzugsführung stellte der enge Krümmungsradius der Pylonbeine eine Herausforderung dar.

In Zusammenarbeit von Schalungs- und Aufzugsbauer wurde eine Lösung ausgearbeitet, die im Vergleich zur Anfangsneigung des Pylons eine steilere Anordnung des Aufzugs vorsah. Dies ermöglichte ein Durchfahren des engen Krümmungsradius des Pylons unter dem werksseitigen Mindestradius des Aufzugs. Da der Abstand zwischen Kletterschalung und Aufzug in Abhängigkeit von der Höhe variierte, wurden am Aufzug eine längere Ausstiegrampe und an der Selbstkletterschalung eine ausfahrbare Bühne angeordnet. Beides waren Sonderanfertigungen, siehe nachfolgende Abbildung.
Als Hebegerät für den Pylon wurde ein Turmdrehkran der Marke Liebherr gewählt. Da der Abstand zwischen Kran und Pylon ebenfalls variierte und Abspannungen sehr aufwendig sind, fiel die Entscheidung auf einen freistehenden Kran mit einer Hakenhöhe von ca. 100 m. Um den Kran ausreichend auszusteifen, wurden die Turmstücke von unten nach oben bis zum Selbstkletterbereich abgestuft.

44 *Pylon: Bauaufzug*
© Julius Berger International GmbH

45 *Pylon: komplett vorgefertigte Bewehrung für einen Betonierschuss*
© Julius Berger International GmbH

Die untere Druckstrebe mit 12,70 t Gesamtgewicht umfasste im Wesentlichen zwei Stahlrohre mit d = 508 mm x 20 mm und 14,70 m Länge, die maximal aufgebrachte Pressenkraft betrug 1.100 kN. Unter Verwendung zweier Pressen wurde eine Druckkraft von 2.200 kN erzeugt und eine Auseinanderbewegung der Pylonbeine auf Höhe der Strebe um insgesamt 66 mm aktiviert. Die untere Druckstrebe erfüllte zudem arbeitsschutzsichernde Zwecke: An den Rohren waren Auffangnetze installiert, um einen für die Deckebene zusätzlichen Schutz gegen herabfallende Gegenstände herzustellen.

Die obere Druckstrebe beinhaltete zwei Druckträger HEB 300 mit jeweils l = 3,80 m. Hier wurde über zwei Pressen eine Druckkraft von total 1.280 kN aufgebracht und eine Bewegung über insgesamt 112 mm auf Höhe der Strebe generiert. Die Strebe diente zusätzlich als Arbeitsbühne zur Errichtung von Fassadengerüsten zur Installation der Schrägkabel und als Rüstung zum Schalen des untersten der vier oberen Querbalken.
Nach Ausführung der oberen Querbalken, also der oberen Verbindung der beiden Pylonbeine, waren die Streben statisch nicht mehr erforderlich.

6.3 Bewehrung

Die Bewehrung der Abschnitte 1–4 wurde vor Ort montiert: In den Abschnitten 3 und 4 war die Anschlussbewehrung für den Hauptquerbalken vorzusehen. Sie erlaubte kein klassisches Vorbeiklettern und erforderte die Verwendung nachträglicher Bewehrungsanschlüsse. Ab Abschnitt 5 ging man dazu über, die Bewehrungskörbe im Palava Yard vorzuflechten. Dazu wurden entsprechende Bewehrungslehren gebaut, die individuell auf jeden Lift einzustellen waren. Die Körbe wurden mit Barge zum Bauwerk gefahren und mittels Kran eingehoben. Diese Maßnahme bedeutete eine erhebliche Beschleunigung, da nun die Bewehrung eines Lifts innerhalb eines Tages eingebaut und ausgerichtet war. Ab Abschnitt 15 musste die Bewehrung wieder auf der Baustelle geflochten werden. In dem Bereich kamen auch Stahlkästen mit Kopfbolzendübeln zum Einsatz, die kein Einfahren eines vorgefertigten Korbs gestatteten. Außerdem war in dem Bereich die Anschlussbewehrung für die oberen Querbalken zu berücksichtigen, so dass er sich als sehr komplex erwies.

6.4 Temporäre Druckstreben

Aufgrund der vorhandenen Neigung der Pylonbeine erfuhren die Kragarme im Bauzustand eine zusätzliche Biegebeanspruchung. Bei der Ausführung der Beine wurde daher vermessungstechnisch nicht der finalen Soll-Lage, sondern vielmehr jener unter Berücksichtigung der Verformungen der Bauzustände gefolgt.
Zur Reduktion von Schnittgrößen und Deformationen aus Bauzuständen wurden in den Abschnitten 8 und 15 temporäre Druckstreben installiert. Unter Verwendung von je vier Topfpressen pro Strebe des Typs Aros Sozy wurden die Beine mit einer maximalen Kraft von je 3.880 kN auseinandergedrückt und Korrekturen durchgeführt.

46 *Temporäre Druckstreben*
© Julius Berger International GmbH

6.5 Stahlverbundkästen

Sofern keine Umlenksattel zum Einsatz kommen, wird der pylonseitige Endverankerungsbereich der Schrägkabel üblicherweise mit Hilfe einer Ringvorspannung oder in einer Stahlverbundkonstruktion ausgeführt. Um die Arbeiten im oberen Pylonabschnitt zu vereinfachen, wurde entschieden, hier 2 x 11 Stück vorproduzierte Stahlkästen zu verwenden. Die Kästen beinhalteten bereits den Ankerblock und verringerten deutlich den vermessungstechnischen Aufwand.
Die übereinanderliegenden Stahlkästen sind nur gelenkig miteinander verbunden. Sie dienen zur Aufnahme der Kabelkräfte und als Innenschalung in diesen Bereichen. Gleiche horizontale Kräfte aus gegenüberliegenden Schrägkabeln, zum Beispiel aus Eigengewicht, werden über die Stahlplatten parallel zur Brückenachse kurzgeschlossen. Die nicht ausgeglichenen Kabelkräfte, zum Beispiel aus Verkehr, und die vertikalen Anteile der Kabelkräfte werden über Kopfbolzendübel an den Außenseiten der Stahlkästen auf die Stahlbeton-Pylonwände übertragen. Resultierende Biegemomente werden somit ausschließlich über die Pylonwände aufgenommen und nicht von den Stahlkästen.

6.6 Fertigteile der Pylonspitze

Die Abschnitte 22–25 der Pylonspitze sind statisch nicht erforderlich und wurden mit Hilfe von Fertigteilen erstellt. Die Wanddicken von 12 cm und die Bauteilhöhen wurden derart festgelegt, dass die Fertigteile ein Gewicht ≤ 8 t aufwiesen und mit dem Turmdrehkran eingehoben werden konnten. Die Elemente wurden im Bauhof im Kontaktverfahren übereinander hergestellt und dann mit einer Barge transportiert. Beim Einbau vor Ort wurden die Fugen, analog zum Segmenteinbau, verklebt und die Elemente mit Hilfe innenseitig geführter Spannstäbe vertikal vorgespannt.

47 *Stahlverbundkästen: versuchsweiser Aufbau und Vermessung*
© Julius Berger International GmbH

6.7 Schrägseile

Die Schrägkabelarbeiten wurden durch den Nachunternehmer VSL erbracht, der insgesamt 4 x 7 = 28 Schrägkabel installierte. Die einzelnen Kabel bestehen aus je 35–57 parallel geführten Monolitzen mit 55–119 m Länge, welche zum Schutz vor Witterungseinflüssen in einem äußeren HDPE-Hüllrohr angeordnet sind. Aufgrund des geringen Platzes im Pyloninneren wurden die Litzen deckseitig vorgespannt (Presse unterhalb des Decks). Die rechnerischen Vorspannkräfte der Kabel zur Inbetriebnahme des Bauwerks betragen 3.235–6.762 kN. Die eingesetzten siebendrähtigen Litzen haben einen Einzelquerschnitt von je 1,50 cm² bei Materialkennwerten $f_{p0,1k}/f_{pk}$ = 1.600/1.860 N/mm² und verfügen über einen dreifachen Korrosionsschutz, bestehend aus einer Feuerverzinkung, aufgeschrumpfter HDPE-Ummantelung und eingepresstem korrosionsunterbindendem Füller.

Schrägseile können als Zugglieder aus Stahl, die aufgrund ihrer Anschlussausbildung nachstellbar und austauschbar sind, gemäß EN 1993-1-11 nachgewiesen werden. Hiernach sind die Spannungen für die Montage auf 55 % und für den Betrieb bei Ermüdungsberechnung ohne Berücksichtigung der Biegespannungen auf 45 % der Zugfestigkeit zu begrenzen. Zum Vergleich: Nach EN 1992-1-1 dürfen Spannglieder im Betonbau im Spannvorgang bis zu 90 % der Streck- oder 80 % der Zugfestigkeit vorgespannt werden. Bei gegebener Kalibrierung des Spanngeräts dürfen die Grenzwerte sogar nochmals erhöht werden. Zur weiteren Gewährleistung einer ausreichenden Ermüdungssicherheit werden herstellerseitig in Anlehnung an [20] [21] die Einbautoleranzen der Ankerelemente auf den geringen Wert von ± 0,40° begrenzt.

Ebenfalls zum Vergleich: Nach deutschen Zulassungen beträgt bei externer Vorspannung der maximal zulässige Ablenkungswinkel der Spannstahllitzen in der Verankerung 2,20°, wie im Fall von ETA-11/0123.
In der Kombination einer Segment- mit einer Schrägkabelbrücke mussten im Schrägkabelbereich diverse Ortbetonergänzungen an den Segmenten durchgeführt werden, was auszugsweise bis Kabel 4 in nachstehender Abbildung farbig dargestellt ist. Die Arbeiten umfassten den Ortbetondruckbalken zur Aufnahme der horizontalen Komponente der Schrägkabelkraft, die Verbindung der Kabel-Segmenthälften zu einem Gesamtquerschnitt zur Schaffung von Auflagern für die zunächst voneinander entkoppelten Überbauten und eine Ortbetonplattenverbindung in Brückenachse. Da die Arbeiten über Wasser ausgeführt wurden, waren sie sehr aufwendig. Generell hat sich die Mischung aus Fertigteil- und Ortbetonbauweise als ungünstig herausgestellt.

Der Standard-Installationszyklus lag bei etwa einem Monat und gliederte sich im Detail wie folgt: Einbau von 16 Segmenten in acht Arbeitstagen mit zwei Freivorbauwagen, Durchführung der Ortbetontätigkeiten über zwölf Arbeitstage und Installation von vier Schrägkabeln über sechs Arbeitstage.

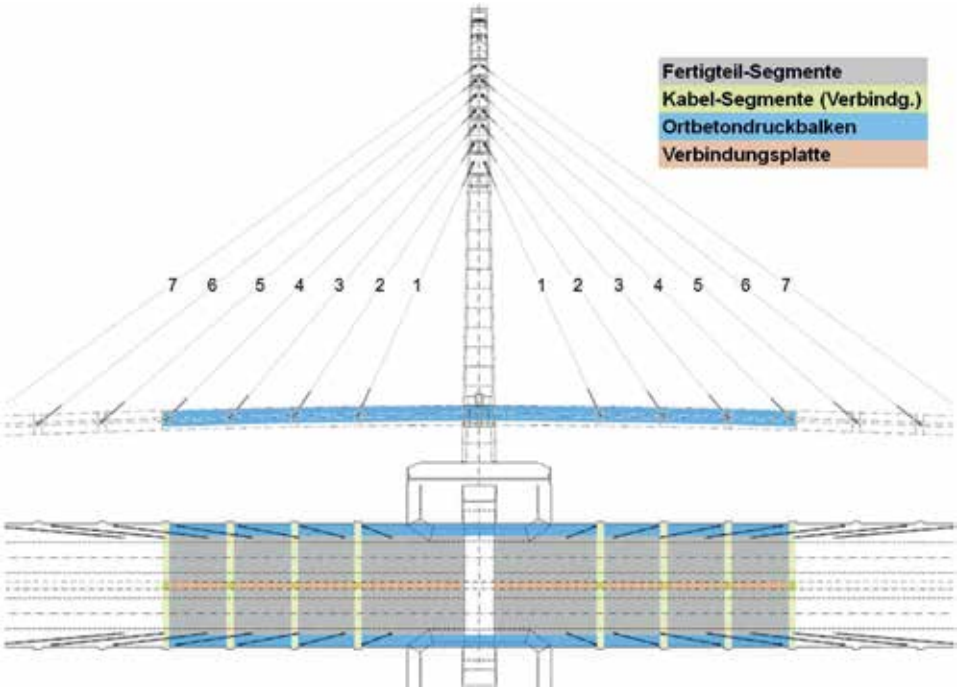
7 Bauhof

7.1 Übersicht und Lage

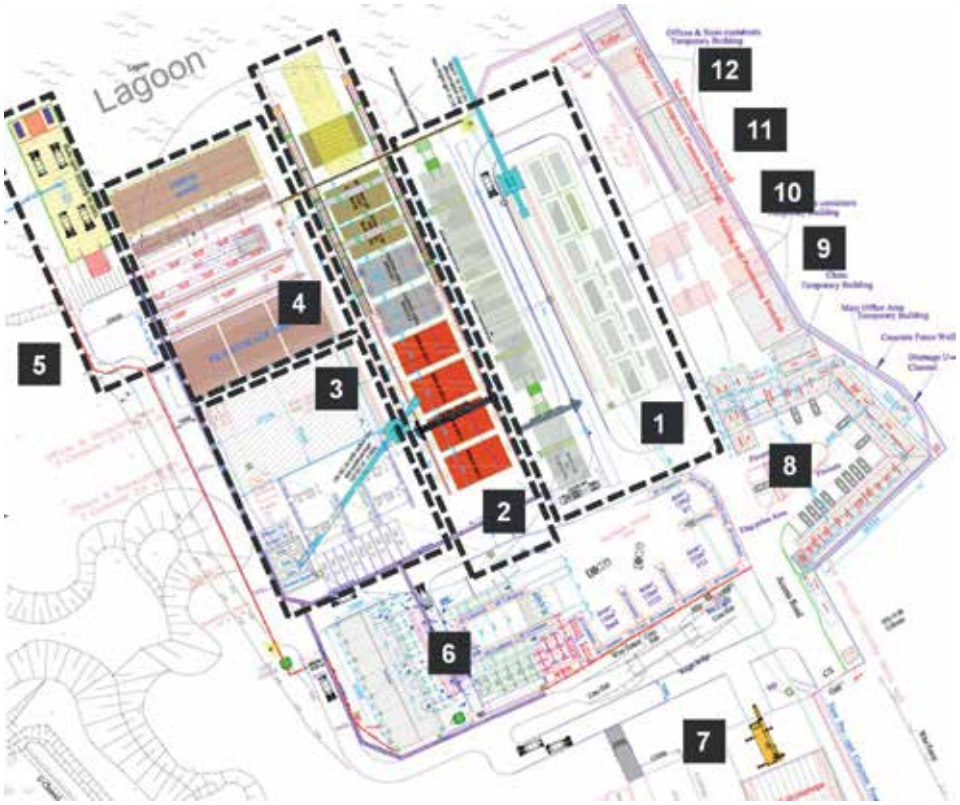
Der Bauhof Palava Yard befindet sich in ca. 16 km Entfernung östlich der Baustelle. Er hat eine Fläche von 8,60 ha, die im Rahmen einer Landgewinnung in Richtung Lagune um 6,60 ha vergrößert wurde. Die Lage direkt an der Lagune von Lagos ermöglicht Transporte auf Wasser. Das war ein wesentlicher Grund, diese Fläche als Bauhof für die Brückenbaustelle sowie für zukünftige Projekte auszubauen.

7.2 Einrichtung

Die Einrichtung des Bauhofs ist nachstehender Abbildung zu entnehmen:
1 Segmentfertigung, 2 Plattenbalkenproduktion, 3 Bewehrungsschneide- und -biegeplatz, 4 Rollenschweißbahnen und Lagerplatz für Stahlrohre, 5 Anlegestelle für schwimmendes Gerät, 6 Betonmischanlage und Baustofflabor, 7 maschinentechnische Werkstatt, 8 Bauleitung (Verwaltung), Kantine, Erste Hilfe, 9 Werkstatt Vorspannarbeiten, 10 Werkstatt Stahlbau, 11 allgemeine Fertigteilproduktion und 12 Zimmerei.
Die Betonproduktion erfolgte mittels einer Mischanlage des Typs Elba 60 mit vier Zementsilos, die eine Einzelkapazität von jeweils 60 t aufwiesen. Die Silos konnten sowohl über Sackware als auch über Silozüge beschickt werden. Eine angegliederte Stahlhalle mit Portalkran diente als Lager zur Aufnahme von maximal 1.000 t Sackzement. Frischbetontemperaturen unter 30 °C wurden durch Nutzung gekühlten Anmachwassers in Trinkwasserqualität und Kühlung der



48 *Schrägkabelbereich: erforderliche Ortbetonarbeiten über Wasser*
© Julius Berger International GmbH



49 *Fertigungsbereiche im Bauhof Palava Yard*
© Julius Berger International GmbH

Zuschlagstoffe durch Berieselung gewährleistet. Die Nutzung von Kühlwasser- und Berieselungsanlage hat sich zur Sicherung der Betonqualität als zwingend erforderlich herausgestellt. Zur Eigenüberwachung bzw. Konformitätskontrolle sowie für die Zugabe von Zusatzmitteln zum Beton (Verzögerer und Fließmittel) stand ein Baustofflabor mit geschultem Personal und entsprechenden Prüfeinrichtungen zur Verfügung.
Die Anlieferung des Betons zur Baustelle fand mit Hilfe projekteigener Mischfahrzeuge statt. Deren Fahrtzeit betrug durchschnittlich 1 h, konnte jedoch in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen auf 3 h anwachsen. Auf der Baustelle stellte die Transportbarge das Schlüsselgerät für den Betoneinbau dar. Sie konnte mit einer Betonpumpe und vier Betonmischfahrzeugen bestückt werden.
Sand zur Betonherstellung wird für den Gesamtraum Lagos mit Hilfe eines firmeneigenen Nassbaggers aus der Lagune gefördert. Die sonstigen Zuschlagstoffe wurden im firmeneigenen Steinbruch Ogbere, ca. 100 km nordöstlich des Palava Yard situiert, gewonnen.

50 *Transportbarge*
© Julius Berger International GmbH

7.3 Logistik

Bei einer Wasserbaustelle ist der Bedarf an schwimmendem Gerät nicht zu unterschätzen. Derartiges Gerät ist es in vielen Bereichen erforderlich: im Material- und Gerätetransport, bei Gründungsarbeiten, in der Bereitstellung von Arbeitsflächen über Wasser und auch zu Personaltransporten.

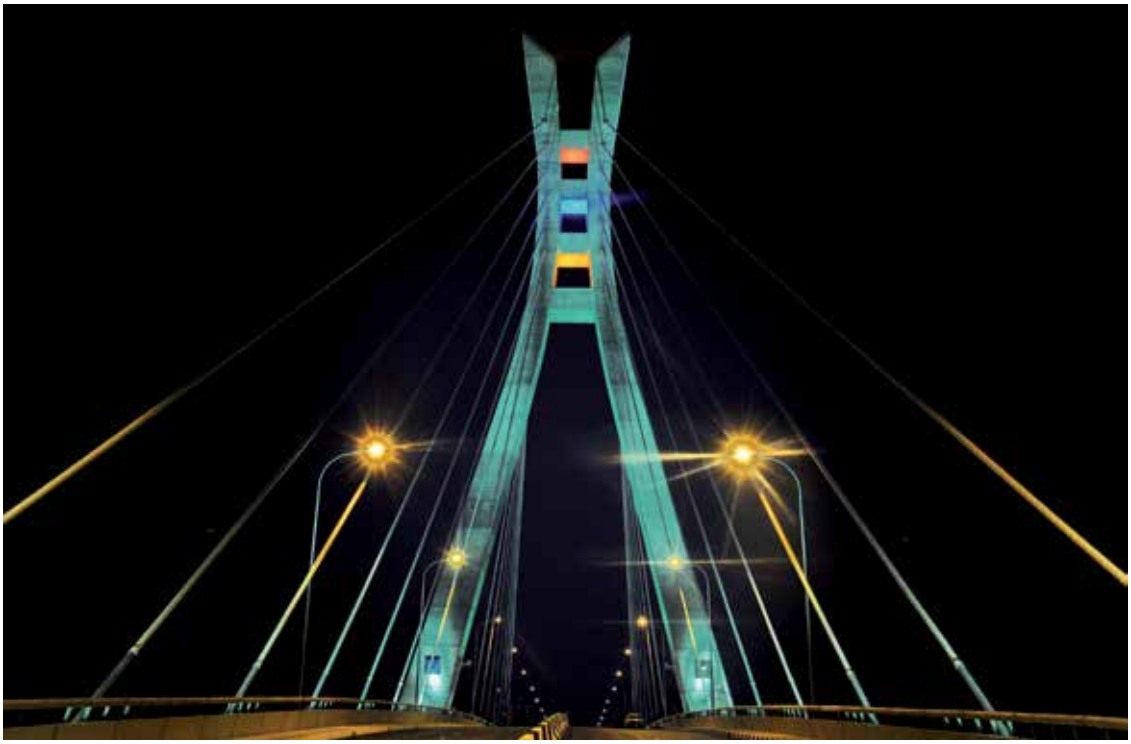
8 Schlussbemerkung

Mit der ersten Schrägkabelbrücke Westafrikas, der Lekki-Ikoyi-Brücke in Lagos, hat die Julius Berger Nigeria PLC ein technisch äußerst anspruchsvolles Bauvorhaben verwirklicht. Die Umsetzung des Projekts erfolgte in höchster Planungs- und Fertigungstiefe rein aus der Unternehmensgruppe Julius Berger heraus. Die Realisierung fand zudem unter Berücksichtigung der hohen Anforderungen international anerkannter Qualitäts- und Arbeitssicherheitsmaßstäbe statt.

Das Brückenbauwerk trägt zu einer wichtigen Entlastung des Verkehrsaufkommens im Südosten von Lagos bei. Durch die Errichtung einer Schrägkabelbrücke mit einem gestalterisch herausragenden Pylon wurde darüber hinaus dem Kundenwunsch nach einem neuen Wahrzeichen für den Bundesstaat Lagos deutlich Rechnung getragen.

Autoren:
Dr.-Ing. Peer Lubasch
Julius Berger Nigeria PLC, Abuja
Dipl.-Ing. Stefan Uelzmann
Julius Berger International GmbH, Wiesbaden
Dipl.-Ing. Markus Hengst
vormals Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, Wiesbaden

51 *Photographie in Richtung Osten (Lekki)*
© Julius Berger International GmbH



52 *Illumination des Pylons in den Farben des Bundesstaats Lagos*
© Julius Berger International GmbH

Literatur

[1] Unold, F.; Nernheim, A.; Seitz, J.; Cudmani, R.: Herstellung und Tragverhalten von Bohrpfählen für den Pylon der Lekki-Ikoyi Schrägseilbrücke in Lagos, Nigeria. Pfahl-Symposium, 17.–18. Februar 2011, Technische Universität Braunschweig.

[2] Albert, A.; Denk, H.; Lubasch, P.; Nitsch, A.: Spannbeton. Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Düsseldorf, 2. A., 2013.

[3] Saul, R.; Svensson, H.: Zur Behandlung des Lastfalls »Ständige Last« beim Tragsicherheitsnachweis von Schrägkabelbrücken; in: Bauingenieur 58, 1983, S. 329–335.

[4] AASHTO: Load and Resistance Factor Design (LRFD), Bridge Design Specifications, 4th Edition 2007.

[5] AASHTO: Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2nd Edition 1999, with 2003 Interim.

[6] BS EN 1990, 1991 und 1992: Eurocode 0–2 mit Nationalen Anhängen (NAD) für United Kingdom.

[7] BS 5400-2:2006: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2: Specification for Loads.

[8] Dr. Kovacs, Dynamic Consulting: Lagos Osborne Bridge Nigeria, Aerodynamics. Aerodynamischer Bericht, September 2009, und Addendum, Juli 2010.

[9] Brockmann, C.: Der Bang Na Expressway, Bangkok, Teil 1: Aufgabe, Bauausführung, Fertigteilwerk; in: Beton- und Stahlbetonbau 92, 1997, Heft 12, S. 332–337.

[10] Fischer, O.: Der Bang Na Expressway, Bangkok, Teil 2: Tragwirkung, Großversuch, Berechnung; in: Beton- und Stahlbetonbau 93, 1998, Heft 2, S. 36–41.

[11] Dimel, E.: Nigerbrücke Ajaokuta, Nigeria. Spannbetonbrücke in Segmentbauart; in: Beton- und Stahlbetonbau 79, 1984, Heft 3, S. 57–63 und Heft 4, S. 101–107.

[12] Girmscheid, G.; Hartmann, A.: Fast Track Projects im Brückenbau. Anwendung und Bauprozess der Segmentbauweise mit externer Vorspannung; in: Bauingenieur 74, 1999, Heft 7/8, S. 332–344.

[13] Rombach, G.A.: Fugen in Segmentfertigteilbrücken. Massivbau in ganzer Breite. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch. Hrsg. v. R. Niedermeier. Heidelberg, 2005, S. 75–81.

[14] Specker, A.; Rombach, G.A.: Ein Beitrag zur Konstruktion und Bemessung von Segmentbrücken; in: Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 10, S. 654–662.

[15] Specker, A.: Bemessung segmentärer Hohlkastenbrücken; in: Tagungsband zum 42. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 2003, S. 201–208.

[16] Bundesministerium für Verkehr: Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern, Ausgabe 1999.

[17] Krill, A.; Hengst, M.: Planung und Bau einer Schrägseilbrücke in Segmentbauweise. Münchener Massivbau Seminar 2010, Förderverein Massivbau der Technischen Universität München e.V.

[18] Abdendeh, R.; Brockmann, C.; Fischer, O.; Rombach, G.A.: Temperaturinduzierte, bleibende Verformungen von Brückensegmenten bei der Herstellung im Kontaktverfahren; in: Beton- und Stahlbetonbau 100, 2005, Heft 3, S. 207–215.

[19] American Segmental Bridge Institute (ASBI): Construction Practices Handbook for Concrete Segmental and Cable-Supported Bridges. 2. A., Juni 2008, Phoenix, U.S.A.

[20] Fédération Internationale du Béton (FIB): Acceptance of Stay Cable Systems using Prestressing Steels. 1. A., Januar 2005, Lausanne, Schweiz.

[21] Post-Tensioning Institute (PTI): Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation. 5. A., Oktober 2007, Phoenix, U.S.A.

Anmerkung
Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die erweiterte Fassung eines Beitrags, der bereits in Ausgabe 1/2·2013 des BRÜCKENBAU erschienen ist und dementsprechend auch Thema eines Vortrags im Rahmen des 13. »Symposiums Brückenbau« in Leipzig am 19. und 20. Februar 2013 war.

Bauherren
Lagos State Government, Lagos, Nigeria
Ministry of Works and Infrastructure Development, Lagos, Nigeria

Planung
Julius Berger International GmbH, Wiesbaden
Bilfinger Construction GmbH, Wiesbaden

Prüfung der Statik
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure
VBI AG, Stuttgart

Ausführung
Julius Berger Nigeria PLC, Abuja, Nigeria

BRÜCKENBAU
ISSN 1867-643X
5. Jahrgang
Sonderausgabe 2013
www.zeitschrift-brueckenbau.de

Herausgeber und Chefredakteur
Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn
mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de

Verlag
VERLAGSGRUPPE WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepts

Biebricher Allee 11 b
D-65187 Wiesbaden
Tel.: +49 (0)6 11/84 65 15
Fax: +49 (0)6 11/80 12 52
www.verlagsgruppewiederspahn.de

Anzeigen
Ulla Leitner
Zur Zeit gilt die Anzeigenpreisliste vom Januar 2013.

Satz und Layout
Christina Neuner

Druck
Schmidt printmedien GmbH
Haagweg 44, 65462 Ginsheim-Gustavsburg

Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft:	14 Euro		
Doppelheft:	28 Euro		
Abonnement:	Inland	(4 Ausgaben)	56 Euro
	Ausland	(4 Ausgaben)	58 Euro

Der Bezugszeitraum eines Abonnement beträgt mindestens ein Jahr. Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres Jahr, wenn nicht sechs Wochen vor Ablauf des berechneten Bezugszeitraums schriftlich gekündigt wird.

Copyright
Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.
Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieser Zeitschrift darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlags in irgendeiner Form reproduziert oder in eine von Maschinen verwendbare Sprache übertragen werden.
Mit Ausnahme der gesetzlich zugelassenen Fälle ist eine Verwertung ohne Einwilligung des Verlags strafbar.

Aktuelle Projekte in Nigeria

JULIUS BERGER

Hochbau

Central Bank of Nigeria, Lagos

Petroleum Technology Development Fund, Abuja

Nestoil Office Tower, Lagos

Ibom Stadium Complex, Uyo

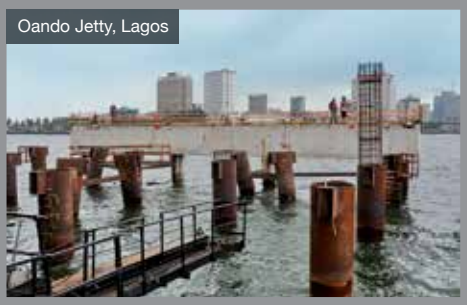
National Assembly, Abuja

Economic & Financial Crime Commission Headquarter, Abuja

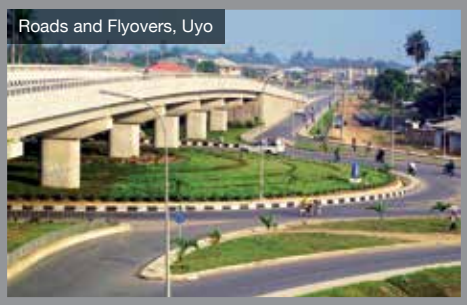
Infrastruktur

Ajaokuta-Warri Railway Southwest

Trenchless Discharge Drain, Uyo


Oando Jetty, Lagos

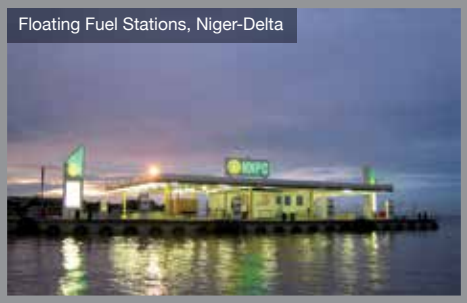
Circle Road in Central Area, Abuja

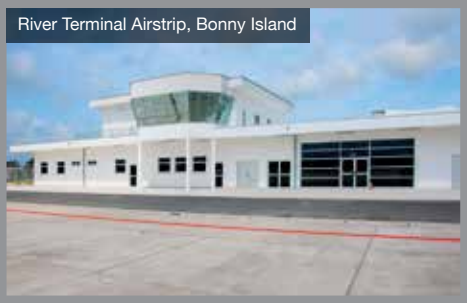

Roads and Flyovers, Uyo

Airport Express Way, Abuja

Industrie

Bonny LNG Plant, Bonny Island


Floating Fuel Stations, Niger-Delta


River Terminal Airstrip, Bonny Island

EGTL Plant, Escravos

Cement Plant, Edo

Procter & Gamble Baby Care Facility, Lagos

Planen Sie Ihre Karriere mit uns!

Julius Berger International ist ein Ingenieurunternehmen mit Sitz in Wiesbaden. Seit fast 50 Jahren planen und koordinieren wir internationale Bauprojekte für Hochbau, Infrastruktur und Industrie.

Engagierten Ingenieurinnen und Ingenieuren bieten wir die aktive und verantwortliche Mitarbeit an spannenden Projekten, ein attraktives Arbeitsumfeld und vielfältige Karrierechancen. Neugierig geworden?

www.julius-berger-int.com

JULIUS BERGER
INTERNATIONAL