

Rückbau von Brücken

Erfahrungssammlung Dokumentation 2021



Fachveröffentlichung der
Bundesanstalt für Straßenwesen

bast

Rückbau von Brücken

Erfahrungssammlung Dokumentation 2021

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, 51427 Bergisch Gladbach
September 2022

Diese Erfahrungssammlung ist das Ergebnis des Forschungsprojekts **15.0665**
Erfahrungssammlung zum Rückbau und Ersatzneubau von Brücken,
bearbeitet vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein E.V. , Berlin

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten
Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung
der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Kurzfassung – Abstract

Rückbau von Brücken – Erfahrungssammlung – Dokumentation 2021

Die wirtschaftliche Entwicklung in Deutschland ist von einer funktionierenden, leistungsfähigen und sicheren Infrastruktur abhängig. Ein mittlerweile gealtertes Verkehrswegenetz auf der einen und ein stetig steigendes Verkehrsaufkommen – speziell durch den LKW-Verkehr – auf der anderen Seite machen Investitionen zum Erhalt und Ausbau der Infrastruktur in den kommenden Jahren in Deutschland erforderlich.

Hierzu zählt es auch, die zugehörigen Brückenbauwerke entsprechend zu ertüchtigen. Oftmals stellen aber die Bestandsbrücken einen Engpass dar, weil einfache Verbreiterungen nicht möglich oder sie für die heutigen Belastungen nicht hinreichend ausgelegt sind. In diesen Fällen wird ein Ersatzneubau erforderlich, welcher einen Rückbau des Bestandes nach sich zieht. Erschwerend kommt meist hinzu, dass Rück- und Neubau mit einem Minimum an Verkehrseinschränkungen auszuführen sind, sodass häufig unter laufendem Verkehr gearbeitet werden muss.

Im Gegensatz zum Brückenneubau und zur Brückenertüchtigung ist der Rückbau von Bestandsbrücken ein noch weitestgehend unregelter Bereich. Analog zum Neubau müssen auch Rückbauzustände ingenieurmäßig untersucht und die Standsicherheit nachgewiesen werden. Geeignete Nachweisgrundlagen hierfür fehlen leider bisher noch.

Mit der vorliegenden Erfahrungssammlung sollen die bisher gesammelten praktischen Erfahrungen beim Rückbau von Brücken zusammengetragen werden und so einen ersten Grundstock für eine Regelwerkssetzung bilden.

Bridge dismantling – Experience collection – Documentation 2021

Economic development in Germany depends on a functioning, efficient and safe infrastructure. An ageing transport network on the one hand and a steadily increasing volume of traffic - especially heavy goods vehicles - on the other make it necessary to invest in the maintenance and expansion of the infrastructure in Germany in the coming years.

This also includes upgrading the associated bridge structures accordingly. Often, however, the existing bridges represent a bottleneck because simple widening is not possible or they are not sufficiently designed for today's loads. In these cases, a new replacement structure is required, which entails the dismantling of the existing structure. A further complicating factor is that deconstruction and new construction must be carried out with a minimum of traffic restrictions, so that work often has to be carried out while traffic is still moving.

In contrast to new bridge construction and bridge upgrading, the deconstruction of existing bridges is still a largely unregulated area. Analogous to new construction, deconstruction conditions must also be investigated by engineers and the stability must be verified. Unfortunately, there is still a lack of suitable verification bases for this.

The present collection of experience is intended to compile the practical experience gained so far in the deconstruction of bridges and thus form an initial basis for setting rules.

Summary

Bridge dismantling – Experience collection – Documentation 2021

Economic development in Germany depends on a functioning, efficient and safe infrastructure. An ageing transport network on the one hand and a steadily increasing volume of traffic - especially heavy goods vehicles - on the other make it necessary to invest in the maintenance and expansion of the infrastructure in Germany in the coming years.

This also includes upgrading the associated bridge structures accordingly. Often, however, the existing bridges represent a bottleneck because simple widening is not possible or they are not sufficiently designed for today's loads. In these cases, a new replacement structure is required, which entails the dismantling of the existing structure. A further complicating factor is that deconstruction and new construction must be carried out with a minimum of traffic restrictions, so that work often has to be carried out while traffic is still moving.

In contrast to new bridge construction and bridge upgrading, the deconstruction of existing bridges is still a largely unregulated area. Analogous to new construction, deconstruction conditions must also be investigated by engineers and the stability must be verified. Unfortunately, there is still a lack of suitable verification bases for this.

The present collection of experience is intended to compile the practical experience gained so far in the deconstruction of bridges and thus form an initial basis for setting rules.

As a very first step towards the standardisation of bridge deconstruction, the "Bridge Construction" working group of the German Society for Concrete and Construction Technology (DBV) has been working on the following guidelines since the beginning of 2020 on the basis of a research contract awarded to the DBV by the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI) represented by the Federal Highway Research Institute (BASt) under the reference FE 15.0665/2019/ARB.

The tasks for civil engineers are becoming increasingly complex. The requirements for reconstruction and new construction while maintaining traffic as fully as possible call for new concepts and solutions.

Like the new construction of large viaducts, the deconstruction is always an individual task from which certain principles for the deconstruction technology result. The selection of the most suitable deconstruction technology depends not only on the valley situation but also on whether there are new or old structures in the immediate vicinity, which load-bearing system the bridge has and what economic advantages result. Often, constraints arise from questions of noise, vibration or dust nuisance to the surrounding area.

The structural design of a deconstruction is, like the recalculation, a task of building in existing structures. A basis for the evaluation of stability in the various deconstruction states is the intensive analysis of the as-built documents and a qualified as-built survey on site. Especially when there are no meaningful as-built documents, this is indispensable for reliable structural planning.

When deconstructing bridges, the stability of all temporary deconstruction or dismantling conditions must be verified. If the deconstruction is carried out using the same technology as the construction, the required structural verifications can generally be carried out by comparison with existing structural calculations. If the dismantling conditions and the associated stresses deviate from the original assembly conditions, the necessary stability verifications must be provided again. This is often difficult because the required reinforcement for these new structural conditions is not available as planned and subsequent reinforcements are then required. Difficulties can also result from structural weaknesses that do not comply with current engineering rules, such as minimum reinforcement quantities or design rules.

In the case of prestressed concrete bridges, the particular problem arises that during dismantling, tendons are inevitably also cut and these are then no longer anchored according to plan. The problem of the subsequent anchorage of tendons has to be evaluated particularly if the deconstruction is not carried out against the direction of manufacture, because then conditions occur according to plan in which tendons no longer have anchorage according to the approval. This can also occur, for example, during the (partial) demolition of interconnected superstructures.

If special support structures are used for the deconstruction, close coordination and interaction between the structural engineers of the bridge and the shoring is required. This includes all areas of the erection of

the shoring as well as the associated high local crane loads, wind bracings, longitudinal bracings and auxiliary supports and foundations.

After dismantling the superstructure, the bridge columns must also be demolished. Depending on the specific boundary conditions on site, there are various possibilities that require special verification concepts. This is usually achieved by means of experimental investigations that supplement the mathematical verifications.

The compiled collection of experiences presents ten different types of deconstruction based on a total of 19 practical examples (Table 1). The special feature here is that all examples are systematically structured according to a uniform structure (Table 2). This means that the same topics are found in the same places and can thus be found quickly. By highlighting features and application limits on the one hand and advantages and disadvantages on the other, the user can easily and quickly derive the most suitable deconstruction method for his future project.

Table 1. Structure of the experience collection

Nr.	Type of deconstruction	Individual example
I	Blasting	Example – Sinntalbrücke A 7 Example – Neckartalbrücke A 6 (Penetration bridge) Example – Talbrücke Rohrbuch A 3
II	Swimming out	Example – Neckartalbrücke A 6 (River bridge)
III	Slide out	Example – Rheinbrücke Wesel B 58 Example – Langenfelder Brücke A 7
IV	Deconstruction on feed parapet	Example – Lahntalbrücke A 3 Example – Döllbachtalbrücke A 7 Example – Talbrücke Kalteiche A 45
V	Deconstruction on falsework	Example – Immensitzbrücke A 81
VI	Extending	Example – Talbrücke Windelbach A 45
VII	Lowering with strands	Example – Talbrücke Heidingsfeld A 3 Example – Wupperbrücke Oehde A 1
VIII	Controlled collapse	Example – Bräubachtalbrücke A 7
IX	Conventional dismantling	Example – Neckartalbrücke A 6 (Foreland bridges) Example – Lennetalbrücke A 45
X	Crane excavation	Example – Brücke Pfaffenhofen Example – Brücke Petersdorfer See A 19 Example – Talbrücke Rothof A 7

Table 2. Structure of examples

<p>Building description and boundary conditions</p> <p>Dismantling procedure</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tender dismantling procedure • Selection criteria • Dismantling procedure carried out <p>Investigations of existing structure</p> <ul style="list-style-type: none"> • Existing documents • Recalculation • Material samples • Material behaviour • Geometry • Pollutants • Damage <p>Static calculation</p> <ul style="list-style-type: none"> • Applicable regulations • Deviations from regulations • Safety concept • Verification <ul style="list-style-type: none"> ○ Intermediate anchorage of (severed) tendons 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Shear design ○ Temporary reinforcement ○ Further detailed verifications <p>Performance specification</p> <ul style="list-style-type: none"> • Building condition • Building ground • Contaminations • Adjacent buildings • Restrictions • Immission control • Environmental protection • Occupational safety • Ancillary services • Special services • Waste disposal concept <p>Contractual basis</p> <ul style="list-style-type: none"> • Contract models • Planning services of the contractor • Subsidiary bids • Construction period <p>Lessons learned</p>
---	--

This collection of experiences reflects the accumulated experiences of the practice examples presented. It does not represent a set of rules and does not claim to be complete.

The creation of a special set of rules for the dismantling of existing bridges is a task that still needs to be carried out in the future, whereby the following points in particular should be dealt with in more detail:

- Load approaches and safety factors for short-term conditions (required measures, limits for reductions),
- Approach of material resistances: Yield strengths (or tensile strengths), anchorage lengths, gap tensile strength and tensile strength of concrete,
- Clear definition of the requirements for planners and inspectors, safety with regard to permissible verification procedures, evaluation of experimental results,
- Information on the existing structure (concrete strengths, reinforcement, etc.) must be determined by the client in an early planning phase and provided for the tender (preliminary detailed survey and documentation as a basis for planning),
- Risk of damage to the existing structure (e.g. stress corrosion cracking),
- Permissible verification methods, verification formats for the existing substructures and foundations.

Inhalt

Vorwort	11
Einführung	13
Zielsetzung.....	13
Aufgaben beim Brückenrückbau	13
Abgrenzung der Erfahrungssammlung.....	12
Aufbau der Erfahrungssammlung	15
Rückbauarten und Einzelbeispiele	17
I Sprengen	17
1 Merkmale und Anwendungsgrenzen	17
2 Vor- und Nachteile	17
3 Beispiel – Sinntalbrücke A 7.....	19
4 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke).....	33
5 Beispiel – Talbrücke Rohrbuch A 3.....	42
II Ausschwimmen	50
1 Merkmale und Anwendungsgrenzen	50
2 Vor- und Nachteile	50
3 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Strombrücke).....	51
III Ausschieben	58
1 Merkmale und Anwendungsgrenzen	58
2 Vor- und Nachteile	58
3 Beispiel – Rheinbrücke Wesel B 58.....	59
4 Beispiel – Langenfelder Brücke	77
IV Rückbau auf Vorschubrüstung	96
1 Merkmale und Anwendungsgrenzen	96
2 Vor- und Nachteile	96
3 Beispiel – Lahntalbrücke A 3	98
4 Beispiel – Döllbachtalbrücke A 7	114
5 Beispiel – Talbrücke Kalteiche A 45	139
V Rückbau auf Lehrgerüst	153
1 Merkmale und Anwendungsgrenzen	153
2 Vor- und Nachteile	153
3 Beispiel – Immensitzbrücke A 81.....	154

VI	Ausfahren	164
1	Merkmale und Anwendungsgrenzen.....	164
2	Vor- und Nachteile	164
3	Beispiel – Talbrücke Windelbach A 45.....	165
VII	Absenken mit Litzen	174
1	Merkmale und Anwendungsgrenzen.....	174
2	Vor- und Nachteile	174
3	Beispiel – Talbrücke Heidingsfeld A 3.....	176
4	Beispiel – Wupperbrücke Oehde A 1	194
VIII	Kontrollierter Einsturz	211
1	Merkmale und Anwendungsgrenzen.....	211
2	Vor- und Nachteile	211
3	Beispiel – Bräubachtalbrücke A 7	212
IX	Konventioneller Rückbau	223
1	Merkmale und Anwendungsgrenzen.....	223
2	Vor- und Nachteile	223
3	Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Vorlandbrücken)	224
4	Beispiel – Lennetalbrücke A 45	233
X	Kranaushub	250
1	Merkmale und Anwendungsgrenzen.....	250
2	Vor- und Nachteile	250
3	Beispiel – Brücke Pfaffenhofen.....	251
4	Beispiel – Brücke Petersdorfer See A 19.....	265
5	Beispiel – Talbrücke Rothof A 7.....	270

Vorwort

Liebe Leserinnen und Leser,

Brücken prägen unsere gebaute Umwelt. Sie sind herausragende Beispiele unseres Infrastrukturnetzes – architektonisch, technisch und symbolisch. Rund 40.000 Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland tragen maßgeblich zur Vernetzung unsere Verkehrswege bei, überwinden natürliche Hindernisse oder sorgen für kreuzungsfreie Querungen. Sie führen Menschen und Güter in unserem Land zusammen und leisten somit einen zentralen Beitrag zu Arbeit und Wohlstand in Deutschland.

Aber mit Brücken verbinden sich auch viele Aufgaben. Vor allem viele ältere Bauwerke leisten auf Grund des gestiegenen Verkehrsaufkommens ein Mehrfaches dessen, was bei der Planung der Bauwerke seinerzeit vorstellbar war. Diese Brücken müssen nicht nur oft verkehrlich erweitert, sondern für den heutigen, vor allem aber für den zukünftigen Verkehr verstärkt, ertüchtigt oder - sofern wirtschaftlich - durch leistungsfähige Ersatzneubauten ersetzt werden.

Bevor eine Brücke im vorhandenen Netz neu gebaut werden kann, ist das bestehende Bauwerk im Regelfall rückzubauen. Dies sollte in einer Art und Weise erfolgen, dass der Rückbau zum einen geordnet und planbar erfolgt, ohne dass zu irgendeinem Zeitpunkt Gefährdungen von dem Bauwerk ausgehen, und zum anderen die mit dem Rückbau gegebenenfalls verbundenen Verkehrseinschränkungen minimiert werden.

Der Rückbau erfolgt sehr oft unter Aufrechterhaltung des Verkehrs, so dass neben Schäden am Bauwerk, baulichen und sonstigen Defiziten der Tragwerke weitere Einschränkungen oder Vorgaben aus technologischen, verkehrlichen, rechtlichen oder anderen Gründen zu beachten sind.

Obwohl durch die anwachsende Bautätigkeit vor allem im Bestandsnetz der Autobahnen in den letzten Jahren viele Brückenrückbauten geplant wurden, ist das Wissen um die Detailplanung von Rückbaumaßnahmen und verfügbare Alternativen nicht weit verbreitet und teils auch nur rudimentär vorhanden. Von daher war dies Anlass, die vorliegende Erfahrungssammlung zu erstellen, mit der ein breiter Überblick über angewandte Rückbauverfahren, deren Besonderheiten und spezielle Anforderungen gegeben, aber auch die bei ausgeführten Brückenrückbauten gesammelten Erfahrungen vermittelt werden sollen.

Viele Rückbaumaßnahmen der letzten Jahre wurden dafür ausgewertet und systematisch nach einem einheitlichen Maßstab aufbereitet, so dass die Erfahrungssammlung nicht nur den aktuellen technischen Stand der Technik abbildet, sondern mit zahlreichen Hinweisen und Anregungen als ein praktischer Ideengeber für zukünftige Planungen und Ausschreibungen von Rückbaumaßnahmen dienen kann.

Allen, die zur Erstellung der Erfahrungssammlung beigetragen haben, gilt besonderer Dank, insbesondere jedoch den Vertreterinnen und Vertretern der beteiligten Baufirmen, der Planungsbüros und der Straßenbauverwaltungen der Länder und der Autobahn GmbH des Bundes.

Die fachliche Bearbeitung der Erfahrungssammlung wurde durch den Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (DBV) im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) koordiniert und durchgeführt.

Einführung

Zielsetzung

Die wirtschaftliche Entwicklung in Deutschland ist nicht zuletzt von einer funktionierenden, leistungsfähigen und sicheren Infrastruktur abhängig. Ein mittlerweile gealtertes Verkehrsnetz auf der einen und ein stetig steigendes Verkehrsaufkommen – speziell durch den LKW-Verkehr – auf der anderen Seite machen Investitionen zum Erhalt und Ausbau der Infrastruktur in Deutschland erforderlich. In den kommenden Jahren sollen daher Verkehrswege nicht nur bedarfsgerecht ausgebaut, sondern müssen sukzessive den aktuellen und zukünftigen Anforderungen angepasst werden.

Hierzu zählt auch, die zugehörigen vorhandenen Brückenbauwerke entsprechend zu ertüchtigen und zu modernisieren. Oftmals stellen aber die Bestandsbrücken einen Engpass dar, weil einfache Verbreiterungen nicht möglich oder sie für die heutigen Belastungen nicht hinreichend ausgelegt sind. In diesen Fällen wird ein Ersatzneubau erforderlich, welcher einen Rückbau des Bestandes nach sich zieht. Erschwerend kommt meist hinzu, dass Rück- und Neubau mit einem Minimum an Verkehrseinschränkungen auszuführen sind, sodass häufig unter laufendem Verkehr gearbeitet werden muss.

Im Gegensatz zum Brückenneubau und zur Brückenertüchtigung ist der Rückbau von Bestandsbrücken jedoch ein nicht hinreichend geregelter Bereich. Analog zum Neubau müssen auch Rückbauzustände ingenieurmäßig untersucht und die dazugehörige Standsicherheit nachgewiesen werden. Geeignete Nachweisgrundlagen hierfür fehlen leider bisher noch.

Mit der vorliegenden Erfahrungssammlung werden bisher gesammelte Erfahrungen beim Rückbau von Brücken mit verschiedensten Verfahren zusammengetragen und bilden so einen ersten Grundstock für eine Regelwerkssetzung.

Aufgaben beim Brückenrückbau

Bisher wird der Rückbau von Brücken von den Bauingenieurinnen/Bauingenieuren eher untergeordnet wahrgenommen. Doch die Aufgabenstellungen werden immer komplexer und die Anforderungen an den Rück- und Neubau unter möglichst vollständiger Aufrechterhaltung des Verkehrs erfordern neue Konzepte und Lösungen.

Wie der Neubau von großen Talbrücken ist auch der Rückbau stets eine individuelle Aufgabe, aus der sich gewisse Grundsätze für die Rückbautechnologie ergeben. Neben der geografischen Lage und Talsituation sind insbesondere angrenzende Flüsse, Bahnstrecken, Straßen, Bebauungen oder schützenswerte Naturräume zu beachten (Bild 0-1). Hieraus ergeben sich mögliche Sperrpausen kreuzender Strecken oder erforderliche Schutzkonstruktionen, aber vor allem die Wahl des geeignetsten Bauverfahrens.

Die Auswahl der am besten geeigneten Rückbautechnologie ist neben der Talsituation auch davon abhängig, ob sich in unmittelbarer Nähe neue oder alte Bauwerke befinden, welches Tragsystem die Brücke besitzt und welche wirtschaftlichen Vorteile sich daraus ergeben. Oft ergeben sich aber auch Zwangspunkte aus der potenziellen Lärm-, Erschütterungs- oder Staubbelastung der Umgebung.

Die Tragwerksplanung eines Rückbaus ist wie die Nachrechnung eine Aufgabe des Bauens im Bestand. Voraussetzung für die Bewertung der Standsicherheit in den verschiedenen Rückbauzuständen sind die intensive Analyse der Bestandsunterlagen und eine qualifizierte Bestandsaufnahme vor Ort. Gerade wenn aussagekräftige Bestandsunterlagen fehlen, sind diese unverzichtbar für eine zuverlässige Tragwerksplanung.

Auch sind Kenntnisse über das Bauverfahren, das Baujahr, die damals gültigen Vorschriften und verwendeten Rechenmethoden, die zahlreichen und verschiedenen Spannsysteme sowie deren konstruktive Details unabdingbar. Für die Bewertung bestehender Spannbetonbrücken ist zudem das Verständnis über die entwicklungshistorischen Besonderheiten und die sog. „Kinderkrankheiten“ des damals jungen Spannbetonbaus erforderlich.

Zudem müssen die Zustandsentwicklung des Bestandstragwerks oder durchgeführte Instandsetzungsarbeiten recherchiert und ggf. in der Planung berücksichtigt werden. Ziel ist die Einschätzung von

Vorschädigungen, Schwächungen oder Tragreserven der Brücken, die einen planmäßig statisch stabilen Tragwerksrückbau in allen Bauzuständen gewährleisten. Anders als beim Neubau muss der Ingenieur hier „rückwärts“ denken, um entsprechende Bauzustände zu entwerfen, die statisch-konstruktiv im Bestand mit den vorhandenen Querschnitten und Tragreserven nachweisbar sind.

Beim Rückbau von Brücken muss die Standsicherheit für alle temporären Rückbau- oder Demontagezustände nachgewiesen werden. Erfolgt der Rückbau nach der gleichen Technologie wie die Herstellung, können die erforderlichen statischen Nachweise im Allgemeinen über Vergleiche mit vorhandenen statischen Berechnungen geführt werden. Weichen die Rückbauzustände und die zugehörigen Beanspruchungen von den ursprünglichen Montagezuständen ab, müssen die erforderlichen Standsicherheitsnachweise neu erbracht werden. Dies ist oft schwierig, da eine erforderliche Bewehrung für diese neuen Tragwerkszustände planmäßig nicht vorhanden ist und dann nachträgliche Verstärkungen erforderlich sind. Schwierigkeiten können auch aus konstruktiven Schwachstellen resultieren, die nicht mit den heutigen Regeln der Technik übereinstimmen, wie Mindestbewehrungsmengen oder Konstruktionsregeln.

Bei Spannbetonbrücken ergibt sich die besondere Problematik, dass beim Rückbau zwangsläufig auch Spannglieder durchtrennt werden und diese dann nicht mehr planmäßig verankert sind. Die Problematik der nachträglichen Verankerung von Spanngliedern ist besonders zu bewerten, wenn der Rückbau nicht entgegen der Herstellrichtung erfolgt, da dann planmäßig Zustände eintreten, bei denen Spannglieder keine zulassungsgemäße Verankerung mehr haben. Dies kann z. B. auch beim (Teil-)Abbruch von miteinander verbundenen Überbauten auftreten.

Kommen für den Rückbau spezielle Traggerüste zum Einsatz, ist eine enge Abstimmung und Interaktion zwischen den Tragwerksplanern der Brücke und des Traggerüsts erforderlich. Dies umfasst alle Bereiche der Montage der Traggerüste sowie die damit verbundenen hohen lokalen Kranlasten, Windaussteifungen, Längsfesthaltungen, Hilfsunterstützungen und Gründungen.

Nach dem Rückbau des Überbaus müssen auch die Pfeiler abgebrochen werden. Hier gibt es in Abhängigkeit von den spezifischen Randbedingungen vor Ort verschiedene Möglichkeiten, die besondere Nachweiskonzepte erfordern. Zum Teil können experimentelle Untersuchungen die rechnerischen Nachweise ergänzen.



Bild 0-1: Rück- und Ersatzneubau der Döllbachtalbrücke (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Abgrenzung der Erfahrungssammlung

Die vorliegende Erfahrungssammlung spiegelt die gesammelten Erfahrungen der dargestellten Praxisbeispiele wider. Sie stellt kein Regelwerk dar und erhebt auch keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

Die Erstellung eines speziellen Regelwerks zum Rückbau von Bestandsbrücken ist eine zukünftig noch zu leistende Aufgabe, wobei insbesondere die folgenden Punkte näher behandelt werden sollten:

- Lastansätze und Sicherheitsbeiwerte für kurzfristige Zustände (erforderliche Maßnahmen, Grenzen für Reduktionen),
- Ansatz von Materialwiderständen: Streckgrenzen (oder Zugfestigkeiten), Verankerungslängen, Spaltzugfestigkeit und Zugfestigkeit des Betons,
- klare Definition der Anforderungen an Planer und Prüfer, Sicherheit hinsichtlich zulässiger Nachweisungen, Bewertung experimenteller Ergebnisse,
- Informationen zum Bestandsbauwerk (Betonfestigkeiten, Bewehrung etc.) sind vom Bauherrn in einer frühen Planungsphase zu ermitteln und für die Ausschreibung beizustellen (vorlaufende detaillierte Bestandsaufnahme und -unterlagen als Planungsgrundlage),
- Risiko von Schäden des Bestands (z. B. der Spannungsrisskorrosion),
- zulässige Nachweisverfahren, Nachweisformate für die bestehenden Unterbauten und Gründungen,
- Umgang mit (insbesondere schadstoffbelasteten) Abbruchmaterialien.

Aufbau der Erfahrungssammlung

In der vorliegenden Erfahrungssammlung werden zehn verschiedene Rückbauarten zum Rückbau von Bestandsbrücken vorgestellt. Diese Rückbauarten werden anhand von 19 Beispielen genauer veranschaulicht. Die Zuordnung ist in folgender Tabelle angegeben.

Nr.	Rückbauart	Einzelbeispiel
I	Sprengen	Beispiel – Sinntalbrücke A 7 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke) Beispiel – Talbrücke Rohrbuch A 3
II	Ausschwimmen	Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Strombrücke)
III	Ausschieben	Beispiel – Rheinbrücke Wesel B 58 Beispiel – Langenfelder Brücke A 7
IV	Rückbau auf Vorschubbrüstung	Beispiel – Lahntalbrücke A 3 Beispiel – Döllbachtalbrücke A 7 Beispiel – Talbrücke Kalteiche A 45
V	Rückbau auf Lehrgerüst	Beispiel – Immensitzbrücke A 81
VI	Ausfahren	Beispiel – Talbrücke Windelbach A 45
VII	Absenken mit Litzen	Beispiel – Talbrücke Heidingsfeld A 3 Beispiel – Wupperbrücke Oehde A 1
VIII	Kontrollierter Einsturz	Beispiel – Bräubachtalbrücke A 7
IX	Konventioneller Rückbau	Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Vorlandbrücken) Beispiel – Lennetalbrücke A 45
X	Kranaushub	Beispiel – Brücke Pfaffenhofen Beispiel – Brücke Petersdorfer See A 19 Beispiel – Talbrücke Rothof A 7

Die in den Einzelbeispielen gesammelten Erfahrungen mussten zusammengetragen, aufbereitet und systematisch dokumentiert werden. Hierfür wurde eine Mustergliederung entwickelt, welche bei der Darstellung der Einzelbeispiele einheitlich Anwendung findet.

Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Rückbauverfahren

- Rückbauverfahren der Ausschreibung
- Auswahlkriterien
- Durchgeführtes Rückbauverfahren

Bestandsuntersuchungen

- Bestandsunterlagen
- Nachrechnung
- Materialproben
- Materialverhalten
- Geometrie
- Schadstoffe
- Schäden

Statische Berechnung

- Anzuwendende Regelwerke
- Abweichungen von Regelwerken
- Sicherheitskonzept
- Nachweisführung
 - Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

- Schubnachweise
- Temporäre Verstärkung
- Weitere Detailnachweise

Leistungsbeschreibung

- Bauwerkszustand
- Baugrund
- Kontaminationen
- Angrenzende Bebauung
- Sperrpausen
- Immissionsschutz
- Umweltschutz
- Arbeitssicherheit
- Nebenleistungen
- Besondere Leistungen
- Entsorgungskonzept

Vertragliche Grundlagen

- Vertragsmodelle
- Planungsleistung des Unternehmers
- Nebenangebote
- Bauzeit

Gewonnene Erkenntnisse



Bild 0-2: Rückbau der Döllbachtalbrücke (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Rückbauarten und Einzelbeispiele

I Sprengen

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Beim Sprengverfahren wird das Materialgefüge von tragenden und für die Standsicherheit einer baulichen Anlage erforderlichen Bauteilen durch den Einsatz von Sprengstoffen gezielt so zerstört, dass hierdurch die gesamte Anlage kontrolliert zum Einsturz gebracht wird. Die gesamte Baumasse folgt der Schwerkraft und erfährt beim Aufprall auf den Boden weitere beim Abbruch erwünschte Schädigungen. Das am Boden liegende Material kann dann mechanisch weiter zerkleinert und anschließend einer weiteren Verwendung zugeführt werden.

Das kontrollierte Ausschalten der Tragfähigkeit einzelner Bauteile führt dann in einer Kettenreaktion zur Überlastung und zum Versagen weiterer Bauteile. Aus der Prognose der Versagenskette ergibt sich die Einsturzrichtung, wobei hierbei natürlich i. d. R. eine Vertikalität angestrebt wird. Das hieraus resultierende Prognoserisiko führt zu eher großzügig gewählten Aufprall- und Gefahrenbereichen. Hieraus ergibt sich eine Anwendungsgrenze für die Anwendung des Verfahrens innerhalb dichter Bebauungen, da die Schadensfreiheit von im Aufprallbereich liegenden baulichen Anlagen nicht garantiert werden kann.

Gleiches gilt für die durch den Aufprall auf den Boden ausgelösten Erschütterungen. Auch hier spielt der Abstand der Nachbarbebauung eine große Rolle. Je weiter diese vom Aufprallbereich entfernt ist, desto geringer ist die Schadenswahrscheinlichkeit.

Sprengen gehört zu den effektivsten Abbruchmethoden, wenn Zeit einen wichtigen Faktor darstellt. Bei einer Sprengung spielt allerdings auch das Umfeld des Bauwerkes eine entscheidende Rolle, weswegen diese Methode nicht immer angewendet werden kann. Die heute verfügbaren Sprengstoffe, Sprengmittel sowie Zündverfahren ermöglichen eine Vielfalt an Anwendungsmöglichkeiten mittels Sprengung. Abbruch durch Sprengen ist sowohl im Stahlbau als auch im Massivbau möglich. Bei Massivbauwerken werden i. d. R. Bohrlochladungen verwendet. Im Fall von Stahlkonstruktionen kommen i. d. R. Schneidladungen zum Einsatz. In Abhängigkeit von der Ladungsanordnung und Zündfolge können die Bauwerke in sich zusammenfallen oder in eine vorbestimmte Richtung niedergeführt werden.

Der Sprengabbruch führt meist nicht zu einer Trennung des Bewehrungsstahles vom umgebenden Beton. Daher sind spezielle Geräte für die Nachzerkleinerung und das Trennen einzusetzen.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Sprengungen zählen:

- sehr schnelle und effektive Methode (Zeitersparnis),
- geringeres Gefährdungspotenzial für Beschäftigte und Dritte,
- i. d. R. wesentlich geringerer Aufwand bei der Nachweisführung, insbesondere bei der Berücksichtigung von Vorschädigungen,
- nur kurzzeitige Beeinträchtigung der Umgebung durch Emissionen (Staub, Lärm, Erschütterungen),
- nur kurzzeitige Verkehrssperrung benachbarter Verkehrswege,
- geringerer Nachzerkleinerungsaufwand durch Vorzertrümmerung beim Aufprall,
- bei geeigneten Randbedingungen hohe Wirtschaftlichkeit.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Sprengungen zählen:

- mögliche Erschütterungsschäden bei der angrenzenden Bebauung,
- Schäden durch sprengbedingten Streuflug,
- kurze, aber heftige Staubemission,
- hohe Aufwendungen beim Schutz von baulichen Anlagen (z. B. Leitungen) im Aufprallbereich,
- großer Sicherheitsabstand,
- hohe Aufwendungen für Sicherungsmaßnahmen im Gefahrenbereich,
- Sprengpersonal muss besonders qualifiziert werden,
- Absicherung des Sprengradius durch Polizei, Feuerwehr oder Technischem Hilfswerk,
- spezielle Sicherheitsanforderungen zum Umgang mit Sprengmitteln,
- eng begrenzter Kreis an verfügbaren Experten mit erforderlicher Sachkenntnis für Fachplanung.

3 Beispiel – Sinntalbrücke A 7

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	20
3.2	Rückbauverfahren	21
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	21
3.2.2	Auswahlkriterien	22
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	24
3.3	Bestandsuntersuchungen	28
3.3.1	Bestandsunterlagen	28
3.3.2	Nachrechnung	28
3.3.3	Materialproben.....	29
3.3.4	Materialverhalten	29
3.3.5	Geometrie.....	29
3.3.6	Schadstoffe	29
3.3.7	Schäden	29
3.4	Statische Berechnung	30
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	30
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	30
3.4.3	Sicherheitskonzept	30
3.5	Leistungsbeschreibung	30
3.5.1	Bauwerkszustand	30
3.5.2	Baugrund.....	30
3.5.3	Kontaminationen.....	30
3.5.4	Angrenzende Bebauung	30
3.5.5	Sperrpausen.....	31
3.6	Vertragliche Grundlagen	31
3.6.1	Vertragsmodelle.....	31
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	31
3.6.3	Nebenangebote	31
3.6.4	Bauzeit	31
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	31

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Sinnthalbrücke überführt die Autobahn A 7 zwischen den Anschlussstellen Bad Brückenau/Volkers und Bad Brückenau/Wildflecken über das gleichnamige Sinnthal. Der Standort der Brücke befindet sich in der idyllischen Rhön. Dem Bauwerk kam die besondere Ehre zuteil, auf einer 1977 erschienenen Briefmarke der Deutschen Bundespost abgebildet zu werden (Bild 1-1).



Bild 1-1: Briefmarke von 1977
(Quelle: (© DBV, Alexander Lindorf))

Das zu ersetzende Brückenbauwerk wurde in den Jahren 1964 bis 1967 gebaut. Der einteilige Überbau bestand aus einer sehr filigranen, aufgelösten Stahlkonstruktion. Der Stahlverbrauch pro m² Brückenfläche betrug lediglich 280 kg/m², was dem Bauwerk einerseits eine besondere Eleganz verlieh, andererseits aber kaum Tragreserven zuließ.

Erhebliche Schäden an der Stahlkonstruktion aufgrund der signifikanten Zunahme des Schwerverkehrs machten einen Ersatzneubau unumgänglich. Schwertransporte über 44 t durften die geschädigte Brücke seit Januar 2004 nicht mehr befahren.



Bild 1-2: Bestandsbauwerk (© Max Bögl)

Die geschweißte stählerne Balkenbrücke überspannte als Durchlaufträger über acht Felder mit Stützweiten von 60 m – 80 m – 5 × 110 m – 80 m und somit einer Gesamtlänge von 770 m das Sinnthal. Der Brückenüberbau besaß einen offenen II-Querschnitt, der aus der Stahlfahrbahn und zwei Vollwandhauptträgern bestand (Bild 1-2).

Die beiden Hauptträger lagen jeweils auf kreisrunden 19,0 m bis 45,5 m hohen Stahlbetonpfeilern mit Außendurchmessern von je 4,21 m und Wanddicken von 0,30 m auf. Die Pfeilerpaare in Achse 3 und 4 wurden als Festlager ausgewiesen. Alle anderen Pfeilerlager und die Widerlager waren Loslager.

Die zwei Hauptträger des Überbaus waren jeweils ca. 5 m hoch und hatten einen Achsabstand von 20,2 m. Die Querträger waren etwa 1,0 m hoch. Der Überbau umfasste beide Fahrrichtungen und war insgesamt 30,5 m breit. Die Brücke hatte eine maximale Höhe über Gelände von ca. 50 m.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Im Zuge des Ausschreibungsverfahrens war den Bietern die Art des Abbruchs prinzipiell nicht vorgegeben. Vor Beginn der Abbrucharbeiten war dem Auftraggeber lediglich eine prüffähige Arbeitsanweisung mit statischen Nachweisen vorzulegen. Auch war das Abbruchverfahren so zu wählen, dass es vorab mit den jeweils betroffenen Leitungsträgern abgestimmt wurde und natürlich alle Verkehrswege und Leitungen nicht beschädigt werden.

Neben einem mechanischen Abbruch war ein Sprengabbruch in den Ausschreibungsunterlagen ausdrücklich zugelassen.

Entsprechend wurde der Abbruch der Bestandsbrücke im Leistungsverzeichnis als funktionale Pauschale verdingt (Bild 1-3):

Psch
Stl-Nr. 07.926/101 05 03
Brücke abbrechen
Brückenbauwerk abbrechen einschl. der vorhandenen Ein- u. Anbauteile wie z.B. Belag, Abdichtung, Kappen, Geländer, Schutzeinrichtung, Entwässerung, Übergangskonstruktion, Lager, usw.. Abmessungen, Konstruktion, Baustoffe, Ein- u. Anbauteile, ggf. Angaben zur Schadstoffbelastung und dgl. sowie Anforderungen an das Abbruchverfahren und erforderliche Schutzvorkehrungen nach Unterlagen des AG.
Erforderliche Arbeitsgerüste herstellen, vorhalten, ggf. umsetzen, abbauen und abfahren.
Ausführungsunterlagen, Erdarbeiten und Wasserhaltung werden gesondert vergütet.
Eine Überschreitung der Betondruckfestigkeit(en) gem. Bestandsunterlagen im dort zugrundegelegten Druckfestigkeitssystem (Nennfestigkeiten bzw. charakteristische Festigkeiten) um mehr als 2 Druckfestigkeitsklassenstufen wird gesondert vergütet.
Bauwerksbezeichnung '595-1'
Bauwerksart 'Stahlverbundüberbau, einteilig'
Bauwerk bis m '1,5'
unter Oberfläche künftiges Gelände abbrechen.
Abbruchgut 'in Eigentum des AN übernehmen und gegen Nachweis einer zugelassenen Aufbereitungsanlage bzw. Sammelstelle zuführen.'

Bild 1-3: Ausschnitt aus dem Leistungsverzeichnis (© Autobahndirektion Nordbayern)

Anmerkung: In der Leistungsposition wurde als Bauwerksart fälschlicherweise „Stahlverbundüberbau“ angegeben. Wie erwähnt handelte es sich beim Bestandsüberbau um eine Stahlkonstruktion, was auch aus den der Ausschreibung beigefügten Bestandsplänen eindeutig hervorging.

Die Baubeschreibung enthielt als Referenz den Vorschlag eines Rückbaukonzepts für den Überbau (Bild 1-4). Dieser sah nach vorheriger Leichterung des Überbaus den feldweisen Rückbau der orthotropen Platte und der Querverbände vor.

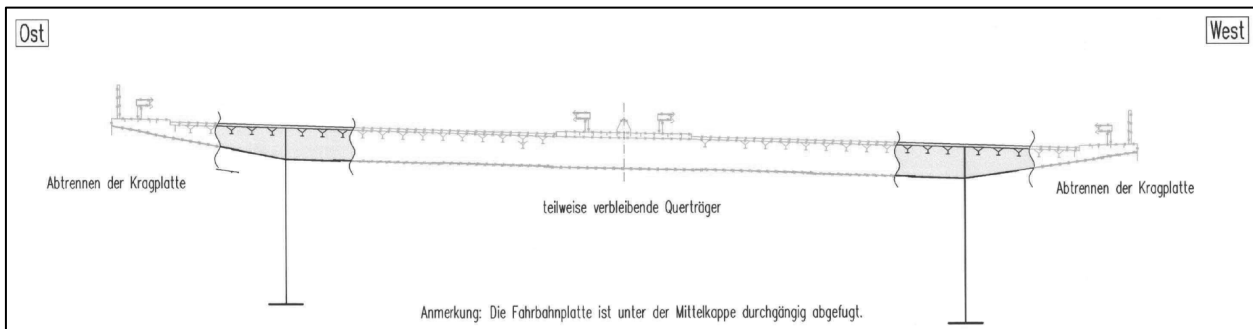


Bild 1-4: Rückbaureferenzkonzept des Quertragsystems (© Autobahndirektion Nordbayern)

Die verbliebenen auf Hilfsunterstützungen aufgelagerten Hauptträger waren danach anzuschlagen, abzutrennen und mittels im Tal positionierter Kräne abzulassen (Bild 1-5).

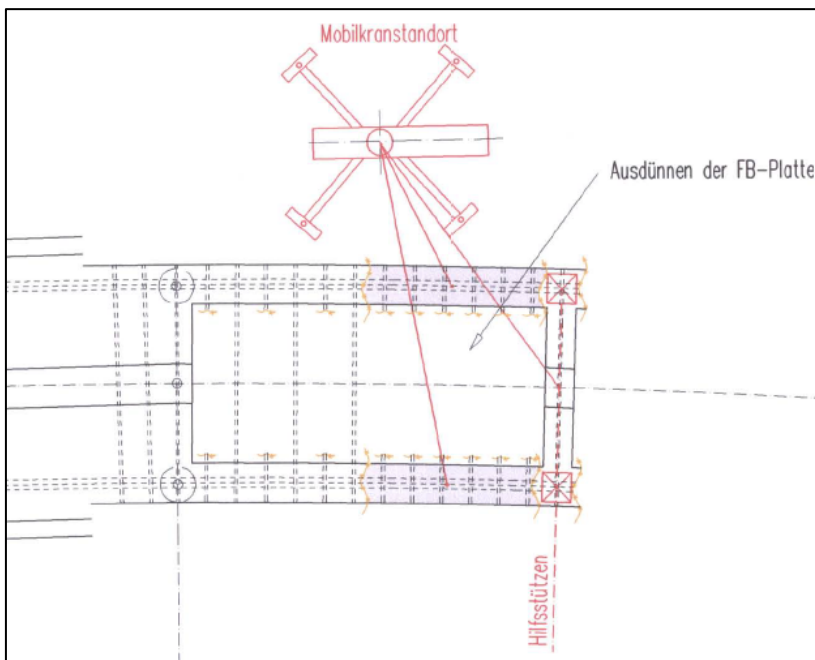


Bild 1-5: Rückbaureferenzkonzept der Hauptträger (© Autobahndirektion Nordbayern)

3.2.2 Auswahlkriterien

Bei der Wahl des geeigneten Abbruchverfahrens war eine Entscheidung zwischen dem mechanischem Abbruchverfahren (wie in der Referenz vorgeschlagen) und dem Sprengverfahren zu treffen. Hierbei wurden folgende Kriterien untersucht und bewertet:

- der Sicherheits- und Gesundheitsschutz der eingesetzten Arbeitskräfte,
- das aus dem Bestandsrisiko direkt folgende Ausführungsrisiko beim Abbruch. Hierbei war besonders zu bewerten, inwieweit es möglich ist, vorhandene und fortschreitende Schäden am Bestandsbauwerk in der Abbruchstatik zu berücksichtigen,
- das Haftungsrisiko für abbruchbedingte Schäden an nahegelegenen baulichen Anlagen Dritter und insbesondere an der zum Abbruchzeitpunkt schon fertiggestellten ersten Fahrbahnhälfte des Brückenneubaus,
- terminliche und wirtschaftliche Belange.

Nach der Abwägung vorgenannter Kriterien erwies sich das Sprengverfahren als wesentlich vorteilhafter. Die Möglichkeit, nach einer Sprengung in Bodennähe liegende Bauwerksteile zu zerkleinern und einer weiteren Verwertung zuzuführen, erwies sich in allen Belangen gegenüber dem „Ingenieurabbruch“ des Referenzentwurfs als überlegen.

Insbesondere bezüglich des Sicherheits- und Gesundheitsschutzes erwies sich das Sprengverfahren als vorteilhafter. Den eingesetzten Arbeitskräften wurde hierbei erspart, in Höhenlage auf eigens hierfür konzipierten und aufgebauten Arbeitsgerüsten einzelne, provisorisch abgestützte oder an Mobilkränen angeschlagene Konstruktionsteile des Stahlüberbaus vom Gesamtsystem zu trennen und danach am Boden abzulegen. Stattdessen konnte die mittels Sprengverfahren zu Boden gebrachte Stahlkonstruktion mit Hilfe von mit schweren Abbruchzangen ausgerüsteten Abbruchbaggern vorzerkleinert werden. Das nachfolgende manuelle Chargieren der Stahlteile konnte dann ohne nennenswerte Gefährdungen der eingesetzten Mitarbeiter vom Boden aus erfolgen.

Auch in terminlicher und wirtschaftlicher Hinsicht erwies sich das Sprengverfahren als überlegen, da hierbei nicht aufwendige Zwischenunterstützungen gegründet und aufgebaut sowie schwere Mobilkräne eingesetzt werden mussten.

Lediglich das Haftungsrisiko bedurfte beim Sprengverfahren einer besonderen Bewertung unter besonderer Berücksichtigung der garantierten Unversehrtheit des Brückenneubaus.

Als Anhaltswert für dessen Schadenfreiheit ist in der DIN 4150, Teil 3 bei Frequenzen kleiner als 10 Hz eine Schwinggeschwindigkeit von maximal 20 mm/s an Bauwerksfundamenten angegeben. Dieser Anhaltswert ist als oberer Grenzwert zu verstehen. Wird er eingehalten, sind gebrauchswertmindernde Erschütterungsschäden ausgeschlossen. Bei einer moderaten Überschreitung dieses Anhaltswertes ist allerdings nicht zwangsläufig mit Schäden zu rechnen, denn die Schadenswahrscheinlichkeit steigt erst dann von Null beginnend langsam an.

Im speziellen Fall der Sinntalbrücke erwies es sich als vorteilhaft, dass der lichte Abstand zwischen Bestandsbauwerk und Neubau mit 4,20 m am Widerlager und 16,10 m in Brückenmitte unüblich groß war (Bild 1-6).



Bild 1-6: Bestandsbauwerk (links) – neue Brückenhälfte (rechts) (© Max Bögl)

Aufgrund des großen Abstandes zwischen den beiden Bauwerken lag die rechnerische Schwinggeschwindigkeit mit 18,5 mm/s unter dem Grenzwert für Ingenieurbauwerke, sodass Erschütterungsschäden am Neubau ausgeschlossen werden konnten.

Gleiches galt für die weiteren bauwerksnahen baulichen Anlagen (Wohnhaus mit Scheune und Stall, Wasserkraft-Kleinkraftwerk, diverse Leitungen), bei denen aufgrund ihres Abstandes zum Sprengobjekt ebenso Erschütterungsschäden ausgeschlossen werden konnten.

Dies führte dazu, dass weder der Versicherungsschutz für die Haftung noch für die Bauleistung durch die Wahl des Sprengverfahrens in irgendeiner Weise eingeschränkt worden wäre.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Sprengprinzip:

Das Sprengprinzip basierte auf einer annähernd zeitgleich erfolgenden Zerstörung aller Stützen. Durch deren kontrollierten Ausfall wurde der 770 m lange Brückenbalken aufgrund seines Eigengewichts überlastet, was zur Folge hatte, dass er sich bis zum Talboden durchbog und sich an diesen quasi anschmiegte.

Die horizontal projizierte Länge des Balkens am Talboden verkürzte sich hierbei um ca. 7 m. Der Brückenbalken erfuhr daher an den Widerlagern eine Längsverschiebung von jeweils ca. 3,50 m und stürzte von den 2,50 m breiten Auflagerbänken ab. Hierbei erwies es sich als vorteilhaft, dass an den Widerlagern jeweils längsverschiebliche Lager eingebaut waren, die das Abrutschen der Balkenenden nicht behinderten (Bild 1-7).

Durch die völlige Überlastung des Balkenquerschnitts verlor dieser seine Steifigkeit. Auch wegen der Längsverschieblichkeit der Widerlagerpunkte konnten beim Absturz des horizontal mit einem Radius von 1100 m gekrümmten „Bandes“ keine kritischen Quer- bzw. Horizontalbewegungen entstehen, die den Pfeilern der Neubrücke gefährlich werden konnten.

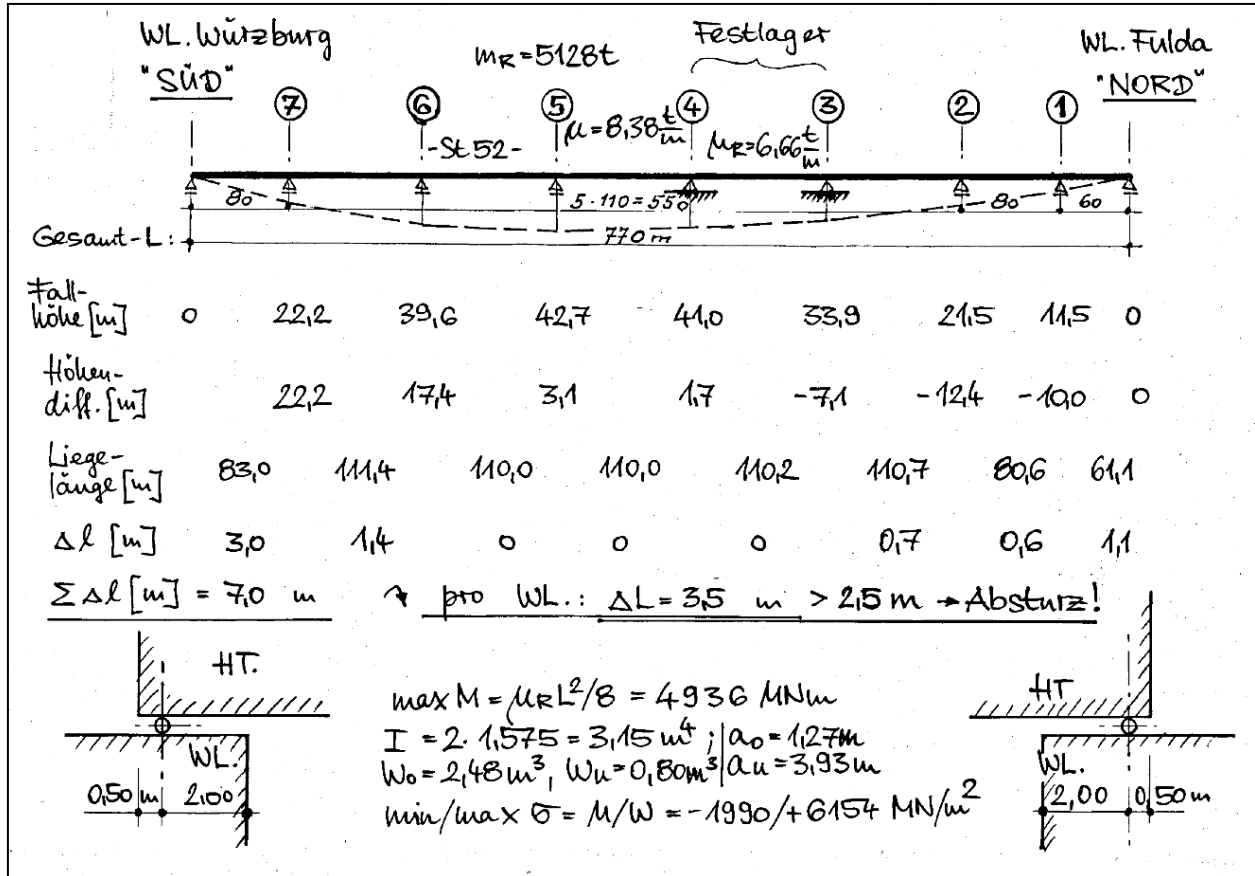


Bild 1-7: Sprengprinzip (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

Das untere Sprengmaul wurde jeweils in Höhe der Oberkante des Pfeilerfundaments vorbereitet und in die Pfeilerfallrichtung geöffnet (Bild 1-11).

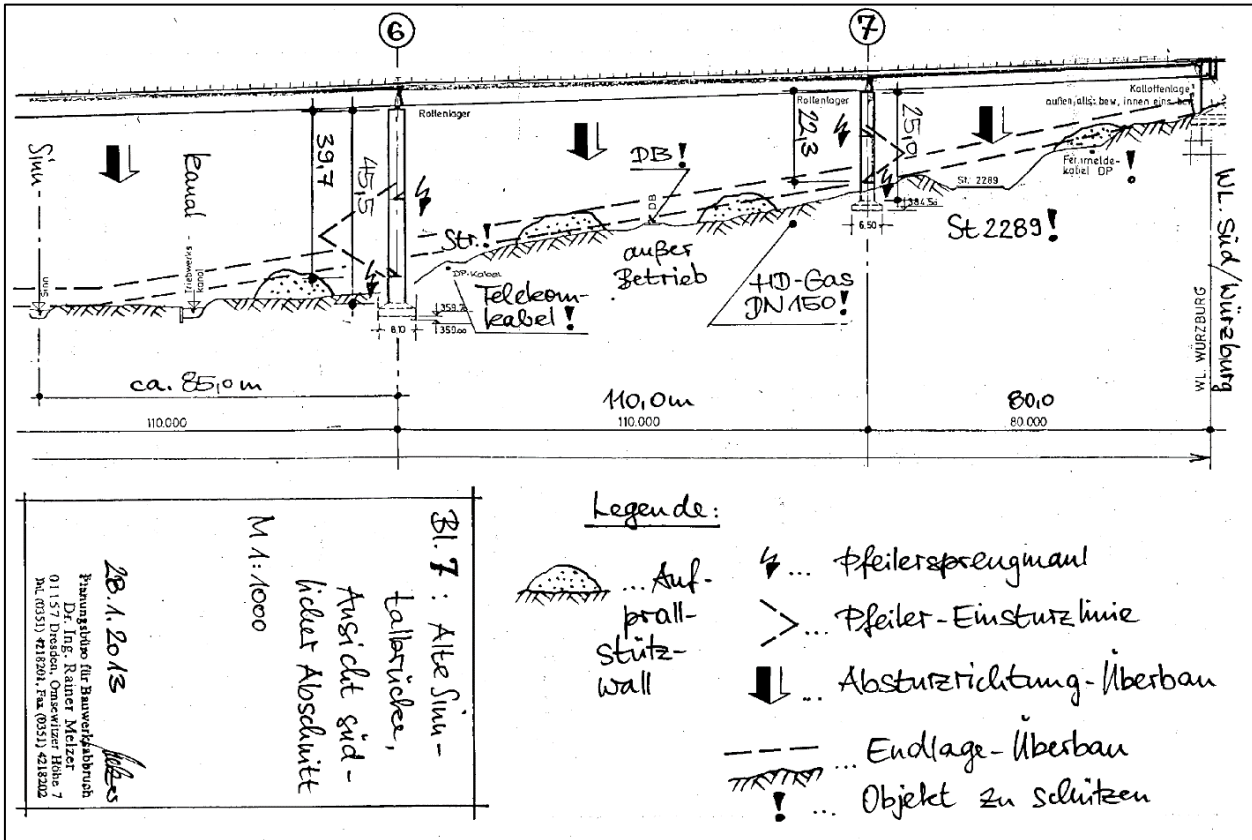


Bild 1-11: Anordnung der Sprengmäuler im Längsschnitt (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

Das obere Sprengmaul teilte den Pfeiler in zwei gleichhohe Hälften und wurde in die rückwärtige Richtung geöffnet.

Auf der zum jeweiligen Sprengmaul rückwärtigen Außenseite wurde mit einem horizontalen Sägeschnitt die Pfeilerbewehrung bereichsweise getrennt. An den Seiten wurden durch Kernbohrungen kleine Fallschlitzte gebildet.

Durch sorgfältige Abdeckung der Sprengmäuler konnte Sprengstreifflug erheblich begrenzt werden. Alle Ladungen wurden nichtelektrisch mit elektronischer Rahmendezündung gezündet. Die Initiierung erfolgt redundant. Die Mäuler eines Stützenpaares wurden gleichzeitig gezündet (Bilder 1-12 bis 1-16).



Bild 1-12: Pfeiler kurz vor der Sprengung (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)



Bild 1-13: Pfeiler im Moment der Sprengung (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)



Bild 1-14: Pfeiler knickt ein, Überbau folgt der Schwerkraft (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)



Bild 1-15: Pfeiler und Überbau nach der Sprengung (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)



Bild 1-16: Bestandsbrücke nach der Sprengung (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)

Maßnahmen im Aufprallbereich:

Auf ein generelles Fallbett für den Brückenüberbau und die Pfeiler konnte aus Erschütterungsgründen verzichtet werden. Die vom Überbau abgeschnittenen Kragarmblechplatten wurden im Aufprallbereich der Brückenhauptträger zur Lastverteilung ausgelegt.

Um ein Querverrutschen der Brückentrümmer beim Bodenaufprall zu verhindern, musste, wie erwähnt, die Aufprallfläche in Brückenquerrichtung horizontal verlaufen.

Hierzu waren in Teilbereichen unter der Brücke entsprechende Geländeprofilierungen erforderlich.

Die etwa 5 m hohen Hauptträger der Brücke waren mit ihren 0,80 m breiten Untergurtblechen die wesentlichen Kontaktflächen beim Bodenaufprall.

Um diese kontrolliert auffangen zu können, wurden ca. 3 m hohe Aufprallstützwälle erstellt, die die Hauptträger auffingen und die Bereiche dazwischen quasi hohllegten.

Schutzmaßnahmen während der Sprengung:

Vor Auslösung der Brückensprengung musste sichergestellt werden, dass sich keinerlei Personen innerhalb des definierten Gefahrenbereichs befanden.

So wurde der Verkehr auf beiden Richtungsfahrbahnen der Autobahn A 7 kurz vor der Sprengung von Polizeikräften angehalten und erst nach der Sprengung und einer ersten Inaugenscheinnahme des Brückenneubaus wieder freigegeben. Die Sperrung betrug ca. 20 Minuten. Da sie an einem relativ verkehrsarmen Samstag vorgenommen wurde, kam es kaum zu relevanten Staus.

Wesentlich schwieriger erwies sich die Sperrung des Talraumes unter der Brücke, da verhindert werden musste, dass sich Schaulustige teils aus Unwissen und teils aus Unvernunft im Gefahrenbereich der Sprengung aufhielten.

Hierbei erwies es sich als zielführend, über die einschlägigen Medien detaillierte Informationen über Ort, Zeitpunkt, und Gefahrenbereiche der Sprengung transparent zu veröffentlichen.

Da man der Öffentlichkeit das Erlebnis einer derartigen Brückensprengung nicht vorenthalten wollte, wurden Aussichtsplätze außerhalb des Gefahrenbereichs bereitgestellt und Zuwegungen inklusive Parkmöglichkeiten publiziert. Von der Möglichkeit, ein derart seltenes technisches Ereignis von einem sicheren Platz aus erleben zu dürfen, machten zahlreiche Personen Gebrauch.

Unabhängig hiervon wurde der Gefahrenbereich vorher durchsucht und konsequent abgeriegelt. Der Personaleinsatz hierfür war mit ca. 70 Mitarbeitern nicht unerheblich.

Bedingt durch die vor der Sprengung schon längerfristig laufenden Bauaktivitäten und dem damit verbundenen Baulärm war nicht damit zu rechnen, dass sich zum Zeitpunkt der Sprengung Tiere im Gefahrenbereich aufhielten. Auf eine vorgelagerte Vergrämungssprengung konnte daher verzichtet werden.

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Der Ausschreibung lag lediglich ein Bestandsübersichtsplan bei. Detaillierte Bestandsunterlagen wurden erst nach Vertragsschluss übergeben. Ein großer Vorteil des Sprengverfahrens lag u. a. auch darin, dass ein gegenüber allen mechanischen Verfahren wesentlich geringerer Kenntnisstand über den Bauwerkszustand und etwaige Schadensbilder zur sicheren Anwendung erforderlich waren.

3.3.2 Nachrechnung

Auch der Umfang der erforderlichen Nachrechnungen hielt sich beim Sprengverfahren in engen Grenzen. Vorteilhaft bei dieser Methode war, dass vorhandene Vorschädigungen der Überbaukonstruktion so gut wie keine Rolle spielten und unberücksichtigt bleiben konnten. Lediglich bei den Brückenpfeilern war nachzuweisen, dass nach Vorbereitung der Sprengmäuler eine ausreichende Standsicherheit vorlag und diese durch die Sprengung und die damit verbundene Querschnittsschwächung aufgehoben wurde.

3.3.3 Materialproben

Vorherige Untersuchungen des Materials des Abbruchobjektes waren nicht erforderlich.

3.3.4 Materialverhalten

Vorherige Untersuchungen des Materials des Abbruchobjektes waren nicht erforderlich.

3.3.5 Geometrie

Eine vorherige Aufnahme der Bestandsgeometrie zur Verifizierung der Angaben in den Bestandsplänen war nicht erforderlich.

3.3.6 Schadstoffe

Vorherige Untersuchungen der Bausubstanz wurden im üblichen Umfang vor der Sprengung durchgeführt. Es wurden hierbei keine besonderen Schadstoffbelastungen festgestellt. Folglich mussten auch keine besonderen Maßnahmen gegen die durch die Sprengung ausgelöste Staubentwicklung durchgeführt werden (Bild 1-17).



Bild 1-17: Staubentwicklung während der Sprengung (© Thüringer Sprenggesellschaft mbH)

3.3.7 Schäden

Zur Beurteilung etwaiger Schäden lagen die Ergebnisse der aktuellen Hauptprüfungen des neuen benachbarten Brückenteilbauwerks vor. Diese waren für die Sprengtechnologie ausreichend.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

- Bundesministerium für Arbeit und Soziales – Bekanntmachung der Technischen Regel zum Sprengstoffrecht „Sprengarbeiten“ (SprengTR 310 – Sprengarbeiten)
- DIN 4150-3 – Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau) Normenausschuss Akustik, Lärminderung und Schwingungstechnik

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Gefährdungsbeurteilung für Sprengarbeiten und alle nachfolgenden Abbrucharbeiten

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Der Ausschreibung lag ein Bestandsplan mit einer Bauwerksübersicht bei. Unterlagen über den aktuellen Bauwerkszustand inklusive etwaiger Schäden lagen nicht vor.

3.5.2 Baugrund

Es lag ein Bodengutachten für den Brückenneubau vor, welches jedoch keine Relevanz für den Sprengabbruch hatte.

3.5.3 Kontaminationen

Der Ausschreibung lag kein Schadstoffkataster vor. Insofern konnte davon ausgegangen werden, dass keine unerwarteten Kontaminationen vorhanden waren.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Die **Tabelle 1-1** enthält die Abstände zur angrenzenden Bebauung.

Tabelle 1-1: Angrenzende Bebauung

Nachbarobjekt	Abstand [m]
Neupfeiler „60“	39
Wohnhaus 1	126
Wasserkraft-Kleinkraftwerk	70
Stockpapiermühle	81
Wohnhaus 2	130
Scheune/Stall	102

Eine 20 kV-Freileitung musste im Brückenbaubereich unterirdisch verlegt werden.

Ein vorhandenes Regenwasserrückhaltebecken wurden vorher entleert. Da geplant war, es später grundlegend zu verändern, war eine dort ggf. eintretende Beschädigung nicht relevant.

Das Straßenschutzdach über der Staatsstraße St 2289 wurde im Bereich der Altbrücke entfernt. Die Straße wurde etwa 1 m hoch überdeckt und mit Blechplatten belegt.

3.5.5 Sperrpausen

Die A 7 wurde für ca. 20 Minuten gesperrt.

Die die Brücke unterquerende Staatsstraße St 2289 wurde während des Sprengwochenendes voll gesperrt. Der Verkehr wurde umgeleitet.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Der Bauvertrag umfasste sowohl den Neubau der Brücke als auch den Abbruch des Bestandsbauwerks. Die Wahl des Abbruchverfahrens oblag den Bietern und war nicht vorgegeben. Die Abbruchleistung wurde als Pauschalposition verdingt.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Vorlage einer prüffähigen Abbrucharweisung mit allen erforderlichen statischen Nachweisen.

3.6.3 Nebenangebote

Waren für das Gesamtprojekt zugelassen, jedoch auf Grund der funktionalen Pauschalen der Abbruchposition nicht relevant.

3.6.4 Bauzeit

Für die vorbereitenden Arbeiten vor der Sprengung wurden ca. zehn Wochen benötigt.

Unmittelbar nach der Sprengung wurden vorrangig die Baubereiche der neuen Pfeiler beräumt, sodass die Bauarbeiten dort sehr zeitnah beginnen konnten.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Das gewählte Abbruchverfahren hat alle Erwartungen voll erfüllt:

- Aufwendige Aufnahmen des aktuellen Schadensumfangs, Materialprüfungen und geometrische Kontrollen waren nicht erforderlich.
- Statische Nachweise für Zwischenzustände inklusive deren Prüfung waren nicht erforderlich.
- Das Gefährdungspotenzial der eingesetzten Mitarbeiter war gegenüber mechanischen Abbruchmethoden wesentlich geringer.
- Bei Einhaltung der in der DIN 4150, Teil 3 geregelten Schwinggeschwindigkeiten sind keine Schäden an angrenzenden baulichen Anlagen wahrscheinlich.
- Die beim Aufprall der gesprengten Bauteile entstehende Selbstzerstörung erleichtert deren nachfolgende Pulverisierung bzw. Verschrottung.
- Nach einer kurzen Vorbereitungsphase kann fast unmittelbar nach der Sprengung mit den weiteren Arbeiten begonnen werden. Hierdurch wird eine gegenüber mechanischen Abbruchmethoden wesentliche Zeitersparnis erzielt.
- Aus all dem resultiert auch eine höhere Wirtschaftlichkeit.

Sprengen ist wirtschaftlich, sicher, zeitgemäß und hat sich als Abbruchmethode bewährt!

Wie in Abschnitt 3.2 beschrieben stand dem Auftragnehmer die Wahl des Abbruchverfahrens unter den dort genannten Kriterien frei. Nach der auftragnehmerseitigen, auch etwas spät erfolgten Entscheidung für den Sprengabbruch wurde im folgenden Genehmigungsprozess, in dem viel Überzeugungsarbeit geleistet werden musste, unnötig viel Zeit verloren.

So wurden innerhalb des Entscheidungszeitraumes von einer Drittfirma Kanalbaumaßnahmen direkt im Aufprallbereich ausgeführt. Die dabei entstandenen neuen baulichen Anlagen mussten dann bei der Konzeption des Fallbetts unnötig aufwendig geschützt werden. Insofern ist eine möglichst frühzeitige Festlegung auf den Sprengabbruch sehr hilfreich.

4 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke)

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	34
4.2	Rückbauverfahren	35
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	35
4.2.2	Auswahlkriterien	35
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	35
4.3	Bestandsuntersuchungen	37
4.3.1	Bestandsunterlagen	37
4.3.2	Nachrechnung	37
4.3.3	Materialproben.....	37
4.3.4	Materialverhalten	37
4.3.5	Geometrie.....	37
4.3.6	Schadstoffe	38
4.3.7	Schäden	38
4.4	Statische Berechnung	38
4.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	38
4.4.2	Abweichungen von Regelwerken	38
4.4.3	Sicherheitskonzept	38
4.4.4	Nachweisführung	38
4.5	Leistungsbeschreibung	38
4.5.1	Bauwerkszustand	38
4.5.2	Baugrund.....	38
4.5.3	Kontaminationen.....	39
4.5.4	Angrenzende Bebauung	39
4.5.5	Sperrpausen	39
4.5.6	Immissionsschutz	39
4.5.7	Umweltschutz	39
4.5.8	Arbeitssicherheit	39
4.5.9	Nebenleistungen.....	39
4.5.10	Besondere Leistungen	40
4.5.11	Entsorgungskonzept	40
4.6	Vertragliche Grundlagen	40
4.6.1	Vertragsmodelle.....	40
4.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	40
4.6.3	Nebenangebote	40
4.6.4	Bauzeit	40
4.7	Gewonnene Erkenntnisse	41

4.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Baumaßnahme „A 6 Wiesloch-Weinsberg“ umfasste u. a. den Rückbau der 1,35 km langen Neckartalbrücke zwischen den Anschlussstellen Heilbronn/Neckarsulm und Heilbronn/Untereisesheim. Das Gesamtbauwerk gliederte sich in insgesamt vier Teilabschnitte:

- Durchstichbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd,
- westliche bzw. mittlere Vorlandbrücke,
- Strombrücke bzw. Neckarbrücke,
- östliche Vorlandbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd.

Der Abbruch der Neckartalbrücke umfasste verschiedene Abbruchmethoden: Absenken und Ausschwimmen, konventioneller Abbruch inkl. Traggerüst und Kranaushub sowie Sprengung. Im Folgenden wird der Rückbau der Durchstichbrücke westlich des Neckars betrachtet.

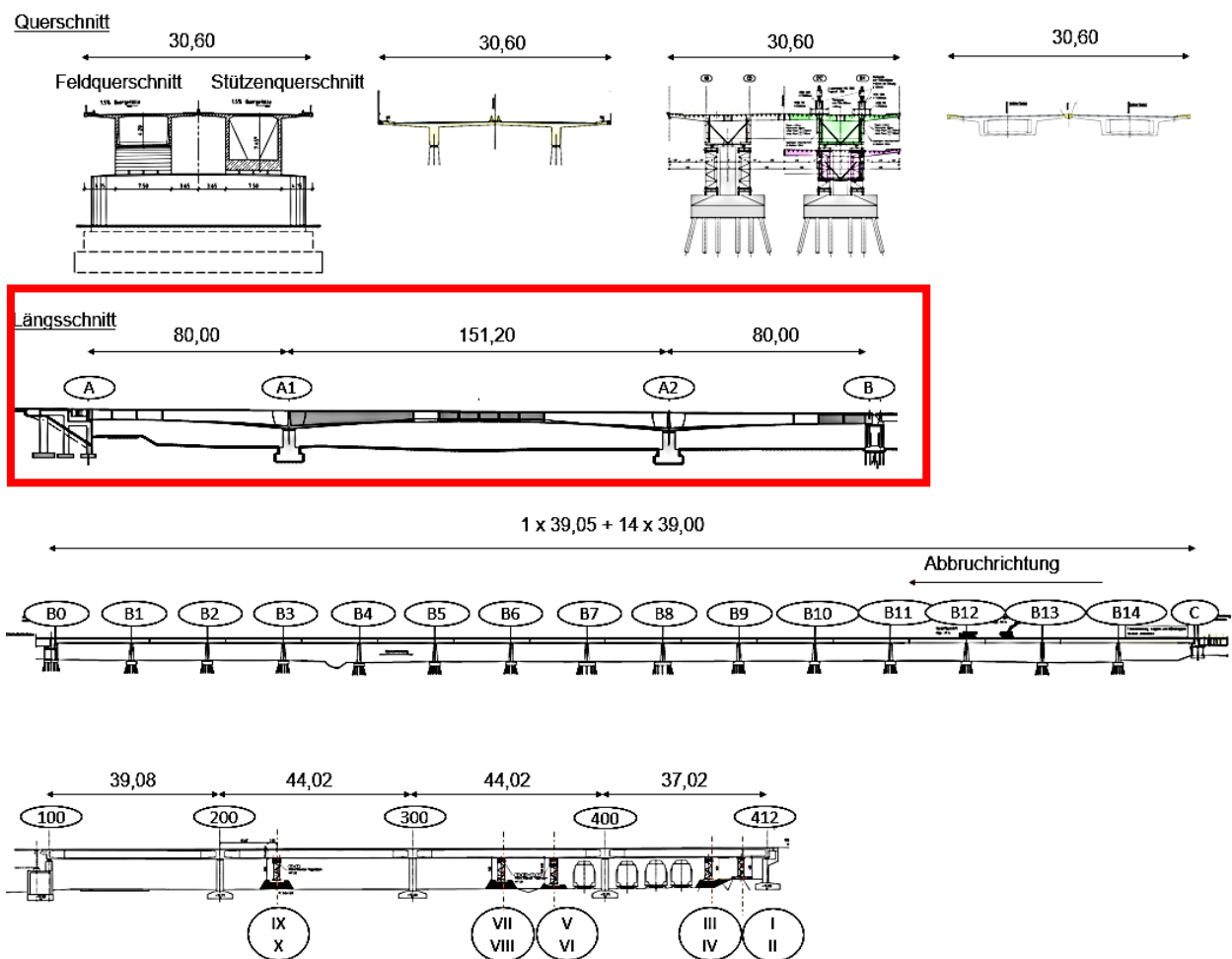


Bild 1-18: Querschnitt und Längsschnitt (© Max Wild GmbH)

Das bestehende Bauwerk wurde 1967 als nicht gekrümmtes ($R > 1500$ m) dreifeldriges Spannbetonbauwerk errichtet, welches einen seinerzeit nicht realisierten Neckardurchstich überbrücken sollte. Die getrennten Überbauten hatten eine Gesamtlänge von 311,20 m (Einzelstützweiten: 80 m – 151,2 m – 80 m). Die Überbauten bestanden aus längs- und quervorgespannten, einzelligen Hohlkästen mit den Bauhöhen zwischen 4,20 m im Feldbereich und 7,50 m im Stützbereich. Die Unterseite der Brücke war bogenförmig gewölbt (Bild 1-18). Die Breite des Einzelüberbaus betrug 15 m. Das Bauwerk wurde auf einem Traggerüst hergestellt. Die Brücke war in die Brückenklasse 60 eingestuft worden.

Die beiden selbständigen Richtungsfahrbahnbrücken ruhten gemeinsam auf dem Widerlager West (Achse A), den Stahlbetonpfeilern A1 und A2 und dem Hohlkastenpfeiler B. Das Widerlager A und die Pfeiler A1 und A2 waren flach gegründet. Der Pfeiler B ruhte auf den Rammpfählen mit $d = 0,50$ m.

Das wesentliche Vorlandfeld bestand aus landwirtschaftlicher Nutzfläche. Am westlichen Widerlager A wurde die Brücke von der L 1100 (Neckartalstraße) unterquert. Nord- und südwestlich der Brücke stehen die nächsten Gewerbegebäude im lichten Abstand von 190 m bzw. 120 m.

Nach dem Rückbau wurde der Ersatzneubau des gesamten Brückenzuges an gleicher Stelle errichtet.

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf: *„Als Vorzugslösung für den ersten Abschnitt, der Durchstichbrücke, wird eine Sprengung der Überbauten vorgeschlagen. Der Untergrund und insbesondere der Bereich der Neckartalstraße müssen durch Sprengmatratzen und andere Schutzeinrichtungen (Stahlfässer, wassergefüllte Plastikfässer etc.) geschützt werden, um die mechanische Belastung des Bodens durch das Herabfallen von Teilen des Überbaus zu verringern. Aufgrund der massiven Ausbildung der Pfeiler ist es wahrscheinlich nicht möglich, diese mit der Brücke gemeinsam zu sprengen. Hier wird ggf. ein weiterer Sprengvorgang notwendig. Der endgültige Abbruch von Überbau und Pfeiler erfolgt vom Boden aus durch Zerkleinerung der Brückenteile mit Bagger und Meißel. Zur Vermeidung von größeren Staubeentwicklungen ist für die Sprengung und während der späteren mechanischen Zerkleinerung eine Bedüsung mit Wasser beziehungsweise mit Wasserschleier vorgesehen. Außerdem wird durch entsprechende Techniken beim Sprengen sichergestellt, dass keine Bodenverdichtung erfolgt und keine größeren H-Lasten auf die Gründung während des Sprengvorgangs wirken.“*

4.2.2 Auswahlkriterien

Zu den Auswahlkriterien zählten:

- Berücksichtigung der Umweltverhältnisse,
- teilweise Freihaltung des Flutareals während des Abbruches für den Überschwemmungsfall,
- Einplanung von Beeinträchtigungen infolge Erschütterungen durch nahegelegenes Industriegebiet,
- Minimierung der Lärmbelastung beim Sprengabbruch,
- Vermeidung der Eindringung von gefährlichen Stoffen in den Boden insbesondere wegen des sich nördlich der Bestandsbrücke befindenden Trinkwasserbrunnen,
- Zwischenlagerung von nur ca. 10.000 m³ Betonabbruch auf der Fläche unter der Brücke aufgrund von Hochwasserschutzvorschriften.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Der Abbruch der Neckartalbrücke lag wegen der Ausführung der Endlage auf einem kritischen Pfad. Daher musste der Abbruch zügig erfolgen. Es wurde mit dem Rückbau der Strombrücke über dem Neckar begonnen. Danach wurde die Durchstichbrücke durch Sprengung und anschließende Beseitigung der Trümmer zurückgebaut. Im Anschluss danach wurde die östliche Vorlandbrücke über die Bahngleise in Sperrpausen segmentweise durchtrennt (Seilsägeverfahren) und ausgekrant. Parallel dazu wurde die Fahrbahnplatte der westlichen Vorlandbrücke zurückgebaut. Abschließend erfolgte der Abbruch von Trägern, Pfeilern und Fundamenten der westlichen Vorlandbrücke.

Unmittelbar nach dem Abbruch der Strombrücke wurde mit den vorbereitenden Maßnahmen zum Sprengabbruch der Durchstichbrücke über die Neckartalstraße (L 1100) begonnen. Es wurden Fahrbahnbelag, Abdichtungen und der nördliche und südliche Kragarm vor dem Abbruch entfernt. Wegen der dann fehlenden Quervorspannung wurde dieser Kragarmabbruch „in Rückwärtsfahrt“ ausgeführt. Die kleinformigen Betonrümmer des nördlichen Kragarmes wurden an den Pfeilern A1 und A2 zu einem Fallbett aufgeschüttet.



Bild 1-19: Pfeiler mit den Sprengstofflöchern
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)



Bild 1-20: Pfeiler mit den Sprengstofflöchern
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

Der Überbau wurde mittels Sprengung niedergelegt. Dafür wurden die Sprenglöcher in den Pfeilern A1 und A2 gebohrt und mit Ladungen befüllt. Insgesamt wurden 392 Bohrlöcher erzeugt (Bilder 1-19 und 1-20). Die der neuen Brücke in Seitenlage zugewandten 3 m dicken halbrunden, nördlichen Pfeilerstirnseiten wurden nicht gesprengt. Dadurch entstand ein effektiver Streifflugschutz in die nördliche Richtung bzw. zur neuen Brücke. Danach wurden die gefüllten Bohrungen mit Sprengmatten zum Spritzschutz abgehängt (Bild 1-21). Der Brückenüberbau ist senkrecht nach unten abgestürzt, denn die girlandenförmig angeordneten Spannglieder bildeten über den dann „stützenlosen“ Achsen A1 und A2 Gelenke.



Bild 1-21: Installation des Streifflugschutzes (© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

Die unterführende Neckartalstraße (L 1100) wurde komplett für die Durchführung der Maßnahmen gesperrt. Der Neubau in Seitenlage wurde während der Sprengung zum Schutz des laufenden Verkehrs kurzzeitig gesperrt. Nach der Sprengung wurde der Überbau zerkleinert. Das Hohlkastenprofil wurde mit Hydraulischen Scheren und Meißeln klein geschnitten und pulverisiert. Im Anschluss wurde sämtliches Abbruchmaterial aufgearbeitet und auf den vorgesehenen Lagerplatz verfrachtet und verwertet. Circa 1500 m³ gebrochenes Material konnten am Wiederlager Achse B verbleiben und als Rampe vorgehalten werden.

Im Zuge der Streckenbauarbeiten wurden im Anschluss an die Sprengung die Hinterfüllungsbereiche und Flügelwände des Widerlagers ausgehoben und freigelegt. Danach wurde das Widerlager Achse A konventionell zurückgebaut.

Die Sprengung erfolgte nicht gänzlich plangemäß. Aufgrund des hohen Bewehrungsgrades sind die Pfeiler Achse A1 und A2 nicht komplett zerstört worden, sodass das Hohlkastenprofil des Überbaus bis zu einer Höhe von ca. 20 m in der Luft hing. Jedoch war eine Stützung des Überbaus nach wie vor gegeben (Bild 1-23). Der Abbruch des Überbaus musste dadurch durch einen Seilbagger mit Abrissbirne unterstützt werden.



Bild 1-22: Explosion des Pfeilers
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)



Bild 1-23: Brücke nach der Sprengung
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

4.3 Bestandsuntersuchungen

4.3.1 Bestandsunterlagen

Es lagen folgende Bestandsunterlagen vor:

- Bauwerksbücher,
- Bestandspläne (Schal- und Bewehrungspläne, Übersichtspläne),
- Baugrundgutachten,
- Unterlagen für Ertüchtigungsmaßnahmen aus dem Jahr 2005,
- Statik und Prüfberichte,
- Nachrechnungen.

4.3.2 Nachrechnung

Die Brücke wurde im Jahr 2011 (Stufe 1 und 2) nachgerechnet und in den Jahren 2003 bis 2005 instandgesetzt.

4.3.3 Materialproben

Die Betonproben wurden auf Schadstoffe untersucht. Der schadstofffreie Beton wurde recycelt und im Streckenbau wiederverwendet.

4.3.4 Materialverhalten

Dieser Abschnitt entfällt.

4.3.5 Geometrie

Die Brücken wurden in den Jahren 2003 bis 2005 für Umbau und Instandsetzung vermessen.

4.3.6 Schadstoffe

Schadstoffe wurden im Korrosionsschutz gefunden, daher erfolgte die Aufstellung einer Gefährdungsanalyse zur Einhaltung des Arbeitsschutzes.

In der Brückenabdichtung wurden Schwermetalle vorgefunden.

4.3.7 Schäden

Im Rahmen der Bauwerksprüfung wurden folgende Schäden am Bauwerk festgestellt: Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung, schräg verlaufende Risse mit Breiten $> 0,2$ mm im Steg, freiliegende Spannglieder, Kiesnester im Querträger. In der Ummantelung der Längsspannglieder in den Hohlkästen wurden bereits im Jahr 1969 Risse festgestellt.

4.4 Statische Berechnung

4.4.1 Anzuwendende Regelwerke

- DIN EN 1990 Stand 2010-12 Grundlagen, Sicherheitskonzept,
- DIN EN 1991 (Reihe) Stand 2010-12 Einwirkungen auf Tragwerke,
- DIN EN 1992 (Reihe) Stand 2011-01 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton,
- DIN EN 1993 (Reihe) Stand 2010-12 Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion,
- Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), BMVBS (Herausgeber), Stand 2011-05,
- DIN 4150/03 – Erschütterungen an Gebäuden.

4.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Es waren keine Abweichungen von Regelwerken erforderlich.

4.4.3 Sicherheitskonzept

Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden ohne Modifikation nach Norm angesetzt.

4.4.4 Nachweisführung

Nachweis der Sprengerschütterungen und Aufprallerschütterungen.

4.5 Leistungsbeschreibung

4.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung erteilte Zustandsnote für die Durchstichbrücke betrug 2,9.

4.5.2 Baugrund

Es lag ein Bodengutachten für den Brückenneubau vor, welches jedoch keine Relevanz für den Sprengabbruch hatte.

4.5.3 Kontaminationen

Gemäß dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf befand sich östlich des Neckars im Bereich zwischen der Kanalstraße und den Bahngleisen eine altlastenverdächtige Fläche. Diese war für die westlich des Neckars gelegene Durchstichbrücke nicht maßgebend.

4.5.4 Angrenzende Bebauung

Nördlich und südwestlich der Brücke standen die nächsten Gewerbegebäude. Es befanden sich Hochspannungsleitungen in der Nähe des Bauwerks.

4.5.5 Sperrpausen

Die Straße L 1100 war während der Spreng- und Beräumungsarbeiten vollständig gesperrt. Für den Abbruch der Widerlager Achse A wurde eine Teilspernung notwendig.

4.5.6 Immissionsschutz

Zur Kontrolle der auftretenden Erschütterungen wurden zur Sprengung sechs 3D-Messgeräte an den Neubrückenpfeilerfundamenten vorgesehen. Zusätzlich wurden Erschütterungsmessungen am nahliegenden Autohaus an der L 1100 durchgeführt.

Um die Staubentwicklung beim konventionellen Abbruch einzudämmen, wurden Sprühnebelkanonen verwendet.

4.5.7 Umweltschutz

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf: *„Aufgrund des erhöhten Kollisionsrisikos von Vögeln mit dem Brückenbauwerk wurde festgelegt, dass weniger als 25 % des Luftraums ab OK Gelände bis in 75 m Höhe durch die Brücke eingenommen werden dürfen ...“*

4.5.8 Arbeitssicherheit

- Gefährdungsbeurteilungen mussten im Vorfeld aufgestellt und an den Sicherheits- und Gesundheitschutzkoordinator (SiGeKo) der Baustelle zur Prüfung und Genehmigung eingereicht werden.
- Regelmäßige Absprachen mit der Sicherheitskoordination fanden statt.
- Das Personal wurde erstunterwiesen und wiederholt nachunterwiesen.
- Für die gefährlichen Arbeiten mussten zusätzliche Sicherheitskonzepte eingereicht werden.
- Es musste die Wirksamkeit der Sicherheitsmaßnahmen nachgewiesen werden.
- Für die Sprengarbeiten wurde das Personal über die Bedeutung von Sprengsignalen unterrichtet. Der Sprengstoff wurde in einem verschlossenen Container gelagert und nach Ankunft auf der Baustelle rund um die Uhr überwacht.

4.5.9 Nebenleistungen

- Erstellung Abbruchkonzepte und Terminpläne,
- Arbeitssicherheitsmaßnahmen (z. B. Absperrung Baufeld, Zwischenbauzuständen etc.),
- Geräte und Maschinen zur Erfüllung der Abbruchleistungen,
- Gründung der erforderlichen Traggerüste für die Abbruchleistungen (bestehendes Fundament, Flach- und Tiefgründung),

- Brechen des Abbruchmaterials (Asphalt, Beton) auf eine festgelegte Korngröße, Abbruch ging in Eigentum des Auftraggebers über,
- Trennung und Entsorgung von Fremdbestandteilen, die beim Abbruch anfallen,
- Wasserbedüsung während der Abbrucharbeiten zur Staubbindung,
- Besprechungstermine, Vorstellung und Durchsetzung von Abbruchkonzepten gegenüber Behörden und dem Bauherrn.

4.5.10 Besondere Leistungen

- Entsorgungskosten von kontaminiertem Baugrund,
- Transport von gebrochenem Abbruchmaterial auf Zwischenlager des Auftraggebers (Beton, Asphalt) über eine festgelegte Entfernung (Transportradius) hinausgehend,
- Anordnung von Wochenend- und Nachtarbeiten durch den Auftraggeber zur Beschleunigung der Abbrucharbeiten,
- statische Berechnung und Ausführungsplanung für die Abbruchleistungen.

4.5.11 Entsorgungskonzept

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf: *„Ein Abtransport der Abbruchmaterialien ist über Baustraßen, die angrenzende Neckartalstraße bzw. über die Autobahn gewährleistet. ...*

Im Zuge der Bauausführung ist das anfallende Bodenmaterial aus den altlastenverdächtigen Flächen zu untersuchen und zu bewerten und entsprechend den gültigen Vorschriften zu verwerten/entsorgen.“

4.6 Vertragliche Grundlagen

4.6.1 Vertragsmodelle

Pauschalvertrag als Teilpauschalvergütung je Brückenabschnitt und Abbruchverfahren.

Das Mengenisiko trug der Auftragnehmer.

4.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Erstellung der Abbruchstatik und Ausführungsplanung Abbruch, Erstellung Abbruchkonzepte und Bauablaufpläne.

4.6.3 Nebenangebote

Dieser Abschnitt entfällt.

4.6.4 Bauzeit

Abbruch der Durchstichbrücke: 06/2019 bis 08/2019.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Beim Sprengstoffabbruch der Durchstichbrücke über die Neckartalstraße (Hohlkastenprofil) hätte zusätzlicher Sprengstoff in den Überbau im Bereich über den Pfeilern eingebaut werden sollen. So hätte der Überbau über den Pfeilern besser zerbröseln und damit komplett auf dem Boden liegend zermeißelt werden können. Aufgrund des sehr hohen Bewehrungsgrades in den Pfeilern war die Sprengung nicht gänzlich erfolgreich. Die Sprengung hat die Pfeiler nur teilweise zerstört. Im Ergebnis hat sich der Überbau nur geringfügig gesetzt. Die Stützfunktion der Pfeiler war nach wie vor gegeben. Hierdurch mussten die in 20 m Höhe liegenden Balkenelemente zusätzlich mit der Abbruchbirne zerstört werden.

Es war ein großer Aufwand wegen der Belange der Arbeitssicherheit und der Bewahrung des Sprengstoffes erforderlich. Es wurde ein großräumiger Sperrradius um die Baustelle angeordnet, der von 20 Polizisten und 40 Helfern des Technischen Hilfswerkes gesichert wurde.

Aufgrund der zu erwartenden Erschütterungen mussten Erschütterungsmessungen an den benachbarten Gebäuden vorgenommen werden.

5 Beispiel – Talbrücke Rohrbuch A 3

Inhalt

5.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	43
5.2	Rückbauverfahren	44
5.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	44
5.2.2	Auswahlkriterien	45
5.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	45
5.3	Bestandsuntersuchungen	47
5.3.1	Bestandsunterlagen.....	47
5.3.2	Nachrechnung	47
5.3.3	Materialproben.....	47
5.3.4	Materialverhalten	47
5.3.5	Geometrie.....	47
5.3.6	Schadstoffe	47
5.4	Statische Berechnung	47
5.5	Leistungsbeschreibung	48
5.5.1	Bauwerkszustand	48
5.5.2	Baugrund.....	48
5.5.3	Kontaminationen.....	48
5.5.4	Angrenzende Bebauung	48
5.5.5	Sperrpausen	48
5.5.6	Immissionsschutz	48
5.6	Vertragliche Grundlagen	48
5.7	Gewonnene Erkenntnisse	49

5.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Das Bauwerk 239c, Talbrücke Rohrbuch, lag im Zuge der Autobahn A 3 zwischen der Anschlussstelle Rohrbrunn und der Haseltalbrücke. Das bestehende Bauwerk wurde in den Jahren 1959 bis 1961 hergestellt. Die Talbrücke Rohrbuch erstreckte sich über fünf Felder mit einer Gesamtlänge von 268 m. Die Randfelder hatten eine Stützweite von 47 m, wohingegen die drei Felder in Brückenmitte 58 m lang waren (**Bild 1-24**). Die Richtungsfahrbahnen lagen auf separaten Überbauten, die jeweils einen einzelligen Spannbetonhohlkastenquerschnitt aufwiesen (**Bild 1-25**).

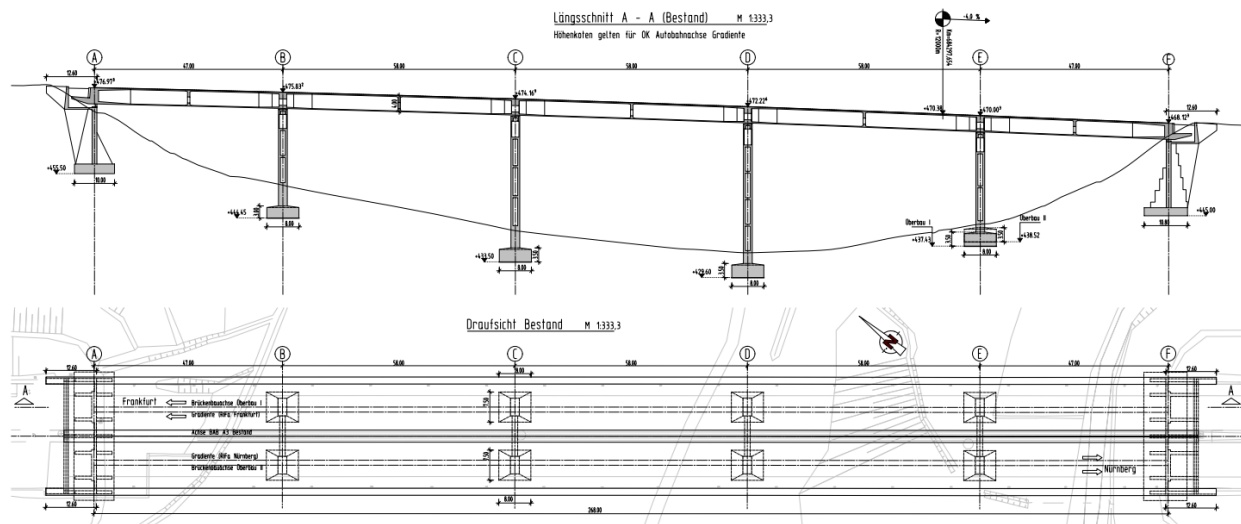


Bild 1-24: Seitenansicht und Draufsicht der Talbrücke Rohrbuch (Quelle: © ABDNB)

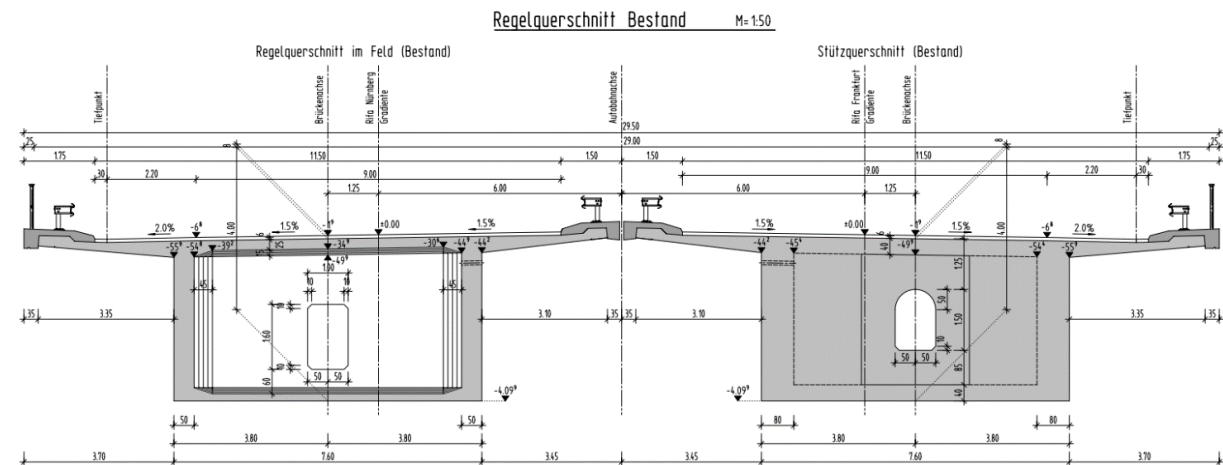


Bild 1-25: Querschnitt des Überbaus (Quelle: © ABDNB)

Der Überbau war in den Achsen A, B, E und F auf Rollenlagern gelagert, während die Pfeilerachsen C und D mit einem Querriegel die Festpunkte mit Linienkipplagern bildeten. Die 14,75 m breiten Hohlkästen waren längs- und quervorgespannt. Die Längsvorspannung verlief in Blechkästen, die sich ausschließlich im Stegbereich befanden. An den beiden Brückenenden befand sich jeweils ein Spannblock, in dem die Spannglieder konzentriert verankert wurden. Zwischen dem vorzuspannenden Bauwerk und dem Spannblock wurden große hydraulische Pressen eingesetzt, um die Vorspannkraft einzutragen. Durch Ausbetonieren der Spannfuge mit schnell erhärtendem Beton wurde die Vorspannung der Spannkabel langfristig gewährleistet (**Bild 1-26**). Die Quervorspannung lag durchgehend in der Fahrbahnplatte. In der Bodenplatte im Bereich der Feldquerträger sowie im Stützbereich der Pfeiler wurden ebenfalls Querspannglieder eingebaut. Die maximale Pfeilerhöhe im Bereich des Talgrundes betrug ca. 32,50 m.

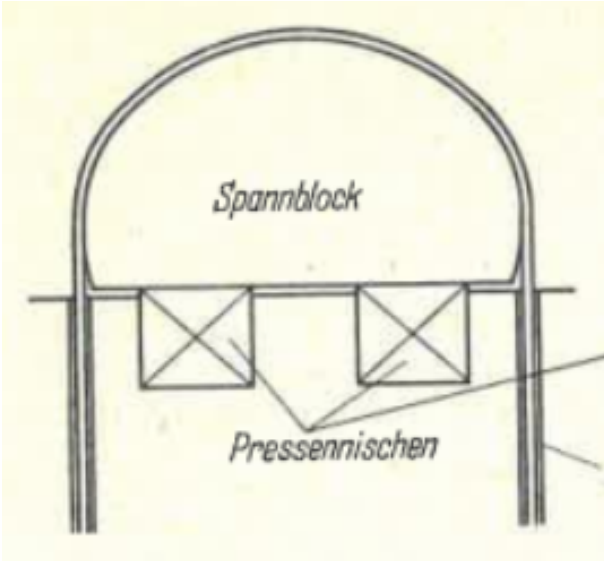


Bild 1-26: Spannblock der Längsvorspannung (Quelle: © ABDNB)

5.2 Rückbauverfahren

5.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Da der Bestandsüberbau ohne Koppelfugen hergestellt wurde, sollte der Überbau laut Ausschreibung vor Beginn der Rückbauarbeiten mittels Traggerüst unterstützt werden. Hierfür sollten in den Feldern zwischen den Achsen B und E jeweils zwei Hilfstürme pro Feld und im Feld A-B eine Hilfsstütze errichtet werden. Zudem waren nach Ausschreibung in jedem Feld mindestens zwei weitere Unterstützungsstellen auf dem Traggerüst erforderlich (Bild 1-27).

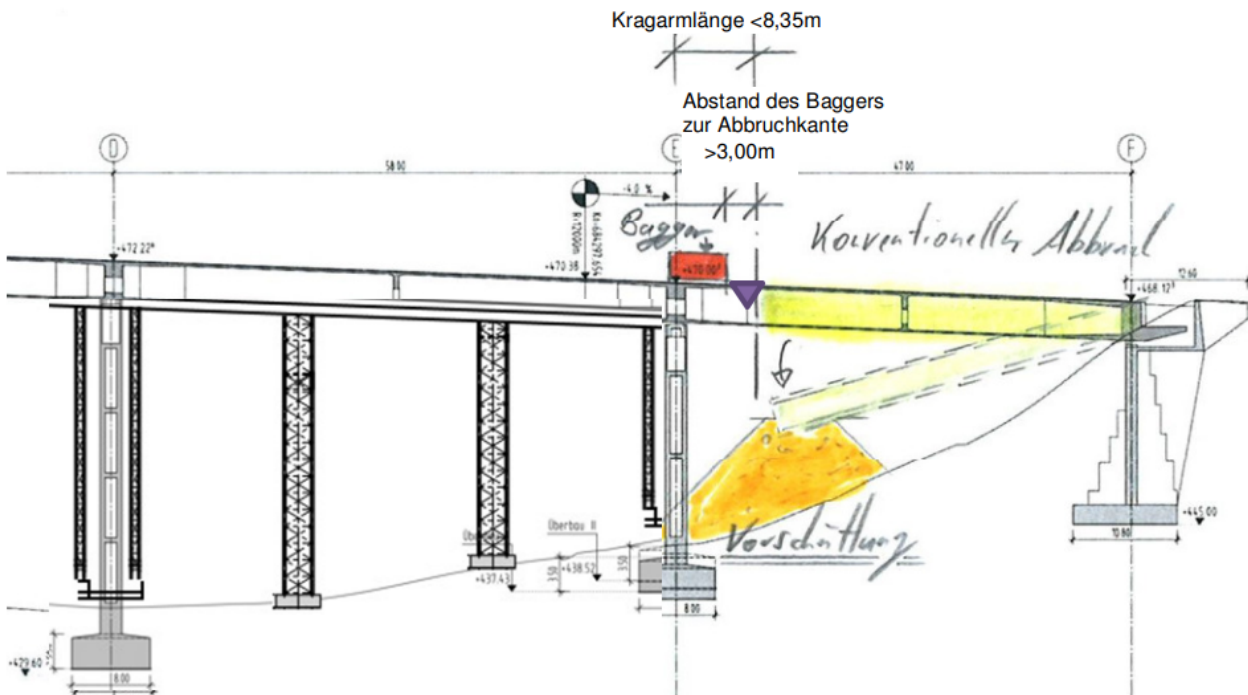


Bild 1-27: Abbruchverfahren aus der Baubeschreibung (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

Das Feld E-F sollte konventionell abgebrochen werden, wozu im Vorfeld die Kragarme zurückgebaut werden mussten. Weiterhin war gemäß Ausschreibung ca. 8,35 m vor der Pfeilerachse ein Gelenk auszubilden und darunter eine Vorschüttung herzustellen. Zur Herstellung der weiteren Gelenke in den Pfeilerachsen sollten die Längsträger gleichmäßig sukzessive bis zur Spanngliedlage abgetragen werden. Anschließend war geplant, die Spannglieder in beiden Stegen zu durchtrennen. Dabei wäre es zum Verlust der Vorspannung im gesamten Überbau und zu einem Versagen im Gelenkbereich gekommen. Das Feld E-F wäre dann auf die Vorschüttung gefallen und der Restüberbau hätte sich auf die Unterstützungen gesetzt.

Die restlichen Felder sollten anschließend auf dem Traggerüst zurückgebaut werden. In der Ausschreibung war zu diesem Zweck auf dem Traggerüst ein Abbruchboden vorgesehen. Das Abbruchgut sollte über den Restüberbau abtransportiert werden. Die Hilfsstützen sollten auf Großbohrpfählen gegründet werden. Nach dem Rückbau des ersten Überbaus war geplant, das Traggerüst quer zu verschieben, und der zweite Überbau sollte anschließend analog abgebrochen werden.

5.2.2 Auswahlkriterien

Aufgrund der damaligen Herstellweise des Bauwerks in einem Zuge mit einer Längsvorspannung über die gesamte Brückenlänge musste dieses auch in einem Zug abgebrochen werden. Hierbei stellte der Sprengabbruch sowohl in wirtschaftlicher als auch in zeitlicher Hinsicht eine sehr günstige Alternative dar.

5.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Der Brückenabbruch erfolgte unter Anwendung eines Sprengverfahrens. Hierfür wurden zur Gewichtsreduzierung der Fahrbelag, die Kappen und die Kragarme auf der gesamten Länge entfernt. Die beiden Brückenteile wurden durch parallelogrammartige Deformation der Stützrahmen B bis E in Querrichtung nach Nordosten gekippt (**Bild 1-28**). Die beiden Randfelder mussten sich dabei um die Widerlager horizontal verdrehen, damit sie als horizontale Pendelstäbe das Querverschieben der Brücke ermöglichten. Dafür wurden die Endfelder, in der Nähe des Pfeilerpaars B bzw. E, jeweils auf einer Fläche von vier auf vier Metern, auf eine Gelenksprengung vorbereitet. In diesen Bereichen wurde die Fahrbelagplatte und der Boden des Hohlkastens ausgebrochen und jeweils der südwestlich gelegene Hauptträgersteg mit Bohrungen versehen, in denen der Sprengstoff platziert wurde. Hierbei war darauf zu achten, dass die Spannstäbe nicht angebohrt werden durften (**Bild 1-29**).

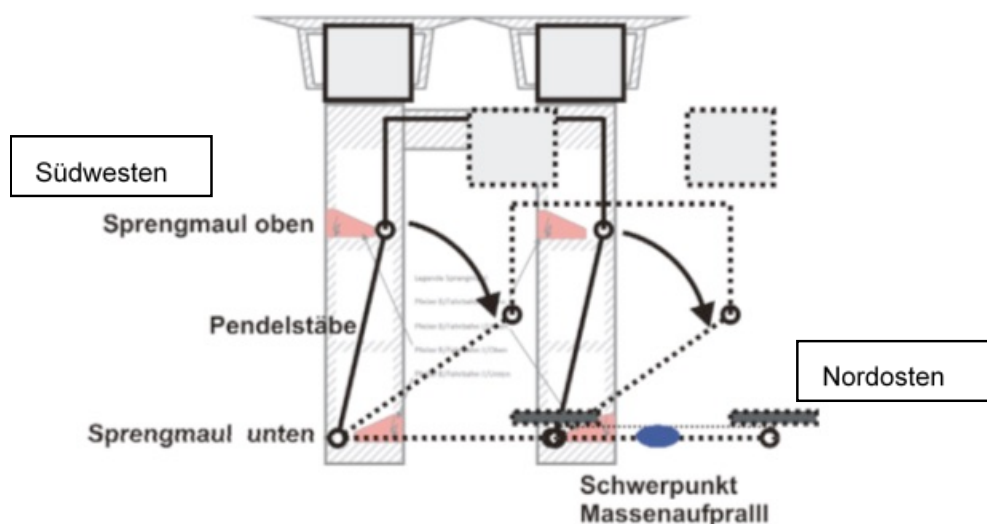


Bild 1-28: Parallelogrammartige Deformation der Brückenpfeiler (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

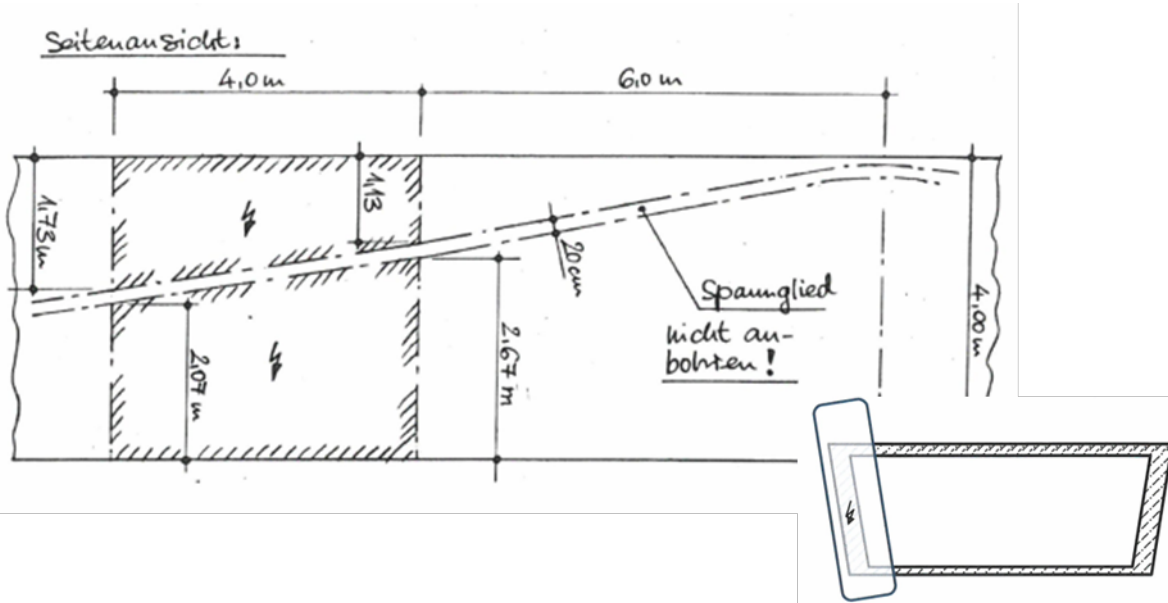


Bild 1-29: Vorbereitungsmaßnahmen zur Sprengung des Überbaus (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

Die vier Pfeilerpaare B bis E erhielten jeweils vier Quersprengmäuler (**Bild 1-28**). Die unteren beiden lagen bei den kurzen Pfeilern (B, C und E) unmittelbar über der Geländeoberkante und waren in Kipprichtung Nordost geöffnet. Die oberen Sprengmäuler lagen 12,00 bis 16,60 m höher und waren gegen die Kipprichtung, nach Südwesten, geöffnet. An den Seiten wurden dreieckige 1,10 m hohe und 1,50 m breite Fallschlitz ausgebrochen (Bild 1-30).

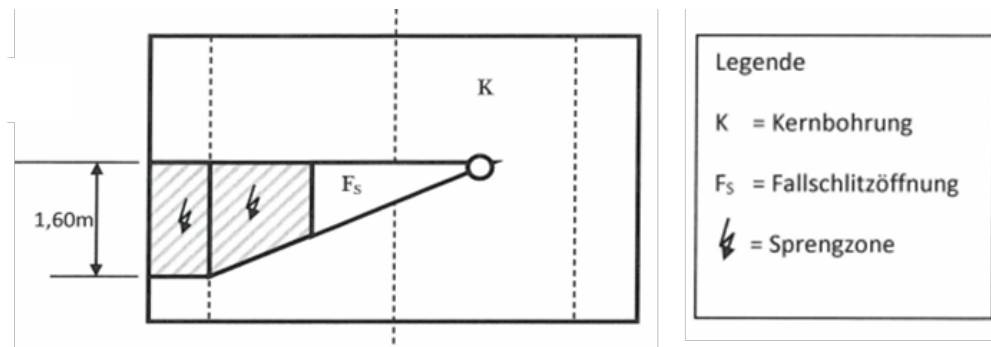


Bild 1-30: Darstellung der Quersprengmäuler (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)

Die Ankerbolzen der unteren Rollenlagerplatten in den Widerlagern wurden entfernt, um eine leichtgängige Längsverschiebung des Überbaus auch über die Rollenwirkung hinaus zu ermöglichen. Vor dem Sprengen der beiden Teilbrücken war unter dem aufprallenden Überbau ein 3 m hohes Fallbett aus Lockermaterial zu errichten. Bergwärts konnte die Fallbetthöhe auf etwa 1 m verringert werden. Unter den Randfeldern war kein Fallbett erforderlich.

5.3 Bestandsuntersuchungen

5.3.1 Bestandsunterlagen

Es lagen zum Zeitpunkt der Ausschreibung folgende Unterlagen vor: Bestandübersichtspläne, Schalpläne, Bewehrungspläne, Höhenpläne, Lagepläne, der Schadstoffbericht der Bausubstanz.

5.3.2 Nachrechnung

Dieser Abschnitt entfällt.

5.3.3 Materialproben

Es wurden Bohrungen im Bereich der Straßenentwässerung im Seitenstreifen gemacht, um die maßgebende Chloridbelastung zu untersuchen. Um die Spannglieder nicht zu beschädigen, wurden alle Bohrungen durch die Deckschicht, bestehend aus Asphalt und Kappenbeton, bis circa 10 cm in den Konstruktionsbeton der Fahrbahnplatte geführt. Zusätzlich wurden Kernbohrungen in den Widerlagern und in den Pfeilern ausgeführt. Die Bohrlöcher wurden unmittelbar nach Erstellung wieder mit Beton verfüllt.

5.3.4 Materialverhalten

Dieser Abschnitt entfällt.

5.3.5 Geometrie

Dieser Abschnitt entfällt.

5.3.6 Schadstoffe

Es wurden stichprobenartig Asphaltmischproben untersucht. Dabei wurden maximale PAK-Gehalte von 0,36 mg/kg gefunden, wodurch der gesamte Asphalt als teerfrei einzustufen war. Dichtungsbahnen wurden in allen Bohrungen im Bereich des Seitenstreifens und der Kappe erfasst. Diese kunststoffbasierten Dichtungen sind zum Teil stark lösemittel-(BTX)-haltig, weshalb eine Trennung von der übrigen Bausubstanz zwingend erforderlich war. Weichmacher (PCB) konnten jedoch nicht nachgewiesen werden.

Alle untersuchten Einzelproben des Betons der Fahrbahnplatte wiesen Chlorid- und Chromatgehalte weit unterhalb des Richtwertes 1 nach RC-Leitfaden "Anforderung an die Verwertung von Recycling-Baustoffen in technischen Bauwerken" (125 mg/l) auf. Auch im exponierten Bereich der Kappen wurden keine erhöhten Chloridgehalte detektiert, wodurch auch diese Mischproben dem Richtwert 1 zuzuordnen waren. In den Bohrproben der Pfeiler und Widerlager konnten keine relevanten PCB- und Chromat-Gehalte festgestellt werden. Bankettproben wurden nicht untersucht, wiesen jedoch i. d. R. erhöhte Gehalte von lipophilen Stoffen, Schwermetallen und Kohlenwasserstoffen auf.

5.4 Statische Berechnung

Die Abbruchstatik beschrieb den Sprengabbruch der Altbrücke. Es wurde zudem die erforderliche Vorschwächung bzw. Ausbildung der Sprengzonen mit Lage und Größe definiert.

Im Rahmen der Planung des Abbruchs wurde die Standsicherheit des Überbaus mit den Gelenken in den Endfeldern sowie die Standsicherheit der Pfeiler mit den Schwächungen durch die Sprengmäuler nachgewiesen. Hierbei wurde der Einfluss von möglichen Windbeanspruchungen berücksichtigt. Nach Statik durften die Spannstähle nicht angebohrt werden. Die statischen Berechnungen erfolgten nach DIN 1045 und DIN 4227 (Ausgaben 1988). Die Auswirkungen der Sprengung für benachbarte Objekte wurden mit Hilfe von DIN 4150-3 (Erschütterungen an Gebäuden) beurteilt. Damit konnten Erschütterungsschäden an der Neubrücke ausgeschlossen werden.

5.5 Leistungsbeschreibung

5.5.1 Bauwerkszustand

Dieser Abschnitt entfällt.

5.5.2 Baugrund

Im Untergrund der Rohrbuchbrücke stehen die Gesteine des mittleren Buntsandsteins an. Diese werden teilweise von Hangschutt überdeckt, der aus schwach bindigen bis bindigen, kiesigen, steinigen Sanden mit eingelagerten Sandsteinblöcken besteht.

5.5.3 Kontaminationen

Dieser Abschnitt entfällt.

5.5.4 Angrenzende Bebauung

Die Richtungsfahrbahn Nürnberg der westlich benachbarten neuen Brücke übernahm zum Zeitpunkt der Sprengung den gesamten Verkehr der Autobahn A 3. Des Weiteren war bereits das neue Feld 10-20 der Richtungsfahrbahn Frankfurt errichtet. Der minimale lichte Abstand zwischen den beiden Brücken betrug am Widerlager Nürnberg ca. 8 m. Der minimale lichte Pfeilerabstand zwischen altem und neuem Bauwerk betrug 21 m. Weitere Bauwerke in der näheren Umgebung des Sprengobjektes existierten nicht. Unter der Altbrücke lagen keine Verkehrsstraßen, Gewässer oder Medienleitungen.

5.5.5 Sperrpausen

Für die Sprengung der Bestandsbrücke wurde die Autobahn A 3 am 1. Juli 2018 zwischen Marktheidenfeld und Rohrbrunn für ca. 1 h in beiden Richtungen gesperrt.

5.5.6 Immissionsschutz

Die Aufprallerschütterungen wurden mit den potenziellen Energien der Pfeilerrahmen-Oberteile sowie der Überbauten die Schwinggeschwindigkeiten der Nachbarbrückenpfeiler prognostiziert. Für die Fundamentbereiche der Neubrücke galt ein Anhaltswert von 20 mm/s als Obergrenze für Schadensfreiheit. Beim Querkippen des Bestandsbauwerks wurde dieser Wert bis auf eine leichte Überschreitung am Pfeiler 40 durch die Prognosewerte gerade erreicht oder unterschritten. Damit konnten gebrauchswertmindernde Erschütterungsschäden ausgeschlossen werden. Zur Kontrolle der Sprengung wurden an allen zugewandten Pfeilern und an den Widerlagern des Neubaus Schwingungsmessgeräte installiert.

5.6 Vertragliche Grundlagen

Gesamtzeitraum von den vorbereitenden Arbeiten bis zur finalen Beseitigung der Fundamente und Verwertung des Betons und des Stahls: März 2018 – November 2018.

Sprengtermin: 1. Juli 2018.

5.7 Gewonnene Erkenntnisse

Die Wahl des Rückbauverfahrens war aufgrund der örtlichen Lage des Bauwerks (nur Wald- und Wiesenflächen im direkten Umkreis) nahezu ideal. Das schon in Teilen bestehende neue Brückenbauwerk nebenan war aufgrund der geplanten Fallrichtung der Sprengung jederzeit sicher. Die prognostizierten Erschütterungen im Umfeld wurden nicht erreicht, sodass auch hier ausreichend Sicherheit vorhanden war. Der sehr hohe Personalaufwand zur Baustellenabsicherung ist nur für einen kurzen Zeitraum (einige Stunden) notwendig.

Die Zerstörung des zu sprengenden Betonbauwerkes hat den Erwartungen entsprochen. Die Aufbereitung des Materials konnte dementsprechend zügig beginnen. Die Rückbauplanung mit dem Sprengverfahren bedarf im Falle der Errichtung des neuen Bauwerkes am gleichen Standort einer intensiven bauzeitlichen Abstimmung, da das Abbruchmaterial zu beseitigen und der Neubau auszuführen ist. Dies kann sonst innerhalb der Baustelle zu bauablaufbedingten Störungen führen.

II Ausschwimmen

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Für Brücken über Wasserstraßen, dort wo Kranabbruch durch z. B. zu große Lasten oder begrenzte Platzverhältnisse nicht möglich ist, kommt oft der Abbruch durch Ausschwimmen zur Anwendung. In dieser Methode wird der Überbau i. d. R. feldweise mit Hilfe von z. B. Hebetchnik auf Pontons abgelassen und dann weiter über Wasserstraßen zum Abbruchplatz gebracht, wo das Material weiter zerlegt und verwertet wird. Da die Lagerbedingungen auf den Pontons anders als die des gesamten Überbaus sind, müssen eventuell zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen in Lasteinleitungspunkten vorgenommen werden. Das Ausschwimmen von Brücken ist eine sehr kostenintensive Lösung. Die schwimmende Flotte spielt in Bezug auf Kosten eine entscheidende Rolle.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausschwimmen zählen:

- sehr schnelles Verfahren,
- Zerlegung des Überbaus an Land.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausschwimmen zählen:

- sehr teures Verfahren aufgrund von hohen Kosten der Pontons,
- komplizierte Planung inklusive Hebetchnik,
- eventuell Verstärkung in Lasteinleitungsbereichen bzw. Planung von Zusatzhilfskonstruktionen,
- Abhängigkeit beim Ausschwimmen von Wasserständen (saisonale Unterschiede) und Berücksichtigung von begrenzten Durchfahrtshöhen (Brücken, Überführungen),
- Berücksichtigung von oftmals knapp bemessenen Sperrzeiten von Wasserstraßen beim Ausschwimmen.

3 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Strombrücke)

Inhalt

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	52
3.2 Rückbauverfahren.....	52
3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung	52
3.2.2 Auswahlkriterien	53
3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren	53
3.3 Bestandsuntersuchungen	55
3.4 Statische Berechnung.....	55
3.4.1 Anzuwendende Regelwerke	55
3.4.2 Abweichungen von Regelwerken.....	55
3.4.3 Sicherheitskonzept.....	55
3.4.4 Nachweisführung	55
3.5 Leistungsbeschreibung	56
3.5.1 Bauwerkszustand.....	56
3.5.2 Baugrund	56
3.5.3 Kontaminationen	56
3.5.4 Angrenzende Bebauung	56
3.5.5 Sperrpausen	56
3.5.6 Immissionsschutz.....	56
3.5.7 Umweltschutz.....	56
3.5.8 Arbeitssicherheit.....	56
3.6 Vertragliche Grundlagen.....	56
3.7 Gewonnene Erkenntnisse.....	57

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Baumaßnahme „A6 Wiesloch-Weinsberg“ umfasste u. a. den Rückbau der 1,35 km langen Neckartalbrücke zwischen den Anschlussstellen Heilbronn/Neckarsulm und Heilbronn/Untereisesheim. Das Gesamtbauwerk gliederte sich in insgesamt vier Teilabschnitte:

- Durchstichbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd,
- westliche bzw. mittlere Vorlandbrücke,
- Strombrücke bzw. Neckarbrücke,
- östliche Vorlandbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd.

Der Abbruch der Neckartalbrücke umfasste verschiedene Rückbaumethoden: Absenken und Ausschwimmen, konventioneller Abbruch inkl. Traggerüst und Kranaushub sowie Sprengung. Im Folgenden wird der Rückbau der Strombrücke über den Neckar durch Ausschwimmen betrachtet.

Das Bauwerk wurde 1967 als nicht gekrümmte ($R > 1500$ m) zweifeldrige Stahlbrücke errichtet. Der Überbau hatte eine Gesamtlänge von 259,60 m (Einzelstützweiten: 137,6 m – 122 m). Der Plattenbalkenüberbau bestand aus zwei Längsträgern als Hohlkasten und einer orthotropen Platte mit einer Bauhöhe von 4,2 m. Die Gesamtbreite betrug 30,6 m. Die Brücke wurde ursprünglich in die Brückenklasse 60 eingestuft. Aufgrund von Schweißnahtissen im Bereich des Kragarmes in Fahrtrichtung Mannheim wurde die Brücke in die Brückenklasse 45 herabgestuft.

Die Brücke ruhte auf zwei Stahlstützen (Achse C), einem Zwischenpfeiler (Achse C) auf einer Trenninsel und einem anderen Trennpfeiler (Achse D). Das gesamte Bauwerk war auf den Ramppfählen $d = 0,50$ m gegründet. Die Brücke war auf Achse C festgehalten.

Die Brücke querte über den Fluss Neckar und den Neckarkanal.

Nach dem Abbruch wurde der Ersatzneubau des gesamten Brückenzugs an gleicher Stelle errichtet. Die bestehende Autobahnachse blieb erhalten.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf:

„Die Vorzugslösung für den dritten Abschnitt der zweifeldrigen Neckarbrücke wird bestimmt durch die Einschränkungen im Schiffsverkehr. Hier soll der Überbau durch Trennschnitte in transportable Einzelteile zerlegt und dann über den Wasserweg abgefahren werden. Im Neckararm können dazu Hilfsstützenreihen im Abstand von mindestens 12 m gesetzt werden, sodass z. B. Teilüberbauten von ca. 30 m Länge entstehen.“

Die geschnittenen Teilüberbauten können dann mit dem Schwimmkran verfahren und an Kais des Hafens Heilbronn (Schwerlastkai vorhanden) direkt abgesetzt werden. Auch ein Absetzen und örtlich weiteres Verfahren auf Pontons, z. B. zu den Kais in Neckarsulm, ist möglich, wenn die Abmessungen der Schleusen eingehalten werden auch in weiterer Entfernung. In den Kais wird der Überbau entweder komplett zurückgebaut oder in Teilabschnitten auf LKW verladen und abgefahren.

Für den Abbruch am Neckarkanal können Hilfsstützen aufgrund der Freihaltung des Schifffahrtsprofils von 80 m Breite nur an den Uferrand gesetzt werden, sodass sich eine Restlänge für den auszuhebenden Brückenteil von eben diesen 80 m ergibt. Hier wird als zusätzliches Szenario zum Ausheben durch mehrere Schwimmkräne aufgrund des hohen Transportgewichts das Absenken des Überbaus durch Litzenheber auf Pontons berücksichtigt.

Dieses Verfahren ist grundsätzlich auch für den Neckararm möglich. In allen Verfahren ist der Überbau der Neckarbrücke im Schutz von Gerüsten vorab zu leichtern und der im Bestand gemeinsame Überbau in zwei Teilquerschnitte zu trennen. Der Abtransport dieses geleichterten Materials (Kappen, LSW, Belag) erfolgt über den Überbau.

Der Rückbau der Restüberbauten am Mittelpfeiler und der Rückbau des Pfeilers auf der Insel erfolgt durch mechanischen Abbruch. Der Abtransport muss hier über den Schiffsweg erfolgen. Dies gilt ebenso für die temporären Hilfsstützen und die zugehörigen Fundamente. Es kommen pro Hilfsgründung ca. acht Stahlrammpfähle mit einem Durchmesser von ca. 0,90 m – 1,20 m im Neckarkanal zum Einsatz.

Im Bereich des Neckararmes reduziert sich die Menge je nach Anzahl der Trennschnitte im Überbau auf ca. drei Pfähle pro Auflagerachse. Alternative Verfahren für den Rückbau als Umkehrung eines ‚Freivorbau‘ sind im Gesamtkonzept zeit- und kostenintensiv und gefährden dauerhaft die Schifffahrt aufgrund laufender Abbrucharbeiten über dem Schifffahrtsprofil werden daher nicht berücksichtigt.“

3.2.2 Auswahlkriterien

Zu den Auswahlkriterien zählten:

- Berücksichtigung der Umweltverhältnisse,
- teilweise Freihaltung des Flutareals während des Abbruches für den Überschwemmungsfall,
- Einplanung Beeinträchtigungen infolge Erschütterungen durch nahegelegenes Industriegebiet,
- nur geringe Beeinflussung des Schiffs- und Bahnverkehrs,
- sehr wenig Raum zwischen dem Lichtraum der Bahnstrecke und der Unterkante des Überbaus aufgrund der bestehenden Höhenlage der Brücke,
- Vermeidung der Eindringung von gefährlichen Stoffen in den Boden insbesondere wegen des sich nördlich der Bestandsbrücke befindenden Trinkwasserbrunnens,
- Zwischenlagerung von nur ca. 10.000 m³ Betonabbruch auf der Fläche unter der Brücke aufgrund von Hochwasserschutzvorschriften.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Der Abbruch der Neckartalbrücke lag wegen der Ausführung der Endlage auf einem kritischen Pfad. Daher musste der Abbruch zügig erfolgen. Es wurde mit dem Rückbau der Strombrücke über dem Neckar begonnen. Danach wurde die Durchstichbrücke durch Sprengung und anschließende Beseitigung der Trümmer zurückgebaut. Im Anschluss danach wurde die östliche Vorlandbrücke über die Bahngleise in Sperrpausen segmentweise durchtrennt (Seilsägeverfahren) und ausgekrant. Parallel dazu wurde die Fahrbahnplatte der westlichen Vorlandbrücke zurückgebaut. Abschließend erfolgte der Abbruch von Trägern, Pfeilern und Fundamenten der westlichen Vorlandbrücke.

Bei der Strombrücke wurde zuerst das Teilbauwerk 1 in Seitenlage auf Hilfspfeilern nördlich des Bestandsbauwerks errichtet und der Verkehr von der Bestandsbrücke auf das TBW 1 (6+0) verlegt. Das erfolgte zum 1. April 2019.

Unmittelbar nach Umlegung der Verkehrsführung wurde auf dem südlich gelegenen Überbau mit den Fräsarbeiten der Fahrbahn begonnen. Dabei wurden ca. 7 cm der vorhandenen Fahrbahndecke bis zur Abdichtungsebene ausgebaut. Die Betonschutzwände, Lärmschutzwände und Distanzschutzplanke wurden ebenfalls zurückgebaut.

Der Rückbau der Brücke gliederte sich, nach dem Leichtern des Überbaus, in drei Bauphasen: Absenken/Ausschwimmen, Rückbau Pfeiler/Fundamente auf der Insel und Rückbau Widerlager.

Der Überbau wurde in der Brückenachse durchgetrennt bis auf Querträger in der Pfeilerachse. Um im Anschluss an die Längstrennung beider Überbauten ein Kippen der jeweiligen Hohlkastenkonstruktionen zu verhindern, wurden die einzelnen Rundstützen in der Mittelachse unterstützt. Hierzu wurden zusätzliche Traggerüsttürme auf den Bestandsfundamenten aufgestellt. Eine Zugverankerung des Überbaus am Pfeiler und am Überbau der westlichen Vorlandbrücke wurde eingebaut.

Zunächst wurde die Litzentechnik antransportiert, aufgebaut und in Position gebracht. Die Litzenheber wurden über Ösen mit den Überbauelementen verbunden. Am Endauflager (Achse C und D) wurden die Litzenheber an den jeweiligen Vorlandbrücken rückverankert. Um den Überbau auf dem Ponton lagern zu können, musste der Überbau teilweise verstärkt werden, um Beulen des Stegs und des Bodenblechs zu vermeiden.

Nach der Montage der Litzenheber auf der Pfeilerachse und Durchführung der teilweise notwendigen Verstärkungsmaßnahmen des Überbaus wurde mit der Ausführung des Trennschnitts und des Absenkvorgangs angefangen. Der Trennschnitt wurde jeweils in 4 m Entfernung von der Lagerachse der Brücke durchgeführt (Bild 2-1).

Um den Restüberbau zu stabilisieren, wurde in der Nähe des Widerlagers der Restüberbau mittels Spannanker an der westlichen und östlichen Vorlandbrücke befestigt.

Es wurde zunächst die längere Spannweite von der südlichen Fahrbahn abgelassen und auf dem Ponton gelagert (Bild 2-2). Der Ponton wurde fest über Zugverspannungen in seine Lage gesetzt. Somit wurde ein festes Auflager für den Überbau erreicht. Im nächsten Schritt wurde ein zweiter Ponton unter der Brücke des kürzeren Feldes gefahren und ebenfalls festgesetzt. Das bereits abgelassene Feld hat dabei als ein Gegengewicht gewirkt. Das Anspannen der Litzen erfolgte schrittweise, um Gleichgewicht zwischen den Litzenhebern zu erhalten. Das Ablassen und Ausschwimmen der beiden Überbauelemente über dem Neckarkanal wurde am Wochenende unter Sperrung des Neckarkanals (Schifffahrtsweg) durchgeführt (Bild 2-3).



Bild 2-1: Durchschneiden des gelagerten Überbaus
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)



Bild 2-2: Absenkvorgang des südlichen Überbaus
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)



Bild 2-3: Ausschwimmen des nordöstlichen Überbaus; Teilbauwerk Nord-West auf dem Ponton gelagert
(© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

Die Überbauelemente wurden flussaufwärts zum Heilbronner Hafen über den Wasserweg transportiert.

Danach wurden die angeschwommenen Elemente auf dem Ponton in kleinere Segmente getrennt und mittels eines Hafenkran an Land gehoben, in transportable Größen zerkleinert und verwertet.

Nach Absenken der südlichen Richtungsfahrbahn wurden die Litzenheber mittels eines Autokrans und Verschubbahnen in Querrichtung umgesetzt und das Ablassen des nördlichen Überbaus wurde vorbereitet. Analog dem Absenkprozess der Südseite wurden die beiden Elemente des nördlichen Überbaus

ausgehoben und über den Wasserweg zum Heilbronner Hafen abtransportiert, wo sie zerkleinert und verwertet wurden.

Nach dem vollständigen Rückbau der Überbauten wurde der Abbruch der Widerlager durchgeführt. Für den Widerlagerabbruch der Achse D war eine Teilspernung der Kanalstraße notwendig.

Um das Brückensegment nach dem Ablassvorgang drehen zu können, wurde eine Ecke des Überbaus abgeschnitten. Der Wasserstand des Neckars hat auch eine entscheidende Rolle gespielt. Dieser musste ausreichend hoch sein, um die Elemente mit den Pontons ausschwimmen zu können. Es musste jedoch darauf geachtet werden, dass der Wasserstand des Neckars nicht zu hoch war, sodass die notwendige Durchfahrtshöhe unter den Brücken auf dem Weg zum Heilbronner Hafen noch gegeben ist.

3.3 Bestandsuntersuchungen

Die Bestandsuntersuchungen erfolgten gemeinsam mit den anderen Teilbauwerken der Neckartalbrücke (siehe Abschnitt 4.3 auf S. 30).

Im Rahmen der Bauwerksprüfung wurden folgende Schäden am Bauwerk festgestellt: Schweißnähte stellenweise gerissen, z. B. Querträger der Fahrbahnplatte, Schweißnähte gekreuzt ohne Aussparung, Nieten nicht kraftschlüssig, Bodenplatte verrostet, Kragarmblech gebeult.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Eine Abweichung von Regelwerken war nicht erforderlich.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden ohne Modifikation nach Norm angesetzt.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Temporäre Verstärkung

Hinweis: Nachfolgende Verstärkungen bzw. Ertüchtigungsmaßnahmen sind in den vergangenen 20 Jahren erfolgt und verstehen sich daher nicht als temporäre Verstärkungsmaßnahmen für den Brückenrückbau.

Die Verstärkungsmaßnahmen wurden im Zuge der Umbau- und Sanierungsmaßnahmen durchgeführt. Die vorhandene Längssteifen des Gehwegdeckblechs wurden mittels angeschweißter Profile verstärkt und als Trapezhohlsteife ausgebildet.

Es wurden zusätzliche Bindebleche an der Rahmenecke des Kragarms zur Verstärkung des Anschlusses aufgeschweißt. Die Querverbände in den Hohlkästen wurden durch zusätzliche Profile verstärkt.

Es wurden Walzprofile HEB200 an den Stegen als zusätzliche Beulsteifen eingebaut. Die Profile wurden mittels Lindapter-Klemmen an den vorhandenen Steglängssteifen und durch Anschweißen an Bodenblech und Fahrbahndeckblech befestigt.

3.4.4.2 Weitere Detailnachweise

- Nachweise für die Litzenheberkonstruktion mit den Überbauten der benachbarten Bauwerke als Gegengewicht,
- Auflagerung der Brücke auf den Pontons.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung erteilte Zustandsnote für die Strombrücke betrug 2,5.

3.5.2 Baugrund

Es lag ein Bodengutachten für den Brückenneubau vor, welches jedoch keine Relevanz für das Ausschwimmen hatte.

3.5.3 Kontaminationen

Gemäß dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf befand sich östlich des Neckars im Bereich zwischen der Kanalstraße und den Bahngleisen eine altlastenverdächtige Fläche. Diese war für die Strombrücke nicht maßgebend.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Nord- und südwestlich der Brücke stehen die nächsten Gewerbegebäude. Es befinden sich Hochspannungsleitungen in der Nähe des Bauwerks.

3.5.5 Sperrpausen

Für den Abbruch der Neckarbrücke wurden mehrere Wochenendsperrpausen für den Neckarkanal bzw. den Neckararm benötigt. Die Sperrpausen wurden durch das WSV (Wasserstraßen- und Schifffahrtverwaltung des Bundes) nur am Wochenende für maximal 48 Stunden genehmigt.

3.5.6 Immissionsschutz

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.7 Umweltschutz

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Gefahrenereinschätzung und Schutzmaßnahmen wegen giftiger Gase, die bei Schweißarbeiten von Bestandsbrücken in Stahlkonstruktionsbauweise frei werden können (alte Korrosionsschutzbeschichtung). Gilt unabhängig vom Rückbauverfahren.

3.6 Vertragliche Grundlagen

Die vertraglichen Grundlagen unterscheiden sich nicht von den anderen Teilbauwerken der Neckartalbrücke (siehe Abschnitt 4.6 im Kapitel I Sprengen).

Bauzeit für den Abbruch der Strombrücke: 04/2019 – 06/2019.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Die Bestandsplanung sollte in der Angebots- und Planungsphase sorgfältig ausgewertet werden. Aufgrund von Änderungen in den statischen Systemen während des Abbruchs können Verstärkungsmaßnahmen notwendig sein.

Bei den Schweißarbeiten an älteren Stahlbrücken können aufgrund der toxischen Korrosionsschutzfarben gesundheitsschädliche giftige Dämpfe freigesetzt werden.

Die erforderlichen Fristen für die Abstimmungen mit den Behörden müssen in der Planung berücksichtigt werden. Auch die Sperrpausendauer spielt eine entscheidende Rolle. Hier ist eine sorgfältige und detaillierte Planung notwendig.

Enge Platzverhältnisse im Baufeld und weite Wege zum Abbruch- und Verwertungsplatz, die Wasserstände des Flusses sowie die Durchfahrtshöhen beim Ausschwimmen und Transport über die Wasserstraßen müssen bei der Planung und Durchführung der Maßnahme beachtet werden.

III Ausschieben

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Das Abbruchverfahren durch Ausschieben bzw. Ausziehen ist nichts anderes als das Taktschiebeverfahren für die Errichtung von Brücken – nur rückwärts. Beim Taktschieben werden einzelne Teile des Überbaus in einer ortsfesten Fertigungsanlage am Widerlager hergestellt (die sogenannten Takte) und in Brückenlängsrichtung verschoben. Beim Rückbau wird der Überbau zurückgeschoben oder gezogen und z. B. hinter dem Widerlager Takt für Takt durch Meißeln, Sägen usw. konventionell abgebrochen.

Die Takte müssen nicht die gleiche Länge haben. Die Methode eignet sich am besten für gerade Bauwerke und/oder solche mit konstantem Raumradius.

Es ist auch der Abbruch von klothoidenförmigen Brücken möglich. In diesem Fall und bei zwei nebeneinanderliegenden Brücken kann es notwendig werden, die Kragarme vor dem Ausschieben teilweise abzubauen, sodass eine Kollision mit benachbarten Teilbauwerken vermieden werden kann. Der Abbruch durch Ausschieben eignet sich am besten für Brücken, die im Taktschiebeverfahren hergestellt wurden. In diesen Fällen müssen sehr wahrscheinlich keine zusätzlichen Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen werden. Bei anderen Brücken ist zu prüfen, ob der Querschnitt aufgrund von veränderlichen statischen Systemen während des Ausschubes tragfähig ist oder ob mit vertretbarem Aufwand die Tragfähigkeit hergestellt werden kann.

Konventioneller Teilabbruch als leichternde Maßnahme ist hier eine weitere Möglichkeit, um den Brückenquerschnitt auf den Ausschub vorzubereiten. Die Querschnittshöhe der abzubrechenden Brücken sollte konstant sein. Hilfskonstruktionen zur Einbringung der Gleitlager sind i. d. R. notwendig. Durch die wiederkehrenden Arbeitsgänge kann der Arbeitsablauf optimiert und die Lernkurve für die Verringerung des Aufwandes genutzt werden. Da i. d. R. nur an einem Ende abgebrochen wird, können die Transportwege sehr gut optimiert werden. Entscheidender Vorteil bei dieser Methode ist, dass kaum eine Beeinträchtigung im Verkehrsraum unter der Brücke erfolgen muss. Deswegen eignet sich die Methode gut für Brücken, die sich z. B. über strategisch wichtige Eisenbahngleise, Straßen oder Wasserstraßen spannen.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausschieben zählen:

- optimale Ausnutzung der Bauzeit – durch wiederkehrende Arbeitsgänge verringert sich der Arbeitsaufwand insgesamt,
- optimale Transportwege für Abbruchgut, da i. d. R. nur an einem Ort abgebrochen wird,
- Raum unter der Brücke bleibt unbeeinträchtigt,
- perfekte Kombination mit anderen Abbrucharten möglich.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausschieben zählen:

- aufwendige Hilfskonstruktionen können notwendig sein,
- komplizierte und aufwendige Planung/Genehmigung inklusive Hebeteknik und Verschiebetechnik,
- Verstärkungsmaßnahmen aufgrund von verschiedenen statischen Systemen, gerade wenn die Brücke nicht als Taktschiebebrücke hergestellt wurde,
- spezielle Ausrüstung ist notwendig – Verschanlage und Vorbauschubmittel.

3 Beispiel – Rheinbrücke Wesel B 58

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	60
3.2	Rückbauverfahren	63
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	63
3.2.2	Auswahlkriterien	66
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	66
3.3	Bestandsuntersuchungen	68
3.3.1	Bestandsunterlagen	68
3.3.2	Nachrechnung	68
3.3.3	Materialproben.....	68
3.3.4	Materialverhalten	69
3.3.5	Geometrie.....	69
3.3.6	Schadstoffe	69
3.3.7	Schäden	69
3.4	Statische Berechnung	70
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	70
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	70
3.4.3	Sicherheitskonzept	70
3.5	Leistungsbeschreibung	72
3.5.1	Bauwerkszustand	72
3.5.2	Baugrund.....	72
3.5.3	Kontaminationen.....	72
3.5.4	Angrenzende Bebauung	72
3.5.5	Sperrpausen.....	73
3.5.6	Immissionsschutz	73
3.5.7	Umweltschutz	73
3.5.8	Arbeitssicherheit	74
3.5.9	Nebenleistungen.....	74
3.5.10	Besondere Leistungen	75
3.5.11	Entsorgungskonzept	75
3.6	Vertragliche Grundlagen	75
3.6.1	Vertragsmodelle.....	75
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	75
3.6.3	Nebenangebote	75
3.6.4	Bauzeit	75
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	76

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Im Zuge der Ortsumgehung B 58 Wesel wurde als Ersatz für die alte Rheinbrücke eine den heutigen verkehrlichen Anforderungen entsprechende moderne Brücke errichtet (Bilder 3-1 und 3-2). Die neue Rheinbrücke wurde am 30. November 2009 für den Verkehr freigegeben.



Bild 3-1: Neue Rheinbrücke Wesel (© Schüßler-Plan)



Bild 3-2: Alte Rheinbrücke Wesel (© Schüßler-Plan)

Mit der Inbetriebnahme des Brückenneubaus war die alte Brücke der verkehrlichen Bedeutung enthoben und somit zum Rückbau freigegeben.

Die vorhandene Rheinquerung B 58 bestand aus der Strombrücke, einem dreifeldrigen Fachwerküberbau in Stahlbauweise und aus den auf beiden Seiten anschließenden massiven Vorlandbrücken. Der Rückbau der Strombrücke und der Vorlandbrücken schloss auch den Rückbau der vorhandenen Pfeiler (je zwei Strom- und Trennpfeiler sowie der Pfeiler der Mittelunterstützung der linksrheinischen Vorlandbrücke) mit ein.

In einer Vorabmaßnahme wurde der Rückbau der rechtsrheinischen massiven, einfeldrigen Vorlandbrücke und damit verbunden der Rückbau des rechtsrheinischen Widerlagers durchgeführt, sodass hierdurch der benötigte Raum für den Ausbau der neuen Anschlussstelle Wesel geschaffen und die endgültige Verkehrsführung auf der neuen Rheinbrücke errichtet werden konnte.

Die Rheinbrücke Wesel übernimmt zusätzlich eine Zubringerfunktion zum überregionalen Straßennetz aufgrund ihrer Nähe zu den Autobahnen A 57 und A 3.

Die Geschichte der Rheinbrücke Wesel reicht bis in die Anfänge des 20. Jahrhunderts mit dem Ersten Weltkrieg zurück. Bis zum Jahr 1917 war die aufstrebende Stadt Wesel mit den linksrheinischen Städten Kleve, Xanten, Geldern und Kevelaer nur über Fähren und eine wenig leistungsfähige Schiffsbrücke verbunden. Während der Wirren des Ersten Weltkrieges wurde am 27. Juli 1917 die erste feste Rheinbrücke bei Wesel dem Verkehr übergeben. Die erste Rheinbrücke bei Wesel, die „Rheinbabenbrücke“, war nach dem damaligen Oberpräsidenten der Rheinprovinz, Freiherr Georg von Rheinbaben benannt.

Im Verlauf der letzten Kampfhandlungen des Zweiten Weltkrieges wurde die „Rheinbabenbrücke“ am 3. März 1945 von deutschen Pionieren gesprengt.

Bereits in den Monaten April/Mai 1945 hatten die alliierten Truppen eine Behelfsbrücke ca. 75 m weiter stromabwärts von der alten Trasse der „Rheinbabenbrücke“ errichtet. Diese hatte zwischen den Geländern eine Breite von 9 m und war auf 35 Pfahljochen gegründet. Der Regelabstand der Joche von 16 m war nur in der Brückenmitte zur Durchführung von Schiffen auf 27,80 m vergrößert. Infolge der Gefährdung dieser Brücke durch Hochwasser, Eis sowie Unterspülungen der behelfsmäßigen Gründung war diese Konstruktion nur von kurzer Dauer. Bereits am 5. Februar 1946 wurde eine sogenannte „Bailey-Brücke“ – ein Kriegsbrückentyp – errichtet, welche unter dem Namen des britischen Heerführers Feldmarschall Montgomery als „Montgomery-Brücke“ dem Verkehr übergeben wurde.

Infolge der außerordentlich hohen Unterhaltungskosten war die Wiederherstellung der zerstörten Rheinbrücke eine zwingende Notwendigkeit. Im Jahr 1948 entschloss man sich infolge der Kostensituation für die Errichtung der neuen Rheinbrücke an alter Stelle unter Nutzung und Einbeziehung der vorhandenen Pfeiler und Widerlager. Der Entwurf eines pfostenlosen Strebenfachwerks war die konstruktive Symbiose aus einem geringen Materialverbrauch und einer ästhetisch befriedigenden Gesamtwirkung des

Bauwerkes. Hierbei war das Konzept der stählernen Fachwerkkonstruktion mit massiver Fahrbahnplatte auf Spannweiten für die Mittelöffnung mit 150 m und für die Seitenfelder mit 97 m ausgelegt (Bild 3-3). Die angrenzenden Vorlandbrücken, in Richtung Wesel einfeldrig mit einer Stützweite von ca. 55 m und zwei-feldrig in Richtung Büderich mit einer Gesamtlänge von ca. 110 m, wurden in Spannbetonbauweise als Deckbrücken errichtet.

Durch Einbeziehung der vorhandenen Pfeiler und Widerlager infolge der damaligen finanziellen Engpässe, waren auch einer möglichen, zukunftsorientierten Verbreiterung des damaligen Brückenneubaus Grenzen gesetzt. Aus den genannten Gründen galt die Rheinbrücke auch als „Dauerbehelfsbrücke“. Der gesamte Brückenzug mit einer Länge von ca. 510 m wurde im Juni 1953 fertiggestellt.

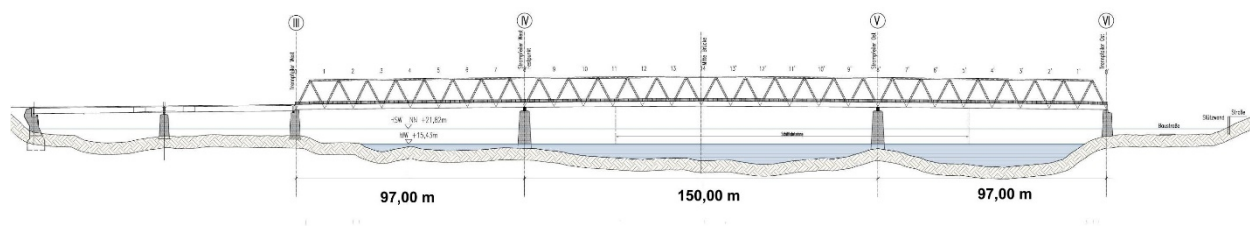


Bild 3-3: Übersicht der alten Rheinbrücke Wesel (© Schüsler-Plan)

Die Strombrücke der in den Jahren 1951 bis 1953 im Zuge der Bundesstraße B 58 bei Wesel wiederhergestellten Rheinbrücke, war also eine dreifeldrige stählerne Fachwerkbrücke mit Stützweiten 97 m – 150 m – 97 m. Das Fachwerk der beiden Hauptträger war als pfostenloses Strebenfachwerk mit einer Systemhöhe von 12 m ausgebildet (Bild 3-4) und wurde im Freivorbau von beiden Seiten aus errichtet.

Der Systemabstand der Hauptträger betrug 9,40 m, die Gesamtbreite des Überbaus mit untenliegender Fahrbahn 14,30 m. Der Überbau hatte einen Wind- und Stabilisierungsverband sowohl in der Ober- als auch in der Untergurtebene. Über den Lagerachsen waren die Diagonalen zur Ableitung der Lasten aus dem oberen Verband als Querrahmen ausgebildet.

Die in der Untergurtebene liegende Fahrbahnplatte war ursprünglich als Betonfahrbahn ausgebildet worden. Diese lagerte auf drei separaten Längsträgern zwischen den Fachwerkwänden und zwei außen liegenden Gehwegrandträgern. Längsträger und Gehwegrandträger trugen dann über die Knotenquerträger die Lasten zu den Fachwerkwänden ab. Die Betonplatte für die außerhalb der Fachwerkträger angeordneten Geh- und Radwege lag oberhalb der Untergurte. Die Fahrbahnplatte hatte im angenommenen statischen System keinen Schubverbund mit dem Haupttragwerk und wirkte daher im Haupttragwerk nicht mit. Hieraus resultiert der zusätzliche Verband in der Untergurtebene.

Die Längs- und Knotenquerträger waren geschweißte Stahlkonstruktionen aus Baustahl St 52, die Gehwegkonsolen aus St 37. Gehwegrandträger, Zwischenkonsolen und Zwischenquerträger bestanden ebenfalls aus Baustahl St 37, wobei die Gehwegrandträger aus geschweißten Blechkonstruktionen mit angeieteten Winkeln bestanden. Zwischenkonsolen und Zwischenquerträger bestanden aus Walzprofilen. Der Zusammenbau auf der Baustelle erfolgte durch Nietung. Die komplett genieteten Hauptträger der Brücke bestanden aus Baustahl St 52. Der obere und untere Windverband bestand aus St 37.

In den Jahren 1972 bis 1973 wurde die Brückenkonstruktion dahingehend umgebaut, dass die Betonfahrbahn ausgebaut und durch eine geschweißte orthotrope Fahrbahn ersetzt wurde. Der Anschluss der neuen Fahrbahn erfolgte über die vorhandene Konstruktion der Längs- und Querträger. Zusätzlich wurde die neue Fahrbahnplatte auch partiell schubsteif mit dem Untergurt verbunden, sodass für die nachträglich auftretenden Einwirkungen (neue Ausbaulasten, Verkehr, Temperatur, etc.) ein steiferer Untergurtquerschnitt wirksam wurde.

Die beiden stark zerstörten Strompfeiler aus der ursprünglich ab 1914 gebauten Rheinbrücke wurden im Zuge des Wiederaufbaus ab Oberkante Senkkasten völlig neu aufgebaut. Hierzu wurden die vorhandenen Senkkastengründungen mit einer neuen Spundwandumschließung, die gleichzeitig als Baugrubensicherung diente, eingeschlossen. Diese wurde zunächst bis Unterkante Senkkasten gerammt und der Bereich zwischen Senkkasten und Spundwand mit einer Betonsohle versehen. Nach Abbruch der vorhandenen

Pfeilerschäfte wurden die neuen Pfeiler mit Beton Bn 350 und einer Vormauerung aus Basaltquader hochgezogen.



Bild 3-4: Fachwerkkonstruktion der alten Strombrücke
(© Schüßler-Plan)



Bild 3-5: Vorlandbrücke der alten Rheinbrücke
(© Schüßler-Plan)

Der obere Teil der Pfeiler wurde aus bewehrtem Beton hergestellt. Für die Durchführung des Brückenbeobachtungswagens war der Bereich zwischen den Lagern auf einer Breite von 6,60 m um ca. 0,90 m nach unten abgesetzt. Im Pfeilerkopfbereich betrug die Pfeilerlänge zwischen den Pfeilerspitzen ca. 19,50 m, die Pfeilerbreite ca. 4 m. Beide Pfeilerseiten waren nach unten leicht aufgeweitet. Als Besonderheit wies der Pfeiler V einen Wasseruntersuchungsschacht auf, der vom Pfeilerkopf aus zugänglich war. Dieser Schacht wurde 1974 verfüllt.

Nach Fertigstellung der Strompfeiler erfolgte ein Nachrammen der Spundwandumschließung bis ca. 3 m unter der Unterkante des Senkkastens. Auch hier wies der Pfeiler V eine Besonderheit auf: durch mehrere Schiffshavarien während der Baumaßnahme wurde die Baugrubenumspondung dieses Pfeilers teilweise zerstört. Dies erforderte auf der Oberstromseite eine zweite Spundwandumschließung in einem Abstand von ca. 2,50 m von der ursprünglichen Umschließung.

Die Trennpfeiler waren bei der kriegsbedingten Zerstörung der Rheinbrücke nur in geringem Umfang beschädigt worden. Die Änderung der beiden Überbauformen (Strombrücke und Vorlandbrücken) erforderte einen Abtrag der Pfeiler um ca. 3 m, der entsprechend den neuen Auflagersituationen in Beton bzw. Stahlbeton neu aufgebaut wurde. Im Pfeilerkopfbereich betrug die Pfeilerlänge zwischen den Pfeilerspitzen ca. 17,20 m, die Pfeilerbreite ca. 3,40 m. Beide Pfeilerseiten waren ebenfalls leicht aufgeweitet und wie die Strompfeiler mit Naturstein verkleidet.

Entsprechend vorhandener Unterlagen aus dem Jahr 1914 war der linksrheinische Trennpfeiler in Achse III in einem Spundwandkasten flach gegründet worden, für den rechtsrheinischen Trennpfeiler in Achse VI wurde eine Senkkastengründung ausgeführt.

Die Lagerung der Brücke erfolgte in den Achsen der Fachwerkhauptträger auf den Pfeilern III bis VI. An den Trennpfeilern war der Überbau auf stählernen Punktkipplagern mit jeweils zwei Rollen längsbeweglich aufgelagert. Auf dem Strompfeiler in Achse V war der Überbau auf stählernen Punktkipplagern mit jeweils vier Rollen längsbeweglich gelagert. Auf dem Strompfeiler in Achse IV waren zwei stählerne Punktkipplager als Festlager vorhanden. Die unter- und oberstromigen Lager waren jeweils gleich ausgebildet, d. h. in allen Pfeilerachsen konnten Horizontalkräfte quer zur Brückenlängsachse an beiden Lagern abgetragen werden.

Die linksrheinische Vorlandbrücke war eine durchlaufende Zweifeldbrücke mit Spannweiten von 55,50 m und 54,75 m. Der Plattenbalkenquerschnitt mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 2,70 m wurde in Spannbetonbauweise errichtet (Bild 3-5).

Die Gesamtbreite betrug 14,30 m und beinhaltete die 7,80 m breite Fahrbahn sowie beidseitige Geh- und Radwege von je 3 m Breite. Die Brücke hatte ein Längsgefälle von 1,0 % zum Widerlager. Hier war auch der Festpunkt in Längsrichtung angeordnet. Im Grundriss lag die Brückentrasse in einer Geraden.

Die Konstruktion der Brücke bestand aus einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt aus Bn 450, welcher sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung vorgespannt war und in jeder Auflagerachse einen Querträger aufwies. Die Fahrbahnplatte spannte über die Längsträger und kragte nach beiden Seiten 3,26 m weit aus. In Querrichtung trug die Platte die örtlichen Lasten auf die Längsträger ab, in der Längsrichtung wirkte die Platte gleichzeitig als Gurt des als Plattenbalken wirkenden Haupttragsystems.

Die Längsträger hatten eine Breite von 65,5 cm. Um die Schubspannungen bzw. die schiefen Hauptspannungen klein zu halten, wurde die Breite der Längsträger im Mittelpfeilerbereich um 60 cm vergrößert. Trotz dieser Verbreiterung waren die Längsträger nicht imstande, die aus dem Stützmoment entstehenden Druckkräfte an der Mittelstütze aufzunehmen. Deshalb war auf 8 m Länge nach beiden Seiten eine untere Druckplatte vorhanden. Die Druckplatte war 15 cm stark und an den Längsträgern mit Rücksicht auf die Schubspannung auf 30 cm verstärkt worden.

Nachfolgend wird nur die linksrheinische Vorlandbrücke beschrieben. Die bereits zurückgebaute rechtsrheinische Vorlandbrücke entsprach dem gleichen Konstruktionsprinzip, jedoch als einfeldriger Überbau und wurde bereits als vorlaufende Maßnahme zur Erschließung des Baufeldes im konventionellen Verfahren mit Abbruchzange und -hammer rückgebaut.

Das Widerlager und der Pfeiler der linksrheinischen Vorlandbrücke wurden beim Wiederaufbau der Brücke 1950 bis 1953 nur zum Teil erneuert. Gründung und Teile der Aufbauten bestanden noch vom Vorgängerbau von 1915. Widerlager und Pfeiler waren flach gegründet. Das Widerlager war als massives Widerlager mit Parallelfügeln ausgebildet, die teilweise auskragten. Der Pfeiler war in Massivbauweise ausgeführt. Die Unterbauten waren mit einer Verblendung aus Natursteinen versehen. Unter jedem Hauptträger war je Auflagerachse ein Stahlgusslager vorhanden. Die festen Lager befanden sich am Widerlager. Die beweglichen Lager waren als Rollenlager ausgebildet.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Die Planungen zum Rückbau wurden wesentlich durch die zwingende Aufrechterhaltung des Schifffahrtsverkehrs auf dem Rhein bestimmt. Der Rhein war in einer schiffbaren Breite von mindestens 70 m in der eigentlichen Schifffahrtsrinne dauernd in Betrieb zu halten. Temporäre Baubehelfe, wie z. B. Hilfsstützen im Bereich der Stromöffnungen, waren Anforderungen zur Absicherung gegen mögliche Schiffshavarien (z. B. abirrendes Schiff) unterworfen.

Ein Freirückbau des Stromfeldes analog der Herstellung, bei dem an der Vorbauspitze die Fachwerkkonstruktion über der Schifffahrtsrinne hätte stabweise abgebaut werden müssen, wurde durch das resultierende Gefährdungspotenzial für die Schifffahrt verworfen.

Das speziell für den Rückbau der Strombrücke entwickelte Taktschiebeverfahren sollte die ständige verkehrliche Aufrechterhaltung des Wasserweges ermöglichen. Da das entwickelte Rückbauverfahren zudem keine temporären Einbauten im schiffbaren Rheinbereich erforderte, wurde damit neben der Kostenminimierung auch bezüglich der Sicherheit für die Rheinschifffahrt das Optimum erreicht.

Das klassische Taktschiebeverfahren (das kontinuierliche Ausschieben über die Untergurte) war aufgrund der zu geringen Steifigkeit der Fachwerkuntergurte nicht möglich. Daher sollten für den Vorgang des Ausschubens zwei Verfahrensweisen angewendet werden, bei denen die beim Verschieben entstehenden Auflagerkräfte ausschließlich in die Fachwerkknoten eingeleitet werden sollten.

Verfahren I an den Strompfeilern:

Die Strompfeiler standen unmittelbar im Rheinbett entlang der eigentlichen Schifffahrtsrinne, somit wären jegliche temporäre Einbauten (z. B. Hilfsstützen mit stationären Verschiebeträgern) im Rheinbett für mögliche Havarien (z. B. abirrendes Schiff) und somit für Schiffsanprall zu bemessen und entsprechend zu sichern gewesen.

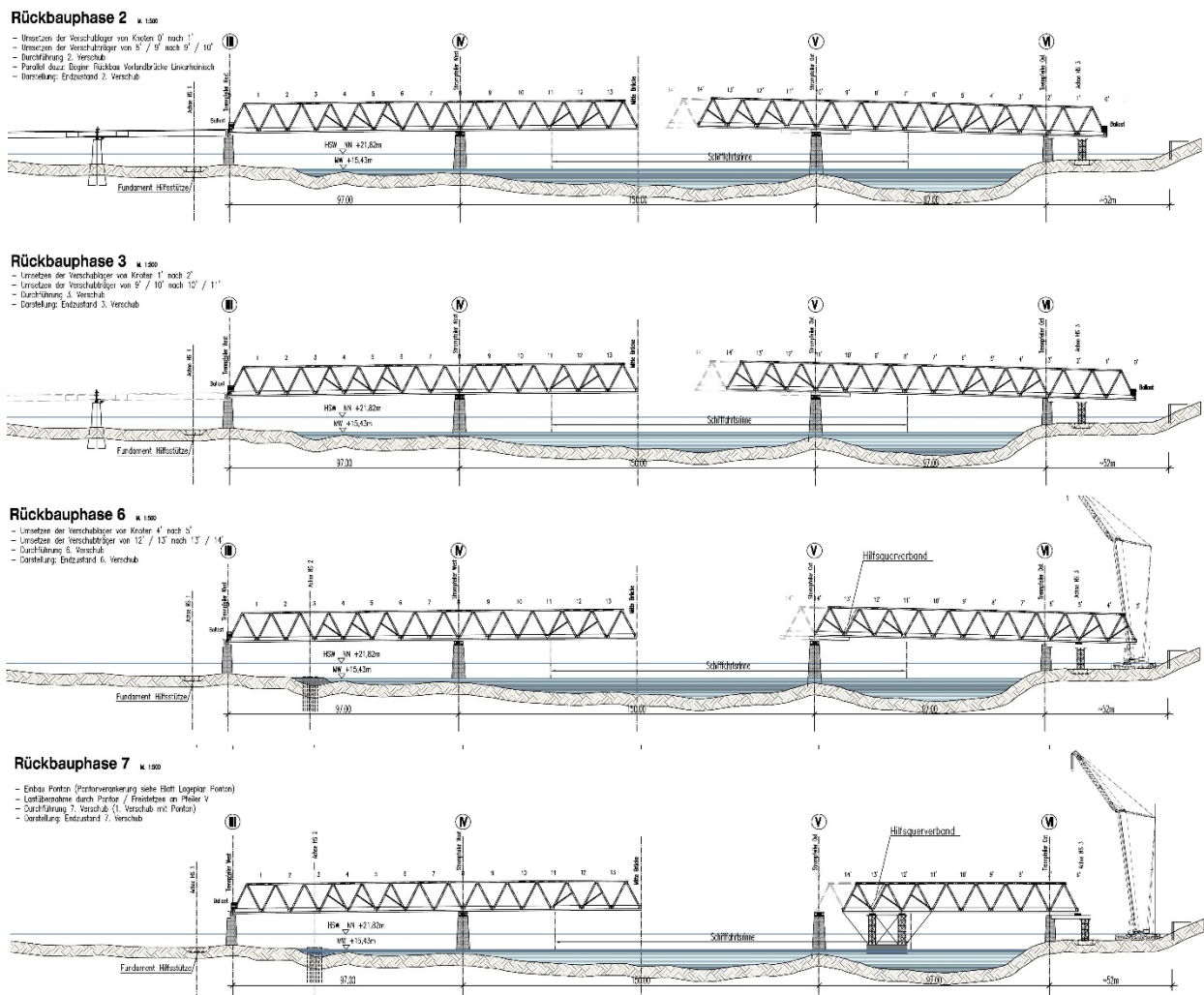


Bild 3-6: Rückbauphasen – Auszug (© Schüßler-Plan)

Zur Vermeidung dieser kostenintensiven, aufwendigen Konstruktionen und Sicherungen sowie zum Ausschluss von verbleibenden Restrisiken für die Schifffahrt, wurde hier das speziell entwickelte Taktschiebverfahren angewendet (Bild 3-6).

Verfahren II an den Trennpfeilern:

An den Trennpfeilern, welche außerhalb der eigentlichen Schifffahrtsrinne keiner Gefährdung durch abirrende Schiffe mehr ausgesetzt waren, konnten stationäre Verschiebbahnen auf Hilfsstützen angeordnet werden. Die Verschieblager befanden sich auf dem Verschiebträger jeweils an einem Fachwerkknoten. Nach jedem Verschieb um die Länge eines Fachwerkknotenabstandes wurde die Brücke abgesetzt und die Verschieblager um einen Fachwerkknotenabstand umgesetzt.

Das gesamte Gewicht der Brücke betrug ca. 3500 t. Für den Verschieb erfolgte zuerst der Ausbau der Beläge und der übrigen Brückenausstattung. Zur weiteren Gewichtsreduzierung wurden – vor dem Beginn des eigentlichen Rückbaus – die auskragenden Teile der stählernen orthotropen Platte des Geh- und Radweges ausgebaut. Das Gesamtgewicht wurde somit für den Verschieb auf ca. 2200 t reduziert.

Für den Ausschleppvorgang waren an den Strompfeilern Verschiebträger erforderlich, die unter Zwischenschaltung von Lagern an die Fachwerkknoten geklemmt wurden (Bild 3-7). Maßgebend für die Bemessung der Verschiebträger war die Belastung, die sich aus dem ersten Verschiebvorgang nach Auftrennung der Brücke in der Strommitte ergab. Die Verschiebträger waren 1,50 m hoch und entsprechend der bestehenden Fachwerkuntergurte 0,90 m breit.

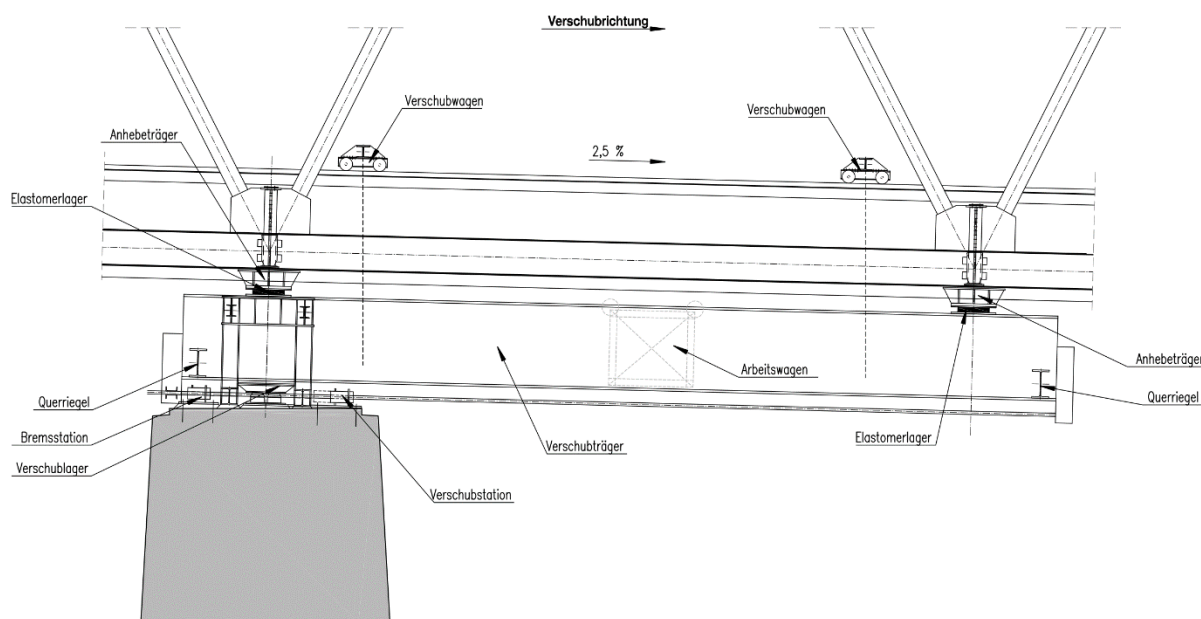


Bild 3-7: Verschwagerträger am Strompfeiler (© Schüßler-Plan)

Unter Berücksichtigung der Verschwagerträgerhöhe, der erforderlichen Lager, Verschwagerlager und Anhebeträger war eine Höhe von ca. 2,50 m zwischen Brückenunterkante und Pfeileroberkante zum Einbau der gesamten Verschwageeinrichtung erforderlich. Durch die vorhandenen, auszubauenden Lager mit Lagerhöhen von 1 m Höhe und unter Berücksichtigung der für die Trennung in Brückenmitte bereits vorgenommenen Anhebung von ca. 0,25 m, war dafür eine weitere Anhebung um ca. 1,25 m durchzuführen.

Das Anheben erfolgte an den dafür vorgesehenen Punkten am Untergurt vor und hinter den Auflagerfachwerkknoten. Die Brücke war beim Hochstapeln sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in -querrichtung zu führen. Durch das Anheben um ca. 1,50 m vergrößerte sich die Längsneigung von 1,0 % auf ca. 2,5 %.

Für den folgenden Einbau der Verschwagerträger waren unter den Fachwerkaullagerknoten zunächst Anhebeträger einzubauen. Die Anhebeträger lagerten auf seitlich angeordneten Hubpressenkonstruktionen, die auf dem Pfeilerkopf befestigt waren. Der Überbau wurde von den Pressen vor und hinter dem Lagerknoten aufgenommen und somit zum Abbau der Stapelkonstruktion vollständig freigesetzt.

In der Lagerachse auf den Strompfeilern wurden auf der Aufstandsfläche der ursprünglichen unteren Lagerplatte die Verschwagerlager installiert. Die Gleitflächen lagen oben. Auf den Verschwagerlagern wurden zwischen den Fachwerkknoten die Verschwagerträger eingebaut. Zusätzlich wurden die Verschwagerträger an zwei auf dem Brückendeck verfahrenbaren Verschwagerwagen aufgehängt, die zwischen den Fachwerkknoten im Abstand von 2 m vom Knoten aufgestellt waren. Die Verschwagerträger standen über die Fachwerkknoten 1,50 m zu beiden Seiten über. Hierdurch ergab sich für den Verschwagerträger eine Gesamtlänge von ca. 15,50 m. An beiden Enden konnten somit die Verschwagerträger durch Querriegel außerhalb der Lager und der neuen Pressenhubkonstruktion miteinander verbunden werden.

Die Verschwagerstation wurde am Strompfeiler installiert, da hier die größten Vertikallasten und damit auch die größten Verschwagerlasten auftraten. Die Verschwageeinrichtung musste in beiden Richtungen wirksam sein. Dies war insbesondere deshalb erforderlich, da die Gleitbahn am Strompfeiler ca. 2,5 % Längsgefälle in Verschwagerichtung aufwies und die Verschwageeinrichtung am Ende eines Verschwagertraktes gegebenenfalls den Verschwagervorgang abbremsen musste.

Für den Beginn des Rückbaus waren am Trennpfeiler die eigentlichen Brückenlager auszubauen. Der Bereich zwischen dem vorinstallierten Verschwagerträger und der Lagerachse der Strombrücke waren als Verschwagerbahn zu ergänzen und die Verschwagerlager einzubauen.

Während des Verschwagers traten im Verschwagerträger am Strompfeiler Durchbiegungen und damit Drehwinkel an den Elastomerlagern unter den Fachwerkknoten auf. Die hieraus resultierenden Rückstellmomente wirkten auf den Fachwerkuntergurtknoten ein und waren als zusätzliche Biegebeanspruchung im Fachwerkuntergurtstab nachzuweisen.

Nach Durchführung des ersten Verschubtaktes um ein Fachwerkknotenfeld waren die Verschiebevorrichtungen an Trenn- und Stropfpfeiler umzubauen. Am Stropfpfeiler musste hierfür der Verschiebeträger zurückgezogen werden. Der weitere Rückverschiebung erfolgte taktweise um jeweils ein Fachwerkknotenfeld.

Entsprechend den statischen und räumlichen Anforderungen war dabei am rechtsrheinischen Ende die Brückenkonstruktion sukzessive abzubauen. Vor der Demontage des Endportalrahmens war dafür entsprechend ein Hilfsquerverband einzubauen, da die Abtragung der Horizontallasten aus der Obergerurtebene nach Ausbau des Endquerrahmens nicht mehr gegeben war.

Nachdem die rechtsrheinische Brückenhälfte so weit zurückgeschoben war, dass der ursprünglich in Strommitte gelegene Fachwerkknoten den Stropfpfeiler erreicht hatte, wurde das weitere Rückbaukonzept dahingehend umgestellt, dass anstelle des Verschieblagers auf dem Stropfpfeiler der weitere Verschiebung durch Auflagerung auf einem Ponton erfolgte.

Dazu wurde der Überbau am Stropfpfeiler abgestapelt, um den Gerüstturmaufbau auf dem einzusetzenden Ponton möglichst niedrig zu halten. Vor dem weiteren Verschiebung wurden vorab die Fahrbahnplatten des noch verbliebenen rechtsrheinischen Brückenteils zwischen den Fachwerkwänden ausgebaut. Unter Verwendung der Verschieblager am Trennpfeiler und der Auflagerung auf dem Ponton wurde die Restbrücke in fünf Takten weiter ausgeschoben und landseitig dabei ein Fachwerkknotenfeld demontiert.

Nach dem fünften Verschiebungtakt wurde die Brücke auf den Verschieblagern und zusätzlichen Unterstützungen an den Nachbarfachwerkknoten auf den Verschiebbahnen im Trennpfeilerbereich aufgelagert und so der Ponton wieder schnellstmöglich freigesetzt.

Das Bauwerk bestand jetzt nur noch aus den beiden Fachwerkwänden mit je sieben Gefachen, mit den zugehörigen Verbänden und Querträgern und lagerte als Waagebalken auf. Jeweils drei Gefache kragten aus. Im Wechsel zwischen land- und wasserseitigem Brückenende wurde mit Hilfe eines Autokranes der Restüberbau stabweise vom Land aus demontiert. Infolge der geringen Spreizung war zur Gewährleistung der Lagesicherheit die Brücke an den Lagerpunkten zu ballastieren.

Der Rückbau der linksrheinischen Brückenhälfte wurde zunächst analog der Beschreibung für die rechtsrheinische Brückenhälfte durchgeführt. Wegen der zu geringen Wassertiefe im linksrheinischen Seitenfeld (außer bei Hochwasser) war hier das weitere Ausschleppen mittels eines Pontons, wie auf der rechten Rheinseite beschrieben, planmäßig nicht möglich. Stattdessen wurde hier im Seitenfeld ein zusätzliches Verschiebjoch vorgesehen, das den weiteren Verschiebung ermöglichte.

Das Verschiebjoch im linksrheinischen Seitenfeld konnte unter Verwendung von Systemteilen ausgeführt werden. Für die Gründung war entsprechend der Bodenbeurteilung eine Tiefgründung geplant. Die gesamte Pfahlgründung wurde von Land aus über eine Vorschüttung in den Rhein als Rammebene hergestellt. Die Joche waren für den Anprall von Treibgut bei Hochwasser durch Leiteinrichtungen (Abweiser) zu sichern.

3.2.2 Auswahlkriterien

Im Zuge der Entwurfsplanungen wurden auch alternative Rückbauverfahren (z. B. Ausschleppen des Mittelteils im Bereich der Stromöffnung) untersucht.

In Bezug auf die strikten Anforderungen zur ständigen Aufrechterhaltung des Schifffahrtsverkehrs und der Sicherheit und Störungsfreiheit des Verkehrs auf der Bundeswasserstraße entsprach letztlich nur das zuvor beschriebene und ausgeschriebene Ausschleppenverfahren diesen Anforderungen.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das ausgeführte Rückbauverfahren mit der Demontage der Brücke mittels Taktschieben entsprach im Wesentlichen dem festgelegten Verfahren in der Ausschreibung.

So wurde der Überbau planmäßig geleichtert, die Kragarme abgebaut und der Überbau anschließend mittig getrennt (Bild 3-8).



Bild 3-8: Durchtrennter Überbau mit Höhenversatz (© Schüssler-Plan)

Im Unterschied zum ausgeschriebenen Verfahren wurden die Vershubträger, welche mit einfacher Länge der Fachwerkknotenabstände ausgebildet werden sollten, in sogenannte Wippträger mit doppelter Länge und anderem Funktionsprinzip geändert.

Die Wippträger (**Bild 3-9**) waren mittig an dem Stropfteilern eingebaut. Zu Beginn des Ausschlebens lag ein Fachwerkknoten auf einem hydraulischen Gleitlager mittig in der Pfeilerachse auf dem Wippträger auf und wurde langsam über den landseitigen Teil des Wippträgers gezogen. Aus dieser Last neigte sich der Wippträger und presste somit auf der gegenüberliegenden Seite das nächste Hydraulikgleitlager unter den entsprechenden Fachwerkknoten. Dieser Vorgang wiederholte sich auf der Ostseite bis zur Übergabe des Überbaus auf den Schwimmponton (Bilder 3-10 bis 3-12).



Bild 3-9: Wippträger (© Traggerüste Weise)



Bild 3-10: Vershub der Brücke (© Traggerüste Weise)



Bild 3-11: Vershubträger am Stropfteilern
(© Traggerüste Weise)



Bild 3-12: Übergabe auf den Ponton (© Traggerüste Weise)

Der weitere Rückbau unter Einsatz des Schwimmpontons unterlag den natürlichen Wasserstandsschwankungen des Rheins. Die Größe der Wasserstandsschwankungen war hierbei insbesondere von der Einsatzdauer des Pontons abhängig.

Zur Reduktion der Einsatzdauer des Pontons wurde entgegen der Ausschreibung noch ein weiterer Hilfsturm (HS IV) auf der Ostseite errichtet.

Der Rückbau der Vorlandbrücken auf der Westseite erfolgte konventionell (Bild 3-13).



Bild 3-13: Rückbau der Vorlandbrücken (© Schüßler-Plan)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Von der im Jahre 1951 bis 1953 wiederhergestellten Rheinbrücke Wesel waren Bestandsunterlagen des Überbaus und der Unterbauten sowie entsprechende Ausführungszeichnungen vorhanden. Ebenfalls lagen entsprechende Bestandsunterlagen vom Umbau der Fahrbahn des Fachwerküberbaus der Strombrücke in den Jahren 1972 bis 1973 vor.

3.3.2 Nachrechnung

Im Jahr 2004 wurde eine Nachrechnung und Bewertung der Restnutzungsdauer erstellt. Im Ergebnis wurden hier kurz- und mittelfristige Maßnahmen für eine weitere Nutzung über das Jahr 2008 hinaus beschrieben.

3.3.3 Materialproben

An der alten Rheinbrücke wurden zahlreiche Beprobungen durchgeführt. So ergab die Untersuchung an drei ausgebauten Nieten, dass die in den Jahren 1951 bis 1952 eingebauten Nieten aus dem Werkstoff St 44 hinsichtlich der Streckgrenze und der Zugfestigkeit im geforderten Bereich der Güte S 235 JR (alt St 27-2) der DIN EN 10025 (Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen) lagen.

Weiter wurde für die vorhandene Altkonstruktion der Fachwerkbrücke eine Untersuchung des Altstahls auf Schweißseignung durchgeführt. Die Kenntnis zur Schweißseignung war wichtig, da für den Rückbau der Strombrücke Diagonalaussteifungen (Schotte) an der Stahlkonstruktion anzuschließen waren.

Gemäß der Untersuchung an drei Stücken eines Altstahls auf Schweißseignung, konnte die vorgesehene Diagonalaussteifung in die vorhandene Konstruktion eingeschweißt werden.

Zur Erkundung der vorhandenen Brückenbeläge wurde ein Schurf auf der Brücke angelegt. Folgende Beläge wurden dabei angetroffen:

- Gussasphalt, $d = 4$ cm und $d = 3$ cm,
- bitumenhaltige Abdichtung, $d \sim 1$ cm (1 kg/m^2),
- Epoxidharz-Zinkchromatanstrich, zweilagig (je $0,25 \text{ kg/m}^2$).

Laut der Untersuchung war eine Wiederverwendung der vorgefundenen Brückenbeläge als Recycling-Baustoffe (RC-Baustoffe) nicht möglich. Ebenfalls war die LAGA-Klasse Z2 für Bauschutt überschritten.

Dem Bauwerk wurden weitere Proben entnommen, um den Bleigehalt der Korrosionsschutzbeschichtung zu bestimmen. Bei der Bestimmung von Blei (Pb) im wässrigen Eluat wurden Messwerte zwischen 0,77 mg/l Pb und 16 mg/l Pb ermittelt. Zur Eluatherstellung (Feststoff-/Flüssig-Verhältnis 1/10) wurden die originalen, doppelseitig beschichteten Stahlbohrkerne eingesetzt. Der entsprechende Grenzwert für die Einstufung von nicht gefährlichem bzw. gefährlichem Abfall beträgt 1 mg/l Pb im wässrigen Eluat. Abgesehen von einer Probe war dieser Grenzwert bei drei weiteren untersuchten Eluaten laut Untersuchungsbericht teilweise um ein Vielfaches überschritten. Das bedeutete, dass der anfallende Abfall als gefährlich einzustufen war.

3.3.4 Materialverhalten

Sowohl die Materialangaben aus den Bestandsunterlagen als auch die im Abschnitt 3.3.3 benannten Ergebnisse aus den Materialproben wurden insbesondere den statischen Berechnungen zum Rückbau zugrunde gelegt.

3.3.5 Geometrie

Im Zuge von Bauwerksinspektionen und -begehungen wurden wesentliche Geometrien örtlich gemessen und mit den Bestandsunterlagen abgeglichen. Dieser Abgleich ergab eine gute Übereinstimmung. Weitere, besondere geometrische Aufnahmen der Bestandsbrücke wurden daher nicht erforderlich.

3.3.6 Schadstoffe

Die orthotrope Fahrbahnplatte wurde im Jahr 1973 als Ersatz für die Betonfahrbahn eingebaut. Als Abdichtung wurde auf das Stahlblech ein zinkchromathaltiger Anstrich aufgebracht. Neben den sensibilisierenden und irritativen Wirkungen vorwiegend der Zinkchromate nach Haut- und Schleimhautkontakt werden sowohl Zink- als auch Strontiumchromat in der MAK-Werte-Liste als eindeutig krebserzeugend ausgewiesene Gefahrstoffe aufgeführt. Der Korrosionsschutz enthielt Blei (siehe auch Abschnitt 3.3.3).

3.3.7 Schäden

Die Strombrücke wies an diversen Stellen Verrostungen mit vereinzelt Blattrostbildungen auf.

Insbesondere die Fachwerkknoten mit den angeschlossenen Kragarmen und den Querträgern waren betroffen (Bild 3-14).



Bild 3-14: Massive Blattrostbildung (© Schüssler-Plan)

An den Pfeilern und Stützen zeigten sich z. B. schadhafte Mauerwerksfugen und herausgebrochene Stellen am Verblendmauerwerk. Sowohl an den Pfeilern als auch den Widerlagern gab es Ausblühungen. Die festen Lager sowie die Rollenlager mit besonderer Linienkippvorrichtung der Brücke wurden als teilweise angerostet vorgefunden.

An den Überbauten der Vorlandbrücken wurden in der Platte Längsrisse mit Rissbreiten $< 0,10$ mm festgestellt. Im Balken des Überbaus wurden Hohlstellen im Beton, vereinzelte Querrisse, Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung sowie vollständig freiliegende Bewehrung mit einer Länge von 10 cm festgestellt. Außerdem wurden im Beton des Kragarms vereinzelt Hohlstellen verteilt über das gesamte Bauwerk diagnostiziert. Im Endquerträger fand man Längsrisse mit Rissbreiten von 0,10 mm bis 0,20 mm. Mauerfugen waren teilweise schadhaft.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Gemäß Bestandsstatik waren seinerzeit folgende Vorschriften angewendet worden:

- DIN 1072: Ausgabe Oktober 1950,
- DIN 1073: Ausgabe Januar 1941,
- DIN 1079: Ausgabe November 1938,
- DIN 4101: Ausgabe Juli 1937 (ggf. mit späteren Ergänzungen) – DIN 4114, Entwurf 1950.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Die Nachweise des Rückbaus der Strombrücke wurden auf Basis der Vorschriftengrundlage der Bestandsstatik von 1951 geführt. Das heißt, alle Beanspruchungen aus Eigenlasten (einschließlich planmäßige Demontagelasten) und dem fiktiven Verkehr $p = 1,0$ kN/m² wurden dem LF I (LF H) zugeordnet, veränderliche Lasten einschließlich Wind dem LF II (LF HZ). Die Nachweise konnten für den überwiegenden Teil der zu berechnenden Rückbauzustände und die meisten Fachwerkstäbe, durch Vergleich der extremalen Stabnormalkräfte der Bestandsstatik mit denen der Rückbauzustände geführt werden.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Die Nachweisführung erfolgte somit nach der „alten“ Normung unter Ansatz der globalen Sicherheiten.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Schubnachweise

Im Wesentlichen wurden hier die Nachweise für die Verschubbahn und die lokalen Lastenleitungen geführt.

So wurde z. B. aus der Querspannung für die Verschublagerlastenleitung die Länge der Verschublager mit ca. 1 m unter einer Lastausbreitung von 45° durch die 40 mm dicken Gurtbleche bestimmt.

3.4.4.2 Temporäre Verstärkung

Grundlage der Berechnungen zu den temporären Verstärkungen waren grundlegende Überlegungen und Ermittlungen zu den Möglichkeiten der Lastreduzierung beim Rückbau.

Für das Ausschleppen der Strombrücke waren verschiedene Verstärkungen des Fachwerks erforderlich, insbesondere die Folgenden:

Aussteifung der Fachwerkdagonalen durch den Einbau von Schotten:

Die Fachwerkdagonalen, welche durch Druck belastet waren, sind gemäß der Bestandsstatik von 1952 gegen seitliches Ausweichen der Gurte mit Schottblechen gesichert worden. Da beim Taktschieben der Strombrücke alle Diagonalen im Verlauf des Rückbaus zu einem Druckstab wurden, waren auch die ursprünglich reinen Zugdiagonalen nachträglich mit Schottblechen zu ergänzen.

Für das Knicken der Diagonalstäbe, die im Rahmen der Vorberechnung für Rückbauzustände höhere Druckkräfte aufwiesen als in der Bestandsstatik für den Lastfall Hauptlasten, wurden ergänzende Nachweise im ω -Verfahren geführt. Bei einigen Diagonalstäben wurden dabei die zulässigen Spannungen überschritten. Maßgebend für den Knicknachweis der Diagonalen war dabei der Nachweis Knicken in der Fachwerkebene.

Für diese Diagonalstäbe konnte der Nachweis durch einen zusätzlichen Hilfsstab, der die Knicklänge in der Fachwerkebene reduzierte, geführt werden. Der Knicknachweis aus der Fachwerkebene konnte ohne zusätzliche Verstärkungen zweifelsfrei am Bestand nachgewiesen werden. Gemäß der Untersuchung des Altstahls auf Schweißseignung konnten die Diagonalaussteifungen in die vorhandene Konstruktion eingeschweißt werden.

Einbau von Untergurtbindungen:

In der Bestandsstatik wurden die Nachweise auf Untergurtnicken unter Berücksichtigung von Bindungen geführt, die so gewählt wurden, dass jeweils das Gesamtstabknicken maßgebend wurde. Die Bindungen wurden dann querschnittsbezogen nachgewiesen. Für zwei Stäbe des Untergurtes wurden in der Bestandsstatik keine Nachweise geführt, da sie reine Zugstäbe waren. Um den Bedingungen der DIN 4114, Abschnitt 8.3 zu genügen, waren für die Druckbeanspruchungen während des Rückbaus die fehlenden Bindungen durch eine entsprechende Konstruktion zu ergänzen, damit das gleiche Sicherheitsniveau der Bestandsstatik erreicht wurde.

Einbau von Diagonalstabilisierungen:

Die Sicherheit gegen das Knicken der Diagonalen für Stäbe, die im Rahmen der Vorberechnung für Rückbauzustände höhere Druckkräfte als in der Bestandsstatik für den Lastfall I aufwiesen, wurde durch ergänzende Nachweise im ω -Verfahren analog den Angaben in der Bestandsstatik nachgewiesen.

Maßgebend für den Knicknachweis der Diagonalen war dabei der Nachweis Knicken in der Fachwerkebene. Für diese Diagonalstäbe war daher durch konstruktive Maßnahmen die Knicklänge in der Fachwerkebene zu reduzieren (z. B. durch Einführung eines Hilfsstabes). Damit wurde dann Knicken aus der Fachwerkebene maßgebend, was zweifelsfrei nachgewiesen werden konnte.

3.4.4.3 Weitere Detailnachweise

Trennung der Strombrücke in Brückenmitte:

Für die Durchführung der Trennung war der Überbau in Brückenmitte spannungslos zu machen (frei von Momenten und Querkräften). Dies wurde durch Anheben an den beiden Strompfeilern erreicht. Hierfür war entsprechend der Berechnung ein Hebemaß an den beiden Strompfeilern von ca. 25 cm erforderlich. Infolge der Unwägbarkeiten bei der Bestimmung des Hebemaßes im statisch unbestimmten System (Montagefehler bei der Herstellung, Fehler in den Steifigkeits- und Lastannahmen etc.) war eine gewisse Restbeanspruchung aus Biegemomenten und Querkräften im Trennquerschnitt nicht auszuschließen.

Verbleibende Restbeanspruchungen aus Momenten sollten sich im Obergurt des Fachwerkquerschnittes, je nach Art, als restliche Druck- oder Zugkraft darstellen. Bei einer angenommenen Trennung durch Brennschnitte sollten sich dann in der letzten Phase des Brennschnittes die Schnittufer zusammendrücken oder bei einer Restzugbeanspruchung auffließen.

Eine Restbeanspruchung aus Querkräften hätte unmittelbar nach der Trennung zu einem plötzlichen Vertikalversatz der Schnittufer geführt. Um dieses zu vermeiden, war für den zuletzt durchzuführenden Trennvorgang in den Untergurtnoten eine temporäre Querkraftkopplung auf beiden Fachwerkseiten geplant. Diese war für eine unplanmäßige Querkraft von 500 kN (Wirkung in beiden Vertikalrichtungen) je Fachwerksseite bemessen und an die vorhandene Fachwerkstruktur anzuschließen.

Nachweis der Kippsicherheit des Systems nach Auftrennung in Strommitte:

Vor dem Trennen der Brückenkonstruktion in Stromfeldmitte war zur Erlangung der erforderlichen Kippsicherheit eine Ballastierung an den Brückenenden erforderlich.

Die Größe des Ballastes hing von der Belastung des Kragarmes ab, auf die durch Wahl der Geräte und Konstruktion der Rüstungen Einfluss genommen werden konnte.

Das Anheben konnte an den dafür vorgesehenen Anhebepunkten am Untergurt vor und hinter den Auflagerfachwerkknoten an den Strompfeilern durchgeführt werden. Zweckmäßigerweise wurden dabei die Lager mit angehoben und nach entsprechender Unterfütterung die Brücke wieder auf diese abgesetzt. Dies hatte den Vorteil, dass die Brücke am längsverschieblichen Lager am rechtsrheinischen Strompfeiler bis zur Trennung längsbeweglich blieb und die Abtragung der Horizontallasten (insbesondere an den Festlagern am linksrheinischen Strompfeiler für die längere Standzeit der linksrheinischen Brückenhälfte bis zum Rückbau) sichergestellt war.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung 2003 erteilten Zustandsnoten betragen 2,4 für die linksrheinische Vorlandbrücke und 2,7 für die rechtsrheinische Vorlandbrücke. Die Strombrücke der Rheinbrücke Wesel war mit 3,0 bewertet.

3.5.2 Baugrund

Zum Baugrund lag eine bautechnische Bodenbeurteilung vor. Darin hieß es in Auszügen:

„Im Bereich der Vorlandbrücke steht eine ca. 5 cm dicke Oberbodenschicht an. Darunter wurden zunächst 0,30 m bis 0,70 m dicke, verfestigte Schlacken und Bauschutte angetroffen. Danach folgen mitteldicht gelagert quartäre Sande und Kiese.

Auf der rechtsrheinischen Widerlagerseite steht eine ca. 0,30 m dicke Auffüllung aus Bauschutt und Lehmen an. Darunter folgen in dünner Wechsellagerung Sande und weiche Lehme bis in ca. 1,50 m Tiefe, die wiederum von mitteldicht gelagerten quartären Kiesen und Sanden unterlagert werden.

Im Rheingrund stehen zunächst locker bis dicht gelagerte quartäre Kiese an.

Im gesamten Brückenbereich bilden die tertiären Sande (Feinsande, schwach schluffig bis schluffig, bzw. tonig) die Basis der quartären Böden. Die Feinsande besitzen über große Tiefen zunächst eine dichte Lagerung. Danach sinkt die Lagerungsdichte jedoch auf locker bis mitteldicht ab und steigt danach wiederum auf eine dichte bis sehr dichte Lagerung an. In den Tiefenlagen mit geringeren Lagerungsdichten sind stark tonige Einlagerungen vorhanden.“

3.5.3 Kontaminationen

Siehe Abschnitte 3.3.3 und 3.3.6.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Die neue Rheinbrücke Wesel liegt annähernd parallel und unmittelbar neben der der alten Rheinbrücke (Bild 3-15).

Auf der linksrheinischen Seite der alten Trasse der B 58 befindet sich ein Damm, welcher noch Reste des unter Denkmalschutz stehenden ehemaligen Forts Blücher überschüttet.



Bild 3-15: Bestandsbrücke neben dem Neubau (© Schüßler-Plan)

3.5.5 Sperrpausen

Die neue Rheinbrücke wurde in einer neuen Trasse neben dem Bestand errichtet. Die neue Brücke der B 58 ist seit Ende 2009, also vor dem Beginn des Rückbaus, bereits unter Verkehr. Um die Bestandsbrücke rückzubauen, waren daher keine Sperrungen für den Straßenverkehr erforderlich.

Für die Schifffahrtsstraße zwischen Duisburg und Rotterdam im Bereich Wesel wurde eine Vollsperrung des Rheins seitens der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung für An- und Abtransport von Bauteilen sowie für Montagezwecke aufgrund starker Befahrung untersagt. Hier wurde die permanente Aufrechterhaltung einer schiffbaren Breite von 70 m gefordert.

Lokale Eingriffe in den Schiffsverkehr waren baulich auf ein Minimum zu reduzieren.

Bei Arbeiten ohne Einhausung, die unvermeidlich eine Belästigung oder Gefährdung der Schifffahrt darstellt (z. B. querende Tankschiffe durch Funkenflug beim Brennen oder Schweißen, Staub bei Sandstrahlarbeiten), war dafür zu sorgen, dass bei nähernder Schifffahrt die Arbeiten rechtzeitig unterbrochen wurden. Hierzu war ein Wahrschauposten einzurichten, der auf die Annäherung von Schiffen aufmerksam machte.

3.5.6 Immissionsschutz

Für den Rückbau der Rheinbrücke waren keine besonderen Auflagen aus dem Immissionsschutz (Lärm, Staub) zu erfüllen.

3.5.7 Umweltschutz

Zum Schutz der Umwelt, der Landschaft und der Gewässer war Ziel des Auftraggebers, die durch die Arbeiten hervorgerufenen Beeinträchtigungen auf das unvermeidbare Maß zu beschränken. So waren z. B. die Auflagen gemäß den RiStWag (Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten) bei der Bauausführung und der Wahl der Baustoffe zu beachten.

Während der Bauzeit waren ständig Ölbindepräparate vorzuhalten, die in der Lage waren, das gesamte auf der Baustelle lagernde Mineralöl zu binden. Öle und andere wassergefährdende Stoffe, die eventuell aus Baumaschinen infolge Undichtigkeit, Abspülungen oder Unachtsamkeit hätten auslaufen können, waren aufzufangen und ordnungsgemäß zu entsorgen.

Der Rhein ist Bestandteil des Vogelschutzgebietes unterer Niederrhein. Bei allen Arbeiten war das Landschaftsschutzgesetz entsprechend zu beachten.

Zudem war bei allen Arbeiten über dem Rhein sicherzustellen, dass keine Stoffe und Gegenstände in das Gewässer gelangen und der Rhein dadurch verunreinigt wurde.

Schattenspendende Gehölze am Gewässerrand im Baustellenbereich durften nicht entfernt werden. Die Gewässerränder und das Gewässerbett durften nicht befahren werden.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Wie bereits im Abschnitt 3.3.1 beschrieben, hätte es bei der Durchführung des letzten Trennschnitts durch die Untergurte infolge einer verbliebenen Restquerkraftbeanspruchung zu einem plötzlichen Vertikalversatz der Schnittufer kommen können.

Um die Arbeitssicherheit für diesen Vorgang zu gewährleisten, wurde eine Querkraftkopplung der beiden Schnittufer vorgesehen. Die Ausbildung ist in **Bild 3-16** dargestellt.



Bild 3-16: Ausgeführte Querkraftkopplung (© Schüßler-Plan)

Nach Durchtrennen der Untergurte war die Kopplung durch entsprechende Pressenhübe langsam zu entspannen. Soweit die Pressenhübe der installierten Pressen nicht ausgereicht hätten, waren entsprechende weitere Hebungen bzw. Senkungen an einem der Strompfeiler durchzuführen. Sobald die Pressen lastfrei waren, konnte die Querkraftkopplung entfernt werden.

Im Zuge der erforderlichen Leichterung und des Rückbaus der Kragarme auf gesamter Brückenlänge wurden auch die bestehenden Geländer rückgebaut. Als bauseitige Absturzsicherung wurden beidseitig untereinander verschlossene Bauzäune angeordnet. In den ungeschützten Arbeitsbereichen waren die Arbeiter ständig über ein Seil gesichert.

Das Bauwerk war mit einem Brückenbesichtigungswagen ausgestattet, der unter der Brücke auf der gesamten Länge verfahren werden konnte. Der Wagen war hierfür mit einfahrbaren Seitenbühnen ausgestattet, um an den Strompfeilern zwischen den Lagern hindurchfahren zu können. Der Besichtigungswagen wurde für die Demontagemaßnahmen genutzt.

3.5.9 Nebenleistungen

Nebenleistungen wie das Einrichten und Räumen der Baustelle waren aufgrund der Bedeutung für die Preisbildung besonders erwähnt und in separaten Positionen ausgeschrieben.

3.5.10 Besondere Leistungen

Für den Rückbau mussten Diagonalstäbe temporär verstärkt werden. Die knickgefährdeten Diagonalstäbe wurden über zusätzlichen Hilfsstäbe zur Reduzierung der Knicklänge verstärkt. Die zusätzlichen Stahlprofile wurden als zusätzliche Diagonalaussteifungen in die vorhandene Konstruktion eingeschweißt.

Die Nachweise zu den erforderlichen Kippsicherheiten in den jeweiligen Rückbauzuständen erforderten gewisse Ballastierungen. So wurde z. B. vor dem Auftrennen der Fachwerkkonstruktion in der Brückenmitte eine Ballastierung an den Enden der Strombrücke erforderlich. Das Aufbringen des Ballastes erfolgte mit einfachsten Mitteln über befüllte Container.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Der Auftragnehmer hatte sämtliche anfallenden Abfälle in eigener Verantwortung nach dem Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) zu entsorgen.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Die Maßnahme wurde gemäß VOB öffentlich ausgeschrieben.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Aufgabe des Auftragnehmers war die Ausführungsplanung einschließlich Genehmigungsstatik für den Rückbau der Brücke selbst sowie aller erforderlichen Baubehelfe.

3.6.3 Nebenangebote

Im Zuge der Ausschreibung waren Nebenangebote, unter Einhaltung von definierten Mindestanforderungen, zugelassen. Wesentlich war hierbei die Mindestanforderung für die Aufrechterhaltung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt auf dem Rhein.

So waren Nebenangebote, die eine Voll- oder Teilspernung des mittleren 150 m Feldes der alte Rheinbrücke für den Schiffsverkehr vorsahen, nicht zugelassen. Weitere Anforderungen waren beispielsweise, dass abweichende Rückbaukonzepte statisch nachzuweisen waren und Rückbaumethoden mittels Sprengung durch den Auftraggeber ausgeschlossen wurden.

3.6.4 Bauzeit

Gemäß der Ausschreibung war eine Bauzeit von ca. zwei Jahren vorgesehen. Der Überbau wurde im Oktober 2011 in der Mitte getrennt. Der Rückbau des Überbaus dauerte, auch infolge von Hochwasserereignissen in den Sommermonaten, bis in das Jahr 2013.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Den Anforderungen zur ständigen Aufrechterhaltung des Schifffahrtsweges sowie die gestellten sicherheitstechnischen Anforderungen (z. B. Schiffshavarien) für den Rückbau wurde nur das taktweise Ausschieben der mittig getrennten Strombrücke zu beiden Vorlandseiten gerecht.

Wegen der zu geringen Biegesteifigkeit des vorhandenen Untergurtes zwischen den Fachwerkknoten war ein kontinuierliches Schieben nicht möglich. Da eine komplette Verstärkung des Untergurtes weder wirtschaftlich noch konstruktiv sinnvoll war, wurde ein spezielles Rückbauverfahren entwickelt.

Das taktweise Ausschieben unter Verwendung von Vershubträgern bzw. Wippträgern gewährleistete die statische Lasteinleitung jeweils nur an den Knotenpunkten der Fachwerkstruktur und entsprach somit dem Konstruktionsprinzip einer Fachwerkbrücke.

Hierzu wurden im Zuge der Planung umfangreiche statische Berechnungen erstellt, um die Machbarkeit des geplanten Rückbaus der Rheinbrücke Wesel zu verifizieren. Im Ergebnis wurden für die geleichterte Brückenkonstruktion nur lokale Verstärkungen der Fachwerkdiagonalen für den Rückbau erforderlich.

Für den Rückbau der Strombrücke war auch der Einsatz eines Schwimmpontons erforderlich. Die Notwendigkeit des Schwimmpontons bedingte Abhängigkeiten des Rückbaus der Strombrücke infolge schwankender Wasserstände des Rheins.

Um diese Beeinflussung und mögliche Risiken aus Hochwasserereignissen zu minimieren, waren die Einsatzzeiten des Pontons kurz zu halten oder auftretende Schwankungen über den Ponton auszugleichen.

4 Beispiel – Langenfelder Brücke

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	78
4.2	Rückbauverfahren	80
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	80
4.2.2	Auswahlkriterien	80
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	81
4.3	Bestandsuntersuchungen	90
4.3.1	Bestandsunterlagen	90
4.3.2	Nachrechnung	90
4.3.3	Materialproben.....	90
4.3.4	Materialverhalten	90
4.3.5	Geometrie.....	90
4.3.6	Schadstoffe	90
4.3.7	Schäden	91
4.4	Statische Berechnung	91
4.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	91
4.4.2	Abweichungen von Regelwerken	91
4.4.3	Sicherheitskonzept	91
4.4.4	Nachweisführung	91
4.5	Leistungsbeschreibung	92
4.5.1	Bauwerkszustand	92
4.5.2	Baugrund.....	92
4.5.3	Kontaminationen.....	93
4.5.4	Angrenzende Bebauung	93
4.5.5	Sperrpausen	93
4.5.6	Immissionsschutz	93
4.5.7	Umweltschutz	94
4.5.8	Arbeitssicherheit	94
4.5.9	Nebenleistungen.....	94
4.5.10	Besondere Leistungen	94
4.5.11	Entsorgungskonzept	94
4.6	Vertragliche Grundlagen	94
4.6.1	Vertragsmodelle.....	94
4.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	95
4.6.3	Nebenangebote	95
4.6.4	Bauzeit	95
4.7	Gewonnene Erkenntnisse	95

4.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Im Zuge der Erweiterung der Autobahn A 7 wurde das alte Brückenbauwerk Langenfelder Brücke abgebrochen. Die Brücke führte über die Bahnanlagen des Betriebsbahnhofs Langenfelde sowie über 17 Fern- und S-Bahn-Gleise. Im Bereich der ehemaligen Langenfelder Brücke befinden sich öffentliche Straßen: der Binsbarg, der Rohlfsweg, die Randstraße, die Volksparkstraße nördlich der Bahnanlage und die Lederstraße südlich der Bahnanlage. Der Volksparktunnel unterquert die Bahnanlage als fußläufige Verbindung zwischen dem S-Bahnhof Stellingen und der Lederstraße und stellt eine wichtige Verbindung vom S-Bahnhof HH-Stellingen zu den Arenen dar.

Da eine Sperrung der Gleise nicht möglich war, wurde im Rahmen der Planung entschieden, die Brücke konventionell und mittels Ausschleiben im Mischverfahren abzubauen.

Das abgebrochene Bauwerk wurde 1972 als siebenfeldriges Spannbetonbauwerk errichtet. Die getrennten Überbauten hatten Längen von 398,5 m (Überbau West (RF Hannover) – in Achse Überbau Einzelstützweiten: 42,4 m – 54 m – 80 m – 61,1 m – 42 m – 67 m – 52 m) bzw. 385,3 m (Überbau Ost (RF Flensburg) – in Achse Überbau Einzelstützweiten: 48,3 m – 62 m – 58,3 m – 53,4 m – 62 m – 55,3 m – 46 m).

Die Überbauten bestanden aus längs und quer vorgespannten, einzelligen Hohlkästen mit Bauhöhen von 2,62 m bzw. 3,15 m. Die Gesamtbreite betrug 45,50 m (Bild 3-17). Die Herstellung erfolgte auf einem bodengestützten Lehrgerüst in sieben Abschnitten. Als erster Abschnitt wurde jeweils ein sogenannter „Tisch“ etwa in Bauwerksmitte errichtet. Anschließend wurden die Überbauten feldweise zunächst in Richtung des südlichen und danach in Richtung des nördlichen Widerlagers vervollständigt. Die Brücke war in Brückenklasse 60 eingestuft.



Bild 3-17: Brücke vor dem Abbruch (© HOCHTIEF)

Die Pfeiler bestanden aus rautenförmigen Stahlbetonscheiben und in Querrichtung vorgespannten Hammerköpfen, welche zur Auflagerung der Überbauten dienten. Die Pfeilerschäfte waren ebenfalls mit einer exzentrischen Vorspannung versehen, die zur Gewährleistung einer ausgeglichenen Spannungsverteilung jedoch nur auf der Ostseite angeordnet waren. Die Pfeiler, wie auch die hochliegenden Widerlager in aufgelöster Form, waren flach gegründet. Am Widerlager Süd befand sich am östlichen Böschungskegel eine Stützwand.

Das Bauwerk war im Grundriss gekrümmt, vom Widerlager Nord beginnend auf einer Länge von ca. 135 m mit einer Klothoide $A = 336$ m und daran anschließend mit konstantem Radius von $R = 600$ m (Bild 3-18).

Technische Daten der Bestandsbrücke:

- Länge: 387/402 m,
- Breite: 26,00/26,45 m,
- Betonabbruch: 40.000 t,
- Bewehrungsstahl: 6.900 t,
- Brückenfläche: 20.090 m².

Streckenübersicht:

- 9121 Hmb-Langenfelde – Kaltenkirchen, zur Zeit der Umsetzung nur sporadischer Verkehr,
- 1225 Holstenstraße – Pinneberg (S-Bahn, Stromschiene), Betriebspause Mo. – Fr. ca. 3 h, Sa. – So. durchgehender Betrieb,
- 1220 Hmb Altona – Kiel (Fernbahn, elektrifiziert), durchgehender Betrieb,
- 1232 Hmb Altona – Hmb Eidelstedt (Fernbahn, elektrifiziert), durchgehender Betrieb,
- Gleisanlagen des Bahnhofs Langenfelde (elektrifiziert), durchgehender Rangierbetrieb.

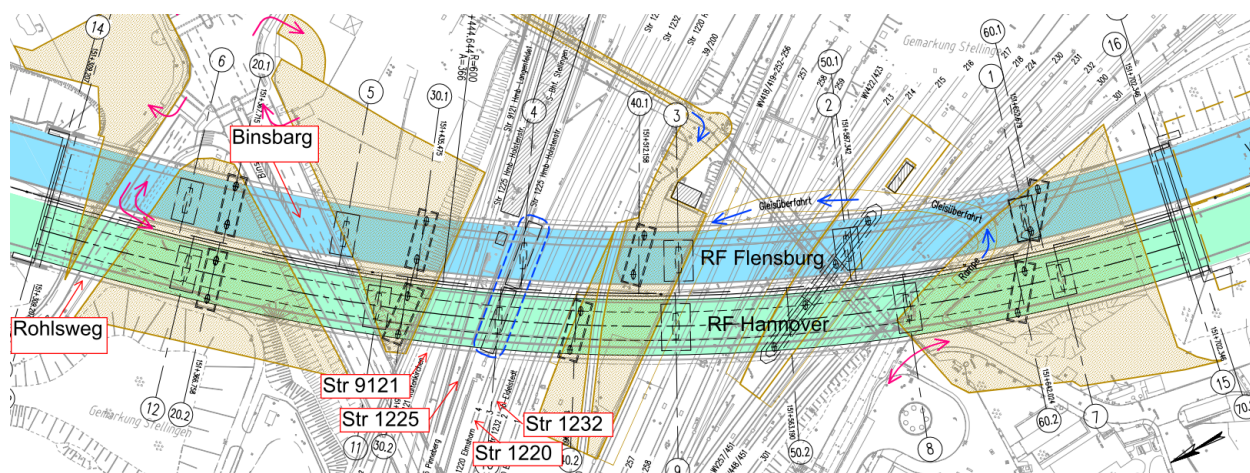


Bild 3-18: Übersicht Bestandsbauwerk und Pfeiler Neubau (© DEGES)

Der Abbruch und Ersatzneubau der Langenfelder Brücke erfolgten in mehreren Phasen.

Vorbereitende Maßnahmen durch den Auftraggeber:

- Leitungs- und Kabelverlegung im zukünftigen Baufeld,
- Verstärkung der Pfeilerkonstruktion des westlichen Teilbauwerkes (Richtungsfahrbahn Hannover),
- Einrichtung eines umfangreichen messtechnischen Überwachungssystems für das westliche Teilbauwerk.

Bauphase 1.0:

- Sperrung der Richtungsfahrbahn Flensburg, 6+0-Verkehr auf der Richtungsfahrbahn Hannover,
- Abbruch des östlichen Teilbauwerkes,
- Neubau des östlichen Teilbauwerkes.

Bauphase 2.0:

- Sperrung der Richtungsfahrbahn Hannover, 6+0-Verkehr auf der Richtungsfahrbahn Flensburg,
- Abbruch des westlichen Teilbauwerkes,
- Neubau des westlichen Teilbauwerkes.

Bauphase 3.0:

- Inbetriebnahme der Brücke mit beiden Richtungsfahrbahnen.

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Gemäß Ausschreibungsunterlagen war als vorbereitende Maßnahme das Entfernen des Fahrbahnbelags einschließlich der Abdichtung zwischen den Kappen und der Rückbau der Beleuchtungsmasten im Bauwerksbereich geplant. Anschließend sollte der südliche und nördliche Teil des östlichen und westlichen Überbaus mit unterschiedlichen Verfahren konventionell verschoben und abgebrochen werden (Bild 3-19).

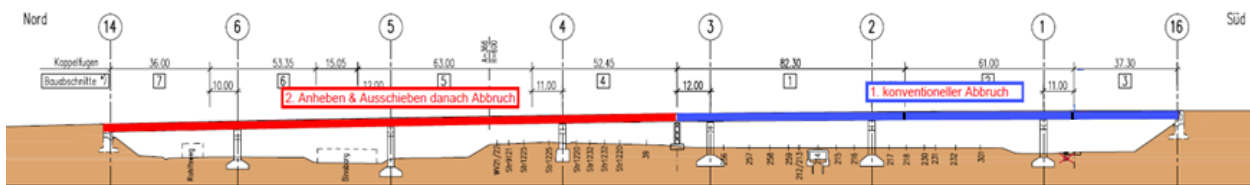


Bild 3-19: Abbruchverfahren im Längsschnitt (© DEGES)

Ausgeschriebene Abbruchschritte Süd (Bereich Bahnhof Langenfelde):

- Leichterung des Überbaus (Demontage Geländer und Schutzeinrichtungen, Abbruch der Kappen).
- Trennung des südlichen vom nördlichen Bauwerksteil.
- Abbruch Süd in drei Teilabschnitten. Die Abschnittsgrenzen lagen jeweils in den Koppelfugen.
- Im Bahnbereich (zwischen Achsen 1 und H1) Teilabbruch der Fahrbahnplatte in den Kragbereichen sowie zwischen den Stegen.
- Abbruch der Kappen und Kragarme in Teilabschnitten in Sperrpausen für die betreffenden Gleisbereiche.
- Der verbleibende Trogquerschnitt zwischen den Achsen 1 und H1, bestehend aus den beiden Stegen, der Bodenplatte und statisch erforderlichen Reststreifen der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen, sollte anschließend konventionell von unten, d. h. von der Bahnanlage aus, abgebrochen werden. Aufgrund der Abhängigkeiten bei den Gleissperrungen sollte der Abbruch in zwei Teilabschnitten erfolgen.
- Parallel mit dem Abbruch des Überbaus sollte der Abbruch der Bestands Pfeiler erfolgen.

Abbruch Nord (Bereich über S- und Fernbahn, sowie den öffentlich befahrenen Straßen):

- Leichterung des Überbaus (Demontage Geländer und Schutzeinrichtungen, Abbruch der Kappen).
- Der Abbruch Nord war in Teilabschnitten vorgesehen. Als Vorbereitung für den Vershub, sollte ebenfalls ein ca. 70 m langer Bereich vor dem Widerlager Nord konventionell abgebrochen werden.
- Die Abschnitte zwischen den Achsen 6 und H1 sollten rausgeschoben werden, was einen Vorbau- bzw. Rücklaufschnabel erfordert hätte.
- Der Überbau im Bahnbereich sowie im Bereich Binsbarg sollte in Richtung Norden ausgeschoben und weiter zerkleinert werden. Dies sollte in zwei Vershubzyklen erfolgen. Je Zyklus war die Montage des Vor- und Nachlaufschnabels, der Ausschub bis vor das nördliche Widerlager und der konventionelle Abbruch von unten geplant.
- In Achse der Autobahn war für den Abbruch der Widerlager ein Längsverbau erforderlich.

Die Widerlager sollten vollständig, d. h. mitsamt den Gründungen abgebrochen werden. Die Altpfeiler, mit Ausnahme der Achse 1 (Überschneidung mit neuer Gründung), sollten nur teilweise (ab OK Fundament) zurückgebaut werden.

4.2.2 Auswahlkriterien

Unterhalb des alten und neuen Brückenbauwerks befinden sich die Gleise der S-Bahn und des Fernverkehrs. Auf den Gleisen sollte der Betrieb vom Bauvorhaben ungestört fortlaufen können. Baumaßnahmen in den Gleisbereichen durften nur in Sperrpausen stattfinden. Deren Beantragungen waren mit langen

Vorlaufzeiten (bis zu zwei Jahre) verbunden. Weiterhin durften die Straßen Binsbarg und Rohlsweg nur in begrenzten Zeitfenstern gesperrt werden.

Unterhalb der Gleise verläuft der Tunnel Volksparkstraße, welcher über die gesamte Bauzeit offen zu halten war.

Der Verkehr auf der A 7 sollte während des Bauvorhabens aufrechterhalten bleiben.

Der nördliche Teil der Brücke konnte wegen der stark befahrenen Fernbahngleise und des S-Bahn-Verkehrs nicht konventionell abgebrochen werden. Hier musste eine andere Lösung gefunden werden. Der Restüberbau der Brücke sollte ähnlich dem Taktchieben ausgezogen werden. Da der Ausschub einer 1972 auf Leergerüsten hergestellten Brücke als Bauzustand in der Statik der Brücke nicht berücksichtigt war, fehlten die dafür notwendigen Spannglieder. Durch den Bau von Hilfsstützen wurden die Stützweiten auf 10 m – 15 m verkürzt. So war es möglich, den Überbau mit Litzenhebern Richtung Norden zu ziehen.

Da nur wenig Platz für die Bauvorhaben zur Verfügung stand, mussten die Bauflächen auf ein Minimum begrenzt werden.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Im Rahmen der Ausführungsplanung wurde das Abbruchverfahren durch die ausführende Firma optimiert, wobei das Grundkonzept der Ausschreibung beibehalten wurde. Ein Teil der Brücke wurde konventionell abgebrochen (Bereich zwischen Achsen 16 und 3 am Überbau Ost und Bereich zwischen Achsen 15 und 101 sowie zwischen Achsen 13 und 109 am Überbau West). Der restliche Teil der Brücke (über die DB Gleise und der stark befahrenen Straße am Binsbarg) wurde rausgeschoben und schrittweise abgebrochen.

Vor Beginn der Abbrucharbeiten des Bauwerks Ost wurde der Fahrzeugverkehr über das Bauwerk West umgeleitet. Nach der Fertigstellung des neuen Bauwerks Ost erfolgte die Umverlegung des Fahrzeugverkehrs auf das neue Bauwerk Ost, sodass im Anschluss das Bauwerk West analog zum Bauwerk Ost abgebrochen werden konnte.

Konventioneller Abbruch:

Der konventionelle Abbruch erfolgte segmentweise getrennt für jede Spannweite der Brücke. Die Brückensegmente wurden kontrolliert in folgenden Schritten abgesenkt:

1) Leichterung des Überbaus

Die Leichterungsarbeiten beinhalteten das Abfräsen der Asphaltsschicht des Überbaus sowie den Rückbau der Geländer und Schutzvorrichtungen. Es war nicht möglich, die Kappen abzubrechen, ohne die bestehende Vorspannung in Querrichtung zu beschädigen. Die Kappen wurden beim Bauen des Bestandsbauwerks mittels Topfanker im Überbau fest eingebaut. Daher wurde entschieden, die Kragarme mit den Kappen gemeinsam abzubrechen.

2) Abbruch der Kragarme (und Mittelplatte)

Nach Herstellung des Fallbettes aus Baggermatratzen und einer Sandschicht unter der Brücke, erfolgte der Abbruch der Kragarme.



Bild 3-20: Abbruch der Kragarme (© HOCHTIEF)

Im Feld 1 wurde zusätzlich die Mittelplatte abgebrochen. Die Arbeiten erfolgten mit Hilfe von zwei bzw. drei Kettenbaggern mit Hydraulikhämmern. Die Baggerspuren wurden so angesetzt, dass jeweils eine Kette über dem Stegbereich und eine Kette auf der Kragplatte stand (**Bild 3-20**). Die Außenkanten der Stege wurden auf der Platte markiert. Die veränderliche Breite der Stege nahm zu den Koppelfugen und zu den Achsen zu.

3) Herstellen der Sollbruchstelle zum weiteren Abbruchbereich

Die Sollbruchstelle sollte verhindern, dass sich Bewegungen beim Absenken des Hohlkastens im Abbruchbereich auf das verbleibende Brückenbauwerk übertragen. Die Sollbruchstelle wurde einen Meter neben der Koppelfuge hergestellt. Die Sollbruchstelle war einen Meter breit und wurde auf beiden Seiten des Troges hergestellt (Bilder 3-21 und 3-22).



Bild 3-21: Sollbruchstelle (© HOCHTIEF)



Bild 3-21: Sollbruchstelle (© HOCHTIEF)

Die Abbrucharbeiten im Bereich der Stege wurden ausschließlich mit einem Hydraulikhammer durchgeführt, um ein Durchtrennen der Spannbewehrung und somit eine Beeinträchtigung der statischen Tragfähigkeit auszuschließen. Danach wurden die Spannglieder auf der Ostseite sowie auf der Westseite des Troges gleichmäßig im Brennverfahren getrennt. Um eine übermäßige Staubentwicklung zu verhindern, mussten alle Abbrucharbeiten mittels permanenten Befeuchtens gesichert werden.

4) Abbruch der Bodenplatte und der Stege vom Boden aus

Nach dem Herstellen der Sollbruchstelle erfolgte der kontrollierte Absenkvorgang des Hohlkastens. Die Abbrucharbeiten begannen in der zuvor angezeichneten Mitte des Abbruchbereichs.



Bild 3-22: Kontrolliertes Absenken des Troges (© HOCHTIEF/Roland Garn)

Die Arbeiten wurden mit Hilfe von mehreren Kettenbaggern am Boden von unten (Bodenplatte) nach oben (Trogdeckel) durchgeführt (Bild 3-22). Mit Fortschreiten des Betonabbruchs kam es dazu, dass die Stege sich langsam senkten (**Bild 3-23** und Bild 3-24).



Bild 3-23: Abgesenkte Stege mit Bodenplatte –
Ansicht von oben (© HOCHTIEF/Zoran Zivanic)



Bild 3-24: Abgesenkte Stege mit Bodenplatte –
Ansicht von unten (© HOCHTIEF/Zoran Zivanic)

Besonderheiten beim konventionellen Abbruch des östlichen Überbaus (**Bild 3-25**):

- Da der Überbau Ost auf Pfeiler Achse 3 in Längsrichtung gehalten wurde, war es notwendig, die Längshalterung vor Beginn des Abbruchprozesses des dritten Feldes zu verlegen. Die Längsverschiebesicherung wurde am Widerlager Achse 14 eingebaut. Mit Hilfe von zwei Hubpressen neben dem Bestandslager (außen) wurde der Überbau um 20 mm angehoben. Danach wurden die Absetzblöcke aus D60 Hartholz eingebaut und der Überbau wurde auf den Absetzblöcken abgesetzt.
- Um den restlichen zu verschiebenden Überbau zu unterstützen, wurde eine Hilfsstütze (H1) eingebaut (**Bild 3-25**). Auf der Stütze wurde der Nachlaufschnabel später teilweise gelagert.
- Um den späteren Anbau des Nachlaufschnabels am Überbau Ost zu ermöglichen, wurde ein Trennschnitt im Feld 4 im Diamantseilsägeverfahren ausgeführt. Der Trennschnitt erfolgte einen Meter neben der Koppelfuge. Dabei wurden im Trennbereich alle Spannglieder und der Betonstahl durchtrennt.

Besonderheiten bei dem konventionellen Abbruch des westlichen Überbaus (Bilder 3-27 und 3-28):

- Der Bestandsüberbau West wurde in der Brückenquerrichtung in jeder Auflagerachse durch ein Lager festgehalten. In Brückenlängsrichtung lag das Festlager am Pfeiler 9. In den übrigen Lagerachsen war der Überbau in Längsrichtung verschieblich gelagert. Vor dem Trennschnitt neben Achse 9 und dem folgenden konventionellen Abbruch der Brückenfelder wurden Anpassungen der Lagerung des Restüberbaus notwendig. Der nördliche Überbauabschnitt ab der Trennfuge neben Achse 9 wurde durch Festsetzen bei Hilfsstütze H109 in Längs- und Querrichtung gehalten. Der Überbau wurde dort auf verschweißten Stahlplatten abgesetzt. Die Reibkräfte zwischen Beton und Stahl boten genügend Tragfähigkeit, um H-Lasten aufnehmen zu können. Auf Achse 8 wurden die bestehenden verschieblichen Lager durch Verkeilen/Verschweißen festgesetzt und übernahmen die Längsfesthaltung für den südlichen Abbruchbereich.

- Als erstes wurde ein Trennschnitt in Form eines Keilschnittes ausgeführt, um eine Übertragung der Bewegungen beim Absenken des Hohlkastens auf das verbleibende Bauwerk zu meiden. Der Trennschnitt wurde im Diamantseilsägeverfahren ausgeführt. Die Trennung der Stege erfolgte von unten nach oben. Dabei wurden im Trennbereich alle Spannglieder und der Betonstahl durchtrennt.
- Die Reihenfolge des konventionellen Abbruchs im Süden wurde angepasst (Feld 3 danach Feld 1 und am Ende Feld 2 – aufgrund des Festpunkts an Achse 8).
- Der zu verschiebende Teil der Brücke wurde durch Anwendung der konventionellen Abbruchmethode im nördlichen Teil des Überbaus gekürzt.

Nach dem Abbruch des Überbaus erfolgte der Abbruch der Brückenpfeiler. Diese wurden mit Hydraulikhämmern in transportgerechte Stücke zerkleinert, verladen, abtransportiert und entsorgt.

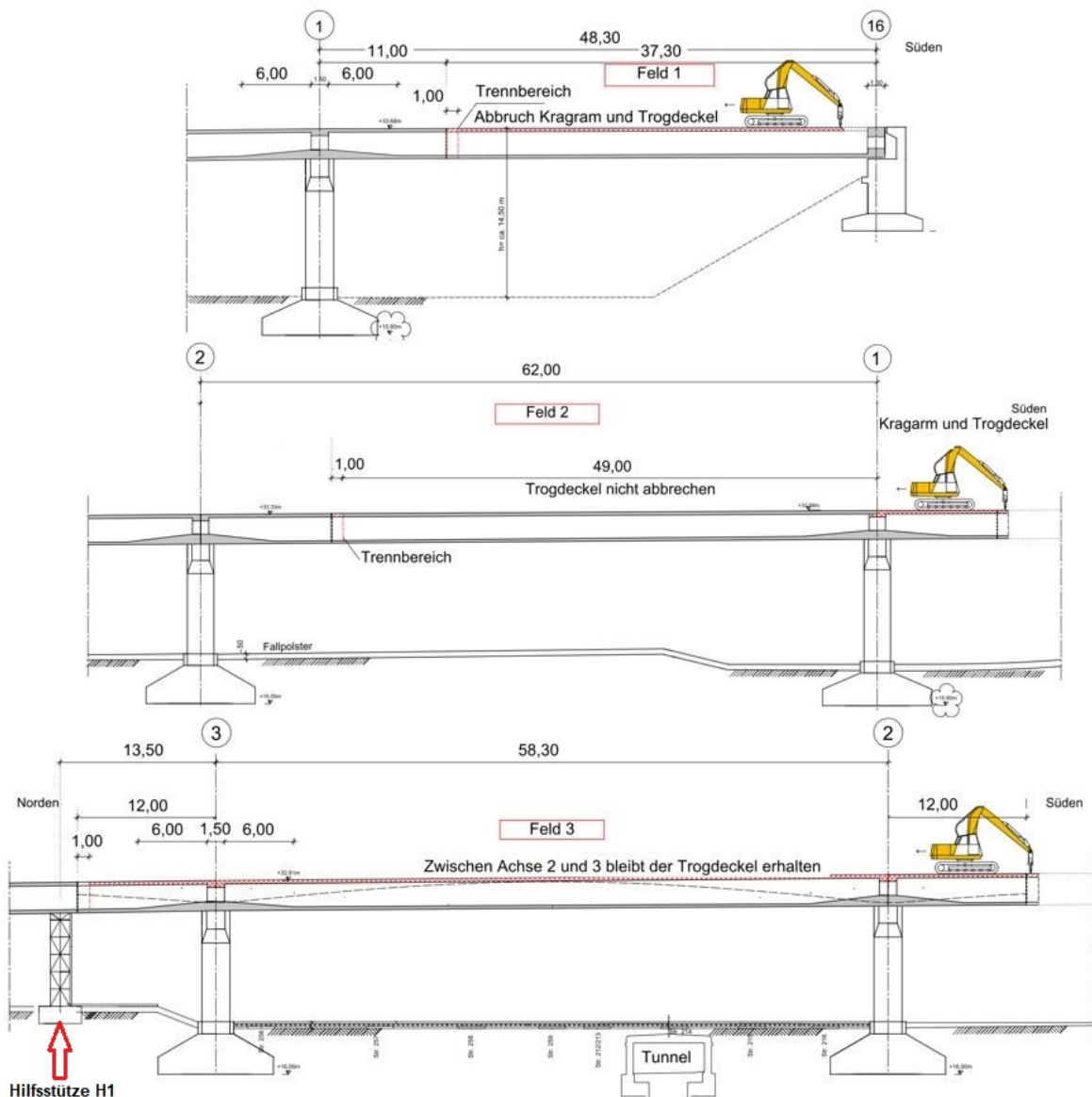


Bild 3-25: Abbruchbereiche konventioneller Überbau Ost (© HOCHTIEF)

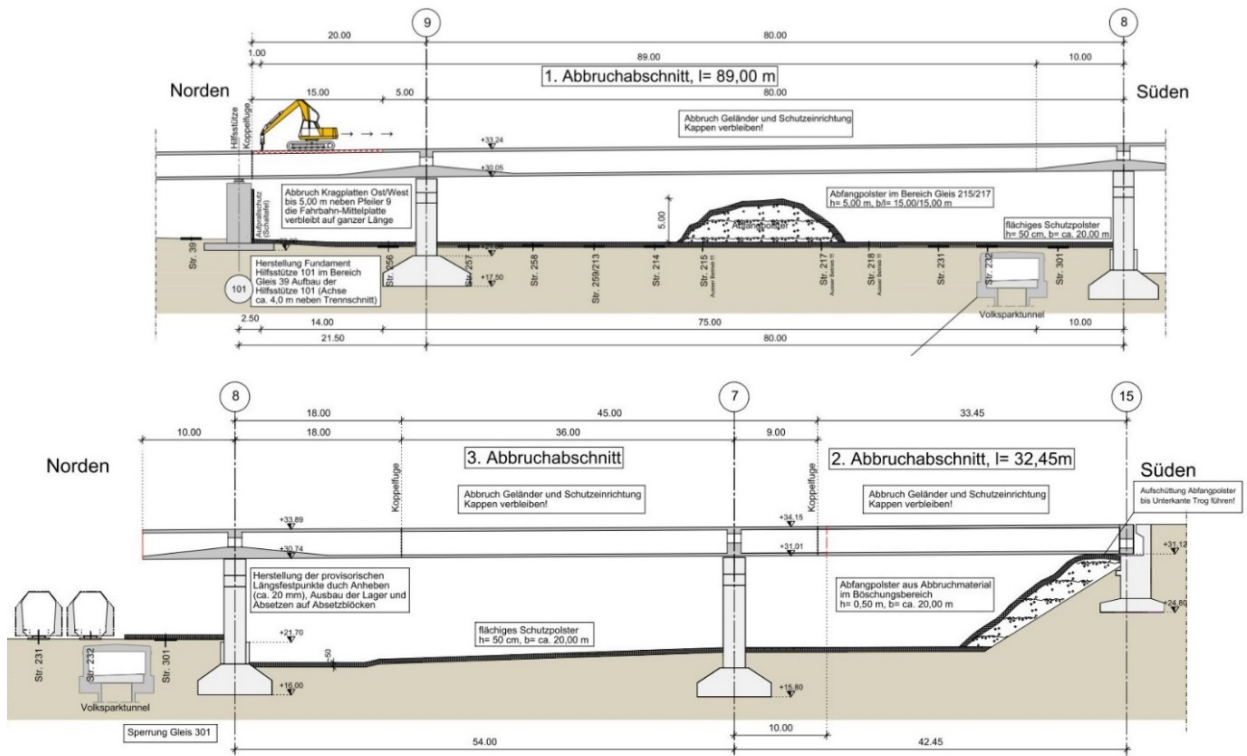


Bild 3-26: Abbruchschritte im Bereich Süd – Überbau West (© HOCHTIEF)

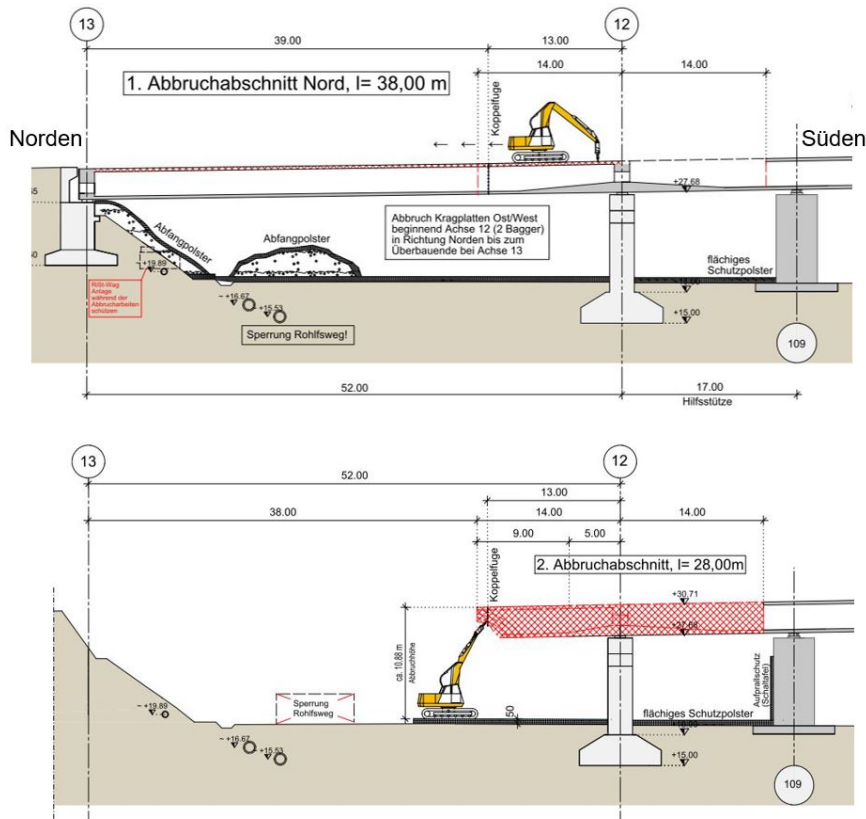


Bild 3-27: Abbruchschritte im Bereich Nord – Überbau West (© HOCHTIEF)

Der Nachlaufschabel (NLS) wurde zum Abbruch des Überbaus im Verschiebverfahren genutzt. Der Nachlaufschabel bestand aus einer Stahlkonstruktion, die bereits bei verschiedenen anderen Bauvorhaben eingesetzt wurde. Zusätzlich wurde ein neues ca. 1 m langes Adapterstück entwickelt, mit dem sich der Nachlaufschabel an den Überbau im Bereich der Abbruchkante anschließen ließ (Bild 3-31).

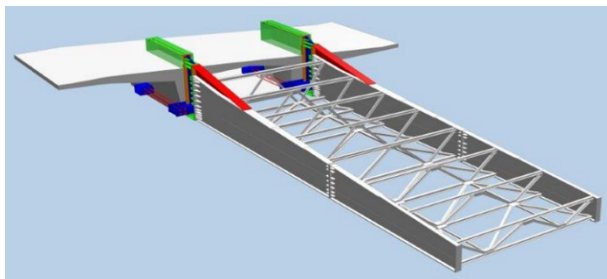


Bild 3-31: Nachlaufschabel (© HOCHTIEF)

Aufgrund der begrenzten Möglichkeiten zur Endmontage wurden die Einzelteile des NLS auf dem Überbau zu einem Einzelstück vormontiert und als Gesamtsystem eingehoben, auf die Endposition justiert und eingebaut. Nach allgemeinen Bewehrungs-, Schalungs- und Betonarbeiten für die Aufbetonblöcke wurde der NLS durch Einsetzen und Anspannen von Spann Stahl mit dem Überbau verbunden (**Bild 3-32** und **Bild 3-33**).



Bild 3-32: Montage des Schnabels Überbau West (© HOCHTIEF)



Bild 3-33: Montage des Schnabels Überbau Ost (© HOCHTIEF)

Vershub Überbau Ost:

Im Bereich der Achse 14 erfolgte der Abbruch der Autobahn in Fahrtrichtung Flensburg auf einer Länge von ca. 80 m. Dies war notwendig, damit der Vorbauschnabel über das Widerlager hinausgeschoben werden konnte. In der optimierten Ausführungsvariante wurde der Überbau über das Widerlager hinausgeschoben und hinter dem Widerlager abgebrochen

Nach dem Aufbau der Verschiebebahn erfolgte der Vershub des restlichen Brückenbauwerkes in Richtung Kiel über das Widerlager hinaus. Das zu verschiebende Bauteil hatte eine Gesamtlänge von ca. 205 m. Der Überbau wurde durch zwei Litzenheber in Richtung Nord-Ost herausgezogen. Zu diesem Zweck waren die Litzenheber zwischen dem Widerlager 14 und dem Stützturm H 13 angeordnet (**Bild 3-34**).

Es wurde in Abschnitten von je ca. 8 m gezogen. Anschließend wurden die Litzenheber um ca. 8 m in Richtung Stützturm 13 zurückgefahren und hinter den Steckträgern positioniert, um erneut ca. 8 m zu ziehen. Der nach zwei Zügen überstehende Betonquerschnitt wurde hinter dem WL 14 konventionell abgebrochen. Insgesamt wurden 20 Verzugtakte in jeweils 8 m-Schritten geschoben.

Befestigt wurde die Zugsanlage an Steckträgern, welche durch vorher hergestellte Kernbohrungen von oben durch den Überbau gesteckt wurden und unterhalb des Überbaues herausragten (Bild 3-37). Damit war ein schneller Umbau zwischen den Vershuben möglich.

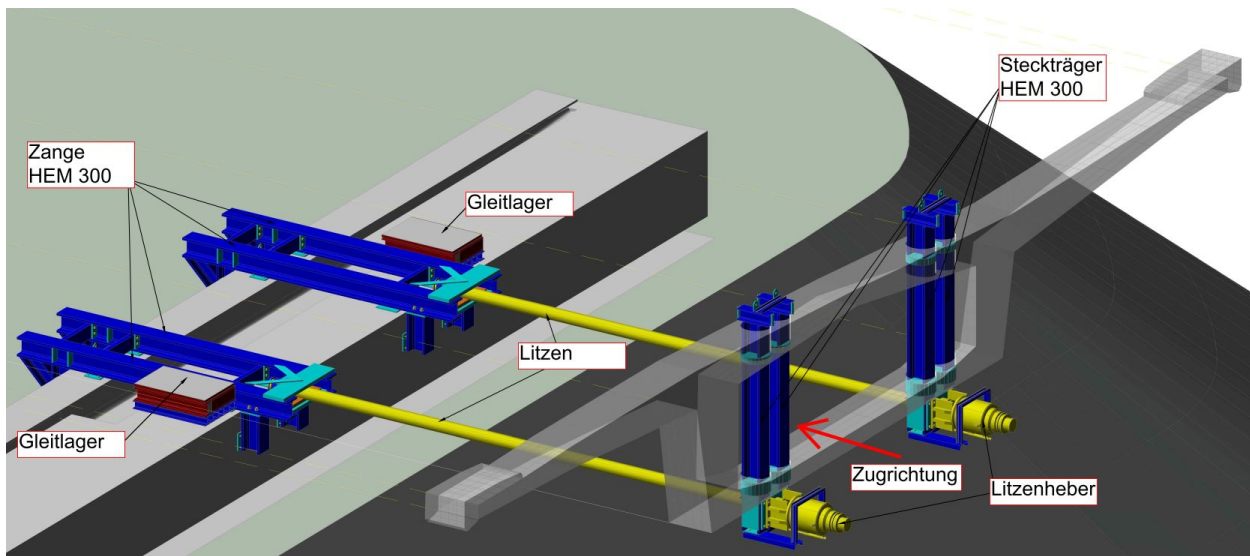


Bild 3-34: Isometrie Verschubanlage (© HOCHTIEF)



Bild 3-35: Steckträger (© HOCHTIEF)



Bild 3-36: Presse am Steckträger und Zange am Widerlager 14 (© HOCHTIEF)

Beim Vershub des Überbaus Ost wurden vorhandene Lager, welche bereits für das Taktschieben von Neubaubrücken eingesetzt wurden, verwendet. Es kamen zwei Typen (Größen) der Taktschiebelager – groß (1,36 m × 1,37 m) und klein (1,10 m × 1,42 m) zum Einsatz. Die Lager bestanden aus mehreren Stahlträgern, Betonfüllung, gefettetem Gleitblech (Edelstahl) und PTFE Platten.

Zur Sicherstellung des planmäßigen Ausschubs des Restüberbaus Ost musste die Westkappe der Fahrbahnplatte auf der verbliebenen Gesamtlänge von ca. 205 m zurückgeschnitten werden. Zusätzlich wurde auf einer Länge von ca. 110 m auch der Teil der Kragplatte mit einer Breite von 1,15 m zurückgeschnitten, auf dem der Teil der Kappe ruhte. Dies war aus geometrischen Gründen notwendig, da es sonst bei den Vershubvorgängen zu einer Kollision mit dem westlichen Überbau geführt hätte.

Vershub Überbau West:

Für den Abbruchprozess des westlichen Überbaus gab es aus den Erfahrungen des Verschubs eine Reihe von Anpassungen im Vergleich zum Überbau Ost:

- Die Stahltürme für die temporären Stützen wurden durch Fertigteiltürme ersetzt.
- Die Vershublager wurden optimiert bzw. neu konzipiert.
- Da aus geometrischen Gründen nicht über das nördliche Widerlager geschoben werden konnte, wurden die Bremslager zum Ausbremsen des Überbaus nach dem Vershub auf dem Hilfspfeiler H109 aufgebaut. Die Bremsplatte wurde mit Hilfe von Hydraulikpressen angehoben und der Überbau wurde durch Reibkraft zwischen der Bremsplatte und Beton zum Stillstand gebracht (**Bild 3-37**).



Bild 3-37: Verschublager mit Bremslager (© HOCHTIEF)

In Analogie zum Überbau Ost wurde der Überbau durch vier Litzenheber in Richtung Norden bis zum Abbruchbereich hinter der letzten Hilfsstütze H109 herausgezogen. Solange sich der Restüberbau über den Bahngleisen befand, erfolgte dies in Nachtsperrrausen.

Die Litzenheber (**Bild 3-40**) wurden über Ankerplatten mit zwei Steckträgern neben der Hilfsstütze H108 kraftschlüssig verbunden und die Stahllitzen an der auf der Kopfplatte der Hilfsstütze H109 montierten Zugstrangverankerung (**Bild 3-41**) angespannt. Die Längen der Verschubabschnitte variierten zwischen ca. 5,40 m und 12 m.



Bild 3-40: Litzenheber an den Steckträger (© HOCHTIEF)



Bild 3-38: Zugstrangverankerung an H109 (© HOCHTIEF)

Nach dem Erreichen der zulässigen Kraglänge ab der Mittelachse H109, wurde der über die Hilfsstütze H109 überstehende Kragbereich des Bestandsüberbaues abgebrochen. Sobald die Verschublänge von max. 12 m erreicht wurde, mussten die Litzenheber in Richtung Hilfsstütze H108 zurückgefahren und hinter den umgesetzten Steckträgern positioniert werden, um dann wieder erneut zu ziehen. Die Endposition des Verschlubes wurde nach 128 m erreicht. Der dann noch stehende Restüberbau wurde konventionell abgebrochen.

Abbruch Widerlager:

Um das Widerlager abbrechen zu können, war es erforderlich, dieses vorher freizulegen. Um ein Abrutschen der zu erhaltenden Fahrbahn zu verhindern, wurde ein Verbau im Mittelstreifen der A 7 hergestellt (**Bild 3-42**). Da dieser Verbau in drei Lagen rückverankert werden musste, konnte das Freilegen des Widerlagers nur in mehreren Arbeitsschritten mit der jeweiligen Herstellung einer Arbeitsebene für die Verankerungsgeräte erfolgen. Nach dem Freilegen des Widerlagers wurde der Abbruch des Stahlbetons mit mehreren Kettenbaggern mit Hydraulikhämmern durchgeführt. Der Abbruch des Widerlagers erfolgte bis Unterkante Fundament.



Bild 3-39: Mittelstreifen Verbau Achse 16 (© HOCHTIEF)

4.3 Bestandsuntersuchungen

4.3.1 Bestandsunterlagen

Die Bestandspläne und Bauwerksbücher wurden zur Verfügung gestellt.

4.3.2 Nachrechnung

Die Nachrechnung der Brücke wurde im Jahr 2000 durchgeführt.

4.3.3 Materialproben

Es wurden Bohrkern der Hammerköpfe der Pfeiler 1, 5, 12 von Nord und Süd abgenommen. Im Laufe der Ausführung wurden zusätzliche Bohrkernproben ausgewertet.

4.3.4 Materialverhalten

Hierzu sind keine Untersuchungen bekannt.

4.3.5 Geometrie

Die Geometrie der abzurechnenden Bauwerke wurde vermessen (Beispiel Bild 3-43). Für das Schieben der nördlichen Teile der Brücke war es notwendig, die Brückengeometrie und die Überschneidungen der Brücken beim Schieben zu kennen.

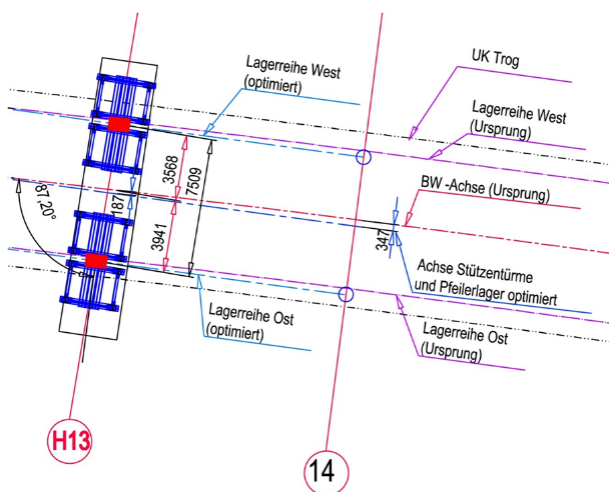


Bild 3-40: Beispiel Lage Überbau zum jeweiligen Takt (© HOCHTIEF)

Da beim Schieben der komplette Querschnitt mit Kragarmen geschoben wurde, war es notwendig, im Überschneidungsbereich der Bauwerke Teile der Kragarme abzuschneiden. Die zu verschiebenden Überbauten hatten die Geometrie einer Klothoide. Um den Klothoidenüberbau auf einer kreisähnlichen Bahn zu ziehen, wurde er an vorher definierten Verschubzuständen über eine Seitenführung begrenzt und damit während des Verschubes gelenkt.

4.3.6 Schadstoffe

Soweit es möglich war, wurden die Rückbauprodukte gemäß Kreislaufwirtschaftsgesetz einer Wiederverwertung zugeführt. Der Rückbau erfolgte nach Möglichkeit sortenrein. Außergewöhnliche Schadstoffe gab es nicht.

4.3.7 Schäden

Aus dem Bauwerksbuch: „1998 wurden freiliegende und zum Teil gebrochene Spannglieder festgestellt. Der Schaden wurde im Rahmen einer Nachrechnung von 2000 und einer OSA vom 13.10.2005 mit folgendem Ergebnis näher untersucht: Die durch den Ausfall der geschädigten Spannglieder rechnerisch ermittelten Spannungen können für das Bauwerk als verträglich eingestuft werden.“

Ansonsten wurden die Schäden an dem Endquerträger bemängelt (abgeplatzte Beton, freiliegende Bewehrung) sowie die Risse in der Fahrbahnplatte in Querrichtung und Risse in den Stegen und der Bodenplatte des Hohlkastens.

4.4 Statische Berechnung

4.4.1 Anzuwendende Regelwerke

- DIN EN 1990 Stand 2010-12 Grundlagen, Sicherheitskonzept,
- DIN EN 1991 (Reihe) Stand 2010-12 Einwirkungen auf Tragwerke,
- DIN EN 1992 (Reihe) Stand 2011-01 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton,
- DIN EN 1993 (Reihe) Stand 2010-12 Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion,
- DIN EN 1997 (Reihe) Stand 2010-12 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,
- Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), BMVBS (Herausgeber), Stand 2011-05.
- DIN-Fachberichte.

4.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Abweichungen von Regelwerken waren nicht erforderlich.

4.4.3 Sicherheitskonzept

Für die ständigen Einwirkungen aus Eigenlasten wurde entsprechend Nachrechnungsrichtlinie, Kap. 12.3.2 $\gamma_G = 1,20$ angesetzt. Weitere Teilsicherheitsbeiwerte wurden ohne Modifikation nach Norm angesetzt.

4.4.4 Nachweisführung

4.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Die Spannglieder wurden nicht zwischenverankert.

4.4.4.2 Schubnachweise

Die Querkrafttragfähigkeiten wurden entsprechend den Ansätzen nach EC2 bzw. Nachrechnungsrichtlinie bestimmt. Vereinfachend wurden die Regelfeldquerschnitte und Regelstützquerschnitte sowie ergänzend entsprechend interpolierte Querschnitte im Stützenbereich als Betonabmessungen herangezogen. Die Hüllrohre der Spannglieder waren vollständig im Metallhüllrohr ($\varnothing \approx 70 \text{ mm} < b_w / 8 \geq 100 \text{ mm}$) verpresst worden und mussten daher rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

4.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Vor den Abbrucharbeiten wurden am westlichen Bestandsüberbau Stützenverstärkungen aus Stahl eingebaut (Bilder 3-44 und 3-45). Diese waren notwendig, damit die Westbrücke in der Bauphase 1 die Verkehrsführung 6+0 aufnehmen konnte.



Bild 3-41: Temporäre Verstärkung der Hammerköpfe an der Westbrücke (© HOCHTIEF)



Bild 3-42: Temporäre Verstärkung der Hammerköpfe an der Westbrücke (© HOCHTIEF)

Weitere Detailnachweise

- Nachweise für die Führung des Überbaus und der Ableitung der H- Lasten in Längsrichtung,
- Nachweise der Verschlager,
- Nachweis Nachlaufsnabel.

4.5 Leistungsbeschreibung

4.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung erteilten Zustandsnoten betragen für beide Teilbauwerke 3,0.

4.5.2 Baugrund

Auszug Baubeschreibung:

„Von der Oberfläche aus nach unten gesehen liegt im Bereich der geplanten Bücke folgender Bodenaufbau vor:

- Schicht A, Auffüllung bestehend aus Sanden mit kiesigen, humosen sowie organischen Beimengungen, mehr oder weniger mit Bauschuttresten versetzt,
- Schicht O – organische Böden, Torfe und Mutterböden,
- Schicht S2 und S3, Sande. Sande mit überwiegend lockerer (S1) und mitteldichter Lagerung (S2) treten nur vereinzelt auf. Überwiegend kommen Sande mit dichter und sehr dichter Lagerung vor (S3),
- Geschiebemergel, Geschiebelehm, stark sandige Schluffe bzw. schluffige Sande.

Es ist in allen Schichten mit Steinhindernissen zu rechnen.“

4.5.3 Kontaminationen

Auszug Baubeschreibung:

„Im Bereich der Baumaßnahme muss mit Kampfmitteln gerechnet werden. Gemäß dem Bescheid BIS/F046-07/1159 wurden große Teile des Gebietes als Bombenblindgängerverdachtsgebiet ausgewiesen. Zusätzlich befinden sich mehrere Bombentrichter (Bombenkrater) sowie Munitionsverdachtsflächen im Sondierungsgebiet.“

4.5.4 Angrenzende Bebauung

In der Nähe des Brückenbauwerks befinden sich folgende Nebenanlagen, die von der Bautätigkeit betroffen sind:

- Vor dem ehemaligen Widerlager Süd befindet sich ein eingezäunter Lagerplatz einer Recyclingfirma.
- Zwischen Rohlfsweg und Binsbarg befindet sich ein eingezäunter Stellplatz einer Firma für den Verleih von Autoanhängern.
- Der Volksparktunnel quert die Bahnanlage zwischen dem S-Bahnhof HH-Stellingen und der Lederstraße.
- Unterführung Binsbarg – ein tunnelartiges Bauwerk unter den Bahnanlagen.

4.5.5 Sperrpausen

Auszug Baubeschreibung:

„Im Zuge des Bauablaufs war die Einrichtung kurzzeitiger Sperrungen und Sperrpausen erforderlich. Generell gilt:

Für den Brückenabbruch ist eine auf die Bauphasen abgestimmte mehrfache Vollsperrung des Rohlfsweges für Kfz vorgesehen. Der Fuß- und Radverkehr ist während dieser Zeiten jedoch aufrecht zu halten. Ebenso ist die Durchfahrt für Rettungskräfte jederzeit zu ermöglichen. Auf dem Binsbarg sind für das Stellen der Hilfsstützen für den Brückenabbruch die mehrfache Einrichtung von Verkehrsführungen mit Einschränkungen von Fahrspuren vorgesehen. Vollsperrungen von Rohlfsweg und Binsbarg sind für die Montage des neuen Überbaus in verkehrsarmer Zeit (keine Großveranstaltungen im Volksparkstadion bzw. der Colour-Line-Arena) vorgesehen (Wochenendsperrung).

Der Wirtschaftsweg in Verlängerung der Lederstraße zum Bahngelände ist über die gesamte Bauzeit als Rettungsweg und Feuerwehzufahrt offen zu halten. Der Tunnel Volksparkstraße ist über die gesamte Bauzeit offen zu halten.

Die Sperrpausenmeldung (BBP-Anmeldung) für die Strecken 1220, 1225 und 1232 (Bereich S- und Fernbahn) muss mit einem Vorlauf von 27 Monaten erfolgen. Die Anmeldungen auf den Strecken 1220, 1225 und 1232 erfolgen jeweils im August 2014 für 2017, im August 2015 für 2018 usw. Für die Arbeiten im Bereich des Bahnhofs Langenfelde von Gleis 200 (östlichstes Gleis) bis Gleis 301 (westlichstes Gleis) werden ebenfalls Anmeldungen erforderlich. Hier ist ein geringer Vorlauf von max. 1 Jahr erforderlich.“

4.5.6 Immissionsschutz

Es wurden Sichtschutzwände auf dem Überbau mit Verkehr eingerichtet. Um die Fahrzeuge vor Betonsplittern aus dem Abbruch zu schützen, wurden zusätzliche Netze auf den Sichtwänden aufgebaut. Um übermäßige Staubentwicklung zu verhindern, mussten alle Abbrucharbeiten mittels permanenten Befeuchtens gesichert werden. Um den Eingangsbereich des Volkstunnels zu schützen, wurden zusätzliche Gummischirme auf den Kränen aufgehängt. Alle lärmintensiven Abbrucharbeiten durften zwischen 07:00 und 22:00 Uhr durchgeführt werden.

Das Auslegen von Baggermatratzen sollte verhindern, dass die herabfallenden Abbruchmaterialien übermäßige Erschütterungen und Beschädigungen verursachen.

4.5.7 Umweltschutz

Auszug Baubeschreibung:

„Vor Beginn der Bauarbeiten sind die zu erhaltenden Vegetationsbestände so zu schützen, dass eine Beschädigung ausgeschlossen werden kann. Zu erhaltende Bäume sind vor Beschädigungen des Wurzelbereichs durch Überfahren, Bodenauftrag und Bodenverdichtung oder Bodenabtrag zu schützen. Im Bereich der AS Volkspark (Ostseite) befindet sich eine Anlage der HSE (Hamburger Stadtentwässerung). Diese ist für die gesamte Dauer der Bauarbeiten in diesem Bereich zu sichern.“

4.5.8 Arbeitssicherheit

Um ständigen Zugang zu den Hubanlagen zu gewährleisten, wurden um die Pfeiler Gerüste gebaut. Aufgrund der Nähe zu den Bahnanlagen, wurden die Arbeitsbühnen an Lichtraumprofile der Bahn angepasst und in den Sperrpausen montiert. Das Gerüst wurde an den Seiten/den Stirnflächen mit einer festen Einhausung bzw. Bekleidung versehen, um die Arbeiter vor Druckwellen des Zugverkehrs zu schützen.

Dort, wo die Erschließungsstraßen im Gleisbereich verlaufen, wurden die Zufahrten zum Gleisbereich durch Schranken mit Profiltoren sowie Sicherungsposten gesichert.

Zum Schutz vor elektrischem Schlag mussten Erdungsmaßnahmen in der Nähe der Bahnanlagen durchgeführt werden.

4.5.9 Nebenleistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

4.5.10 Besondere Leistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

4.5.11 Entsorgungskonzept

Auszug Baubeschreibung:

„Vorhandener Oberboden ist einschließlich der Vegetationsdecke abzutragen und auf Flächen des Auftragnehmers zwischenzulagern. Überschüssiger Oberboden einschließlich der verkrauteten Vegetationsdecke ist einer Verwertung nach Wahl des Auftragnehmers zuzuführen. Nach Klassifizierung des Bodens ist das Material zu verwerten bzw. zu entsorgen. Die Entsorgungspositionen des Leistungsverzeichnisses schließen jeweils die abfallrechtlichen Nebenleistungen wie Transportgenehmigung, Begleitschein, Entsorgungsnachweis usw. ein. (...)

Abfallerzeuger für Bau- und Abbruchabfälle:

- *Abfallerzeuger (KrW-/AbfG § 3 Abs. 5) ist: DEGES*
- *Abfallbesitzer (KrW-/AbfG § 3 Abs. 6) ist: der Auftragnehmer“*

4.6 Vertragliche Grundlagen

4.6.1 Vertragsmodelle

Die Leistungen wurden als Einheitspreisvertrag gemäß VOB vergeben.

4.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

- Achtstreifige Erweiterung der A 7 zwischen AS Stellingen (Nr. 26) und AS Volkspark (Nr. 27),
- Abbruch und Neubau der Langenfelder Brücke im Zuge der A 7 über Bahnanlagen,
- Neubau Verkehrszeichenbrücken,
- Neubau Lärmschutzwände,
- alle Arbeiten erfolgen unter Verkehr, Verkehrssicherungsleistungen,
- umfangreiche Leistungen im Gleisbereich,
- Einbau offenporiger Asphaltdeckschichten.

4.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote wurden in der Ausschreibung ausgeschlossen.

4.6.4 Bauzeit

- Abbruch Überbau Ost: 01/2014 – 07/2015,
- Abbruch Überbau West: 01/2017 – 08/2017.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Allgemeine Hinweise:

- Kappenanschlüsse sollten bereits in der Entwurfsphase des Projektes überprüft werden.
- Durch sorgfältige Schutzmaßnahmen muss sichergestellt werden, dass der fließende Verkehr neben der Abbruchstelle nicht beeinträchtigt wird. Hier wurde neben einer 2 m hohen Sichtschutzwand zusätzlich ein feinmaschiges Fangnetz eingesetzt, um den laufenden Verkehr nicht zu gefährden.

Konventioneller Abbruch:

- Langsamer Absenkvorgang sollte ohne Ausreißen der Spannglieder gewährleistet werden.
- Trennschnittverfahren bzw. die Herstellungsmethode der Sollbruchstelle muss richtig ausgewählt sein (z. B. Gelenkausbildung durch Durchtrennung der Spannglieder sowohl im oberen Bereich der Stege als auch im unteren Bereich).
- Um ein langsames Absenken des Überbaus beim Abbruch vom Boden aus zu erreichen, ist die fortschreitende Schwächung des Querschnitts im unteren Bereich (Bodenplatte und Stege) bei Erhaltung einer oberliegenden Druckzone auf einer Höhe von ca. 30 cm bis 50 cm durchzuführen.

Abbruch durch den Vershub des Überbaus:

- Die aus Betonfertigteilen hergestellten Hilfsjoche (Überbau West) waren sowohl von der Steifigkeit her als auch in Bezug auf den Arbeitsraum für Pressen und Vershublager besser geeignet.
- Auf Lehrgerüsten hergestellte Brücken können an der Unterseite Überhöhungen aufweisen, welche beim Schieben durch die Vershublager aufgenommen werden müssen.
- Die Vorbelastung der Hilfsfundamente hat wesentlich zur Minimierung der Setzungen beim Vershub beigetragen.
- Ein Vershub über der Bahn bei laufendem Betrieb ist technisch möglich und vertretbar. Damit könnte bei zukünftigen Projekten die Anzahl der Sperrpausen verringert und die Störungen für den Bahnbetrieb minimiert werden.

IV Rückbau auf Vorschubrüstung

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Der Rückbau auf Vorschubrüstung bietet im Vergleich zu anderen Konzepten den Vorteil, dass die Verkehrswege unter der Brücke fast ohne Einschränkungen weiter genutzt werden können und der Rückbau des Überbaus ohne Eingriff in das Tal stattfindet. Die Vorschubrüstung wird dazu unterhalb des Überbaus errichtet und spannt zwischen Hilfsstützen, die auf den Fundamenten der Brückenpfeiler stehen oder stützt sich ggf. auch auf die vorhandenen Unterbauten ab. Der abzubrechende Teilabschnitt liegt in der Vorschubrüstung und wird vom restlichen verbleibenden Tragwerk getrennt. Für das sich durch den feldweisen Rückbau verändernde statische System muss in allen Bauabschnitten mit der vorhandenen Bewehrung eine ausreichende Querschnittstragfähigkeit nachgewiesen werden.

Der Abbruch in der Vorschubrüstung erfolgt konventionell mit einem auf dem Überbau stehenden Bagger, der den bewehrten Querschnitt durch Stemmen und Pressschneiden stückchenweise zerkleinert. Der Abtransport des Abbruchguts erfolgt über den verbleibenden Überbau in Richtung Widerlager.

Eine Besonderheit des Rückbaus auf Vorschubrüstung besteht in der Lasteinleitung in die Pfeiler. Hierbei leiten A-Bock- und Durchsteckträgersysteme die Lasten direkt in die Bestandspfeiler ein. Die Lasten aus dem Rückbau liegen weit über den Belastungen aus dem Bauzustand und u. U. auch dem Endzustand des Bestandsbauwerks. Die Bestandsunterbauten erfordern für den Lastfall Rückbau eine genaue Prüfung der geometrischen Eignung sowie der Tragfähigkeit im Bereich der Lasteintragung und der Gründung. Zudem reagieren die vorgenannten Pfeilereinrüstungssysteme aufgrund ihrer im Querschnitt schmalen Basis sensibel auf im Querschnitt ungleichmäßige Lastverteilung, z. B. aus exzentrischer Lastverteilung infolge Restvorspannung, Abbruchmaschinen und ungleichmäßigem Abbruchfortschritt. Daher wird oftmals eine bodengestützte Pfeilereinrüstung bevorzugt angewendet.

Das Vorschubgerüst ist für den Rückbau i. d. R. ca. 30 % stärker auszubilden als für den Neubau derselben Brücke. Dies führt zu einem vergleichsweise großen Eigengewicht und zu einer relativ großen Bauhöhe. Im Bereich der Abstützungen, insbesondere bei durch getrennte Bestandsüberbauten gemeinsam genutzten Unterbauten, sind die Bauabläufe und Belastungen sorgfältig auf den Bestand abzustimmen.

Beim Rückbau auf Vorschubrüstung ist die Dokumentation des Baugrunds und des Bauwerks einschließlich nachträglicher Ertüchtigungsmaßnahmen elementar, um den geometrischen und den Eigengewichtszustand planbar erfassen zu können und Probleme bei der Ausführung zu vermeiden.

Wie beim Neubau großer Talbrücken wirken Bauwerk und Rüstung gemeinsam. Arbeiten können nur in Abstimmung erfolgen. Mit dem Abbruchunternehmer wird i. d. R. zum Bauunternehmen und Gerüstlieferanten eine dritte Partei am Baugeschehen beteiligt. Es ist zwischen diesen Parteien durch geeignete umfassende und verständliche Abstimmung ein Verständnis für die ineinandergreifenden Abläufe zu erzielen, um ein komplexes Bauverfahren sicher umsetzen zu können.

Aufgrund des gemeinsamen Wirkens von Überbau und Abbruchgerüst in sich ändernden Belastungszuständen ist die Ermittlung von Reaktionen und Verformungen am gekoppelten System in den verschiedenen Abbruchphasen erforderlich. Eine enge Zusammenarbeit zwischen Abbruch- und Traggerüstplaner ist für die sichere Anwendung dieses Rückbauverfahrens unabdingbar.

Ein abschnittweiser Rückbau von abschnittweise hergestellten Bauwerken ist i. Allg. gut umsetzbar.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken mittels Vorschubrüstung zählen:

- Rückbau eines feldweise hergestellten Durchlaufträgersystems entgegen der Herstellungsrichtung: Sicher wirksame Endverankerungen der abschnittweise vorgespannten Spannglieder hinter der Abschnittsgrenze.

- Beide Überbauten in verschiedenen Richtungen hergestellt: keine Demontage Vorschubgerüst (VSG) nach Abbruch des 1. Überbaus erforderlich, nur Querverschub, Gerüst parkt nach Rückbau des ersten Überbaus unter dem zweiten, sofern ausreichende Tragfähigkeit der Unterbauten unter dem noch mit Verkehr belasteten Teilbauwerk gegeben ist.
- Hydraulische Bettung des Überbaus im Abbruchzustand und Unterfütterung mit Holzdruckstücken sorgen für dämpfende Wirkung der Abbrucharbeiten für das Gerüst.
- Lastverhalten der Brücke beim Abbruch sehr gut dokumentierbar. Durch eine Vielzahl an hydraulischen Unterstützungspunkten ist eine sehr feine Einstellung der Lastverteilung möglich.
- Intakte Fahrbahnplatte beim Rückbau dient der Horizontalkraftübernahme und Biegemomentenaufnahme um die Hochachse.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken mittels Vorschubrüstung zählen:

- Im Falle eines feldweisen Rückbaus ohne Trennung vor Koppelfuge: hohe Anforderungen an Hydraulikausrüstung und für Einstellungsmaßnahmen wegen Interaktion zwischen Überbau und Vorschubgerüst.
- Nicht auf voller Abschnittslänge geschlossene Abbruchschalung verringert den Schutz vor herunterfallenden Fragmenten im Zuge des Abbruchs.
- Vergleichsweise großer Reinigungsaufwand bei jedem Verschub der Abbruchbühne.
- Zeitaufwendiger Bauablauf durch ...
 - hohen Planungs- und Abstimmungsaufwand wegen Interaktion zwischen Überbau und Vorschubgerüst,
 - aufwendige Vorarbeiten wie Sicherung der Widerlager und Herstellung von Hilfsgründungen in den Brückenrandbereichen,
 - Mobilisierung großer Massen von Spezialausrüstung,
 - Linienbaustelle durch abschnittweisen Rückbau,
 - viel Justierarbeiten innerhalb der Bauabschnitte,
 - Ausbau der Brückenlager unter dem Überbau während des Abbruchs zur Durchfahrt der Abbruchbühne.
- Der Rückbau eines Brückenfeldes erfordert die Vorhaltung zusätzlichen Personals für Reinigungs- und Justierarbeiten sowie etwa 30 % mehr Zeit als ein Rückbau desselben Abschnittes unter Einsatz der Vorschubgerüstmethode mit geschlossener Bodenschalung und Trennschnitt vor der Koppelfuge.
- Hohe Kosten durch Hydrauliksteuerung für Mobilisierung und Bedienung.
- Schwere Komponenten: 12 m langes Hauptträgersegment ca. 37 t, Gewicht Pfeilereinrüstung: insgesamt ca. 65 t, schwerstes Einzelteil: Jochträger mit ca. 12 t.
- Da die Abbruchbühne aus konstruktiven Gründen sehr nahe an der Unterkante des Überbaus verlaufen muss, besteht ein hohes Risiko für ein Durchschlagen des Abbruchmeißels auf den Abbruchbelag und damit eine Beschädigung der Abbruchbühne.
- Der Rückbau mit dem Bagger beansprucht die Werkzeuge stark, da nach jedem Teilabschnitt von etwa einer Abbruchbühnenlänge die hochfesten Spannglieder mit der Abbruchzange zerschnitten werden müssen.
- Verpresszustand der Längsspannglieder muss als rechnerisch wirksam angesetzt werden können.

3 Beispiel – Lahntalbrücke A 3

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	99
3.2	Rückbauverfahren	100
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	100
3.2.2	Auswahlkriterien	100
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	101
3.3	Bestandsuntersuchungen	103
3.3.1	Bestandsunterlagen.....	103
3.3.2	Nachrechnung	103
3.3.3	Materialproben.....	103
3.3.4	Materialverhalten	103
3.3.5	Geometrie.....	103
3.3.6	Schadstoffe	103
3.3.7	Schäden	103
3.4	Statische Berechnung	104
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke	104
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	104
3.4.3	Sicherheitskonzept	104
3.4.4	Nachweisführung.....	105
3.5	Leistungsbeschreibung	109
3.5.1	Bauwerkszustand	109
3.5.2	Baugrund.....	109
3.5.3	Kontaminationen.....	109
3.5.4	Angrenzende Bebauung	109
3.5.5	Sperrpausen.....	109
3.5.6	Immissionsschutz	110
3.5.7	Umweltschutz	110
3.5.8	Arbeitssicherheit.....	110
3.5.9	Nebenleistungen.....	110
3.5.10	Besondere Leistungen	111
3.5.11	Entsorgungskonzept.....	111
3.6	Vertragliche Grundlagen	111
3.6.1	Vertragsmodelle	111
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	111
3.6.3	Nebenangebote	111
3.6.4	Bauzeit	111
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	112
3.8	Literatur	113

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die erste Autobahnbrücke über die Lahn bei Limburg war ein massiver Viadukt nach einem Entwurf von Paul Bonatz, der 1945 beim Rückzug der deutschen Wehrmacht gesprengt wurde [NUSCH u. FRANZ 2016]. Um die Anforderungen des stetig wachsenden Verkehrs zu erfüllen, wurde in den 1960er Jahren die provisorische Fachwerkbrücke der Nachkriegsjahre abgerissen und der Bau einer neuen Brücke als Spannbetondurchlaufträger mit zwei Überbauten mit Kastenquerschnitt begonnen [BAY u. MÖRSCH 1968]. Zu dieser Zeit steckte der Spannbetonbrückenbau in seiner „Sturm-und-Drang“-Phase mit einer stetigen Weiterentwicklung der Bauverfahren und Spannsysteme – immer weitere, wirtschaftlichere und innovative Tragwerke und Bauverfahren hielten den Konkurrenzkampf am Leben. Die Spannbetonpioniere lieferten sich einen kreativen, mutigen und aufreibenden Wettbewerb. Die Lahntalbrücke war eine der ersten größeren Talbrücken, die als Spannbetondurchlaufträger mit zwei parallel verlaufenden Kastenüberbauten ausgeführt worden sind.

Die Herstellung der beiden Überbauten erfolgte nacheinander. Um möglichst schnell zu bauen, wurde zuerst der westliche Überbau von beiden Widerlagern aus im Freivorbau aufeinander zu hergestellt (Bild 4-1). Nachdem dieser Überbau für den Verkehr freigegeben war, wurde der östliche Überbau ebenfalls im Freivorbau, allerdings nur von einer Seite aus, errichtet. Zur Ausführung kam der freie Vorbau mit DYWIDAG-Einzelstab-Spanngliedern $d = 26$ mm aus Glattstählen St 80/105. An den Koppelfugen bzw. Zwischen- und Endverankerungen besaßen die Spannglieder an den Enden aufgewalzte Gewinde, wo sie über Muffen miteinander gekoppelt oder mit sog. Glocken verankert waren (Bild 4-6).

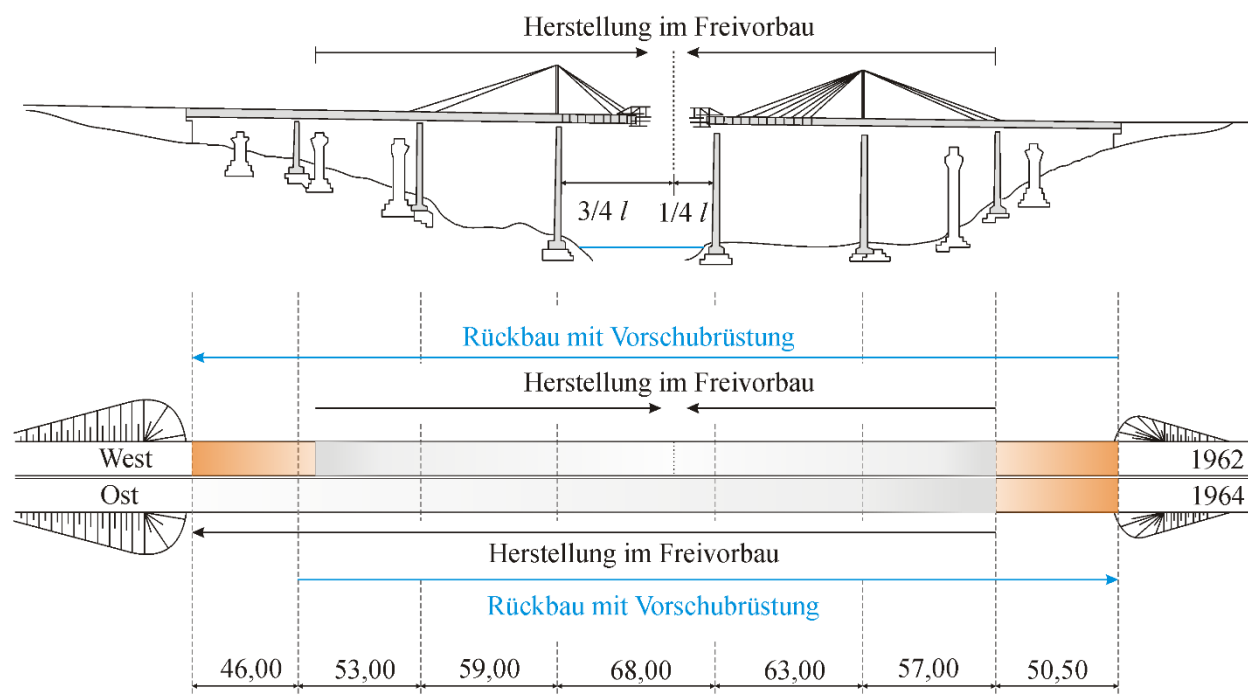


Bild 4-1: Herstellung und Rückbau entgegen bzw. in Herstellungsrichtung (© Gregor Schacht)

Im Gegensatz zu anderen Spannverfahren war die Idee des DYWIDAG-Einzelstabsystems die Verteilung der benötigten Vorspannkraft auf viele Spannstähle, um somit eine unnötig konzentrierte Einleitung großer Kräfte zu vermeiden und eine gute und gleichmäßige Verteilung der Druckspannungen im Querschnitt zu gewährleisten. Durch die Anordnung vieler Spannstähle entsprechend dem Spannungsbild im Betonquerschnitt war es möglich, die Menge der Schlaufstahlbewehrung zu minimieren [FINSTERWALDER 1952, KERN 1965].

Nachdem bereits in den 1980er Jahren Instandsetzungsmaßnahmen notwendig waren, um die entdeckten Risse in den Koppelfugen zu verpressen und die Bereiche der Momentennullpunkte mit Stahlbetonlaschen zu verstärken, folgte 2005 eine Notinstandsetzung [NUSCH u. FRANZ 2016, DEINHARD et al 1982]. Dabei wurde das Bauwerk durch eine externe Vorspannung im Verbund verstärkt. Die nachträglich verpressten Spannglieder wurden geradlinig durch das gesamte Bauwerk und in Betonsockeln geführt, welche im Inneren des Hohlkastens angebracht waren und im Bereich der Endquerträger verankert wurden (Bild 4-7).

Trotz der Verstärkungsmaßnahmen war ein Ersatzneubau der Lahntalbrücke unausweichlich und wurde 2012 ausgeschrieben. Dabei wurden abstimmungsgemäß Nebenangebote im Hinblick auf die Herstellungsart zugelassen. Auf Basis eines Nebenangebots mit Herstellung im Freivorbau wurde im April 2013 der Auftrag für den Neubau vergeben. Da die neue Brückentrasse versetzt zur alten lag, konnten Rück- und Neubau separat voneinander erfolgen.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Der Amtsentwurf sah ein feldweises Herablassen im Litzenheberabsenkverfahren der Überbauten ins Tal vor (Bild 4-2). Die Unterbauten sollten konventionell und im Sprengabbruch zurückgebaut werden. Dabei waren alle Pfeiler mit einer Fallrichtungssprengung je Richtungsfahrbahn geplant worden und die Widerlager sollten konventionell zurückgebaut werden.

Die Durchsicht der Bestandsunterlagen ergab, dass auf die Schrägkabel (Hilfsabspannungen für den Freivorbau) kein Zugriff mehr besteht, da sie im Zuge der Herstellung abgebrannt und die verbleibenden Reststücke in den Überbauten einbetoniert wurden. Ein Rückbau, umgekehrt zur Herstellung war somit nur noch mit erheblichen zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen möglich. Die statische Nachrechnung der Überbauten ergab zudem, dass der Bewehrungsgehalt und die Bewehrungsführung in den Überbauten nahezu ohne zusätzliche Tragreserven auf den Endzustand der Brücke ausgelegt waren.

Die abzubrechenden Überbauten wurden als Durchlaufträger über sieben Felder berechnet. Durch den Ausbau von einzelnen Brückenfeldern änderte sich das statische System. Mittelfelder wurden durch das Absenken der benachbarten Überbaufelder zu Randfeldern. Der Bewehrungsgehalt in den Überbauten war so gering, dass der veränderte Momentenverlauf über die vorhandene Bewehrung nicht abgedeckt werden konnte.

Das Gewicht eines abgesenkten Brückenfelds erzeugte mit Hilfe der Absenkgeräte ein Stützmoment über den Pfeilern, das annähernd den Momentenverlauf des Durchlaufsystems aufrechterhielt. Ein abgesenktes Brückenfeld konnte daher erst ausgebaut werden, wenn die benachbarten Felder ebenfalls abgesenkt waren.

Für das Absenken der Brückenfelder 3 bis 5 und das Ausschwimmen des Brückenfelds über der Lahn (Feld 4) einschließlich Verschiebung an Land war ein Zeitraum von ca. zehn Tagen geplant.

Für den Abbruch der Brücke waren zwei Vollsperrungen der Lahn von jeweils ca. zehn Tagen für den gesamten Schiffsverkehr erforderlich.

Als Grundlage der Ausschreibung wurde für dieses Konzept eine sehr detaillierte Entwurfsplanung aufgestellt, welche eine geprüfte Statik für die Rückbauzustände des Überbaus und die wesentlichen Baubehelfe beinhaltete.

3.2.2 Auswahlkriterien

Der Entwurf stellte zum damaligen Zeitpunkt (ca. 2013) eine machbare technische Lösung dar. Das Litzenheberabsenkverfahren ist bei größeren Talbrücken erfolgreich umgesetzt worden. Es verblieben jedoch Risiken für den Bauherrn bezüglich folgender Vorgaben:

- Beeinflussung der Bahnstrecke für die Herstellung der Trag- und Schutzgerüste, Absenkvorgang der Überbauten, Sprengung Pfeiler Achse III. Es waren keine weiteren Einschränkungen des Bahnverkehrs zugelassen mit Ausnahme der vorgegebenen fünf Sperr- und Zugpausen.
- Zum Absenken und Ausschwimmen der Überbauten wurde die Lahn in der hochwasserfreien Zeit im Mai 2016 und Oktober 2016 für jeweils zehn Tage gesperrt. Es waren keine weiteren Einschränkungen des Schiffsverkehrs auf der Lahn zugelassen.
- Beengtes Baufeld im Lahntal zum Abbruch und der Entsorgung der Überbauten über die vorhandenen Zufahrten L 3010, ICE-Baustraße und Höhenweg.

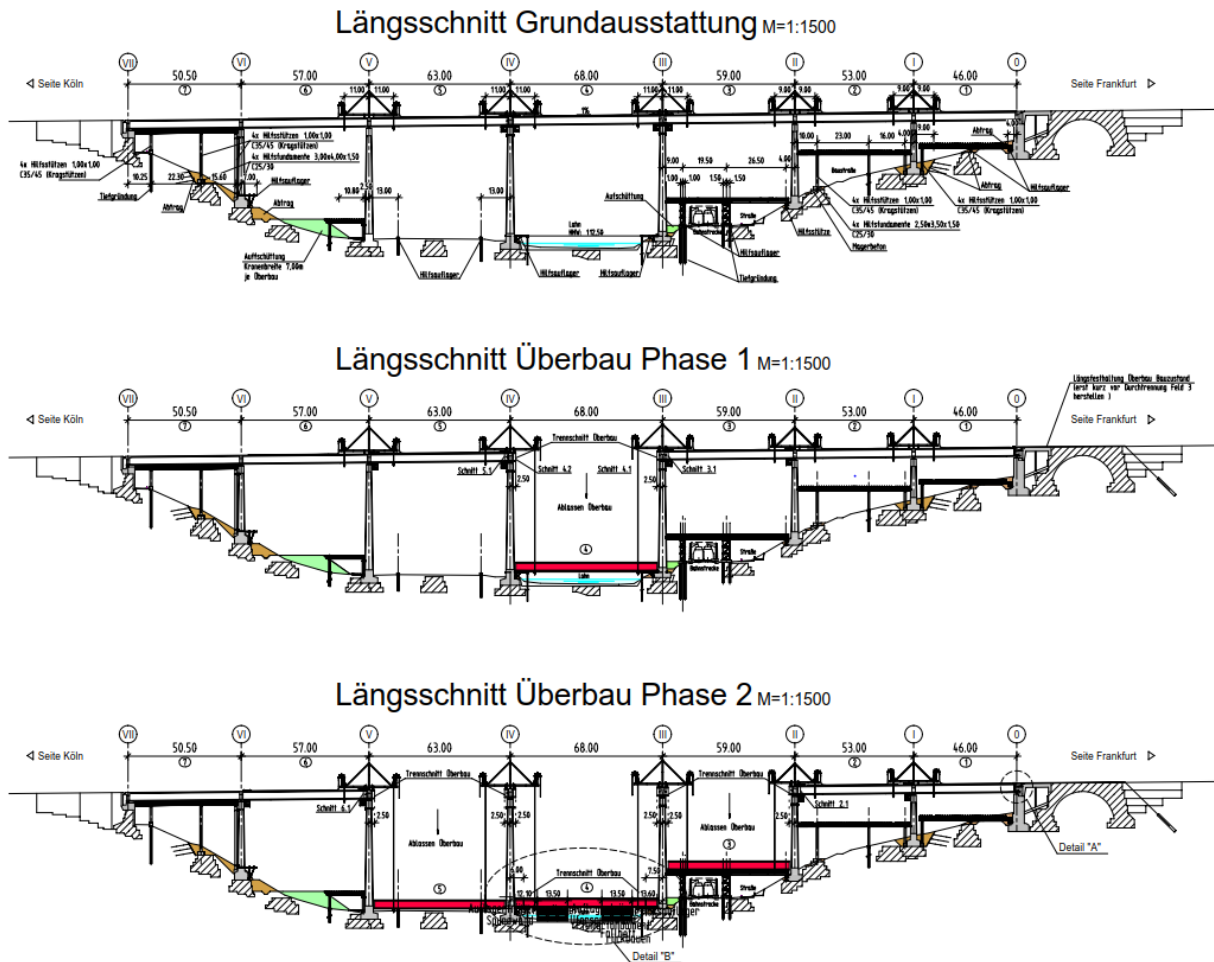


Bild 4-2: Rückbauverfahren der Ausschreibung (© DEGES)

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Der Rückbau erfolgte durch einen Sondervorschlag zweier beteiligter Firmen. Das im Rahmen des Sondervorschlags erarbeitete Rückbaukonzept sah vor, die Überbauten der Lahntalbrücke mittels Vorschubrüstung feldweise zurückzubauen (Bild 4-3). Dieses Verfahren bot im Vergleich zu herkömmlichen Konzepten den Vorteil, dass die Verkehrswege unter der Brücke fast ohne Einschränkungen weiter genutzt werden konnten und der Abbruch des Überbaus ohne Eingriff in das Tal stattfand [SCHACHT et al 2018, DÄBRITZ u. MERTINASCHK 2018].

Die Vorschubrüstung wurde dazu unterhalb des Überbaus errichtet und spannte zwischen Hilfsstützen, die auf den Fundamenten der Brückenpfeiler standen. Der abzubrechende Teilabschnitt lag in der Vorschubrüstung und wurde vom restlichen verbleibenden Tragwerk getrennt. Für das sich durch den feldweisen Rückbau verändernde statische System musste in allen Bauabschnitten mit der vorhandenen Bewehrung eine ausreichende Querschnittstragfähigkeit nachgewiesen werden.

Der Abbruch in der Vorschubrüstung erfolgte konventionell mit einem auf dem Überbau stehenden Bagger, der den bewehrten Querschnitt durch Stemmen und Pressschneiden stückchenweise zerkleinerte. Der Abtransport des Abbruchguts erfolgte über den verbleibenden Überbau in Richtung Widerlager [WAGNER 2017, LINGEMANN et al 2015].

Für den Rückbau der Pfeiler kamen in Abhängigkeit von der konkreten Tallage (Straßen, Bahnstrecken, Fluss) unterschiedliche Technologien zum Einsatz. Die kurzen Pfeiler an den Achsen I und II wurden durch Abbruch gefällt, an den Achsen III sukzessive in Segmenten abgetragen und die Pfeiler der verbleibenden Achsen gesprengt.

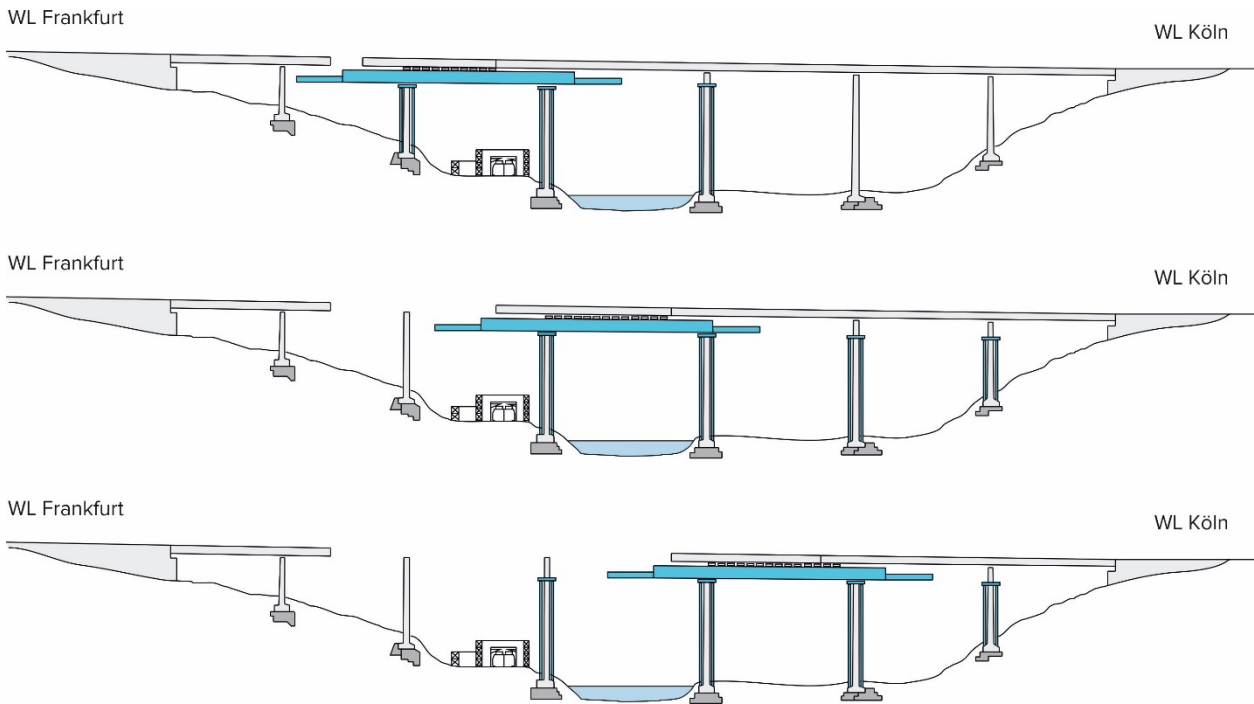


Bild 4-3: Rückbau der Lahtalbrücke Limburg mit Vorschubgerüst (© Gregor Schacht)

Da eine Sprengung der Pfeiler Achse III in Brückenquerrichtung in der Risikoabwägung des Auftragnehmers zu riskant gewesen wäre, wurde hier eine sukzessive Segmentierung der Pfeiler gewählt. Die Segmente des östlichen Pfeilers konnten vom noch stehenden westlichen Überbau ausgehoben werden, für den westlichen Pfeiler wurden die Segmente mit einem Mobilkran vom Boden aus abgehoben.

Die Pfeiler der Achsen IV – VI wurden nach Rückbau der Überbauten gemeinsam gesprengt. Zur Vorbereitung der Sprengung wurden die Querschnitte am Pfeilerfuß durch die Herstellung von rechteckigen und keilförmigen Öffnungen vorgeschwächt (Bild 4-5). Die Ermittlung der Größe der erforderlichen Vorschwächung war ein Iterationsprozess und musste sicherstellen, dass der Pfeiler unter Eigen- und Windlasten noch ausreichend standsicher war und durch die Sprengung sicher und zielgerichtet umfiel. Nach der Herstellung der Vorschwächung stand der Pfeiler nur noch auf einer intakten Stirnwand, Restbereichen der Flanken und an der vorgeschwächten Stirn auf zwei verbleibenden Stützquerschnitten, die bei der Sprengung gezielt herausgesprengt wurden, sodass der Pfeiler wie ein gefälltter Baum in Richtung des Keiles fiel.



Bild 4-4: Vorschwächung der Pfeiler zur Sprengung (© Marx Krontal Partner)

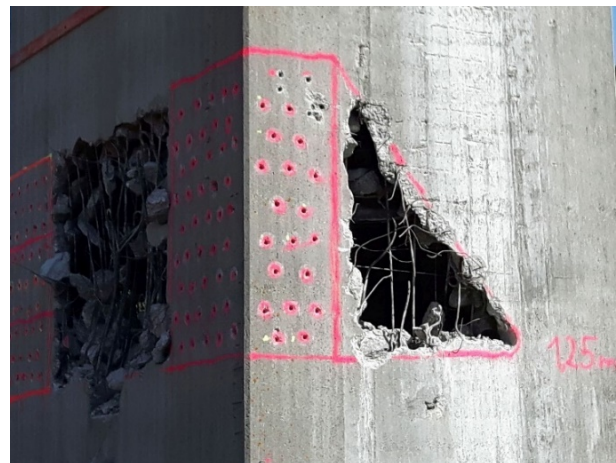


Bild 4-5: Vorschwächung der Pfeiler zur Sprengung – Detail (© Marx Krontal Partner)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Es wurden sehr umfangreiche Bestandsunterlagen des Bauwerks übergeben. Dazu gehörten Statik und Pläne der Ausführung von 1964 und den erfolgten Instandsetzungen bzw. Verstärkungen Ende der 1990er und Anfang der 2000er Jahre. Die Bestandsunterlagen waren sehr umfangreich. Aufgrund der mäßigen Aufbereitung der Unterlagen (keine Bezeichnung der digitalen Dateien, keine Sortierung) ergaben sich erhöhte Schwierigkeiten bei der Sichtung und Sortierung der Unterlagen im Zuge der Ausführungsplanung.

Es wurden Materialkennwerte aus der Ausführungsplanung von 1962 übergeben.

3.3.2 Nachrechnung

Es wurde keine Nachrechnung des Bauwerks übergeben. Die durchgeführte Nachrechnung hat eine Tragfähigkeit für die Brückenklasse 60/30 ergeben.

3.3.3 Materialproben

Im Vorfeld des Rückbaus wurden keine Materialuntersuchungen durchgeführt bzw. Ergebnisse von Untersuchungen an den Ausführenden übergeben.

Im Zuge der Umsetzung des Konzepts zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts der Eigenlasten erfolgte eine umfangreiche Beprobung des Bauwerks. Es wurden ca. 30 Bohrkern je Überbau entnommen und für die Bestimmung der Gleichmäßigkeit der Betonwichte, verteilt über die gesamte Brückenlänge verwendet. Festigkeitsuntersuchungen wurden in diesem Zuge nicht durchgeführt.

In einem parallel zum Rückbau der Lahntalbrücke initiierten Forschungsvorhaben zur Sammlung von Erfahrungen beim Rückbau der Brücke wurde durch die Leibniz Universität Hannover ein umfangreiches Beprobungskonzept entwickelt [GEBAUER et al 2020].

3.3.4 Materialverhalten

Untersuchungen zum Materialverhalten wurden im Zuge des o. g. Forschungsvorhabens durchgeführt. An dieser Stelle sei auf die Ergebnisse dieser Untersuchungen verwiesen.

3.3.5 Geometrie

Im Vorfeld des Rückbaus wurden keine Untersuchungen oder Überprüfungen der Geometrie des Bestandsbauwerks durchgeführt bzw. Ergebnisse von Untersuchungen an den Ausführenden übergeben.

Im Zuge des Konzeptes zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes der Eigenlasten erfolgte eine umfangreiche Erfassung der geometrischen Querschnittsinformationen. Es wurden die Hohlkasteninnenräume ausgemessen und die Querschnittsdicken an allen vorhandenen Bauteilöffnungen überprüft.

3.3.6 Schadstoffe

Es gab Rohrdurchführungen aus Asbest durch die Querträger, die durch Bohrungen vor dem Abbruch herausgenommen wurden. In den Geländern waren teilweise Bleimengen enthalten, die fachgerecht entsorgt werden mussten.

3.3.7 Schäden

Die Brücke zeigte bereits in den 1980er Jahren Hinweise auf Schäden an den Koppelfugen der 4 m langen Takte des Freivorbau. Daraufhin wurden diese untersucht und verschiedene Verstärkungsmöglichkeiten, wie z. B. geklebte Stahllamellen und Spritzbetonschichten, eingesetzt und auf ihre Anwendbarkeit hin

erprobt. Auch wurden Rissverpressungen durchgeführt. In den Jahren 2004 bis 2005 erfolgte eine Verstärkung des Überbaus mit extern angeordneten Spanngliedern, die im Verbund über einen Stahlbetonrandbalken eingebaut wurden. Im Zuge dieser Instandsetzungsarbeiten wurden auch unverpresste Spannglieder nachverpresst. Untergeordnete Schäden lagen an den korrodierten Stahllagern vor.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Die Nachweisführung erfolgte für den Überbau durch eine Vergleichsberechnung zwischen den ursprünglichen Lastannahmen und den im Rückbauzustand eintretenden Beanspruchungen auf Basis charakteristischer Größen und auf Basis des globalen Sicherheitskonzepts.

Für die Unterbauten und die Gründungsverstärkungen wurden die Nachweise gemäß Eurocode 2 (EC2) wie für ein Neubauteil geführt. Die Lasten wurden mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungsseite erhöht und auch auf der Widerstandsseite eine Teilsicherheit berücksichtigt.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Für die Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte der Eigenlasten wurde abweichend vom EC2 auf die Nachrechnungsrichtlinie [NRRil 2014] und die darin enthaltenen Voraussetzungen und Randbedingungen für die Reduktion von Teilsicherheitsbeiwerten Bezug genommen. Die genauen Ableitungen aus den Material- und Geometrieuntersuchungen wurden im Rahmen prüfstatischer Abstimmungen festgelegt.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Alle Nachweise wurden auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes geführt.

Reduktion der Teilsicherheitsbeiwerte der Eigenlasten:

Für eine effiziente Auslegung der Vorschubrüstung und der zugehörigen Trag- und Gründungskonstruktionen sollte das Eigengewicht der Überbauten durch eine qualifizierte Bestandsaufnahme möglichst genau ermittelt werden. Wird das Eigengewicht eines Bauwerks genau(er) ermittelt, können Unsicherheiten im zur Erstellung von Neubauten ausgelegten Sicherheitskonzept der Eurocodes ausgeschlossen und die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte reduziert werden [MAURER 2012, LÖSCHMANN 2017].

Um Aussagen über die tatsächlich vorhandenen Eigenlasten und deren Streuungen treffen zu können, wurden beim Rückbau der Lahntalbrücke Untersuchungen zur Geometrie des Kastenquerschnittes sowie zu den Eigenschaften des Betons durchgeführt. Die Untersuchungen wurden getrennt für jeden Überbau und in regelmäßigen Abständen verteilt über die Brückenlänge durchgeführt.

Aufgrund der topografischen Gegebenheiten vor Ort, insbesondere der Bauwerkshöhe von bis zu 60 m, war eine vollständige Aufnahme der gesamten Geometrie nicht möglich und von vornherein nicht vorgesehen. Anstelle der vollständigen Erfassung der Geometrie sollte überprüft werden, wie groß in ausgewählten Bereichen die Übereinstimmung zwischen Bestands- und planmäßiger Soll-Geometrie war. Dazu wurden folgende geometrische Messwerte, verteilt über den gesamten Überbau, erfasst:

- Fahrbahnbreite: 38 Messungen,
- Geometrie des Innenraums des Kastenquerschnitts: 152 Messungen,
- Querschnittsbreite und -höhe: 114 Messungen,
- Querschnittsdicken Platte und Stege: 157 Messungen.

Die Geometrie des Kasteninnenraumes wurde im Polarverfahren mit einem Laser-Distanz-Sensor ermittelt. Die aufgemessenen Querschnitte wurden später in ein CAD-System eingelesen und durch eine Überlagerung mit dem Bestandsquerschnitt konnte eine Quantifizierung der Abweichungen der Ist- zur Soll-Geometrie erfolgen. Auf Basis dieser Vergleiche einer sehr großen Anzahl geometrischer Abmessungen war eine zuverlässige Aussage über die Streuung der Bauwerksgeometrie abzuleiten.

Zusätzlich zur Streuung der Bauwerksgeometrie wurde auch die Streuung der Wichte des Überbaus ermittelt. Um die Wichte des Betons und vor allem die Gleichmäßigkeit dieser Eigenschaft über die gesamte Bauwerkslänge erfassen zu können, wurden je Überbaufeld vier Bohrkern entnommen (insgesamt 28 Kerne). Die Kerne wurden aus den verschiedenen Querschnittsbereichen des Kastenquerschnitts (Stege, Fahrbahnplatte, Bodenplatte) entnommen, um alle Bereiche des Querschnitts abzudecken. Ergänzende Rückprall-Untersuchungen erhöhten und verdichteten die Informationen über die Gleichmäßigkeit der Eigenschaften des Betons.

Die Ergebnisse der Geometrie- und Wichteerfassung wurden statistisch ausgewertet und als Maß der Streuung der Variationskoeffizient der Eigenlasten bestimmt. Dieser kann gemäß Gleichung (1) aus dem Variationskoeffizienten der Geometrie und der Überbauwichte ermittelt werden.

Für die verschiedenen aufgenommenen geometrischen Abmessungen ergaben sich unterschiedlich große Variationskoeffizienten zwischen 0,71 % und 2,06 %. Auf der sicheren Seite liegend wurde für die Streuung der Geometrie des Überbaus deshalb die maximal ermittelte Streuung angesetzt. Die ermittelten Betonwichten lagen zwischen 2,29 kg/dm³ bis 2,40 kg/dm³ mit einem Mittelwert von 2,33 kg/dm³ und einer Standardabweichung von 0,0235 kg/dm³.

$$V_g = \sqrt{V_{\text{geom}}^2 + V_{\rho}^2} = \sqrt{0,0206^2 + 0,01^2} = 0,023 \quad (1)$$

Für ungünstig wirkende Eigenlasten ergab sich der Teilsicherheitsbeiwert der Eigenlasten unter der Annahme einer nicht reduzierten Zielzuverlässigkeit von $\beta = 3,8$ und dem ermittelten Variationskoeffizienten $V_g = 0,023$ zu:

$$\gamma_g = 1 + 3,8 \cdot 0,7 \cdot 0,023 = 1,061$$

Mit einer angenommenen Modellunsicherheit von 1,13 ergab sich der für die rechnerische Nachweisführung der Abbruchzustände anzusetzende Teilsicherheitsbeiwert der Eigenlasten zu:

$$\gamma_G = \gamma_{\text{Ed}} \cdot \gamma_g = 1,13 \cdot 1,061 = 1,20$$

Aufgrund der nachgewiesenen geringen Streuungen der Eigenlasten wurde analog zum Eurocode der Mittelwert als charakteristischer Wert für die statischen Berechnungen verwendet. In den durchgeführten Untersuchungen wurde eine Wichte des Betons von 23,7 kN/m³ ermittelt. Die vorhandene Bewehrung wurde für Feld- und Stützquerschnitte gemittelt und zusätzlich berücksichtigt.

3.4.4 Nachweisführung

Überbauten:

Es wurden für die zu betrachtenden Bauzustände alle Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt. Untersuchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind nicht geführt worden. Für die Überbauten waren vor allem die gegenüber den Bauzuständen aus der Herstellung abweichenden Zustände nachzuweisen. Dies war aber aufgrund der (robusten) Spannsystemausführung mit zahlreichen und gut verteilten Spanngliedern i. Allg. problemlos möglich (Bild 4-7). Die Länge des auskragenden Überbaus im Abbruchfeld wurde dabei so festgelegt, dass die Momententragfähigkeit im anschließenden Feld sicher aufnehmbar war. Hierdurch ergaben sich z. T. sehr große Kragarmlängen, für die im Stützbereich aber aufgrund der Bewehrungsführung aus dem Freivorbau ausreichend Spannbewehrung vorhanden war.

Problematisch war das Thema der ansetzbaren Spannstähe für den Rückbau in Herstellrichtung, weil hier eine nachträgliche Verankerung nicht per se sichergestellt werden konnte. Aufgrund der Unsicherheiten über die Mitwirkung bzw. Neuverankerung der getrennten Spannglieder wurden diese ohne den Ansatz der Vorspannkraft ausschließlich als schlaife Bewehrung berücksichtigt. Zusätzlich wurden zunächst nur die Spannglieder als mitwirkend angesetzt, die zwischen der Trennstelle und dem Nachweisquerschnitt eine zulassungsgemäße Zwischen- bzw. Endverankerung mit einer Glocke aufwiesen, da eine Verankerung der glatten Stähle über Verbund nicht sichergestellt werden konnte. Die nur in sehr geringem Umfang vorhandene Betonstahlbewehrung wurde im Rahmen der Bemessung des Haupttragwerks ebenfalls vernachlässigt und nur für die Nachweisführung im Bereich lokaler Nachweise angesetzt.



Bild 4-6: Glockenverankerung des DYWIDAG-Spannsystems
(© Gregor Schacht)

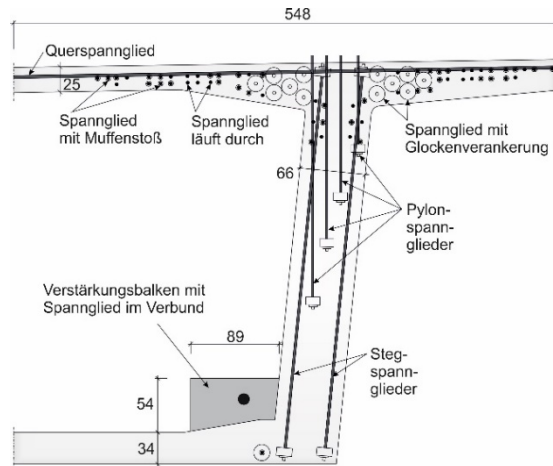


Bild 4-7: Querschnitt mit Spanngliedern
(© Gregor Schacht)

Unterbauten und Gründungen:

Ein weiterer Schwerpunkt der Tragwerksplanung lag auf den Nachweisen der Gründungen unter Berücksichtigung der zusätzlichen Belastung aus der Vorschubrüstung, insbesondere der hohen anzusetzenden Windlasten. Nach Eurocode können die Windbeanspruchungen für zeitlich begrenzte Bauzustände reduziert werden, doch sind diese auf maximal eine Woche begrenzt und erfordern eine kontinuierliche Überwachung der Windgeschwindigkeiten. Bei den hohen Brückenpfeilern reichten die ständig vorhandenen Auflasten nicht mehr aus, um die horizontalen Lasten sicher aufzunehmen, weshalb die Fundamente an den betroffenen Achsen durch zusätzliche bauzeitliche „Stahlbetonkränze“ ballastiert wurden (Bild 4-8). Die Kränze dienten gleichzeitig der Aufnahme der Stützentürme der Vorschubrüstung. Hier war eine starke Bewehrung erforderlich, um die direkte Lastenleitung aus den Stützenfüßen und die aus den Abschrägungen des Bestandsfundaments resultierenden Abtriebskräfte aufnehmen zu können (Bild 4-9).



Bild 4-8: Fundamentkränze zur Aufständigung der Hilfsstützen
(© Marx Krontal Partner)



Bild 4-9: Schräge Bestandsfundamente
(© Marx Krontal Partner)

3.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Im Rückbaukonzept war vorgesehen, die abzubrechenden Felder in der Nähe der Momentennullpunkte zu trennen. An diesen Trennschnitten wurden die Spannglieder vollständig durchtrennt, sodass die ursprüngliche Endverankerung nicht mehr wirksam war. Dies führte dazu, dass im Moment der Trennung der Spannglieder die gesamte Vorspannkraft frei wurde. Abhängig von den Verbundeigenschaften zwischen Spannglied (und Hüllrohr) und Beton konnte sich das Spannglied hinter einer Trennstelle wieder im Beton verankern. Allerdings war dazu ein einwandfreier Verbund erforderlich – und dieser konnte nicht von vornherein sichergestellt werden. Deshalb konnten für die Nachweisführung i. Allg. nur Spannglieder angesetzt werden, die hinter der Trennstelle eine weitere Verankerungsstelle aufweisen. Aus diesem Grund erfolgte der Rückbau i. Allg. auch entgegen der Herstellrichtung. Bei der Lahntalbrücke ergab sich die Besonderheit, dass nur der Ostüberbau vollständig entgegen der Herstellung rückgebaut werden sollte, der Westüberbau aber z. T. in Herstellrichtung (Bild 4-1). Beim Rückbau entgegen der Herstellrichtung waren die Glocken-

verankerungen an der nächsten Koppelfuge hinter der Trennstelle wirksam und konnten für die Nachweise des Restüberbaus als verankert angesetzt werden. In den Bereichen, in denen der Rückbau in Herstellungsrichtung erfolgte, war diese konstruktive Verankerung nicht sichergestellt, und so bestand die Gefahr, dass sich die glatten Spannglieder über die gesamte Länge einziehen (Bild 4-10).

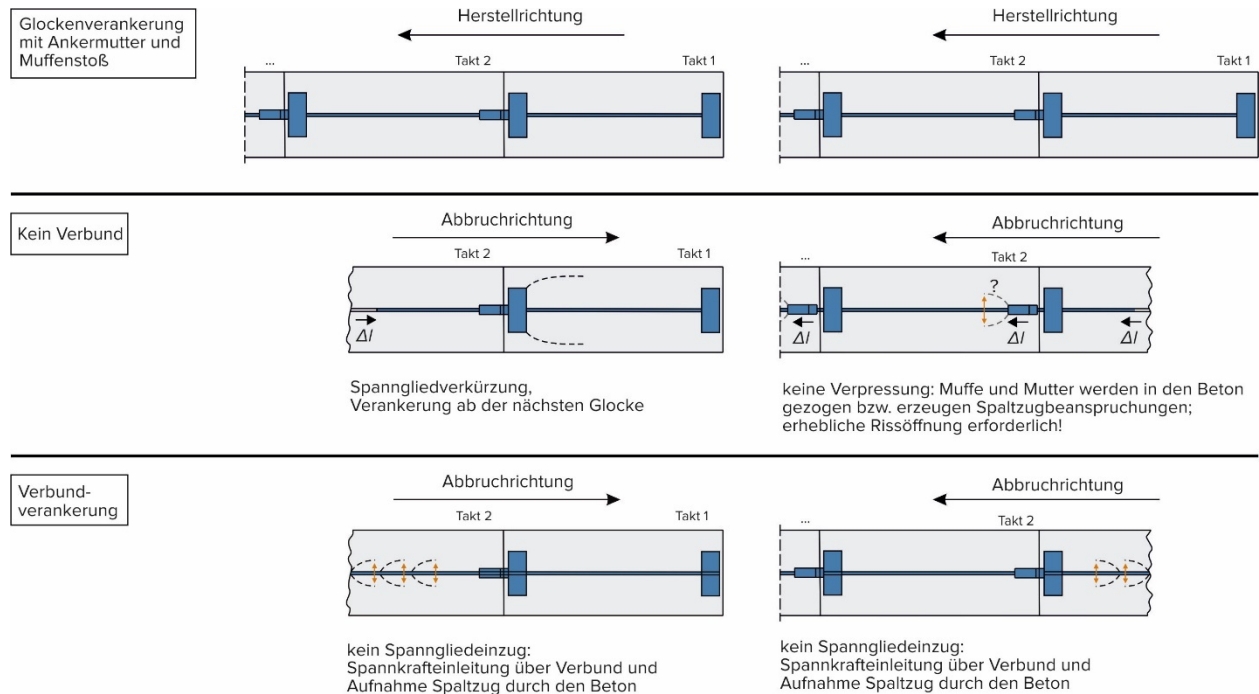


Bild 4-10: Nachträgliche Verankerung der Spannglieder beim Rückbau in und entgegen der Herstellungsrichtung (© Gregor Schacht)

Da eine konstruktive Verankerung nicht für alle Rückbauzustände sichergestellt und der Einbau nachträglicher Verankerungskonstruktionen für die bis zu 100 DYWIDAG-Spannglieder im Querschnitt nicht zielführend war, wurde ein alternatives Konzept verfolgt. Dieses sah vor, durch eine experimentelle Untersuchung des Verbund- und Verankerungsverhaltens der Spannglieder in Verbindung mit einer numerischen Modellbildung den Nachweis der Verbundverankerung kombiniert zu führen.

Die Verbundverankerung ist ein anerkanntes Verfahren der Verankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund und basiert auf der kontinuierlichen Spannkrafteinleitung über Verbund, der dadurch verstärkt wird, dass die Rückdehnung des Stahls in Querrichtung (Querdehnung) eine zusätzliche Querpressung auf den Beton ausübt und der Spannstahl sich „verkeilt“ [SCHACHT 2018, SANIO u. MARK 2020].

Die kontinuierliche Übertragung der Vorspannkraft bewirkt, anders als bei konzentrierter Kräfteinleitung, eine über die Übertragungslänge verteilte Spaltzugbeanspruchung, die i. d. R. durch die Zugtragfähigkeit des Betons und durch die geringfügig vorhandene schlaife Oberflächenbewehrung aufgenommen werden muss. Die dafür erforderliche Nachweisführung gestaltete sich sehr schwierig: hohe Zugfestigkeiten des Betons führen zu hohen Verbundspannungen und damit konzentrierter Einleitung der Vorspannkraft am Trennschnitt. Den damit verbundenen größeren Spaltzugkräften standen damit aber gleichzeitig auch hohe Tragwiderstände gegenüber. Bei niedrigen Betonzugfestigkeiten gilt das Gegenteil, die Betonzugfestigkeit beeinflusst also sowohl die Einwirkungsseite (Verbund- und damit Spaltzugspannungen) als auch die Widerstandsseite (Spaltzugfestigkeit). Entsprechend mussten die Untersuchungen mit variierenden Annahmen durchgeführt werden. Im Falle der Lahntalbrücke konnte durch die umfangreichen experimentellen Untersuchungen auf sehr aufwendige Zusatzkonstruktionen zur Aufnahme der Spaltzugkräfte verzichtet werden. Die nachträgliche Verankerung über Verbund setzt allerdings eine einwandfreie Verpressung der Spannglieder voraus. Sind die Spannglieder schlecht oder gar nicht verpresst, baut sich die Vordehnung vollständig ab und das Spannglied zieht sich ein (Bild 4-10).

Zur Überprüfung des Verpress- und Verankerungsverhaltens sowie der evtl. damit verbundenen Kraftumlagerungen wurden zahlreiche Untersuchungen am Bauwerk durchgeführt. Diese Untersuchungen bestanden aus lokalen Probeöffnungen zur Trennung einzelner Spannglieder sowie aus Untersuchungen an durch Sägeschnitte getrennten Querschnitten. Für die Durchführung des ersten Trennschnitts wurden

umfangreiche Klemm- und Aussteifungskonstruktionen unmittelbar neben dem geplanten Trennschnitt vorgesehen.

Im Rahmen gemeinsamer Begutachtungen mit dem Prüfenieur wurden die Trennfugen in Hinsicht auf Risse und das Verankerungsverhalten der Einzelspannstäbe untersucht (Bild 4-11).



Bild 4-11: Überprüfung der nachträglichen Verankerung der Spannglieder an einem Trennschnitt (© Marx Krontal Partner)

Zur Untersuchung der Zugtragfähigkeit des Betons wurden Spaltzugversuche an entnommenen Bohrkernen durchgeführt. Für die entnommenen 37 Bohrkern wurden ein Mittelwert der Spaltzugfestigkeit von $3,70 \text{ N/mm}^2$ und ein Variationskoeffizient von 0,13 ermittelt. Im Zuge des Nachweises wurden insgesamt 143 Spannglieder hinsichtlich ihres Verpresszustands untersucht. Tabelle 4-1 gibt eine Übersicht über die Lage und den beobachteten Einzug der Spannglieder.

Tabelle 4-1: Gemessene Einzüge der Spannglieder bei Durchtrennung

Spannglied		Schlupf < 1 mm	Einzug > 1 mm
Längsspannglieder	Stützbereich	28	2
	Feldbereich	58	7
	Momentennullpunkt	12	0
Querspannglieder		28	0
Externes Spannglied		8	0

3.4.4.2 Schubnachweise

Schubnachweise waren nicht maßgebend und konnten aufgrund der vorhandenen vertikalen Stegspannglieder ohne Probleme geführt werden.

3.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Eine temporäre Verstärkung war nicht erforderlich.

3.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Montagezustände:

Zur Montage war vorgesehen, einzelne Teile der Vorschubrüstung auf dem Überbau vorzumontieren und mittels Kränen auf eine unter der bestehenden Brücke befindliche Hilfsrüstung abzusetzen (Bild 4-12). Dort wurden die einzelnen Schüsse der Vorschubrüstung dann endgültig montiert und entsprechend quer bzw. längs verschoben. Aufgrund der hohen Pratzenlasten war eine Kranabstützung nur direkt auf Stegen und im Bereich der Pfeiler möglich, da so eine direkte Lastabtragung nachgewiesen werden konnte. Im Bereich des Widerlagers Achse Frankfurt mussten massive Hilfskonstruktionen zur Verteilung der Kranlasten in die Plattenbalkenstege angeordnet werden, da die vorhandene Fahrbahnplatte mit nur 30 cm Querschnittshöhe keine ausreichende Tragfähigkeit für die hohen konzentrierten Einzellasten aufwies.



Bild 4-12: Montage der Vorschubrüstung vom Überbau mit Mobilkränen (© thyssenkrupp infrastructure)

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

In der Baubeschreibung erfolgte eine kurze Beschreibung des Bauwerks, der wesentlichen Systemabmessungen sowie der Hinweis, dass Instandsetzungen durchgeführt worden sind. Es gab Angaben über die Annahmen der statischen Berechnung und der Systemwahl. Angaben zu den verbauten Materialien wurden ebenfalls gemacht.

Die Beschreibung zielte vor allem auf das in der Ausschreibung beschriebene Rückbaukonzept ab. Dies betraf auch die Angaben zu den unten aufgeführten Punkten.

3.5.2 Baugrund

Den Ausschreibungsunterlagen wurde ein aktuelles Baugrundgutachten beigelegt, in dem die geologischen Verhältnisse und Grundwasserstände angegeben waren.

3.5.3 Kontaminationen

In der Leistungsbeschreibung waren keine Angaben zu Kontaminationen enthalten. Es wurde der Hinweis gegeben, dass vereinzelte Entwässerungsrohrleitungen im Überbau mit Asbest belastet sind. Für die Arbeiten mit Asbest war ein Aufsichtsführender zu benennen, der die Sachkunde nach TRGS 519, Anlage 3 vorweisen konnte. Der Umgang mit Asbestfasern war dem Amt für Immissionsschutz 14 Tage vor dem Beginn der Arbeiten gemäß § 37 Gef-StoffV (Gefahrenstoffverordnung) schriftlich durch den Auftragnehmer anzuzeigen. Die Asbestrohre waren unter dem Abfallschlüssel 170605* nach Abfallverzeichnisverordnung durch den Auftragnehmer fachgerecht zu entsorgen und die Nachweise der Verwertung dem Auftraggeber zu übergeben.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Aufgrund der Verlegung der Trasse, mussten auch Teile der angrenzenden Straßen mit rückgebaut werden bzw. neue Anschlüsse für die neue Brücke gebaut werden.

3.5.5 Sperrpausen

Temporäre Bahnüberfahrten im Zuge der Bauarbeiten waren nur nachts und am Wochenende möglich. Die Beeinflussung der Bahnstrecke beschränkte sich auf die Herstellung der Trag- und Schutzgerüste, den Absenkvorgang der Überbauten und die Sprengung des Pfeilers Achse III. Es waren keine weiteren Einschränkungen des Bahnverkehrs zugelassen, mit Ausnahme der vorgegebenen fünf Sperr- und Zugpausen.

Das Absenken und Ausschwimmen der Überbauten in die Lahn durften nur in der hochwasserfreien Zeit von April bis Ende Oktober eines Jahres erfolgen. Hierfür sollte die Lahn für jeweils zehn Tage gesperrt werden. Es waren keine weiteren Einschränkungen des Schiffsverkehrs auf der Lahn zugelassen.

3.5.6 Immissionsschutz

Während der Bauausführung waren nach den anerkannten Regeln der Technik vermeidbare schädliche Umwelteinwirkungen (insbesondere Lärm) auf die dem Wohnen dienenden Gebiete sowie auf sonstige schutzwürdige Bereiche gemäß § 22 BImSchG zu verhindern. Die einschlägigen Vorschriften waren einzuhalten, insbesondere:

- Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Schutz gegen Baulärm-Geräuschemissionen – (VV Baulärm) vom 19.08.1970,
- 32. Verordnung zur Durchführung des Bundes-Immissionsschutzgesetzes (Geräte- und Maschinenschutzverordnung – 32. BImSchV).

Während der Abbruchtätigkeiten waren Immissionseinwirkungen auf die angrenzenden Verkehrsräume zu vermeiden. Insbesondere war die Staubentwicklung durch geeignete Maßnahmen, wie ausreichendes Sprengen mit Wasser, zu unterbinden. Zur Minimierung von Dieselrußemissionen und Staubemissionen war während der Bauausführung sicherzustellen, dass insbesondere:

- sowohl auf der Baustelle als auch auf öffentlichen Straßen nur Fahrzeuge mit schadstoffarmen Verbrennungsmotoren eingesetzt wurden,
- Motoren von Fahrzeugen und Geräten nicht länger als notwendig ungenutzt betrieben wurden,
- Flächen, die zur Staubentwicklung neigten, regelmäßig befeuchtet wurden,
- Staubentwicklungen bei den Abbrucharbeiten regelmäßig befeuchtet wurden,
- bei trockener Witterung Baumaschinen und LKW langsam fahren.

3.5.7 Umweltschutz

Zum Schutz der Umwelt, der Landschaft und der Gewässer hatte der Auftragnehmer die durch die Arbeiten hervorgerufenen Beeinträchtigungen auf das unvermeidbare Maß einzuschränken. Behördliche Anordnungen oder Ansprüche Dritter wegen der Auswirkungen der Arbeiten hatte der Auftragnehmer dem Auftraggeber unverzüglich in Textform mitzuteilen.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Bei der Durchführung der Baumaßnahme war die Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Baustellen (Baustellenverordnung – BaustellV) zu beachten. Das Aufstellen des SiGe-Planes sowie die Stellung des Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordinator (SiGeKo) war nicht Bestandteil der Leistungen des Auftragnehmers. Vom Auftragnehmer waren an den SiGeKo alle erforderlichen Unterlagen wie (fortgeschriebene) Bauablaufpläne, Gefährdungsanalysen, Angaben zu Nachunternehmern etc. zu übergeben.

Die Baustelle war nach den gültigen Vorschriften und Regelwerken zu sichern. Insbesondere waren die vorgesehenen BE-Flächen zum öffentlichen Straßenland umlaufend mit einem Bauzaun zu sichern. Bauzäune und Tore waren über die gesamte Bauzeit zu unterhalten und nach Beendigung der Baumaßnahmen zurückzubauen. Der Auftragnehmer hatte eine Baustellenordnung zu erarbeiten und dem Auftraggeber spätestens 30 Kalendertage nach Vertragsbeginn zur Genehmigung vorzulegen.

3.5.9 Nebenleistungen

Absperrung und Sicherung von Baustellenbereichen, die von der Baumaßnahme berührt waren.

3.5.10 Besondere Leistungen

Es wurden keine besonderen Leistungen beschrieben.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Generell hatte die Übernahme sowie ordnungsgemäße und schadlose Entsorgung der Abfälle und Ausbaustoffe unter Beachtung der geltenden Gesetze, zugehörigen Verordnungen sowie einschlägigen umwelt- und abfallrechtlichen Bestimmungen zu erfolgen. Im Vorfeld der Baumaßnahme wurde eine abfalltechnische Untersuchung vorgenommen. Die Ergebnisse lagen als Anlage „Abfalltechnische Untersuchung Brücke“ und „Abfalltechnische Untersuchung Strecke“ der Ausschreibung bei.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Die Vergabe wurde in einem offenen Verfahren mit Leistungsbeschreibung, Leistungsverzeichnis, Planunterlagen und Gutachten durchgeführt. Nebenangebote wurden für den Rückbau zugelassen und ausdrücklich gewünscht. Hierbei wurden neben dem Preis (Wichtung 70 %) zwei weitere Kriterien „technischer Wert“ (Wichtung 25 %) und Bauzeit (Wichtung 5 %) festgelegt. Der technische Wert wurde durch die Dauer der Sperrungen der Bahnstrecke und der Wasserstraße sowie das Abbruch-, Transport- und Logistikkonzept definiert.

Es wurden sowohl mehrere Hauptangebote und Nebenangebote durch die Bieter eingereicht. Nach Auswertung wurde das wirtschaftlichste Nebenangebot beauftragt. Die Rückbaukosten betragen ca. 1000 €/m²-Brückenfläche netto, was aufgrund der schwierigen Randbedingungen noch als wirtschaftlich eingestuft wurde.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Für das Nebenangebot war ein prüfbares technisches Konzept sowie eine statische Vorberechnung zum Nachweis der Machbarkeit einzureichen. Im Zuge der Wertung wurden diese Unterlagen durch den mit der Prüfung des Abbruchs beauftragten Prüferingenieur geprüft. Für die Angebotsbearbeitung standen ca. zwei Monate zur Verfügung. Der Unternehmer übernahm die Ausführungsplanung Rückbau.

3.6.3 Nebenangebote

Das beauftragte Nebenangebot sah einen feldweisen Rückbau des Überbaus mit einem Vorschubgerüst vor (siehe vorherige Abschnitte).

Abweichend sollten die Pfeiler III in unmittelbarer Nähe zur Bahnstrecke nicht gesprengt, sondern konventionell durch Sägeschnitte getrennt und anschließend ausgehoben werden. Die Sprengung war für die Pfeiler IV, V und VI vorgesehen. Die weiteren Pfeiler in den Achsen I und II wurden konventionell mit einem Longfrontbagger abgebrochen.

3.6.4 Bauzeit

- Beginn der Arbeiten: 12/2015 (Zuschlag),
- Beginn Überbau Ost, Rückbau: 07/2016 bis 02/2017,
- Beginn Überbau West, Rückbau: 03/2017 bis 10/2017,
- Rückbau Pfeiler durch Sprengen: 08/2017,
- Rückbau Pfeiler durch Sprengen: 01/2018 (Abnahme 05/2018).

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Der Rückbau der Lahntalbrücke war für alle Beteiligten eine neue Dimension für ein Rückbauprojekt und brachte zusätzliche neue Aspekte für die verschiedenen Projektbeteiligten. Die wesentlichen Erkenntnisse aus dem Projekt sollen nachfolgend aus Sicht des Auftraggebers und des Ausführungsplaners zusammengefasst werden.

Aus Sicht des Auftraggebers können folgende Schlüsse gezogen werden:

Die Möglichkeit zu Nebenangeboten wurde von den Baufirmen genutzt. Es wurden von einigen Bietern Nebenangebote eingereicht, von denen das wirtschaftlichste beauftragt wurde.

Die Vergabeunterlagen sind für den Rückbau als Fachlos separat ausgeschrieben worden, was auch bei der Beauftragung des Nebenangebotes nach einem Auftragsleistungsverzeichnis und Positionen genau zugeordnet und abgerechnet werden konnte.

Die Zeit zwischen Bekanntmachung und Submission von ca. zwei Monaten war für die Erstellung der Nebenangebote nicht als ausreichend bewertet worden, weil die hierfür erforderlichen technischen Ausarbeitungen nicht vollständig in der Angebotsbearbeitung erfasst werden konnten. Der Bauablauf mit dem Vorschubgerüst und dessen Aufbau musste im Zuge der Ausführungsplanung durch den Auftragnehmer wegen detaillierter Erkenntnisse bezüglich der Andienung und des Bauablaufs geändert werden.

Für den Bauherrn ergaben sich Vorteile bezüglich der Kosten, des technischen Werts und Minimierung der Risiken.

Die Kosten für den Amtsentwurf mussten mehrfach nach oben fortgeschrieben werden, weil zu wenig Erfahrung mit Rückbaukosten der planenden Ingenieurbüros zu dem Rückbauverfahren vorlagen.

In einer Rückbaurichtlinie sollten Kostenansätze für verschiedene Rückbauverfahren nach Über- und Unterbauten behandelt werden.

Aus Sicht des Ausführungsplaners können folgende Schlüsse gezogen werden:

Der Rückbau von Spannbetonbrücken ist eine Aufgabe der Bestandsbewertung mit vielfältigen Aufgabenstellungen für die Tragwerksplanung, für deren Lösung i. d. R. keine normativen Grundlagen existieren. Hier ist eine frühzeitige und enge Abstimmung aller Beteiligten zu den Annahmen, Grenzen und Nachweis-konzepten erforderlich.

Diese alternativen Nachweise, i. Allg. in Kombination mit experimentellen Methoden, verlassen den Rahmen der bautechnisch eingeführten Regeln und bergen damit immer ein Risiko für den Tragwerksplaner aber auch für die Baufirma.

Auch wird ein solches Vorgehen nicht uneingeschränkt akzeptiert, weil zum einen das Ergebnis nicht von vornherein sicher prognostizierbar ist und zudem zusätzliche Kosten für ein ohnehin abzubrechendes Bauwerk vermieden werden sollen. Hier sind verlässliche Vorgaben erforderlich, welche Leistungen der Bauherr zu erbringen hat und wieviel Eigenverantwortung Tragwerksplaner und Bauunternehmer ansonsten mit einkalkulieren müssen.

Um die Tragwerksplanung des Rückbaus von Spannbetonbrücken analog zum Neubau oder zur Nachrechnung auf allgemein anerkannter und auf Basis gleicher Grundlagen durchzuführen, erscheint eine Richtlinie erforderlich, die genau diese spezifischen und hier vorgestellten Fragestellungen behandelt und Lösungskonzepte anbietet.

3.8 Literatur

- Nusch u. Franz (2016) – Nusch, A.; Franz, S.: Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg. In: 26. Dresdner Brückenbausymposium. Curbach, M. [Hrsg.], S. 67-83. 2016
- Bay u. Mörsch (1968) – Bay, H., Mörsch, E.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. 2. Herstellung und bauliche Einzelheiten, Konrad-Wittwer, 1968.
- Finsterwalder (1952) – Finsterwalder, U.: DYWIDAG-Spannbeton. Der Bauingenieur 27, S. 141–158, 1952.
- Kern (1965) – Kern, G.: Das DYWIDAG-Spannverfahren. In: Weit spannt sich der Bogen, 1865/1965, Die Geschichte der Bauunternehmung DYCKERHOFF & WIDMANN
- Deinhard et al. (1982) – Deinhard, J.M.; König, G.; Baumann, H.: Instandsetzung der Lahntalbrücke Limburg. In: Spannbetonbau in der Bundesrepublik Deutschland 1978-1982. S. 110-114.
- Schacht et al. (2018) – Schacht, G.; Müller, L.; Kromminga, S.; Krontal, L.; Marx, S.: Tragwerksplanung beim Rückbau von Spannbetonbrücken. Bautechnik 95 (2018) Heft 1, S.6-15. DOI: 10.1002 / ba-te.201700093
- Däbritz u. Mertinaschk (2018) – Däbritz, M.; Mertinaschk, A.: Rückbau von Spannbeton-Talbrücken mit Vorschubgerüst. Bautechnik 95 (2018), H.1.
- Wagner (2017) – Wagner, P.: Rückbau großer Talbrücken –Konzepte und Verfahren aus Sicht eines Generalunternehmers. VSVI Hessen Brücken für die Zukunft, 2017.
- Lingemann (2015) – Lingemann, J.; Däbritz, M.; Wagner, P.; Ranft, A.: Intelligenter Rückbau mit Vorschubrüstung. VSVI-Seminar Friedberg, 2015.
- Gebauer et al. (2020) – Gebauer, D.; Schmidt, B.; Schacht, G.; Marx, S.: Beurteilung der Festigkeitseigenschaften bestehender Talbrücken aus Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), H. 12.
- Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008
- NRRil (2014): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2011, inkl. 1. Ergänzung 2014
- Sanio u. Mark (2020) – Sanio, D.; Mark, P.: Spanngliedverankerung beim Rückbau von Brücke. Beton-Kalender 2020: Wasserbau. Konstruktion und Bemessung. Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner © 2020 Ernst & Sohn. Internetquellen: mit Tagesdatum des Abrufs
- Maurer et al. (2012) – Maurer, R., Zilch, K., Hegger, J., Zichner, T., Dunkelberg, D., Karakas, A., Kolodziejczyk, A.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken. Bauingenieur (87) 2012, H. 1, S. 24-35.
- Löschmann et al. (2017) – Löschmann, J.; Ahrens, M. A.; Dankmeyer, U.; Ziem, E.; Mark, P.: Methoden zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für Eigenlasten bei Bestandsbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 8, S. 506-516.

4 Beispiel – Döllbachtalbrücke A 7

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	115
4.2	Rückbauverfahren	116
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	116
4.2.2	Auswahlkriterien	117
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	118
4.3	Bestandsuntersuchungen	123
4.3.1	Bestandsunterlagen.....	123
4.3.2	Nachrechnung	124
4.3.3	Materialproben.....	124
4.3.4	Materialverhalten	124
4.3.5	Geometrie.....	124
4.3.6	Schadstoffe	124
4.3.7	Schäden	124
4.4	Statische Berechnung	127
4.4.1	Anzuwendende Regelwerke	127
4.4.2	Abweichungen von Regelwerken	127
4.4.3	Sicherheitskonzept	127
4.4.4	Nachweisführung.....	128
4.5	Leistungsbeschreibung	134
4.5.1	Bauwerkszustand	134
4.5.2	Baugrund.....	135
4.5.3	Kontaminationen.....	135
4.5.4	Angrenzende Bebauung	135
4.5.5	Sperrpausen.....	135
4.5.6	Immissionsschutz	135
4.5.7	Umweltschutz	135
4.5.8	Arbeitssicherheit.....	136
4.5.9	Nebenleistungen.....	136
4.5.10	Besondere Leistungen	136
4.5.11	Entsorgungskonzept.....	136
4.6	Vertragliche Grundlagen	136
4.6.1	Vertragsmodelle	136
4.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	136
4.6.3	Nebenangebote	137
4.6.4	Bauzeit	137
4.7	Gewonnene Erkenntnisse	137
4.8	Literatur	138

Zur Herstellung des 70 m-Feldes in zwei Betonierabschnitten wurde 46 m südlich der Achse 40 ein Hilfs Pfeiler angeordnet (Bild 4-15), welcher nach Fertigstellung des Feldes 20-30 wieder entfernt wurde. Der östliche Überbau wurde anschließend auf die gleiche Weise von Süden nach Norden hergestellt. Hierbei stand der Hilfs Pfeiler 46 m nördlich der Achse 30.

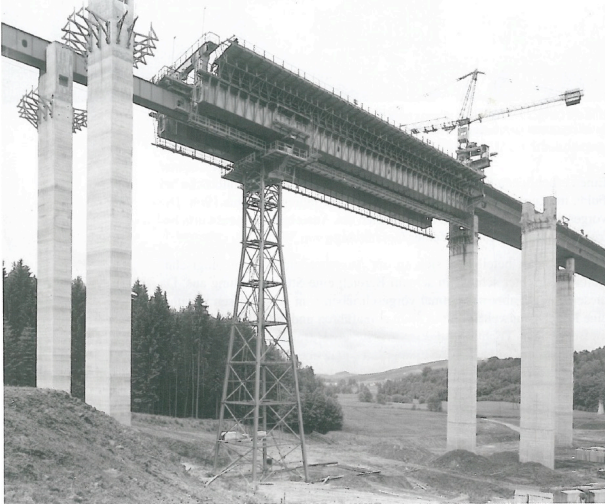


Bild 4-15: Herstellung des westlichen Bestandsüberbaus mit Hilfs Pfeiler im 70 m-Feld (Quelle: WITTFOHT 2005)

Beide Überbauten waren in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt. Die Stützquerträger waren ebenfalls vorgespannt. In den Arbeitsfugen waren jeweils alle Längsspannglieder mit Koppelankern gestoßen. Nur im Bereich des 70 m-Feldes liefen einige Zulagespannglieder über die Koppelfugen hinaus. Für die Vorspannung in Längs- und Querrichtung wurden Spannverfahren der Firma Polensky & Zöllner mit gerippten Sigma-Oval-Drähten verwendet.

Die Pfeiler mit Höhen von ca. 50 m über dem Talgrund wurden als Hohl Pfeiler in Gleitbauweise errichtet. Am Kopf der Pfeiler waren 2 m dicke, massive Pfeilerköpfe vorhanden. Darüber waren an den Außenseiten ca. 3 m hohe massive Pfeilerkopfverlängerungen angeordnet, auf welchen die Lagersockel Platz fanden.

Beide Überbauten waren an beiden Enden auf jeweils einem gemeinsamen, aufgelösten Widerlager gelagert. Die Widerlager bestanden aus einem Auflagerbalken, welcher auf jeweils zwei vertikalen Scheiben aufgelagert war. Die Gründung der Widerlagerscheiben erfolgte über tief liegende Flachgründungen.

Im Jahr 2008 war der östliche Überbau im Rahmen einer Notinstandsetzung verstärkt worden. Hierbei wurden im Inneren des Hohlkastens jeweils in den unteren Ecken der Hohlkastenzellen insgesamt drei im nachträglichen Verbund liegende Litzenspannglieder eingebaut. Die Verstärkungsspannglieder verliefen in Stahlbetonbalken, die mit eingeklebter Bewehrung schubfest an die Stege angeschlossen waren.

Weiterhin wurde zur Verstärkung der beiden an das 70 m-Feld angrenzenden Stützbereiche eine Verstärkung mit an der Unterseite der Fahrbahnplatte aufgeklebten CFK-Lamellen vorgenommen.

Zur Verstärkung der Kragarme waren darüber hinaus in Bauwerksquerrichtung an der Oberseite der Fahrbahnplatte CFK-Lamellen eingeschlitzelt worden.

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Die Ausschreibung sah einen Rückbau der vorhandenen Überbauten unter Verwendung eines verschiebbaren Rüstträgers vor. Der Rüstträger sollte hierfür mittig in der jeweiligen Überbauachse innerhalb der vorhandenen Aussparungen zwischen den Lagersockeln verlaufen, in denen auch bei der Herstellung des Bauwerks die Vorschubrüstung angeordnet wurde. Die Betonbrüstungen dieser Aussparungen sollten vorlaufend entfernt werden.

Die beim abschnittswisen Rückbau in den einzelnen Feldern entstehenden Kragarme sollten jeweils durch den Rüstträger unterstützt werden. Hierfür war nur ein mittig laufender Träger vorgesehen. Exzentrische Lastenwirkungen sollten durch den noch vorhandenen Überbau über Torsion abgetragen werden. Im Bereich des 70 m-Feldes war zur Unterstützung des Rüstträgers unter jedem Überbau eine Hilfsstütze geplant, welche nachfolgend auch für die Herstellung des neuen Überbaus genutzt werden sollte.

Der Rückbau des Überbaus sollte sukzessive durch Abbruchbagger mit Abbruchzange erfolgen. Der Abbruchbagger sollte auf dem noch vorhandenen Überbau stehen. Unter der Abbruchstelle sollte zur Aufnahme des Abbruchmaterials und zum Schutz vor herunterfallenden Teilen ein verschiebbares, vom Überbau abgehängtes Schutzgerüst angeordnet werden (Bild 4-16). Der Abtransport des Abbruchmaterials sollte über den noch vorhandenen Überbau erfolgen.

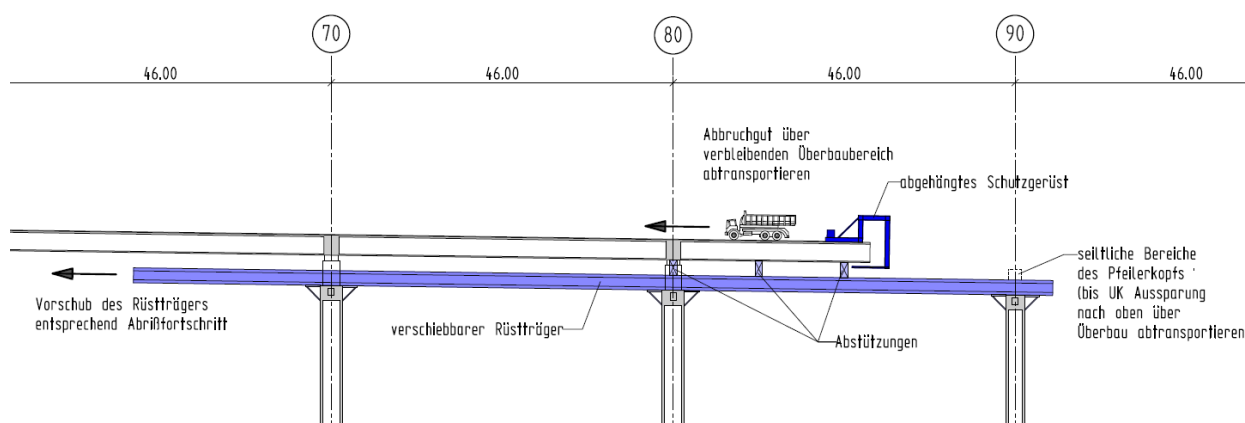


Bild 4-16: Auszug aus 9a-Abbruchplan (© Hessen Mobil)

Die Pfeilerköpfe sowie die hohlen Pfeilerschäfte sollten von einem Arbeitsgerüst aus zurückgebaut werden. Es war vorgesehen, das Abbruchmaterial im Inneren der Pfeilerschäfte nach unten zu führen und am Pfeilerfuß durch eine hier hergestellte Öffnung zu beräumen und abzutransportieren. Die Pfeiler sollten inklusive der jeweiligen Flachgründungen zurückgebaut werden.

Die Widerlager sollten gemäß Ausschreibung nur teilweise zurückgebaut werden und nach Herstellung einer neuen Lagerbank, des Besichtigungsgangs sowie neuer Flügel auch für den neuen Überbau genutzt werden.

Vorgesehen war zunächst der Rückbau des im Querschnitt tiefer angeordneten Überbaus West, anschließend sollte der Überbau Ost zurückgebaut werden.

4.2.2 Auswahlkriterien

Die Talau unterhalb des Bauwerks ist gemäß Ausschreibung ökologisch sensibel reagierend. Der hier fließende Döllbach mit seinem Altarm ist Bestandteil des Landschaftsschutzgebietes (LSG) Auenverbund Fulda. Der Döllbach selbst ist als Linien-FFH-Gebiet von überregionaler Bedeutung ausgewiesen und weist einen Besatz mit streng geschützten Arten auf. Diese Arten reagieren teilweise empfindlich auf Sedimenteintrag. Der Bauablauf war mit Rücksicht auf Falkennistplätze von lokalen und aufgrund von Ruhezeiten zum Schutz von Fledermäusen von saisonalen Abhängigkeiten geprägt.

Abbruchverfahren, bei denen Teile des Überbaus oder der Pfeiler auf den Talgrund fallen könnten, waren aus ökologischen Gründen ausgeschlossen. Zudem war die Anordnung eines bodengestützten Traggerüsts aufgrund der Höhe des Überbaus über Tal und der damit verbundenen erforderlichen Eingriffe in die geschützte Talau aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen ausgeschlossen. Der Rückbau des feldweise hergestellten Überbaus in einem anderen bodenunabhängigen Rückbauverfahren (wie Taktschieben) wurde mangels Tragfähigkeit des Bestandsüberbaus nicht zugelassen.

Die durch die Döllbachtalbrücke überführte Bundesstraße B 27 sollte während der gesamten Bauzeit als Ausweichroute für die Autobahn A 7 weitestgehend freigehalten werden.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Rückbaukonzept Überbau:

Der Rückbau der Überbauten erfolgte kontinuierlich entgegen der jeweiligen Herstellrichtung. Die einzelnen Rückbauabschnitte entsprachen größtenteils den Bauabschnitten bei der Herstellung der Überbauten. Der nach dem Rückbau eines jeweiligen Abschnittes vorhandene Zustand entsprach somit einem früheren Bauzustand.

Für den Rückbau des Überbaus wurde ein Abbruchbagger mit Meißel bzw. mit Abbruchzange eingesetzt. Der Bagger stand entsprechend der Ausschreibung auf dem Überbau.

Im Zuge des Rückbaus kragte der Überbau nach dem Entfernen des vordersten Stützquerträgers im Regelbereich um eine Feldlänge (bis zu 46 m) aus. Zur Unterstützung dieser Auskragung des Überbaus war ein Vorschubgerüst (VSG) vorgesehen.

Während des Rückbaus stand das VSG zur Unterstützung des Überbaus im jeweiligen Feld. Das Gerüst verfügte entsprechend der Ausschreibung nicht über eine durchgehende Schalkonstruktion, das Abbruchgut wurde stattdessen auf einer längs verschieblichen Abbruchbühne aufgefangen, die zwischen Querträgerlage des VSG und dem Überbau lag und auf den Hauptträgern des VSG in Längsrichtung verschieblich ausgeführt war. Der Abtransport des Abbruchmaterials erfolgte entsprechend der Ausschreibung mit LKWs über den Überbau (Bild 4-17).

Während des Verschubes des VSGs war der verbleibende Überbau nicht unterstützt und musste sich somit selbst tragen. Die Verankerung der Längsspannglieder war in diesem Zustand in den Regelfeldern durch die in den Koppelfugen vorhandenen Koppelanker sichergestellt.

Innerhalb eines Rückbauabschnittes wurde der jeweilige Überbau i. d. R. bis 1 m vor die nächste Koppelfuge zurückgebaut. Der letzte Meter des Überbaus wurde zum Schutz der Koppelanker erst mit dem nachfolgenden Abschnitt abgebrochen.

Entsprechend der Ausschreibung wurde auf ein Abtrennen des abzubrechenden Feldes vom restlichen Überbau zugunsten der Aussteifung des abzubrechenden Feldes in horizontaler Richtung sowie gegen Torsion verzichtet.

Wesentliche Rückbauzustände des westlichen Überbaus bis zur Achse 35 sind in Bild 4-18 dargestellt.

Vor Beginn des Rückbaus war es erforderlich, das Feld Achse 20-30 mit einer Stützweite von 70 m mit einem Hilfspfeiler zu unterstützen. Auf den Hilfspfeiler sowie den erforderlichen Hilfsquerträger und die Querkraftverstärkungen bei Achse 35 wird im Abschnitt 4.4.4 eingegangen.



Bild 4-17: Abschnittsweser Rückbau des Überbaus durch Abbruchbagger (3. Abschnitt, 1. Hälfte des 70 m-Feldes)
(© thyssenkrupp Infrastructure)

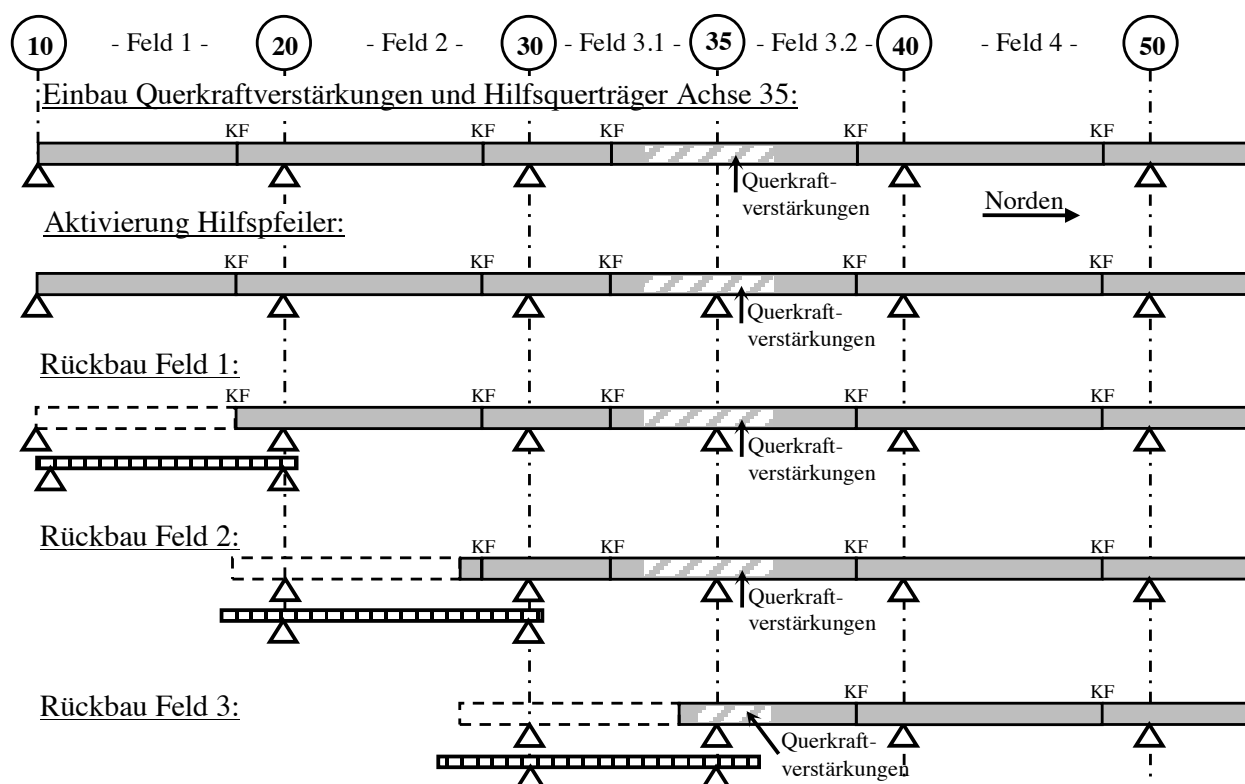


Bild 4-18: Wesentliche Rückbauzustände des westlichen Überbaus bis inkl. Rückbau von Feld 3.1
(© Büchting + Streit AG)

Im ersten Rückbauabschnitt war der Überbau bis zur Koppelfuge bei Achse 20 zurückgebaut.

Das Feld 2 wurde bis 4 m vor die Koppelfuge bei Achse 30 abgebrochen. Durch die verlängerte Auskragung des Überbaus wurde der Erhalt eines Mindeststützmomentes bei Achse 30 sichergestellt. Dies war erforderlich, da das Feldmoment im Feld 3.1 bereits kurz hinter der Achse 30 stark zunahm. Bei zu starker Reduktion des Stützmomentes würden im stütznahen Bereich nördlich der Achse 30 positive Momente auftreten. Aufgrund der im Endzustand unter Verkehr negativen Momente lagen die Spannglieder in diesem Bereich jedoch im oberen Teil des Querschnittes. In diesem Fall wäre daher keine ausreichende Tragsicherheit nachweisbar.

Während des Rückbaus des Feldes 3.1 wurden die in diesem Abschnitt vorhandenen Querkraftverstärkungen in zwei Schritten nacheinander ausgebaut. Die Zeitpunkte, zu denen die einzelnen Querkraftverstärkungen deaktiviert wurden, wurden anhand der statischen Berechnung der Rückbauzustände so festgelegt, dass immer eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit vorhanden war. Das Feld 3.1 wurde bis 7 m vor die Achse 35 zurückgebaut (Bild 4-17). Die Auskragung von 7 m war erforderlich, um vor den noch aktivierten Querkraftverstärkungen einen ausreichenden Arbeitsraum für den auf dem Überbau stehenden Abbruchbagger sicherzustellen. Nach dem Rückbau des Feldes 3.1 fuhr der Abbruchbagger zwischen den Querkraftverstärkungen hindurch bis zur Pfeilerachse 40. Da die Tragsicherheit des Überbaus im Bereich der 7 m langen Auskragung über die Achse 35 unter Ansatz der vorhandenen Bewehrung nicht nachgewiesen werden konnte, musste die Auskragung für diesen Rückbauzustand verstärkt werden, bevor die Unterstützung durch das VSG deaktiviert wurde. Die Verstärkung der Auskragung erfolgte mit jeweils zwei oberhalb und unterhalb der Fahrbahnplatte geführten vorgespannten Stabspanngliedern, welche an durch die Fahrbahnplatte geführten Steckträgern verankert wurden.

Rückbaukonzept Unterbauten:

Die Pfeiler wurden abweichend zur Ausschreibung konventionell mit Abbruchbaggern zurückgebaut. Dies war notwendig, da sich das Nach-Unten-Führen des Abbruchmaterials sowie das Ausräumen des Materials aus dem Pfeilerschaft durch eine Öffnung als nicht praktikabel erwiesen hat. Die massiven Pfeilerköpfe der hohen Pfeiler in den Achsen 30 bis 90 wurden mit Seilsägen gelöst und mit Mobilkran zum Zerkleinern am Boden verbracht (Bild 4-20). Der Rückbau der übrigen Pfeiler erfolgte mit Longfrontbaggern. Dieses Rückbauverfahren erwies sich als zeitsparend.



Bild 4-20: Pfeilerschaft nach Abnehmen der Pfeilerkopfsegmente (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Bei der Planung des Teilrückbaus der Widerlager stellte sich heraus, dass die Tragfähigkeit der verbleibenden Konstruktion in dem Zwischenzustand, in dem das jeweilige Widerlager halbseitig teilzurückgebaut war, nicht ausreichend war. Aus diesem Grund war eine Ertüchtigung des unter 4+0-Verkehr stehen Teils der Widerlager für diesen Zwischenzustand erforderlich (Bild 4-19). Hierfür wurden bei dem unter 4+0-Verkehr stehenden östlichen Teil des Widerlagers zur Stabilisierung des temporär verbleibenden Widerlagers gegen Verdrehungen um die Bauwerkslängsachse zusätzliche Mikropfähle angeordnet. Weiterhin war eine Rückspannung des temporär verbleibenden Widerlagers erforderlich. Diese temporären Verstärkungsmaßnahmen wären auch für den westlichen Teil des Widerlagers erforderlich gewesen, da sich bezüglich der vorhandenen Unterkonstruktion hier die gleichen Defizite ergeben hätten.

Da während der Herstellung des Aushubs für die Fundamente des VSG zum Rückbau des ersten Feldes zudem Hohlräume im Baugrund hinter dem Widerlager festgestellt wurden, wurde die Planung der Widerlager dahingehend geändert, dass über dem teilzurückgebauten bestehenden Widerlager ein neues Widerlager mit Bohrpfahlgründung hergestellt wurde.

Aufbau Vorschubrüstung:

Zur freien Überspannung zwischen den Pfeilern wurden zwei modulare Hauptträger vom Typ HV21 mit einer Bauhöhe von jeweils 4,10 m und einer Gesamtlänge von je 60 m gewählt. Charakteristisch für diese Vollwandträger sind die hohe Biege- und Torsionssteifigkeit sowie eine hohe Flexibilität bei der Positionierung der Lasteinleitungspunkte aus der oberen Querträgerlage bzw. der Festlegung der Auflagerpunkte in Brückenlängsrichtung.



Bild 4-21: Teilbare, hydraulisch gestützte Grundrahmen im Abbruchzustand (© thyssenkrupp Infrastructure)



Bild 4-22: Teilbare, hydraulisch gestützte Grundrahmen in Verschiebeposition (© thyssenkrupp Infrastructure)

Auf den Hauptträgern wurden paarweise querverschiebbliche obere Querträger angeordnet (Bild 4-22). Diese Grundrahmen waren in der Mittelachse des Überbaus gestoßen. Für den Längsvorschub der Hauptträger wurden die Stöße geöffnet und die Querträger sowie nachfolgend die Hauptträger nach außen

geschoben. Für notwendige Anpassungen der Stützkkräfte des abzubrechenden Überbaus während des Rückbaus waren die Querträger durch Stellringpressen individuell hydraulisch höhenverstellbar. Die komplexe Steuerung der hydraulischen Anlage folgte den Anforderungen aus der Abbruchanweisung; es wurden wahlweise einzelne Querträger, einzelne Rahmen oder ganze Rahmengruppen gesteuert.

Die Lasteinleitung aus dem Überbau in die obere Querträgerlage wurde über Druckhölzer realisiert (Bild 4-23). Diese jeweils unter den drei Brückenstegen angeordneten verleimten Hölzer dienten zum einen der Anpassung an die nicht immer ebene Oberfläche des Brückenkörpers. Zum anderen gewährten sie in ihrer Funktion als herausnehmbare Distanzstücke die Durchfahrt der längsverschieblichen Abbruchbühne zwischen Überbau und Querträgerlage. Die Druckhölzer wurden erst nach Ende jedes Verschlusses eingebaut und mit fortschreitendem Abbruch querträgerweise hydraulisch abgesenkt und manuell entnommen.

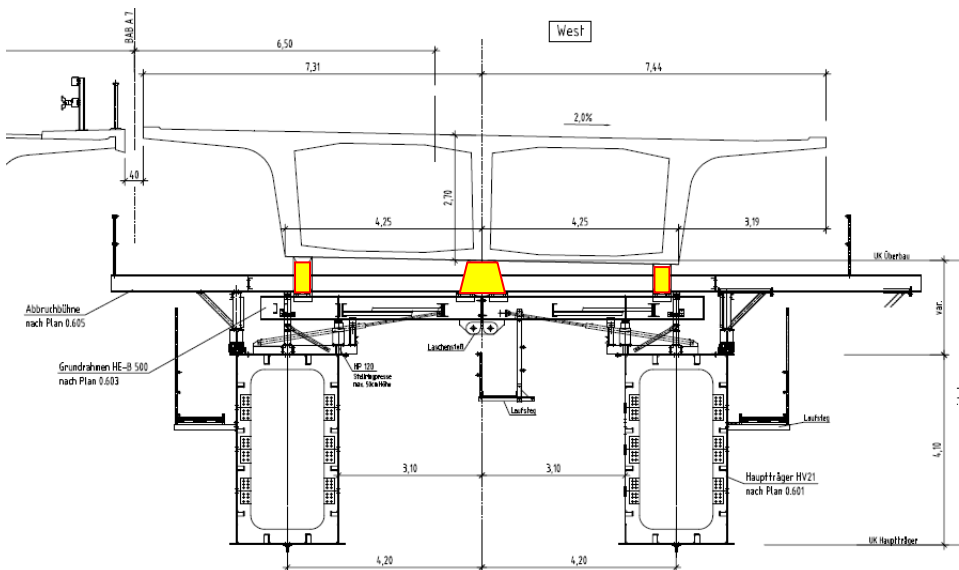


Bild 4-23: Querschnitt Vorschubgerüst mit Abbruchbühne und Holzdruckstücken (© thyssenkrupp Infrastructure)

Die etwa 7 m lange Abbruchbühne wurde in Anlehnung an die Vorgaben in der Ausschreibung beweglich ausgeführt und mit Seilwinden über geführte Rollen auf den Obergurten der Hauptträger gezogen (Bild 4-25). Die Länge der Bühne ergab sich aus den Systemabständen der darunter befindlichen Querträgerlage. Ihr Boden war mit Stahlblechen belegt, an den Seitenwänden und der Rückwand fand sich eine Schalkkonstruktion. Bevor der Rückbau eine Querträgerachse erreichte, musste diese abgesenkt werden, um die Abbruchbühne zum Auffangen des Abbruchmaterials unter den Überbau ziehen zu können. Der Überbau kragte in diesen Zuständen an der Abbruchkante aus. Vor Abbruch des Pfeilerbereichs war das Ausheben des Überbaus zum Ausbau der Brückenlager erforderlich. Die Abbruchbühne war so ausgebildet, dass sie den entstandenen Zwischenraum zwischen Überbau und Pfeilerkopf passieren konnte. Für den Längsverschiebung der Hauptträger wurde die Abbruchbühne ganz an das hintere Ende der Vorschubrüstung gefahren und die seitliche Splitterschutzwand abgeklappt. Die Abbruchbühne war im Querschnitt verschieblich ausgeführt, damit die Bühne den Querverschiebung der Hauptträger in die Längsverschiebeposition nachverfolgen konnte.

Da Schwerlasttürme aufgrund der großen Pfeilerhöhen von bis zu 50 m und der Form der Pfeilerfundamente als Pfeilereinrüstung aus wirtschaftlichen Gründen sowie mangels Verfügbarkeit geeigneter Systeme zum Zeitpunkt des Rückbaus ausschieden, kam eine hängende Einrüstung zum Einsatz. Die mit 30 cm sehr dünnwandigen Pfeilerwände erlaubten jedoch keine Unterbringung von Steckträgern zur Lasteinleitung in die Pfeiler.

Daher wurden insgesamt drei sog. A-Böcke bzw. Pfeilerkopfeinrüstungen (Bild 4-26) ausgeführt, durch welche sämtliche Vertikallasten aus der Vorschubrüstung über einen in Bauwerkslängsrichtung verlaufenden Jochträger in die massiven Pfeilerköpfe eingeleitet wurden. Diese Pfeilerkopfeinrüstungen wurden im Bereich des ursprünglich für die Herstellung des Überbaus genutzten Freiraums zwischen den Brückenlagern aufgelagert. Die Einleitung der Horizontallasten in die Brückenpfeiler erfolgte auf Höhe der Jochträger.



Bild 4-24: Ansicht Abbruchbühne vor Verschieb des VSG in den nächsten Abbruchabschnitt
(© thyssenkrupp Infrastructure)



Bild 4-25: Ausbau der Brückenlager
(© thyssenkrupp Infrastructure)

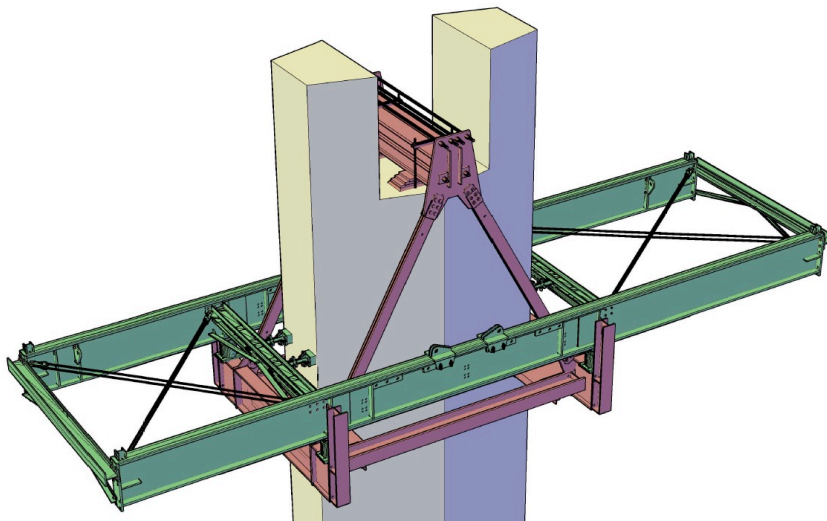


Bild 4-26: Pfeilereinrüstung als A-Bock, Darstellung ohne Verschiebschlitten (© Saul Ingenieure GmbH)

Die Pfeilereinrüstungen wurden mit hydraulischen Stellringzylindern ausgestattet, welche im Zuge des Abbruchablaufs zusätzlich zur Hydraulik unter den Grundrahmen für Lastkorrekturen eingesetzt wurden. Die zentrische Lasteinleitung in die Pfeiler war durch die in Brückenlängsrichtung parallelgeschalteten Pressen sichergestellt. Auf dem Querträgerrost oberhalb dieser Hydraulikpressen befanden sich die querverschieblichen Verschiebschlitten. Der Querverschub der Hauptträger wurde mit doppelwirkenden Langhubzylindern ausgeführt. Als Längsverschiebeeinrichtung wurde mit Stangenkletterern ein selbstsicherndes Klemmbackensystem eingesetzt. Verschieben wurde das Vorschubgerüst auf PTFE-Gleitlagern.

4.3 Bestandsuntersuchungen

4.3.1 Bestandsunterlagen

- Planunterlagen und statische Berechnung zum Bestandsbauwerk,
- Statische Berechnung und Ausführungspläne zur Verstärkung (Dokumentation der externen Zusatzvorspannung und Lammellenbewehrung von Teilbauwerk Ost 2006),
- Bauwerksbücher für beide Teilbauwerke.

4.3.2 Nachrechnung

Im Jahr 2006 wurden Untersuchungen zur Überprüfung der Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte in Querrichtung und eine Planung von Verstärkungsmaßnahmen des östlichen Teilbauwerkes für den bauzeitlichen 4+0-Verkehr durchgeführt.

4.3.3 Materialproben

Im Bereich des 70 m langen Hauptfeldes zwischen den Bauwerksachsen 30 und 40 wurden Materialproben zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Überbaubetons entnommen, um die erforderliche Pressenkraft für die Aktivierung des Hilfspfeilers bestimmen zu können.

4.3.4 Materialverhalten

Es wurden keine besonderen Untersuchungen zur Feststellung des Materialverhaltens durchgeführt.

4.3.5 Geometrie

Im Jahr 2008 wurde eine Bauwerksvermessung durchgeführt. Im Zuge der Abbruchplanung fand eine Lagefeststellung der Unterkante des 1. Abbruchabschnitts statt. Weitere geometrische Untersuchungen wurden nicht durchgeführt.

4.3.6 Schadstoffe

Schadstoffe lagen keine vor.

4.3.7 Schäden

Bereits vor Beginn der Baumaßnahme war bekannt, dass infolge der Einwirkung von chloridhaltigem Wasser an mehreren Stellen im Überbau Spannglieder ausgefallen waren. Weiterhin war bekannt, dass im 70 m-Feld des westlichen Überbaus ein Längsspannglied unverpresst und nicht vorgespannt war. Im Zuge der Brückenprüfung am westlichen Teilbauwerk wurden Kiesnester, freiliegende schlaffe Bewehrung und Spannglieder an der Innen- und Außenseite des Hohlkastentragwerks sowie kleinere schadhafte Stellen des Fahrbahnbelags und defekte Entwässerungsrinnen am Widerlager unter der Fahrbahnübergangskonstruktion erfasst. Zusätzlich gab es Chloridausblühungen an den Stegobenseiten infolge defekter Entwässerung, welche durch Kragarm und Steg in den Hohlkasten geführt wurde. Auch an den Pfeilerwänden und Lagersockeln wurden Kiesnester sowie freiliegende Bewehrung infolge unzureichender Betondeckung erfasst. Durch den 4+0-Verkehr während der Ersatzmaßnahme wurden die Fahrbahnübergangskonstruktionen des östlichen Teilbauwerkes stark in Mitleidenschaft gezogen.



Bild 4-27: Schadensbilder Brückenprüfung Teilbauwerk West 2003 (© Hessen Mobil)

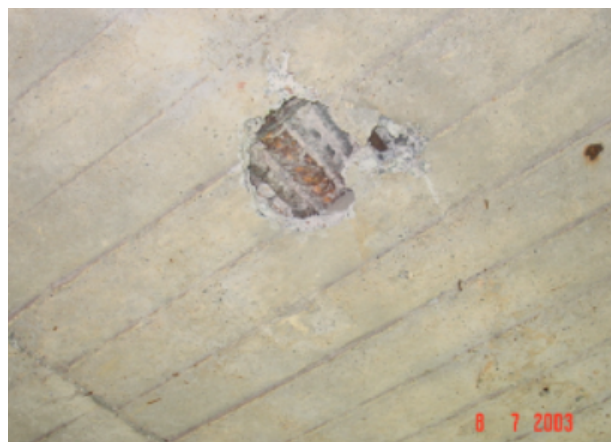


Bild 4-28: Freiliegende Spannglieder unter Hohlkasten in den Feldern 4 und 9 (© Hessen Mobil)



Bild 4-29: Freiliegendes und durchgerostetes Querspannglied von Innenseite des Hohlkastens (© Hessen Mobil)



Bild 4-30: Aussinterungen im Kragarmbereich (© Hessen Mobil)



Bild 4-31: Schäden durch defekte Entwässerung, die über die Längsspannglieder in den Hohlkasten geführt wurde (© Hessen Mobil)



Bild 4-32: Freiliegende, korrodierte Spannglieder (© Hessen Mobil)

Die Endverankerungen der Zulagespannglieder für das 70 m-Feld lagen in den Feldern 20-30 ca. 9 m bis 12 m von der Pfeilerachse 30 und im Feld 40-50 ca. 9 m bis 12 m von der Pfeilerachse 40 entfernt. Im Bereich der Endverankerungen der Zulagespannglieder waren Risse an der Oberseite des Querschnittes des bestehenden Überbaus vorhanden. Die Ursache hierfür war, dass aufgrund der größeren Stützweite des Feldes 30-40 in den angrenzenden Feldern hauptsächlich negative Momente auftraten. Da die durchlaufenden Regelspannglieder im Verankerungsbereich der Zulagespannglieder im Querschnitt bereits weit nach unten geführt wurden, war an der Querschnittsoberseite keine ausreichende Vorspannung oder schlaife Bewehrung vorhanden. In diesen Bereichen war für die heutige Verkehrsbeanspruchung keine ausreichende Bruchsicherheit nachweisbar.

Da die genannten Defizite in beiden Überbauten vorhanden waren, wurde der östliche Überbau in Vorbereitung auf das Bauvorhaben zur Aufnahme des bauzeitlichen 4+0-Verkehrs 2008 mit zusätzlichen Längsspanngliedern verstärkt (Bild 4-33). Zusätzlich wurden die Kragarme des Überbaus in Bauwerksquerrichtung mit eingeschlitzten CFK-Lamellen sowie die Fahrbahnplatte im Bereich der Verankerungen der Zulagespannglieder in Bauwerkslängsrichtung mit aufgeklebten CFK-Lamellen verstärkt (Bild 4-34). Die Kappen wurden durch Randkappen aus Leichtbeton ersetzt. Es wurden an den Koppelfugen 13 Wegaufnehmer zur Fernrissüberwachung installiert.

Im Zuge der ersten dokumentierten Hauptprüfung 1996 wurde das Gesamtbauwerk mit der Zustandsnote 3,2 bewertet. Bis zur letzten Sonderprüfung im Dezember 2012 am östlichen Teilbauwerk wurden beide Teilbauwerke seit 2006 auch trotz Instandsetzungsmaßnahmen am östlichen Überbau durchgehend mit Zustandsnote 3,5 bewertet.

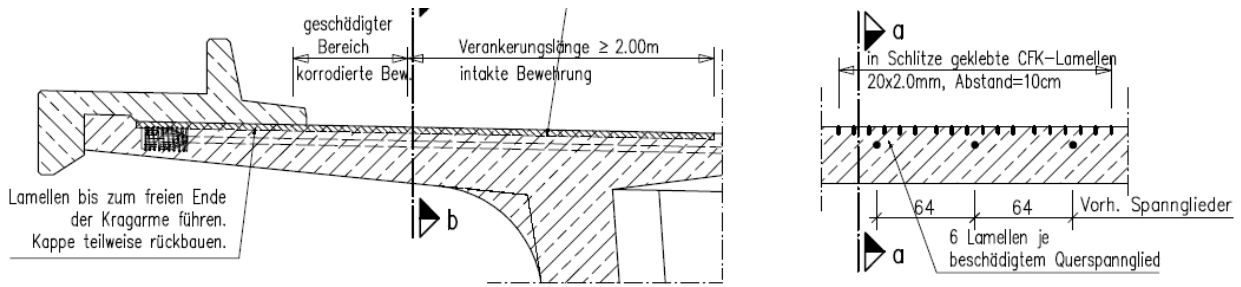


Bild 4-33: Auszug aus Plan SB5a zur Instandsetzung beschädigter Fahrbahnplattenbereiche (© Hessen Mobil)



Bild 4-34: Verstärkung durch in Längsrichtung aufgeklebte CFK-Lamellen an der Unterseite der Hohlkastendecke (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)



Bild 4-35: Verstärkung durch eingeschlitzte CFK-Lamellen an der Oberseite der Fahrbahnplatte (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Während der Aushubarbeiten für die Gründung des Vorschubgerüsts am südlichen Widerlager des westlichen Überbaus wurden große Hohlräume hinter und unter dem Widerlager entdeckt, welche durch Ausspülung entstanden waren (Bild 4-36). Diese gefährdeten die Standsicherheit des unter Verkehr stehenden östlichen Widerlagerteils und mussten zunächst gesichert werden, bevor an der Gründung weitergearbeitet werden konnte (Bild 4-37). Der Montagebeginn des Vorschubgerüsts wurde durch notwendige Abstimmungen, Umplanungen und Sicherungsmaßnahmen um ca. elf Monate verzögert (siehe Abschnitt 4.2.3).



Bild 4-36: Widerlager unterspült (© thyssenkrupp Infrastructure)



Bild 4-37: Widerlager nach Sicherung bei Montage VSG (© thyssenkrupp Infrastructure)

4.4 Statische Berechnung

4.4.1 Anzuwendende Regelwerke

- ZTVE-StB: Dammbaustoffe, Hinterfüllmaterial,
- ZTV-ING: Beton- und Stahlbetonarbeiten, Arbeitsfugen, Abdichtung,
- BAST-Liste geprüfter Stoffe: Materialauswahl Abdichtung.

Planung der Vorschubrüstung:

- DIN 4421 Traggerüste: Einstufung VSG in Traggerüstgruppe III, Traggerüstfaktor $\gamma_T = 1,0$,
- DIN 1055 Lastannahmen für Bauten, Teile 1, 3, 4,
- DIN 18800 Stahlbauten,
- Anpassungsrichtlinie Stahlbau DIBt.

Rückbauplanung für den Überbau:

Zum Zeitpunkt der Rückbauplanung existierte die Nachrechnungsrichtlinie nicht. Die Nachweisführung für den Überbau erfolgte nach DIN 4227, da eine Nachweisführung auf Grundlage des konservativeren Sicherheitskonzepts der DIN-Fachberichte bei diesem Rückbauverfahren nicht erfolgreich gewesen wäre.

4.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Das Sicherheitsniveau für Tragsicherheiten lag in zeitlich begrenzten Abbruchzuständen bereichsweise unter dem nach DIN 4227 geforderten Niveau von Neubauten. Dies galt beispielsweise für die Auskragung des Überbaus in einzelnen Teilabbruchabschnitten zwischen den Grundrahmen des Vorschubgerüsts.

4.4.3 Sicherheitskonzept

Die Nachweise für den Überbau erfolgten auf Basis des Sicherheitskonzeptes der DIN 4227.

Im Zuge des Rückbaus wurden teilweise Hydraulikpressen eingesetzt, um

- a) den Überbau definiert von Lagern freizuheben oder um
- b) die zwischen Überbau und VSG wirkenden Lasten anzupassen und zu steuern.

Im Fall a) wurde die erforderliche Pressenkraft zum Freiheben des Überbaus im Gebrauchszustand unter 1,0-fachen Lasten ermittelt. Für die Bemessung dieses Zustandes war jedoch der Bruchzustand zu berücksichtigen (γ -fache Lasten). Da sich die freizuhebende Auflagerkraft aus Eigengewichtsanteilen und Anteilen aus Vorspannung zusammensetzte und die genannten Anteile mit unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerten zu berücksichtigen waren, mussten auch für die Pressenkräfte Eigengewichtsanteile und Anteile aus Vorspannung separat ermittelt werden. Dies war insbesondere vor dem Hintergrund erforderlich, dass die Tragfähigkeit für Zustände nachgewiesen werden musste, bei denen das statische System nach der Aktivierung der Presse verändert wurde und sich die Pressenkraft somit geändert hatte. Hierbei wurden die Eigengewichtsanteile der Pressenkraft sowie die Anteile aus Vorspannung jeweils mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten gemäß DIN 4227 berücksichtigt.

Während des Rückbaus war es teilweise erforderlich, die sich durch System- bzw. Laständerungen einstellenden Pressenkräfte gezielt anzupassen, um Überbeanspruchungen zu vermeiden (Fall b)). Auch hierbei musste zwischen Pressenkraftanteilen aus Eigengewicht und aus Vorspannung unterschieden werden, um die Tragfähigkeit des Restüberbaus in diesen Zuständen nachweisen zu können.

Für die Bemessung des Vorschubgerüsts wurden das Eigengewicht des Baggers und LKWs zum Abbruchmassenabtransport von jeweils 400 kN auf 600 kN auf der sicheren Seite liegend erhöht. Damit waren dynamische Beanspruchungen infolge Baggerbewegungen abgedeckt. Zusätzlich wurden die üblichen Teilsicherheitsbeiwerte für nicht ständige Lasten bei der Bemessung angewendet.

4.4.4 Nachweisführung

4.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Am Ende des ersten Teils des 70 m-Feldes (Feld 3.1 des westlichen Überbaus) war keine Koppelfuge zur Verankerung der im Feld 3.2 benötigten Spannglieder vorhanden (Bild 4-38). Ab dem Zeitpunkt des Rückbaus der im Feld 3.1 liegenden Koppelfuge musste die Verankerung der benötigten Spannglieder daher über Verbund sichergestellt werden.

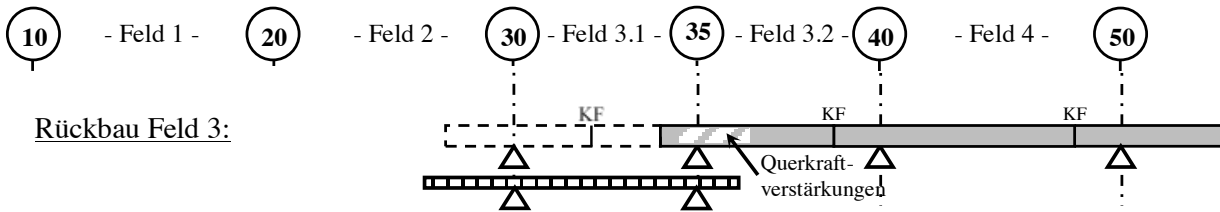


Bild 4-38: Rückbau des Feldes 3.1 (© Büchting + Streit AG)

Um sicherzustellen, dass die Verankerung der Spannglieder über Verbund möglich war, wurden vor dem Rückbau des Feldes 3.1 im Bereich der Achse 35 endoskopische Untersuchungen der Längsspannglieder hinsichtlich des Verpresszustands durchgeführt. Bei der Untersuchung des westlichen Überbaus wurde hierbei, wie erwartet, ein unverpresstes Spannglied gefunden. Bei einem weiteren Spannglied wurde eine lokal unvollständige Verpressung des Hüllrohres festgestellt. Bei allen weiteren Spanngliedern wurde jedoch ein guter Verpresszustand vorgefunden. Es konnte somit davon ausgegangen werden, dass eine Verankerung der Spannglieder über Verbund möglich war.

In der statischen Berechnung wurde der Spannstahlquerschnitt ermittelt, der erforderlich war, um die Tragsicherheit im nicht unterstützten Feld 3.2 (Achse 35-40) zu gewährleisten. Hieraus konnte die Anzahl der Spannglieder bestimmt werden, für die die Wirksamkeit der Endverankerung durch Verbund nachzuweisen war.

Im Zuge des Abbruchs des Feldes 3.1 wurden die Längsspannglieder dann nacheinander mit Kernbohrungen DN500 abgebohrt (Bild 4-39). Mit jeder Kernbohrung wurden maximal so viele Spannglieder abgebohrt, wie unter Gewährleistung der Tragsicherheit im angrenzenden Feld ausfallen durften. Nach jeder Kernbohrung wurde anschließend im Bereich der Schnittoberfläche der Einzug der Spannglieder gemessen und mit zulässigen Grenzwerten gemäß der statischen Berechnung verglichen. In allen verpresst vorgefundenen Spanngliedern trat infolge des Abbohrens kein oder nur ein sehr geringer Spannstahleinzug auf. Da angenommen werden konnte, dass nicht alle Spannglieder unplanmäßig spannungslos waren, war die Verankerung der Spannglieder über Verbund hierdurch nachgewiesen.



Bild 4-39: Kernbohrungen zum Trennen der Längsspannglieder im Brückensteg (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Neben der Verbundverankerung der Längsspannglieder im 70 m-Feld war auch die Verbundverankerung von Spanngliedern der Quervorspannung erforderlich.

Zur Erleichterung der Montagevorgänge wurden die zum Nachbarüberbau weisenden seitlichen Fahrbahnplattenkragarme bei beiden Überbauten in den Endfeldern und auf etwa 12 m Länge im Nachbarfeld auf 2,80 m Breite abgetrennt (Bild 4-40).

Auch hierfür wurde eine statische Berechnung durchgeführt, in der die zulässigen Spannstadleinzüge ermittelt wurden. Bei Überschreitung der rechnerisch ermittelten Spanngliedeinzüge wäre das jeweilige Spannglied als ausgefallen zu betrachten gewesen.

Hinsichtlich der Fahrzeug- und Materialbewegungen in diesem Bereich wurden nicht zu befahrende Bereiche ausgewiesen.



Bild 4-40: Freigeschnittener Kragarm zur Montage des VSG im 1. Abschnitt
(© thyssenkrupp Infrastructure)

Beim Rückbau des östlichen Überbaus (BA 2) wurde zum Schutz des neu hergestellten Überbaus BA 1 auf ganzer Länge des Überbaus der innenseitige Kragarm durch Sägeschnitt um 1,20 m gekürzt. Da der östliche Überbau im Grundriss des Bauwerks auf der Kurvenaußenseite lag und der östliche Überbau auch planmäßig bereits eine Lastexzentrizität zur Kurvenaußenseite besaß, wurde zur Minimierung der Lastexzentrizität für das VSG auch der außenseitige Kragarm vor dem Beginn des Rückbaus um 1,80 m gekürzt. Auf diese Weise wurden abschnittsweise mit einem Vorlauf zum Rückbau des Hohlkastens von zwei Feldern auf der gesamten Länge des Bauwerks beide Außenkragarme entfernt.

Im Zuge des Abtrennens der Kragarme wurde teilweise ein Einzug der Querspannglieder beobachtet. Kritische Zustände mit mehreren nebeneinanderliegenden ausgefallenen Spanngliedern sind jedoch nicht aufgetreten.

4.4.4.2 Schubnachweise

Durch weitergehende Aufrechterhaltung eines Belastungszustandes zwischen Bauzustand und Endzustand in den einzelnen Abbruchphasen waren in den Regelbereichen keine erhöhten Beanspruchungen zu erwarten. Dies wurde mit Hilfe von Lastvergleichen abgesichert.

Einzig im Bereich der temporären Zwischenstützung in der Mitte des 70 m-Feldes waren Schubverstärkungen nachzurüsten (siehe Abschnitt 4.4.4.3).

4.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Beim Rückbau des westlichen Überbaus wurde das Feld 30-40 nach dem Rückbau der ersten beiden Felder zwangsläufig zum Endfeld des Durchlaufträgers. In diesem Zustand trat am Endauflager (Achse 30) nur ein sehr geringes Stützmoment, in Feldmitte des 70 m-Feldes jedoch ein großes Feldmoment auf. Dieses konnte vom bestehenden Überbau nicht aufgenommen werden. Es war daher zwingend erforderlich, das 70 m-Feld in diesem Zustand zu unterstützen. Hierfür war ein 50 m hoher Hilfspfeiler vorgesehen.

Der Hilfspfeiler wurde nicht nur für den Rückbau des Bestandsüberbaus eingerichtet, sondern auch für die Herstellung des neuen Überbaus. Da der neue Überbau im Taktchiebeverfahren hergestellt werden sollte, wurde der Hilfspfeiler entsprechend dem Ausschreibungsentwurf in Feldmitte des 70 m-Feldes angeordnet.

Die Breite des Hilfspfeilers musste der Breite der Bestandspfeiler entsprechen, damit das VSG neben dem Hilfspfeiler Platz fand. Auf dem Hilfspfeiler konnten die Pressen zur Unterstützung des bestehenden Überbaus somit nicht unter den Stegen des Überbaus angeordnet werden. Der neue Hilfspfeiler stand zudem nicht an der gleichen Position wie der beim Bau der Brücke verwendete Hilfspfeiler, wo bereits ein massiver Querträger im Überbau vorhanden war. Zur Einleitung der Auflagerkräfte in die Stege des Überbaus war in der Achse 35 somit ein neuer Hilfsquerträger im Überbau erforderlich. Der Querträger wurde als massive, vorgespannte Konstruktion ausgeführt.

Der Hilfspfeiler wurde vor Beginn des Abbruchs des Überbaus aktiviert. Hierbei wurde der vorhandene Durchhang des Überbaus in Feldmitte um 40 mm reduziert. Hierdurch wurden auch die Stützmomente im Bereich der Achsen 30 und 40 deutlich reduziert. Auf diese Weise konnte in den gerissenen Verankerungsbereichen der Zulagespannglieder (vgl. Abschnitt 4.3.7) eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden.

In Feldmitte des 70 m-Feldes traten infolge der Unterstützungskraft des Hilfsträgers Querkraftbeanspruchungen des Überbaus auf, für welche die vorhandene Querkraftbewehrung nicht ausreichend war. Es war daher erforderlich, den Überbau zur Aufnahme der Querkräfte durch vertikale vorgespannte Bewehrung zu verstärken. Hierfür wurden an der Ober- und Unterseite der Stege Doppel-U-Profile als Jochträger angeordnet. An den Jochträgern waren vertikale Stabspannglieder verankert, welche durch Kernbohrungen in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte geführt wurden (Bild 4-41).

Im Stützbereich über dem Hilfspfeiler war eine Verstärkung der Biegetragfähigkeit des Überbaus erforderlich. Diese wurde mit Stabspanngliedern realisiert. Die Stabspannglieder wurden in Steckträgern verankert, welche durch Öffnungen in der Fahrbahnplatte gesteckt wurden.



Bild 4-41: Ertüchtigung Überbau im Bereich der Zwischenstütze Achse 35 durch quer vorgespannten Hilfsquerträger und vertikale Vorspannung der Brückenstege (© Büchting + Steit AG)

Die Verstärkungsmaßnahme hatte Einschränkungen für den Baustellenverkehr (Bild 4-42) auf der Brücke zur Folge und musste in der Höhenentwicklung des Abbruchgerüsts unter dem Überbau berücksichtigt werden.

Im Bereich des Hilfspfeilers kam es während des Rückbaus im Abschnitt über dem Hilfspfeiler zu technischen Schwierigkeiten. Nach dem Abbruch des Brückenkragarms bis zum Hilfspfeiler war ein Freiheben des Überbaus am Hilfspfeiler nicht möglich, ohne die aktivierten Grundrahmen und die Pfeilereinrüstung am Hilfspfeiler zu gefährden. Diese unerwartet hohen Auflagerlasten beruhen auf Modellungenauigkeiten, Umlenkkräften der infolge der Verbundwirkung weiterhin aktiven Feldvorspannung sowie Spannungen aus in den Überbau eingprägten Kriechverformungen, welche kurz zuvor durch Anpressen der Hilfspfeiler eliminiert wurden. In kurzfristiger Abstimmung zwischen dem Bauunternehmen, den beteiligten Planern und dem Prüfenieur wurde beschlossen, weitere Pressen auf den Hilfspfeilern zum Ausbau der dortigen Lager einzusetzen. Die durch diese Pressen aufgebraachte Zusatzlast zum Freiheben des Überbaus und

somit auch die tatsächliche Modellgenauigkeit war vergleichsweise klein. Die Lager wurden entfernt und der Überbau gemeinsam mit dem Vorschubgerüst durch Absenken entlastet.



Bild 4-42: Überfahrt des Abbruchbaggers über temporären Zwischenpfeiler nach Rückbau des ersten Teils des Hauptfeldes
(© thyssenkrupp Infrastructure)

Durch Austausch des Pfeilerkopfs am quer verschieblichen Zwischenpfeiler nach dem Rückbau des Überbaus, wurde dieser an die Anforderungen des Ersatzneubaus für das Taktschieben vorbereitet. Dies wurde möglich, weil die Feldeinteilung des neuen Überbaus in diesem Bereich dem Bestand ähnlich war und die Gradienten des Ersatzneubaus nahe bei der Gradienten des Bestandsbauwerkes lag.

Neben den genannten Verstärkungsmaßnahmen beim Hilfspfeiler in Achse 35 war für die Rückbauzustände in einzelnen Feldern eine Verstärkung der Längsbewehrung der Fahrbahnplatte durch schlaffe Bewehrung erforderlich. Diese wurde in aufbetonierten Streifen jeweils oberhalb der Stege angeordnet.

4.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Während des Rückbaus wurde der auskragende Teil des Überbaus durch das VSG unterstützt. Der jeweilige Rückbauabschnitt des Überbaus wurde dabei nicht durch einen Trennschlag vom restlichen Überbau getrennt. Insofern traten beim Rückbau Interaktionen zwischen dem Überbau und dem VSG auf, die in der statischen Berechnung zu berücksichtigen waren.

Das VSG wirkte im Gegensatz zum auskragenden Überbau als gelenkig gelagerter Einfeldträger. Infolge der unterschiedlichen statischen Systeme ergaben sich für den Überbau und das VSG unterschiedliche Biegelinien (vgl. Bild 4-43).

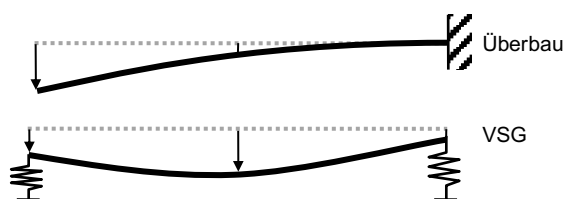


Bild 4-43: Statisches System des Überbaus und des VSGs (© Büchting + Streit AG)

Beim Rückbau änderte sich die Belastung des VSGs durch die stetig abnehmende Last aus dem Überbau ständig. In der Folge traten Interaktionen zwischen dem Überbau und dem VSG auf, welche hinsichtlich der Beanspruchungen des Überbaus und des VSGs maßgebend sein konnten. In der statischen Berechnung wurde daher der Rückbau mit allen Zwischenzuständen simuliert. Der Nachweis der Tragfähigkeit wurde grundsätzlich auch für das jeweils abzubrechende Feld und für jeden Zwischenzustand geführt.

Die unterschiedlichen Biegelinien führten bei Annahme von starr an das VSG angeschlossenen Unterstützungsquerträgern dazu, dass nahezu die gesamte Unterstützungskraft, durch die am nächsten zur Abbruchkante liegenden Unterstü-
tzungen aufgenommen wurde und sich die übrigen Unterstü-
tzungen der Last entzogen. Beim Rückbau des Überbaus wurden die für die Unterstü-
tzung des Überbaus aktivierten Hydraulikpressen daher hydraulisch kommunizierend in einen Ölkreislauf geschaltet. Hierdurch wurde

sichergestellt, dass alle aktiven Unterstüztungsquerträger des VSGs die gleiche Last erhielten und Relativverschiebungen ausgeglichen werden konnten. Die Pressendrucke wurden während des Rückbaus eines Feldes regelmäßig kontrolliert und ggf. angepasst, um Überbeanspruchungen zu vermeiden. Bild 4-44 zeigt eine Hydraulikpresse während des Rückbaus. Anhand der Lage des hier noch nicht nachgestellten Stellrings der Presse werden die Relativverschiebungen deutlich. Diese betragen je nach Rückbauzustand rechnerisch bis zu 60 mm und machen Hydraulikpressen mit entsprechend großem Hub erforderlich.



Bild 4-44: Hydraulikpresse und Lage des (noch nicht nachgestellten) Stellrings vor und nach Anpassung des Pressendruckes
(© BÜCHTING + STREIT AG)

Die beim Rückbau beobachteten Pressenkräfte stimmten gut mit den in der Arbeitsanweisung angegebenen Sollwerten überein. Vereinzelt beobachtete Abweichungen ließen sich anhand der jeweiligen Randbedingungen des Bauablaufs erklären.

Aufgrund der geringen vorhandenen Bewehrung der Fahrbahnplatte konnte im Bruchzustand nur ein sehr geringes negatives Moment im Feldbereich aufgenommen werden. Ein wesentlicher Gesichtspunkt beim Rückbau war daher die Beanspruchung des Überbaus durch negative Biegemomente im Feldbereich. Die Unterstüztung des Überbaus durch das VSG musste so erfolgen, dass die negative Momentenbeanspruchung des Überbaus im Feldbereich möglichst gering blieb.

Würden zur Unterstüztung des Überbaus während des Rückbaus alle Unterstüztungsquerträger aktiviert werden, so würde zwar eine nahezu kontinuierliche Unterstüztung des Überbaus vorliegen. Da das Eigengewicht des Überbaus jedoch ungleich über die Länge verteilt war (Anvoutungen der Stege zur Stützenachse, Gewicht des Stützquerträgers), traten in diesem Fall im Feldbereich negative Biegemomente auf. Wesentlich günstigere Beanspruchungen ergaben sich, wenn der Überbau während des Rückbaus nur durch wenige Unterstüztungsquerträger in der Nähe der Abbruchkante unterstüzt wurde.

Zusätzlich zur ungleichen Verteilung des Eigengewichts entstanden negative Biegemomente durch die Auskragung des Überbaus über dem letzten aktiven Unterstüztungsquerträger. Die Auskragung ergab sich zwangsläufig, wenn der vorderste Unterstüztungsquerträger abgesenkt wurde und die Abbruchbühne weiter unter den Überbau gezogen wurde. Würde der Überbau durch alle Unterstüztungsquerträger unterstüzt werden, so würden die einzelnen Unterstüztungskräfte relativ klein bleiben. Das Kragmoment würde in diesem Fall jedoch über den am nächsten zur Abbruchkante liegenden Unterstüztungsquerträger hinaus ansteigen. Bei einer Unterstüztung durch wenige Unterstüztungsquerträger in der Nähe der Abbruchkante würden zwar größere Pressenkräfte erreicht, die negativen Biegemomente im Überbau blieben jedoch deutlich geringer.

Durch die geeignete Wahl der Aktivierungszeitpunkte der einzelnen Unterstüztungsquerträger wurde das negative Biegemoment im Überbau so weit reduziert, dass die rechnerische Biegezugspannung im Querschnitt deutlich unterhalb der rechnerischen Zugfestigkeit des Betons blieb. Im Bruchzustand konnte das negative Biegemoment mit ausreichender Sicherheit durch die vorhandene Bewehrung in der Fahrbahnplatte aufgenommen werden.

Zur Festlegung der Kraft, mit welcher der Überbau während des Rückbaus unterstützt wurde, war eine Grenzwertbetrachtung anzustellen. Zunächst wurde eine sehr große resultierende Pressenkraft zur Unterstützung des Überbaus betrachtet. Bei einer zu starken Unterstützung des Überbaus würde das Stützmoment an der Achse $n+1$ klein (vgl. Bild 4-45). Das Feldmoment im angrenzenden Feld nähme entsprechend zu. In diesem Fall träten im angrenzenden Feld bereits in geringem Abstand von der Pfeilerachse $n+1$ große positive Biegemomente auf. Diese könnten vom Querschnitt nicht aufgenommen werden, da die Spannglieder hier noch zu weit an der Querschnittsoberseite lagen. Um die Tragfähigkeit im angrenzenden Feld sicherzustellen, war während des gesamten Rückbaus ein Mindeststützmoment an der Achse $n+1$ einzuhalten. Anhand des Mindeststützmomentes konnte ein oberer Grenzwert für die resultierende Unterstützungskraft abgeleitet werden.

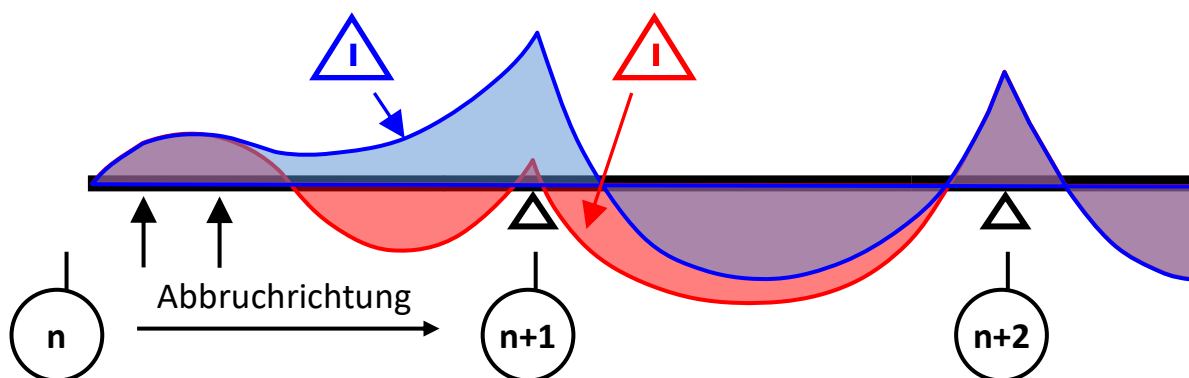


Bild 4-45: Auswirkungen der Unterstützung durch das Vorschubgerüst auf das Biegemoment des Überbaus
(© BÜCHTING + STREIT AG)

In einer entgegengesetzten Grenzwertbetrachtung wurde eine sehr geringe resultierende Unterstützungskraft angenommen. Die zu geringen Unterstützungskräfte hätten zur Folge, dass nicht das gesamte Eigengewicht des Überbaus im VSG lag. Es blieb somit eine Resttragwirkung des Überbaus erhalten. Aus dem Eigengewicht des Überbaus resultierte in diesem Fall eine negative Momentenbeanspruchung im abzubrechenden Feld und ein größeres Stützmoment bei der Achse $n+1$. Im Stützbereich konnte wegen der hier oben liegenden Spannglieder ein sehr großes negatives Moment aufgenommen werden. In den Feldbereichen führte ein zu großes negatives Moment jedoch ggf. zur starken Rissbildung und konnte durch die vorhandene Bewehrung nicht aufgenommen werden. Aus dieser Grenzwertbetrachtung ließ sich ein unterer Grenzwert für die resultierende Unterstützungskraft ableiten.

Während des gesamten Rückbaus war sicherzustellen, dass die tatsächliche Unterstützung des Überbaus zwischen diesen beiden Grenzwerten lag. Die Pressenkräfte veränderten sich jedoch während des Rückbaus allein infolge der sich ändernden Belastung aus Eigengewicht, was stetige Kontrollen und ggf. Anpassungen des Pressendruckes erforderlich machte.

Eine frühzeitige Festlegung des Gerüstsystems und die enge Zusammenarbeit zwischen Abbruch- und Traggerüstplaner waren daher für die sichere Planung und Anwendung dieses Rückbauverfahrens unabdingbar.

Neben dem hier beschriebenen komplexen Steuersystem für die Vertikalkräfte war auch der Interaktion innerhalb des bei jedem Rückbauzustand wechselnden Systems aus Überbau, VSG und Pfeilern hinsichtlich der Horizontalkräfte Rechnung zu tragen. Hierbei waren die beim Rückbau freiwerdenden, eingefrorenen Vorverformungen und Kräfte infolge von Überbauverkürzung und Lagerreibung zu berücksichtigen.

Nachdem im Zuge des Rückbaus je eines Abschnitts die Brückenlager über dem Pfeiler deaktiviert worden waren, wurden Horizontallasten aus Wind oder Fahrzeugbewegungen weiterhin über den Brückenkragarm mit einer Feldlänge in den Restüberbau übertragen.

Der Überbau war in den Achsen 50 bis 80 längsfest gelagert. In allen anderen Achsen lag der Überbau auf querfesten und längs verschieblichen Rollenlagern. Vor Deaktivierung des letzten längsfesten Lagers wurde jeweils das nächste Pfeilerauflager temporär festgesetzt, eine weitere Längsfesthaltung wurde am Widerlager eingebaut (Bild 4-46).

Beim Verschieben des schweren Vorschubgerüsts hätten Horizontallasten aus Reibung stabilitätsgefährdend für die schlanken hohen und nach dem Rückbau eines Überbauabschnittes unbelasteten Pfeiler sein können. Da Abspannungen zum Boden aufwendig gewesen wären und zusätzliche Gründungen erfordert

hätten (die dahinterliegenden Pfeiler wurden direkt nachfolgend abgebrochen), wurde der Prototyp einer Synchronverschiebeeinrichtung eingesetzt. Ziel der Einrichtung war es, mit Hilfe permanenter Messung des Abstands zum Vorderpfeiler die hinteren Pfeiler durch dosiertes Mitschieben von dieser Achse aus zu stabilisieren. Nach Abstimmung der zulässigen Auslenkung des Pfeilers wurden Alarmschwellen für die Aktivierung der Verschiebung unterstützung festgelegt.



Bild 4-46: Längsfesthaltekonstruktion am Widerlager
(© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Ein weiteres Verfahren zur Sicherstellung der Stabilität des freien Pfeilers beim Verschieben war der Einsatz einer Lasermesseinrichtung, welche mit einer optischen und akustischen Signalanlage ausgestattet war. Diese löste bei Überschreitung der Alarmschwelle aus, anschließend wurde manuell vom hinteren Pfeiler aus mitgeschoben.

4.5 Leistungsbeschreibung

4.5.1 Bauwerkszustand

Die Ausschreibung forderte eine Beweissicherung durch einen unabhängigen, vereidigten Sachverständigen für Bauwesen unmittelbar vor Baubeginn. Diese wurde nicht durchgeführt.

Gemäß den Bauwerksbüchern waren beide Teilbauwerke bereits seit 1996 instandsetzungsbedürftig (Zustandsnote 3,2). Ursachen hierfür waren chloridbelastete Bauwerksteile, zu geringe Betondeckung, Mängel in der Ausführung der Betonarbeiten und die Koppelfuge hinter dem 70 m-Feld mit wachsender Rissöffnung.

4.5.2 Baugrund

Die Pfeiler wurden auf anstehendem Buntsandstein aus entfestigtem bis mürbem und bereichsweise mittelhartem Sandstein mit zersetzten Gesteinsbereichen und untergeordnet Ton- und Schluffgestein flach gegründet.

Aufgrund einer Baugrundverwerfung zwischen Achsen 30 und 40 konnte kein permanenter Pfeiler in diesem Bereich hergestellt werden. Dieses Sonderfeld war mit 70 m das längste der Döllbachtalbrücke.

Im Bereich der Baustelle wurden verschiedene untergeordnete Strom- und Fernmeldeleitungen verlegt.

4.5.3 Kontaminationen

Es lagen keine Kontaminationen vor.

4.5.4 Angrenzende Bebauung

Das Bauwerk befand sich außerhalb von bebautem Gebiet.

4.5.5 Sperrpausen

Die querende Bundesstraße B 27 durfte gemäß Ausschreibung für den Auf- und Abbau der Schutzgerüste zeitweise halbseitig sowie kurzfristig vollständig (jeweils maximal 15 Minuten am Stück mit jeweils mindestens 30 Minuten zwischen den einzelnen Vollsperrungen) für den Verkehr gesperrt werden.

Während der Ausführung kam teilweise eine Einbahnregelung mit Ampelanlage zum Einsatz. Im Rahmen dieser Maßnahme wurde das Schutzgerüst über der B 27 und die Gründung sowie Hilfstürme H5 und H6 montiert.

4.5.6 Immissionsschutz

Es galten Grenzwerte aus einschlägigen Vorschriften. Schallemissionen waren durch Wahl geeigneter Geräte auf ein Minimum zu begrenzen.

4.5.7 Umweltschutz

Die Döllbachtalbrücke befindet sich im Landschaftsschutzgebiet Auenverbund Fulda. Östlich grenzt das Biosphärenreservat Rhön an die Straßenparzelle.

Der Döllbach als Linien-FFH-Gebiet weist einen Besatz mit streng geschützten Arten auf, die empfindlich auf Sedimenteintrag reagieren. Der Döllbach wurde seitlich lichtdurchlässig eingehaust, eine Überfahrt wurde über eine temporäre Verrohrung DN1000 gewährleistet. Wassergefährdende Stoffe durften nur im Abstand von mindestens 25 m gelagert oder transportiert werden.

Die Überbauhohlkästen dienten als Hang- und Schlafplatz für Fledermäuse. Ein Abbruchbeginn jeweils ab April wurde als geeignet angesehen.

Auf den Pfeilern 40 bis 60 brütete der Wanderfalke. Mitte Februar bis Ende Mai war Bautätigkeit dort zu vermeiden.

Der Oberboden im Bereich der Talaue wurde vor Beginn der Bauarbeiten, in einer Dicke von 5 cm abgetragen, bauzeitlich zwischengelagert und nach Beendigung der Baumaßnahme wieder angeeckt.

4.5.8 Arbeitssicherheit

Gemäß Ausschreibung wurde die Einhaltung der Bauverordnung und geltender Unfallverhütungsvorschriften gefordert.

Über der B 27 wurde ein Schutzgerüst vorgesehen.

Weitere Leistungen der Arbeitssicherheit erfolgten auf eigene Veranlassung des Bauunternehmens bzw. der Nachunternehmer:

Für das Vorschubgerüst wurde ein Bühnenkonzept erarbeitet, um allen Beteiligten in den verschiedenen Verschieb- und Abbruchphasen sicheren Zugang zu Kontroll- und Arbeitsstellen zu gewähren. Der Zugang zum Überbau erfolgte über das hintere Widerlager und im Abbruchzustand vom Vorschubgerüst über einen Treppenturm. Permanent stand ein Hebezeug mit Mannkorb für kurzfristige Einsätze auch beim Verschieben bereit.

Gemeinsam mit der örtlichen Feuerwehr wurden Rettungsübungen am Vorschubgerüst durchgeführt zur Bergung Verletzter in der Höhe.

Vor der Auslieferung wurden sämtliche hydraulischen Komponenten von befähigtem Personal überprüft. Zur Vermeidung von Leckagen infolge Schlauchplatzern, z. B. infolge eines darauf fallenden Abbruchfragments, wurden vierfach stahlummantelte Spiralschläuche eingesetzt.

Die Gefahr eines unkontrollierten Absenkens des Vorschubgerüsts wurde durch Einsatz von Stellringen an den hydraulischen Auflagerpressen auf ein Minimum gesenkt. Die Stellringe wurden gemäß Arbeitsanweisung nur maximal 5 mm freigedreht, wenn kein Absenkvorgang vorgesehen war und die Pressen „auf Öl“ standen. Bei plötzlichem Druckabfall würden sich Kolben und Stelling der Hydraulikpresse 5 mm tiefer auf dem Pressengehäuse absetzen.

4.5.9 Nebenleistungen

Ableitung von Oberflächenwasser.

4.5.10 Besondere Leistungen

Mittellängsverbau zwischen Taktkeller und Nachbarfahrbahn.

4.5.11 Entsorgungskonzept

Mit Ausnahme der alten Kappen bzw. des alten Gesims wurden alle anderen anfallenden Betonabbruchmaterialien sowie der gesamte Ausbauasphalt aus beiden Bauabschnitten zu Frostschutzmaterial aufbereitet.

Seitenentnahmen und Ablagerungsstellen wurden vom Bauherrn nicht zur Verfügung gestellt. Abbruchgut konnte nicht am Wochenende zur Lager- und Aufbereitungsanlage Welkers verbracht werden, sondern musste auf Kosten des Bauunternehmers bis zu den Betriebszeiten der Anlage im Baustellenbereich zwischengelagert werden.

4.6 Vertragliche Grundlagen

4.6.1 Vertragsmodelle

Der Auftrag wurde als Einheitspreisvertrag vergeben.

4.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Ausführungsplanung (Tragwerksplanung Leistungsphasen 4 und 5) für Rückbau und Ersatzneubau,

Entwurfsplanung (Objekt- und Tragwerksplanung Leistungsphasen 2 und 3) für den Rückbau.

4.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren zugelassen.

4.6.4 Bauzeit

- 15.02.2010 – Auftragsvergabe an das Bauunternehmen,
- 06.04.2010 – frühestmöglicher Baubeginn gemäß Ausschreibung,
- 20.08.2010 – Prüfung erfolgt für Rückbau Überbau West (RiFa Würzburg),
- 26.05.2010 – Lieferbeginn Vorschubgerüst,
- 16.05.2011 – Abbruchbeginn Vorschubgerüst Überbau West nach Verzögerungen durch Widerlager-schäden. bzw. Herstellung einer Spritzbetonnagelwand,
- 16.05.2012 – Abbruchende Vorschubgerüst Überbau West,
- 22.08.2013 – Fertigstellung Ersatzneubau Teilbauwerk West,
- vier Wochen für Verkehrsumlegung,
- 20.08.2013 – Prüfung erfolgt für Rückbau Überbau Ost,
- 30.09.2013 – Abbruchbeginn Überbau Ost,
- 02.10.2014 – Abbruchende Überbau Ost.

Zeitaufwand Bauverfahren:

- Planung Vorschubgerüst, Bauwerksplanung für Über- und Unterbauten sowie Planungsprüfung Regelbauabschnitte und 1. Bauabschnitt (Pilotprojekt Rückbau mit VSG): 5 Monate,
- Erstmontage in Endfeld ca. 9 bis 10 Wochen,
- Verschub in 2. Rückbauabschnitt ca. 3 Wochen,
- Regelabschnitt: Abbruch ca. 10 Tage und Verschub ca. 2 Tage,
- Verschub in Endfeld: ca. 3 Wochen,
- Rückbau Endfeld: ca. 3 Wochen,
- Querverschub in Parkposition: ca. 4 Wochen,
- Demontage VSG: ca. 8 Wochen.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Überlegungen zum Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte sind unter Einbeziehung des Abbruchgeräts, des eingesetzten Gerüstsystems und des Zustands sowie der vorhandenen bzw. am Objekt zu prüfenden Dokumentation des Bauwerkes zwischen den Planern und Prüfengeuren rechtzeitig vor Planungsbeginn sorgfältig abzuwägen. Die Auswirkungen auf die Art und Ausbildung des eingesetzten Gerüsts können bedeutsam für die Rückbaukosten, gleichwohl auch für die Sicherheit des Rückbauverfahrens sein.

Bei der Verankerung von Spanngliedern über Verbund muss Folgendes beachtet werden:

- Beim abschnittweisen Rückbau entgegen der Herstellungsrichtung ist auf den Verpresszustand der Längsspannglieder weiterhin Rücksicht zu nehmen, da die Spannglieder des jeweils auskragenden Teilabschnittes weiterhin als rechnerisch wirksam angesetzt werden mussten.
- Die gerippten Sigma-Oval-Spannglieder zeigten im Bereich der Quervorspannung der Fahrbahnplatte bei Trennschnitten der Fahrbahnplattenkragarme trotz nicht immer einwandfreiem Verpresszustand geringe Einzüge, wodurch deren Beitrag zur Quertragfähigkeit der Fahrbahnplatte auch nach dem Kragarmtrennschnitt erhalten blieb.

Das teure Abtrennen des zum Nachbarbauwerk weisenden seitlichen Fahrbahnplattenkragarms (Schneiden von Querspanngliedern) erleichtert und beschleunigt die Montage und Demontgearbeiten des Gerüsts, wenn die Quertragwirkung der Fahrbahnplatte trotz der Schneidarbeiten erhalten bleibt.

Die Widerlager des Ersatzneubaus wurden gegenüber dem Bestand um ca. 2 m ins Endfeld versetzt. Die Auflagerachse blieb unverändert. Besonderes Augenmerk galt der Anordnung der Widerlagerabstützung in Parkposition bzw. im ersten Rückbauabschnitt des zweiten Überbaus.

Die Parkposition unter dem zweiten Überbau verhindert eine vollständige Demobilisierung des Vorschubgerüsts bis zum Rückbau am zweiten Überbau und kann damit wirtschaftlich sinnvoll sein, wenn die Parkdauer und damit der Stillstand des Gerüsts in einem angemessenen Verhältnis zu den Demobilisierungskosten und den Kosten der späteren erneuten Mobilisierung steht und wenn die Unterbauten unter dem noch unter Verkehrslast stehenden Bauwerk ausreichend tragfähig sind.

Baggerdrehungen und Abbruchhammer bewirkten starke Erschütterungen im abzubrechenden Überbauabschnitt. Horizontallasten und schlagdämpfende Zwischenlagen im Vorschubgerüst sind sorgfältig zu untersuchen.

Die Zwischenabstützung im 70 m-Feld wurde zur Optimierung der Bauabläufe nicht an Position der Zwischenstütze im Bauzustand, sondern in Feldmitte positioniert. Aufwendige Schubverstärkungen und hohe Auflagerkräfte waren zu berücksichtigen.

Bei der Unterstützung durch Hydraulik ist im Hinblick auf das Sicherheitskonzept zu berücksichtigen:

- regelmäßige Wartung von hydraulischen Anlagen gemäß geltenden Unfallverhütungsvorschriften,
- regelmäßige Überprüfung der hydraulischen Anlage auf Beschädigungen z. B. durch herunterfallendes Abbruchgut,
- ausschließlicher Einsatz von vierfach stahlummantelten Hydraulikschläuchen (Alter im Einsatz ≤ 5 Jahre) oder Rohrleitungen, um das Risiko von Schlauchbrüchen zu minimieren,
- Anbau und regelmäßige Kalibrierung von gut ablesbaren Manometern an relevanten Einsatzstellen,
- Einsatz von Stellringen an hydraulischen Auflagerpressen (im Fall von plötzlichem Druckverlust setzt sich Kolben auf Stellringen ab, der Absenkweg wird auf ein akzeptables Minimum reduziert).

Aus ökologischen Gründen wurde der Rückbau der Überbauten mit dem Vorschubgerüst gewählt. Baustelleneinrichtung, Kranstandplätze, Pfeilerrückbau und Herstellung der Unterbauten für den Ersatzneubau verursachten Eingriffe im gesamten Bereich unter der Brücke, der nicht durch Schutzgerüste oder andere Abdeckungen konserviert war. Somit sollten ökologische Belange nicht ausschließlich als Begründung für die Auswahl des Überbaurückbauverfahrens auf Vorschubgerüst herangezogen werden. Zur Beurteilung der Schwere des Eingriffs in das lokale Ökosystem sollte der Rückbau auf Vorschubgerüst nicht isoliert betrachtet werden, sondern nur das Ersatzneubauprojekt im Ganzen einschließlich aller erforderlichen Maßnahmen für Rück- und Ersatzneubau der Unterbauten sowie Ersatzneubau der Überbauten.

Ein wesentlicher Punkt besteht im Zusammenspiel von Rückbau und Ersatzneubau (z. B. Widerlager: teilerückgebauter Zustand nicht ausreichend tragfähig, daher alternative Konstruktion des neuen Widerlagers erforderlich). Das Beispiel Döllbachbrücke zeigt, dass insbesondere bei Widerlagern, die für beide Richtungsfahrbahnen ohne Trennung durchlaufen, im Zuge des Rückbaus besondere Maßnahmen zur Sicherung von Zwischenzuständen erforderlich sein können. Es macht Sinn, diese bereits vor der Ausschreibung möglichst detailliert (ggf. ausführungsfähig) durchzuplanen, um Änderungen in der Ausführungsphase zu vermeiden.

4.8 Literatur

Wittfoht (1969) – Wittfoht, H.: Autobahnbrücke über das Döllbachtal im Zuge der Rhönlinie. In: Beton- und Stahlbetonbau 64 (1969) Heft 2, S. 25-31

Wittfoht (2005) – Wittfoht, H.: Brückenbauer aus Leidenschaft. Düsseldorf, Verlag Bau+Technik, 2005

5 Beispiel – Talbrücke Kalteiche A 45

Inhalt

5.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	140
5.2	Rückbauverfahren	142
5.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	142
5.2.2	Auswahlkriterien	144
5.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	145
5.3	Bestandsuntersuchungen	149
5.3.1	Bestandsunterlagen	149
5.3.2	Nachrechnung	149
5.3.3	Materialproben.....	149
5.3.4	Materialverhalten	149
5.3.5	Geometrie.....	149
5.3.6	Schadstoffe	149
5.3.7	Schäden	149
5.4	Statische Berechnung	149
5.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	149
5.4.2	Abweichungen von Regelwerken	149
5.4.3	Sicherheitskonzept	149
5.4.4	Nachweisführung	150
5.5	Leistungsbeschreibung	151
5.5.1	Bauwerkszustand	151
5.5.2	Baugrund.....	151
5.5.3	Kontaminationen.....	151
5.5.4	Angrenzende Bebauung	151
5.5.5	Sperrpausen	151
5.6	Vertragliche Grundlagen	152
5.6.1	Vertragsmodelle.....	152
5.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	152
5.6.3	Nebenangebote	152
5.6.4	Bauzeit	152
5.7	Gewonnene Erkenntnisse	152

5.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Bestandsbauwerk:

Die Talbrücke Kalteiche liegt in Hessen bei Haiger-Haigerseelbach und überführt die Autobahn A 45 über die B 277, einen Wirtschaftsweg und mehrere Forstwege.

Das Bestandsbauwerk der Talbrücke Kalteiche wurde im Jahr 1967 fertiggestellt und hatte zwei Überbauten mit jeweils acht Feldern. Die Stützweiten betragen in der Autobahnachse 38,0 m – 44,25 m – 47,0 m – 47,0 m – 47,0 m – 47,0 m – 44,25 m – 38,0 m (Bild 4-47). Die Gesamtlänge des Bauwerks betrug 352,5 m. Das Bauwerk lag im Grundriss in einem Radius von 800 m und im Längsschnitt in einer Kuppe.

Die Richtungsfahrbahnen lagen auf separaten Überbauten, die jeweils einen zweizelligen Hohlkastenquerschnitt aufwiesen. Der nördliche auf der Kurveninnenseite liegende Überbau hatte eine Gesamtbreite von 16,44 m. Auf dem südlichen auf der Kurvenaußenseite liegenden Bestandsüberbau war eine Einfädelspur angeordnet. Dieser Überbau wurde daher mit einer Gesamtbreite von 19,57 m ausgeführt.

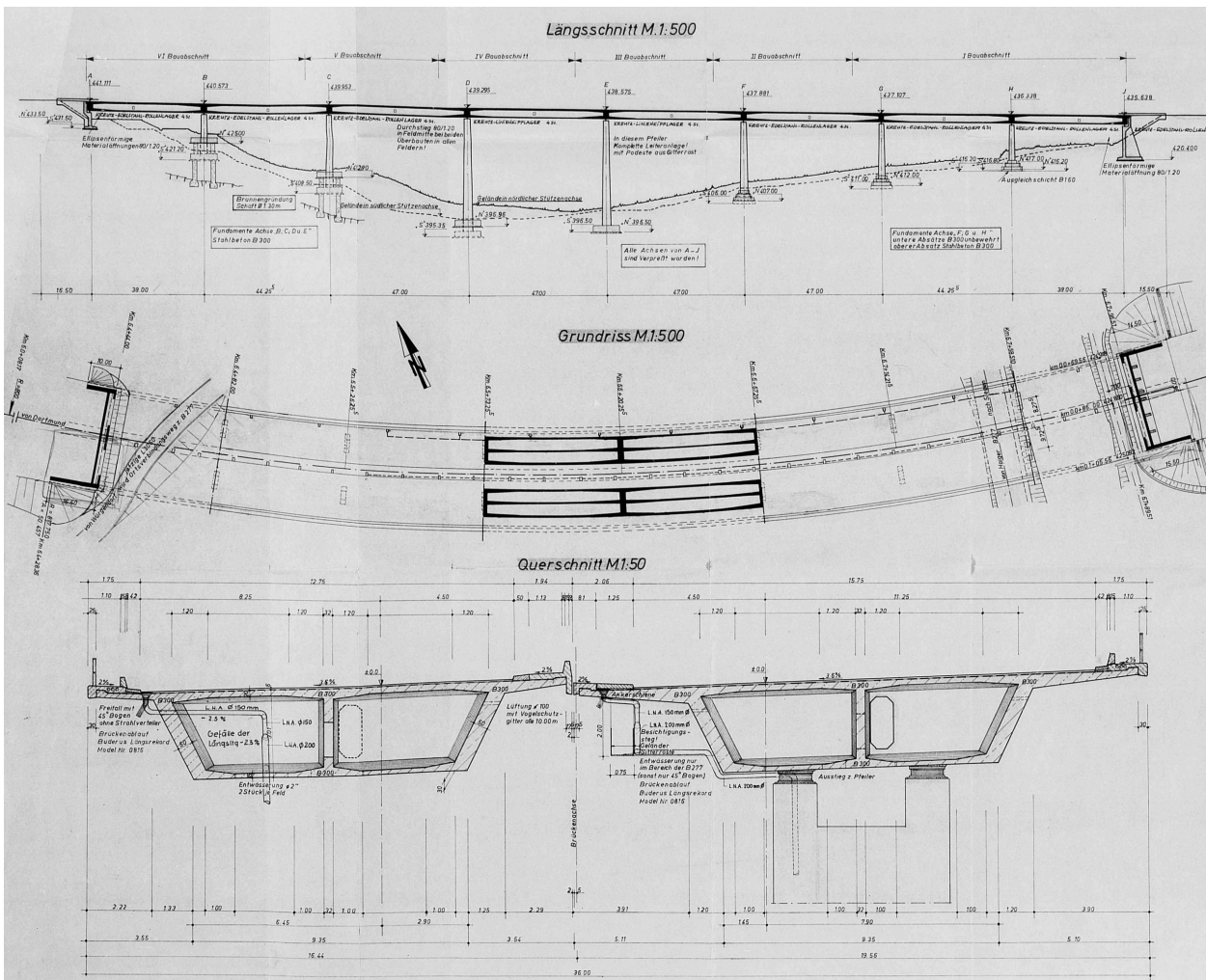


Bild 4-47: Ansicht und Grundriss der Bestandsüberbauten sowie Regelquerschnitt des Überbaus der Talbrücke Kalteiche (Quelle: Hessen Mobil)

Die Überbauten waren in den Achsen D und E jeweils auf längsfesten Kipplagern gelagert. In allen anderen Achsen lagen die Überbauten auf querfesten und längsverschieblichen Rollenlagern.

Die Herstellung des Bestandsbauwerks erfolgte abschnittsweise auf einer Vorschubrüstung. Beide Überbauten wurden jeweils von Osten nach Westen mit Hilfe einer Vorschubrüstung hergestellt. In den Bauabschnittsfugen wurden jeweils alle Längsspannglieder mit Koppelankern gestoßen. Im ersten Bauabschnitt wurden bei beiden Überbauten jeweils die Felder Achsen J-H, H-G sowie die Auskragung bis zur Koppelfuge hergestellt. Es folgten vier Bauabschnitte, in denen jeweils ein Feld inklusive Auskragung hergestellt

wurde. Der letzte Bauabschnitt reichte von der Koppelfuge im letzten Innenfeld über die Pfeilerachse B bis zum Bauwerksende in Achse A.

Beide Überbauten waren in Längs- und Querrichtung jeweils beschränkt vorgespannt. Für die Längsvorspannung kamen Spannglieder vom Typ LeoBa AK 108 aus glatten (nicht profilierten) Drähten aus Spannstahl St 125/140 zum Einsatz. Die Fahrbahnplatte war mit Spanngliedern vom Typ LeoBa AK 108 ebenfalls mit glatten Drähten aus Spannstahl St 125/140 vorgespannt. Für die Stützquerträger sowie die Zulage-spannglieder in Bauwerkslängsrichtung über den Stützenachsen kamen DYWIDAG-Stabspannglieder $d = 32$ mm aus St 80/105 zum Einsatz. Gemäß den aktuell gültigen Regelwerken waren die verwendeten Spannstähle nicht als empfindlich gegenüber Spannungsrisskorrosion einzustufen. Alle Spannglieder wurden jeweils in den Koppelfugen gestoßen.

Das bestehende Bauwerk wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 ausgelegt.

Die Pfeiler des Bestandsbauwerks waren als Hohl Pfeiler mit rechteckigem Querschnitt ausgeführt. Die Wandstärken der Pfeilerschäfte betragen einheitlich 0,40 m. Die Pfeilerköpfe waren auf einer Höhe von 1,0 m massiv ausgeführt. Oberhalb der 1,0 m starken Pfeilerköpfe waren im Bereich der Lager außerdem massive Pfeilerkopfverlängerungen mit Höhen von ca. 1,50 m bis 1,85 m vorhanden. Unterhalb der massiven Pfeilerköpfe waren in Richtung der Bauwerkslängsachse ausgerichtete Öffnungen im Pfeilerschaft vorhanden, in denen bei der Herstellung des Bauwerks die Auflagerkonstruktion für die Vorschubrüstung angeordnet wurde (Bild 4-48).



Bild 4-48: Bestandspfeiler und Untersicht des Bestandsbauwerks vor Beginn der Rückbauarbeiten
(© Büchting + Streit AG)

Die Pfeiler in den Achsen D bis H waren flach gegründet. Lediglich in den Achsen B und C in der westlichen Talflanke wurden die Pfeiler auf jeweils sechs Brunnen gegründet.

Die Widerlager wurden als Kastenwiderlager ausgeführt und waren in beiden Richtungsfahrbahnen jeweils durch Pressfugen voneinander getrennt. Die Widerlagerwände waren bei allen Widerlagern 0,80 m dick ausgeführt und erdseitig durch Rippen ausgesteift. Im oberen Bereich war ein Besichtigungsgang angeordnet. Die Flügelwände kragten an der Widerlagerrückseite ohne Unterstützung aus. Lediglich beim Widerlager Dortmund war der südliche Flügel mit einer flach gegründeten Stützscheibe ausgeführt.

Die Widerlager waren flach gegründet. Aufgrund der quer zur Bauwerkslängsachse einfallenden Oberkante des tragfähigen Bodens waren beim Widerlager Dortmund die beiden Richtungsfahrbahnen auf unterschiedlichen Höhenlagen gegründet.

Verstärkung im Jahr 2003:

Im Jahr 2003 wurde das Bauwerk im Rahmen einer Ertüchtigung der Koppelfugen mit drei zusätzlichen Längsspanngliedern in nachträglichem Verbund verstärkt. Hierfür kamen Spannglieder des Litzenspannverfahrens Bilfinger + Berger mit je 19 Litzen aus St 1570/1770 zum Einsatz. Im Zuge dieser Maßnahme wurde das Bestandsbauwerk neu in die Brückenklasse 60/30 eingestuft.

Gemäß den vorliegenden Bestandsplänen wurden im Zuge dieser Ertüchtigung an der gesamten Untersicht zur Erhöhung der Betondeckung der Bewehrung 2 cm SPCC-Mörtel sowie eine Beschichtung vom Typ OS-C aufgebracht (Bild 4-49).

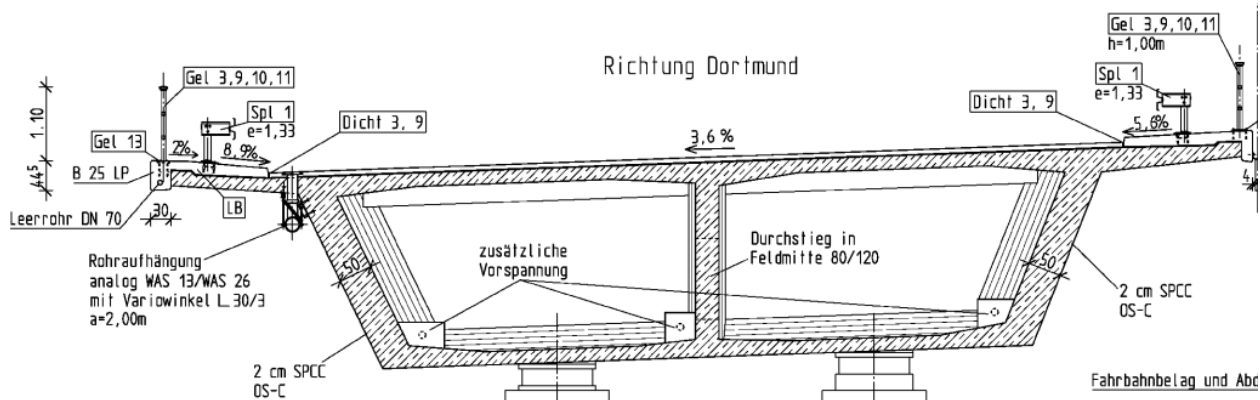


Bild 4-49: Anordnung von drei zusätzlichen im Verbund liegenden Spanngliedern sowie Beschichtung der Unterseite des Überbaus im Zuge der Verstärkung des Bauwerks im Jahre 2003 (© Hessen Mobil)

Verstärkung im Jahr 2012:

In einer Nachrechnung des Bestandsbauwerks auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie wurden Defizite hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems sowie hinsichtlich der Biegetragfähigkeit der Bodenplatte festgestellt. Aus diesem Grund wurden in den Jahren 2010 bis 2012 im Zuge einer weiteren Ertüchtigung zusätzliche innerhalb des Hohlkastens geführte externe Spannglieder vom Typ Suspa Draht EX-66 (Spannstahl St 1470/1670) eingebaut (Bild 4-50). Die Bodenplatte wurde im Zuge dieser Maßnahmen mit angeübten Stahllaschen ertüchtigt (siehe Bild 4-48).

Im Zuge des Rückbaus war hinsichtlich der Auslegung der Vorschubrüstung sowie der Unterstützungsstrukturen das durch die Verstärkungsmaßnahmen (flächendeckend 2 cm SPCC-Mörtel, Stahlbetonbalken zur Aufnahme von Verstärkungsspanngliedern und Umlenksätteln für die externen Verstärkungsspannglieder) deutlich vergrößerte Eigengewicht des Überbaus zu beachten.

5.2 Rückbauverfahren

5.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

In der Ausschreibung war ein Rückbau auf Vorschubrüstung vorgesehen. Für die Vorschubrüstung waren zwei Längsträger geplant, die seitlich neben den Pfeilern angeordnet werden sollten. Zwischen den Längsträgern sollten Querträger angeordnet werden, auf welchen eine durchgehende Abbruchschalung vorgesehen war. Die Auflagerung der Querträger auf den Längsträgern sowie die Auflagerung der Längsträger auf der Unterkonstruktion sollte über Hydraulikpressen erfolgen (Bild 4-51).

Zur Gewichtsreduzierung sollten gemäß Baubeschreibung Konstruktions- und Ausstattungsteile wie die Kappen, der Fahrbahnbelag, die Abdichtung sowie Einbauten und Abdeckungen, die für die Standsicherheit nicht erforderlich waren, zurückgebaut werden. Für den Rückbau der Kappen war ein auf dem Überbau fahrendes Gerüst vorgesehen.

Die im Jahr 2012 als Notinstandsetzung in beiden Überbauten eingebauten externen Spannglieder ohne Verbund sollten ebenfalls vor Beginn der Rückbauarbeiten entspannt und ausgebaut werden.

Der Rückbau sollte entgegen der Herstellrichtung erfolgen. Die Abbrucharbeiten sollten jeweils abschnittsweise zwischen zwei Koppelfugen erfolgen, sodass die Rückbauabschnitte den Bauabschnitten der Herstellung des Bauwerks entsprachen.

Gemäß Angabe in der Baubeschreibung konnte vorausgesetzt werden, dass die Tragfähigkeit des Überbaus während des Rückbaus gewährleistet war. Gemäß den Ausschreibungsplänen war die Verkehrslast aus Baubetrieb in den Rückbauzuständen auf $0,75 \text{ kN/m}^2$ sowie einen SLW 60 zu begrenzen. In der Baubeschreibung war vorgegeben, dass die Abbruchgeräte und Lastkraftwagen zum Abtransport des Abbruchmaterials nahezu mittig auf der Fahrbahnplatte (über dem Mittelsteg) angeordnet und bewegt werden mussten.

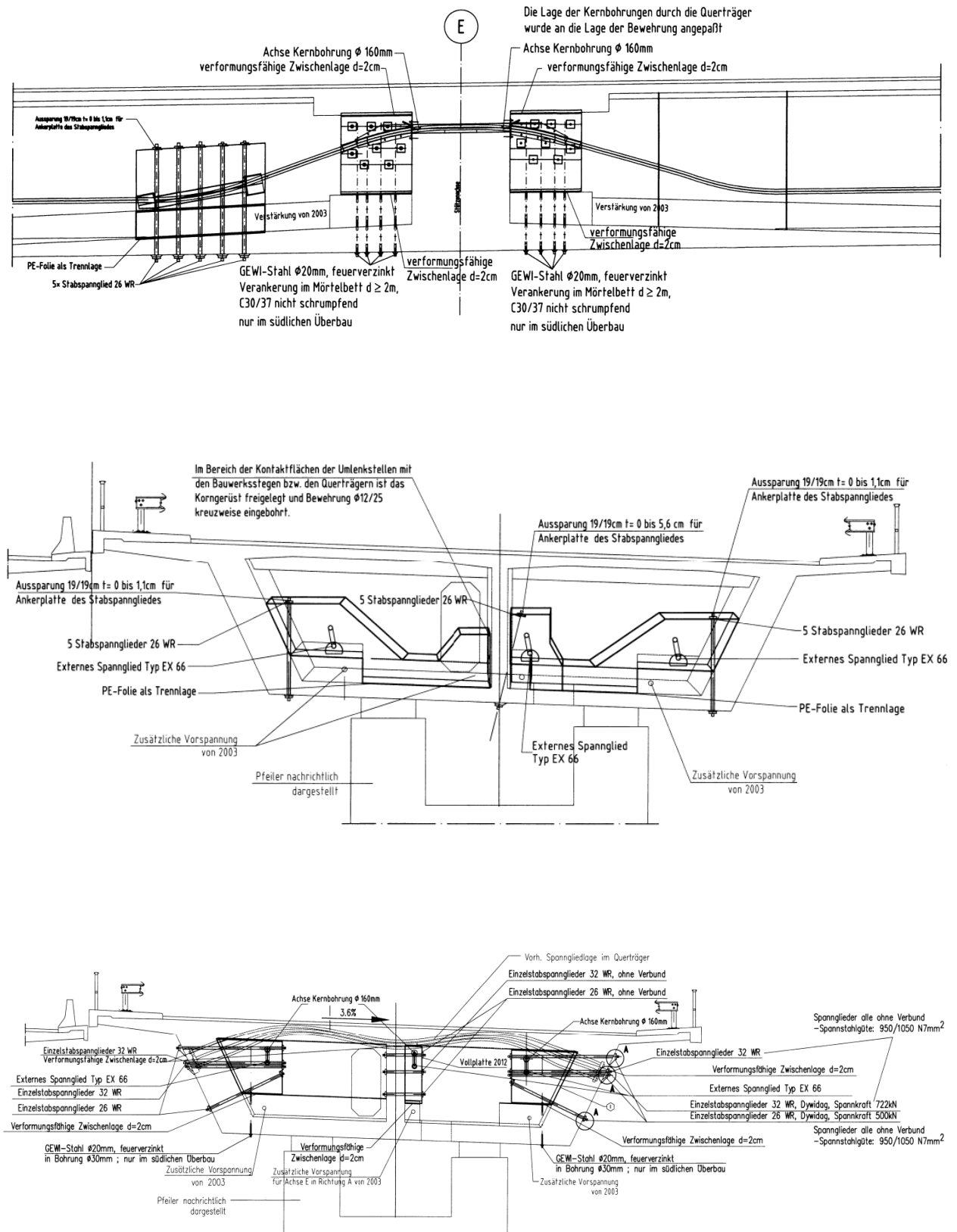


Bild 4-50: Anordnung von drei weiteren externen Spanngliedern im Jahre 2012 (©Hessen Mobil)
 oben: Längsschnitt durch den Stützquerträger
 Mitte: Ansicht eines Umlenksattels im Querschnitt
 unten: Ansicht der Umlenksstellen am Stützquerträger im Querschnitt

Da bei beiden Überbauten jeweils der erste und der letzte Bauabschnitt länger als ein Regelfeld waren, sollten in den Randfeldern bodengestützte Traggerüste mit Abbruchschalung eingerichtet werden. Der restliche Teil des jeweiligen Bauabschnitts sollte durch die Vorschubrüstung unterstützt werden. Auf diese Weise war eine vollständige Unterstützung des jeweiligen Bauabschnittes bis zur ersten Koppelfuge sichergestellt. Eine Verankerung der Längsspannglieder über den Verbund der Spannglieder war damit in statischer Hinsicht nicht erforderlich.

Nach dem Vorschub der Vorschubrüstung in den jeweiligen Rückbauabschnitt sollte gemäß den Ausschreibungsplänen zunächst der Überbau durch die zwischen den Längsträgern und den Querträgern der Vorschubrüstung angeordneten Hydraulikpressen unterstützt werden. Anschließend sollten die Kragarme des Überbaus jeweils im unmittelbaren Abbruchbereich (ca. 3,0 m lange Abschnitte) durch Trennschnitte abgetrennt und wechselseitig ausgehoben werden, bevor der restliche Überbau durch Abbruchgeräte zurückgebaut werden konnte (Bild 4-51).

Die Auflagerung der Vorschubrüstung sollte an den Pfeilern durch bodengestützte Schwerlaststützen erfolgen. Hierfür sollten auf den Bestandsfundamenten neue Auflagerplattformen aus Stahlbeton erstellt werden. Abweichend von dieser Vorgabe war in einigen Ausschreibungsplänen eine Auflagerung der Vorschubrüstung im Bereich der bestehenden Pfeileröffnungen am Pfeilerkopf vorgesehen.

Für die Montage der Vorschubrüstung war jeweils hinter dem Widerlager Dortmund (Achse A) eine Baugrube mit einem Mittelachsverbau vorgesehen. Um die Vorschubrüstung unter den Überbau verschieben zu können, war ein Rückbau des Widerlagers erforderlich. Zur Auflagerung des Überbaus im Zwischenzustand war unmittelbar vor dem Widerlager die Errichtung einer flach gegründeten, massiven Hilfsstütze sowie eines Querträgers innerhalb des Überbaus vorgesehen. Nach der Umlagerung des Überbaus auf diese Hilfsstütze sollte das Widerlager zurückgebaut und die Vorschubrüstung eingeschoben werden.

Hinter dem Widerlager Hanau (Achse J) war ebenfalls eine Baugrube zur Demontage der Vorschubrüstung vorgesehen.

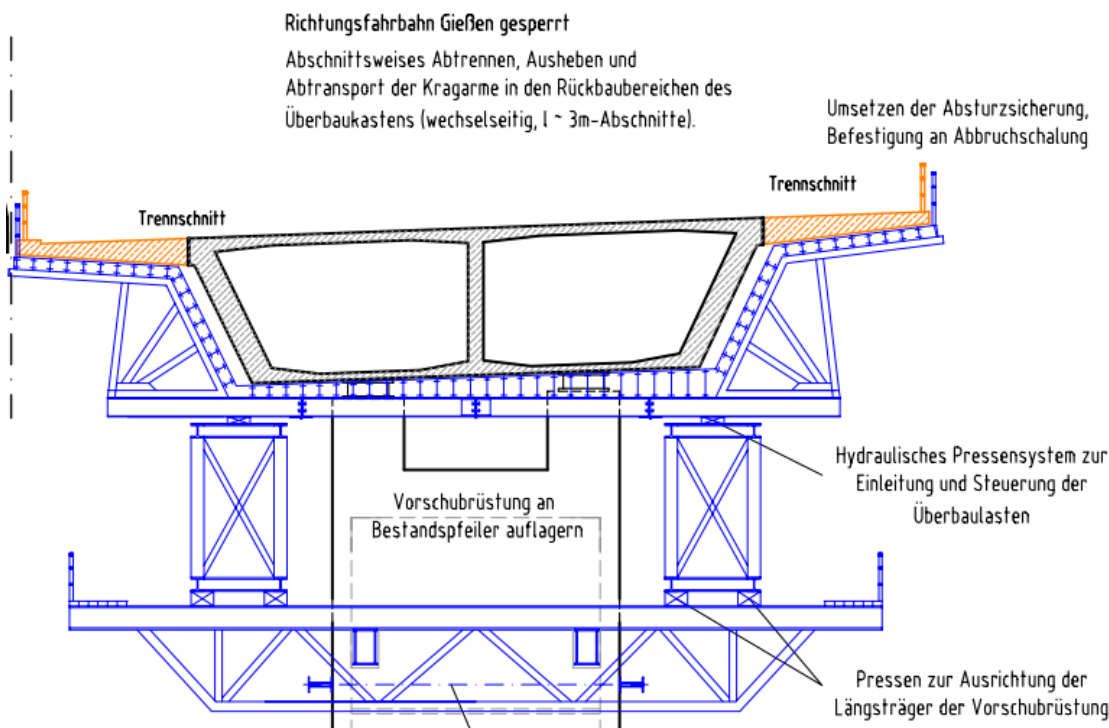


Bild 4-51: Aufbau und Anordnung der Vorschubrüstung im Querschnitt, Lage der vorgesehenen Trennschnitte im Bereich der Kragarme (© Hessen Mobil)

5.2.2 Auswahlkriterien

Hintergrund für das ausgeschriebene Rückbauverfahren war die Höhe des Bauwerks über dem Talgrund und die schlechte Zugänglichkeit des Talgrundes. Durch den Rückbau beider Überbauten entgegen der Herstellrichtung sollte möglichst wenig von früheren Bauzuständen abgewichen werden.

5.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Rückbaukonzept Überbau – Innenfelder:

Die Überbauten der Talbrücke Kalteiche wurden jeweils abschnittsweise entgegen der Herstellrichtung zurückgebaut. Die Regel-Rückbauabschnitte lagen jeweils zwischen zwei Koppelfugen.

Der jeweils zurückzubauende Abschnitt wurde mit einer Vorschubrüstung unterstützt. Hierfür wurde die Vorschubrüstung mit den in den Pfeilerachsen angeordneten Hydraulikpressen gegen den Überbau gedrückt.

Nach der Unterstützung des Überbaus wurde im Abstand von 0,5 m zur Koppelfuge ein Trennschlag ausgeführt. Hierbei wurden die Fahrbahnplatte sowie die Stege auf einer Länge von ca. 2,0 m keilförmig zurückgebaut („Trennschlag“, Bild 4-52). Durch diese Maßnahme wurde der jeweils aktuell zurückzubauende Abschnitt des Überbaus vom restlichen Überbau abgetrennt. Die Bodenplatte des Hohlkastens wurde in diesem Zuge nicht zurückgebaut, um die Aussteifung des zurückzubauenden Abschnitts in Bauwerkslängs- und -querrichtung sicherzustellen.

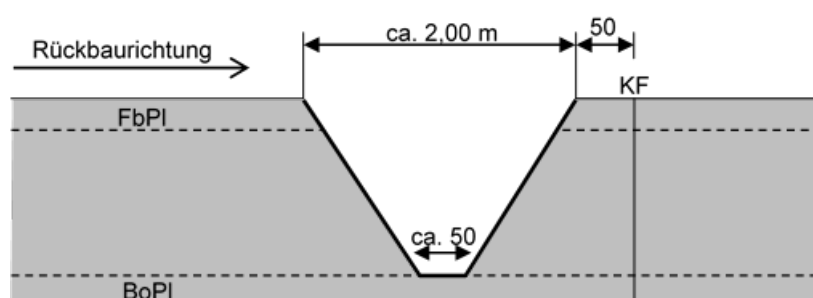


Bild 4-52: Prinzipskizze des Trennschlags (© Büchting + Streit AG)

Durch das Abtrennen des jeweils zurückzubauenden Abschnitts vom restlichen Überbau wurden die Interaktionen zwischen dem Überbau und der Vorschubrüstung reduziert. Hierdurch war es möglich, auf eine aufwendige Pressensteuerung zur Steuerung der Lastübertragung zwischen Überbau und Vorschubrüstung während des Rückbaus eines Abschnitts zu verzichten.

Da der abgetrennte Abschnitt des Überbaus ab dem Zeitpunkt der Herstellung des Trennschlags durch die Vorschubrüstung kontinuierlich unterstützt wurde, hatte dieser in Bauwerkslängsrichtung keine tragende Funktion mehr. Auf weitere Nachweise des Überbaus in Bauwerkslängsrichtung nach Herstellung des Trennschlags konnte daher verzichtet werden.

Der Trennschlag wurde anschließend mit einer Überfahrhilfe überbrückt, über die das Abbruchgerät sowie LKWs zum Abtransport des Abbruchmaterials auf den aktuellen Rückbauabschnitt fahren konnten. Der Rückbau erfolgte von der Oberseite des Überbaus aus kontinuierlich von der Koppelfuge bis zum Trennschlag.

Der Rückbau erfolgte entsprechend der Ausschreibung durch auf dem Überbau angeordnete Abbruchgeräte. Das Abbruchmaterial wurde ebenfalls über den verbleibenden Bestandsüberbau abtransportiert.

Rückbau der Randfelder – Verbundverankerung der Längsspannglieder:

Die Randfelder des Überbaus waren zusammen mit den ersten Innenfeldern in einem Bauabschnitt hergestellt worden. Daher waren jeweils im ersten Randfeld Achse A-B sowie im letzten Innenfeld Achse G-H keine Koppelfugen vorhanden.

Bei der Ausführung des Rückbaus wurde auf ein zusätzliches bodengestütztes Traggerüst zur Unterstützung des Überbaus im Rückbauzustand verzichtet. Beim Rückbau des ersten Feldes Achsen A-B war daher nur das Feld A-B durch die Vorschubrüstung unterstützt. Da das Feld B-C in diesem Zustand nicht unterstützt war, waren hier für die Tragfähigkeit des Überbaus die Verankerung der Längsspannglieder über Verbund erforderlich. Gleiches galt für das Feld H-J während des Rückbaus des Feldes G-H.

Zur Sicherstellung der Verankerung der Längsspannglieder über Verbund wurde ein entsprechendes Konzept erarbeitet (siehe hierzu Abschnitt 5.4.4.1).

Aufbau der Vorschubrüstung:

Zur freien Überspannung zwischen den Pfeilern wurden zwei modulare Hauptträger vom Typ HV21/HV-A mit einer Bauhöhe von jeweils 4,10 m und einer Gesamtlänge von je 61 m gewählt (Bild 4-53). Charakteristisch für diese Vollwandträger sind die hohe Biege- und Torsionssteifigkeit sowie eine hohe Flexibilität bei der Positionierung der Lasteinleitungspunkte aus der oberen Querträgerlage bzw. der Festlegung der Auflagerpunkte in Brückenlängsrichtung.

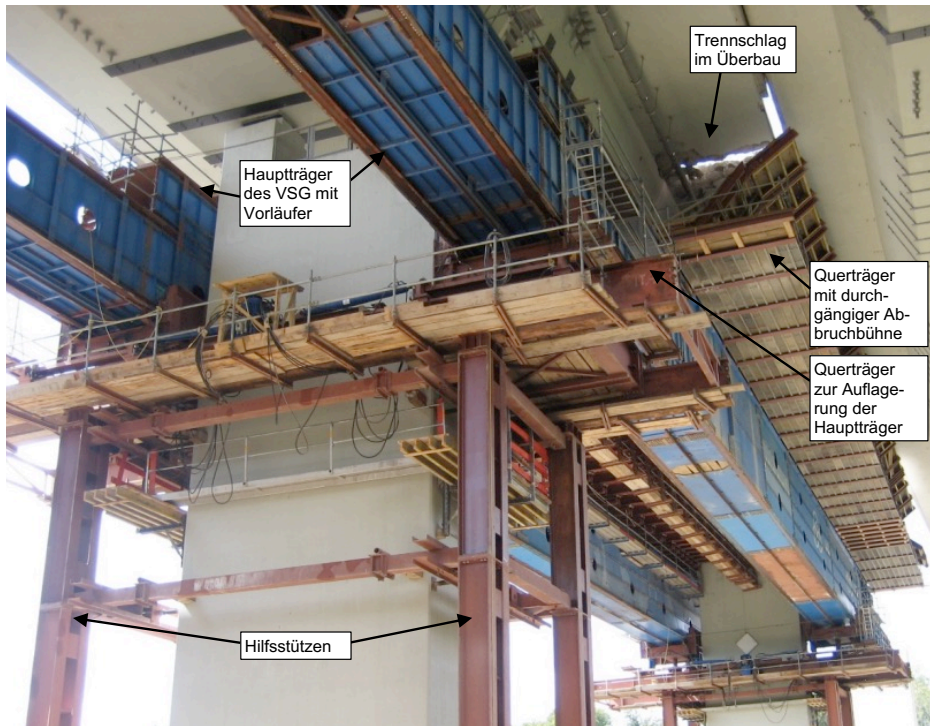


Bild 4-53: Vorschubrüstung unter dem Überbau (© Büchting + Streit AG)

Auf den Hauptträgern wurden paarweise querverschiebbliche obere Querträger angeordnet (Bild 4-54). Der Abstand in Längsrichtung betrug, je nach erwarteter Belastung im jeweiligen Bereich, 1 m nahe dem Pfeiler bis 3 m unter dem Koppelfugenkragarm. Diese Querträger waren in der Mittelachse des Überbaus gestoßen. Für den Längsverschub der Hauptträger wurden die Stöße geöffnet und die Querträger sowie nachfolgend die Hauptträger nach außen geschoben.



Bild 4-54: Teilbare, hydraulisch verschiebbare Grundrahmen bei Verschub des VSG in den 3. Abbruchabschnitt (© thyssenkrupp Infrastructure GmbH)

Auf den Querträgern wurde auf einer Länge von 50 m eine im Querschnitt horizontale und in Abbruchstellung geschlossene Bodenschalung ausgeführt. Die Bodenschalung war, wie die Querträgerlage, in Längsrichtung in drei Segmente aufgeteilt. Als seitliche Begrenzung sowie als Splitterschutz wurden mit Hilfe von an die Schalungsquerträgerlage geschraubten Stahlprofilen und einer Abschalung die Abbruchwanne komplettiert. Der obere Teil dieser Abbruchwanne wurde vor dem Verschieben des Gerüsts in den jeweils nächsten Abschnitt zur Vermeidung einer Kollision mit dem Nachbarüberbau klappbar ausgeführt. Die Bodenschalung sowie die seitlichen Abschalungen wurden jeweils durch eine obere Blechlage geschützt. Hierdurch wurde eine dichte Schalung gewährleistet, die relativ leicht zu reinigen war und aus welcher das Abbruchmaterial leicht entnommen werden konnte, ohne die Schalung zu beschädigen.

Die Lasteinleitung aus dem quer geneigten Überbau in die horizontale obere Querträgerlage wurde über Betonsteine realisiert (Bild 4-55), welche mit zusätzlichen Hartholzelementen an die Form der Untersicht des Überbaus angepasst wurden. Diese jeweils unter den drei Brückenstegen angeordneten Distanzstücke dienten zusätzlich der Aufbringung einer statischen Vorüberhöhung zwischen Bodenschalung und Überbau (siehe hierzu Abschnitt 5.4.4.4). Da die Distanzstücke keine Nachgiebigkeit zum Ausgleich von Unebenheiten an der Unterkante des Überbaus aufwiesen, mussten alle Unterstützungen vor dem Anpressen der Vorschubrüstung hinsichtlich des Soll-Spaltmaßes zum Überbau kontrolliert werden. Die Druckdistanzstücke wurden zum Teil bereits vor Ende jedes Verschiebens eingebaut und mit dem Abbruchgut entsorgt. An jedem Kreuzungspunkt eines Schalungsquerträgers mit einem Brückensteg wurde ein Druckdistanzstück angeordnet.



Bild 4-55: Lasteinleitung aus Überbau in Bodenschalung
(© thyssenkrupp Infrastructure GmbH)



Bild 4-56: Vorschubgerüst mit bodengestützter Pfeilereinrüstung, Stützhöhe ca. 25 m
(© thyssenkrupp Infrastructure GmbH)

Zur Vermeidung von Mehraufwendungen für Lasteinleitungsstrukturen und einer Überbeanspruchung der bis zu 38 m hohen Brückenpfeiler wurde ein Schwerlastturmsystem vom Typ S500 gewählt, welches vom Lieferanten für die bodengestützte Einrüstung hoher Brückenpfeiler mit hohen Belastungen aus Abbruchzuständen entwickelt wurde. Die Türme im Raster $9,50\text{ m} \times 5\text{ m}$ umgreifen die Pfeiler, erfordern für charakteristische vertikale Stiellasten von 5000 kN nur wenige Knickaussteifungen gegen die Bestandspfeiler und sind durch Einsatz großer und weniger Einzelsegmente schnell mit Kran und Hubsteiger montierbar und demontierbar (Bild 4-56).

Die Einleitung der Horizontallasten in die Brückenpfeiler erfolgte auf Höhe der Jochträger. Hierfür wurden auf den Bestandsfundamenten der Pfeiler entsprechend der Ausschreibung Plattformen hergestellt. Durch diese massiven Bauteile wurde die Lasteinleitung in die Bestandsfundamente sichergestellt und die Höhenlage der unteren Jochträger entsprechend der Höhenentwicklung der in der jeweiligen Pfeilerachse verwendeten Schwerlasttürme sichergestellt.

Die quer verschieblichen Vorschubwippen der Pfeilereinrüstungen wurden mit hydraulischen Stellringzylindern ausgestattet, welche im Zuge des Abbruchablaufs zusätzlich zur Hydraulik unter den Grundrahmen für Lastkorrekturen eingesetzt wurden. Die zentrische Lasteinleitung in die Pfeiler war durch die in Brückenlängsrichtung parallel geschalteten Pressen sichergestellt. Der hydraulische Hub von bis zu 400 mm erlaubte die Passage nach unten hervorstehender Bauteile der Notinstandsetzungsmaßnahmen und die Durchführung aller Hubvorgänge für das Vorschubgerüst ohne weitere Anpassungsmaßnahmen.

Der Querverschiebung der Hauptträger wurde mit doppeltwirkenden Langhubzylindern ausgeführt. Als Längsverschiebeeinrichtung wurde mit Stangenkletterern ein selbstsicherndes Klemmbackensystem eingesetzt. Verschieben wurde das Vorschubgerüst auf Gleitlagern mit gegenüber PTFE erhöhter Druckfestigkeit.

Rückbaukonzept Unterbauten:

Die Pfeilerschäfte wurden von der Geländeoberkante aus mittels Longfrontbaggern konventionell zurückgebaut.

Die Widerlager wurden ebenfalls konventionell zurückgebaut. Beim Rückbau der Widerlager in Achse A (WL Dortmund) war zu beachten, dass die Widerlager beider Richtungsfahrbahnen auf unterschiedlichen Höhenlagen gegründet waren. Die Richtungsfahrbahn Hanau (südlicher Überbau) war gemäß Ausschreibung zuerst zurückzubauen. Da das Widerlager der Richtungsfahrbahn Hanau in Achse A tiefer gegründet war als das Widerlager der Richtungsfahrbahn Dortmund, waren zusätzliche Maßnahmen zur Abfangung des unter 4+0-Verkehr stehenden Widerlagers der Richtungsfahrbahn Dortmund erforderlich.

Transport der Vorschubrüstung zum Startpunkt des Rückbaus des zweiten Überbaus:

Entsprechend den Vorgaben in der Ausschreibung wurden beide Überbauten entgegen ihrer Herstellrichtung zurückgebaut. Da beide Überbauten in gleicher Richtung hergestellt worden sind, war auch die Rückbauichtung beider Überbauten identisch. Nach dem Abschluss des Rückbaus des ersten Überbaus war es erforderlich, die Vorschubrüstung zurück zum Ausgangspunkt am Widerlager Dortmund zu verbringen. Hierfür wurden verschiedene Varianten untersucht.

Die erste Variante sah vor, die Vorschubrüstung vor dem Widerlager Hanau teilweise zu demontieren, in Querrichtung unter den nördlichen Überbau zu verschieben, hier wieder zu montieren und anschließend leer unter dem nördlichen Überbau zurück zum Widerlager Dortmund zu fahren.

Weiterhin war in dieser Variante vorgesehen, den Bestandspfeiler in Achse H und das Widerlager der Richtungsfahrbahn Hanau in Achse J zurückzubauen, sobald die Vorschubrüstung unter den nördlichen Überbau verschoben wurde. Anschließend sollten die Unterbauten für den Neubau hergestellt und der Überbau eingeschoben werden. Aus bauzeitlichen Gründen war es erforderlich, nach der Umlegung des Verkehrs auf den neu hergestellten südlichen Überbau unmittelbar mit dem Rückbau des nördlichen Überbaus zu beginnen. Um dies zu ermöglichen, war es bei dieser Variante zwingend erforderlich, den 4+0-Verkehr auf dem nördlichen Bestandsüberbau während der Rückfahrt der Vorschubrüstung aufrechtzuerhalten.

Es war jedoch nicht möglich, die Tragfähigkeit der Bestandspfeiler und der Bestandsgründungen für die Lasten aus Vorschubrüstung und 4+0-Verkehr nachzuweisen. Daher musste diese Variante verworfen werden.

Als weitere Variante wurde die Rückfahrt der Vorschubrüstung unter dem neu hergestellten Überbau diskutiert. Da sich die neuen Pfeiler jedoch geometrisch von den Bestandspfeilern unterschieden, wären hierfür zusätzliche Schwerlasttürme für die Vorschubrüstung erforderlich gewesen. Zudem wären zahlreiche sowohl statische als auch baubetriebliche Interaktionen zwischen dem Einschub des Überbaus und der Rückfahrt der Vorschubrüstung zu berücksichtigen gewesen. Diese Variante wurde daher verworfen.

Gewählt wurde schließlich die Variante, die Vorschubrüstung vor dem Widerlager Hanau zu demontieren, mit Schwerlastfahrzeugen (SPMTs) zum Widerlager Dortmund zu verbringen und dort neu zu montieren. Möglich wurde dies aufgrund der geringen Höhe der Endfelder der Talbrücke Kalteiche über Grund. Nach minimalen Bodenbewegungen und Demontage der Schalung sowie Schalungsquerträgerlage konnten die SPMT die Hauptträger unterfahren und diese von den Hilfsunterstützungen in Widerlagernähe aufnehmen. Diese Lösung erlaubte ein Umsetzen der Vorschubrüstung zu Widerlager A in größtmöglichen Einheiten, während der nördliche Überbau noch unter Verkehr stand. Damit war das Vorschubgerüst bereits kurz nach der Verkehrsumlegung auf den ersten Ersatzneubau abbruchbereit am Bestandsüberbau Nord.

5.3 Bestandsuntersuchungen

5.3.1 Bestandsunterlagen

Vom Bauherrn wurden in elektronischer Form die vorhandenen Ausführungspläne des Bestandsbauwerks, die Ausführungsstatik des Bestandsbauwerks, Ausführungspläne und teilweise statische Berechnungen zu den Verstärkungsmaßnahmen aus den Jahren 2003 und 2012 sowie die Bauwerksbücher übergeben.

5.3.2 Nachrechnung

Es wurde keine Nachrechnung des Bauwerks übergeben. Das Bestandsbauwerk wurde im Zuge der Verstärkung im Jahr 2012 in die Brückenklasse 60/30 eingestuft.

5.3.3 Materialproben

Im Zuge der Ausführungsplanung wurden keine ergänzenden Materialproben entnommen, da die in der Ausschreibung vorhandenen Angaben zu den Baustoffen des Bestandsbauwerks ausreichend waren.

5.3.4 Materialverhalten

Es wurden keine ergänzenden Untersuchungen zum Materialverhalten durchgeführt.

5.3.5 Geometrie

Es wurden keine ergänzenden Untersuchungen zur Feststellung der Geometrie des Bestandsbauwerks durchgeführt.

5.3.6 Schadstoffe

Im Zuge des Rückbaus wurden die in der Ausschreibung geforderten Untersuchungen zur Schadstoffbelastung des Abbruchmaterials durchgeführt.

5.3.7 Schäden

Die Zustandsnoten der Überbauten waren 2,7 (Fahrtrichtung Hanau) und 2,8 (Fahrtrichtung Dortmund). Die Überbauten wiesen dem Bauwerksalter entsprechende kleinere Schäden und Rissbildungen auf.

5.4 Statische Berechnung

5.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Die Nachweise der bestehenden Konstruktionen waren gemäß DIN EN 1992 zu führen.

5.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Es wurde nicht von gültigen Regelwerken abgewichen.

5.4.3 Sicherheitskonzept

Die Nachweisführung basierte auf dem Teilsicherheitskonzept.

5.4.4 Nachweisführung

5.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Längsspannglieder:

In den Feldern A-B und G-H war es erforderlich, die vorhandenen Längsspannglieder über Verbund zu verankern, um in den angrenzenden nicht unterstützten Feldern eine ausreichende Biegetragfähigkeit nachweisen zu können (vgl. Kapitel 2.3.3). In diesem Zusammenhang war bemerkenswert, dass es sich bei den Spanngliedern um Bündelspannglieder vom Typ LeoBa AK 108 aus glatten (nicht profilierten) Drähten mit entsprechend schlechten Verbundeigenschaften handelte.

Im Rahmen der statischen Berechnung dieser Rückbauzustände wurde zunächst die erforderliche Querschnittsfläche der Längsspannglieder ermittelt. Diese ergab sich aus der Tragfähigkeit der jeweils angrenzenden Felder B-C bzw. H-J während der Entlastung des jeweils zurückzubauenden Feldes A-B bzw. G-H. Aus dieser Untersuchung wurde die Anzahl der Spannglieder bestimmt, die ausfallen durften, ohne dass es im angrenzenden Feld zu einer Unterschreitung der erforderlichen Tragsicherheit gekommen wäre. Hierbei war das Tragverhalten des im Rückbauzustand nicht durch Querträgerscheiben ausgesteiften dreistegigen Querschnitts unter lokalen Lasteinwirkungen zu berücksichtigen (Auswirkung der Profilverformung in Längsrichtung).

Weiterhin wurde in der statischen Berechnung der rechnerische Schlupf der Spannglieder bei der Verankerung der Vorspannkraft über Verbund ermittelt.

Die Vorgehensweise beim Rückbau der Felder A-B und G-H wurde in einer Arbeitsanweisung vorgegeben. Diese sah vor, die Spannglieder mit Kernbohrungen in den Stegen sukzessive abzubohren. Hierbei wurden immer nur so viele Spannglieder gleichzeitig abgebohrt, wie im jeweiligen Feld ausfallen durften. Nach dem Herstellen der Kernbohrungen war jeweils der Einzug des Spannstahls zu überprüfen. Wenn der Einzug nicht größer als der rechnerisch ermittelte Einzug war, so konnte davon ausgegangen werden, dass sich das jeweilige Spannglied über Verbund verankert hatte und im angrenzenden Feld wirksam war. Nachdem bei den mit einer Bohrung abgebohrten Spanngliedern ein ausreichend geringer Einzug festgestellt worden war, konnten die nächsten Spannglieder abgebohrt werden. Dieses Vorgehen wurde so lange wiederholt, bis die erfolgreiche Verankerung bei einer ausreichenden Anzahl von Spanngliedern in jedem Steg bestätigt war. Erst im Anschluss an diese Arbeiten konnte der jeweilige Trennschlag hergestellt werden und mit dem Rückbau des Feldes A-B bzw. G-H begonnen werden.

Querspannglieder:

Für das Einheben des innenliegenden Hauptträgers der Vorschubrüstung war es erforderlich, den Kragarm des Überbaus auf einer Länge von 30 m zu entfernen. In diesem Bereich wurden sämtliche Querspannglieder der Fahrbahnplatte mittels Sägeschnitt durchtrennt. Da die Fahrbahnplatte für den Rückbau vom Abbruchgerät sowie von LKWs befahren werden musste, war die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte in Querrichtung unter Berücksichtigung der durchtrennten Spannglieder nachzuweisen. Hierbei wurde eine ausreichende Verankerung der geschnittenen Querspannglieder vorausgesetzt.

5.4.4.2 Schubnachweise

Querkraftnachweise in den Rückbauzuständen konnten durch Schnittgrößenvergleich der Rückbauschnittgrößen mit den Schnittgrößen der Brückenklasse 60/30 im Endzustand geführt werden. Hierbei wurde nachgewiesen, dass die beim Rückbau auftretenden Beanspruchungen nicht größer waren als jene, die unter der Nutzung des Bauwerks unter Ansatz des Lastmodells Brückenklasse 60/30 aufgetreten sind.

5.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Der Einbau zusätzlicher Verstärkungen war im Zuge des Rückbaus nicht erforderlich.

Die vorhandenen externen Spannglieder zur Verstärkung des Bestandsüberbaus aus dem Jahr 2012 wurden vor dem Beginn des Rückbaus entsprechend der Baubeschreibung entspannt und ausgebaut.

Die im Verbund liegenden Verstärkungsspannglieder aus dem Jahr 2003 wurden kontinuierlich zusammen mit dem Überbau zurückgebaut.

5.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Trotz der Ausführung eines Trennschlags war bei der statischen Berechnung des Rückbaus die Interaktion zwischen dem Überbau und der Vorschubrüstung zu beachten. Bei der Unterstützung des Überbaus durch

die Vorschubrüstung wurde dessen Durchhang reduziert. In der Folge musste der Überbau in der Feldmitte stärker angehoben werden als in der Nähe der Auflagerachsen. Im vorliegenden Fall wurde dies durch eine Überhöhung der zwischen Überbau und Vorschubrüstung angeordneten Betonplatten sichergestellt. In der Feldmitte mussten daher höhere Betonplattenstapel als im Bereich der Pfeilerachsen verwendet werden. Das erforderliche Maß der Überhöhung wurde im Zuge einer Berechnung am Gesamtsystem (Überbau + Vorschubrüstung) bestimmt.

Während des Anpressens der Vorschubrüstung an den Überbau wurde das unterstützte Feld stark entlastet. In der Folge reduzierte sich das Stützmoment des Überbaus an der angrenzenden Pfeilerachse und im anschließenden Feld traten bereits in geringem Abstand zur Pfeilerachse positive Biegemomente auf. Dieser Zustand musste in der statischen Berechnung zwingend berücksichtigt werden. Aus den Nachweisen der Biegetragfähigkeit des Überbaus ergab sich die maximal zulässige Unterstützungskraft, die mit der Vorschubrüstung aufgebracht werden durfte.

5.5 Leistungsbeschreibung

5.5.1 Bauwerkszustand

Bei der Planung und Ausführung waren über die in Abschnitt 5.3.7 genannten Schäden hinaus keine relevanten Schäden zu berücksichtigen. Bei Abschluss des Bauvertrages befand sich das Bauwerk unter Autobahnverkehr. Eingestuft war das Bauwerk in die Brückenklasse 60/30.

5.5.2 Baugrund

Der Ausschreibung lag ein Bodengutachten für die Gründung des Ersatzneubaus vor.

Da im Bereich der Randfelder bodengestützte Traggerüste ausgeschrieben waren, wurde seitens des Bauherrn eine ergänzende Stellungnahme zur Gründung von Hilfsstützen in diesem Bereich vorgelegt.

5.5.3 Kontaminationen

Sämtliche Materialien waren durch den Auftragnehmer fachgerecht zu entsorgen.

5.5.4 Angrenzende Bebauung

Hier nicht relevant, da keine unmittelbar angrenzende Bebauung vorhanden war.

5.5.5 Sperrpausen

Der Ersatzneubau musste unter Aufrechterhaltung eines 4+0-Verkehrs auf der Autobahn erfolgen. Während der 4+0-Verkehrsführung auf dem Bestandsüberbau war kein genehmigungspflichtiger Schwerverkehr mit Dauererlaubnis und einem Gesamtgewicht von mehr als 48 t zulässig. Sämtliche Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht von mehr als 48 t waren im Zuge des üblichen Genehmigungsverfahrens zu untersuchen.

Der Verkehr auf der unter dem Bauwerk kreuzenden Bundesstraße B 277 durfte zu keiner Zeit eingeschränkt werden. Für die Aufrechterhaltung des Verkehrs war ein Schutzgerüst vorzusehen.

Auf den unter dem Bauwerk kreuzenden Forstwegen war der Verkehr ebenfalls während der gesamten Bauzeit aufrechtzuerhalten, wobei temporäre Einengungen zugelassen waren.

Kurzzeitige Verkehrssperrungen waren jeweils nur für die Einrichtung der Verkehrssicherungen sowie für die Erstellung von kurzen Provisorien zulässig.

5.6 Vertragliche Grundlagen

5.6.1 Vertragsmodelle

Die Leistung wurde als Einheitspreisvertrag vergeben. Der Rückbau war in einer Leistungsposition pauschal ausgeschrieben.

5.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Seitens des Auftragnehmers wurde die Ausführungsplanung des Rückbaus sowie des Ersatzneubaus geliefert.

5.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren nicht zugelassen.

5.6.4 Bauzeit

- Auftragserteilung: 07/2017,
- Aufbau VSG BA1: 03/2018 – 04/2018,
- Rückbau BA1: 05/2018 – 12/2018,
- Umbau VSG BA1 – BA2: sechs Wochen,
- Rückbau BA2: 11/2020 – 06/2021.

5.7 Gewonnene Erkenntnisse

Der abschnittweise Rückbau von abschnittweise hergestellten Talbrücken auf Vorschubrüstung entgegen der Herstellrichtung ist im Allgemeinen möglich.

Durch die Ausführung eines Trennschlags können die statisch relevanten Interaktionen zwischen Vorschubgerüst und Überbau während des Rückbaus reduziert werden. Hierdurch ist es möglich, auf eine aufwendige Pressensteuerung während des fortschreitenden Rückbaus zu verzichten.

Im vorliegenden Fall war es möglich, in zeitlich befristeten Zwischenzuständen ohne Verkehrseinwirkung die Verankerung der Längsspannglieder aus glatten Drähten ausschließlich über Verbund sicherzustellen.

Die Zusatzbelastung der bereits mit Eigengewicht und Verkehr belasteten Unterbauten aus dem Abbruchgerüst konnte nicht von allen Unterbauten aufgenommen werden. Diese Zwischenzustände sind wegen ihrer möglichen bauzeitlichen Auswirkung für die anzuwendenden Umbauverfahren und Technologien nach Rückbau des jeweils ersten Bestandsüberbaus relevant.

V Rückbau auf Lehrgerüst

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Für den Rückbau eines Brückentragwerks auf Lehrgerüst ist ein entsprechend geeigneter Abbruchbagger erforderlich. Das abgebrochene Material wird durch das Lehrgerüst aufgefangen. Das Lehrgerüst besteht aus einem Traggerüst, welches i. d. R. auf Traglasttürmen aufgelagert ist. Dabei werden Längs- und Querträger als lastverteilende Unterkonstruktion zwischen den Gerüsttürmen angeordnet. Die eigentliche Auffangkonstruktion wird durch eine Holz- oder Stahlschalung gebildet.

Eine wesentliche Anwendungsgrenze für den Rückbau auf einem Lehrgerüst ergibt sich aus den Spannweiten zwischen den jeweiligen Traggerüsttürmen. Zu große Spannweiten können zum Ausschluss des Rückbauverfahrens führen, da sowohl Traggerüst als auch Traggerüsttürme dann mitunter eine zu geringe Steifigkeit aufweisen oder mit unvertretbar großem wirtschaftlichem Aufwand entsprechend dimensioniert werden müssen.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken auf Lehrgerüst zählen:

- wenig Materialverbrauch,
- Unterbauten schonendes Abbruchverfahren, mit möglichem Erhalt der Unterbauten,
- sehr effektives Verfahren im schwer zugänglichen Bereich, z. B. Rückbau über Bahngleise,
- strukturierte, taktweise Arbeitsvorgehensweise gemäß Taktplan.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken auf Lehrgerüst zählen:

- schwierige Planung und Herstellung des Traggerüsts bei erschwerter Zugänglichkeit des Geländes und bei zu großen Spannweiten,
- geringe Steifigkeit des Traggerüsts im Vergleich zu einer Vorschubrüstung,
- bei erschwerten Randbedingungen (Zugänglichkeit, Spannweiten) hoher Aufwand bei der Herstellung und Durchführung (zusätzliche Pressen etc.) und damit verbundene Kosten,
- Gründungsrisiko bei Traggerüsten (Tragfähigkeit, Kontamination).

3 Beispiel – Immensitzbrücke A 81

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	155
3.2	Rückbauverfahren	155
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	155
3.2.2	Auswahlkriterien	156
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	156
3.3	Bestandsuntersuchungen	158
3.3.1	Bestandsunterlagen.....	158
3.3.2	Nachrechnung	158
3.3.3	Materialproben.....	158
3.3.4	Materialverhalten	158
3.3.5	Geometrie.....	158
3.3.6	Schadstoffe	159
3.3.7	Schäden	159
3.4	Statische Berechnung	159
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke	159
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	159
3.4.3	Sicherheitskonzept	159
3.4.4	Nachweisführung.....	160
3.5	Leistungsbeschreibung	161
3.5.1	Bauwerkszustand	161
3.5.2	Baugrund.....	161
3.5.3	Kontaminationen.....	161
3.5.4	Angrenzende Bebauung	161
3.5.5	Sperrpausen.....	161
3.5.6	Immissionsschutz	161
3.5.7	Umweltschutz	162
3.5.8	Arbeitssicherheit.....	162
3.5.9	Nebenleistungen.....	162
3.5.10	Besondere Leistungen	162
3.5.11	Entsorgungskonzept.....	162
3.6	Vertragliche Grundlagen	162
3.6.1	Vertragsmodelle	162
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	162
3.6.3	Nebenangebote	162
3.6.4	Bauzeit	163
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	163

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die im Jahre 1971 hergestellte Talbrücke der Autobahn A 81 überquerte die L 191 (früher B 31/B 33) zwischen Geisingen und Engen bei Immensitz in einer Höhe von ca. 25 m und wurde gemäß der damaligen DIN 1072 für die Brückenklasse 60 (sowie MLC 50/50, 100) bemessen. Aufgrund von Nachweisdefiziten und Schäden (Zustandsnoten 3,4 bzw. 3,5) wurde entschieden, den Spannbetonüberbau durch einen Verbundquerschnitt zu ersetzen. Die Bestands Pfeiler wurden erhalten und um den notwendigen Innenausbau (Leitern, Podeste etc.) ergänzt.

Die vorhandenen Überbautragwerke erreichten eine Gesamtstützweite in Trassenachse von 227 m und bestanden aus zwei getrennten, einzelligen Spannbeton-Hohlkästen mit einer Konstruktionshöhe von 3 m. Die Einzelstützweiten der über jeweils vier Felder durchlaufenden Hohlkästen betragen 47 m – 55 m – 70 m – 55 m. Die Pfeiler wurden seinerzeit flach auf Kalkstein (verkarstet, Massenkalk, „Zuckerkorn-Fels“) gegründet. Bei zwei Pfeilern erfolgte ein Bodenaustausch als Unterbetoneinbau in einer Stärke von über 5 m bis auf die tragfähigen Schichten. Die ebenfalls flach gegründeten begehbaren Widerlager wurden in hochgesetzter Dammlage auf Kiessandschüttungen hergestellt. Die Brücken-Längsfesthaltungen waren auf jeweils zwei (von drei) Pfeilern, in Achse Nr. 1 und 2, angeordnet. Querfesthaltungen waren in allen fünf Lagerachsen (jeweils ein Lager) vorhanden. Im gesamten Brückenabschnitt war die Autobahn mit einem Kreisradius von $R = 1200$ m trassiert. Die Gradienten wies ebenfalls auf ganzer Brückenlänge eine Steigung (in Richtung Singen) von 2,7 % aus. Auch die Querneigung war im Bauwerksbereich mit 3,5 % konstant.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Laut Ausschreibung waren die bestehenden Überbauten ohne Sprengen und unter Schonung der zu erhaltenden Bauteile, emissions- und erschütterungsarm abzubauen. Die verbleibenden Bauteile der Brücke waren zu schützen, sämtliche Beschädigungen gingen zulasten des AN. Nach der Umlegung des Verkehrs auf den Südüberbau sollten zunächst die Beläge, die Geländer, die Schutzplanken, die Kappen, sämtliche Ausstattungen, Entwässerungsleitungen und Übergangskonstruktionen an der Nordbrücke ausgebaut bzw. demontiert werden. Anschließend sollte der Überbau gemäß der vom Auftragnehmer zu erstellenden Abbruchstatik zerlegt und entsorgt werden. Die Abbrucharbeiten erfolgten mit Hilfe eines Abbruchgerüsts, welches als Trag-, Arbeits- und Schutzgerüst herangezogen wurde. Ein mögliches Schema für ein Abbruchgerüst wurde als Plan beigefügt. Die jeweils bereichsweise angegebenen zulässigen Bodenpressungen und topografisch-geometrischen Randbedingungen waren bei der Gerüstplanung und dessen Ausführung zu beachten.

Der Verkehr auf der unterhalb des Bauwerks querenden Straße L 191 sollte stets zweispurig aufrecht erhalten werden. Halbseitige Sperrungen der L 191 sollten nur kurzzeitig/tageweise möglich sein. Unterhalb der Nordbrücke befand sich am nördlichen Straßenrand der L 191 eine ca. 3 m hohe zu erhaltende Felssteinböschung, die insbesondere auch die Gerüsterstellung erschwerte. Gerüstfundamente durften hier erst ab einem 45°-Winkel vom Böschungsfuß aus ansteigend erstellt werden, wodurch sich auch wegen der Landesstraße L 191 relativ große Gerüststützweiten ergaben.

In den gepflasterten Widerlagerböschungen sollten die Gerüste nicht gegründet werden. Eine mögliche Gründung war erst oben auf der Berme (z. B. auf den Widerlager-Fundamentspornen) und unterhalb der Böschungspflasterungen vorzunehmen.

Das Lichtraumprofil der L 191 war von sämtlichen Arbeits- und Schutzgerüsten freizuhalten. Die Baubehelfe waren so auszubilden, dass keinerlei Material von der Brücke und den Gerüsten herunterfallen konnte.

In dem möglichen Abbruchschema waren vor den Widerlagern zur Überbrückung der Böschungen Rüstträger mit bis zu 30 m Spannweite vorgesehen. Der Überbau lag auf einer Holzschalung auf, welche direkt durch die Längsträger unterstützt wurde. Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse des Hohlkastens in Querrichtung konzentrierte sich fast die gesamte Belastung unter den Stegen. In diesem Bereich konnten in der dargestellten Anordnung aber maximal zwei Längsträger mitwirken. Daher waren (zum Teil sehr

steife) Querträger notwendig, um die Querverteilung auf die Längsträger (Rüstträger oder große Walzprofile) sicherzustellen.

3.2.2 Auswahlkriterien

In der Ausschreibung wurden keine Auswahlkriterien benannt, die zu dem gewählten Rückbauverfahren geführt haben. Vermutlich wurde das vermeintlich günstigste Abbruchverfahren ausgewählt.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das durchgeführte Rückbauverfahren entsprach grundsätzlich dem ausgeschriebenen Verfahren eines Rückbaus auf einem Traggerüst. Jedoch wurde in der Konfiguration des Abbruchgerüsts (Stützweiten, Gründungen, Trägertyp, Trägersausrichtung) vom Ausschreibungsplan abgewichen (Bilder 5-1 und 5-2).

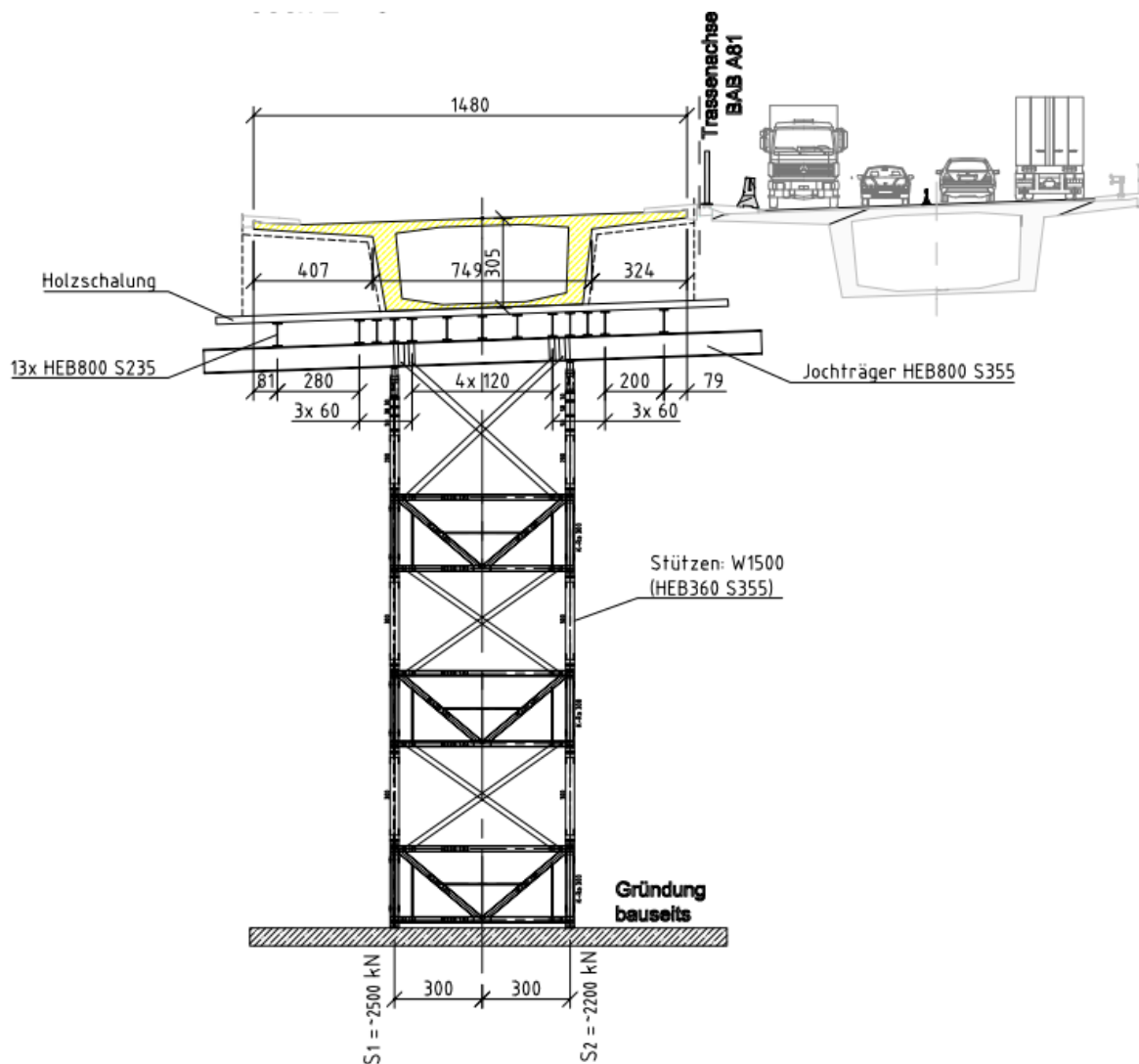


Bild 5-1: Prinzipskizze des Abbruchs im Querschnitt in Jochachse 2 und 3 als Planauszug des Abbruchkonzepts (© HOCHTIEF)

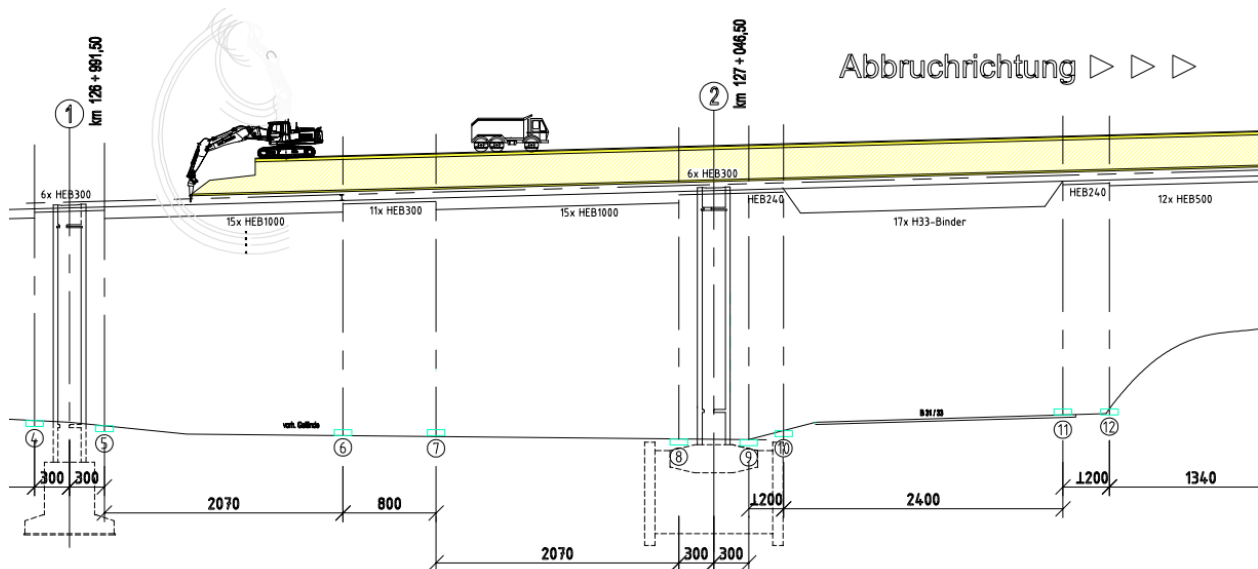


Bild 5-2: Prinzipskizze des Abbruchs in Längsansicht im Bereich der Jochachsen 4-12 als Planauszug des Abbruchkonzepts (© HOCHTIEF)

Der Abbruch wurde je Teilbauwerk in vier Abbruchabschnitten durchgeführt (Bild 5-3). Entsprechend der Abbruchstatik wurden an bestimmten Stellen von der Fahrbahnplatte aus Sägeschnitte eingebracht, die als Sollbruchstelle dienten und die Spannglieder durchtrennten.



Bild 5-3: Abbruch auf die Holzschalung mit Hilfe eines Abbruchbaggers am Überbau Nord (© RP Freiburg)



Bild 5-4: Abbruch auf die Holzschalung mit Hilfe eines Abbruchbaggers am Überbau Nord (© RP Freiburg)

Es kamen hydraulische Pressen zum Einsatz, deren Kraft bauseits festgelegt wurde. Die Pressenkraft wurde nicht rückbauzustandsabhängig durch die Abbruchstatik vorgegeben. In **Bild 5-4** ist erkennbar, dass die Kappe nicht im Voraus entfernt wurde, sondern zum Teil bis zur Abbruchkante reichte. Als Längsträger des Abbruchgerüsts kamen ausschließlich Walzprofile (bis HEM1000) zum Einsatz, auf Rüstträger wurde aus statischen und logistischen Gründen verzichtet (Bilder 5-5 und 5-6).

Die Stützweiten wurden verkleinert, wodurch einzelne Fundamente zusätzlich in den Böschungen angeordnet werden mussten. Die Walzprofile über der Landesstraße L 191 wurden bei beiden Überbauten parallel zur Längsrichtung ausgerichtet. Im Abstand von ca. 5,70 m wurden Kunststoffkeile unter den Hohlkastenstegen angeordnet, welche auf Querträger HEB500 aufgelagert waren, um die Querverteilung auf die Längsträger zu erreichen.



Bild 5-5: Traggerüstturm mit Längs- und Querträgern des Überbaus Nord (© Ingenieurgruppe Bauen)



Bild 5-6: Traggerüstturm mit Längs- und Querträgern des Überbaus Nord (© Ingenieurgruppe Bauen)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Die Bestandsunterlagen waren vorhanden und konnten zum Zeitpunkt der Ausschreibung angefordert bzw. eingesehen werden. Diese gaben Aufschluss über die Betonstahl- und Spannstahlmengen sowie deren Lagen.

3.3.2 Nachrechnung

Es wurden diverse Untersuchungen und statische Nachrechnungen durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass die zulässigen Spannstahl-Spannungsänderungen nur in einer der drei Koppelfugen eingehalten waren. Im Gesamten wäre neben der Instandsetzung auch eine Tragfähigkeitserhöhung erstrebenswert gewesen. Entsprechend den aktuellen Regelwerken wäre diese allerdings weder wirtschaftlich vertretbar noch technisch sinnvoll gewesen.

Für die Bauphase wurde zusätzlich eine Nachrechnung des Bestandsüberbaus für den 4+0-Verkehr aufgestellt.

3.3.3 Materialproben

Der Beton des Bestandsbauwerks wurde auf seinen Chloridgehalt hin untersucht. Dabei konnten an diversen beispielhaften Einzelproben Chloridgehalte von über 2 M.-% bez. auf Zement festgestellt werden.

3.3.4 Materialverhalten

Hierzu sind keine Untersuchungen bekannt.

3.3.5 Geometrie

Es ist nicht bekannt, ob die Bestandsgeometrie gesondert vermessen wurde.

3.3.6 Schadstoffe

Siehe Abschnitt 3.5.3.

3.3.7 Schäden

An der Oberseite der Bodenplatten lagen in einigen Feldern gravierende großflächige Schäden am Beton (Hohllagen, Abplatzungen) und der oberen Bewehrungslage (freiliegend, korrodiert) in Verbindung mit teilweise tiefgehender Chloridbelastung im Beton vor.

Im Zuge der letzten Hauptprüfung und einer weitergehenden detaillierten Schadensuntersuchung (2007 und 2008) wurden zudem erhebliche Schäden wie Betonabplatzungen, freiliegende und korrodierte Bewehrung, Risse in den Stegen und in der Bodenplatte, Hohllagen, Aussinterungen und Chloridbelastungen festgestellt. Die Schäden konzentrierten sich auf die Überbauten, die Widerlager und die Kappen. Die vorhandenen Fahrbahnübergänge wiesen ebenso starke Schäden auf und waren wegen ihrer Wasserdurchlässigkeit maßgeblich für die Schäden am Widerlager verantwortlich. Die Entwässerungseinrichtungen im Hohlkasten bestanden aus PVC-Rohren und entsprachen nicht dem heutigen Regelwerk. An vereinzelt Stellen wurden Undichtigkeiten festgestellt. An den oberseitigen Ausstattungen (Schutzplanken, Geländer) lagen Korrosionsschäden vor.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Zur Nachrechnung der bestehenden Brücke für den Zeitraum des Abbruchs der Teilbrücke Nord und des 4+0-Verkehrs auf der Teilbrücke Süd wurden die nachfolgend aufgelisteten Regelwerke verwendet:

- DIN-Fachbericht 101 (Ausgabe 2009) – Lastannahmen,
- DIN-Fachbericht 102 (Ausgabe 2009) – Nachweise für Biegung und Längskraft,
- DIN 4227 – Nachweis für Torsion und Querkraft.

Für die Abbruchstatik wurden die folgenden Regelwerke verwendet. Hierbei sei angemerkt, dass über die Abbruchstatik lediglich die für die Traggerüste relevanten Auflagerkräfte ermittelt wurden. Die Bemessung des Traggerüsts erfolgte anschließend nach DIN EN 12812 und den zugehörigen Eurocode-Teilen. Gegenstand der Abbruchstatik war auch die Verteilung der Lasten auf die Quer- und Längsträger unter Berücksichtigung der elastischen Federsteifigkeiten.

- DIN 1045 (Ausgabe 1988) – Beton,
- DIN-Fachbericht 101 (Ausgabe 2009) – Einwirkungen auf Brücken,
- DIN EN 1992-1-1 (Ausgabe 2011) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten,
- DIN EN 1992-2 (Ausgabe 2010) – Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken,
- DIN EN 1993-1-1 (Ausgabe 2010) – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Systematische Abweichungen von Regelwerken sind nicht bekannt.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Das Sicherheitskonzept wurde entsprechend den in Abschnitt 3.4.1 aufgelisteten Regelwerken angesetzt.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Die Spannglieder wurden aufgrund der geringen Stützweiten zwischen den Traggerüsten nicht zwischenverankert.

3.4.4.2 Schubnachweise

Für den Brückenquerschnitt wurden die Querkraft- und Torsionsnachweise nach DIN 1045:1988 geführt. Weitere Nachweise waren für die vorliegende Brücke und das gewählte Abbruchverfahren nicht erforderlich.

3.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Der Überbau musste in Längsrichtung temporär gehalten werden, bevor der Abbruch von Feld 3 beginnen konnte (siehe **Bild 5-7**), da der Überbau in zwei Stützenachsen längs festgehalten war. Sobald der Abbruch über eine dieser beiden Stützenachsen hinausging, wurde die Festhaltung in Längsrichtung erforderlich.

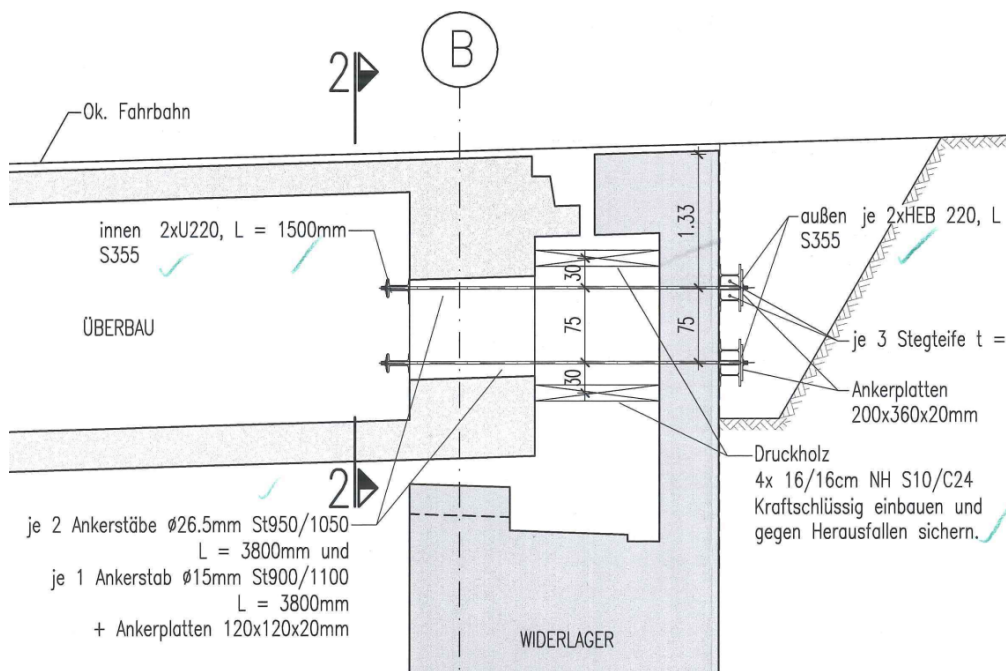


Bild 5-7: Darstellung der Festhaltung in Längsrichtung als Planauszug des Ausführungsplans (© HOCHTIEF)

Des Weiteren wurde der Hohlkasten bereichsweise in Querrichtung zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit ausgesteift (siehe Bild 5-8). Diese Aussteifung war erforderlich, da die südlichen und nördlichen Hohlkastenstege unterschiedlich steife Lagerungen aufwiesen.

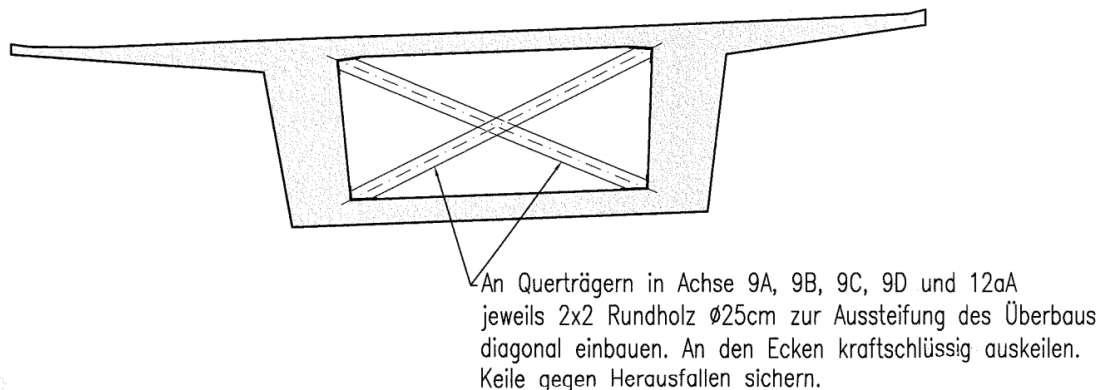


Bild 5-8: Prinzipielle Darstellung der Aussteifung des Hohlkastens als Planauszug des Ausführungsplans (© HOCHTIEF)

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung erteilten Zustandsnoten betragen 3,4 für das südliche Teilbauwerk bzw. 3,5 für das nördliche Teilbauwerk.

3.5.2 Baugrund

Im Baugrundgutachten von 1969 wurde der Untergrund der Immensitzbrücke dem Kalkstein des Weißen Jura Delta und Epsilon zugewiesen. In der Talsohle werden die Jurakalke von 2 bis 4 m mächtigem Lehm überdeckt. Als Baugrund unter den Pfeilern liegt eine Varietät des Massenkalks, der sog. Zuckerkornfels vor. Die zulässigen zentrischen Pressungen wurden seinerzeit auf 600 kN/m² festgelegt, wobei eine Erhöhung der Pressungen um die Vorlast auf Gründungssohle ausgeschlossen wurde. Die Widerlager wurden flach auf Kiessandschüttungen gegründet mit einer zugelassenen zentrischen Pressung von 300 kN/m² unter Ausschluss von klaffenden Sohlfugen. Für Flachgründungen der Lehrgerüste des damaligen Neubaus wurden die Bodenpressungen auf 100 kN/m² bis 150 kN/m² begrenzt.

Im Zuge der Entwurfsbearbeitung wurde ein ergänzendes Baugrundgutachten erstellt und der Baugrund in drei Bereichen bewertet. Für die Aufstandsfläche im ebenen Gelände im Bereich der Felder 1 und 2 wurde bei zentrischer und vertikaler Last ein Sohldruck von 200 kN/m² zugelassen. Im zweiten Bereich der Aufstandsflächen im geneigten Gelände (Feld 3 und 4) wurden, differenziert nach Geländeneigung, ebenfalls Sohldrücke bis 200 kN/m² erreicht. Ein Fundament 2 m × 2 m sollte dabei bei einer Geländeneigung von 20° mit 0,7 m und bei 25° mit 1,2 m einbinden. Als dritter Bereich wurde die Aufstandsfläche in Kiessandschüttung vor den Widerlagern definiert. Der Baugrundgutachter empfahl in diesem Bereich nicht zu gründen.

Die Abbruchstatik ergab, dass die Traggerüste auch in Bodenbereichen erforderlich waren, die nicht im Rahmen der Ausschreibung begutachtet wurden. Deswegen wurden weitere Bodenuntersuchungen durchgeführt. Diese zeigten, dass der Felshorizont stellenweise deutlich tiefer anstand und dieser teilweise auch stark zerklüftet mit Lufteinschlüssen vorlag.

3.5.3 Kontaminationen

Bei den Glasvlies-Asphaltmastix-Abdichtungen waren die PAK-Grenzwerte überschritten (Polyzyklische Aromatische Kohlenwasserstoffe). Weitere Kontaminationen sind nicht bekannt.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Im Abstand von ca. 50 m vom Baufeld liegt der Aussiedlerhof Immensitz (Wohnbebauung).

3.5.5 Sperrpausen

Der Verkehr der Autobahn wurde in 4+0-Verkehrsführung wechselseitig überführt. Die unterführende L 191 ist eine ausgewiesene Umleitungsstrecke der Bundesautobahn. Der Verkehr sollte auf dieser deswegen zweispurig aufrechterhalten werden. Bei der Erstellung der Fundamente der Traggerüste in den Achsen 10 und 11 und bei der Montage des Traggerüsts in Feld 3 waren mehrere Male Sperrungen einspurig und vereinzelt auch zweispurig erforderlich.

3.5.6 Immissionsschutz

Wegen der Lage der Baustelle im Bereich einer angrenzenden Wohnbebauung (Aussiedlerhof Immensitz) war die Geräuschemission von Baumaschinen und den auf der Baustelle betriebenen Kraftfahrzeugen entsprechend dem Stand der Technik zu reduzieren. Bei Überschreitung der gesetzlichen Lärmimmissionsrichtwerte wurden Maßnahmen zur Minderung des Baustellenlärms ergriffen.

3.5.7 Umweltschutz

Im Rahmen des Abbruchprojekts lagen in Sachen Umweltschutz keine Besonderheiten vor. Wie üblich wurden wassergefährdende Stoffe nicht in die Kanalisation eingeleitet, sondern umweltgerecht entsorgt. Der Boden im Bereich des Bauwerks wurde gegenüber Schadstoffeintrag geschützt.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Hinsichtlich des Arbeitsschutzes war die Baustellenverordnung zu beachten. Der Auftraggeber übertrug die Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordination an einen Dritten. Der Sicherheits- und Gesundheitsschutzplan wurde vom SiGeKo unter Zuhilfenahme der vom Auftragnehmer eingereichten relevanten Unterlagen erstellt. Die Sicherheits- und Gesundheitsschutzkoordination erfolgte im Gesamten unter Mitwirkung des Auftragnehmers.

3.5.9 Nebenleistungen

Als Nebenleistungen wurden in der Baubeschreibung die vorübergehenden Sicherungsmaßnahmen während der Einrichtung der Verkehrssicherung und das Fernhalten von durch den Auftragnehmer verschmutzten Oberflächenwassers von den im Betrieb befindlichen Flächen definiert.

3.5.10 Besondere Leistungen

Besondere Leistungen wurden entsprechend in der Baubeschreibung bzw. dem Leistungsverzeichnis angegeben.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Alle anfallende Abbruch- und Abfallmaterialien sind in das Eigentum des Auftragnehmers übergegangen. Der Auftragnehmer wurde somit im Sinne der Abfall- und Reststoffüberwachungsverordnung als Abfallzeuger eingestuft. Alle Deponie- und Entsorgungskosten wurden vom Auftragnehmer getragen. Bei der Entsorgung bzw. Wiederverwertung des Abbruchbetons war der erhöhte Chloridwert und die deshalb erhöhte Leitfähigkeit zu berücksichtigen.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Als Bauherr fungierte das Regierungspräsidium Freiburg. Beauftragt wurde ein Generalunternehmen als Auftragnehmer des Bauherrn. Dieses Bauunternehmen wiederum beauftragte verschiedene Nachunternehmen beispielsweise für die Berechnung der Abbruchstatik.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Zu den Planungsleistungen des Unternehmers zählten die Baubehelfe und die Abbruchstatik sowie die Ausführungsplanung für Abbruch und Neubau.

3.6.3 Nebenangebote

Aufgrund der besonderen Randbedingungen, die sich bezüglich der verbleibenden Unterbauten (Lage, Geometrie, statische Nachweisfähigkeit gemäß DIN-Fachbericht), der geringen Variationsmöglichkeiten beim Überbauquerschnitt (Konstruktion, Bauweise, Geometrie, Belastung der Unterbauten), der einschränkenden Topografie und der umweltmäßigen Betroffenheit (Nordseite) sowie der verkehrlichen Belange ergaben, wurden Nebenangebote ausgeschlossen. Alleiniges Wertungskriterium war der Preis.

3.6.4 Bauzeit

Die geplante Gesamtbauzeit zur Herstellung beider Überbauten, einschließlich Abbruch der beiden Bestandsüberbauten (inklusive Erstellen der Ausführungsplanung) wurde auf ca. 36 Monate veranschlagt. Der Beginn der Maßnahme war aufgrund des baulichen Zustandes der Brücke für das Jahr 2012 vorgesehen. Die tatsächliche Gesamtbauzeit gliederte sich wie folgt:

- Ausführungsplanung inkl. Prüfung und Genehmigung: 4. Quartal 2012 – 2. Quartal 2013,
- Erd- und Fundamentarbeiten:
 - Teil-Nord: 4. Quartal 2012 – Anfang 3. Quartal 2013,
 - Teil-Süd: 1. Quartal 2015 – 2. Quartal 2015.
- Traggerüstarbeiten:
 - Teil-Nord: 4. Quartal 2012 – 4. Quartal 2013,
 - Teil-Süd: 3. Quartal 2015 – 2. Quartal 2016.
- Abbruch:
 - Teil-Nord: 2. Quartal 2013 – 4. Quartal 2013,
 - Teil-Süd: 1. Quartal 2016 – 3. Quartal 2016.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Das in einer Schemaskizze ausgeschriebene Abbruchgerüst war nur schwer ausführbar und wurde vom Auftragnehmer entsprechend angepasst. Dies betraf insbesondere die lastverteilenden Querträger unter den Hohlkastenstegen, sowie die Lage und Anzahl der Traggerüsttürme. Außerdem hat die Abbruchsstatik zum bestehenden Überbau gezeigt, dass gezielte Sägeschnitte eingebracht und eine aufwendige Pressensteuerung eingesetzt werden mussten.

Die Holzschalung unterhalb des Bauwerks diente als Auffangschalung für das Abbruchmaterial und gleichzeitig als Absicherung für die unter dem Bauwerk befindliche Landstraße. In Kombination mit dem Abbruchbagger erwies sich die Holzschalung als ungeeignet, da sich diese schnell abnutzte und immer wieder erneuert werden musste. Eine Stahlblechschalung wäre eine entsprechende Alternative, die deutlich robuster hinsichtlich der Einwirkungen durch den Abbruchbagger ist.

Durch die über die Berechnung optimierten Pressenkräfte hätte die Belastung des Abbruchgerüsts minimiert werden können. Um das Abbruchgerüst in Kombination mit dem Bestandsüberbau nachzuweisen, war ein hoher rechnerischer und planerischer Aufwand notwendig. Dies ergab sich im Wesentlichen aus den großen Steifigkeitsunterschieden von Traggerüst und Bauwerk. In Verbindung mit den schwierigen geometrischen Randbedingungen waren die Ausbildung und die Herstellung des Gerüsts sehr aufwendig.

VI Ausfahren

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Das Rückbauverfahren „Ausfahren“ beschränkt sich auf den Überbau. Der Rest des Bauwerks ist nahezu immer in Kombination mit einem konventionellen Rückbau und/oder auch Sprengen zu sehen.

Untersucht wurde die Variante nur bei der Herstellung des Überbaus mit Spannbetonträgern, welche mit dem System Schreck hergestellt wurden.

Basis für die Möglichkeiten eines Ausfahrens sind vorhandene statische Sicherheiten aus dem bestehenden Tragwerk sowie die Möglichkeit, in Verbindung mit dem bestehenden Bauwerk und dem Brückenneubau Bauteile zu nutzen, welche als Tragwerk für eine Fahrkonstruktion dienen.

Die ausgefahrenen Träger werden im Bereich hinter dem Widerlager konventionell mit Baggern zerkleinert.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausfahren zählen:

- wirtschaftlich günstigere Alternative gegenüber anderen sehr aufwendigen Verfahren, welche ein Verbringen der Träger ausschließlich oben auf dem Überbau vorgesehen hätten (Portalkrane),
- damit verbunden auch höhere Sicherheiten bei der Ausführung,
- Nutzung von technischen Konstruktionen, die auch für den Neubau benötigt werden,
- das Baufeld unter der Brücke wird nicht wesentlich in Anspruch genommen.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Ausfahren zählen:

- sehr begrenzte Einsatzbarkeit des Verfahrens, welche immer in Verbindung mit der Geometrie und der Tragfähigkeit des Bestandsbauwerks zu sehen sind,
- hoher technischer Aufwand für die Konstruktion des Verfahrens,
- intensive statische Untersuchungen.

3 Beispiel – Talbrücke Windelbach A 45

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	166
3.2	Rückbauverfahren	167
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	167
3.2.2	Auswahlkriterien	168
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	168
3.3	Bestandsuntersuchungen	170
3.3.1	Bestandsunterlagen	170
3.3.2	Nachrechnung	170
3.3.3	Materialproben.....	170
3.3.4	Materialverhalten	170
3.3.5	Geometrie.....	170
3.3.6	Schadstoffe	170
3.3.7	Schäden	171
3.4	Statische Berechnung	171
3.5	Leistungsbeschreibung	171
3.5.1	Bauwerkszustand	171
3.5.2	Baugrund.....	171
3.5.3	Kontaminationen.....	171
3.5.4	Angrenzende Bebauung	171
3.5.5	Sperrpausen.....	171
3.5.6	Immissionsschutz	171
3.5.7	Umweltschutz	171
3.5.8	Arbeitssicherheit	172
3.5.9	Nebenleistungen.....	172
3.5.10	Besondere Leistungen	172
3.5.11	Entsorgungskonzept	172
3.6	Vertragliche Grundlagen	172
3.6.1	Vertragsmodelle.....	172
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	172
3.6.3	Nebenangebote	172
3.6.4	Bauzeit	172
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	173

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die 302 m lange Talbrücke Windelbach befindet sich im Zuge der Autobahn A 45 zwischen den Anschlussstellen Dillenburg und Herbborn. Sie wurde in den Jahren 1966 bis 1969 errichtet und querte das bis zu 45 m tiefe Tal des Windelbachs. In jeder Richtungsfahrbahn bestanden die sechs Brückenfelder aus je vier Einfeld-Fertigteilträgern (**Bild 6-1**) aus Spannbeton mit quervorgespannter durchlaufender Ortbetonplatte.

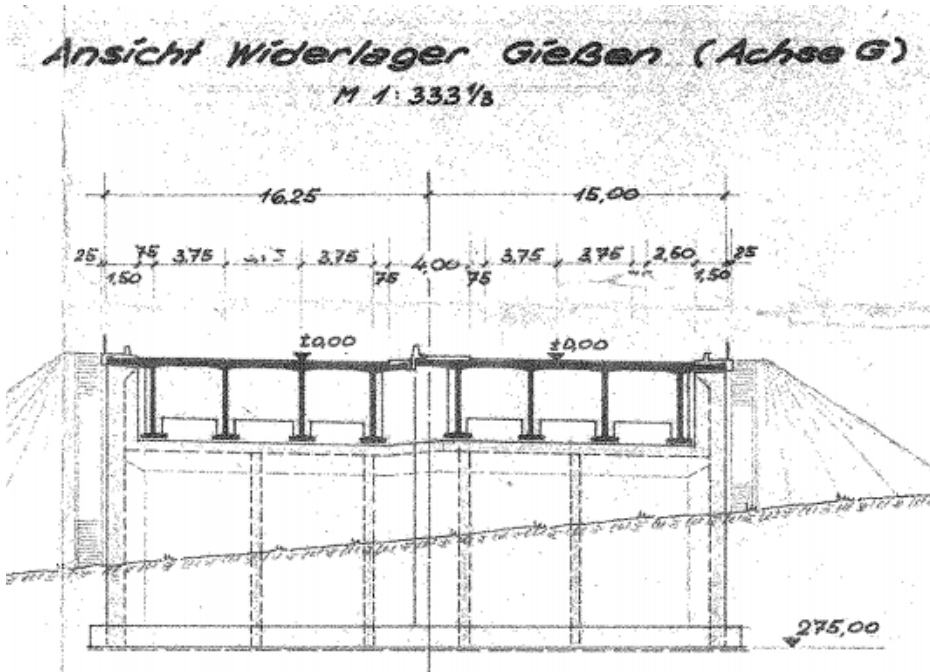


Bild 6-1: Querschnitt der Überbaukonstruktion (Quelle: Hessen Mobil)

Die Randfelder hatten eine Stützweite von 44,2 m, wohingegen die vier Felder in Brückenmitte 53,4 m lang waren (**Bild 6-2**). Die Unterbauten waren auf Einzelfundamenten flach gegründet. Die Pfeiler hatten einen rechteckigen Hohlkastenquerschnitt aus Stahlbeton und waren in Querrichtung über einen vorgespannten Querriegel biegesteif miteinander gekoppelt. Unter allen Enden der Spannbetonträger befanden sich Neoprenlager.

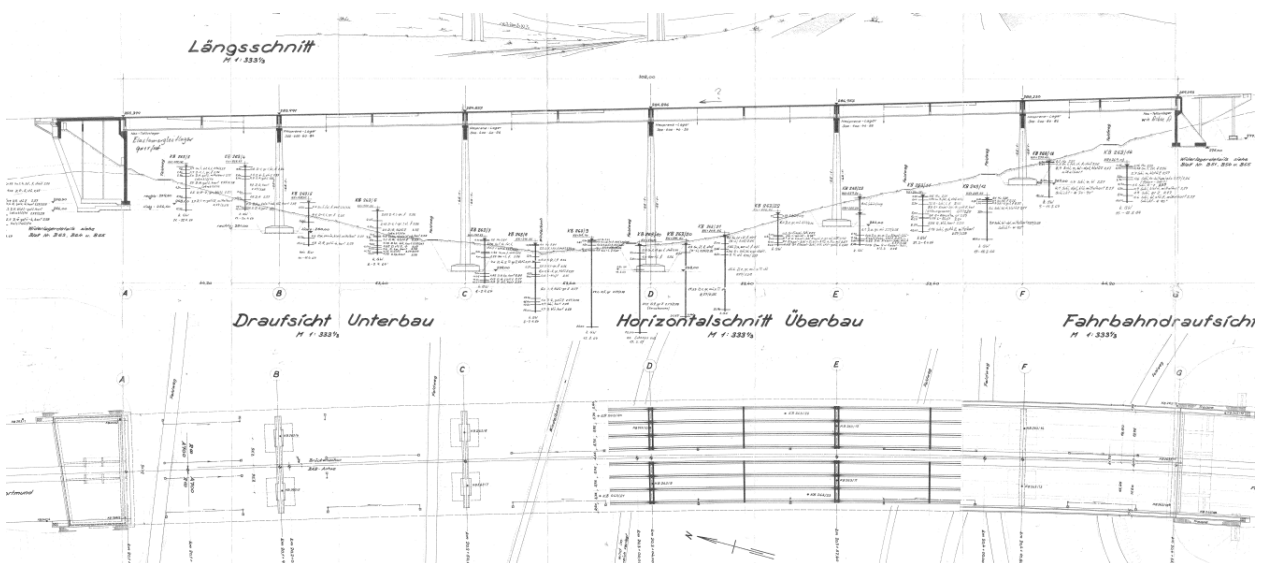


Bild 6-2: Längsschnitt und Draufsicht der Talbrücke Windelbach (Quelle: Hessen Mobil)

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Aufgrund der Schäden und deren Beurteilung wurde eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung mit verschiedenen Varianten durchgeführt, wobei sich ein Ersatzneubau auf den alten Unterbauten als wirtschaftlichste Lösung erwiesen hat. Die Unterbauten sollten grundhaft instandgesetzt bzw. teilerneuert werden. Der Ersatz der Überbauten war daher im Herstellungsprozess eng mit deren Abbruch der alten Überbauten verknüpft. Das dem Bauwerksentwurf zugrunde gelegte Bauverfahren basierte auf der Nutzung von Teilen des alten und Teilen des neuen Überbaus als Baustraße, wobei Ab- und Antransport der betroffenen Bauwerksteile und Baubehelfe grundsätzlich über ein lagegebundenes, schienengeführtes Wagensystem organisiert werden sollten.

Hierbei sollten zuerst die Kappen und der Fahrbahnbelag auf der gesamten Überbaulänge entfernt werden. Danach wurde geplant, die Fahrbahnplatte in Teilabschnitten durch Längstrennschnitte entlang der Trägerflansche abzubringen. Zur Stabilisierung der Träger sollten schmale Streifen des Überbaus erhalten bleiben. Die ersten sieben Phasen der Ausschreibung beinhalteten den Aushub der Randträger auf das Schienensystem der Innenträger (**Bild 6-3**). Der Querhub vom bzw. auf den Schienenwagen wurde feldweise über zwei Portalkräne vorgesehen, deren Fußpunktstrukturen auf den vorhandenen Pfeilerköpfen für die Dauer des gesamten Bautaktes montiert bleiben sollte.

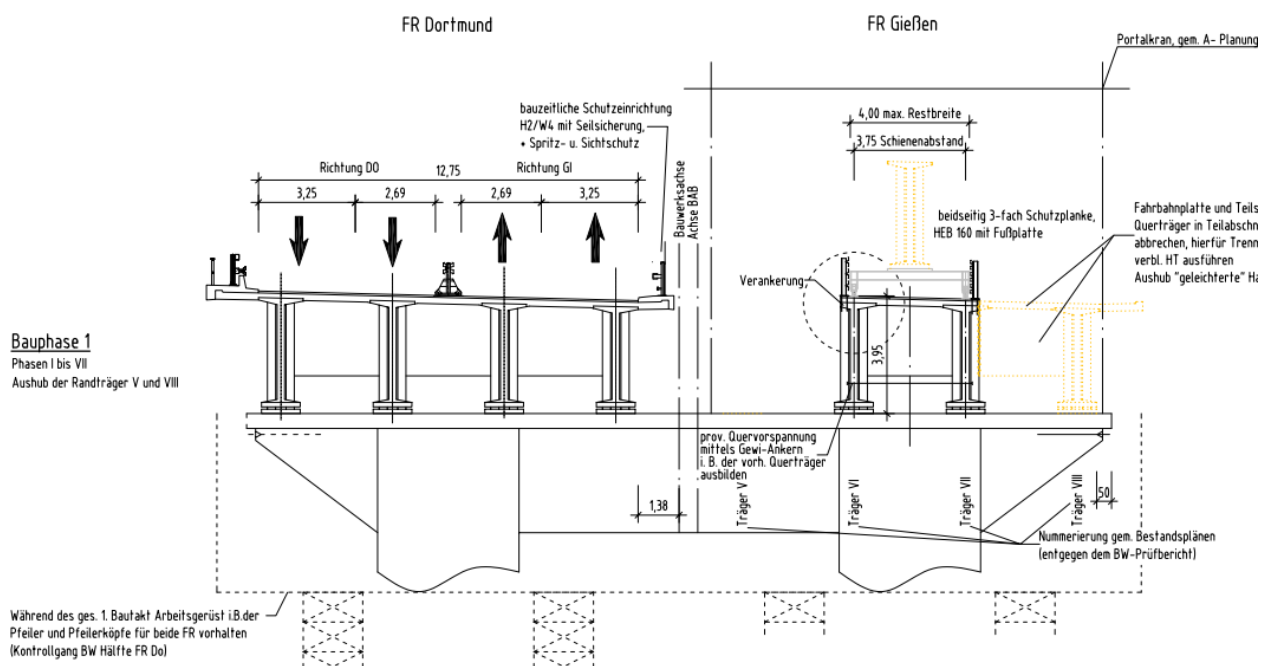


Bild 6-3: Phasen I - VII, Ausfahren der Randträger (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Der Amtsentwurf sah anschließend vor, in den Phasen 8 bis 13 Stahlhohlkästen auf der Schienenkonstruktion der Innenträger einzufahren. Die Größe der Stahlhohlkästen war so gewählt, dass diese bereits nach dem Abbruch der vorhandenen Außenträger befestigt werden konnten. Sie mussten weiterhin so dimensioniert werden, dass nach der Montage der Stahlquerträger und dem Herstellen des Teilverbundes der neue Teilquerschnitt zum Abtransport der vorhandenen Innenträger (Phase 14 bis 17) genutzt werden konnte (**Bild 6-4**).

Das Widerlager Dortmund wurde größtenteils zurückgebaut, die Fundamente und ein Teil der vorhandenen Wandscheiben wurden weitergenutzt. Das Widerlager Gießen blieb im Wesentlichen erhalten, es erfolgte ein Umbau zu einem begehbaren Widerlager. Hierzu wurden Kammerwand und Auflagerbank sowie Flügelpfeilerköpfe abgebrochen und neu erstellt.

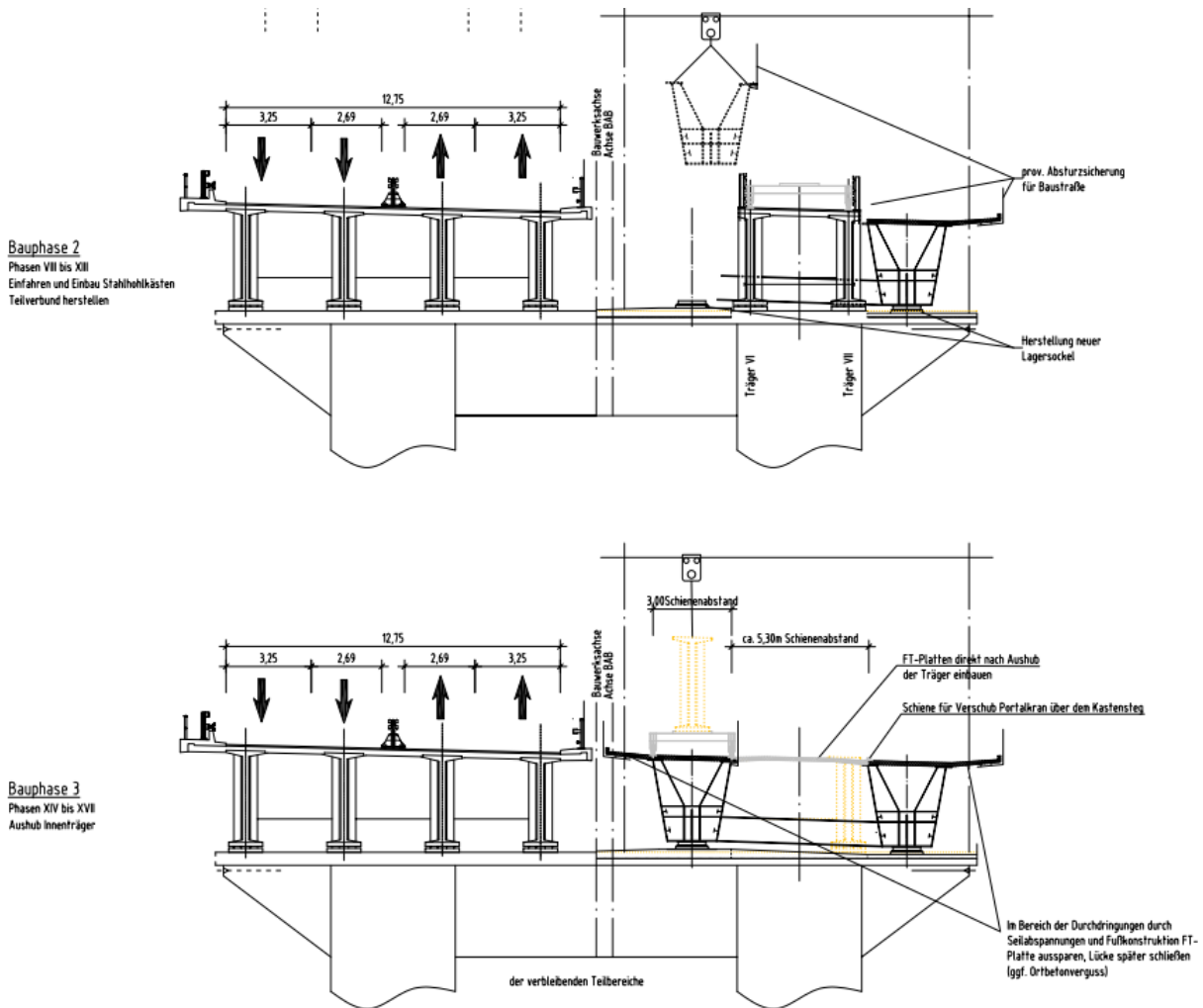


Bild 6-4: Phasen VIII - XVII, Einfahren der Stahlhohlkästen und Ausfahren der Innenträger (© Adam Hömig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

3.2.2 Auswahlkriterien

Der Ausschreibungsentwurf sah den Einsatz von Hubportalen vor, die direkt auf den Pfeilerköpfen stehen sollten. Die Hubarbeiten waren hierbei in einer Höhe von bis zu 45 m über dem Talgrund durchzuführen. Der Ausbau der bis zu 180 t schweren Betonträger mittels der Portalkräne stellte ein risikoreiches Unterfangen dar. Neben den windanfälligen Demontearbeiten der Spannbetonträger erwies sich die Verankerung der Portalkräne an den Spitzen der Querriegel als kritisch. Zur Reduzierung der Risiken wurde das Abbruchkonzept der Ausschreibung überarbeitet. Hierbei wurde das Grundkonzept des Ausschreibungsentwurfs mit Montage- und Demontearbeiten von oben beibehalten. Jedoch entfiel der Einsatz der Hubportale.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Zunächst wurden die Kappen und der Fahrbelag auf der gesamten Überbaulänge entfernt. Der Abbruch der Fahrbelagplatte erfolgte in Teilabschnitten immer bis zur Außenkante der beiden innenliegenden Betonträger. Sukzessive, jeweils unmittelbar nach der Beseitigung des betroffenen Fahrbelagplattenabschnitts, wurden zur Stabilisierung der Außenträger aussteifende Verbindungen zwischen Träger V und VI sowie zwischen VII und VIII hergestellt. Der Aufbau der Querverschubkonstruktion erfolgte 0,80 m in Längsrichtung von der Lagerachse entfernt. Hierbei wurden Kernbohrungen im Ober- und Untergurt sowie in den Stegen der Spannbetonbinder hergestellt, die Stabilisierungen entfernt und die beiden äußeren Betonträger an die Vershubkonstruktion angeschlagen. Anschließend wurden sie gleichmäßig bis an die beiden Innenträger verschoben, sodass diese lediglich einen Abstand von 1 m zueinander hatten.

Der Querverschub erfolgte mit Greifzügen in windarmen Zeiten. Nach dem Ablassen der Außenträger wurden die Stabilisierungen wieder eingebaut und die Verschiebkonstruktion wurde demontiert (**Bild 6-5**).

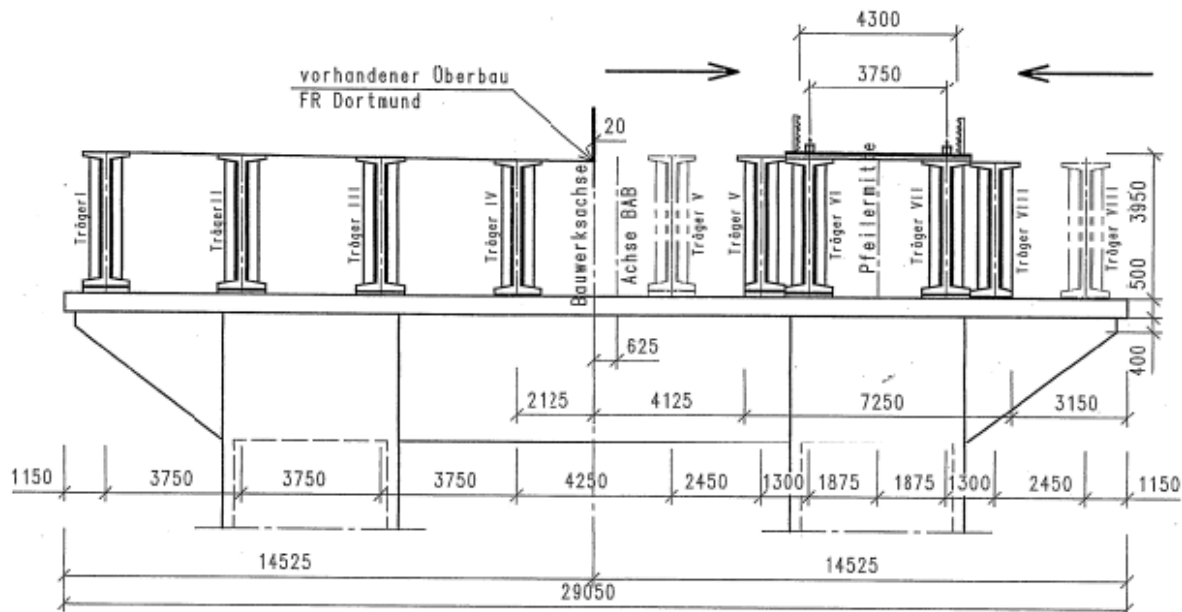


Bild 6-5: Querverschub der Randträger V und VIII (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Daraufhin wurden auf Schwerlast-Gleiswägen zwischen Träger VI und VII Quertraversen aufgesetzt. Hiermit wurde ein gegenüber dem Amtsentwurf tieferes Einfahren der neuen Stahlhohlkästen ermöglicht (**Bild 6-6**). Die neuen Stahlkästen wurden auf der Seite des Gießener Widerlagers mittels eines Autokrans in 27 m langen Transporteinheiten eingehoben. Dazu wurde im Feld, zwischen Pfeilerachse F und dem südlichen Widerlager G, eine Hilfsstütze aufgebaut, auf der die Bauteile abgesetzt werden konnten. In dieser Lage wurden auf beiden Seiten zwei Transporteinheiten zu 54 m langen Stahlträgern verschweißt. Nach gleichzeitigem Erreichen der Solllage wurden die Stahlkästen jeweils in einem Abstand von 6 m zur Brückenachse abgesetzt und die einzelnen Stahlbauschüsse in Längsrichtung miteinander verschweißt.

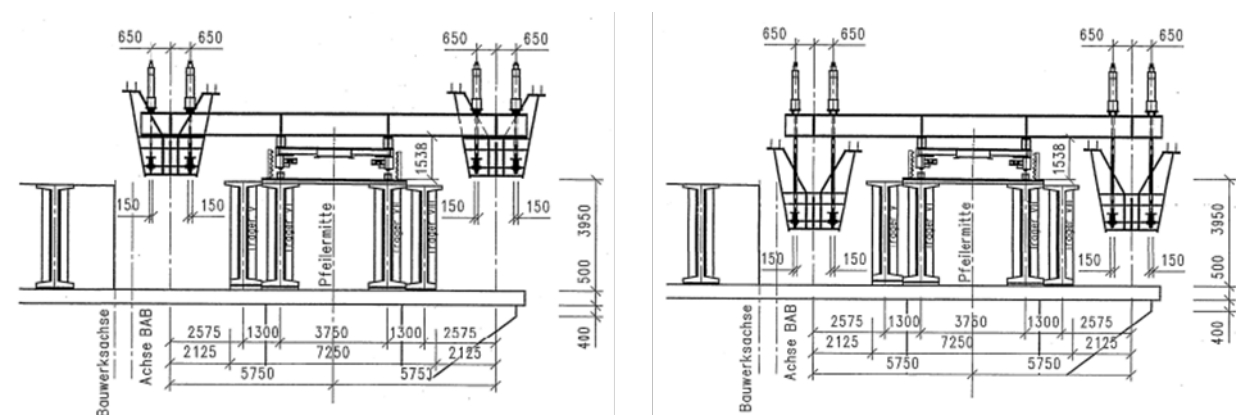


Bild 6-6: Einfahren und Absenken der Stahlträger (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Anschließend wurden auf den beiden Längsträgern Fahrschienen montiert. Für den Ausbau aller Betonträger wurden auf den Stahlkästen jeweils zwei Schwerlast-Gleiswägen mit einer Traglast von je 60 t und aufgesetzten Quertraversen zur Aufnahme der Betonträger eingesetzt. Zwei Wägen waren hierbei mit Eigenantrieb und Bremsenrichtung ausgestattet, wohingegen die anderen beiden ohne Antrieb funktionierten. Die auszuhebenden Träger wurden unmittelbar nach dem Anschlagen in Brückenmitte geschoben, um eine gleichmäßige Lastverteilung auf beide Gleiswägen zu gewährleisten (**Bild 6-7**). Nach dem Ausfahren der Spannbetonträger wurden die beiden Stahlträger quer in Endlage verschoben und die endgültigen Lager aktiviert.

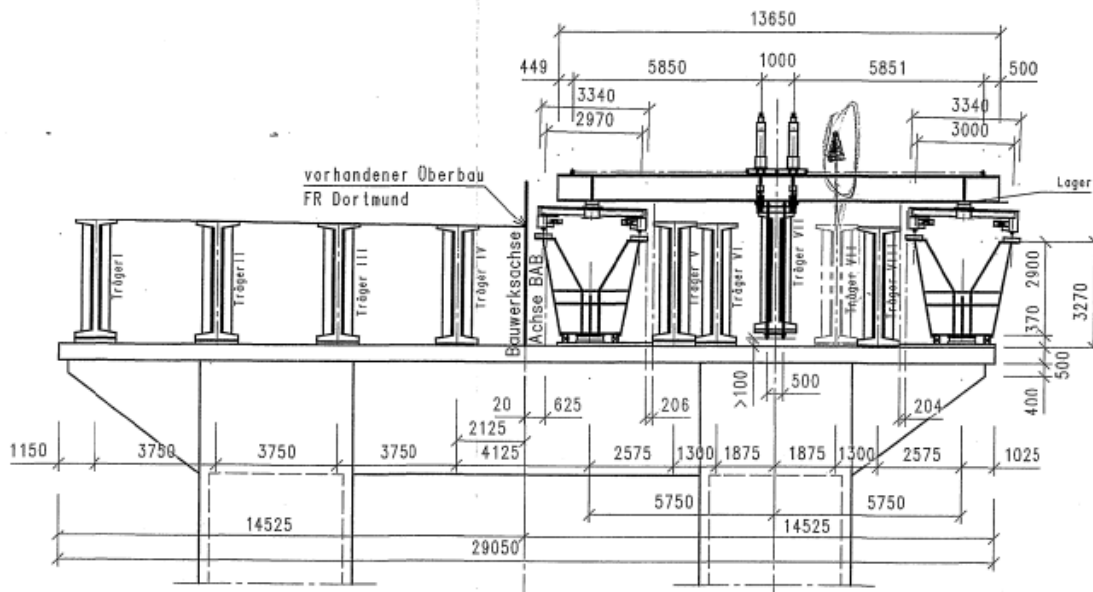


Bild 6-7: Ausfahren der Betonträger (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Zum Zeitpunkt der Ausschreibung lagen folgende Unterlagen vor:

- Bestandsübersichtspläne,
- Bestandsstatiken,
- geotechnisches Gutachten der damaligen Bodenanalyse.

3.3.2 Nachrechnung

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.3 Materialproben

Die baubegleitenden Prüfungen am Bestand (Chloridproben, Potentialfeldmessungen, etc.) wurden durch das hessische Amt für Baustoff- und Bodenprüfung ausgeführt.

3.3.4 Materialverhalten

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.5 Geometrie

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.6 Schadstoffe

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.7 Schäden

Besonders betroffen und sanierungsbedürftig war der Konstruktionsbeton bis ca. 2 m unterhalb des Pfeilerkopfbalkens, da hier das tausalzhaltige Wasser durch die offenen Fugen des Überbaus ungehindert Zutritt hatte. In diesem Bereich wurde ein Betonabtrag von 4 cm auf den Außenflächen erforderlich. Weiterhin wurden die Betonschadstellen an den verbleibenden Widerlager- und Flügelwänden instandgesetzt.

3.4 Statische Berechnung

Im Wesentlichen beschränkte sich die Statik auf den Nachweis der Baubehelfe zum Ein- und Ausfahren der Spannbetonbinder. Diese wurden nach den gültigen Normen nachgewiesen. Des Weiteren wurde der Rahmenriegel ertüchtigt. Die erforderlichen Nachweise wurden nach DIN 4227 geführt.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Der Gesamtzustand beider Teilbauwerke wurde in der letzten Hauptprüfung im Jahr 2001 mit der Zustandsnote 3,5 (ungenügend) bewertet. Aus diesem Grunde wurden in den stark geschädigten Bereichen des Überbaus doppelmaschige Netze angebracht, um den öffentlichen Straßenraum unterhalb der Brücke vor Steinschlag zu schützen.

3.5.2 Baugrund

Bei dem gewählten Abbruchverfahren ergaben sich keine Eingriffe in den Baugrund.

3.5.3 Kontaminationen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Direkt angrenzend an das Baufeld befindet sich ein Wohngebiet der Stadt Herborn, Stadtteil Burg. Zudem queren folgende öffentliche Wege das Baufeld: Wirtschaftsweg am Widerlager Dortmund, Buchelle (WW am Widerlager Achse C), Windelbachweg und Tannenweg, der zweimal kreuzt. Der öffentliche Verkehr auf diesen Straßen war zu jedem Zeitpunkt aufrechtzuerhalten. Die überführten Gewässer Amdorfbach und Windelbach wurden mit Schutzmaßnahmen abgedeckt, um Verunreinigungen zu vermeiden.

3.5.5 Sperrpausen

Die Baumaßnahme wurde unter permanenter Aufrechterhaltung des Verkehrs im Zuge der BAB 45 in einer 4+0-Verkehrsführung durchgeführt.

3.5.6 Immissionsschutz

Die Einhaltung der gesetzlichen Vorgaben und Grenzwerte hinsichtlich des Immissionsausstoßes waren zu gewährleisten und die Bauverfahren bzw. der Arbeitsablauf darauf abzustimmen.

3.5.7 Umweltschutz

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Durch geeignete Maßnahmen war sicherzustellen, dass bei den Strahl- und Abbrucharbeiten und den anschließenden Montage- und Ausbauarbeiten keine Gefährdung der untenliegenden Flächen, insbesondere der Straßen, Wege und Gewässer, entstand. Hierzu waren die Gerüste mit einer dichten Bohlabdeckung und einer dichten seitlichen Verkleidung herzustellen. Der Verkehrsraum der unterführenden Straßen und Wege wurde zusätzlich mit Schutzgerüsten abgesichert.

3.5.9 Nebenleistungen

Im Zuge der Ausführungsplanung zeigte sich, dass die Bestands Pfeiler die Lasten des neuen Überbaus nicht übernehmen konnten. Aus diesem Grund wurden Zusatzmaßnahmen am Pfeilerkopf erforderlich.

3.5.10 Besondere Leistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Es war davon auszugehen, dass die Richt- und Grenzwerte für das Eluat und die Gehalte im Feststoff der TL Gestein-StB 04 für Recycling-Baustoffe der Klasse 1 eingehalten wurden. Der Betonabbruch konnte in diesem Fall unter dem AVV-Abfallschlüssel 17 01 01 Beton in einer hierfür zugelassenen Anlage verwertet werden. Eine Verwertung nach den Richtlinien für die umweltverträgliche Anwendung von industriellen Nebenprodukten und Recycling-Baustoffen im Straßenbau (RuA-StB) in technischen Bauwerken unter wasserundurchlässigen Schichten mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen war grundsätzlich auch möglich.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Die Leistungen wurden im Rahmen eines Einheitspreisvertrags vergeben.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Der Unternehmer hat die Ausführungsplanung für den Abbruch und Neubau durchgeführt. Außerdem wurde ein Ertüchtigungskonzept für die Verstärkung der Rahmenriegel der Unterbauten entworfen und ausführungsfähig geplant.

3.6.3 Nebenangebote

Die Ausführung der Rückbauvariante erfolgt im Rahmen eines beauftragten Nebenangebots.

3.6.4 Bauzeit

- 1. BA: 06/2009 – 01/2010,
- 2. BA: 09/2010 – 05/2011.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

- Mit innovativen Rückbaumethoden kann man wirtschaftliche Erfolge erzielen.
- Die Nutzung von Tragwerken und Bauhilfsteilen aus dem Neubau kann sehr gut kombiniert werden.
- Tragsicherheiten aus den bestehenden Unterbauten sind sehr wichtig.
- Zusätzliche Ertüchtigungen von diesen Bauteilen waren notwendig und konnten nahezu unproblematisch ausgeführt werden.
- Innovative Ideen sind auch bei Auftraggebern gerne gesehen.

VII Absenken mit Litzen

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Die „Litzentechnik“ kommt seit den 1970er Jahren in vielfältiger Weise zum Heben, zum Senken oder auch zum Längs- und Querverschieben von großen Lasten zum Einsatz, sei es für den Bauwerksneubau, den Bauwerksabbruch oder in der Logistik von Maschinen- und Anlagenteilen der Industrie. Im Nachfolgenden wird der Anwendungsfall für den Rückbau von Brücken näher beschrieben.

Die Litzenheber bestehen aus hydraulisch betriebenen Hohlkolbenzylindern, durch deren hohle Achse die Spannstahtlitzen verlaufen. Zur Fixierung der Litzen sind an Kolben wie Zylinder Klemmen angebracht, die jeweils wechselseitig vor und nach einem Hub- bzw. Senkvorgang des Kolbens geschlossen bzw. geöffnet werden. So senken sich die Litzen und die daran angeschlagenen zu demontierenden Bauwerksteile im Verhältnis zum i. d. R. ortsfest angebrachten Litzenheber ab.

Das „Absenken mit Litzen“ beschreibt keine Methode für den Komplettabbruch eines Brückenbauwerks. Es findet beim Brückenabbruch i. d. R. in der Form Anwendung, dass Teile der Brückenüberbauten oder jeweils ganze Überbau-Felder (ausgenommen Stützbereiche) an Ort und Stelle abgelassen werden. Für einen Rückbau kompletter Überbauten oder von Unterbauten kommt das Verfahren nicht infrage.

Weiterhin eignet sich das Absenken mit Litzen auch als Vorabmaßnahme zur Reduzierung von Fallhöhe und/oder fallender Masse bei einem anschließenden Sprengabbruch oder kontrolliertem Einsturz, sofern definierte Erschütterungsgrenzwerte zum Schutz von Nachbarbebauung eingehalten werden müssen und dies nicht anderweitig mittels Fallbetten oder Leichterungen gewährleistet werden kann.

Beschränkungen im Hinblick auf Absenkhöhen, Gewichte, Längen und Breiten, Baustoffe oder Bauweisen der abzusenkenden Teile sind i. Allg. bei der vorliegenden Abbruchtechnologie nicht gegeben. Maßgebend für die Grenzen der Anwendung sind unter Umständen die klimatischen Verhältnisse (insbesondere Wind) am jeweils rückzubauenden Bauwerk sowie in erster Linie die Bausubstanz des bestehenden Bauwerks selbst, die jeweils im Einzelfall beurteilt werden müssen (vgl. auch Abschnitt 2).

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Absenken mit Litzen zählen:

- erschütterungsfrei,
- annähernd geräuschlos,
- annähernd emissionsfrei,
- geringe Gefahr von Schadstoffeintrag in Boden oder Gewässer,
- insgesamt sehr kurze Sperrzeiten unterführter Verkehrswege realisierbar, da Vorbereitungsmaßnahmen unter langer Aufrechterhaltung des fließenden Verkehrs möglich,
- restlicher Rückbau der abgesenkten Einzelbauteile kann bodennah oder ggf. sogar abseits der Baustelle erfolgen, dadurch Reduzierung der Belästigung von Anliegern, frühzeitige Baufreiheit für Neubaumaßnahmen oder Möglichkeit anderweitiger Nutzung der freiwerdenden Flächen,
- Schonung angrenzender baulicher Anlagen oder weiterhin zu erhaltender Bauwerksteile,
- bei günstiger Topografie wenig Platzbedarf außerhalb des unmittelbaren Rückbaubereichs (weder davor/dahinter noch daneben), bspw. kein Taktkeller, keine Montageflächen für Gerüste, keine Kranstandplätze neben der Brücke, keine (höhenabhängige) Fallfläche neben der Brücke,
- i. d. R. keine baulichen Maßnahmen unterhalb des abzusenkenden Bauteils erforderlich (bspw. im Gegensatz zu Traggerüst mit Gründung), dadurch auch keine Abhängigkeit von Baugrundverhältnissen,

- sehr große und schwere Einzelbauteile am Stück demontierbar, dadurch auch Verzicht auf vorausgehende Leichterungsmaßnahmen möglich,
- gut skalierbar (mittels Litzenhebern verschiedener Kapazität und/oder Parallelschaltung mehrerer Litzenheber),
- präzise und sichere Aussteuerung/Synchronisierung von Last und Weg möglich (bspw. im Gegensatz zu Tandem- oder Mehrfachhub mit mehreren Kränen),
- sehr sicheres Verfahren, Last durch wechselseitige Verklemmung durchgängig in jedem Zustand gesichert.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Absenken mit Litzen zählen:

- kein „vollständiges“ Abbruchverfahren,
- zunächst verbleibende Überbau-Reststücke auf den Pfeilerköpfen, nach Absenken der angrenzenden Felder eingeschränkte Zugänglichkeit zu Überbau-Resten und Litzentechnik,
- ggf. aufwendige Ertüchtigung der Bestandsbausubstanz erforderlich (durch neue statische Systeme und Auflagerungs-/Lastangriffspunkte),
- ggf. Gründung oder Rückhängung der Litzentechnik zum Ausbalancieren des abzusenkenden Bauteils erforderlich,
- nur vertikales Absenken mit geringer horizontaler Auslenkung möglich, Querbelastrung der Litzen und Gerätschaften ist unbedingt zu vermeiden,
- beiderseits des abzusenkenden Teils Standorte für Litzentechnik in gleicher Höhenlage oder oberhalb des abzusenkenden Teils erforderlich,
- topografieabhängig, Ablageplatz muss annähernd horizontal sein, dadurch ggf. aufwendige Neuschaffung der Ablagefläche/-betten erforderlich,
- windanfällig, daraus ggf. auch Begrenzung der Absenkhöhen resultierend (verlässliche Windprognosen über gesamte höhenabhängige Absenkdauer erforderlich),
- temperaturabhängig (Frost), ggf. Sicherungsmaßnahmen an Litzentechnik erforderlich,
- ggf. großer technischer Aufwand für Umbau (inkl. aufwendiger Umbaulogistik) der Litzentechnik von Einsatzort zu Einsatzort erforderlich,
- prinzipiell kostenintensives/teures Abbruchverfahren,
- hoch spezialisierte Firmen (und Personal) für Planung, Ausführung und Gerätetechnik erforderlich, dadurch nur begrenzter Markt vorhanden.

3 Beispiel – Talbrücke Heidingsfeld A 3

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	177
3.2	Rückbauverfahren	179
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	179
3.2.2	Auswahlkriterien	180
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	180
3.3	Bestandsuntersuchungen	186
3.3.1	Bestandsunterlagen.....	186
3.3.2	Nachrechnung	186
3.3.3	Materialproben.....	187
3.3.4	Materialverhalten	187
3.3.5	Geometrie.....	187
3.3.6	Schadstoffe	187
3.3.7	Schäden	187
3.4	Statische Berechnung	188
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke	188
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	188
3.4.3	Sicherheitskonzept	188
3.4.4	Nachweisführung.....	189
3.5	Leistungsbeschreibung	190
3.5.1	Bauwerkszustand	190
3.5.2	Baugrund.....	190
3.5.3	Kontaminationen.....	190
3.5.4	Angrenzende Bebauung	190
3.5.5	Sperrpausen.....	190
3.5.6	Immissionsschutz	190
3.5.7	Umweltschutz	191
3.5.8	Arbeitssicherheit.....	191
3.5.9	Nebenleistungen.....	191
3.5.10	Besondere Leistungen	191
3.5.11	Entsorgungskonzept.....	191
3.6	Vertragliche Grundlagen	192
3.6.1	Vertragsmodelle	192
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	192
3.6.3	Nebenangebote	192
3.6.4	Bauzeit	193
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	193

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die bestehende Talbrücke Heidingsfeld der Autobahn A 3, eine zweistegige Stahlverbundplattenbalkenkonstruktion mit stählernen Vollwandhauptträgern im Abstand von 23 m – Höhe der Hauptträger zwischen 5 m und 6 m – und einer Spannbetonfahrbahnplatte, spannte mit neun Feldern über insgesamt 664,4 m. Die Einzelstützweiten betragen 64,4 m – 6 × 80 m – 64 m – 56 m (Bilder 7-1 und 7-2).



Bild 7-1: Talbrücke Heidingsfeld im Jahr 2014 Blick Richtung Nürnberg (© ABDN)

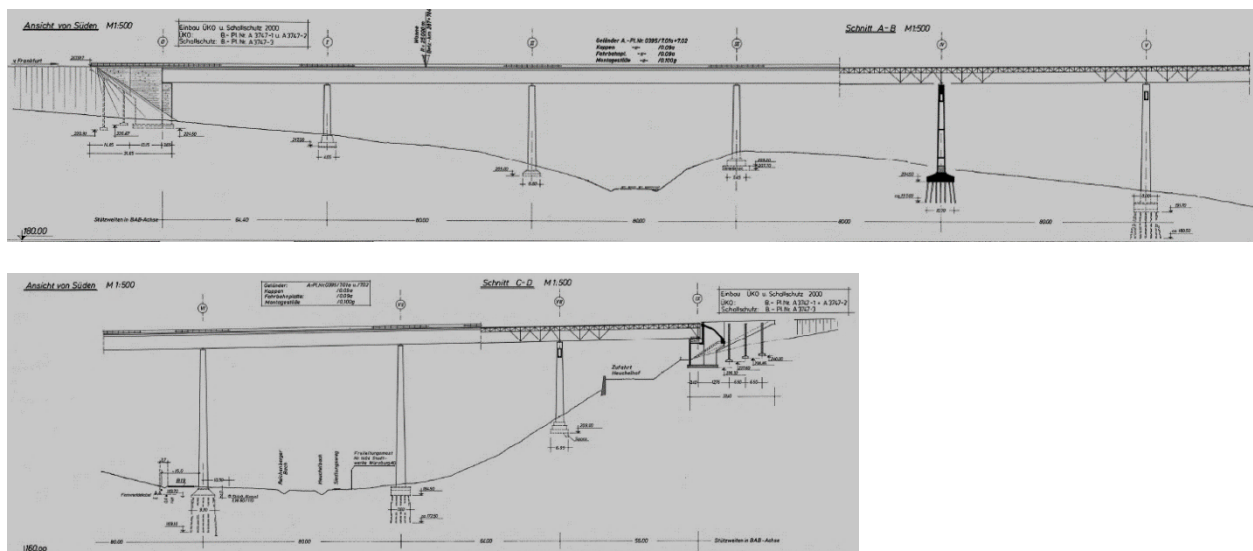


Bild 7-2: Längsschnitte Brücke – Bestandsplanung (© ABDN)

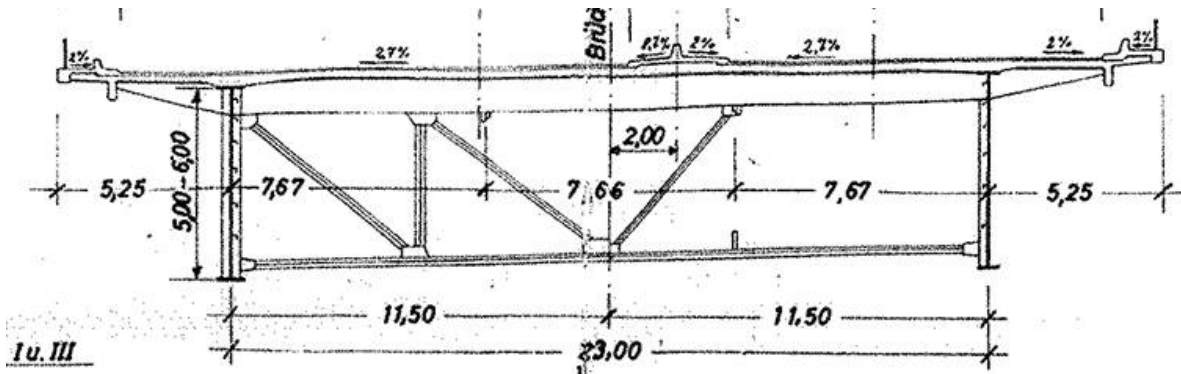


Bild 7-3: Brückenquerschnitt Feld- und Stützbereich – Bestandsplanung (© ABDN)

Zusätzlich befanden sich in den Stützbereichen des Durchlaufträgers Fachwerkquerträger, die die Stabilisierung der druckbeanspruchten Untergurte der Hauptträger sicherstellten (Bild 7-3). Der Verbund zwischen den Stahlbauteilen und den Betonbauteilen der Fahrbahnplatte wurde durch Blockdübel und aufgeschweißte Stahlschlaufen sichergestellt.

In den Drittelpunkten der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen befanden sich zwei lastverteilende Fachwerkstängsträger. In Brückenlängsrichtung wurde die Fahrbahnplatte in einem Abstand von 2 m über Querträger aus geschweißten I-Profilen mit einer Höhe von ca. 1 m unterstützt. Diese Querträger bildeten zusammen mit den Vertikalsteifen der Vollwandhauptträger die Querrahmen des Brückenquerschnitts (Bild 7-4).

Die Vorspannung der Fahrbahn in Querrichtung konzentrierte sich auf den Bereich über den Hauptträgern. Nur über den Pfeilern wurde die Quervorspannung über die gesamte Brückenbreite geführt. In den Stützbereichen war zusätzlich eine Vorspannung in Längsrichtung vorhanden. Diese erstreckte sich jeweils ca. 10 m in die angrenzenden Felder hinein.



Bild 7-4: Brückenuntersicht im Jahr 2016 (© Ed. Züblin AG)

Der Festpunkt der Brücke lag in Achse IV. Für die Lagerung auf den Pfeilerachsen kamen Stelzenlager zur Ausführung, die, mit Ausnahme der Achse IV, über den Drehpunkt am Fußpunkt Längenänderungen des Überbaus aufnehmen konnten. Auf den Widerlagern kamen Rollenlager mit seitlicher Zahnradführung zum Einsatz. In Querrichtung waren die Stelzen- und Rollenlager konstruktionsbedingt fest.

Der Überbau der Brücke lagerte auf zwei flachgegründeten Widerlagerachsen (Achse 0 und IX) sowie auf acht Pfeilerachsen (Achse I bis VIII), die z. T. mit Rammpfählen tiefgegründet wurden (Achse IV bis VII). Die begehbaren Widerlager stellten eine aufgelöste Konstruktion aus ausgesteiften Längs- und Querscheiben dar. Jede Pfeilerachse wurde in Querrichtung aus zwei Pfeilerstielen (je Hauptträger ein Stiel) gebildet, die im Kopfbereich durch einen vorgespannten Querträger miteinander verbunden waren. Stiele und Querträger waren begehbare Hohlquerschnitte.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Die Ausschreibung zum Abbruch der Bestandsbrücke sah vor, den Überbau jeweils feldweise zunächst durch Abbrechen der Fahrbahnplatte auf kompletter Länge zu leichtern. Es war vorgesehen, zwei obenfahrende Schutzgerüste einzusetzen, die nach dem Rückbau der Fahrbahnplatte im Feld II-III mit dem Abbruch der Stahlkonstruktion oberhalb der Bahn nach dem Prinzip des umgedrehten Freivorbaus (Trennschnitt in Feldmitte, segmentweiser paralleler Rückbau der Stahlkonstruktion von Feldmitte jeweils in Richtung der Pfeiler II und III) beginnen sollten (Bild 7-5).

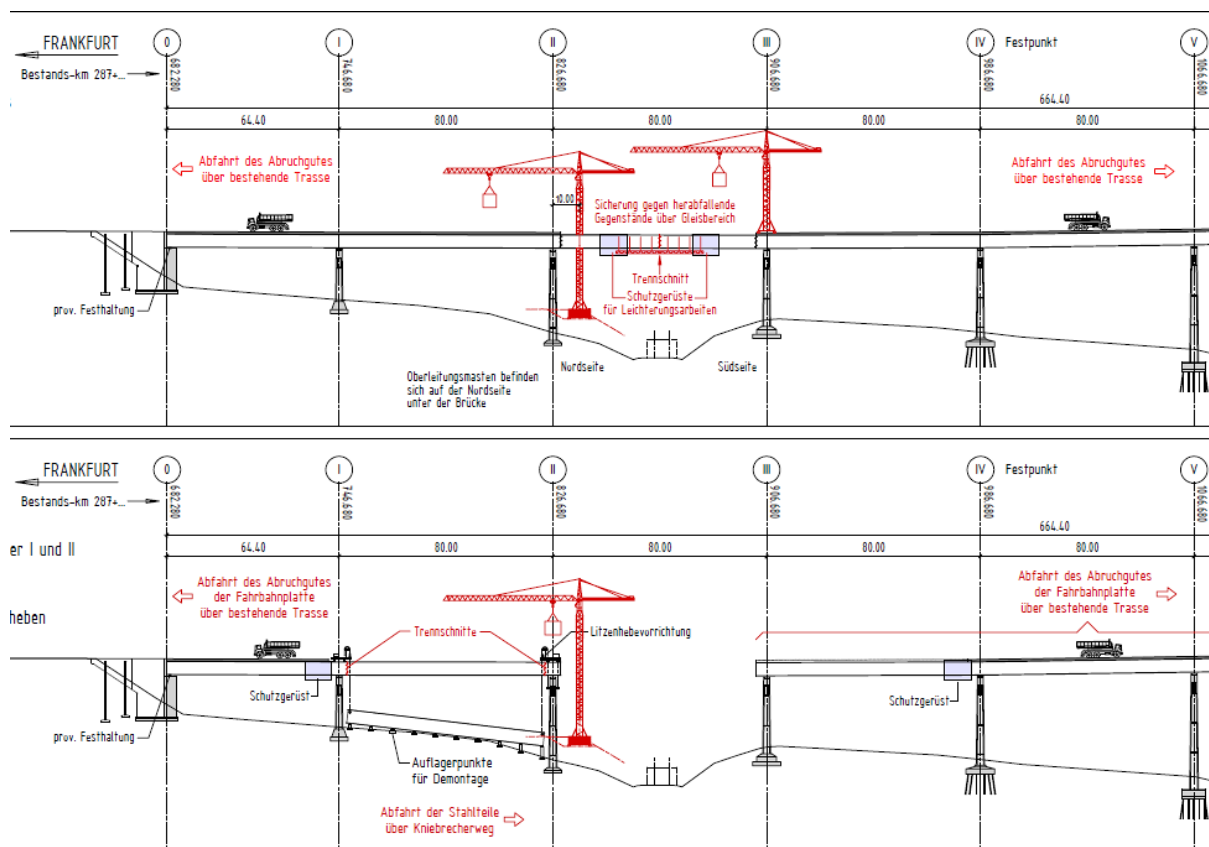


Bild 7-5: Rückbaukonzept der Ausschreibung – Entwurfsplanung (© ABDN)

Nach Abbruch des Bahnfelds war vorgesehen, mit dem 1. Schutzgerüst die Platte von Achse II in Richtung Achse 0 zu leichtern und anschließend die Stahlkonstruktion des Feldes I-II mittels Litzentechnik abzulassen. Der Rückbau des Feldes 0-I war durch segmentweises Demontieren unter Einbezug von Hilfsstützen angedacht.

Das 2. Schutzgerüst sollte nach Rückbau des Bahnfelds die Platte von Achse III in Richtung Achse IX abbrechen. Parallel dazu war der Aufbau von Hilfsstützen in den Feldern VII-VIII und VIII-IX, der Heuchelhofstraße, geplant. Für den Abbruch der geleichterten Stahlkonstruktion war vorgesehen, die Konstruktion ca. in Feldmitte des Feldes VI-VII zu trennen, anschließend das halbe Feld VI-VII mit Litzentechnik abzusinken und danach den Abbruch wiederum in zwei getrennten Rückbaurichtungen weiter fortzusetzen.

Mittels Litzentechnik sollte feldweise, beginnend mit Feld V-VI, der Stahlüberbau in Richtung des Brückenfestpunktes auf Achse IV, jedoch entgegen der Montagerichtung der neuen 2. Richtungsfahrbahn, abgelassen werden. Durch Herausziehen der geleichterten Feldbereiche VI-IX einschließlich des verbliebenen Kragarms des halben Feldes VI-VII und segmentweises Abtrennen in einem Taktkeller hinter dem Widerlager Achse IX sollte der restliche Teil des Stahlüberbaus abgebrochen werden.

Der Rückbau der Pfeiler Achse II und III sollte jeweils mittels Fallrichtungssprengung erfolgen. Für die Pfeiler der Achsen V, VI und VII sowie die Hilfsstütze im Feld VII-VIII sollte ein Sprengabbruch oberhalb von 35 m über Gelände erfolgen. Der Abbruch der Pfeilerschäfte bis 35 m Höhe über Gelände sowie der

Komplettabbruch der Pfeilerachsen I, IV und VIII war mit Abbruchzangen und Longfrontbaggern vorgesehen. Den Abbruch der Unterbauten sollte der Teilabbruch des Widerlagers Achse 0 bis auf die Taktkellerhöhe für die Montage des Stahlhohlkastens der neuen Richtungsfahrbahn Nürnberg sowie der Komplettabbruch des Widerlagers Achse IX abschließen.

3.2.2 Auswahlkriterien

Die wesentlichen Auswahlkriterien für das Abbruchverfahren werden nachfolgend stichwortartig aufgeführt:

- technische Machbarkeit,
- Gesundheitsschutz für Anwohner, Verkehrsteilnehmer und Bauarbeiter,
- Beeinträchtigungen der kreuzenden Trassen (Bahn/Straße) sowie der Anwohner,
- Bauzeit,
- Kosten.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Im Zuge der Erstellung der Abbruchplanung wurde ein alternatives Abbruchkonzept erarbeitet, das auf der grundlegenden Idee aufbaute, die Fahrbahnplatte und damit die benötigte aussteifende und stabilisierende Scheibenwirkung nicht zu entfernen, sondern zu belassen.

Die Felder stellten sich im maßgebenden Zustand des Herausschneidens aus der Durchlaufträgerkette und Umwandlung in ein Einfeldträgersystem als ausreichend tragfähig heraus. Gleiches galt auch für die verbliebenen Durchlaufträgerfelder. Spannungs- und Stabilitätsnachweise konnten am globalen System ohne zusätzliche Maßnahmen, z. B. Einbau zusätzlicher Untergurtlamellen in Feldmitte etc., erbracht werden.

Die durch den Verbleib der Fahrbahnplatte einhergehende Laststeigerung für die Litzentechnik von ca. 1500 kN je Hauptträgerende auf ca. 5500 kN erforderte eine Verlagerung des Anschlagpunktes vom Obergurtbereich auf eine Jochträgerkonstruktion unter dem Untergurt der Hauptträger. Für die Lasteinleitung wurden zusätzliche Steifenbleche angeordnet.

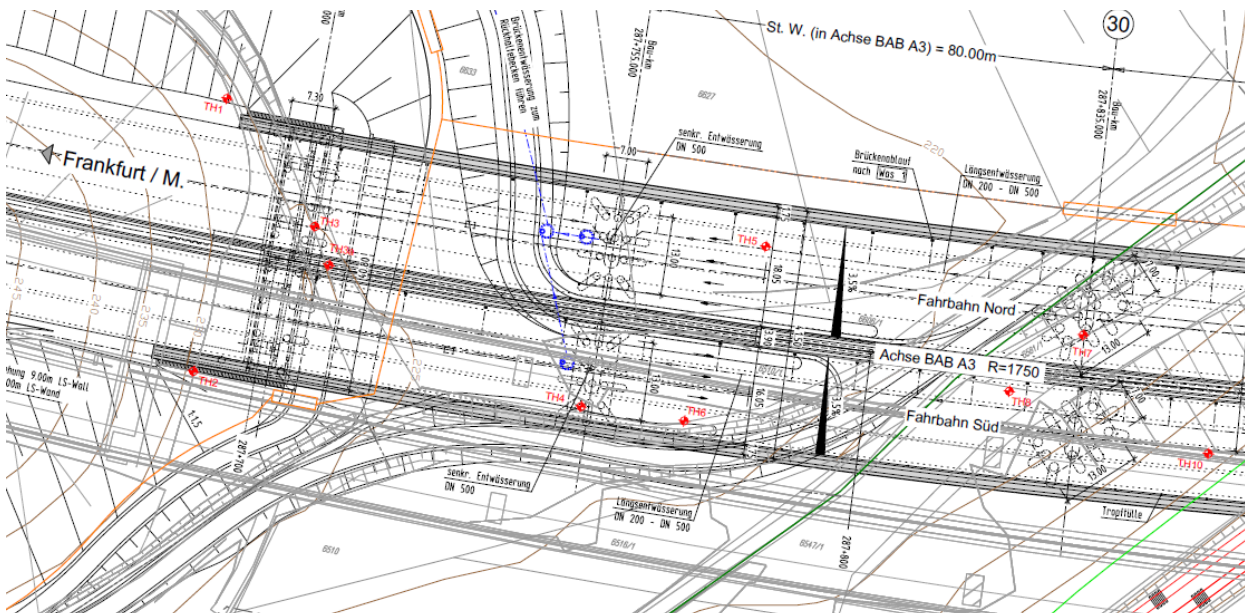


Bild 7-6: Überlagerung Bestand mit Neubau – Entwurfsplanung (© ABDN)

Um das Bahnfeld zwischen der Achse II und III und die daran anhängenden Feldbereiche 0 bis II vom kritischen Weg für die Herstellung der neuen Richtungsfahrbahn zu entkoppeln, wurde für den Abbruch des Feldes auch ein alternatives, zugleich schnelleres und einfacheres Konzept unter Berücksichtigung der Topografie und der Belange der Bahn gesucht (Bild 7-7).

Aus dem Absenken der Nachbarfelder mit Litzenhebern und den seitens der Bahn signalisierten längeren möglichen Sperrpausen entwickelte sich die Idee, das Bahnfeld ebenfalls mittels Litzenhebern abzusenken.

Durch die Anordnung mehrerer Hilfsstützenachsen sowie von Steckträgern in den mittig in der Böschung stehenden Pfeilerstielen Achse II Süd und III Nord und von Fundamenten an den übrigen Stielen ergab sich ein schlüssiges Konzept zur Auflagerung des abgesenkten Feldes. Der Achsabstand der Hilfsunterstützungen wurde dabei einerseits aus dem freizuhaltenen Lichtraumprofil der Bahn heraus und andererseits unter der Maßgabe einer späteren möglichen weiteren Demontage mit Mobilkrantechnik entwickelt.



Bild 7-7: Geländesituation Bahnfeld Bestandsbauwerk (© Ed. Züblin AG)

Nachdem weitergehende Fragestellungen und Berechnungen zu den Lasteinleitungen der Auflagerkräfte in die Hauptträger, der Horizontalkraftabtrag und die Stabilisierung der Untergurte über den Hilfsstützen in Brückenquerrichtung aber auch der Technologie zur Herstellung der erforderlichen Tiefgründung der Hilfsstützen auf beengten Platzverhältnissen am und im Hang durch Einsatz von Schreitbaggern mit Bohraufsatz geklärt werden konnten, stand somit auch das Konzept zum Absenken des Bahnfeldes mittels Litzentechnik.

Durch die Anordnung der Pfeilerstiele Achse II und III – mit einem Stiel mittig in der Böschung, mit dem jeweils zweiten Stiel auf der Oberkante der Böschung stehend – war die Anpassung der Abbruchtechnologie für die Pfeiler auf segmentweises Schneiden und Auskränen erforderlich, da sich die vorgesehene Fallrichtungssprengung der Achsen nicht mit der erforderlichen Sicherheit gegenüber der Bahn hätte durchführen lassen.

Um die Abbrucharbeiten in Richtung des neuen Taktkellers für die Stahlbaumontage hinter Achse 0 (alt) bzw. Achse 10 Süd (neu) zeitlich weiter zu verkürzen, sah das Konzept nach dem Absenken des Feldes I-II mit Litzentechnik zudem das Umziehen des Pfeilers Achse I zum Niederlegen des Feldes 0-I vor dem Bestandswiderlager Achse 0 vor.

Der Abbruch der Felder in Richtung Widerlager Achse IX wurde für die Achsbereiche III bis VIII mittels Litzentechnik und für das Endfeld VIII-IX über der Heuchelhofstraße mittels Hilfsstütze und segmentweisem Auskränen vorgesehen (Bild 7-8).

Auflager P4

Draufsicht M 1:25

Ansicht von innen M 1:25

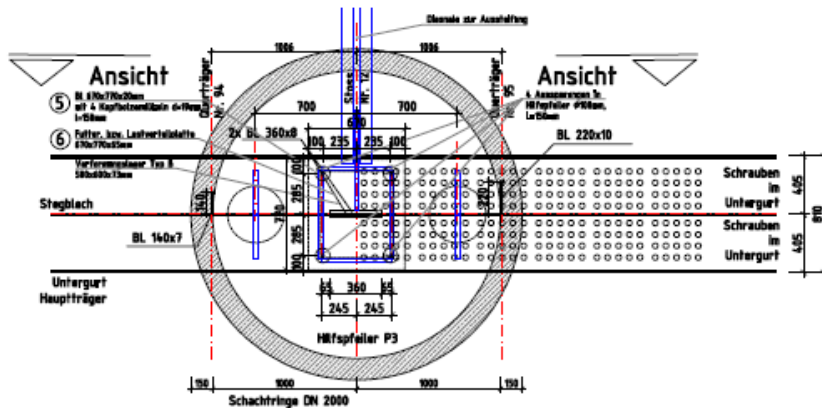


Bild 7-11: Lasteinleitungspunkte Hilfsstützen, Bereich P4 – Draufsicht – Ausführungsplanung (© Ed. Züblin AG)

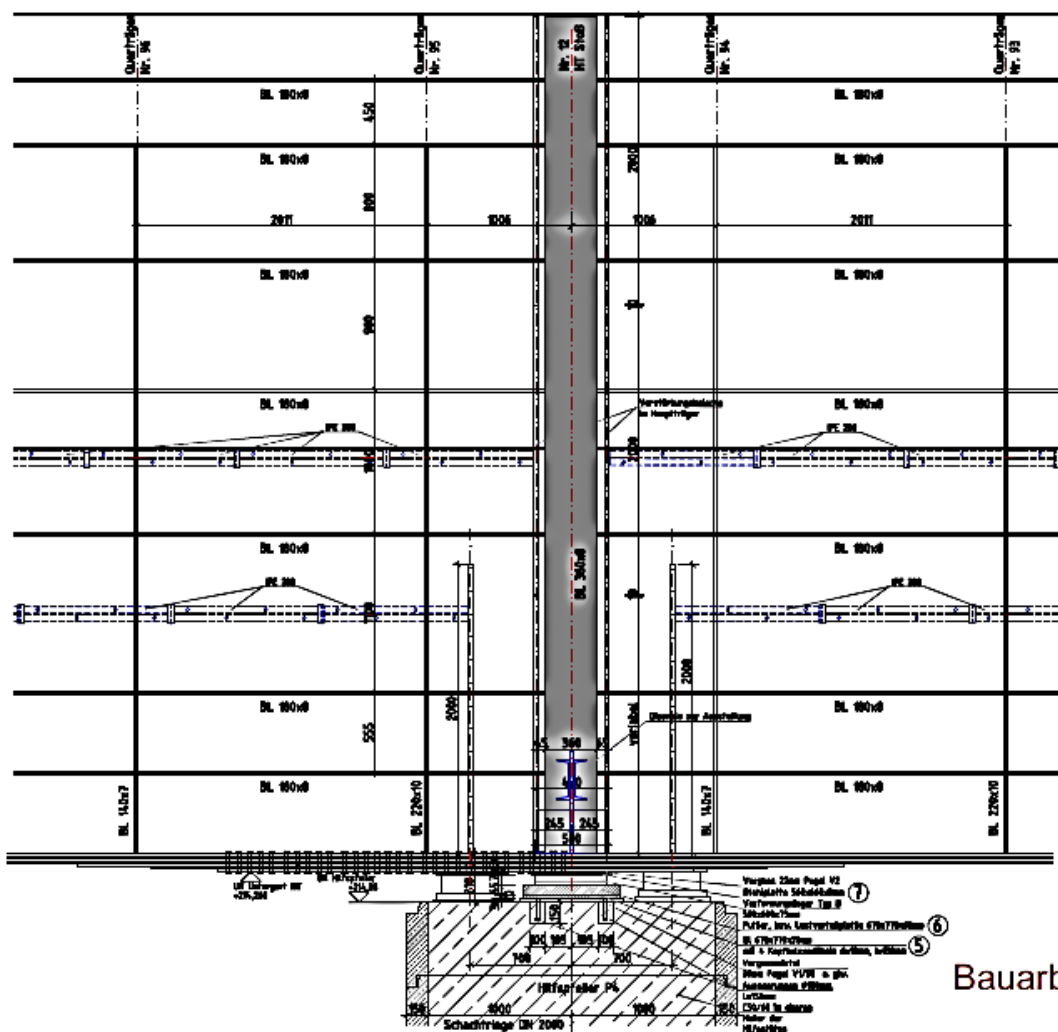


Bild 7-12: Lasteinleitungspunkte Hilfsstützen, Bereich P4 – Ansicht – Ausführungsplanung (© Ed. Züblin AG)

Infolge der hohen Anschlag- und Absenklasten war das Anschlag über einen quer unter den Hauptstege angeordneten Joch-/Traversenträger erforderlich. Die Rückhängung konnte über Augbleche im Steg der Hauptträger unter den Obergurten verankert werden (Bild 7-17).



Bild 7-16: Einsatzbereit montierte Litzentechnik
(© Ed. Züblin AG)



Bild 7-17: Anschlagpunkt Litzentechnik am Hauptträgerende
(© Ed. Züblin AG)

Die zuvor für das Freischneiden und Absenken des Bahnfelds im Detail beschriebenen Planungsschritte und Schwerpunkte konnten nahezu identisch auf die Planungen zum Schneiden und Absenken der beiden Nachbarfelder I-II (Bild 7-18) und III-IV mit den nachfolgenden Vereinfachungen übertragen werden.

Durch den in den Nachbarfeldern gegenüber dem Bahnfeld wesentlich günstigeren Geländeverlauf konnten die Felder weitestgehend auf Erdkörper bzw. auf den Baugrund abgesetzt werden.

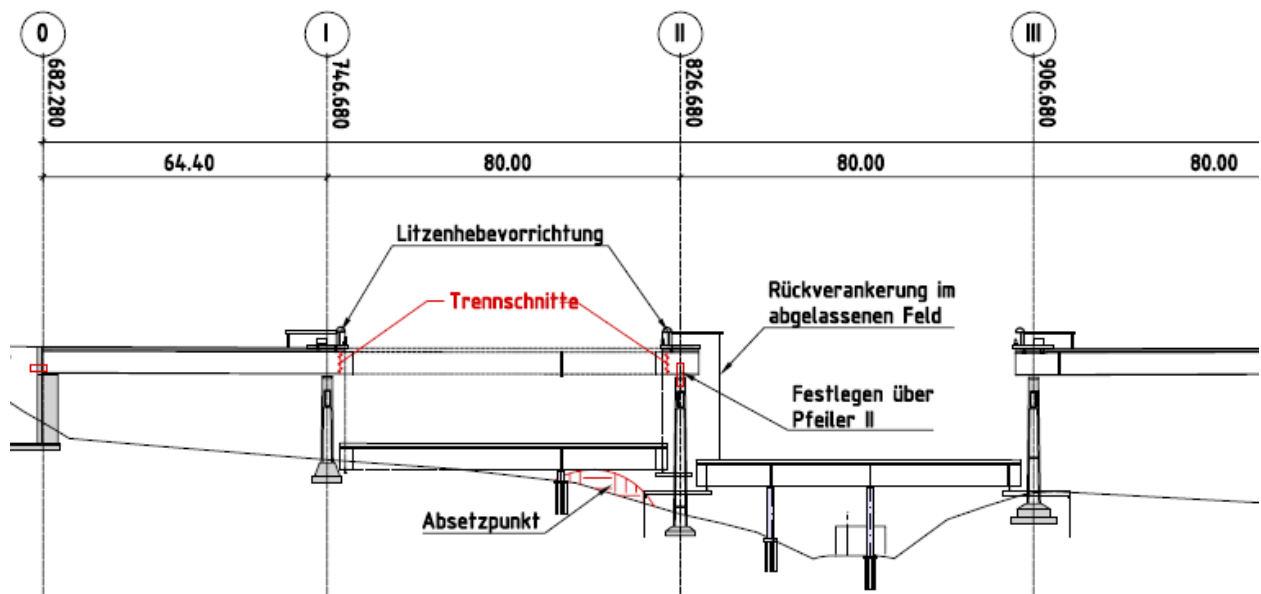


Bild 7-18: Prinzipdarstellung Absenken Feld I-II – Ausführungsplanung (© Ed. Züblin AG)



Bild 7-19: Abbruch abgesenktes Feld I-II (© Ed. Züblin AG)

Für das Abbrechen der Feldbereiche Achse III bis VIII wurde ebenfalls das Absenken mit Litzentechnik vorgesehen, wobei je nach Geländesituation Dammschüttungen von bis zu 10 m Höhe zum Absetzen der abgesenkten Felder oder auch zusätzliche Hilfsstützen zur Auflagerung des abgesenkten Überbaus erforderlich wurden.

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Als Bestandsunterlagen wurden vom Bauherrn die Ausführungspläne und die statische Berechnung aus den Jahren 1961 und 1962 in eingescannter Form übergeben. Außerdem wurde das Bauwerksbuch für das Bauwerk übergeben. Die letzte Bauwerksprüfung erfolgte als einfache Prüfung im Jahr 2013 mit einer Bewertung mit Zustandsnote 3,0. Darüber hinaus wurden am Bauwerk jährliche Sonderprüfungen durchgeführt.

3.3.2 Nachrechnung

Infolge der vorhandenen Schäden wurde das Bauwerk statisch untersucht – mit dem Ergebnis, dass die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur für die Brückenklasse 60 möglich waren. Die Standsicherheit des Bauwerks war aufgrund der Schäden an den Schweißstößen der Untergurtlamellen der Vollwandhauptträger und der Risse in den Schweißnähten des Anschlusses der Vertikalsteifen an die Hauptträger jedoch nur noch für eine Restnutzungsdauer von wenigen Jahren gewährleistet. Bis zur Fertigstellung des erforderlichen Ersatzneubaus waren daher einschneidende verkehrliche Kompensationsmaßnahmen, wie die Sperrung der Seitenstreifen, die Anordnung eines Überholverbots für LKW sowie strenge Auflagen für Schwertransporte erforderlich.

3.3.3 Materialproben

Vor Beginn der Technischen Bearbeitung zum Abbruch der Talbrücke wurden zahlreiche Bohrkern aus verschiedenen Bauteilen zur Ermittlung der Betonfestigkeiten und der Rohdichte des Betons entnommen. Diese tatsächlichen Baustoffkennwerte dienten als Grundlage der statischen Berechnungen. Außerdem wurden mittels Bohrungen die Hüllrohre der Spannglieder untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass an allen Stellen die Hüllrohre ordentlich verpresst waren, sodass auch mit einem entsprechenden Verbund der Spannglieder gerechnet werden konnte.

3.3.4 Materialverhalten

Das Bauwerk wurde im Jahr 1964 errichtet. Die Fahrbahnplatte wurde mit einer Betongüte Bn 450 hergestellt; das entspricht etwa der heutigen Festigkeitsklasse C35/45. Der eingesetzte Betonstahl BSt 34/50 (Stahlsorte IIa) wies bei Betonstäben mit $\phi > 18$ mm eine Streckgrenze von 340 N/mm² und eine Zugfestigkeit von 500 N/mm² bis 640 N/mm² auf. Das eingesetzte Spannverfahren Typ Leoba S 33 hatte Drähte mit 8 mm Durchmesser und einer Materialgüte St 135/150 kN/cm². Bei den Querträgern und Beulsteifen kam Baustahl St 37 und bei den Vollwandträgern St 52 zum Einsatz.

3.3.5 Geometrie

Die Dicke der Fahrbahnplatte war für das Überbaugewicht und damit auch für die Litzenheber von maßgeblicher Bedeutung. Daher wurde die Dicke der Fahrbahnplatte an allen markanten Stellen geprüft und aufwendig ausgewertet. Dabei wurde festgestellt, dass die tatsächliche Plattendicke nur minimal von der geplanten Bauteilgeometrie abwich. Die Abweichungen pro Überbaufeld lagen im Mittel bei weniger als 1 %.

3.3.6 Schadstoffe

Bei der bestehenden Talbrücke wurden folgende Schadstoffe festgestellt:

- PAK-haltige Fugen der Fahrbahndecke (Polyzyklische Aromatische Kohlenwasserstoffe),
- asbesthaltige Fugen der Fahrbahndecke,
- PAK-haltige Abdichtung am Kappenanschluss,
- bleihaltiger Anstrich der Stahlbaukonstruktion.

3.3.7 Schäden

Aufgrund der hohen Schwerverkehrsbelastung und seinerzeit statisch nicht korrekt berücksichtigter Lastfälle, wie z. B. Temperatureinwirkung, wies das Bauwerk erhebliche Schäden an den tragenden Bauteilen auf. Betroffen waren vor allem die Haupt- und Querträgerstege sowie die Stegaussteifungen (Bild 7-20).



Bild 7-20: Schadensbild Untergrurt und Vertikalsteifen (© ABDN)

Anhand der übergebenen umfangreichen Bauwerksdokumentation ergaben sich im Wesentlichen die nachfolgend aufgeführten Hauptschäden und entsprechende Häufungen am Bauwerk:

- defekte Brückenentwässerung bzw. defekte Teilbereiche einschließlich der damit zusammenhängenden Folgeschäden wie Korrosion von Bau- und Betonstahl im Bereich von Brückenabläufen etc.,
- unterschrittene Betondeckungen in Verbindung mit lokalen Betonabplatzungen infolge der Korrosion des Bewehrungsstahls,
- Korrosion der Stahlkonstruktion im Bereich der Untergurte,
- Risse in den Schweißnähten der Längsstöße der Untergurtlamellen,
- Risse in den Schweißnähten der Beulsteifen und Stegverstärkungen.

In Abstimmung mit den Prüfern wurden die Schäden hinsichtlich der Einflüsse auf die Nachweisführung anhand des ebenfalls vorliegenden Schadensplans bewertet.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

- DIN EN 1990:2010-12 + NA: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung,
- DIN EN 1991:2010-12 + NA: Eurocode 1 (Reihe): Einwirkungen auf Tragwerke,
- DIN EN 1992-1:2011-01 + NA: Eurocode: 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,
- DIN EN 1992-2:2010-12 + NA: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken: - Bemessungs- und Konstruktionsregeln,
- DIN EN 1993:2010-12 + NA: Eurocode: 3 Stahlbau,
- DIN EN 1994:2010-12 + NA: Eurocode: 4 Verbundbau,
- ZTV-ING 2014-12 Teile 1 bis 10: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Ingenieurbauwerke, Ausgabe 04/2013,
- ARS-22-2012: Bundesministerium für Verkehr, Bau Stadtentwicklung, Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 22/2012 Sachgebiet 05.2: Brücken- und Ingenieurbau,
- DIN-Fachbericht 103:2009-03: Stahlbrücken,
- DIN-Fachbericht 104:2009-03: Verbundbrücken.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Von den Regelwerken wurde nicht abgewichen.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Um die Sicherheit der Bauausführung zu erhöhen, wurden im Projektverlauf verschiedene Maßnahmen ergriffen.

Eine dieser Maßnahmen bestand darin, die Berechnungsannahmen zu den Eigengewichten und zur Masse zu überprüfen. Dazu wurde über die Plattenausschnitte zum Einbau der erforderlichen Verstärkungen ein detailliertes geometrisches Aufmaß zur Plattenstärke erstellt und die vorhandene Wichte der Betonplatte über die bei der Herstellung der Plattenöffnung gewonnenen Bohrkern in einem Baustoffprüflabor ermittelt. Im Ergebnis konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den charakteristischen Rechenwerten und dem Bestand festgestellt werden.

Eine weitere Maßnahme bestand darin, alle neu herzustellenden Steifenbleche und alle weiteren Stahlbauverstärkungen mit ausreichender Sicherheit und einheitlich für den Maximalwert zu dimensionieren, um bei

ggf. auftretenden erforderlichen Korrektur- und Anpassungsmaßnahmen infolge des Bestands flexibel bleiben zu können, ohne umfangreiche Neuberechnungen und Materialbeschaffungen abwarten zu müssen.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Wie im Abschnitt 3.3.3 erläutert, wurde festgestellt, dass die Hüllrohre ordentlich verpresst waren, sodass auf dieser Basis die Verbundnachweise der nachträglich verpressten Spannglieder an den maßgebenden Stellen erfolgreich geführt werden konnten. Dadurch war die Spannkrafteinleitung über den Verbund gewährleistet, sodass eine Zwischenverankerung von durchtrennten Spanngliedern nicht erforderlich war.

3.4.4.2 Schubnachweise

Infolge des Abbruchverfahrens wurden konzentrierte Lasten in den Überbau eingeleitet. Diese Stellen mussten hinsichtlich der auftretenden Schubbeanspruchung nachgewiesen werden. Dies war z. B. der Fall im Bereich der Querjoche, die unter den Hauptträgern zur Abtragung der Überbaulasten in die Litzentechnik angeordnet wurden oder auch im Bereich der Hilfspfeiler im Bahnfeld und in den Feldern VII bis IX. Diese zum Teil sehr großen punktuellen Kräfte konnten von der bestehenden Tragkonstruktion nicht aufgenommen werden. Daher wurden, wie im Abschnitt 2.3 beschrieben, zusätzliche horizontale und vertikale Steifen als Verstärkungsmaßnahmen eingeplant.

3.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Temporäre Verstärkungsmaßnahmen wurden erforderlich, um bei konzentrierten Lasteinleitungsstellen ein Beul- oder Stabilitätsversagen zu vermeiden. Dafür wurden zusätzliche Steifen eingeplant und es wurden horizontale Verbände sowie diagonale Aussteifungsstreben angeordnet.

Im Bereich der Überbaurestsegmente über den Brückenpfeilern mussten entsprechende Verstärkungsmaßnahmen in Form von Betonunterfütterungen und Zugverankerungen vorgesehen werden, um die Lage- und Standsicherheit gewährleisten zu können.

Darüber hinaus mussten die temporären Öffnungen in der Fahrbahnplatte mit Abmessungen von ca. 1,8 m × 2,2 m, die zum Einbau der Arbeitsgerüste im Bereich der Hilfspfeiler erforderlich waren, nachträglich mit Stahlträgern verstärkt werden, damit die Druckkräfte in der Fahrbahnplatte beim Absenkvorgang abgetragen werden konnten.

Die bestehende Talbrücke Heidingsfeld hatte im Bereich der Widerlager längsverschiebliche Brückenlager. Die in Längsrichtung festen Brückenlager befanden sich auf den mittleren Brückenpfeilern. Daher musste noch vor Herstellung des ersten Überbautrennschnitts eine Kopplung der Überbauten an die bestehenden Widerlager in Form von horizontal zug- und druckfesten Verankerungen hergestellt werden.

3.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Weitere Nachweise werden nachfolgend stichwortartig aufgeführt:

- Überbautragfähigkeiten bei verschiedenen statischen Systemen,
- Bestandswiderlager und Bestandspfeiler inklusive der Stelzenlager,
- Hilfspfeiler einschließlich Gründung, Lasteinleitungen Lager und Pressenauffstellflächen,
- Steckträger zur Aufnahme der Lasten des abgesenkten Überbaus,
- Mobilkranlasten auf Bestandsüberbau,
- Raupenkranlasten im Bereich von Böschungen und im Bereich von Widerlagerhinterfüllungen,
- Anschlagpunkte, Verbände, Aussteifungen, Kippsicherungen etc.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Der Bauwerkszustand wurde bereits in den Abschnitten 3.3.1 und 3.3.7 beschrieben.

3.5.2 Baugrund

Im Untergrund der Talbrücke Heidingsfeld stehen die Gesteine des unteren, mittleren und oberen Muschelkalks an. Diese werden teilweise von mächtigen Lösslehmen, Hangschutt und Talsedimenten überlagert. Auf weitere Ausführungen zum Baugrund wird aufgrund der fehlenden Relevanz für das Abbruchverfahren verzichtet.

3.5.3 Kontaminationen

Zur Beherrschung der angetroffenen Schadstoffe (vgl. Abschnitt 3.3.6) wurde frühzeitig ein Ingenieurbüro für Umwelt eingebunden. Dieses unterstützte bei der Prüfung der durch den Auftragnehmer aufgestellten Arbeitsschutz- und Umweltschutzkonzepte, stellte ein baubegleitendes Beprobungskonzept auf und führte während der Abbrucharbeiten die entsprechenden Probenahmen, Probeauswertungen und eine Bauüberwachung im Hinblick auf Umweltbelange durch. Die kontaminierten Baustoffe wurden im Falle der Fahrbahnbestandteile separiert, in gesonderten Behältnissen gelagert, abtransportiert und fachgerecht entsorgt. Im Falle des bleihaltigen Anstrichs des Überbaus wurden im Bereich der zu bearbeitenden Bauteile (Stahlbauertüchtigungen) dezidierte Schwarz-Weiß-Bereiche eingerichtet und entsprechend mit unmittelbarer lokaler Aufnahme des anfallenden kontaminierten Materials (Strahlgut des entfernten Korrosionsschutzes) gearbeitet.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Angrenzende Bebauung befand sich südlich der bestehenden Talbrücke in Form von mitteldichter Wohnbebauung (Einfamilienhäuser) sowie in Form des in unmittelbarer Bauwerksnähe befindlichen ersten Bauabschnitts des Brückenneubaus. Auf dieser Richtungsfahrbahn Frankfurt wurde der komplette Verkehr der Autobahn A 3 in beiden Richtungen während der gesamten Zeit der Abbrucharbeiten (ausgenommen kurzzeitige Sperrungen unter 1 h) aufrechterhalten.

Als schützenswerte Objekte waren weiterhin die unterführten Verkehrswege Heuchelhofstraße, eine bedeutende Erschließungsstraße des Würzburger Stadtteils Heuchelhof inkl. Straßenbahn, die Stuttgarter Straße (eine wichtige Einfallstraße für Berufspendler) sowie untergeordnete Anlieger-, Feld- und Wirtschaftswege zu behandeln. Ebenso quert die Brücke die zweigleisige elektrifizierte Bahnlinie Würzburg – Neckarelz mit Personen-Regional- und Güterverkehr.

3.5.5 Sperrpausen

Maßgebliche Arbeiten im Bereich des Bahnhofs, d. h. Herstellen der Plattenöffnungen über Hilfsstützen und der eigentliche Absenkvorgang konnten durch die hohe Verfahrenssicherheit in Abstimmung mit der DB AG in Zugpausen erfolgen. Lediglich das Freischneiden und Umlagern in die Litzen sowie das Auflegen auf die Hilfsstützen wurde im Schutz von Sperrpausen durchgeführt.

3.5.6 Immissionsschutz

Das eigentliche Absenken der einzelnen Brückenfelder war weitestgehend emissionsfrei.

Lärmintensivere Vorbereitungsmaßnahmen an Beton- und Stahlbauteilen wurden durch das Absenken mit verbleibender Fahrbahnplatte stark reduziert. Durch das Zerkleinern und Entsorgen der abgesenkten Felder am Boden wurde die Lärmbelastung erheblich reduziert. Lärmintensive Arbeiten wurden zudem im Wesentlichen nur tagsüber ausgeführt.

Einer Staubentwicklung und -verbreitung wurde bei ungünstigen Topografie- oder Windbedingungen durch Einzäunung bzw. Einhausung und Bewässerung entgegengewirkt.

Während nächtlicher Arbeiten wurde auf eine zielgerichtete Ausleuchtung der Arbeitsbereiche ohne störenden Lichteintrag auf benachbarte Grundstücke, Verkehrswege o. Ä. verstärkt Augenmerk gelegt.

3.5.7 Umweltschutz

Zur adäquaten Berücksichtigung der Belange des Umweltschutzes wurde frühzeitig und für die gesamte Dauer der Rückbaumaßnahmen ein spezialisiertes Ingenieurbüro für Umwelt eingeschaltet und für eine umwelttechnische Bauüberwachung eingebunden.

Nach RiStWag wurden Schutzmaßnahmen im Bereich der Lager- und BE-Flächen erforderlich. Die Lager- und Abstellplätze für zwecks Beprobung zwischenzulagerndes Abbruchmaterial wurden mit einer Bentonitmatte und einem umlaufenden Graben (ebenfalls mit der Bentonitmatte abgedichtet) versehen. Als Schutzschicht wurde eine 25 cm starke Schottertragschicht 0/32 eingebaut. Das Oberflächenwasser wurde über einen Pumpensumpf in ein dichtes provisorisches Absetzbecken bzw. -behälter von mind. 5 m³ Fassungsvermögen geleitet.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Abgesehen von den üblichen Schutzmaßnahmen nach den maßgebenden Unfallverhütungsvorschriften mussten auch alle erforderlichen Schutzmaßnahmen zur Sicherung gegen Gefahren aus der Arbeit und dem Eisenbahnbetrieb bei Arbeiten im Gleisbereich nach den Unfallverhütungsvorschriften der Eisenbahnunfallkasse (EUK) getroffen werden.

Die relevanteste Gefährdung stellte bei der gewählten Abbruchmethode die Gefahr des Absturzes dar. Um dieser zu begegnen, waren vielfältige Sicherungsmaßnahmen erforderlich, hauptsächlich Gerüstbauarbeiten, die eine Zugänglichkeit der für die erforderlichen Ertüchtigungen zu bearbeitenden Stahlbauteile gewährleisten sowie der wiederkehrende Aufbau von Geländern (bspw. an den Öffnungen für die Gerüste) an den Trennschnitten vor und hinter dem jeweiligen abzusenkenden bzw. abgesenkten Feld.

Exemplarisch und abschließend wird noch auf den Einsatz der Bohrkernfänger im Zuge der Kernbohrarbeiten verwiesen. Um das Abstürzen und Durchfallen der Bohrkernbeim Bohren von Plattendurchbrüchen sicher vermeiden zu können, wurden die späteren Kerne vor Bohrbeginn durch Gewindedübel und Schraubverbindungen mit dem Kernbohrgerät verbunden. Unter Einsatz dieser Fangkonstruktion konnten die Kernbohrarbeiten oberhalb der Bahnanlagen auch im Schutze normaler Zugpausen erfolgen.

3.5.9 Nebenleistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.10 Besondere Leistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Alle anfallenden Abbruchmaterialien wurden nach Beprobung auf Schadstofffreiheit fachgerecht in transportfähige Abmessungen gebracht, von der Baustelle entfernt und einer Entsorgung oder Verwertung zugeführt.

Der Konstruktionsstahl wurde in per LKW transportfähige Größen zerteilt und einer Wiedereinschmelzung zugeführt.

Betonbauteile wurden ebenso zerkleinert und abtransportiert. In Teilbereichen wurde eine Brechereinheit vor Ort verwendet, um den Beton als Recyclingbaustoff im weiteren Umfeld der Baustelle einsetzen zu können.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Dieser Abschnitt entfällt.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Die Technische Bearbeitung des Rückbaus der Talbrücke Heidingsfeld gliederte sich in folgende Thematische Schwerpunkte:

- Bewertung der Vorschädigungen der Bestandsbrücke,
- Freischneiden und Absenken des Bahnfeldes,
- Rückbau des abgesenkten Bahnfeldes,
- Absenken der Nachbarfelder I-II und II-III,
- Umziehen des Feldes 0-I,
- Rückbau der Feldbereiche IV-VIII,
- Rückbau des Feldes über der Heuchelhofstraße (Feld VIII-IX).

Als relevant für eine erforderliche Detailbetrachtung im Zuge der statischen Nachweisführungen wurden nur die Risse in den Längsstößen der Untergurtlamellen bestimmt, die gehäuft im Bereich einer geänderten Beanspruchung innerhalb eines Bauteils (z. B. Wechsel von Druck- auf Zugzone etc.) lagen oder die gehäuft bei wenigen Lamellenzulagen auftraten. Im Endergebnis konnten in allen Fällen aufgrund der geringen Beanspruchungen im Abbruchzustand die Nachweise geführt werden.

Der erste wesentliche Schwerpunkt der Bearbeitung lag im Freischneiden und Absenken des Bahnfelds mit nachfolgenden, wesentlichen Hauptaspekten:

- Hilfsstützenstellung, Lage der Hilfsunterstützungen,
- Ausbildung der Steckträger und der Hilfsfundamente,
- Plattenöffnungen und Traggerüste zum Einbau der Stahlbauverstärkungen,
- Lasteinleitungspunkte Hilfsstützen,
- Stabilisierung der Untergurte im Bereich der Hilfsstützen,
- Lasteinleitung an den Hauptträgerenden durch die Jochträger Litzentechnik und Hilfsunterstützungen,
- Stabilisierungsverbände an den Hauptträgerenden,
- Litzentechnik,
- Pfeilerkopfertüchtigungen,
- Arbeitsanweisung Absenken Bahnfeld,
- Ausklinken des Bahnfelds zur Schaffung Baufreiheit Neubau Achse 30 Süd,
- Maßnahmen zur Erhöhung der Sicherheit,
- Abweichungen im Bestand.

3.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren nicht zugelassen.

3.6.4 Bauzeit

Der Vorlauf für die Erstellung und Prüfung der Ausführungsplanung betrug, nachdem das zur Ausführung gekommene Konzept im Vorfeld mit dem Auftraggeber im Rahmen einer Entwurfsplanung abgestimmt worden war, ca. drei Monate. Die Dauer der Ausführungsplanung einschließlich Genehmigung und Freigabe betrug ca. zwölf Monate (ohne Vorlauf Entwurf). Die eigentlichen Abbrucharbeiten der gesamten Talbrücke haben sich einschließlich der abschließenden Geländemodellierungen unter Berücksichtigung verschiedener Sperrpausen und Zuwegungsabhängigkeiten über ca. zwölf Monate erstreckt.

In der ursprünglichen Ausschreibung wurde dafür ein Zeitraum von ca. 6,5 Monaten angenommen.

Sowohl Zeitraum als auch Dauer stellten sich als nicht umsetzbar heraus. Auch aus diesem Grund wurde das in den vorherigen Abschnitten vorgestellte Abbruchkonzept erarbeitet, das eine weitestgehende Parallelität von Brückenneubau des zweiten Bauabschnitts und Brückenabbruch der alten Talbrücke ermöglichte.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Der Abbruch einer großen Talbrücke, welche die unterschiedlichsten Verkehrswege zudem in großer Höhe und bei schwieriger Geländesituation überspannt, ist eine herausfordernde Bauaufgabe für alle Projektbeteiligten und erfordert einen nicht zu unterschätzenden Planungsaufwand, der dem eines Brückenneubaus in vielen Bereichen mindestens ebenbürtig ist.

Der Abbruch der Talbrücke Heidingsfeld hat gezeigt, dass ein Absenken kompletter Überbaufelder mit verbleibender Fahrbahnplatte technologisch möglich und zudem statisch konstruktiv (Platte dient als Aussteifung für die Stahlkonstruktion, dadurch keine umfangreichen Stabilisierungs- und Aussteifungsmaßnahmen) sowie bauzeitlich sinnvoll ist.

Der Einsatz der Litzentechnologie ist ein in allen Zuständen gesichertes Verfahren, das auch über sensiblen Verkehrswegen eingesetzt werden kann.

Aus dem Abbruch der Talbrücke Heidingsfeld heraus ergeben sich zudem weitere, allgemeine Anforderungen:

- Noch weiter intensivierte Entwurfsbearbeitung und VOB-konforme (mengenbasierte) Ausschreibung der kompletten Technologien einschließlich der damit zusammenhängenden Zusatz- und Verstärkungsmaßnahmen am Bestand sowie aller dafür erforderlichen Baubehelfe und die für die Technologien erforderlichen Zuwegungen.
- Berücksichtigung eines größeren Zeitfensters für die Planung und Ausführung der Abbrucharbeiten bereits im Zuge der Erstellung des Entwurfs und der Ausschreibung der Leistungen.

4 Beispiel – Wupperbrücke Oehde A 1

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	195
4.2	Rückbauverfahren	195
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	195
4.2.2	Auswahlkriterien	199
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	199
4.3	Bestandsuntersuchungen	201
4.3.1	Bestandsunterlagen.....	201
4.3.2	Nachrechnung	201
4.3.3	Materialproben.....	202
4.3.4	Materialverhalten	202
4.3.5	Geometrie.....	202
4.3.6	Schadstoffe	202
4.3.7	Schäden	202
4.4	Statische Berechnung	203
4.4.1	Anzuwendende Regelwerke	203
4.4.2	Abweichungen von Regelwerken	203
4.4.3	Sicherheitskonzept	204
4.4.4	Nachweisführung.....	206
4.5	Leistungsbeschreibung	207
4.5.1	Bauwerkszustand	207
4.5.2	Baugrund.....	207
4.5.3	Kontaminationen.....	207
4.5.4	Angrenzende Bebauung	207
4.5.5	Sperrpausen.....	208
4.5.6	Immissionsschutz	208
4.5.7	Umweltschutz	208
4.5.8	Arbeitssicherheit.....	208
4.5.9	Nebenleistungen.....	209
4.5.10	Besondere Leistungen	209
4.5.11	Entsorgungskonzept.....	209
4.6	Vertragliche Grundlagen	209
4.6.1	Vertragsmodelle	209
4.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	209
4.6.3	Nebenangebote	209
4.6.4	Bauzeit	210
4.7	Gewonnene Erkenntnisse	210

4.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Das im Jahr 1959 in Betrieb genommene Brückenbauwerk Oehde überführte die Autobahn A 1 über das Tal der Wupper. Zwischen den Ortslagen Remscheid und Wuppertal-Ronsdorf überquerte die knapp 420 m lange Talbrücke Oehde die Wupper, die Bundesstraße B 51, eine Bahnlinie sowie die Landesstraßen L 420 und die L 527.

Das alte Brückenbauwerk wurde gemäß der damals gültigen DIN 1072 für Brückenklasse 60 bemessen.

Im April 2006 war das ursprünglich für beide Fahrrichtungen vorgesehene Brückenwerk mit einem einteiligen Überbau durch einen zweiten Überbau auf der Südseite ergänzt worden. Ursprünglich war vorgesehen, den vorhandenen Überbau von 1959 für die alleinige Nutzung der Fahrtrichtung Kamen – Köln umzubauen und für den stark angewachsenen Verkehr zu verstärken. Trotz der vorgesehenen, umfangreichen Verstärkungsmaßnahmen, wie dem Einbau von zusätzlichen Längsfachwerken und zusätzlichen Beulsteifen, blieben Restrisiken in Bezug auf das Ermüdungsversagen der vorhandenen Verdübelung des Verbundtragwerks bestehen. Hinzu kam, dass die vorhandenen Pfeiler nur noch begrenzte Horizontallasten in Brückenlängsrichtung bzw. exzentrische Vertikallasten aufnehmen konnten und das Widerlager Köln als Festpunkt in Brückenlängsrichtung aufgrund seiner Bewehrungsanordnung nicht in der Lage war, lokal höhere Längskräfte aufzunehmen. Daraufhin kam es zu dem Beschluss, das vorhandene Brückenbauwerk von 1959 samt der Unterbauten zurückzubauen und durch einen Neubau zu ersetzen.

Als Überbau des alten Brückenbauwerks diente ein stählerner Kastenträger in Verbundbauweise mit einer Konstruktionshöhe von 4,50 m, welcher als Durchlaufträger über sieben Felder mit Stützweiten zwischen 44 m und 72,80 m und einer Gesamtlänge von 418,3 m verfügte. Der im Inneren durch eng angeordnete Fachwerkquerverbände ausgesteifte Kastenträger besaß einen trapezförmigen Querschnitt.

Die Betonfahrbahnplatte war quer und längs durch Spannglieder sowie zusätzlich durch ein Absenken an den Pfeilern vorgespannt. Die Fahrbahn wies eine Gesamtbreite von 23,3 m auf. Die Fahrbahnplatte bestand aus Beton B 450.

Die Unterbauten waren auf dem anstehenden Baugrund flach gegründet.

Das in einer Wannenausrundung gelegene Bauwerk wies ein mittleres Längsgefälle von ca. 2,04 % in Richtung Köln auf. Im Grundriss lag das Bauwerk, bis auf einen kurzen Klothoidenabschnitt am Widerlager, in einer Geraden.

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Für den Rückbau wurden im Zuge des Entwurfs zunächst mehrere Varianten angedacht:

- Variante 1: Ausschleppen des Überbaus,
- Variante 2: Rückbau der Brücke in umgekehrter Reihenfolge zur Herstellung,
- Variante 3: Rückbau von unten mit schwerem Gerät,
- Variante 4: Feldweises Ablassen mittels Litzenhebern.

Die Variante 1: Ausschleppen wurde aufgrund unzureichender Querkraftabtragung über die dünnen Stegbleche und der Schwierigkeiten des Verschiebens über die Niete verworfen.

Der Rückbau in umgekehrter Reihenfolge zur Herstellung (Variante 2) wurde wegen der Kleinteiligkeit des Rückbauverfahrens und dessen Unwirtschaftlichkeit verworfen. So waren bei der damaligen Herstellung durch eine Überhöhung des gesamten Überbaus um ca. 2 m und Absenkung auf Sollhöhe nach der Betonage der Fahrbahnplatte Schnittgrößen in die Konstruktion eingepreist worden. Zudem waren für die Montage zahlreiche Beulsteifen eingebaut gewesen, welche wieder hätten eingebaut werden müssen.

Dadurch, dass nicht alle Bereiche der Brücke im Tal mit schweren Autokranen (Variante 3) zugänglich waren, war das Verfahren des Rückbaus mit schwerem Gerät von „unten“ ebenfalls ausgeschlossen.

Im Ergebnis der Variantenbetrachtung und -bewertung wurde die Variante 4, das feldweise Ablassen des Überbaus mittels Litzenhebern, als Vorzugsvariante ausgewählt und zur Ausschreibung gebracht.

Im Folgenden erfolgt die Beschreibung des ausgeschriebenen Verfahrens gemäß der Baubeschreibung.

Rückbau der Verbundplatte:

Bevor der Überbau mittels Litzenhebern feldweise abgelassen werden kann, muss er durch den Ausbau aller Bauwerksteile, wie z. B. Fahrbahnbelag, Bordsteine, Schutzplanken, Fahrbahnübergänge, Entwässerung, Geländer, Beleuchtung und Steigleitern, geleichtert und die Verbundplatte rückgebaut werden.

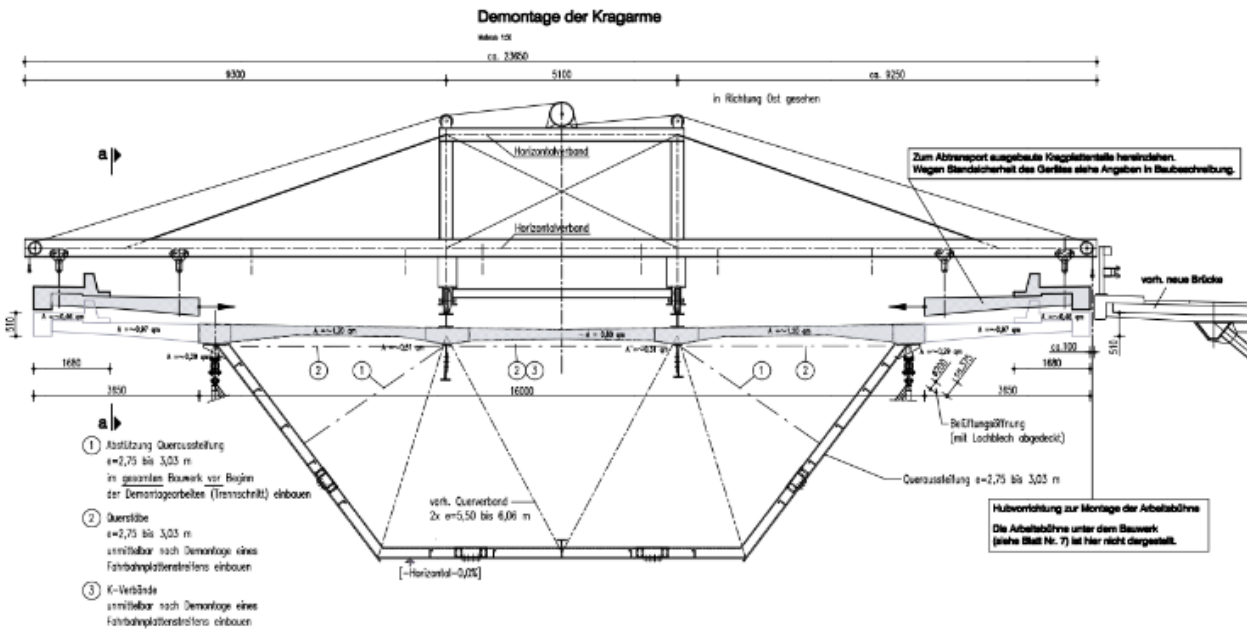


Bild 7-21: Demontagegerät - Auszug aus Entwurfsplan (© Schüßler-Plan)

Zeitgleich zum Ausbau der Ausstattung erfolgt der Einbau von zusätzlichen Aussteifungen der Stegquersteifen im Hohlkasten. Dieser muss vor Demontage der Verbundplatte abgeschlossen sein.

Der Rückbau der Verbundplatte erfolgt anschließend durch segmentweises Aussägen von Plattenteilen, welche von einem speziell zu konstruierenden Demontage- und Transportgerät ausgebaut und abtransportiert werden. Das Gerät fährt auf Schienen, die über den Achsen der Längsträger liegen, sodass dieses auch zu einem späteren Zeitpunkt ohne Fahrbahnplatte noch über die Schienen fahren kann (Bild 7-21).

Im ersten Schritt werden rechts und links von den Pfeilerquerscheiben Sägeschnitte durch den Betonquerschnitt der Verbundplatte geführt. Direkt nach dem Ausbau des ersten Verbundplattenstreifens erfolgt sukzessive der Einbau eines Obergurtmontageverbands. Dieser bewirkt eine Stabilisierung des Obergurts der Hauptträgerstege und nimmt Abtriebslasten der schräg stehenden Stege auf.

Als nächstes erfolgt der Rückbau der Verbundplatte einschließlich Kappen, ausgehend von den zuvor beschriebenen Trennschnitten an den Pfeilern. Der Ausbau erfolgt in Streifen von jeweils einem halben Fachwerkquerverbandabstand von ca. 2,75 m bis 3 m. Dazu werden die auszubauenden Verbundplattenteile an das Demontagegerät angehängt, ausgesägt und abtransportiert. Aus Gewichtsgründen für das Transportgerät und örtlicher Beanspruchungen des Brückentragwerks, werden beim Abtransport zunächst die beiden Kragplattenteile einschließlich der aufbetonierten Kappen und anschließend die, zwischen den Kastenwänden und der Längsträger liegenden, Plattenteile ausgebaut.

Der so beschriebene segmentweise Rückbau der Verbundplatte erfolgt in einem zweiten Schritt nacheinander, von den einzelnen Pfeilern aus bis auf eine zunächst angenommene Länge von ca. $0,2L$ der jeweilig angrenzenden Stützweite L . Der weitere Rückbau der Verbundplatte verläuft dann analog wie vor beschrieben, von den einzelnen Pfeilern aus bis auf eine zunächst angenommene Länge von ca. $0,4L$ der jeweilig angrenzenden Stützweite und in einem vierten Schritt bis zur Feldmitte (Bild 7-22).

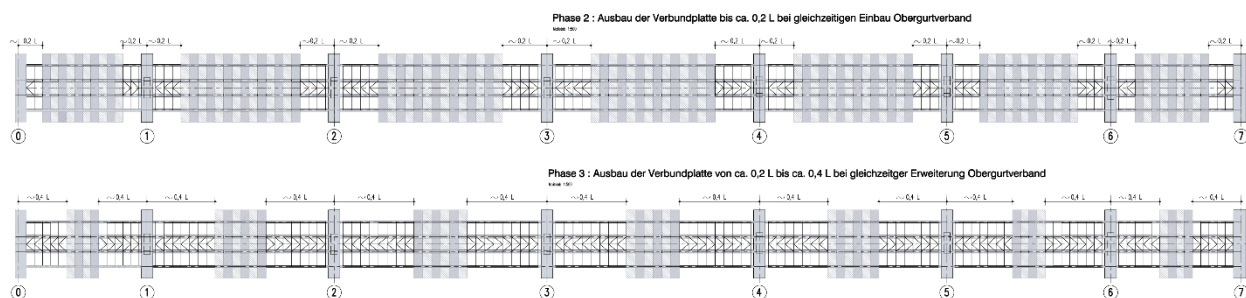


Bild 7-22: Auszug aus dem Entwurfsplan zur Demontage der Fahrbahnplatte (© Schüßler-Plan)

Nach vollständiger Demontage der Verbundplatte (bis auf die verbleibenden Reste im Bereich der Verdübelungen) können die Vorbereitungen für das Ablassen der Felder mittels Litzenhebern beginnen. Die für das Montagegerät installierten Schienen sowie die für die unter dem Überbau fahrenden Bühnen angebrachten Verfahrträger können auf dem Restüberbau verbleiben und mit abgelassen werden. Montagegerät und Bühnen selbst werden ausgebaut.

Ausbau der Brücke mittels Litzenhebern:

Der feldweise Ausbau des Stahlüberbaus mit dem Restbeton auf den verdübelten Bereichen der Obergurte bzw. der Längsträger, erfolgt zunächst kontinuierlich vom Widerlager Kamen aus beginnend mit dem Feld zwischen dem Widerlager und Pfeiler 6. Durch diese Reihenfolge bleibt der Festpunkt in Brückenlängsrichtung am Widerlager Köln über den gesamten Demontagezeitraum erhalten (Bild 7-23).

Für das Ablassen mittels Litzenhebern sind als Anschlagpunkte die Orte der ersten Zwischenquerrahmen, zwischen den Lagerachsen und der ersten Fachwerkquerscheibe vorgesehen. Die Lasteinleitung aus den Litzenhebern erfolgt über die unter der Konstruktion liegenden Querträger.

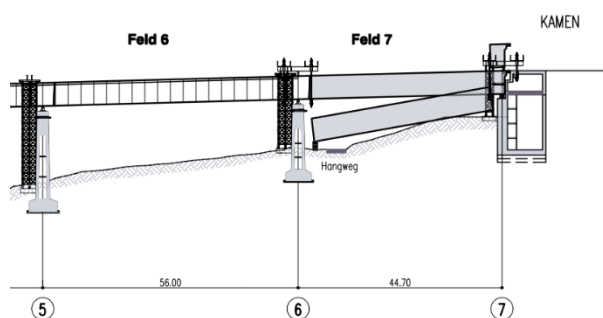


Bild 7-23: Demontage Überbau, Feld 7 (Auszug aus Entwurfsplan zur Demontage des Überbaus, ©Schüßler-Plan)

Vor dem Kamener Widerlager in der Achse des ersten Zwischenquerrahmens ist die Aufstellung eines Hubgerüsts erforderlich. Dazu werden direkt neben dem Stahlquerschnitt des Kastentroges je eine Hilfsstütze aufgebaut. Oberhalb des Brückenquerschnitts werden die beiden Hilfsstützen durch kräftige Querriegel zur Aufnahme der Litzenheberkonstruktion und deren Lasten miteinander verbunden. Am Pfeiler 6 wird die Konstruktion zur Aufnahme der Litzenheberkonstruktion als Kragarme ausgebildet, die an die vorhandene Brückenkonstruktion angeschlossen werden. Der vordere Auflagerpunkt befindet sich dabei in der Pfeilerlagerachse, der hintere am nächsten Zwischenquerrahmen. Die Last aus dem vorderen Auflagerpunkt wird direkt in den Steg der Querscheibe eingeleitet. Den hinteren Auflagerpunkt bildet die bereits vorgefertigte Konstruktion für die Aufnahme der Litzenheber für das Absenken des nächsten Feldes.

Nachdem die abzusenkende Last durch Anspannen der Litzen in die Absenkkonstruktion eingeleitet ist, können die Trennschnitte hergestellt werden. Unmittelbar nach Durchführung der Trennschnitte wird das Brückenfeld abgelassen, abgelegt, zerlegt und abgefahren.

Auch für die weitere Demontage der Brückenfelder ist jeweils auf der gegenüberliegenden Seite des Pfeilers, an dem gerade das Brückenfeld abgelassen wurde, ein Hubgerüst zur Demontage der Brückenfelder mittels Litzenheber erforderlich, da die Pfeiler nur sehr begrenzt exzentrische Lasten aufnehmen können. Auf der Seite mit der Kragkonstruktion für die Litzenheber hingegen wird die Exzentrizität beim Ablassen des Brückenfeldes durch die Durchlaufwirkung des Restüberbaus aufgenommen.

Nachdem die Litzenheberkonstruktion für die Demontage des nächsten Feldes installiert und die Überbaulast in die Absenkkonstruktion am jeweiligen Pfeiler eingeleitet ist, wird zunächst die so entlastete Überbaulagerquerscheibe mit der angrenzenden Überbaukonstruktion in Kleinteilen mittels leichten Autokrans demontiert. Anschließend erfolgt der Vorgang des Ablassens analog der zuvor beschriebenen Vorgehensweise.

Alternativ besteht die Möglichkeit, die jeweilige Überbaulagerquerscheibe auf den Pfeilern gegen Umkippen zu sichern und zunächst auf dem Pfeiler zu belassen. Es wird dann ein Trennschnitt wie beim Widerlager durchgeführt und die Querscheibe nach Ablassen des Feldes demontiert.

Der Rückbau der weiteren Felder erfolgt in analoger Weise. Dabei sind die örtlichen Besonderheiten wie die Wupper, die Verkehrswege, das Gelände etc. zu beachten. Teilweise werden Hilfsgerüste oder Querverschubbahnen am Boden erforderlich.

Im Rahmen der Phasenplanung hat es sich als zweckmäßig erwiesen, ab der 3. Phase (Rückbau von Feld 5 über der L 420) von der kontinuierlichen Demontagereihenfolge, vom Widerlager Kamen aus in Richtung Widerlager Köln, abzuweichen. Der Grund liegt in der besseren Aufstellmöglichkeit der Hilfsstützen für die Litzenheberdemontage an Pfeiler 3, an der anderen Seite (Hilfsstützenfundamente würden hier sonst im Bereich des Regenklärbeckens liegen). Allerdings muss für den Wechsel der Ausbaureihenfolge ein zusätzlicher provisorischer Festpunkt am Pfeiler 3 für das Feld 4 geschaffen werden (Bild 7-24).

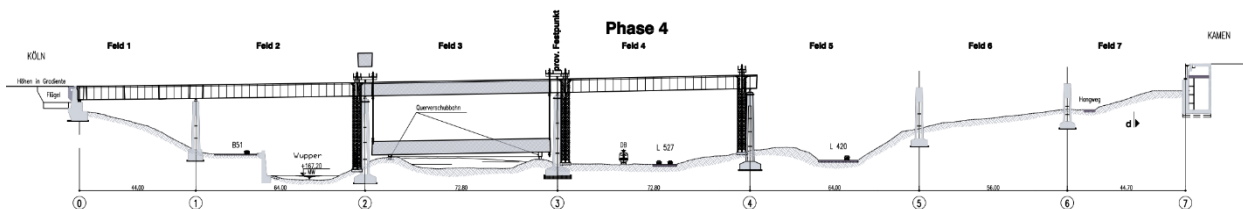


Bild 7-24: Demontage des Feldes über dem Regenklärbecken - Auszug Entwurfsplan (© Schüßler-Plan)

Für den Rückbau des letzten Feldes zwischen Widerlager Köln und Pfeiler 1 ergibt sich die Besonderheit, dass wegen des dann fehlenden Restüberbaus keine Kragarmkonstruktion für die Litzenheber mehr vorgesehen werden kann. Für dieses Feld wäre dann ein zweites Hubgerüst erforderlich (Bild 7-25).

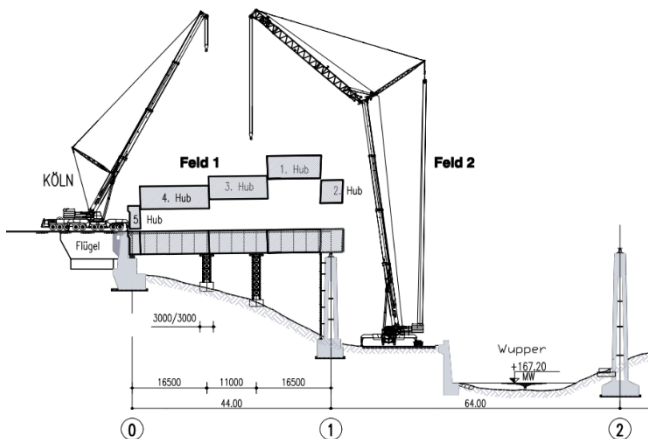


Bild 7-25: Rückbau Feld 1 - Auszug Entwurfsplan (© Schüßler-Plan)

Da das Gelände unter dem letzten Brückenfeld am Widerlager Köln sehr steil ist, erfordert auch das Ablegen und Zerlegen der Konstruktion nach dem Ablassen erhebliche Zusatzmaßnahmen, sodass für diesen Bereich der Rückbau mittels schweren Autokrans von der unterführten B 51 bzw. mit Kranaufstellung hinter dem Widerlager Köln vorgesehen ist. Hierzu muss der letzte Brückenabschnitt in mehreren Teilabschnitten ausgebaut werden, was den Einsatz von zwei Brückenhilfsstützen erforderlich macht.

4.2.2 Auswahlkriterien

Die Auswahlkriterien bezogen sich auf:

- die statischen Gegebenheiten,
- die konstruktiven Gegebenheiten,
- die topografischen Gegebenheiten,
- die zeitlichen Aspekte,
- die Wirtschaftlichkeit.

In der Gesamtbetrachtung der vorstehenden Kriterien wurde das Verfahren „Ablassen mit Litzenhebern“ der Ausschreibung zugrunde gelegt.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das ausgeführte Rückbauverfahren, die Demontage der Brücke mittels Litzenhebern, entsprach vom Grundsatz dem in der Ausschreibung festgelegten Verfahren (Bilder 7-26 bis 7-33).

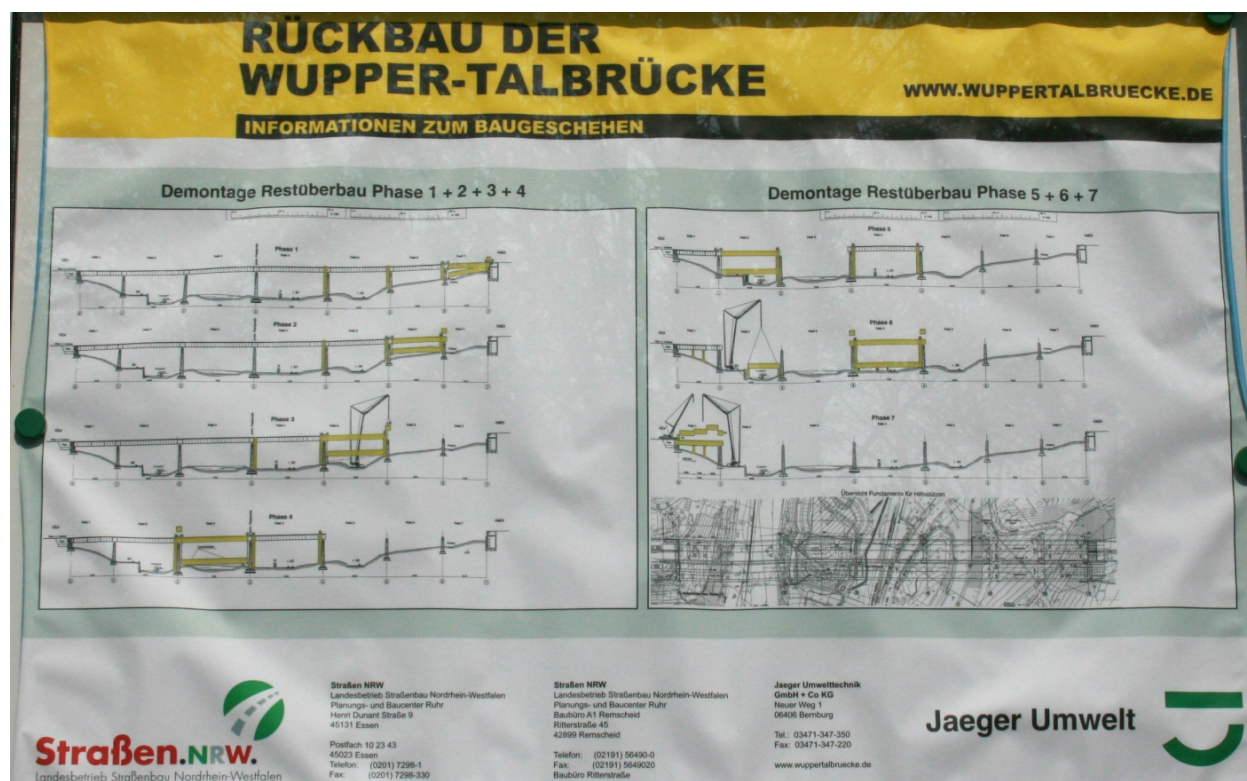


Bild 7-26: Ausgeführtes Rückbauverfahren (© Schüller-Plan)

Lediglich die Hubgerüste zur Demontage, welche wegen der begrenzten exzentrischen Lastaufnahme der Pfeiler ausgeschrieben waren, wurden durch eine Alternativlösung ersetzt. Die Alternative sah vor, zur Reduzierung der exzentrischen Belastungen für die Pfeiler, die abgelassenen Segmente als Gegengewicht zu belassen.

Diese Lösung hatte zunächst den baulichen und wirtschaftlichen Vorteil, dass die Hubgerüste entfallen. Jedoch verblieben die abgelassenen Segmente länger vor Ort, da diese für den weiteren Rückbau noch als Ballast dienten.

Da auch die Errichtung von Hubtürmen zeitintensiv ist, war in der Gesamtbetrachtung der Bauzeit kein Unterschied merklich und die längeren Verweildauern der abgelassenen Segmente kein Problem.



Bild 7-27: Leichtern des Überbaus durch Rückbau der Schutzeinrichtungen (© Schüßler-Plan)



Bild 7-28: Rückbau des Fahrbelags (© Schüßler-Plan)



Bild 7-29: Demontagegerät für den Fahrbelagrückbau (© Schüßler-Plan)



Bild 7-30: Abbruch der Fahrbelagplatte (© Schüßler-Plan)



Bild 7-31: Abbruch der Fahrbelagplatte (© Schüßler-Plan)



Bild 7-32: Ablassen mittels Litzenhebern (© Schüßler-Plan)



Bild 7-33: Ablassen mittels Litzenhebern (© Schüßler-Plan)

4.3 Bestandsuntersuchungen

4.3.1 Bestandsunterlagen

Von dem Bauwerk lag eine komplette Bestandsstatik des Überbaus und der Unterbauten vor. Die Bestandsstatik des Überbaus enthielt auch Nachweise für dessen Herstellung im Freivorbau und das Betonieren der Fahrbahnplatte.

Weiterhin lagen die Stahlbauwerkstattzeichnungen des Überbaus und diverse Schal- und Bewehrungspläne über die Verbundplatte sowie die beiden Widerlager vor. Von den Pfeilern lagen, mit Ausnahme einer Bewehrungszeichnung eines Pfeilerschaftes, keine Pläne vor.

Eine ausführliche Beschreibung des Bauwerks, die auch eine Beschreibung des Herstellvorgangs enthält, wurde in der Fachzeitschrift „Der Stahlbau“, 29. Jahrgang, 1960, Heft 6, von Landesoberbaudirektor O. Berr, Düsseldorf und Dr. techn. A. Kramer unter dem Titel „Die Wupper-Talbrücke bei Wuppertal-Oehde“, veröffentlicht.

4.3.2 Nachrechnung

Ursprünglich war vorgesehen, den vorhandenen Überbau von 1959 für die alleinige Nutzung der Fahrtrichtung Kamen – Köln umzubauen und für den inzwischen stark angewachsenen Verkehr zu verstärken.

Der statische Nachweis des Überbaus im Bestand erfolgte mit den zum Zeitpunkt der Herstellung gültigen Vorschriften für den Stahl- und Verbundbau unter Berücksichtigung von Verkehrslasten der Brückenklasse 60 der DIN 1072, was weitgehend (mit Ausnahme des zusätzlich eingeführten Fahrzeuges SLW 30) der geltenden Belastungsvorschrift für Straßenbrücken entsprach.

Entsprechend dem in den fünfziger und sechziger Jahren des 20. Jahrhunderts vorherrschenden Stand der Technik, der Kostenrelation zwischen Material und Arbeitskosten, aber auch dem Wettbewerb unter Brückenbauern, eine Brücke mit einem möglichst geringen Flächengewicht an Stahlverbrauch herstellen zu wollen, wurde der Überbau mit einem abgerechneten Stahlgewicht von nur 1477 t (einschließlich der stählernen Lager und Verbundmittel) gebaut, was einem Flächengewicht von 155 kg/m² bezogen auf die Brückenfläche zwischen den Geländern und die Gesamtstützweite entspricht.

Dementsprechend wurden die Stege des 4,50 m hohen Querschnitts sowie das 8,10 m breite Bodenblech, bis auf kurze Bereiche an den Pfeilern, durchweg in einer Dicke von nur 10 mm ausgeführt. Beulsteifen wurden für Beulfeldbreiten angeordnet, die sich aus den noch seinerzeit geringeren Beulsicherheiten für Nachweise nach DIN 4114 ergaben, wobei für Montagezustände die Beulsicherheiten bis auf $\nu_B = 1,15$ heruntergesetzt wurden. Die hierfür noch zusätzlich erforderlichen Beulsteifen im Freivorbau wurden entsprechend dem damaligen Prinzip der Gewichtsminimierung nach Beendigung des entsprechenden Montagezustandes, ebenso wie der für die Montage eingebaute Verband, in der Obergurtebene wieder ausgebaut. Die Stahlgüten St 37 und St 52 wurden konsequent entsprechend der statischen Ausnutzung eingesetzt.

Im Zuge des geplanten Umbaus wurden bereits umfangreiche statische Berechnungen durchgeführt und eine statische Identifikation zur Bestandstatik herbeigeführt. Die grundlegenden Ergebnisse der Bestandstatik wurden durch die Nachrechnung bestätigt.

Die statischen Untersuchungen zu den Umbauvarianten basierten auf DIN 18809 und somit auf dem globalen Sicherheitskonzept. Der Umbau des Überbaus zur Aufnahme der Fahrspuren einer Fahrtrichtung wäre mit einer Anpassung der Querneigung verbunden gewesen, welche einen zusätzlichen Aufbeton erfordert hätte.

Trotz vorgesehener umfangreicher Verstärkungsmaßnahmen (Einbau von zusätzlichen Längsfachwerken, Einbau zusätzlicher Beulsteifen) waren jedoch Restrisiken für das umgebaute Bauwerk in Bezug auf Ermüdungsversagen der vorhandenen Verdübelung (aufgeschweißte Blockdübel, teilweise mit Rundstahlschlaufen als Abhebsicherung) des Verbundtragwerkes nicht auszuschließen.

Des Weiteren waren die vorhandenen Pfeiler bezüglich der Einleitung von Horizontallasten in Brückenlängsrichtung bzw. exzentrischer Vertikallasten nur begrenzt tragfähig, sodass z. B. der erforderliche Ersatz der Lager wieder mit Rollenlagern (Reibbeiwert von $\mu \leq 1,5\%$) hätte ausgeführt werden müssen. Auch das

Widerlager Köln als Festpunkt in Brückenlängsrichtung war wegen seiner Bewehrungsanordnung nicht in der Lage, lokal höhere Längskräfte (z. B. aus Lagerreibung) aufzunehmen.

So wurde letztendlich beschlossen, das vorhandene Brückenbauwerk von 1959 – einschließlich der Unterbauten – zurückzubauen und ebenfalls durch einen Neubau zu ersetzen.

4.3.3 Materialproben

Zur Verifizierung der in den Bestandsunterlagen angegebenen Materialien, als auch zur Absicherung der Ausschreibung bezüglich der Entsorgung, wurden Materialproben am Bauwerk entnommen. Diese Probenentnahmen bezogen sich auf den Belag, den Beton (Über- und Unterbauten) und den Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion.

4.3.4 Materialverhalten

Laut Baubeschreibung bestand die Fahrbahnplatte aus Beton B 450, wobei im Rahmen der Voruntersuchung zur ursprünglich vorgesehenen Sanierung einige Betonproben genommen wurden, die z. T. eine deutlich höhere Festigkeit aufwiesen. Das Widerlager bestand aus Beton der Güten B 225 und B 300 und war mit Betonstahl I und II bewehrt. Auch hier wurde in der Baubeschreibung angegeben, dass eine vorgenommene Betonprobe eine deutlich höhere Festigkeit als B 300 aufwies.

4.3.5 Geometrie

Die Deckenhöhen der Fahrbahnplatte und die Außenkanten der Kappen wurden zum Abgleich der Soll- zur Ist-Lage umfangreich vermessen.

4.3.6 Schadstoffe

Im Ergebnis der Beprobung des bestehenden Korrosionsschutzes wurde festgestellt, dass die Grundbeschichtungen auf der Innen- als auch auf der Außenseite des stählernen Hohlkastens aus Bleimennige bestanden.

Vorhandene Innenbeschichtung aus dem Jahre 1958:

- 2 GB Bleimennige auf Ölgrundlage,
- 2 DB auf Phtalat-Harz-Grundlage.

Vorhandene Außenbeschichtung aus dem Jahre 1964:

- 1. GB Stoff Nr.: 4634/ 55 Bleimennige,
- 2. GB Stoff Nr.: 4634/ 75 Bleimennige,
- 1. DB Stoff Nr.: 4635/ 58 Eisenglimmer,
- 2. DB Stoff Nr.: 4636 /91.

4.3.7 Schäden

Die Bauwerksdokumentation zur Bestandsbrücke zeigte nachstehende Schäden auf:

- undichte Entwässerungsleitungen mit resultierenden lokalen Korrosionsfolgeschäden (Bild 7-34),
- lokale Korrosionsschäden,
- lokale Betonabplatzungen, -schäden,
- durchfeuchtete Stellen an den Austritten der Spannköpfe,
- Korrosion an den Rollenlagern (Bild 7-35).



Bild 7-34: Korrosion infolge undichter Entwässerung
(© Schüßler-Plan)



Bild 7-35: Korrosion an den Rollenlagern
(© Schüßler-Plan)

4.4 Statische Berechnung

4.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Da die Bestandsstatik als wesentliche Grundlage für den Nachweis der Rückbauzustände verwendet werden sollte, sollten die Nachweise für den Bestandsquerschnitt aufgrund besserer Vergleichbarkeit möglichst auch auf Grundlage des damals geltenden Prinzips der Tragsicherheitsnachweise mittels Gebrauchslasten unter Verwendung zulässiger Spannungen geführt werden. Grundlage der Nachweise sollte die DIN 18809 sein. Hierfür waren allerdings einige ergänzende Angaben erforderlich (siehe Abschnitt 4.4.2).

Für den Nachweis der Stabilität sowie für den Nachweis von einzubauenden Verstärkungen und/oder Behelfskonstruktionen wurden Nachweise nach DIN-Fachbericht geführt.

4.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Die im Rahmen der statischen Vorberechnung durchgeführten Untersuchungen der Rückbauzustände ergaben für den Beginn des Verbundplattenrückbaus Zugspannungen in den Stahlobergurten an den Stützen, die über den zulässigen Werten nach DIN 18809 lagen. Damit einhergehend lagen auch die Scherspannungen in den Obergurtnietverbindungen geringfügig über den zulässigen Werten.

Für die erforderlichen Nachweise an der Stütze wurden daher aufgrund der Ergebnisse der statischen Vorberechnung folgende Abweichungen von den zulässigen Werten der DIN 18809 zugelassen:

- Erhöhung der zulässigen Zugspannungen: Lastfall H mit Faktor 1,15 und Lastfall HZ mit Faktor 1,1,
- Erhöhung der zulässigen Nietscherspannungen: Lastfall H mit Faktor 1,1 und Lastfall HZ mit Faktor 1,05.

Anstelle des Nachweises der Vergleichsspannung im Steg bei den hoch ausgenutzten Zugspannungen genügte der Nachweis, dass die zugehörige Schubspannung der Bedingung $\tau < 0,5 \times \text{zul } \tau$ nach DIN 18809 entspricht.

Des Weiteren ergaben die durchgeführten Untersuchungen der statischen Vorberechnung sowohl für den Bestandszustand als auch für den Nachweis der Rückbauzustände für die Obergurtdruckspannungen im Feldbereich als auch für die Stabilitätsnachweise im Steg Beanspruchungen, die sowohl über den zulässigen Werten nach DIN 18809 bzw. DAST-Ri 012 als auch über den zulässigen Werten nach DIN-Fachbericht 103 lagen.

Für den Rückbau wurde daher ein modifiziertes Nachweisverfahren nach DIN-Fachbericht 103 mit abgeminderten Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungsseite für diese Nachweise der Bauteile des Überbaubestandes festgelegt. Dafür wurde bezüglich der Lastannahmen als auch der Nachweisverfahren Folgendes festgelegt:

- Tragsicherheitsnachweise für die Stahlkonstruktion (Obergurtdruckspannungen und Stabilitätsnachweise für den Steg) wurden nach DIN-Fachbericht 103 auf Basis von Spannungsnachweisen für Querschnitte der Klasse 3 nach Kapitel II.5.4.1 geführt. Die ggf. erforderliche Einhaltung der Querschnittsklasse 3 wurde durch das Verfahren der Spannungsbeschränkung nach III-10 des DIN-Fachberichtes 103 geführt. Im Rahmen der Vorberechnung wurde dies unter Hinweis auf III-2.1 (2), Anmerkung 1, durch Beulnachweise für Einzel- und Teilfelder im Steg nach DIN 18800, Teil 3 in Zusammenhang mit den nachfolgend genannten Regelungen erreicht.
- Die aus der Bestandsstatik (ggf. korrigiert) übernommenen bzw. zuvor genannten zusätzlichen Beanspruchungen wurden als charakteristische Schnittgrößen/Spannungen im Sinne von DIN-Fachbericht 101 betrachtet.
- Das formal bestehende Mischungsverbot von Regelwerken nach altem und neuem Sicherheitskonzept wurde für diese Nachweise für den Rückbau des Bestands als Ausnahme aufgehoben. Abweichend von DIN-Fachbericht 101, Tabelle C.1 wurden für Nachweise nach dem neuen Sicherheitskonzept folgende Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungsseite angesetzt:
 - für ungünstige ständige Einwirkungen: $\gamma_{Gsup} = 1,20$ (statt 1,35),
 - für Verkehr und andere variable Einwirkungen: $\gamma_Q = 1,20$ (statt 1,50).
- Alle anderen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungsseite wurden nach den DIN-Fachberichten wie nachfolgend genannt angesetzt:
 - Vorspannung mit Spanngliedern: $\gamma_{P1} = 1,00$ (DIN-Fb 101, IV, Tabelle C.1),
 - Vorspannung durch Absenken: (DIN-Fb 104, II, 2.3.3.1 (5)): wenn günstig: $\gamma_{P2} = 1,00$; wenn ungünstig: $\gamma_{P2} = 1,10$,
 - Schwinden: $\gamma_F = 1,00$ (DIN-Fb 104, II, 2.3.3.1 (6)),
 - Kriechen: gleiche Teilsicherheitsbeiwerte wie bei den Beanspruchungen, die es erzeugen.
- Für die Überlagerung mit Temperatur wurde der Kombinationsbeiwert $\psi_0 = 0,6$ angesetzt (siehe DIN-Fb 104, Kapitel II, Abschnitt 2.3.2.2 (2)).
- Windbelastung wurde als nicht maßgebende Schnittgröße für die Überlagerung nicht weiter betrachtet (siehe DIN-Fb 101, Kapitel IV, Anhang C, Abschnitt C.2.1.1 (8)).

4.4.3 Sicherheitskonzept

Im Rahmen des Sicherheitskonzepts war die korrekte Berücksichtigung des Ausgangszustands für die Standsicherheitsnachweise zum Rückbau von großer Bedeutung.

Die Ausschreibung zum Rückbau enthielt hierzu die folgenden Aussagen:

Grundlage der Standsicherheitsnachweise für den Rückbau der Talbrücke Oehde ist die Feststellung des Ausgangszustandes des Überbaus als Verbundtragwerk unter ständigen Lasten für den Zeitpunkt $t =$ unendlich. Hierfür kann im Wesentlichen auf den vorliegenden, geprüften Standsicherheitsnachweis aus dem Erstellungszeitraum des Bauwerks Ende der fünfziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zurückgegriffen werden.

Verschiedene Teile und Angaben der Bestandsstatik können dazu unverändert übernommen werden. Dies sind insbesondere:

- die Materialgüten der verwendeten Baustoffe entsprechend der Grundlage der seinerzeit gültigen Vorschriften, insbesondere beim verwendeten Beton,
- die Berechnung der Querschnittswerte unter Berücksichtigung der dort getroffenen Annahmen für die mitwirkenden Gurtbreiten und Reduktionsfaktoren für Verbundquerschnittswerte,
- die Art der Spannungsberechnung mit Verbundquerschnittswerten in Abhängigkeit von der Lastart und der zeitlichen Veränderung,
- die Vorgabe der Schnittgrößen aus den Vorspannungszuständen aus Absenken am Stahlquerschnitt und Absenken am Verbundquerschnitt werden über die Werkstattform als richtig realisiert vorausgesetzt,

- die Vorspannung mittels Spannglieder und die sich daraus ergebenden Schnittgrößen und Spannungen,
- die Ermittlung der Schwind- und Kriechbeanspruchung einschließlich der daraus berechneten Spannungen,
- das abschnittsweise Betonieren der Fahrbahnplatte wird wie in der Bestandsstatik bei der Ermittlung der Spannungen vernachlässigt.

Die Beanspruchung aus „ständigen äußeren Lasten vor Verbund“ nimmt einen erheblichen Anteil an den Spannungen der Stahlkonstruktion ein. Im Rahmen der Vorberechnung wurden daher der Lastansatz wie auch die Ermittlung der Schnittgrößen, kritisch hinterfragt. Nachfolgende Erkenntnisse sind daher abweichend von der Bestandsstatik als Ausgangszustand für die Rückbaustatik zu berücksichtigen:

- Die Überprüfung der ausgeführten Betonquerschnittsfläche mit der in der statischen Berechnung angesetzten Fläche ergab eine Mehrung von 3,0 %. Dies ist zusammen mit der tatsächlich vorhandenen höheren Rohdichte des Betons (Wichte 2,42 t/m³ statt der angesetzten 2,4 t/m³) bei der Festlegung des Ausgangszustands zu berücksichtigen.
- Im Verwindungsbereich des Quergefälles ab ca. 86,2 m vor Widerlager Köln wurde das höhere und kontinuierlich ansteigende Gewicht der Verbundplatte durch die Querschnittsänderung in der Bestandsstatik nicht berücksichtigt. Dies ist bei der Festlegung des Ausgangszustands bei Ermittlung der Stahlspannungen zu berücksichtigen.
- Bei der Ermittlung der Schnittgrößen wurde entsprechend den damaligen Möglichkeiten für die Ermittlung der Einflusslinien zur Bestimmung der Schnittgrößen mit einer mittleren konstanten Steifigkeit gerechnet. Dies führt aufgrund der tatsächlichen Steifigkeitsverteilung zu geringen Schnittgrößen an den Stützen und zu großen Schnittgrößen in den Feldern. Im Rahmen der Bestandsstatik wurde dies über eine entsprechende Zusatzbetrachtung durch einen Abschlag der zulässigen Spannungen über der Stütze berücksichtigt. Da dies einerseits für den Nachweis der Rückbauzustände nicht zweckmäßig ist, andererseits eine Nachrechnung zeigt, dass die Zusatzbetrachtung nicht für alle Stützmomente zutreffend ist, sind die Schnittgrößen für Belastungen aus äußeren Lasten am Stahlquerschnitt mit einer Querschnittswerte Verteilung entsprechend den Angaben in der Bestandsstatik durchzuführen.

Spannungen und Spannungsüberlagerungen für den Stahlbau sind in der Bestandsstatik nur grafisch wiedergegeben. Sie können aus den dort angegebenen Schnittgrößen bzw. den neu zu ermittelnden Schnittgrößen und den numerischen Spannungsangaben für eine Einheitsbelastung, für die einzelnen Querschnitte ermittelt werden.

Ab Beginn des Rückbaus sind, neben den sich aus den vorgenannten Angaben ergebenden Beanspruchungen, folgende weitere Anteile zu ermitteln und ggf. zu berücksichtigen:

- Die Beanspruchungen aus den Ausbaulasten der Bestandsstatik sind auf die tatsächlich noch zum Beginn des Rückbaus vorhandenen Lasten umzurechnen. Das heißt, Asphalt und Mittelkappe sind ausgebaut, zusätzliche Lasten sind jedoch noch gegenüber den Angaben in der Bestandsstatik hinzuzurechnen. So fehlen in der Bestandsstatik z. B. Lastangaben für Geländer und Entwässerung sowie später angebrachte Leitplanken.
- Zusätzlich sind planmäßige Montagelasten einzurechnen für:
 - Einbau eines Demontagehilfsverbands in der Obergurtebene sowie für Unterstützung der Stegquersteifen.
 - Fahrschienen für Demontage- und Transportgerät für die Verbundplatte sowie für das Gerät selbst. Weiterhin ist das Gerät selbst mit den Ausbaulasten als Wanderlast entsprechend dem vorgesehenen Einsatz zu berücksichtigen.
 - Planmäßige Montagelasten für Geräte zum Ausbau der Verbundplatte (z. B. Betonsägen, Vorrichtungen zum Auffangen bzw. Ableiten von Kühlwasser der Sägen, zusätzliche Einrichtungen für Regenwasserentwässerung, etc.).
 - Verfahrbare Arbeitsbühnen unter dem Bauwerk einschließlich Fahrträger. Weiterhin sind die Bühnen selbst als Wanderlast entsprechend dem vorgesehenen Einsatz zu berücksichtigen.

- Als veränderliche Lasten sind weiterhin anzusetzen:
 - Ansatz einer Flächenlast von $p = 1,0 \text{ kN/m}^2$ im Sinne von DS 804, Abs. 57 (siehe auch DIN-Fachbericht 102, II, 2.2.2.2 (106)). Diese Last ist auf der Breite der Verbundfahrbahnplatte, bzw. soweit diese ausgebaut ist, auf der Breite des Bodenblechs anzusetzen.
 - Ansatz eines linearen Temperaturunterschieds nach DIN 1072, Tabelle 3, Zeile 2 für Bauzustände ohne Belag. Dieser Temperaturunterschied ist auch nach Rückbau der Verbundplatte anzusetzen, da davon ausgegangen wird, dass auf den Obergurten der Stahlkonstruktion wegen der Verdübelung der Beton verbleibt.
 - Windlasten nach DIN 1072, Abschnitt 4.2.3. Bei Überlagerung mit der Flächenlast $p = 1,0 \text{ kN/m}^2$ (siehe vor) darf der Wind auf die 0,2-fachen Werte entsprechend Abschnitt 4.2.3 (2) abgemindert werden.

Neben den zuvor aus der Baubeschreibung wiedergegebenen Ansätzen für die Standsicherheitsnachweise des Rückbaus wurde der Rückbau der Verbundplatte mit einem Messprogramm begleitet. Da der vorhandene Beanspruchungszustand durch Vorspannmaßnahmen sowie Zwangsschnittgrößen aus Kriechen und Schwinden gekennzeichnet war, konnte er nur mit einer gewissen Unschärfe ermittelt werden.

Ebenso stellte die Vorspannung mit nachträglichem Verbund eine weitere Unsicherheit dar. Nach Herstellung von Trennschnitten kann die Vorspannung i. d. R. durch Haftverbund auch ohne Spannköpfe noch wirksam sein. Da dies nicht gesichert unterstellt werden konnte (durchfeuchtete Stellen an den Austritten der Spannköpfe als möglicher Hinweis von Fehlstellen der Verpressung), wurde die Wirkung aus der Längsvorspannung jeweils ungünstig für das Tragwerk interpretiert. Durch die Begleitung des Rückbaus der Verbundplatte mit einem Messprogramm sollten die aufzustellenden Standsicherheitsnachweise ergänzt und festgestellt werden, ob die Vorspannwirkung nach dem Auftrennen der Spannglieder über Haftverbund noch vorhanden wäre, da die hieraus resultierende statisch Unbestimmte einen erheblichen Spannungsanteil liefern würden. Es wurden Spannungsmessungen mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen im kritischen Obergurtbereich, Schlupfmessungen durch induktive Wegaufnehmer in der Verbundfuge und Verformungsmessungen mit Hilfe eines entsprechenden Nivellements durchgeführt.

4.4.4 Nachweisführung

4.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Es war unsicher, ob die Tragwerkslängsvorspannung mittels Spanngliedern nach Herstellung von Trennschnitten noch wirksam war. Soweit diese gut verpresst sind, ist es möglich, dass trotz der Trennschnitte die Vorspannung durch Haftverbund auch ohne Spannköpfe noch wirksam ist. Soweit diese Wirkungsweise günstig für das Tragwerk zu interpretieren war, würde diese Tragwirkung nicht herangezogen werden, zumal einige durchfeuchtete Stellen an den Austritten der Spannköpfe auf mögliche Fehlstellen der Verpressung hinwiesen.

Für den Stützbereich bedeutete die Annahme einer intakten Vorspannung eine zusätzliche Zugbeanspruchung im Obergurt durch den statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung, der auch nach Durchführung der ersten Trennschnitte am Pfeiler verbleibt.

4.4.4.2 Schubnachweise

Infolge des Wegfalls der großen Beanspruchung aus Verkehrslasten nach DIN 1072 Brückenklasse 60, als auch bei fortschreitendem Rückbau aus dem Wegfall äußerer Belastung (durch Wegnahme der Verbundplatte) und durch Verringerung von Zwangsschnittgrößen durch Reduzierung der Tragwerkssteifigkeiten bei Wegfall der Verbundplatte, waren die Querkräfte und damit die Schubspannungen in den Rückbauzuständen zweifelsfrei geringer als im Endzustand. Sie wurden im Rahmen der Spannungsuntersuchung nicht weiter betrachtet.

4.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Wie bereits im Abschnitt 4.2.1 beschrieben, wurden Querstäbe (in Bild 7-36 grün markiert) und ein liegender K-Verband (in Bild 7-36 blau markiert) unterhalb der Verbundplatte sowie zusätzliche Abstützungen der Stegqueraussteifungen (in Bild 7-36 rot markiert) eingebaut.

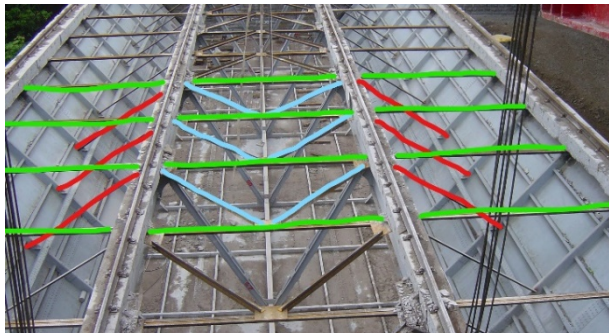


Bild 7-36: Temporäre Verstärkungsmaßnahmen (© Schüßler-Plan)

Die einzubauenden Verstärkungen wurden nach DIN-Fachbericht nachgewiesen.

4.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Die zu führenden Nachweise wurden bereits in den Abschnitten 4.4.2 und 4.4.3 beschrieben.

4.5 Leistungsbeschreibung

4.5.1 Bauwerkszustand

Der Bauwerkszustand wurde bereits in den Abschnitten 4.3.1 und 4.3.7 beschrieben.

4.5.2 Baugrund

Der Baugrund stellt sich entlang des Taleinschnittes annähernd homogen dar. Nach dem Oberboden sind Auffüllungen in Mächtigkeiten von 1 m bis 2 m vorhanden, welche als Geröll- und Gehängeschutt klassifiziert sind. Diesen Auffüllungen unterlagern dann lehmige Schichten mit hohen Schluffanteilen. Unterhalb dieser gewachsenen Lehmschichten steht dann ein äußerst tragfähiger Sand- bzw. Tonstein an.

Auf diesem als Grauwacke bezeichneten Felshorizont waren die bestehenden Pfeiler und Widerlager flach gegründet.

Die Baugruben für den Rückbau als auch für die Ersatzneubauten konnten infolge der hohen Standfestigkeit des anstehenden Bodens in geböschten Baugruben, mit einem Böschungswinkel von 60° ausgebildet werden.

4.5.3 Kontaminationen

Kontaminationen im Baugrund wurden nicht festgestellt.

4.5.4 Angrenzende Bebauung

Die umliegende Bebauung nahm keinen Einfluss auf die Bauvorhaben zum Rück- und Neubau.

Allerdings war darauf zu achten, dass die Wupper, einige Straßen und die DB-Gleise der Strecke 2703 von Lennep nach Rauenthal unterhalb der Brücke verlaufen.

Des Weiteren verliefen durch das Baufeld zahlreiche Leitungen.

4.5.5 Sperrpausen

Für die DB-Gleise der Strecke 2703, welche auch den Anschluss an das Werk der Firma „Vorwerk“ herstellen, war in einer Baudurchführungsvereinbarung geregelt, dass im kompletten Jahr 2008 kein Schienenverkehr stattfindet und komplett auf Schienenersatzverkehr umgestellt wird.

Über diesen Zeitraum hinaus kam eine Schrankenanlage im Bereich der DB-Überfahrt zur Stützenachse 3 und zur Überfahrt „Vorwerk“ ab dem Jahr 2009 zum Einsatz. Nach dem Rückbau des Bauwerks wurde die Schrankenanlage bei der Überfahrt „Vorwerk“ abgebaut. Die Schrankenanlage im Bereich der Überfahrt zur Stütze 3 verblieb für den anschließenden Neubau.

4.5.6 Immissionsschutz

Bei der Durchführung des Rückbaus waren keine besonderen Auflagen aus dem Immissionsschutz (Lärm, Staub) zu erfüllen.

4.5.7 Umweltschutz

Unterhalb des Bauwerks befindet sich mit der Wupper ein besonders zu schützendes Gewässer. Es war insbesondere darauf zu achten, dass das Gewässer nicht durch den Eintrag von Schmutz- und Schadstoffen verunreinigt wurde. Schattenspendende Gehölze am Gewässerrand im Baustellenbereich durften nicht entfernt werden. Die Gewässerränder und das Gewässerbett durften nicht befahren werden.

Zwar lag das gesamte Baufeld außerhalb einer Wasserschutzzone, musste aber dennoch so behandelt werden, da die Wupper zu einem Fischschutzgebiet gehört und besonderen Schutz genießt. Der Fließquerschnitt von 100 m³/s durfte durch die temporäre Errichtung von Arbeitsgerüsten nicht beeinträchtigt werden.

Das beim Schneiden des Betons anfallende, belastete Kühlwasser (Schneideschlämme) durfte keinesfalls unbehandelt in ein Gewässer (Grund- bzw. Oberflächengewässer) gelangen. Während der Schneidvorgänge waren die anfallenden Schlämme daher durch geeignete Schutzmaßnahmen zu fassen und über Absetzcontainer bzw. Filtereinheiten vor Einleitung in die Wupper zu reinigen.

4.5.8 Arbeitssicherheit

Die Baumaßnahme unterlag den geltenden Unfallverhütungsvorschriften und den Grundsätzen der Arbeitssicherheit. Bei der Planung und der Ausführung war das Bestreben, bestehende Schutz- und Leiteinrichtungen so lange wie möglich für die laufenden Bauarbeiten zu nutzen. So wurden die Arbeiten zum Leichtern weitgehend im Schutz der Bestandsgeländer getätigt.

Für das gewählte Rückbauverfahren waren insbesondere die Gefahren des Absturzes beim sukzessiven Rückbau der Fahrbahnplatte in den Kragarmbereichen vorhanden (Bild 7-37). Hier wurden die ausgeschnittenen Segmente jeweils mit vier Bohrungen in eine Hilfstraverse verankert und dann über das auf Schienen laufende Rückbaugerät ausgefahren. Durch den Verzicht auf Kernbohrungen und durch die Anzahl der Verankerungen wurde eine Redundanz geschaffen.

Entstehende freie und somit absturzgefährdende Brückenränder wurden nach erfolgtem Rückbau, mittels Hilfsgeländer, unmittelbar wieder gesichert.

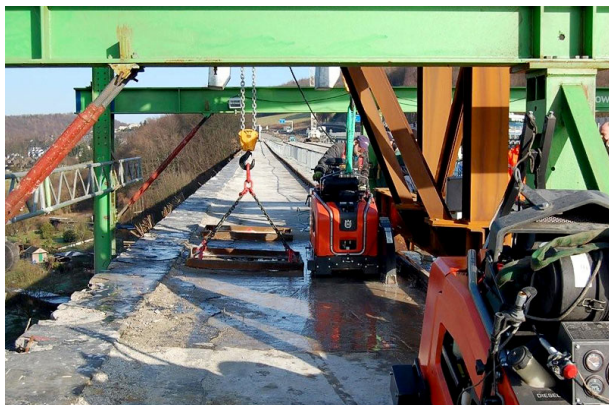


Bild 7-37: Rückbau der Fahrbahnplatte im Kragarmbereich (© Schüßler-Plan)

4.5.9 Nebenleistungen

Nebenleistungen wie das Einrichten und Räumen der Baustelle waren aufgrund der Bedeutung für die Preisbildung besonders erwähnt und in separaten Positionen ausgeschrieben.

4.5.10 Besondere Leistungen

Aus der Genehmigung zum wasserrechtlichen Antrag wurde als Auflage definiert, dass weder das Grundwasser noch die Wupper durch die Rückbauarbeiten belastet werden durften. Das für das Ausschneiden der auszubauenden Verbundplattenelemente anfallende Schneidwasser war daher separat zu fassen und vor Einleitung in die Vorflut aufzubereiten.

Hierzu wurde im Kragbereich ein zusätzliches Gerüst erforderlich, welches das Wasser fasste und über Rohrleitungen mit einem natürlichen Gefälle in den Hohlkasten zu Sammelbehältern weiterleitete. Die Rohrleitungen wurden durch die vorhandenen Belüftungsöffnungen \varnothing 200 mm, welche jeweils im Abstand von ca. 3 m jeweils neben einer Stegquersteife angeordnet waren, in den Sammelbehälter im Kasteninneren geleitet. Das Schneidwasser konnte dann über Schlauchleitungen zu den Pfeilern abgeleitet und einer Aufbereitung zugeführt werden.

4.5.11 Entsorgungskonzept

Die anfallenden Rückbaumaterialien wurden fachgerecht entsorgt und einer Wiederverwertung zugeführt. So wurde der rückgebaute Baustahl eingeschmolzen und der anfallende Beton gebrochen und als Recyclingbaustoff wiederverwendet.

4.6 Vertragliche Grundlagen

4.6.1 Vertragsmodelle

Die Maßnahme wurde gemäß VOB öffentlich ausgeschrieben.

4.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Aufgabe des Auftragnehmers war die Ausführungsplanung einschließlich der Genehmigungsstatik für den Rückbau der Brücke selbst sowie aller erforderlichen Baubehelfe.

4.6.3 Nebenangebote

Grundsätzlich waren keine Nebenangebote zugelassen. Lediglich Nebenangebote für die Verkürzung der Einzelfrist für die Verkehrsbeeinträchtigung auf der Autobahn A 1 waren sogar ausdrücklich erwünscht.

4.6.4 Bauzeit

Die Bauzeit für den Rückbau des Bestands betrug von der Auftragsvergabe bis hin zum Räumen der Baustelle ein Jahr (August 2008 bis August 2009). Der Rückbau wurde im Rahmen der vertraglichen Bauzeit realisiert.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Die Rückbauplanung zur Talbrücke Oehde zeigt, wie komplex und anspruchsvoll der Rückbau einer Talbrücke ist.

Entgegen einer Neubauplanung, bei welcher die Dimensionen noch frei wählbar sind, ist die Planung zum Rückbau strikt an die bauliche Substanz gekoppelt. Zudem ist die bauliche Substanz eventuell noch mit bekannten Schäden zu überlagern oder wie hier, bei der Talbrücke Oehde, mit eingprägten Schnittgrößen belastet, die nicht wieder umkehrbar sind.

Die Talbrücke Oehde wurde seinerzeit mit einem sehr sparsamen Materialprinzip errichtet. Dadurch sind bei solchen Konstruktionen keine wesentlichen Tragreserven für einfache Rückbaukonzepte zu erwarten.

Zu den statischen Zwängen ergeben sich im Laufe der Zeit weitere Randbedingungen, welche den Rückbau in umgekehrter Reihenfolge zur Herstellung unmöglich machten. Zum Zeitpunkt der Errichtung der Talbrücke Oehde wurden lediglich die Landesstraßen und die Wupper überführt. Im Zuge der Lebensdauer der Brücke wurde der Raum unter der Brücke weiter bebaut (z. B. das Regenrückhaltebecken) und die damaligen Bedingungen und Gegebenheiten wesentlich verändert.

Die Festlegung zum Rückbau mittels Litzen und Ablassen in den Talgrund, war die logische Konsequenz aus den statischen und topografischen Gegebenheiten heraus.

VIII Kontrollierter Einsturz

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Das Rückbauverfahren „Kontrollierter Einsturz“ ist nahezu immer in Kombination mit einem konventionellen Rückbau zu sehen.

Im Wesentlichen werden einzelne Bauteile (Brückenkappen, Teile der Fahrbahnplatte und Querträger und die Unterbauten) konventionell rückgebaut und Überbauabschnitte, meist Spannbetonbinder (System Schreck), mit dem kontrollierten Einsturz zu Fall gebracht.

Basis für die Möglichkeiten dieses kontrollierten Einsturzes sind aber immer vorhandene statische Sicherheiten aus dem bestehenden Tragwerk. Weitere Parameter ergeben sich aus der Lage des Bauwerks im Gelände und den maximalen Bauwerkshöhen.

Um den Träger zum Versagen zu bringen, wird i. d. R. ein entsprechend großes Gerät (Longfrontbagger) benötigt, das mit ausreichendem Sicherheitsabstand standsicher positioniert werden kann.

Weitere Merkmale können parallel zum konventionellen Abbruch gesehen werden.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch kontrollierten Einsturz zählen:

- geringerer technischer Aufwand gegenüber „Ausfahren“ oder „Absenken“ von Trägern bzw. Brückensegmenten,
- damit verbunden weniger Aufwand bei der technischen Bearbeitung,
- schnell,
- wirtschaftlich.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch kontrollierten Einsturz zählen:

- begrenzte Reichweite der Abbruchgeräte,
- Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten unter der Brücke,
- nur begrenzt anwendbar,
- Lärm- und Staubemissionen.

3 Beispiel – Bräubachtalbrücke A 7

Inhalt

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	213
3.2 Rückbauverfahren.....	213
3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung	213
3.2.2 Auswahlkriterien.....	216
3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren	216
3.3 Bestandsuntersuchungen	219
3.3.1 Bestandsunterlagen	219
3.3.2 Nachrechnung.....	220
3.3.3 Materialproben	220
3.3.4 Materialverhalten.....	220
3.3.5 Geometrie	220
3.3.6 Schadstoffe.....	220
3.3.7 Schäden.....	220
3.4 Statische Berechnung.....	220
3.4.1 Anzuwendende Regelwerke	220
3.4.2 Abweichungen von Regelwerken.....	220
3.4.3 Sicherheitskonzept.....	221
3.4.4 Nachweisführung	221
3.5 Leistungsbeschreibung	221
3.5.1 Bauwerkszustand.....	221
3.5.2 Baugrund	221
3.5.3 Kontaminationen	221
3.5.4 Angrenzende Bebauung.....	221
3.5.5 Sperrpausen	221
3.5.6 Immissionsschutz.....	222
3.6 Vertragliche Grundlagen.....	222
3.6.1 Vertragsmodelle	222
3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers	222
3.6.3 Nebenangebote	222
3.6.4 Bauzeit.....	222
3.7 Gewonnene Erkenntnisse	222

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Bestandsbrücke der Autobahn A 7 über den Bräubach bestand aus zwei unmittelbar nebeneinander liegenden Fahrbahnen und erstreckte sich über sieben Felder mit einer Gesamtlänge von 247,5 m und einer Regelstützweite von 35,2 m (**Bild 8-2**). Die 1980 gebaute Brücke hatte ihre maximale Pfeilerhöhe im Bereich der überquerten Kreisstraße mit ca. 37 m über dem Grund. Der jeweils 15 m breite Plattenbalken-Überbau bestand aus drei Spannbeton-Hauptträgern und einer quervorgespannten Stahlbetondecke (**Bild 8-1**). Die Hauptträger waren je Feld direkt, ohne Stützquerträger, gelagert, wodurch auf jedem Pfeilerkopf sechs Elastomerlager angeordnet waren. Die Fahrbahnplatte wurde in Brückenlängsrichtung als schlaff bewehrte Federplatte konzipiert. Lediglich an den Widerlagern befanden sich Endquerträger. Der Überbau war ohne Längsfesthaltungen elastisch gelagert. Die Spannbeton-Plattenbalken lagen jeweils auf unten eingespannten Stahlbetonpfeilern mit rechteckigen Hohlkastenquerschnitten und Wanddicken von 0,30 m. Die Pfeiler besaßen am Kopf eine etwa 105 t schwere massive Quertraverse.

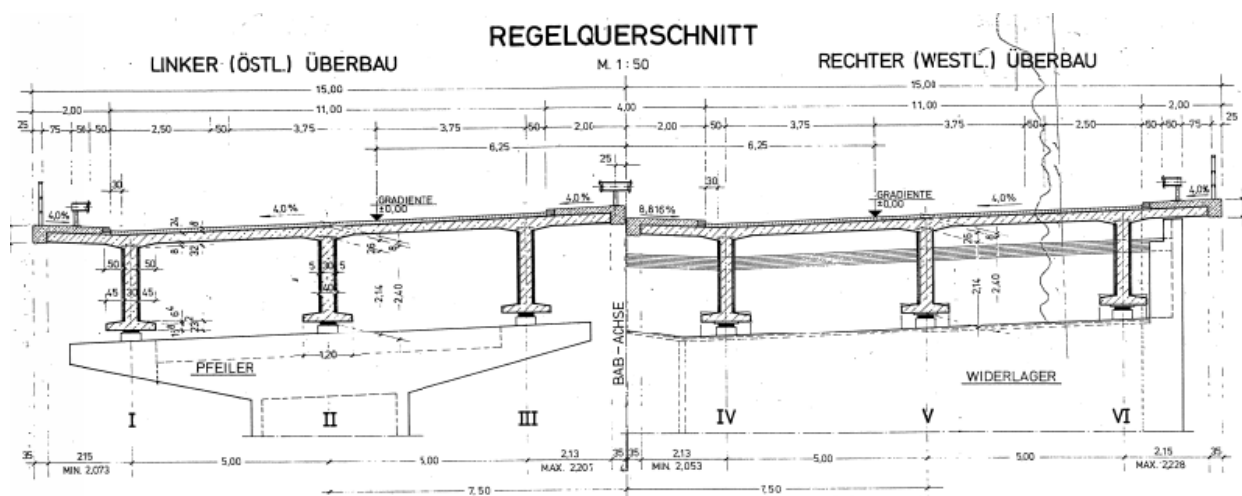


Bild 8-1: Regelquerschnitt des Überbaus inklusive Nummerierung der Hauptträger I bis VI (Quelle: ABDNB)

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Der Rückbau der Bestandsbrücke konnte laut Ausschreibung in acht Phasen je Fahrtrichtung eingeteilt werden (**Bild 8-3**). In Phase 1 erfolgte der Rückbau der Brückenausrüstung wie Geländer, Kappen und Belag einschließlich der Abdichtung. In Phase 2 wurde eine weitere Leichterung des Überbaus durch abschnittweisen Rückbau der Kragarme vorgesehen. Die rückgebauten Teile sollten über den Restüberbau abtransportiert werden.

In den Phasen 3 und 4 war geplant, eine oben laufende Vorschubrüstung über das Randfeld am Widerlager zu montieren und die statisch erforderlichen Lagesicherungen und Auflagerkonsolen für die Längsträger einzubauen. Um im weiteren Verlauf die Absenkung des Komplettschnitts zu ermöglichen, sollte zwischen den drei Längsträgern je Feld eine nach statischen Erfordernissen bemessene Druck-Zug-Verbindung montiert werden.

In Phase 5 war nach Sicherung durch Stahlquerträger und Litzen im aktuellen Feld ein Trennschnitt vor den Pfeilerkonsolen vorgesehen. Der Überbauteilabschnitt sollte dann mittels Litzenhebern auf vorbereitete Auflagerpunkte abgesenkt werden. Im Hangbereich war eine Lagesicherung des abgelegten Überbauabschnitts vorgesehen. Nach der Absenkung sollte vor Ort zerkleinert werden, um anschließend die einzelnen Teile abzutransportieren zu können.

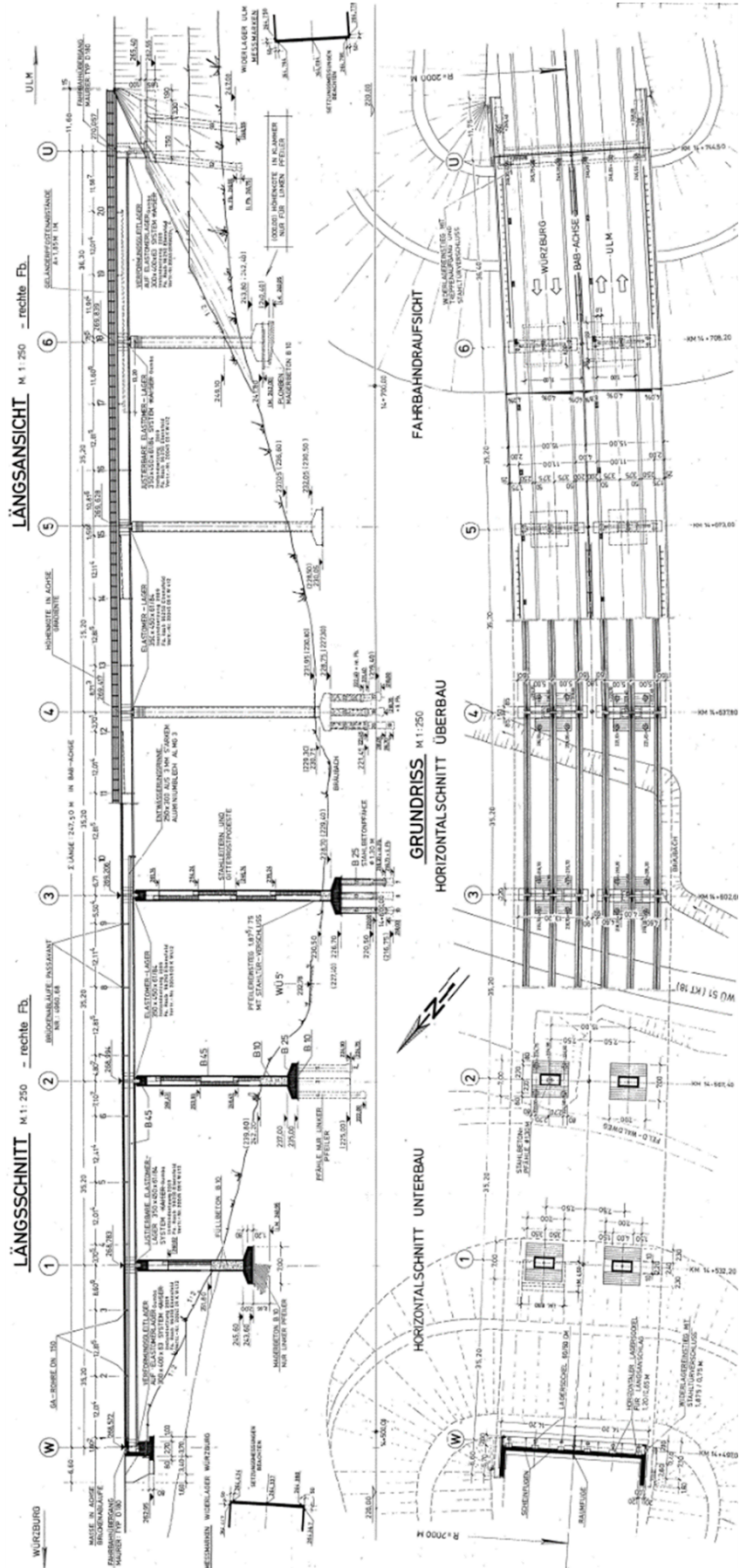


Bild 8-2: Längsansicht/-schnitt und Draufsicht der Bräubachtalbrücke (Quelle: ABDNB)

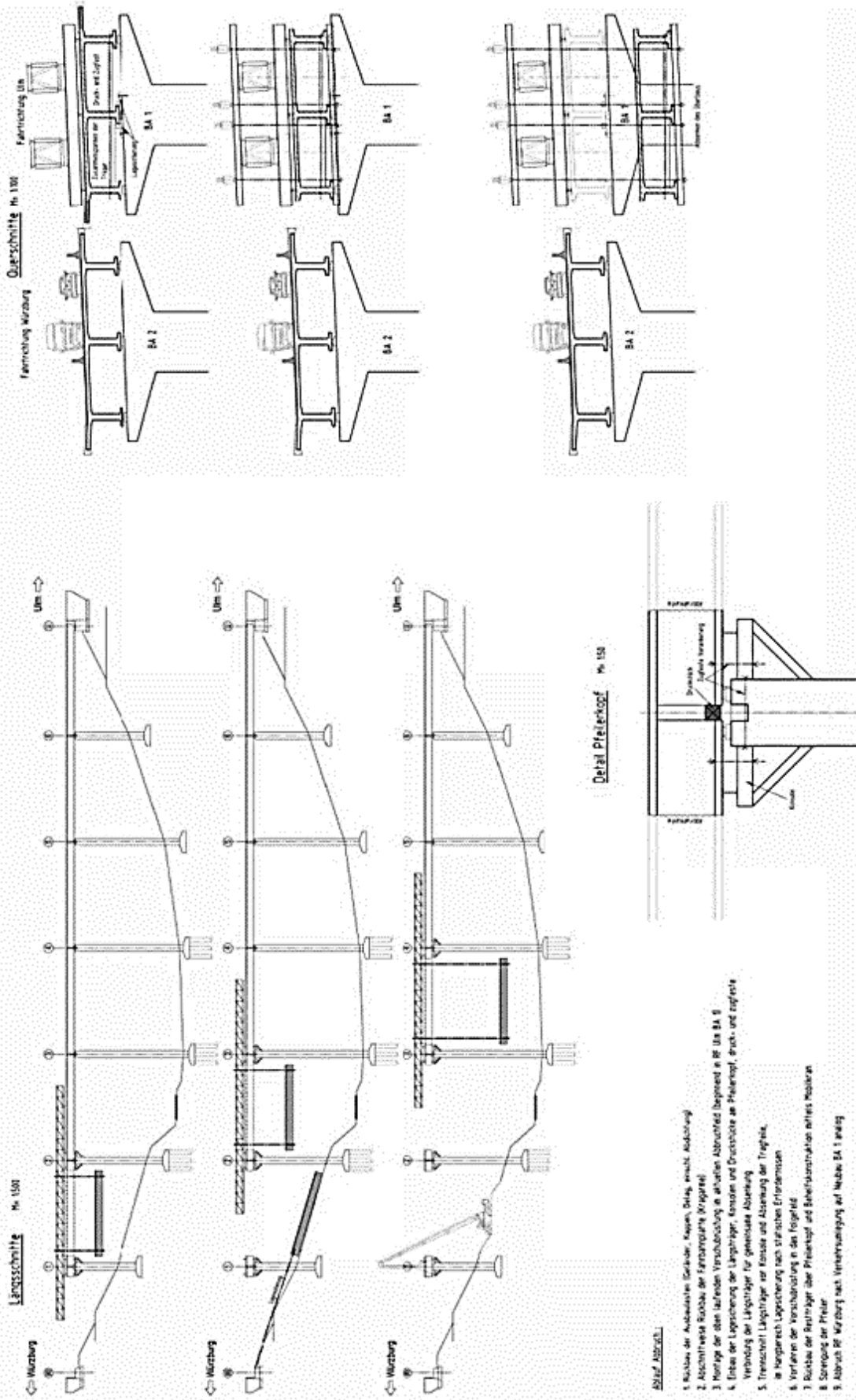


Bild 8-3: Abbruchplan (© Autobahn GmbH)

Die Ausschreibung sah vor, die Vorschubrüstung anschließend in das Folgefild vorzufahren, um mit den Abbrucharbeiten analog fortfahren zu können (Phase 6). Der Rückbau des konsolengestützten Restüberbaus und der Hilfskonstruktionen am zurückliegenden Pfeiler war in Phase 7 mittels Mobilkran vorgesehen. Der Abbruch der Widerlager wurde im Schutz eines Mittelverbau zum laufenden Verkehr geplant. Pfahlkopfplatte und Fundamente sollten nur bis 1 m unter Geländeoberkante abgebrochen und beseitigt werden, sofern sie den Neubau nicht behinderten.

Laut Ausschreibung war geplant, nach der Demontage der Überbaufelder einer Richtungsfahrbahn, deren separat verbliebenen Pfeiler in Phase 8 durch Sprengen zu Fall zu bringen. Die rechteckigen hohlen Pfeilergrundrisse ließen eine präzise Fallrichtung nur in Brückenlängsrichtung zu. Ein Schrägkippen war technisch nicht möglich und ein Querkippen kam wegen der Platzverhältnisse ebenfalls nicht infrage. Nach Ausschreibung wurde eine Fallrichtung der Pfeiler 1, 3, 4 und 5 nach Südosten und der Pfeiler 2 und 6 nach Nordwesten gewünscht.

In allen Pfeilern sollte unmittelbar über der Geländeoberkante ein Sprengmaul vorgesehen werden. Die Sprengmäuler waren in die jeweiligen Kipprichtungen nach Südost bzw. Nordwest geöffnet. Auf der Vorder- und Rückseite des jeweiligen Sprengmauls waren horizontale Sägeschnitte vorgesehen, die zusammen mit einem Fallschlitz die erforderlichen Vorschwächungen bilden sollten. Mit diesen Vorschwächungen sollte die Standsicherheit der Pfeiler für eine Windbelastung in Orkanstärke 12 im Vorfeld nachgewiesen werden. Die Bemessung der Sprengmäuler sollte für eine Kippsicherheit $\geq 1,5$ erfolgen. Der Streuflugschutz sollte mit je zwei Lagen Vlies und Maschendraht erfolgen.

Der Kopfaufprallbereich der Pfeiler musste laut Ausschreibung jeweils mit einem etwa 2 m hohen Fallbett aus nichtbindigem Lockermaterial präpariert werden. Bei sehr feuchter Witterung bzw. wassergesättigtem und bindigem Boden im Aufprallbereich bestand grundsätzlich die Gefahr, dass Schlamm beim Pfeileraufprall seitwärts ausgetrieben werden konnte. Zur Kontrolle der Erschütterungen sollte bei der Sprengung an den Nachbarpfeilern und am benachbarten Gehöft insgesamt sieben Schwingungsmessgeräte installiert werden.

3.2.2 Auswahlkriterien

Eine Komplettsprengung der Brücke wurde ausgeschlossen, da unter der Brücke die Kreisstraße KT 18 verlief. Ebenso war aus diesem Grund eine separate Sprengung des Überbaus ausgeschlossen. Die Pfeiler durften somit nur einzeln und zeitlich versetzt gesprengt werden. Weiterhin hätte sichergestellt werden müssen, dass sich zum Zeitpunkt des Sprengens keine Überbaureste mehr auf den Pfeilern befinden, da, trotz der hohen Fallrichtungspräzision der rechteckigen Hohlkastenquerschnitte, die breiten Kopftraversen der langen Pfeiler den Nachbarpfeilern sehr nahe hätten kommen können.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das Bauwerk wurde im Wesentlichen bodengestützt abgebrochen (Bilder 8-4 und 8-5). Um eine Längsfesthaltung für die elastisch gelagerte Brücke auszubilden, wurde die Übergangskonstruktion (ÜKO) an einem Widerlager mit Flachstahllaschen kraftschlüssig verschweißt. Im Vorfeld wurden die Geländer, die Entwässerung, die Kappen und der Fahrbahnbelag inklusive der Abdichtung über die gesamte Länge des Überbaus entfernt. Die Stegunterseite der Längsträger wurde im Lagerbereich vollflächig ausbetoniert und mit Trennfolie vom Pfeilerkopf getrennt, um später ein leichteres Abrutschen zu ermöglichen.

Der eigentliche Rückbau wurde im mittleren Feld 3-4 (Abbruchfeld I) begonnen (**Bild 8-6**). Die beidseitige Kippsicherung für den Längsträger 3 wurde durch die Fahrbahnplatte der angrenzenden Brückenfelder sichergestellt. Während des feldweisen Abbruchs durfte die Windgeschwindigkeit den Wert von 18 m/s nicht überschreiten. Zuerst wurde die Fahrbahnplatte, inklusive der Kragarme, zwischen und außerhalb der drei Stege rückgebaut, wobei ein Obergurt von jeweils ca. 1 m je Längsträger zu belassen war. Der Abbruch der Fahrbahnplatte erfolgte von oben. Während dieser Arbeiten durfte sich nur ein Fahrzeug mit maximal 65 t in einem Überbaufeld befinden. Anschließend wurden die drei Längsträger nacheinander, von außen nach innen, bodengestützt mit einem Longfrontbagger abgebrochen. Hierbei wurden die Längsträger kontrolliert niedergebracht (Bild 8-9) und am Boden weiter für den Abtransport zerkleinert. Der Abbruch musste zeitlich so koordiniert werden, dass ein Längsträger immer vollständig an einem Tag abgebrochen wurde.

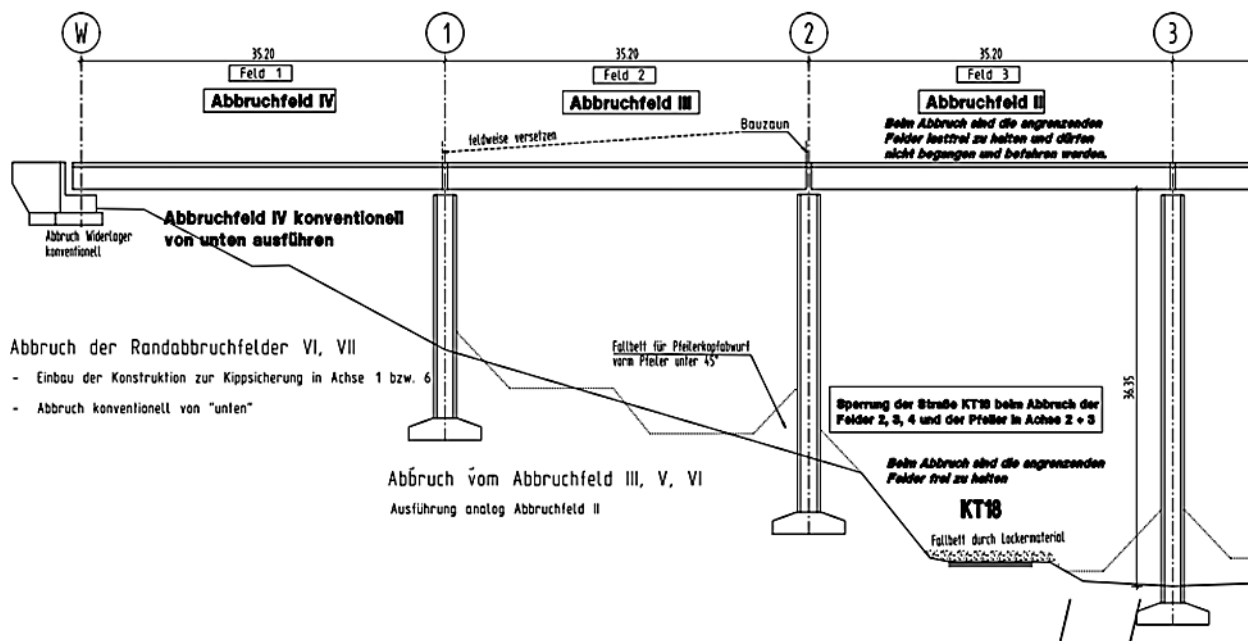


Bild 8-4: Übersicht des durchgeführten Abbruchverfahrens – Teil 1 (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

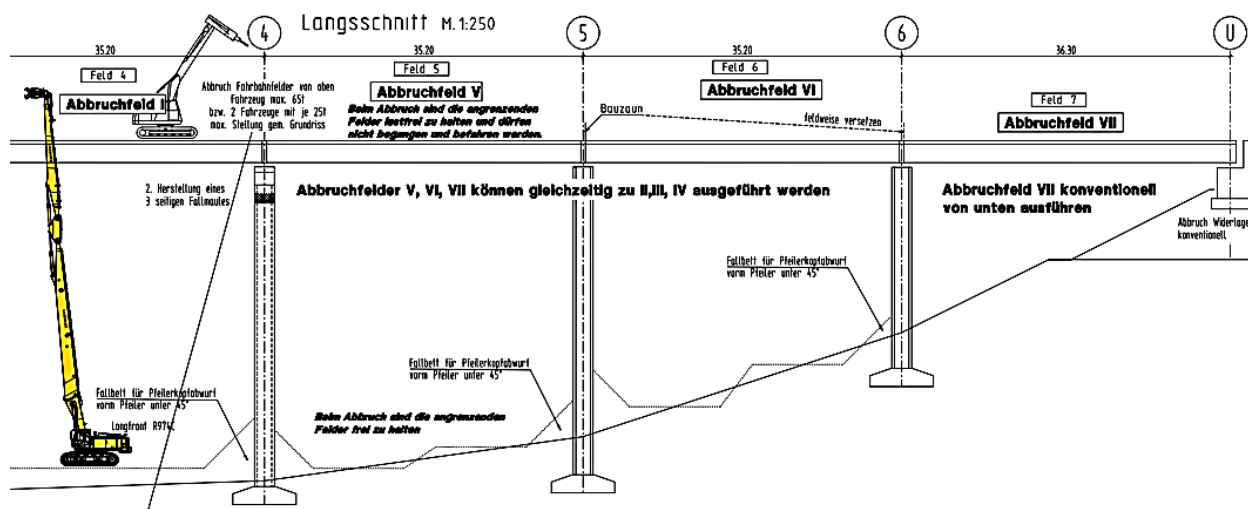


Bild 8-5: Übersicht des durchgeführten Abbruchverfahrens – Teil 2 (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Mit Abbruch des ersten Feldes wurde die ÜKO am anderen Widerlager ebenfalls verschweißt, um eine weitere Längsfesthaltung zu schaffen. Darauf wurden immer die beiden anschließenden Felder rückschreitend in Richtung Widerlager analog zum ersten Überbaufeld rückgebaut. Zur Seite des bereits abgebrochenen Überbaus wurde am Längsträger 3 eine zusätzliche Kippsicherung durch Verankern im Pfeilerkopfbalken hergestellt.

Zur Kippsicherung der Längsträger 1 und 2 blieben in den Abbruchfeldern II, III, V, VI zunächst zwei Querstreifen der Fahrbahnplatte mit einer Breite von ca. 0,80 m erhalten. In jedem dieser Querstreifen lag unbeschädigt mittig ein Spannglied der Quervorspannung. Unmittelbar vor dem Rückbau des jeweiligen Steges waren diese Verbindungsstreifen zu entfernen, sodass aufeinanderfolgend die Stege 1 und 2 kontrolliert von unten entfernt werden konnten. Anschließend konnte der dritte Längsträger nach dem Entfernen der Kippsicherung abgebrochen werden (Bild 8-7). Die Abbruchfelder IV und VII wurden aufgrund der geringeren Höhe über Gelände konventionell von unten abgebrochen.

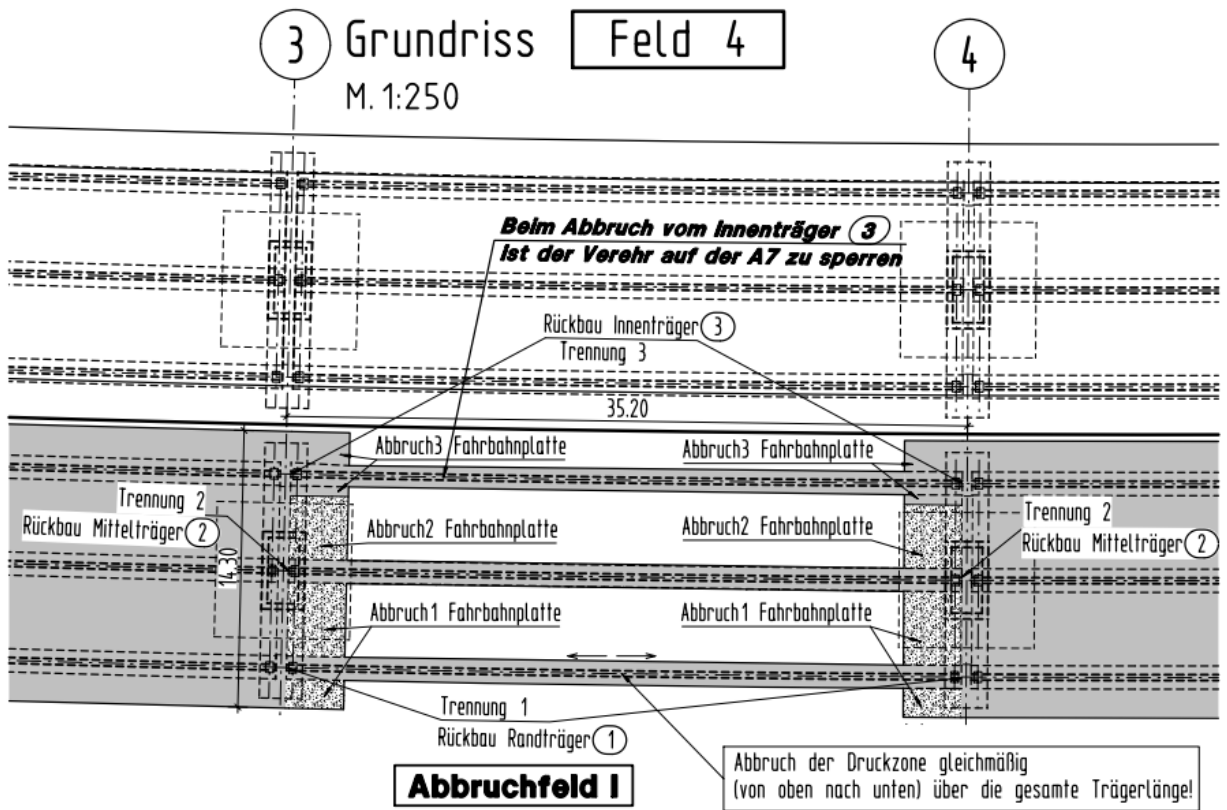


Bild 8-6: Abbruchfeld I (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

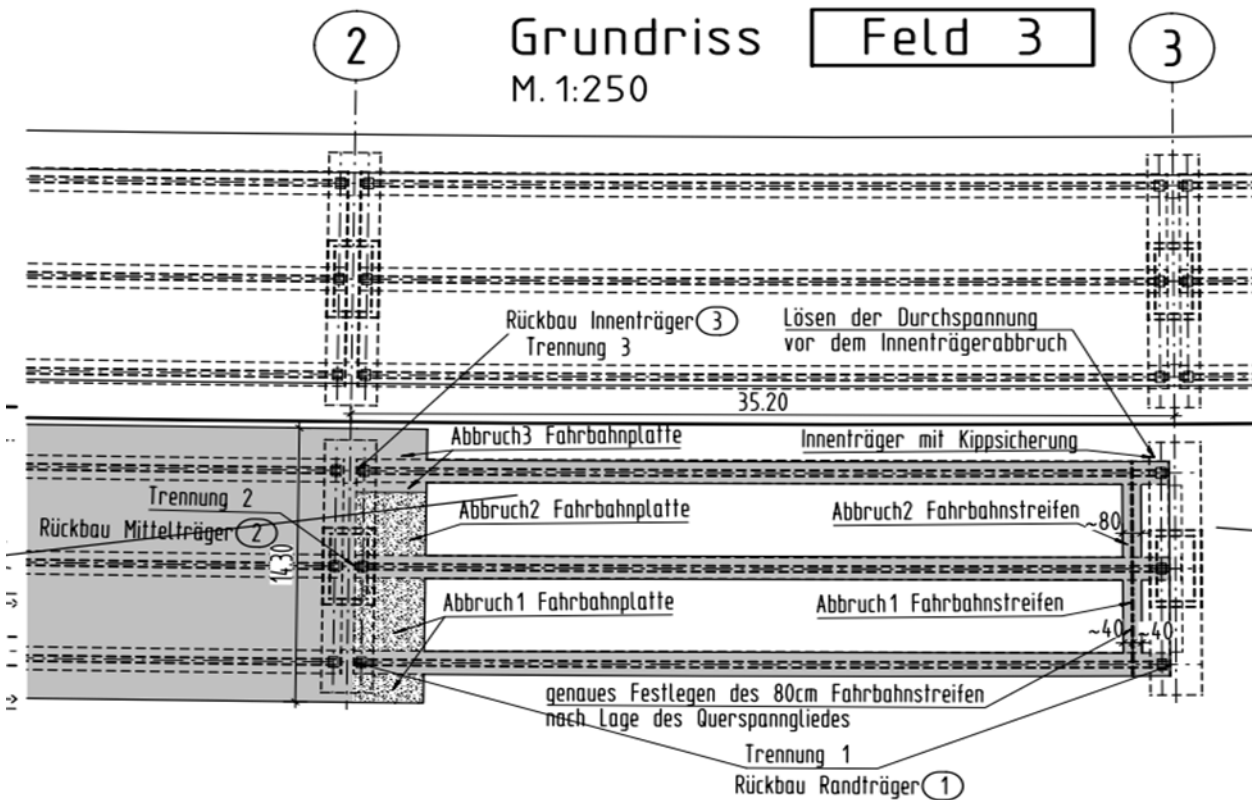


Bild 8-7: Abbruchfelder II, III, V, VI (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

Der Abbruch der Widerlager und Pfeiler erfolgte konventionell. An den Pfeilern wurden die Kragarme der Hammerköpfe in Teilabschnitten demontiert. Danach wurde unterhalb des Pfeilerkopfes ein Fallmaul hergestellt (Bild 8-10). Die Bewehrung wurde im Bereich des Fallmauls durchtrennt. Im Anschluss wurde die letzte verbliebene Wand des Hohlkastens im Bereich des Fallmauls geschwächt, bis der Pfeilerkopf in Brückenlängsrichtung abgekippt war. Der Rückbau der restlichen Pfeilerwände erfolgte dann bodengestützt mit einem Longfrontbagger (Bild 8-9). Die Pfahlkopfplatte und die Fundamente wurden 1 m unter Geländeoberkante abgebrochen.

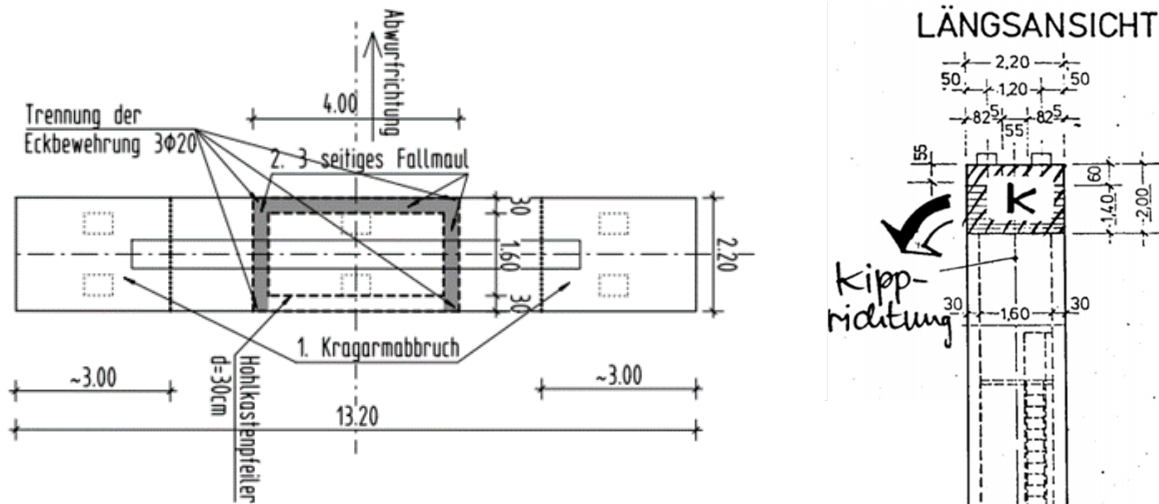


Bild 8-8: Abbruch der Pfeiler (© Dr. R. Melzer/Wölfel Engineering)



Bild 8-9: Abbruch der Längsträger mit einem Longfrontbagger (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)



Bild 8-10: Herstellung Fallmaul für Pfeilerkopfabwurf (© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Es lagen folgende Unterlagen zum Zeitpunkt der Ausschreibung vor:

- Bestandsübersichtspläne,
- der Sondervorschlag System Schreck,

- die Schadensanalyse des Bauwerks.

3.3.2 Nachrechnung

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.3 Materialproben

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.4 Materialverhalten

Siehe Abschnitt 3.3.7.

3.3.5 Geometrie

Dieser Abschnitt entfällt.

3.3.6 Schadstoffe

Siehe Abschnitt 3.3.7

3.3.7 Schäden

Das bestehende Brückenbauwerk wies gemäß der Brückenhauptprüfung in 2009 massive Schäden an tragenden Bauteilen auf. In der Sonderprüfung von 2011 wurde eine Zunahme der bereits bekannten Schäden festgestellt. Dabei handelte es sich um die geschädigten Flanschbereiche unter der undichten Entwässerung und um das Feld 2-3 oberhalb der Kreisstraße. Dort drohten größere Betonschollen abzuplatzen, woraufhin diese vor der nächsten Frostperiode entfernt wurden. Im Zuge der Stemmarbeiten wurde an drei der fünf Stellen jeweils ein Spannglied freigelegt. Aufgrund der gemessenen Abstände von der Flansch-kante war davon auszugehen, dass es sich hierbei immer um dasselbe Spannglied handelte. Es war an einigen Stellen unverpresst und teilweise waren komplette Spannritzen durch Lochfraß abgerissen und dadurch entspannt. Der Schlaffstahl wies ebenfalls massive Korrosions- und Lochfraßspuren mit deutlichen Querschnittsverlusten auf.

Das chloridbelastete Oberflächenwasser wurde durch die defekte Kastenrinne der Entwässerung direkt auf den Flansch geleitet, wodurch dieser über die Jahre hinweg durchfeuchtet wurde. Im Bereich der Spannglieder staute sich das kontaminierte Wasser im Hüllrohr und führte hier, verstärkt an der Unterseite, zu chloridinduzierter Korrosion und in der Folge zu Spanndrahtbrüchen. Aufgrund des schlechten Verpresszustands des freigelegten Spannglieds konnte nicht davon ausgegangen werden, dass noch Vorspannung über Verbundwirkung eingetragen werden konnte. Von dieser Schädigung betroffen war nicht nur das Feld 2-3 über der Kreisstraße, sondern mehrfach Bereiche beider Überbauten über die gesamte Brückenlänge.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Es wurden die gültigen Regelwerke und anerkannten Regeln der Technik für die Rückbauplanung des Überbaus herangezogen.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Keine.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheiten für die Rückbauplanung des Überbaus.

3.4.4 Nachweisführung

In den statischen Berechnungen für die einzelnen Rückbauzustände wurden die vorhandenen Bestandsunterlagen zur Beurteilung und Dimensionierung erforderlicher Sicherungsmaßnahmen herangezogen.

Für den geplanten Rückbau des Überbaus wurden weitere Nachweise erforderlich. Diese zusätzlichen Nachweise wurden mit globalen Sicherheiten geführt. Hierzu wurde z. B. die Kipp- und Lagesicherheit der Längsträger untersucht. Die Dimensionierung der erforderlichen Kipphaltungen vor bzw. während des Rückbaus der einzelnen Abbruchfelder erfolgte für eine Belastung der Überbaulängsträger durch das Überbaueigengewicht in Kombination mit einer Vorkrümmung und einer maximalen Windgeschwindigkeit von 18 m/s nach Theorie II. Ordnung.

Für die Unterbauten wurde statisch der Fall untersucht, dass der mittlere Überbausteg beim Rückbau möglicherweise gegen einen der beiden Pfeiler stoßen könnte. Hierbei wurde zwischen „Pfeiler freistehend ohne Überbau im Nachbarfeld“ und „Pfeiler mit aufliegendem Überbau im Nachbarfeld“ unterschieden. Die Erkenntnisse aus den statischen Berechnungen flossen in ein Abrisskonzept ein, sodass die erforderlichen Pläne und Anweisungen für die Baustelle erstellt werden konnten.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Siehe Abschnitt 3.3.7.

3.5.2 Baugrund

Der anstehende Untergrund zeigte sich als Wechsel- und Mischlagerungen aus festem Ton und Tonstein, festem bis hartem Tonstein und Schluffstein und hartem Kalkstein oder festem bis hartem Mergelkalk, wobei der Kalkstein den überwiegenden Anteil bildete.

Die Baugrundangaben waren aber bei der vorliegenden Abbruchmethode nicht relevant.

3.5.3 Kontaminationen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Die Kreisstraße KT 18 mit einer Mischwasserleitung unterquerte die Brücke im Bereich zwischen den Pfeilern 2 und 3. Der Bräubach fließt zwischen den Pfeilern 3 und 4 hindurch und wurde daher verrohrt und überschüttet. Im Süden stand ein bäuerliches Gehöft im minimalen lichten Abstand von 27 m zur Brücke. Die verbleibende Richtungsfahrbahn der Altbrücke, bzw. die der Neubrücke, verlief unmittelbar neben dem Abbruchobjekt. Nördlich und südlich vorhandene Biotope befanden sich außerhalb der Brückengrundrisse.

3.5.5 Sperrpausen

Für den Abbruch der Felder 2, 3, 4 und der Pfeiler 2 und 3 wurde die Kreisstraße KT 18 gesperrt. Zum Rückbau der Innenträger des Überbaus wurde die Autobahn A 7 jeweils stundenweise gesperrt.

3.5.6 Immissionsschutz

Da die Hauptträger jedes Feldes einzeln abgeworfen wurden und stark durchgebogen abstürzten, wodurch die Trägermitte bzw. die Trägerenden, zeitversetzt auf dem Untergrund aufschlugen, mussten jeweils nur zwei Drittel einer Trägermasse rechnerisch angesetzt werden. Der Punkt des mittleren Trägeraufpralls des dem verbliebenen Überbau naheliegendsten Steges wurde als Erschütterungszentrum deklariert. Als maßgeblich für den Hammerkopfabwurf wurde Pfeiler 3 erachtet, da dessen Masse ca. 378 t betrug. Das Aufprall- bzw. Erschütterungszentrum lag jeweils etwa unter der abstürzenden Kopftraverse. Für die Pfeiler 1 bis 6 wurde ein erschütterungsminderndes, etwa 2 m hohes Pfeilerkopf-Fallbett vorausgesetzt.

Mit den aus den Massen ermittelten potenziellen Energien und dem Abstand vom Aufprallzentrum zum jeweiligen Immissionsort wurden die zu erwartenden Schwinggeschwindigkeiten ermittelt. Dabei wurde sowohl für die Nachbarbrücke als auch für das Bauerngehöft der Fundament-Anhaltswert für Schadensfreiheit von 20 m/s unterschritten, wodurch Erschütterungsschäden auszuschließen waren. Mit einem vollflächigen Fallbett aus Lockermaterial konnte die Schwinggeschwindigkeit noch weiter gesenkt werden. Für unterirdische Leitungen außerhalb des direkten Aufprallbereichs der abstürzenden Bauteile konnte auch Schadensfreiheit erwartet werden. Zur Kontrolle der auftretenden Erschütterungen wurden je zwei 3D-Messpunkte an den nächstgelegenen Pfeilerfundamenten des Neubaus und am Bauerngehöft eingeplant.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Die Leistung wurde als Einheitspreisvertrag gemäß VOB vergeben.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Ausführungsplanung des Abbruchs.

3.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren nicht zugelassen.

3.6.4 Bauzeit

- Abbruch 1. BA: 04/2013 – 07/2013,
- Abbruch 2. BA: 06/2014 – 10/2014.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

- Mit innovativen Rückbaumethoden kann man wirtschaftliche Erfolge erzielen.
- Das Rausschieben oder Absenken der Träger wäre wesentlich aufwendiger gewesen.
- Umfangreiche Sägearbeiten oder Betontrennarbeiten zum Absenken der Träger waren nicht erforderlich.
- Zusatzgerüste konnten ebenfalls eingespart werden.
- Vormontage- und Demontagezeiten der Gerüste wurden bauablaufbedingt eingespart.
- Innovative Ideen sind auch bei Auftraggebern gerne gesehen.

IX Konventioneller Rückbau

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Der konventionelle Abbruch ist eine der am häufigsten verwendeten Abbruchmethoden. Das Bauwerk wird i. d. R. mittels eines Abbruchgeräts grob zerkleinert. Die Separierung des Abbruchmaterials erfolgt erst im Nachgang von Hand mittels Sortiergerät oder Siebanlagen. In diesem Verfahren kann es zur Vermischung des Abbruchmaterials kommen. Es wird bei Konstruktionen verwendet, welche geringere Mengen verschiedener Baumaterialien enthalten, die sich im Nachgang gut separieren lassen. Für dieses Verfahren sind die Anforderungen an Personal und Gerät niedrig. Ein konventioneller Abbruch lässt sich auch mit anderen Abbrucharten leicht kombinieren, wie z. B. mit Kranrückbau oder Seilsägen.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des konventionellen Rückbaus von Brücken zählen:

- geringere Qualitätsanforderung an Personal und Geräte,
- frühzeitige Separierung der Schad- und Störstoffe,
- große Leistungsfähigkeit,
- geringerer Aufwand in der Planungs- und Vorbereitungsphase,
- einfaches Abbruchverfahren/geringe technische Anforderungen,
- schnell,
- wirtschaftlich.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des konventionellen Rückbaus von Brücken zählen:

- begrenzte Reichweite der Geräte,
- Unterbrechungen zum Laden der Trümmer erforderlich,
- große Staubentwicklung und Lärmbelästigung,
- Erschütterungen,
- eingeschränkter Anwendungsbereich (Brücken in geringer Höhe).

3 Beispiel – Neckartalbrücke A 6 (Vorlandbrücken)

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	225
3.2	Rückbauverfahren.....	226
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	226
3.2.2	Auswahlkriterien.....	227
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren	227
3.3	Bestandsuntersuchungen	229
3.4	Statische Berechnung.....	229
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke	229
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken.....	229
3.4.3	Sicherheitskonzept.....	230
3.4.4	Nachweisführung	230
3.5	Leistungsbeschreibung	230
3.5.1	Bauwerkszustand.....	230
3.5.2	Baugrund	230
3.5.3	Kontaminationen	231
3.5.4	Angrenzende Bebauung.....	231
3.5.5	Sperrpausen	231
3.5.6	Immissionsschutz.....	231
3.5.7	Umweltschutz.....	232
3.5.8	Arbeitssicherheit.....	232
3.5.9	Nebenleistungen	232
3.5.10	Besondere Leistungen	232
3.5.11	Entsorgungskonzept.....	232
3.6	Vertragliche Grundlagen.....	232
3.6.1	Vertragsmodelle	232
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers	232
3.6.3	Nebenangebote	232
3.6.4	Bauzeit.....	232
3.7	Gewonnene Erkenntnisse.....	232

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Baumaßnahme A 6 Wiesloch-Weinsberg umfasste u. a. den Rückbau der 1,35 km langen Neckartalbrücke zwischen den Anschlussstellen Heilbronn/Neckarsulm und Heilbronn/Untereisesheim. Das Gesamtbauwerk gliederte sich in insgesamt vier Teilabschnitte:

- Durchstichbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd,
- westliche bzw. mittlere Vorlandbrücke,
- Strombrücke bzw. Neckarbrücke,
- östliche Vorlandbrücke, Teilbauwerke Nord und Süd.

Der Abbruch der Neckartalbrücke umfasste verschiedene Abbruchmethoden: Absenken und Ausschwimmen, konventioneller Abbruch inkl. Traggerüst und Kranaushub, sowie Sprengung. Im Folgenden wird der konventionelle Abbruch durch Meißeln der westlichen Vorlandbrücke und der Abbruch durch Auskränen der östlichen Vorlandbrücke über die Gleise der DB betrachtet.

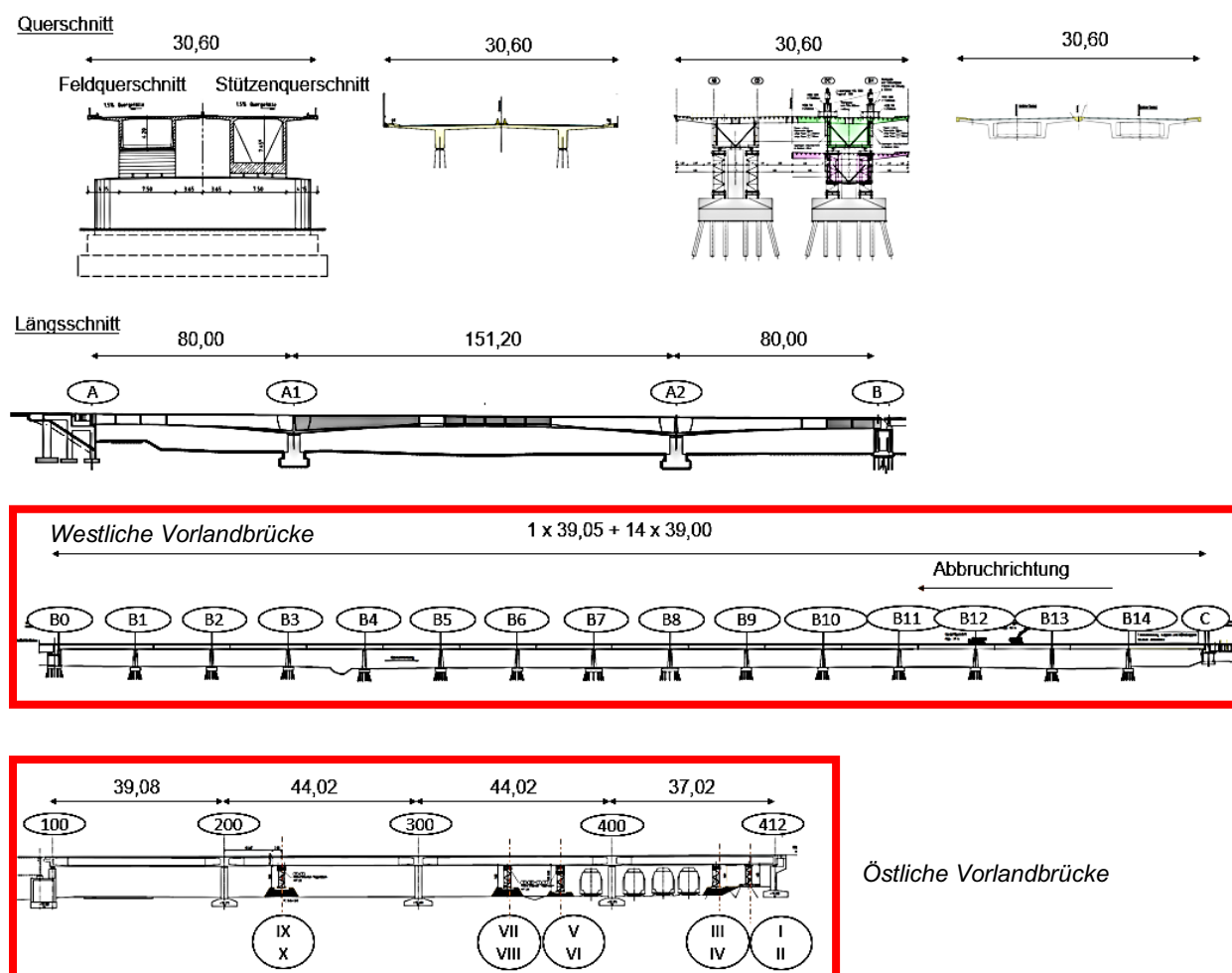


Bild 9-1: Querschnitt und Längsschnitt (© Max Wild GmbH)

Westliche Vorlandbrücke:

Das Bauwerk wurde 1967 als nicht gekrümmtes ($R > 1500$ m) 15-feldriges Spannbetonbauwerk errichtet. Der Überbau hatte eine Gesamtlänge von 587,4 m (Einzelstützweiten: 39,05 m + 14×39 m). Der Überbau bestand aus längs- und quervorgespannten zweistegigen Plattenbalken mit einer Bauhöhe von 3 m. Die Gesamtbreite betrug 30,6 m (Bild 9-1). Die Brücke wurde auf einem Traggerüst hergestellt. Die Brücke wurde ursprünglich in die Brückenklasse 60 eingestuft.

Anfänglich waren keine Querträger in den Stützenachsen vorgesehen. Wegen Schäden an den Führungsleisten der querfesten Lager wurden jedoch im Jahr 1988 die längsverschiebbaren Topflager über den Pfeilern durch allseits verschiebbare Elastomerlager ersetzt und zusätzliche Stahlrohrquerträger zwischen den Stegen in den Achsen eingebaut. Im Jahr 1988 erfolgte eine neue Einstufung in die Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072.

In jeder Achse B1 bis B14 war unter jedem Träger eine massive konische Rundstütze ausgeführt worden. In den Achsen B0 und C0 waren Trennpfeiler ausgebildet, die jeweils dem vorherigen bzw. anschließenden Bauwerk ebenfalls als Achse dienten. Das gesamte Bauwerk war auf den Rammpfählen $d = 0,50$ m gegründet. Die Achsen B7 und B8 waren die Festpunkte des Bauwerks.

Die Brücke querte über den Böllinger Bach.

Östliche Vorlandbrücke:

Das Bauwerk wurde 1967 als nicht gekrümmtes ($R > 1500$ m) vierfeldriges Spannbetonbauwerk errichtet. Der Überbau hatte eine Gesamtlänge in der Mittelachse von 160 m (Einzelstützweiten: 35 m – 44 m – 44 m – 37 m). Die zwei getrennten Überbauten bestanden aus längs- und quervorgespannten Hohlkastenträgern mit einer Bauhöhe von 2,1 m. Die Gesamtbreite betrug 30,6 m (Bild 9-1). Die Herstellung des Bauwerks erfolgte abschnittsweise auf verschiebbarem Lehrgerüst. Die Brücke wurde ursprünglich in die Brückenklasse 60 eingestuft. Aufgrund von Koppelfugenermüdung wurde die Brückenkasse auf 45 reduziert.

Der Trennpfeiler D und das Widerlager E waren aufgelöste, kastenförmige Stahlbetonkonstruktionen. Die Zwischenpfeiler waren massive Stahlbetonrundstützen von 1,60 m Durchmesser. Der Trennpfeiler D, Stütze Achse 200 und 400 Nord waren auf Ortbetonrammpfählen $d = 0,54$ m gegründet. Die Pfeiler Achse 400 Süd und Widerlager Achse E wurden flachgegründet. Die Stützen auf Achse 300 wurden monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die Anschlusspunkte dienten als Festpunkt für die Brücke in Längsrichtung. Die Pfeiler wurden zwischen 2015 und 2017 nachträglich mit einer Stahlkonstruktion verstärkt.

Die Brücke spannte über die Kanalstraße, ein Gleis der AVG – Albtal-Verkehrs-Gesellschaft mbH (Achse 300-400) und drei Gleise der Deutschen Bahn (Achse 400-412).

Nach dem Abbruch wurde der Ersatzneubau des gesamten Brückenzugs an der Stelle der bestehenden Brücke errichtet. Die bestehende Autobahnachse blieb erhalten.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Westliche Vorlandbrücke:

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf: „Als Vorzugslösung für den zweiten Abschnitt des 15-feldrigen Durchlaufträgers wird ebenfalls eine Sprengung der Überbauten, diesmal inkl. der Stützen, angestrebt. Der Untergrund (Auwiesen, Wirtschaftswege) muss hier ebenso durch Sprengmatratzen etc. geschützt werden. Der endgültige Abbruch erfolgt auch durch Zerkleinerung der Brückenteile mit Bagger und Meißel vom Boden aus. Im Bereich des Böllinger Baches ist für die Sprengung eine Schutzeinhausung des Bachlaufes zu erstellen, sodass keine Fremdmaterialien eingetragen werden können. Zur Freihaltung des Überflutungsbereiches im Neckartal ist es nicht möglich, den gesamten Bereich des ersten und zweiten Abschnittes gleichzeitig zu sprengen. In Analogie zu den schon untersuchten Varianten der Machbarkeitsstudie zur Ausbildung von möglichen Dammkonstruktionen sollte nur ein Bereich von ~250 – 300 m gleichzeitig abgebrochen werden. Es sind daher noch ein oder zwei zusätzliche Trennschnitte durchzuführen, die im unmittelbaren Bereich einzelne flachgegründete Hilfsstützen erforderlich machen. Der zweite Abschnitt ist zwingend mit zwei zeitlich versetzten Sprengfolgen abzubereiten.“

Östliche Vorlandbrücke:

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf: „Das Konzept für den Abbruch der vierfeldrigen Spannbetonbrücke im vierten Abschnitt wird durch die Einschränkungen des darunterliegenden Verkehrs der Bahnstrecke bzw. Stadtbahnstrecke, die sich zum Zeitpunkt des Abbruchs unterhalb von zwei Feldern der Brücke befinden, bestimmt. Im Zuge des Neubaus der Stadtbahn Heilbronn wird zum Zeitpunkt des Abbruchs auch ein Mittelfeld der Brücke ein zusätzliches Gleis der Stadtbahnstrecke überspannen, während im Endfeld zwei DB-Gleise bestehen bleiben. Damit ist es nicht möglich, ein Traggerüst unterhalb der

Brücke anzubringen, welches einen mechanischen Abbruch des Überbaus oberhalb der Bahnstrecke ermöglichen würde. Aus diesem Grund erfolgt der Abbruch der Bereiche über der Bahn im Schutze eines Traggerüstes, welches sich oberhalb der bestehenden Oberleitungen befindet. Hierzu wird ein Teilstück der Brücke auf Pressen bzw. Pressenstapeln nach oben angehoben, um Platz für das darunterliegende Traggerüst zu schaffen. Aufgrund der Bauweise (Spannbeton), der Statik und des baulichen Zustands der Brücke wird der zugehörige Trennschnitt konservativ im Bereich des zweiten Brückenfeldes geführt. Dort werden daher temporäre Hilfsstützen mit Flachgründung erforderlich. Das Anheben des Überbaus erfolgt gemäß den Vorgaben einer zu erstellenden Abbruchsstatik über Pressen am Widerlager, der 1. Feldstütze und der Hilfsstütze am Trennschnitt. Danach kann ein Schutz- und Traggerüst unter der Brücke eingebaut werden, welches sich ggf. auf weiteren flachgegründeten Hilfsstützen absetzt. Für das Einbringen von Verbau, dem Aufbau der Hilfsstützen und insbesondere dem Anheben der Brücke über den Bahngleisen sind somit mehrere längere Sperrpausen einzelner Gleise bzw. Totalsperrungen der Bahnstrecken z. B. an Wochenenden erforderlich. Danach können dieser Bereich sowie die restlichen Bereiche ohne Bahnstrecke konventionell auf Traggerüst mechanisch zurückgebaut werden.“

3.2.2 Auswahlkriterien

Zu den Auswahlkriterien zählten:

- Berücksichtigung der Umweltverhältnisse,
- teilweise Freihaltung des Flutareals während des Abbruchs für den Überschwemmungsfall,
- Einplanung Beeinträchtigungen infolge Erschütterungen auf nahegelegenes Industriegebiet,
- nur geringe Beeinflussung des Schiffs- und Bahnverkehrs,
- sehr wenig Raum zwischen dem Lichtraum der Bahnstrecke und der Unterkante des Überbaus aufgrund der bestehenden Höhenlage der Brücke,
- Vermeidung der Eindringung von gefährlichen Stoffen in den Boden, insbesondere wegen des sich nördlich der Bestandsbrücke befindenden Trinkwasserbrunnens,
- Zwischenlagerung von nur ca. 10.000 m³ Betonabbruch auf der Fläche unter der Brücke aufgrund von Hochwasserschutzvorschriften.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Der Abbruch der Neckartalbrücke lag wegen der Ausführung in Endlage des neuen Bauwerks auf dem kritischen Pfad. Daher musste der Abbruch zügig erfolgen. Es wurde mit dem Rückbau der Strombrücke über dem Neckar begonnen. Danach wurde die Durchstichbrücke durch Sprengung und anschließende Beseitigung der Trümmer zurückgebaut. Im Anschluss danach wurde die östliche Vorlandbrücke über die Bahngleise in Sperrpausen segmentweise durchtrennt (Seilsägeverfahren) und ausgekrant. Parallel dazu wurde die Fahrbahnplatte der westlichen Vorlandbrücke zurückgebaut. Abschließend erfolgte der Abbruch von Trägern, Pfeilern und Fundamenten der westlichen Vorlandbrücke.

Östliche Vorlandbrücke:

Aufgrund von Überschneidungen des Schwenkbereichs des Raupenkrans mit dem Überbau wurden die Kragarme des jeweiligen Überbauteilbereiches beidseitig während der Sperrpausen abgebrochen. Im Bereich über den Bahngleisen wurden die Kragarme mittels Sägen getrennt und nach oben ausgehoben, danach weiter im Randbereich der Bahngleise konventionell abgebrochen.

Danach wurde der Druckkontakt zwischen den Hilfstürmen I bis IV (TBW Süd) sowie I' bis IV' (TBW Nord) aufgebaut. Die Hilfstürme wurden auf der tragfähigen Bodenaufschüttung flach gegründet. Die im Bereich der Brücke vorgefundene „baugrundanthropogene“ Zone machte eine Tiefgründung der Baubehelfe unmöglich. Die Spannglieder zwischen Achse 400 und 412 wurden mittels Abbohrens durchtrennt. Dadurch wurde örtlich die Vorspannungswirkung im Überbau unwirksam. Der abzubrechende Teil des Überbaus wurde in der jeweiligen Sperrpause am Kran angeschlagen und die Ketten angespannt. Nachdem das vorgesehene Element angeschlagen wurde, erfolgte die vollständige Trennung des Elements vom restlichen Bauwerk. Der Überbau wurde in sechs Teile je Richtungsfahrbahn aufgeteilt. Dies erfolgte unter Einsatz von Fugenschneidern und Seilsägen. Je nach Rückbaufortschritt wurden die Traggerüsttürme V bis

VIII unter den südlichen Überbau umgesetzt und weitere Spannglieder durchtrennt (**Bild 9-1**). Die ausgekranten Bauwerksteile wurden direkt auf dem vorgesehenen Lagerplatz im Bereich unter dem zunächst verbleibenden Überbau der Neckartalüberquerung abgelegt. Dort konnten die Teile dann sukzessiv von Abbruchbaggern zerkleinert werden. Die Länge der einzelnen Segmente variierte zwischen 7 m und 12 m (Bilder 9-3 und 9-4). Der restliche Teil der Brücke wurde konventionell mittels Bagger und Betonschere „abgeknabbert“ (vorher wurden die Kappen entfernt, danach die Kragarme und als letztes der Hohlkastenquerschnitt).

Anschließend erfolgte der Abbruch des Widerlagers. Der Abbruch der Pfeiler erfolgte direkt im Anschluss bzw. parallel zum Abbruch des Überbaus. Die Pfeiler wurden mit Hydraulikmeißeln und -scheren schrittweise von oben nach unten abgebrochen.

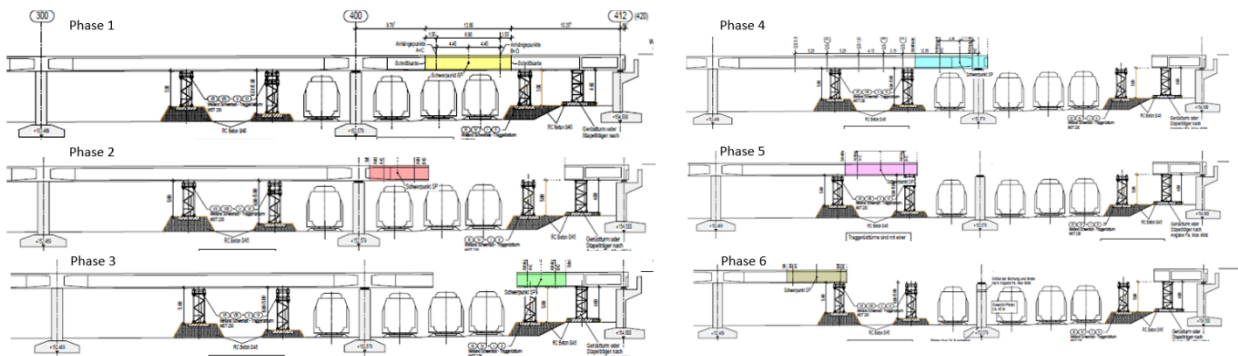


Bild 9-2: Abbruchsequenz (© Max Wild GmbH)

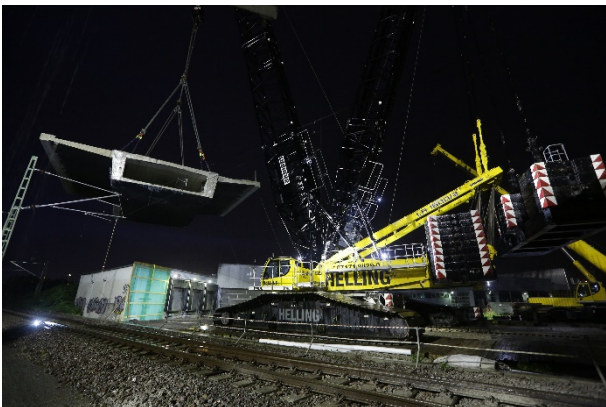


Bild 9-3: Ein Segment wird mittels Krans ausgehoben (© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

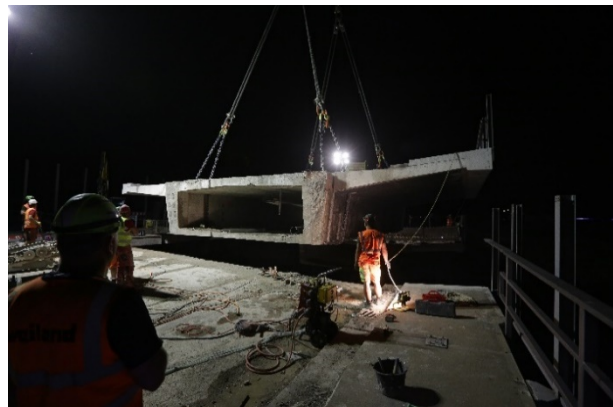


Bild 9-4: Sägen und Anhängen des Segments (© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

Westliche Vorlandbrücke:

In der ersten Rückbauphase wurden der Fahrbahnbelag einschließlich Abdichtung, die Mittelkappen sowie die Betonschutzwand von Achse B0 bis B14 zurückgebaut. Die Ausbaulasten im letzten Feld (Achse B14 – C0) wurden belassen. Die letzte Spannweite wurde als Gegenballast für die Litzenkonstruktion der Strombrücke genutzt. Die westliche Vorlandbrücke diente als Gegenballast für den Abbruch der Strombrücke.

Die Abbrucharbeiten der Überbauplatte erfolgten terminlich direkt im Anschluss an den Ablassvorgang der Strombrücke und vor der Sprengung der Durchstichbrücke über die Neckartalstraße. Sämtliche Abbrucharbeiten wurden konventionell unter Anwendung von Hydraulikscheren und -meißeln durchgeführt. Dabei perforierten zwei Bagger, auf dem Überbau stehend, die Fahrbahnplatte von oben durch. Dabei wurde alle 13 m ein 2 m breiter Streifen der Überbauplatte stehen gelassen, damit die Aussteifung der Längsträger weiterhin gegeben war (Bild 9-5). Im Bereich der Stützenachsen blieben die Stahlrohraussteifungen bis zum Abbruch der Längsbalken unberührt. Im selben Arbeitsgang wurden außerdem auch die außenliegenden Kragarme vollständig gemeißelt. Herabfallende Teile wurden vor Ort in transportable Größen zerkleinert, anschließend zu den ausgewiesenen Lagerflächen transportiert, brecherfertig aufbereitet und schließlich gebrochen.



Bild 9-5: Perforierte westliche Vorlandbrücke (© IMAGOCURA, Jürgen Stresius)

Im Anschluss an das Perforieren der Fahrbahnplatte führen die Abbruchbagger über die noch intakte Durchstichbrücke ab. Nach der Sprengung dieser und Beräumung der Neckartalstraße wurden die verbliebenen Längsträgerbalken der westlichen Vorlandbrücke Schritt für Schritt zurückgebaut. Im ersten Arbeitsgang wurden die Balken mit Hydraulikmeißeln vorgeschwächt, um im Nachgang mit Hydraulikscheren den Beton von den Spannritzen zu trennen. Als die Spannglieder vollständig freigelegt waren, wurden diese durchtrennt und der Bereich unter der Brücke beräumt. Somit kam es dabei nicht zu einem plötzlichen Versagen des Bauwerks. Dieser Arbeitsschritt wiederholte sich feldweise von Ost nach West.

Die Pfeiler wurden nach dem Abbruch des Überbaus mit Hydraulikmeißeln und -scheren, beginnend am Stützenkopf bis auf Oberkante Fundament abgebrochen. Der Abbruch der Trennpfeiler erfolgte konventionell.

3.3 Bestandsuntersuchungen

Die Bestandsuntersuchungen erfolgten gemeinsam mit den anderen Teilbauwerken der Neckartalbrücke, siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.3.

Hinsichtlich der Schäden konnte Folgendes festgestellt werden:

- Westliche Vorlandbrücke: Auf der Südseite im Bereich des Tiefpunkts der Fahrbahnplatte wurden Korrosionsschäden an den Querspanngliedern festgestellt. Ansonsten wurden Kiesnester mit freiliegender Bewehrung sowie Risse $> 0,2$ mm im Koppelfugenbereich festgestellt.
- Östliche Vorlandbrücke: Im Rahmen der Bauwerksprüfung wurden folgende Schäden am Bauwerk festgestellt: Bodenplatte des Hohlkastens – Bewehrung vereinzelt freiliegend, Tragdefizite an den Pfeilern.

3.4 Statische Berechnung

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.4.1.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Abweichungen von Regelwerken waren nicht erforderlich.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Die Teilsicherheitsbeiwerte nach Norm wurden ohne Modifikation angesetzt.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Die Spannglieder wurden nicht zwischenverankert.

Im Fall der westlichen Vorlandbrücke über die Neckartalstraße wurden die Spannglieder freigelegt und danach durchtrennt, um plötzliches Versagen zu vermeiden.

Im Fall der östlichen Vorlandbrücke über die Bahngleise wurden die Spannglieder mittels Kernbohrungen getrennt. Dadurch wurde örtlich die Vorspannungswirkung im Überbau unwirksam. Da die Spannglieder jedoch mit Mörtel vollständig verpresst waren, was vorab untersucht worden war, baute sich die Vorspannung nach einer gewissen Länge (ca. 2 m) wieder auf.

3.4.4.2 Schubnachweise

Die Nachweise mit der vorhandenen Bewehrung wurden nach DIN EN 1992 geführt.

3.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Wegen früher erfolgter Verstärkungen nicht erforderlich:

- Westliche Vorlandbrücke: Vorspannung der Koppelfugen mit extern angebrachten, vorgespannten CFK-Lamellen.
- Östliche Vorlandbrücke: Die Stützen wurden zwischen 2015 und 2017 nachträglich mit einer zusätzlichen Stahlkonstruktion verstärkt.

3.4.4.4 Weitere Detailnachweise

- Westliche Vorlandbrücke: Befestigung der Litzenheberkonstruktion am Längsträger.
- Östliche Vorlandbrücke: Nachweis der Verbundverankerung der Spannglieder.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Die bei der Bauwerksprüfung erteilten Zustandsnoten betragen:

- Westliche Vorlandbrücke: 2,3.
- Östliche Vorlandbrücke: 3,0 (Teilbauwerk Nord) und 2,9 (Teilbauwerk Süd).

3.5.2 Baugrund

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf:

„Vereinfacht ergibt sich folgender Aufbau der Bodenschichten:

- *Oberste Schicht im unmittelbaren Bereich des Brückenbauwerks ist eine künstliche Auffüllung. Sie besteht vorrangig aus früheren Geländemodellierungen und aus der Verfüllung von Arbeitsräumen. Auf der Ostseite des Neckars wurden mehrere Meter mächtige Auffüllungen aus überwiegend tonigem Schluff mit wechselndem Sand- und Kiesanteil aus Kalkstein, Sandstein, Ziegel und eingelagerten Bauschuttbrocken festgestellt.*
- *Im westlichen Vorlandbereich der Neckaraue ist die oberste Schicht ein Auelehm. Er liegt im Oberboden und darunter als toniger und wechselnd feinsandiger, z. T. auch sandiger Schluff von meist steifer und untergeordnet auch weicher Konsistenz vor.*

- Darunter folgt der Neckarkies, als wechselnd sandige, teilweise auch stark sandige bzw. als schwach schluffiger Kies aus Kalksteingeröllen vorliegende quartäre Deckschicht. Die Basis liegt meist 6 – 8 m unter GOK.
- Unter den quartären Deckschichten wurde eine bei vollständiger Erhaltung rund 25 m mächtige Schicht des Lettenkeupers erschlossen. Hierbei handelt es sich um eine Abfolge von Tonsteinen mit zwischenlagerten Dolomitsteinbänken, untergeordnet auch tonfaserigen Sandstein- und sandflaserigen Tonsteinbänken. Die Dolomitsteine sind überwiegend hart, die Tonsteine häufig mürbe, gehen in größerer Tiefe meist in mäßig harten, teilweise auch harten Zustand über. Es können jedoch auch bis in tiefere Lagen noch mürbe oder sehr mürbe Tonsteine, die teilweise auch zu Schluff verwittert sind, vorkommen.
- Unter dem Lettenkeuper, rund 21 bis 25 m unter der Neckaraue folgen die Schichten des Oberen Muschelkalks als knauringe, harte Kalksteinbank, in die eine ca. 1 m mächtige Tonsteinbank eingeschaltet ist.“

3.5.3 Kontaminationen

Aus dem Erläuterungsbericht zum Bauwerksentwurf:

„Im Bereich östlich des Neckars befindet sich im Bauwerksbereich zwischen der Kanalstraße und den Bahngleisen eine altlastenverdächtige Fläche. Im Zeitraum von 1941 bis 1958 wurde in diesem Bereich eine Altschleife des Neckars mit 25 % Industrieabfällen (Gießerei, Schlacken, Formsande, Asche, Galvanik), 25 % Haus- und Sperrmüll sowie 50 % Bauschutt/Erdaushub verfüllt (Altablagerung Rötelstraße). Zwischen den Jahren 1972 und 2002 wurde dieser Bereich als Schrottplatz von einer Autoverwertungsfirma genutzt (Altstandort).

Diese Fläche ist mittels eines Lehmschlags abgedichtet und ist größtenteils Grünland. Direkt unter der bestehenden Brücke ist die Fläche mittels Schotters befestigt. Die Altablagerung wurde 1996 orientierend untersucht. Die Untersuchungen der Bodeneluat und des Kontaktgrundwassers zeigten erhöhte, über den Prüfwerten gelegene Konzentrationen an Ammonium, Fluorid, Mineralölkohlenwasserstoffe und Natrium an.

Im Zusammenhang mit der Baugrunderkundung für den Ersatzneubau wurden im Februar 2012 einzelne Boden- und Wasserproben aus der Bohrung GWM 9 im Bereich der altlastenverdächtigen Fläche untersucht. Es zeigten sich auch hier konkrete Anhaltspunkte für das Vorliegen einer schädlichen Bodenveränderung/Altlast in der Auffüllung und im Grundwasserwechselbereich bzw. im quartären Grundwasser.

Auf Grund der o. g. belasteten Situation im Bereich der altlastenverdächtigen Fläche sind die Eingriffe in den Boden so gering wie möglich zu halten. Eine Tiefgründung im Bereich der altlastenverdächtigen Fläche ist möglich. Es ist darauf zu achten, dass die z. T. gespannten Grundwasserstockwerke durch die Tiefgründung nicht miteinander verbunden werden. Für die Entsorgung der ausgekofferten Bereiche sind besondere Maßnahmen vorzusehen.“

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Nord- und südwestlich der Brücke stehen die nächsten Gewerbegebäude. Es befinden sich Hochspannungsleitungen in der Nähe des Bauwerks.

3.5.5 Sperrpausen

Kanalstraße: Teilsperren und Behinderungen während der Aufbauarbeiten des Raupenkrans; gesonderte Vollsperrungen für den konventionellen Abbruch.

Gleis der DB/AVG (Albtal-Verkehrs-Gesellschaft mbH): 15 Sperrpausen, um Überbau abzubrechen.

3.5.6 Immissionsschutz

Um die Staubentwicklung beim konventionellen Abbruch einzudämmen, wurden Sprühnebelkanonen verwendet.

3.5.7 Umweltschutz

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.5.7.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.5.8.

3.5.9 Nebenleistungen

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.5.9.

3.5.10 Besondere Leistungen

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.5.10.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.5.11.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.6.1.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Siehe Kapitel I Sprengen, Beispiel Neckartalbrücke A 6 (Durchstichbrücke), Abschnitt 4.6.2.

3.6.3 Nebenangebote

Dieser Abschnitt entfällt.

3.6.4 Bauzeit

Die jeweilige Bauzeit für den Abbruch betrug:

- westliche Vorlandbrücke: 06/2019 – 11/2019,
- östliche Vorlandbrücke: 03/2019 – 09/2019.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Das Abbrechen auf Traggerüst über DB-Strecken kann aufgrund enger Platzverhältnisse problematisch sein. Der Abstand zwischen Unterkante Brückenüberbau und Oberleitungen muss in der Planungsphase überprüft werden. Die Sperrpausen müssen mit langem Vorlauf beantragt werden. Daher ist eine sorgfältige und durchdachte Planung notwendig. Spätere Änderungen oder der Bedarf an zusätzlichen Sperrpausen sind nahezu ausgeschlossen.

Medien im Baufeld, wie z. B. Wasserleitungen, Stromkabel, Kanäle, müssen über die Gesamtdauer des konventionellen Abbruchs durch z. B. Sand bzw. Baggermatratzen, lastverteilende Platten etc. geschützt werden.

4 Beispiel – Lennetalbrücke A 45

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	234
4.2	Rückbauverfahren	236
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung.....	236
4.2.2	Auswahlkriterien	238
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	238
4.3	Bestandsuntersuchungen	243
4.3.1	Bestandsunterlagen	243
4.3.2	Nachrechnung	243
4.3.3	Materialproben.....	243
4.3.4	Materialverhalten	243
4.3.5	Geometrie.....	243
4.3.6	Schadstoffe	243
4.3.7	Schäden	244
4.4	Statische Berechnung	244
4.4.1	Anzuwendende Regelwerke.....	244
4.4.2	Abweichungen von Regelwerken	245
4.4.3	Sicherheitskonzept	245
4.4.4	Nachweisführung	245
4.5	Leistungsbeschreibung	246
4.5.1	Bauwerkszustand	246
4.5.2	Baugrund.....	246
4.5.3	Kontaminationen.....	247
4.5.4	Angrenzende Bebauung	247
4.5.5	Sperrpausen.....	247
4.5.6	Immissionsschutz	247
4.5.7	Umweltschutz	247
4.5.8	Arbeitssicherheit	248
4.5.9	Nebenleistungen.....	248
4.5.10	Besondere Leistungen	248
4.5.11	Entsorgungskonzept	248
4.6	Vertragliche Grundlagen	248
4.6.1	Vertragsmodelle.....	248
4.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	248
4.6.3	Nebenangebote	248
4.6.4	Bauzeit	248
4.7	Gewonnene Erkenntnisse	249

4.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Lennetalbrücke ist eine der bedeutendsten Brückenbauwerke der Autobahn A 45. Der fast 1000 m lange Brückenzug überführt am nordöstlichen Stadtrand der Stadt Hagen, nördlich vom Autobahnkreuz Hagen, die Lenne mit den vorgelagerten Auen und anschließenden Industrie- und Stadtgebieten.

Die ersten Planungen und Überlegungen zum Bau der Strecke der A 45 gab es bereits in den 1930er Jahren, jedoch wurden diese durch die beiden Weltkriege verworfen. Im Jahr 1957 wurden diese Überlegungen wieder aufgenommen und die Autobahnverbindung der A 45 festgelegt.

Zunächst war die Sauerlandlinie zur Erschließung der Sauer- und Siegerländer Industrieregion mit dem Ruhrgebiet sowie dem Süden Deutschlands gedacht. Die Autobahn gewann jedoch zusätzliche überregionale Bedeutung als Entlastung für die bis dahin einzige Nord-Süd-Strecke Köln-Frankfurt, die A 3.

Das vorherrschende Landschaftsrelief im Sieger- als auch im Sauerland bedingt die Überwindung großer Höhenunterschiede. So ist die Sauerlandlinie die in Nordrhein-Westfalen höchstgelegene Autobahn und überwindet einen Höhenunterschied von 426 m.



Bild 9-6: Lennetalbrücke aus der Vogelperspektive (© Moß Abbruch-Erdbau-Recycling)

Die Brücke überführt in einer Höhe von 20 m bis 30 m den seichten Taleinschnitt der Lenne mit der Landesstraße L674, einem Rad- und Wanderweg, der K1 sowie einer elektrifizierten 4-gleisige Bahnstrecke Hagen Hbf – Haiger (Bild 9-6).

Das Bestandsbauwerk war im Querungsbereich in einer Geraden trassiert. Infolge der Anbindungshöhen an den beiden Talflanken befand sich jedoch der Tiefpunkt innerhalb des Bauwerkes, sodass von beiden Talflanken her das Bauwerk ein Gefälle annähernd zur Bauwerkmitte hin von 2,55 % bzw. 1,3 % aufwies.

Das statische System der 1000 m langen Brücke war so einmalig wie ungewöhnlich. Die im Jahr 1967 fertiggestellte Lennetalbrücke stellte eine vorgespannte massive Rahmenkonstruktion über 22 Felder dar. Die Brücke bestand aus 21 Feldern von je 45,4 m Spannweite und einem Endfeld von 36,5 m (Bild 9-7).

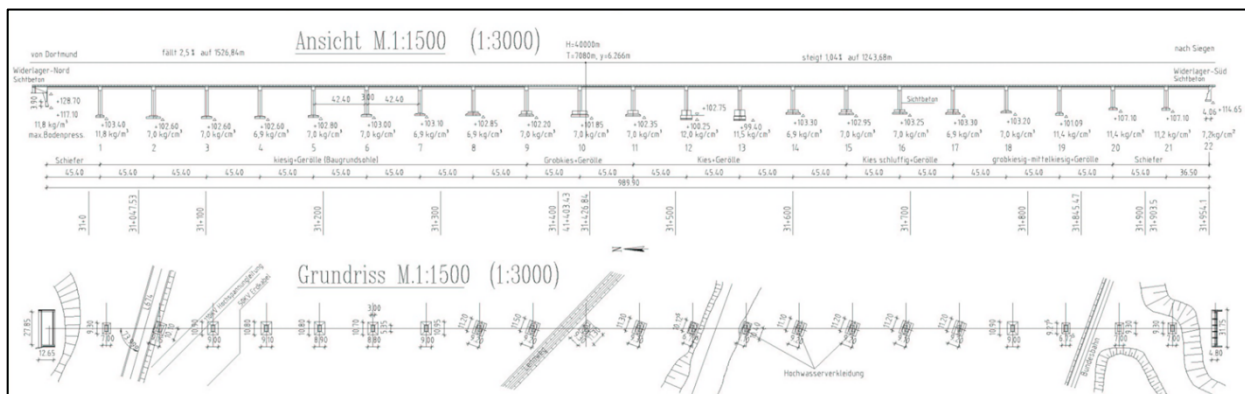


Bild 9-7: Übersicht der Bestandsbrücke (© Schüßler-Plan)

Durch Anordnung von Gelenken in jedem zweiten Feld entstand eine Rahmenkette aus zwei-stieligen Einzelrahmen. Die Gelenke waren annähernd in den Momentennullpunkten angeordnet (Bild 9-8).

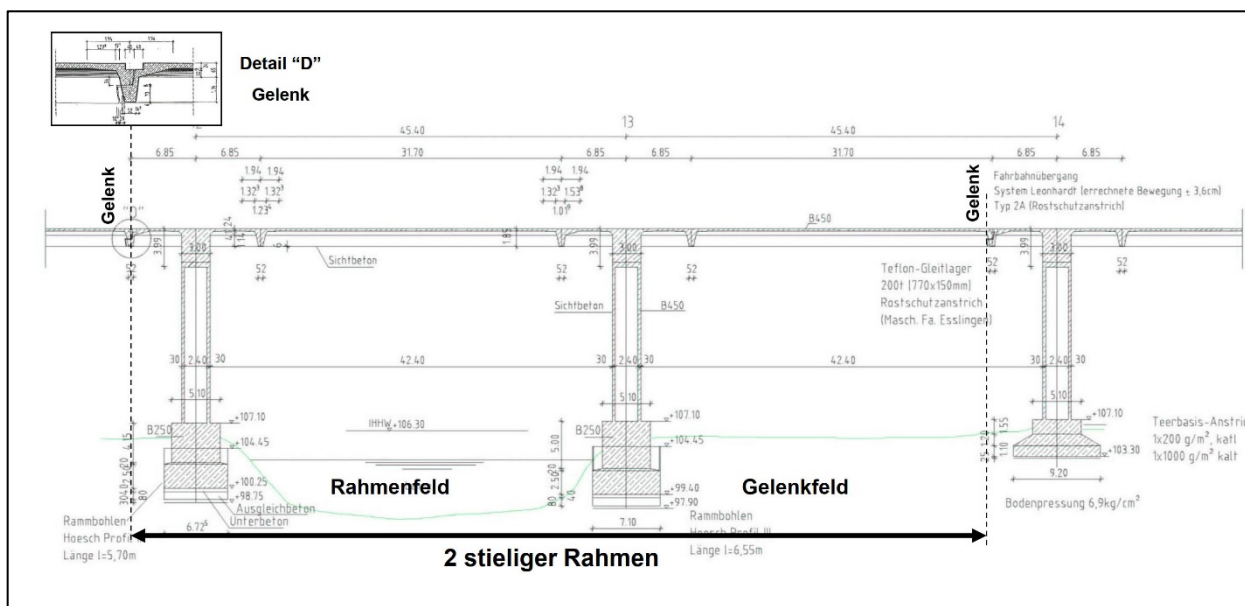


Bild 9-8: Zwei-stielige Rahmenkonstruktion (© Schüßler-Plan)

Der Überbau verfügte über eine Längs- und Quervorspannung. Die Hammerkopfquerträger waren zusätzlich mit vorgespannten Schubnadeln versehen.

Die Stützen waren als Hohl Pfeiler mit äußeren Abmessungen von 3 m × 5,35 m ausgebildet, die Wanddicke betrug 0,30 m. Die Längsträger waren in das nördliche Widerlager eingespannt und auf dem südlichen Widerlager gelenkig gelagert. Alle Pfeiler waren flach auf dem anstehenden Flussschotter gegründet. Die T-förmigen Stützen waren biegesteif mit den Fundamenten und den Querträgern des Überbaus verbunden (Bild 9-9).

Der Brückenquerschnitt stellte einen Plattenbalken mit sechs Längsträgern dar. Die Längsträger mit einem Achsabstand von 5,35 m besaßen eine konstante Bauhöhe von 1,85 m. Die Stege mit einer Regelbreite von 0,47 m unten und 0,62 m oben, verbreiterten sich zu den Stützen hin auf 1,20 m bzw. 1,35 m.

Die Brücke wurde für die Brückenklasse 60 nach DIN 1076 berechnet. Die Herstellung erfolgte jeweils feldweise in Ortbeton mit Vorschubrüstung von Süd nach Nord (Bild 9-10).

Eine objektbezogene Schadensanalyse zur Lennetalbrücke aus dem Jahre 2008 ergab, dass aufgrund mangelnder baulicher Substanz die bestehende Brücke durch einen Neubau zu ersetzen war.



Bild 9-9: Untersicht des Querschnitts mit Hammerkopfstützen (© Schüßler-Plan)

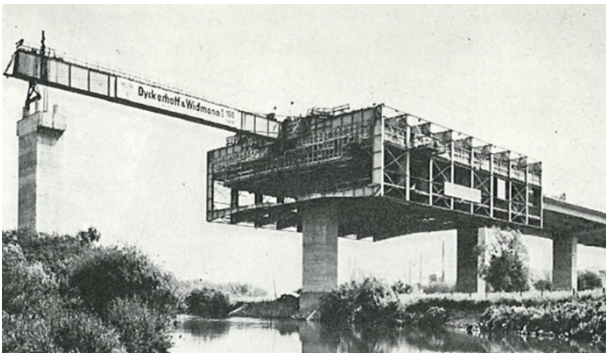


Bild 9-10: Herstellung mit Vorschubrüstung (© Beton-Verlag)

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Die Planung zum geordneten Rückbau der Lennetalbrücke war bestimmt durch den zu schützenden Naturraum der Lenne und die überführten Verkehrswege (z. B. Gleisanlagen der DB AG), welche nicht beeinträchtigt werden durften.

In Analogie zum damaligen Herstellverfahren mit einer Vorschubrüstung wurde der Überbau über einen Vorschubträger von dem bestehenden Brückendeck zurückgebaut. Hierbei erfolgte der Rückbau entgegengesetzt der damaligen Herstellungsrichtung von Nord nach Süd.

Die Rahmenkette von zweistieligen Einzelrahmen wurde, zur Gewährleistung der Standsicherheit, jeweils von Gelenk zu Gelenk rückgebaut (Bild 9-11).

Auf dem Brückendeck wurde die mittlere Kappe teilweise rückgebaut. Die äußeren Kappen einschließlich der Geländer blieben teilweise erhalten.

Parallel zu den vorbereitenden Maßnahmen des Kappenrückbaus wurde, vom Widerlager Nord ausgehend, auf dem Brückendeck eine räumliche stählerne Fachwerkstruktur als Rückbauträger montiert. Dieser war als Hohlkasten mit einer Systembreite von 5,35 m entsprechend einem Stegabstand der vorhandenen Brücke und einer Höhe von ca. 5,00 m ausgebildet.

Die rückzubauenden Segmente des Plattenbalkens wurden an den auf den Obergurten des Fachwerks längsverschieblichen Querträgern mit Litzen angehängt. Mit dem Rückbauträger wurden die segmentierten Brückenteile ausgehoben und auf das Brückendeck zurückgefahren.

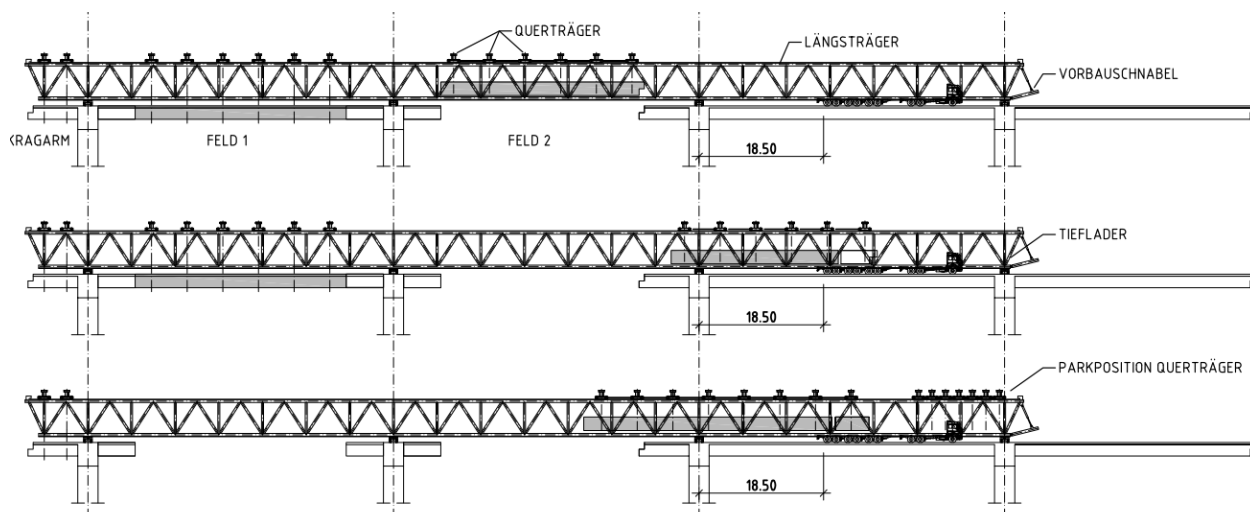


Bild 9-11: Ablauf des Rückbaus eines zweiastigen Einzelrahmens (© Schüßler-Plan)

Der Rückbauträger trug sich an den Stützen ab und überspannte die jeweiligen Felder. Die Segmentierung erfolgte durch Schneiden (Nasssägen) des Spannbetonquerschnittes zunächst in Längsrichtung jeweils mittig zwischen den sechs Hauptträgerstegen.

Waren die beiden Felder 1 und 2 der jeweiligen Rahmenkonstruktion in Längsrichtung getrennt, wurden die Segmente in zugewiesener Reihenfolge an den Rückbauträger angehängt. Zunächst wurden die Elemente des 2. Feldes und anschließend des 1. Feldes demontiert (Bild 9-12).

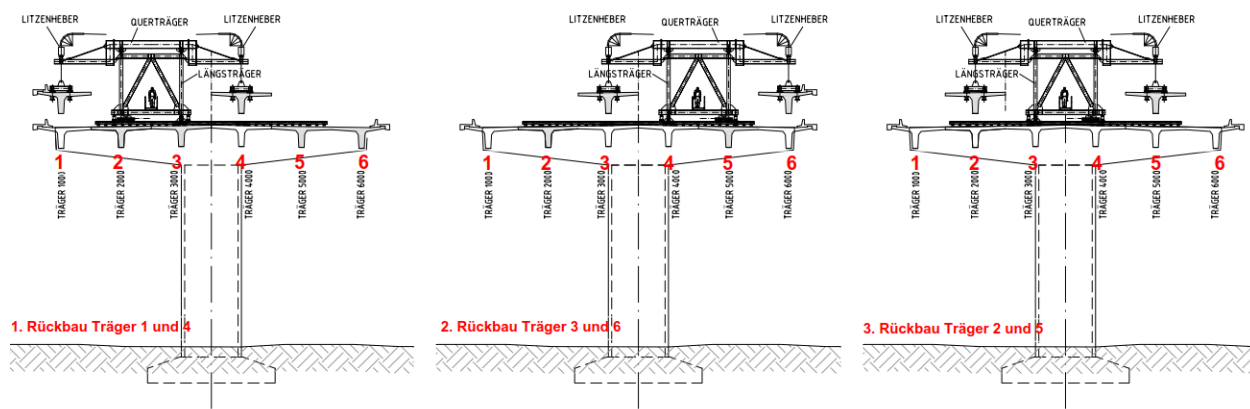


Bild 9-12: Rückbaureihenfolge der einzelnen Segmente in Querrichtung (© Schüßler-Plan)

Es wurden jeweils zwei Segmente der Querrichtung gleichzeitig ausgehoben. Dabei wurden zunächst die Träger 1 und 4, anschließend die Träger 3 und 6 und im letzten Schritt die Träger 2 und 5 ausgehoben (**Bild 9**). Die Reihenfolge war bedingt durch die Konstruktion des Rückbauträgers.

Waren die jeweiligen zwei Segmente mittels Litzenheber ausgehoben, wurden diese zurückgefahren und noch im angehängten Zustand in transportable Teile zerlegt. Der Abtransport erfolgte dann über Tieflader, welche die Segmente in Richtung Süden über den vorhandenen Rest des Brückendecks ausfahren.

Der Rückbauträger wurde dann auf den Hammerköpfen der Stützenachsen in Querrichtung verfahren, um die nächsten zwei Segmente anzuschlagen. Der beschriebene Prozess wiederholte sich, bis die jeweils sechs Segmente in den beiden betreffenden Brückenfeldern rückgebaut waren. Der Rückbauträger wurde dann um zwei Felder zurückgezogen und das nächste Rahmensystem analog zurückgebaut.

Die Pfeiler mit den Hammerkopfquerträgern und den Kragarmabschnitten wurden nach Rückbau der Überbauten abgebrochen. Der Rückbau der Pfeiler erfolgte von unten. Im Falle angrenzender Verkehrswege und sonstiger schützenswerter Objekte wurden die Hammerkopfquerträger, die verbliebenen Kragarmbereiche und die Unterbauten gemäß **Bild 9-13** in Stücke geschnitten und mit Mobilkränen ausgehoben.

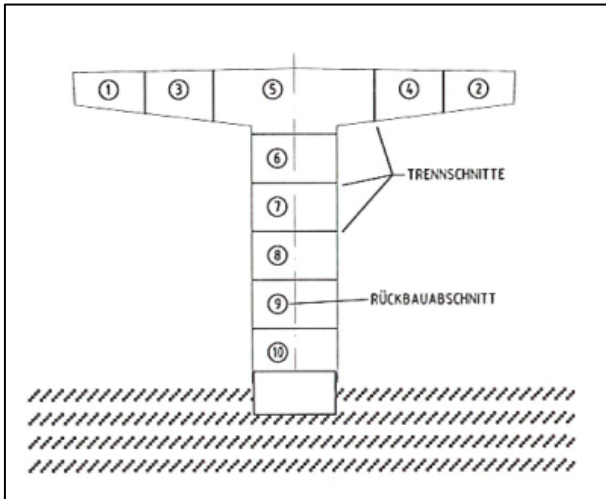


Bild 9-13: Pfeilerabschnitte bei segmentweisem Abbruch (© Schüßler-Plan)

Im Falle der neben den DB-Gleisen befindlichen Pfeiler wurden die Kranstandorte auf der, den DB-Gleisen abgewandten, Seite festgelegt und die Abbruchsegmente hier ausgehoben. Zudem wurden die Abbruchsegmente an Seilen geführt.

Die übrigen Pfeiler konnten mittels Abbruchzange und/oder Meißel abgebrochen werden.

Das Niveau beim Rückbau der Unterbauten war i. d. R. bei 1,50 m unter GOK definiert, im Überschwemmungsgebiet der Lenne bei 2,00 m unter GOK.

Die Andienung für den Rückbau des Überbaus erfolgte über die Autobahn A 45 aus Richtung Süden.

4.2.2 Auswahlkriterien

Im Zuge der Planung wurden unterschiedliche Verfahren gegenübergestellt. Insbesondere die Abbruchvarianten wurden unter dem besonderen Aspekt des Baurechts diskutiert und erörtert.

Infolge der Dringlichkeit des Ersatzneubaus wurde zur Erlangung des Baurechts weder ein Planfeststellungs- noch ein Plangenehmigungsverfahren durchgeführt. Alle beteiligten Behörden und sonstige Träger öffentlicher Belange hatten ihr Einverständnis zur Durchführung der Baumaßnahme gegeben. Soweit öffentliche Belange berührt waren, durften diese dem Vorhaben nicht entgegenstehen.

Um diese Zustimmungen zu erhalten, waren besonders sensible Lösungen für den Rückbau gefragt.

Daher wurden für den Rückbau der Überbauten Verfahren, wie z. B. der konventionelle Rückbau mit Abbruchzange und -hammer ebenso wie das Sprengverfahren zwar betrachtet, im Hinblick auf die Genehmigungsfähigkeit (z. B. Staub- und Lärmimmissionen) jedoch in dieser Phase des Projektes nicht in Erwägung gezogen.

Zu dem ausgeschriebenen Verfahren wurde lediglich noch die Demontage durch Segmentierung und Ausheben der Bauteile mittels Kraneinsatz betrachtet.

Da hier die resultierenden Hebegewichte insbesondere in den „Tabu-Bereichen“ der DB-Gleise und der Lenne grenzwertig waren, entschloss sich der Bauherr für den ausgeschriebenen Rückbau mit speziellem Rückbauträger.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Zeitliche Verschiebungen beim Bau bedingten „schnellere“ Rückbauverfahren als der ausgeschriebene Rückbau mit dem Rüstträger oder eine Verlängerung der Gesamtbauzeit. Zur Wahrung der Gesamtbauzeit wurden optimierte Varianten mit verkürzten Zeiten betrachtet.

Während das ausgeschriebene Verfahren mit dem Rückbauträger einen gleichzeitigen Rückbau an mehreren Stellen ausschloss und nur bedingt zeitlich zu optimieren war, waren bei konventionellem Rückbau parallele Rückbauarbeiten möglich.

Im Ergebnis der Optimierungen wurde das gesamte Bauwerk konventionell rückgebaut und in Teilen gesprengt. In den Sonderbereichen der Lennequerung und dem Bereich der DB-Gleise wurde das Rückbauverfahren auf die jeweiligen Anforderungen angepasst.

Die ersten Schritte der Vorbereitung zum Rückbau, insbesondere das Leichtern des gesamten Bauwerks von Ausbaulasten wie Geländern, Schutzeinrichtungen, Asphalt und Kappen entsprachen noch weitgehend der Ausschreibung und mussten im „Korsett“ der notwendigen Sperrpausen der DB AG umgesetzt werden.

Infolge der parallelen Rückbautätigkeiten wurde zunächst am südlichen Widerlager, durch Verschweißen der Fahrbahnübergangskonstruktion, ein zweiter Festpunkt in Längsrichtung geschaffen.

Anschließend folgte der Rückbau der tragenden Konstruktion. Dabei wurde unterschieden zwischen Normalfeldern und Sonderfeldern wie dem sensiblen Bereich über der Lenne sowie den DB-Gleisen.

Abbruch der Normalfeldabschnitte:

Ein Normalfeldabschnitt bestand aus einem Rahmenfeld mit kurzem Kragarm und einem Gelenkfeld mit langem Kragarm, der sich auf den kurzen Kragarm des nächsten Rahmenfeldes auflegte (Bild 9-14).

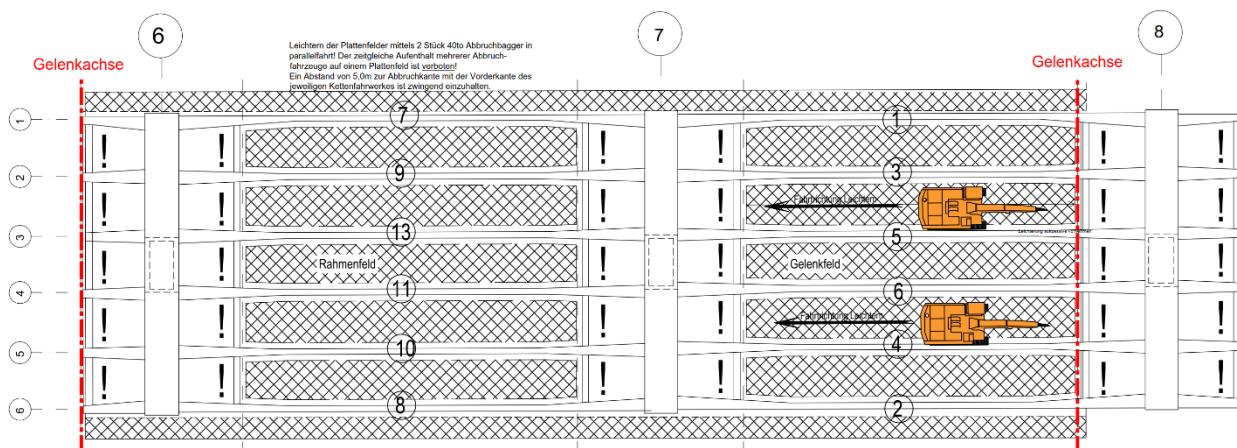


Bild 9-14: Darstellung eines Normalfeldabschnitts mit Abbruch der Fahrbahnplatte (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)

Zunächst wurden die Kragarme und die Fahrbahnplattenfelder zwischen den einzelnen Längsträgern sowie den beiden Querträgern eines Feldes mittels auf dem Überbau stehenden Abbruchbaggern abgestemmt (Bild 9-15).

In den Stützenbereichen verblieben Reste der Fahrbahnplatte.

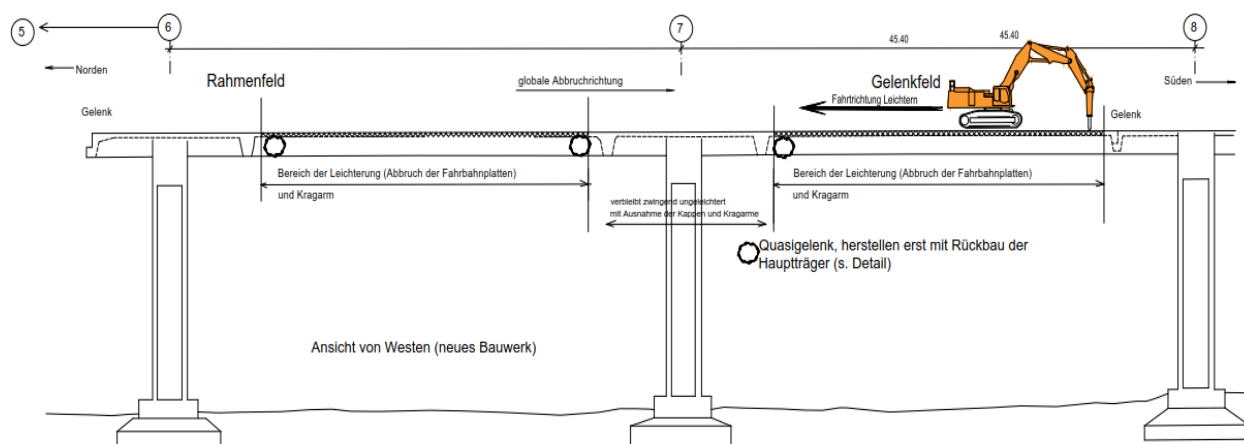


Bild 9-15: Ausstemmen der Fahrbahnplatte von oben (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)

Waren die Fahrbahnplatten ausgebrochen, wurden die Längsträger rückgebaut. Die Längsträger wurden in fester Reihenfolge (**Bild 9-14**), zunächst im Gelenkfeld Nr. 1 bis 6 abgebrochen. Die Träger des Gelenkfelds wurden mit einer Betonzange so lange „zermürbt“, bis die Träger am Gelenk abrutschten. Die übrigen Teile bis zum Querträger des Pfeilertisches wurden mit einer Betonzange rückgebaut.

Im Ergebnis verblieb das im **Bild 9-16** dargestellte Rahmenfeld. Hier wurden anschließend die weiteren Träger Nr. 7 bis 11 zermürbt. Mit dem letzten Längsträger Nr. 13 sollten gleichzeitig die Stützenköpfe mit den Kragarmen des Überbaus abgerissen werden. Daher wurden im Schritt Nr. 12 Sollbruchstellen an den Hohlfeilern hergestellt.

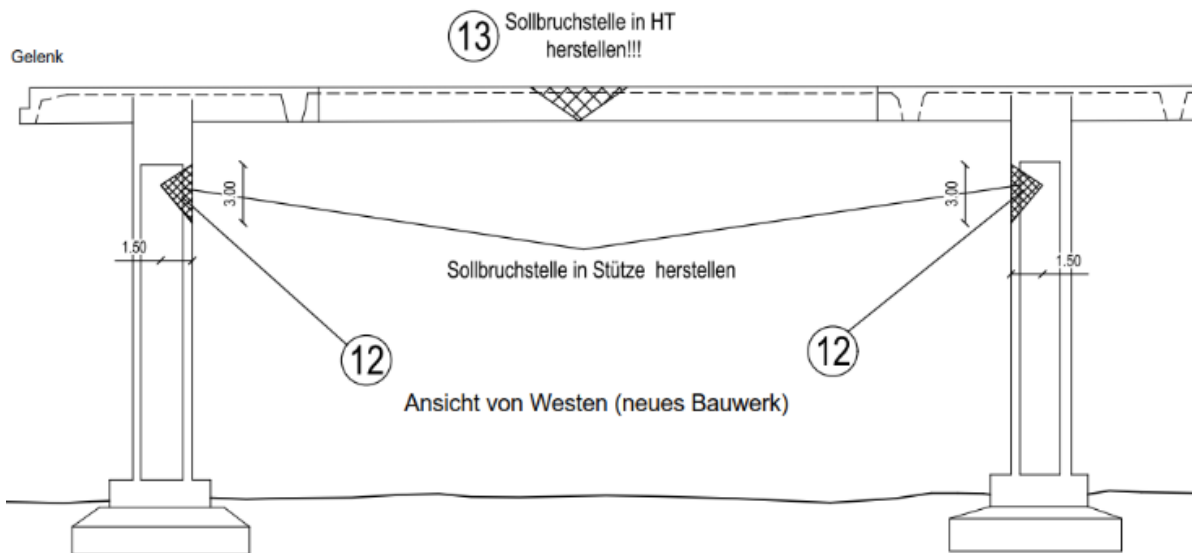


Bild 9-16: Abbruch letzter Längsträger eines Rahmenfeldes einschließlich Stützenkopf und Restüberbau - Ausführungspläne (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)

Hierdurch wurde die Fallrichtung definiert. Die Mechanik des Rückbaus ist Bild 9-17 zu entnehmen.

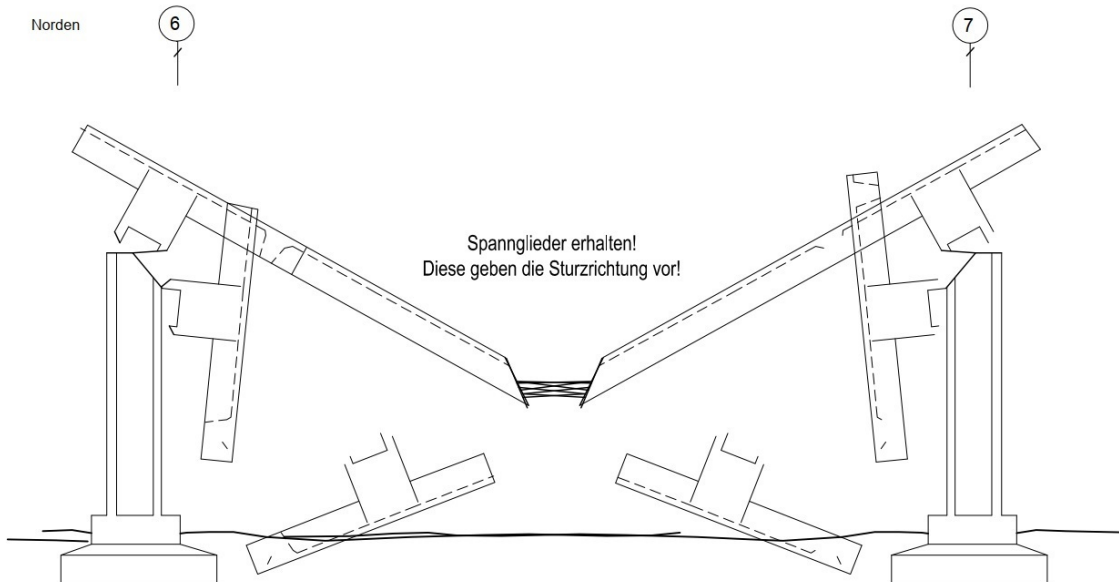


Bild 9-17: Mechanik des Rückbaus – Ausführungspläne (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)

Die Stützenschäfte wurden nachfolgend konventionell abgebrochen. Das zu Boden gefallene Abbruchgut wurde weiter zerkleinert, verladen und abtransportiert.

Die Rahmenkonstruktionen aller Regelfelder wurden nach dem beschriebenen Verfahren rückgebaut.

Abbruch des Sonderbereichs über den DB-Gleisen:

Im Feld über den DB-Gleisen musste aufgrund der weitestgehenden Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs von dem zuvor beschriebenen Verfahren der Regelbereiche abgewichen werden.

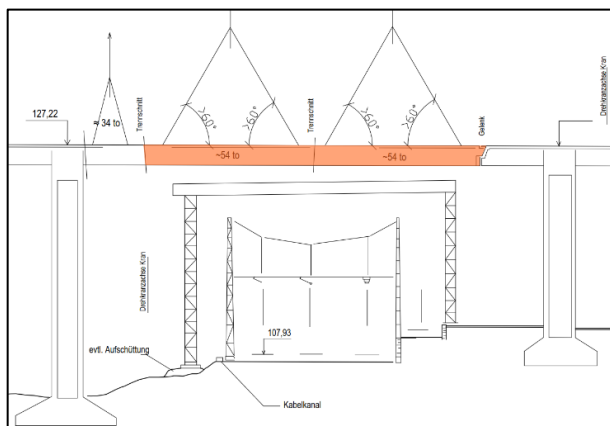


Bild 9-18: Aushub der Längsträger mit zwei Kränen – Ausführungspläne (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)

Zunächst wurde ein Arbeits- und Schutzgerüst über den Gleisen aufgebaut. Der Abtrag der Fahrbahnplatte einschließlich Kragarmen erfolgte dann durch segmentweises Aussägen und Ausheben mit auf dem Überbau stehenden Abbruchbaggern.

Für den Rückbau der Längsträger war ein 500 t-Autokran auf den Überbau und ein 1200 t-Telekran abseits des Abbruchfeldes im Gelände aufzubauen.

Der Standort des Kranes auf dem Überbau richtete sich nach den maximalen aufnehmbaren Pratzkräften von 148 t, welche ausschließlich auf den Hammerköpfen abzusetzen waren.

Die geleichterten Balken wurden in je zwei Teilen angeschlagen und während der Sperrpausen der Gleise, getrennt und ausgehoben (Bild 9-18). Die ausgebauten Balkensegmente wurden anschließend abgelegt und einer weiteren Aufarbeitung zugeführt.

Die vorgenannten Arbeiten wiederholten sich für die weiteren Längsträger, welche in festgelegter Reihenfolge innerhalb von Sperrpausen der DB-Gleise rückgebaut wurden.

Die verbliebenen Überbauabschnitte über den Stützen beidseitig der Bahngleise wurden nachfolgend, einschließlich Stützenschäften, im Sprengverfahren zu Boden gebracht. Die Sprengkörper wurden dabei so angeordnet, dass die Fallrichtung „weg von den Gleisen“ vorgegeben war.

Abbruch des Sonderfeldes über der Lenne:

Der Abbruch im Bereich des umwelttechnisch sensiblen Umfelds der Lenne musste so erfolgen, dass eine Verunreinigung des Gewässers durch Schmutz- und Schadstoffe ausgeschlossen werden konnte. Daher wurde eine Mischung der beiden zuvor beschriebenen Verfahren angewendet (Bild 9-19).

Wie in den Normalfeldabschnitten wurden die Kragarme und Fahrbahnplattenfelder mit auf dem Überbau fahrenden Abbruchbaggern abgestemmt (Bilder 9-20 bis 9-21). Das Abbruchmaterial wurde unterhalb des Brückenüberbaus mittels an einem Longfrontbagger angeschlagenen Schuttcontainers direkt aufgenommen. Die Schuttmulde wurde unmittelbar unterhalb des Überbaus platziert und jeweils mit den Leichtearbeiten verschoben.

Die Längsträger wurden anschließend, analog der Vorgehensweise über den DB-Gleisen, ausgesägt und mit zwei Telekränen ausgehoben (Bild 9-22). Beide Kräne standen dabei auf dem untenliegenden Gelände.

Die Stützen mit dem verbliebenden Überbau wurden ebenfalls mit Fallrichtung „weg von der Lenne“ gesprengt (Bilder 9-23 und 9-24).

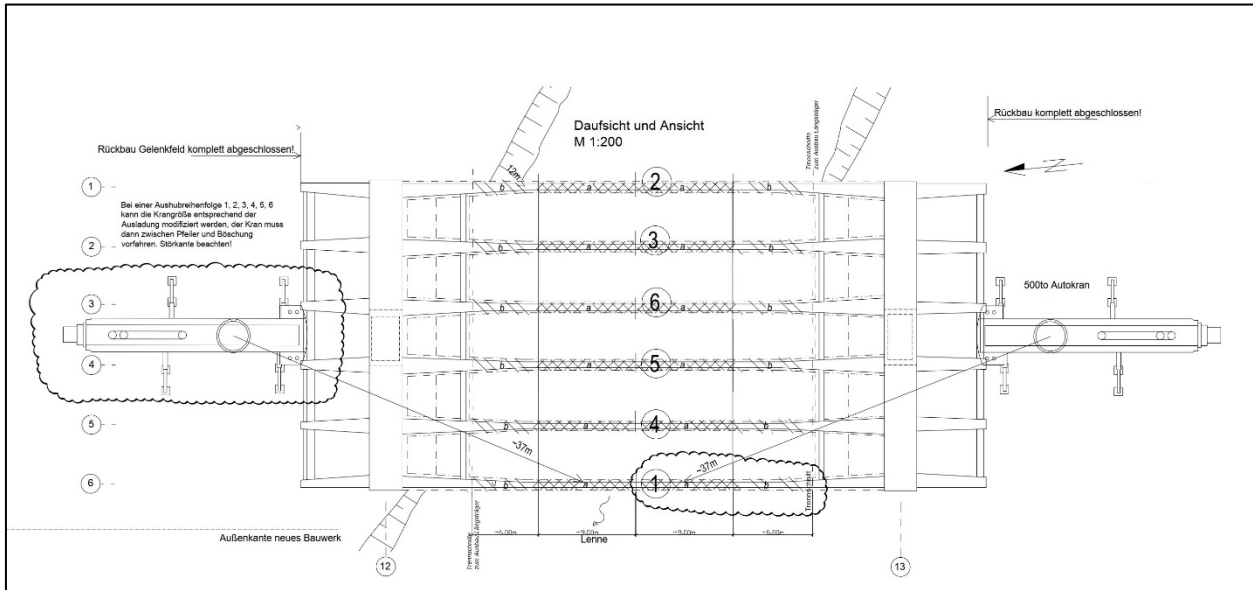


Bild 9-19: Rückbau des Feldes über der Lenne - Ausführungspläne (© Die Autobahn GmbH/HOCHTIEF Infrastructure GmbH)



Bild 9-20: Ausgestemte Fahrbahnplatten
(Quelle: DBV, Denis Kiltz)



Bild 9-21: Sukzessives Ausstemmen der Längsträger
(© Moß Abbruch-Erdbau-Recycling)



Bild 9-22: Ausheben der Fahrbahnplatte im Bereich Gleise
(© Die Autobahn GmbH des Bundes)



Bild 9-23: Choreografie des Rückbaus
(© Weissenfels Ingenieure)



Bild 9-24: Sprengen der Pfeiler neben den Gleisen
(© Die Autobahn GmbH des Bundes)

4.3 Bestandsuntersuchungen

4.3.1 Bestandsunterlagen

Die Bestandsunterlagen waren vorhanden.

4.3.2 Nachrechnung

Eine statische Nachrechnung erfolgte nach DIN-Fachbericht 101 und 102, da die Nachrechnungsrichtlinie noch nicht eingeführt war. Hierbei wurden zunächst die Ergebnisse der Bestandsstatik verifiziert.

Die bekannten Schäden wurden dabei berücksichtigt. Die Nachrechnung ergab Defizite in den Gebrauchs- und Tragfähigkeitsnachweisen, wie z. B. dem Grad der internen Vorspannung.

4.3.3 Materialproben

Dem Bestandsbauwerk wurden Materialproben entnommen, um die Karbonatisierungstiefe, die Betondeckung der äußeren Bewehrungslage, die oberflächennahe Betondruckfestigkeit, Korrosionszustände von Bewehrungsstäben, Rissbildungen, Oberflächenzugfestigkeit sowie Ablätterungen feststellen zu können.

Die Auswertung der Materialproben gab Aufschluss über das Materialverhalten der Brücke. Somit konnte z. B. nachgewiesen werden, dass die Karbonatisierungsfront den kleinsten Einzelwert der Betondeckung noch nicht erreicht bzw. überschritten hatte. Es zeigte sich, dass die Betondeckung an der Unterseite der Bauteilelemente tendenziell kleiner war als an den Seitenflächen der Bauteile. Die festgestellten Karbonatisierungstiefen waren unter Berücksichtigung des Betonalters von mehr als 40 Jahren als äußerst gering einzustufen. Dies wurde auf die hohe Matrixgefügedichtigkeit zurückgeführt.

Insbesondere in den Gelenkfugen wurden sehr hohe Kontaminationen durch Chloride mit steigender Korrosionsgefahr nachgewiesen.

4.3.4 Materialverhalten

Hierzu wurden neben den zuvor beschriebenen Untersuchungen keine zusätzlichen durchgeführt.

4.3.5 Geometrie

Die Geometrie wurde nicht gesondert vermessen.

4.3.6 Schadstoffe

Die Kappen der Bestandskonstruktion waren in Teilen chloridbelastet und durch Tausalzeinwirkung geschädigt. Dieses kam auffällig oft im Bereich der Entwässerungseinläufe vor. Siehe auch Abschnitt 4.3.3.

4.3.7 Schäden

An den Pfeilern wurden bereichsweise Kiesnester und Grobkornstellen im Beton sowie Querrisse mit einer Rissbreite von bis zu 0,2 mm gefunden. Ebenfalls wurden vereinzelte Schrägrisse mit Rissbreiten von 0,1 mm bis 0,2 mm, Netzrisse, Abplatzungen mit freiliegender Bewehrung, Hohlstellen, Längsrisse und auch Querrisse mit einer Rissbreite von bis zu 0,4 mm festgestellt.

Am Überbau wurde an einigen Inspektionsstellen Lochfraß bzw. ebene Korrosion festgestellt. Des Weiteren wurde an einigen Stellen freiliegende Bewehrung dokumentiert, welche auf Mängel bei der Herstellung der Bauteile zurückzuführen war (Bild 9-25).



Bild 9-25: Freiliegende Bewehrung an der Bauwerksunterseite (© Schüßler-Plan)

In den Bereichen der Gelenkfuge mit den Konsolen und den Fahrbahnübergängen waren infolge Undichtigkeiten der Übergangskonstruktionen an der Brückenunterseite nennenswerte Chloridbelastungen dokumentiert.

Auffällig waren an den zahlreichen Unterseiten der Deckenplatten Rissbildungen, die zum Untersuchungszeitpunkt bereits mit Bandagen auf Reaktionsharzbasis abgedichtet waren. Es handelte sich hierbei um Trennrissbildungen, die offensichtlich infolge von Zwang eingetreten waren. Die Rissbreiten lagen in einer Größenordnung von ca. 0,1 mm bis 0,2 mm.

Außerdem wurden Abplatzungen des Betons mit freiliegender Bewehrung, Kiesnester und Hohlstellen, Durchfeuchtungen und Risse in Längs-, Quer- und Schrägrichtung sowie Netzrisssbildungen festgestellt. Die Rissweiten betragen hier bis 0,2 mm und teilweise bis 0,4 oder 1,0 mm. Vereinzelt wurden freiliegende Spannglieder mit weggerosteten Hüllrohren angetroffen.

Bei den Lagern (Gleitlager mit Kippvorrichtung) kam es zu Blattrostbildung und diese wurden zahlreich herausgedrückt. Weiterer Blattrost wurde am Randprofil der Brücke festgestellt.

Auffallend bei den Fahrbahnbelägen waren vereinzelte Absackungen, Risse, nicht haftendes Fugenmaterial, Spurrinnen sowie teilweise Hohlstellen in den bituminösen Baustoffen.

4.4 Statische Berechnung

4.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Die Genehmigungsstatik für das ausgeschriebene Rückbauverfahren wurde auf Basis folgender Normen aufgestellt:

- DIN-Fachberichte 101 und 102,
- DIN 1072,
- DIN 1055-4,
- DIN 1045-1.

4.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Siehe folgende Abschnitte.

4.4.3 Sicherheitskonzept

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Konsolen ergab Defizite bei der vertikalen Aufhängebewehrung. Unter Beachtung der deutlich erhöhten Chloridgehalte an den Konsolen waren, zur Vermeidung eines plötzlichen Versagens, Hilfskonstruktionen vorgesehen. Diese Hilfskonstruktionen wurden auf die volle Konsollast ausgelegt.

4.4.4 Nachweisführung

In den Rückbauzuständen erfuhren die Hammerkopfräger – aufgrund fehlender Konsolauflasten – einen Beanspruchungswechsel mit deutlich vergrößerten Torsionsmomenten gegenüber dem ursprünglichen Nutzungszustand (Bild 9-26).

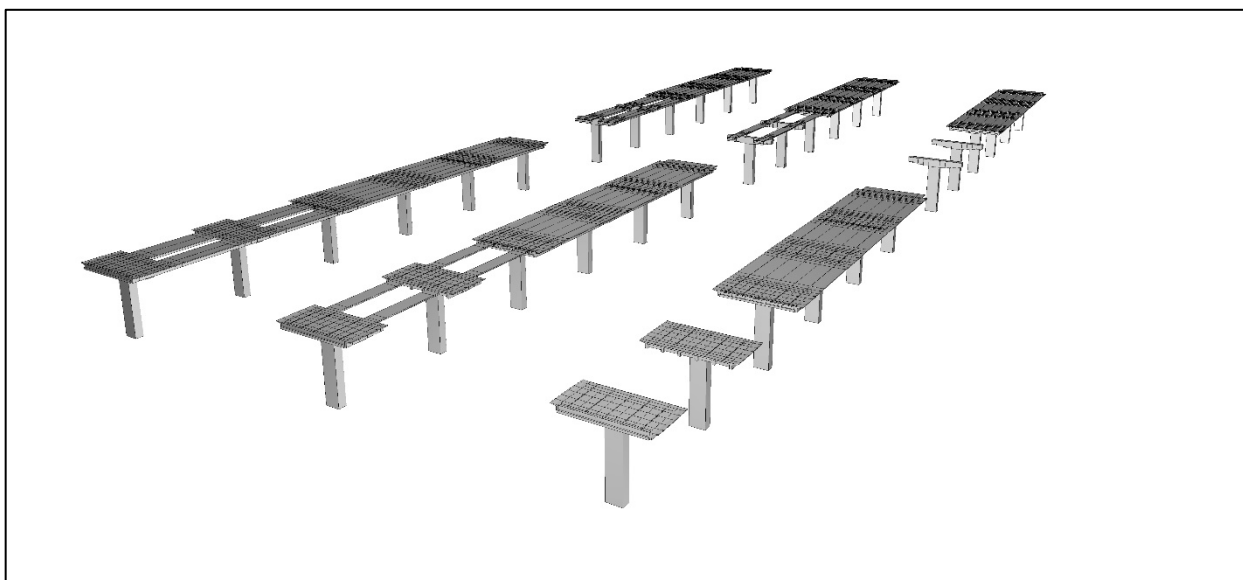


Bild 9-26: Statisches Modell (© Schüßler-Plan)

Im Rahmen des ausgeschriebenen Rückbaukonzepts konnte die Tragfähigkeit der Hammerkopferquerträger für Querkraft und Torsion, nur unter Anrechnung eines Teils der vorgespannten Bewehrung zur Torsionslängsbewehrung, nachgewiesen werden. Daher war bei Ausführung der Ausschreibungsvariante geplant, die Hammerkopfräger einer visuellen Kontrolle hinsichtlich einer einsetzenden Rissbildung zu unterziehen.

4.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Dieser Abschnitt entfällt.

4.4.4.2 Schubnachweise

Für das ausgeschriebene Rückbaukonzept konnte der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der Längsträger nicht mit dem Nachweisformat des DIN-Fachberichts 102 erbracht werden. Der Nachweis nach DIN-Fachbericht 102 unterschätzt in weiten Bereichen die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit. Aus diesem Grund wurden die Nachweise der Längsträger in diesem besonderen Fall über einen Schnittgrößenvergleich geführt.

4.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Für den ausgeschriebenen Rückbau mittels Rückbauträger war der Abtransport der ausgehobenen Segmente über den Bestand geplant. Für die Befahrung mit Sonderfahrzeugen war es infolge der Vorschädigungen der Konsolen geplant, diese zur Überfahrung mit stählernen Konsolträgern zu sichern (Bild 9-27).

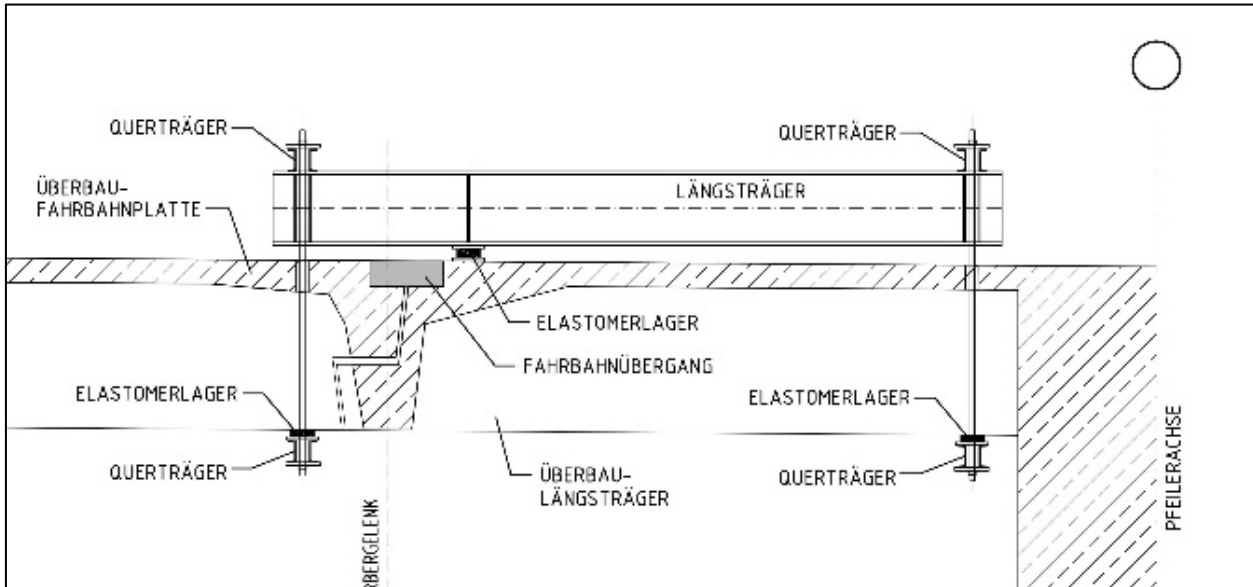


Bild 9-27: Geplante Verstärkung der Konsole (© Schüßler-Plan)

Zudem sollten die erforderlichen Transportfahrzeuge durch Absperrungen auf dem Überbau in einer Fahrgasse geführt werden.

4.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Die Nachweise für die ausgeführten Rückbauzustände wurden weitestgehend über Last- bzw. Schnittgrößenvergleiche geführt.

4.5 Leistungsbeschreibung

4.5.1 Bauwerkszustand

Die zuletzt durchgeführte Bauwerksprüfung im Jahr 2005 ergab eine Zustandsnote von 3,4.

4.5.2 Baugrund

Nach den Ergebnissen der im Baubereich durchgeführten Baugrunduntersuchungen stellte sich ab Geländeoberfläche folgender genereller Bodenaufbau dar:

In der obersten Schicht sind Auffüllungen anzutreffen. In der Schicht unter den Auffüllungen befinden sich quartäre Lockergesteine. So ist im Bereich der Talflanken und teils der Widerlager, Hangschutt bzw. Hanglehm anzutreffen. Im Talbereich liegen Auelehm, Hochflutablagerungen sowie Flussschotter vor.

Die darunterliegende Schicht umfasst karbonische sowie devonische Festgesteine, wie z. B. Tonstein, Sandstein und Schluffstein.

Die unterschiedlich starken Auffüllungen wurden in variierender Zusammensetzung festgestellt. Die Auffüllungen sind aufgrund ihrer unterschiedlichen Zusammensetzung und wechselnder Konsistenz/Lagerungsdichte als schlecht tragfähiger Baugrund einzustufen.

Insgesamt ist der anstehende Baugrund (Flussschotter bzw. das unterlagernde Festgestein) aus geotechnischer Sicht sowohl für die Ausführung von Flach- /Flächengründungen als auch für Pfahlgründungen geeignet. Bei Ausführung von Flachgründungen müssen Boden- und Felsschichten unterhalb der Baugrubensohle im ungestörten Zustand erhalten bleiben. Aufgelockerter Boden oder Fels ist zu entfernen und durch Unterbeton zu ersetzen.

4.5.3 Kontaminationen

Siehe Abschnitt 4.3.3. Weitere Untersuchungsergebnisse waren negativ.

4.5.4 Angrenzende Bebauung

Die Lennetalbrücke überquert Industrie- und Lagerflächen, die Lenne, mehrere Straßen und DB-Gleise.

Zudem sind im Baubereich zahlreiche unterirdische Ver- und Entsorgungsleitungen vorhanden. Außerdem befinden sich dort auch oberirdische Freileitungen.

Alle genannten Anlagen durften durch den Bau grundsätzlich weder beeinträchtigt noch verändert werden.

4.5.5 Sperrpausen

Die DB-Gleise sind hauptsächlich mit dicht folgendem Güter- und Personennahverkehr belegt. Grundsätzlich hatte der Bau unter Aufrechterhaltung des Gleisbetriebs der DB zu erfolgen. Für Arbeiten, die eine Gefährdung des Gleisbetriebes darstellten, wurden im Zuge der Planung Sperrpausen bei der DB angemeldet.

Die Werksgleise durften bauzeitlich zur Erreichung der Inselbaustelle, zwischen den Gleisen überfahren werden. Die Beeinträchtigung der Gleise war auf die Zeiträume der Betriebsruhe der angrenzenden Firmen beschränkt.

Der Verkehr der Autobahn wurde in 4+0-Verkehrsführung plus Rettungsgasse wechselseitig überführt. So wurde der Verkehrsfluss auf der Autobahn während der gesamten Rückbaumaßnahme gewährleistet. Einschränkungen waren lediglich die reduzierten Fahrbahnbreiten sowie die reduzierte Fahrgeschwindigkeit auf 80 km/h.

4.5.6 Immissionsschutz

Das alternative Rückbaukonzept führte zu einer deutlichen zeitlichen Reduzierung der Abbrucharbeiten. Die Beeinträchtigung der Umgebung, wie z. B. durch Staubemissionen und auch Lärmbelastungen, konnten somit auch deutlich reduziert werden. Durch den Einsatz einer Schneekanone wurde die Staubemission reduziert.

Das alternative Verfahren wurde seitens des Bauherrn mit allen zuständigen Stellen einvernehmlich abgestimmt und auch im Rahmen einer Umweltbaubegleitung fachlich betreut.

4.5.7 Umweltschutz

Die Errichtung des Ersatzneubaus erstreckte sich auf Flächen im geschützten Landschaftsbestandteil „Unterer Ölmühlenbach“ und in den Landschaftsschutzgebieten „Garenfeld“, „Lenne-Niederung“, „Lichtenböcken“ und „Herbeck“. Des Weiteren war das Gewässer der Lenne mit den Lenneauen schützenswert.

Für die Baumaßnahme wurde ein Landschaftspflegerischer Begleitplan (LBP) erstellt. Darauf basierend wurden die für die Arbeiten erforderlichen Befreiungen und Ausnahmegenehmigungen durch die zuständigen Landschafts- und Wasserbehörden eingeholt.

Zum Schutz der Umwelt, der Landschaft und der Gewässer waren Beeinträchtigungen durch den Bau auf das unvermeidbare Maß zu beschränken.

4.5.8 Arbeitssicherheit

Der ausgeführte Rückbau mit den unterschiedlichen Verfahren: Segmentieren und Ausheben, konventioneller Rückbau und auch den Sprengungen, unterlag höchsten Anforderungen an die Arbeitssicherheit. So wurden z. B. die Sprengungen von Flugdrohnen begleitet, welche die entsprechenden Sperrbezirke vor und während der Sprengungen überwachten.

4.5.9 Nebenleistungen

Nebenleistungen, wie das Einrichten und Räumen der Baustelle, waren aufgrund der Bedeutung für die Preisbildung besonders erwähnt und in separaten Positionen ausgeschrieben.

4.5.10 Besondere Leistungen

Der neu errichtete 1000 m lange Überbau der Richtungsfahrbahn Frankfurt wurde kurz vor Abschluss der Arbeiten aus der provisorischen Seitenlage um ca. 20 m quer in die endgültige Lage verschoben.

4.5.11 Entsorgungskonzept

Infolge der großen anfallenden Abbruchmassen wurde eine mineralische Aufbereitungsanlage vor Ort installiert. Grundsätzlich galt, dass sämtliche anfallenden Abfälle in Verantwortung der ausführenden Firma nach dem Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz (KrW-/AbfG) zu entsorgen waren.

4.6 Vertragliche Grundlagen

4.6.1 Vertragsmodelle

Die Maßnahme wurde im Rahmen eines Offenen Verfahrens oberhalb der EU-Schwellenwerte als Einheitspreisvertrag ausgeschrieben.

4.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Für das ausgeschriebene Rückbauverfahren mit dem Rückbauträger wurde eine geprüfte Genehmigungsstatik seitens des Auftraggebers beigelegt.

Durch den geänderten Rückbau waren diese Planungen hinfällig. Die Planungen für den ausgeführten Rückbau wurden komplett durch den Auftragnehmer erbracht.

4.6.3 Nebenangebote

Es waren keine Nebenangebote zugelassen.

4.6.4 Bauzeit

Der Spatenstich für die Gesamtbaumaßnahme des Ersatzneubaus erfolgte am 11. September 2013. Der Querverschub des – in Seitenlage erstellten – Überbaus erfolgte am 5. März 2021. Die Inbetriebnahme der neuen Lennetalbrücke ist im Jahr 2021 geplant.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Mit den Planungen zum Ersatzneubau der Lennetalbrücke wurden im Großbrückenbau neue Wege begangen. Die Realisierung dieser großen Baumaßnahme ohne Durchführung eines Planfeststellungsverfahrens sucht in Deutschland ihresgleichen.

Das Baugeschehen, insbesondere der Rückbau der 1000 m langen Lennetalbrücke, wurde u. a. deutlich von den im Vorfeld genehmigten Sperrpausen geprägt und beeinflusst.

Ziel des AG war es, die Abfolge der Sperrpausen („Korsett der Sperrpausen“) für den Rückbau der Bestandsbrücke trotz bauzeitlicher Verzögerungen weiterhin nutzen zu können.

Die Lösung dieser Herausforderung war eine Entkoppelung der Abbrucharbeiten der Bestandsbrücke im Bereich der Bahnanlagen und darüber hinaus. Das ursprüngliche Abbruchkonzept mit „Linienbaustellen-Charakter“ hätte diese Aufgabenstellung nicht lösen können.

Das alternative Abbruchkonzept hatte den Vorteil, eine Unabhängigkeit von den Sperrpausen erreichen zu können. Unabhängig vom Abbruchfortschritt außerhalb des Bahnbereichs konnte die Bestandsbrücke im Einflussbereich der Gleisanlagen terminlich an die jeweiligen Sperrpausen angepasst abgebrochen werden. Die bereits genehmigten Sperrpausen konnten genutzt und eine zusätzliche Terminalsicherheit erreicht werden.



Bild 9-28: Visualisierung des Ersatzneubaus (© Schüßler-Plan)

X Kranaushub

1 Merkmale und Anwendungsgrenzen

Das Rückbauverfahren durch Kranaushub wird überwiegend für den Rückbau von Brücken mit stählernen Überbauten angewendet. Es können aber auch Stahlbetonverbund- oder reine Stahlbetonbrücken mit einem Kran zurückgebaut werden. Zur Leichterung des Aushubs werden bei Stahlbrücken meist vorab die Fahrbahnbeläge und/oder Gleisanlagen entfernt. Ebenfalls mit dem Ziel der Leichterung wird bei Verbundbrücken i. d. R. die Fahrbahnplatte vor dem Rückbau durch Kranaushub konventionell abgebrochen.

Vor Auswahl des Krans muss jeweils untersucht werden, in welchen Teilgrößen der Rückbau erfolgen kann und welche Kranaufstellflächen zur Verfügung stehen. Für die Auswahl der Krangröße (Tragkraft) ist eine exakte Gewichtsermittlung der Teile unerlässlich. Hierbei sind Altstatiken und Ausführungszeichnungen vom Bau sehr hilfreich. Sind die Teilgrößen festgelegt, erfolgt die Auswahl der Anschlagpunkte unter Beachtung der erforderlichen Tragfähigkeit. Im Bedarfsfall ist eine Statik zu den Anschlagpunkten erforderlich. Das Gleiche gilt für die Abstützpunkte des Krans, wenn er in der Nähe einer Böschungsschulter, auf Brücken oder auf wenig tragfähigem Grund aufgestellt werden muss.

Nach Ablegen im Schwenkbereich erfolgt die weitere Zerlegung mittels Schrottscheren und/oder Brennschneiden sowie der Abtransport durch einen Schrotthändler.

2 Vor- und Nachteile

2.1 Vorteile

Zu den Vorteilen des Rückbaus von Brücken durch Kranaushub zählen:

- sehr effektives Verfahren im schwer zugänglichen Bereich, z. B. Rückbau über Bahngleisen.

2.2 Nachteile

Zu den Nachteilen des Rückbaus von Brücken durch Kranaushub zählen:

- hoher Organisations- und Planungsaufwand,
- bei Bahnbaustellen limitiertes Zeitfenster, Abhängigkeit von Sperrzeiten mit großem Vorlauf für Beantragung von Bahnsperrpausen,
- bei Stahlbetonbrücken hohe Krankosten durch großes Eigengewicht,
- Einschränkungen bei Kranstandorten, Berücksichtigung von Medienleitungen (Schutz durch Überbauung, Lastverteilungsmaßnahmen),
- Festlegung der Trennschnitte und Abbruchgrößen abhängig von der Krantragkraft und der Abbruchstatik (Koppelfugen, Tragwirkung der Spannglieder nach dem Durchtrennen).

3 Beispiel – Brücke Pfaffenhofen

Inhalt

3.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	252
3.2	Rückbauverfahren	252
3.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	252
3.2.2	Auswahlkriterien	259
3.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren	260
3.3	Bestandsuntersuchungen	261
3.3.1	Bestandsunterlagen	261
3.3.2	Nachrechnung	261
3.3.3	Materialproben	261
3.3.4	Materialverhalten	261
3.3.5	Geometrie	261
3.3.6	Schadstoffe	261
3.3.7	Schäden	261
3.4	Statische Berechnung	262
3.4.1	Anzuwendende Regelwerke	262
3.4.2	Abweichungen von Regelwerken	262
3.4.3	Sicherheitskonzept	262
3.4.4	Nachweisführung	262
3.5	Leistungsbeschreibung	262
3.5.1	Bauwerkszustand	262
3.5.2	Baugrund	262
3.5.3	Kontaminationen	262
3.5.4	Angrenzende Bebauung	262
3.5.5	Sperrpausen	263
3.5.6	Immissionsschutz	263
3.5.7	Umweltschutz	263
3.5.8	Arbeitssicherheit	263
3.5.9	Nebenleistungen	263
3.5.10	Besondere Leistungen	263
3.5.11	Entsorgungskonzept	263
3.6	Vertragliche Grundlagen	264
3.6.1	Vertragsmodelle	264
3.6.2	Planungsleistung des Unternehmers	264
3.6.3	Nebenangebote	264
3.6.4	Bauzeit	264
3.7	Gewonnene Erkenntnisse	264

3.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Das Bestandsbauwerk stammte aus dem Jahr 1981 und überführte die St 2232 Pfaffenhofen – Geisenfeld über die zweigleisige elektrifizierte Bahnstrecke München – Ingolstadt (STR 5501 Abschnitt Pfaffenhofen/Ilm – Rohrbach/Ilm) und eine westlich davon parallel verlaufende Gemeindeverbindungsstraße (Bild 10-1). Das Bauwerk befand sich ca. 700 m nordöstlich von Uttenhofen.



Bild 10-1: Ansicht Süd (Quelle: ABDNB)

Das statische System war ein Zweifeldträger mit Stützweiten von 25,19 m und 25,19 m mit einer Gesamtlänge von 50,38 m in der Konstruktionsart Federplattenkonstruktion. Der Querschnitt und die Bauart des Überbaus waren Fertigteile in Spannbeton mit Ortbetonergänzung. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern betrug 15,5 m + 15,5 m und die lichte Höhe über SO $\geq 6,00$ m. Der Kreuzungswinkel betrug 45,0 gon und die Breite zwischen den Geländern 12,0 m. Die Fahrbahn hatte eine Breite von 8,50 m und eine Brückenfläche von 605 m². Die Außenkappen waren 2 m breit. Der Mittelpfeiler war 1,40 m dick. Alle Unterbauten waren flach gegründet. Um die bestehenden Fundamente herum befanden sich im Erdreich noch die Spundwände, die im Zuge des Baugrubenverbaus eingebracht worden waren. Im Bereich der Oberleitungsanlagen war auf jeder Seite ein horizontaler Berührungsschutz an den Kappen in Form von Kragplatten angeordnet. Die Oberleitungsanlage war nicht am Überbau der Brücke befestigt. Die Brücke wurde als Brückenklasse 60 gemäß DIN 1072 ausgelegt.

3.2 Rückbauverfahren

3.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Auszug aus der Baubeschreibung:

„Zum Leistungsumfang des Auftragnehmers gehören der vollständige Rückbau des bestehenden Brückenbauwerkes (bis auf einzelne im Boden verbleibende Bauwerksteile gemäß Ausschreibungsplänen). Der Auftragnehmer hat ein Abbruchkonzept für das Bauwerk unter Einhaltung folgender Vorgaben zu erstellen:

- *Sämtliche Anlagen der Bahn, insbesondere die Oberleitungsanlage, dürfen nicht beeinträchtigt werden.*
- *Eine Sprengung ist nicht zugelassen.*
- *Ein Abbruch des Überbaus an Ort und Stelle über die Bahngleise ist nicht zugelassen.*
- *Der Überbau (beide Felder) muss in geeignete Überbausegmente getrennt werden und mit entsprechend schwerem Gerät (Raupekrane, Gittermastkräne oder ähnliches) ausgehoben werden. Hierzu dürfen die gewählten Geräte sowie sämtliche erforderlichen tragenden Baubehelfe (Baugrund, Lasthaken, Traversen, Ketten usw.) nur eine maximale Lastausnutzung von 80 % bei entsprechender Ausladung bzw. Kranstandort aufweisen. Dies ist im Zuge des vom Auftragnehmer zu liefernden Abbruchkonzeptes explizit nachzuweisen.*
- *Für den Rückbau des Brückenbauwerkes im Bereich der Bahnanlagen stehen dem Auftragnehmer nur die vom Auftraggeber angemeldeten und beschriebenen Sperrpausen zur Verfügung, die auf Basis des Rückbaukonzeptes des Auftraggebers erstellt wurden.*

Für den Abbruch des Bestandsbauwerkes hat der Auftraggeber ein mögliches, mit der DB vorab abgestimmtes generelles Abbruchkonzept erstellt und auf Basis dieser Sperrpausen bei der DB beantragt.“

Der Amtsentwurf sah für den Abbruch folgende Vorgehensweise vor (Bilder 10-2 bis 10-14):

- Überbau leichtern z. B. Rückbau der Geländer, Schutzplanken, Kappen außerhalb des Berührungsschutzes, Fräsen der Asphaltdecke, Sicherung der Lage der Fertigteile an Widerlagern und Pfeilern,
- Vorschneiden der Überbauplatte und Herstellung der Kernbohrungen außerhalb der Gleise,
- Vorschneiden der Ortbetonplatte längs über den Gleisen bis auf eine Restdicke von 5 cm,
- Ausheben der Fertigteilkappen in Sperrpausen,
- Fertigstellung der Trennschnitte auf dem Überbau in Sperrpausen,
- Aushub der Längsträger über den Bahngleisen in Sperrpause,
- Rückbau der Widerlager West und Ost mit abschnittweisem Aushub z. T. unter Wasser, Einbringen eines Spundwandverbaus mit Einbindung in den Grundwasser-Stauer, abschnittweisem Rückbau des Widerlagers, Abschneiden von Teilen der bestehenden Spundwand, abschnittsweiser Verfüllung, Schüttung und Verdichtung der Baugrube mit z. T. unterschiedlichen Materialien je nach Anforderung und Grundwasserstand. Für Arbeiten im Nahbereich der Bahnstrecke stehen dem Auftragnehmer angemeldete Sperrpausen des östlichen Gleises zur Verfügung.
- Rückbau des bestehenden Mittelpfeilers bis 0,30 m unter Gelände durch Horizontalschnitte und Abtrag von der Bahnlinie weg oberhalb des Geländes/Abstemmen unterhalb des Geländes.

Für alle Vorgänge, die Sperrpausen bei der DB erfordern, mussten die bei der DB angemeldeten nächtlichen Sperrpausen (vertraglich festgelegte Zwischentermine) genutzt werden. Eine zusammenhängende Vollsperrung der Bahnstrecke war nicht möglich.

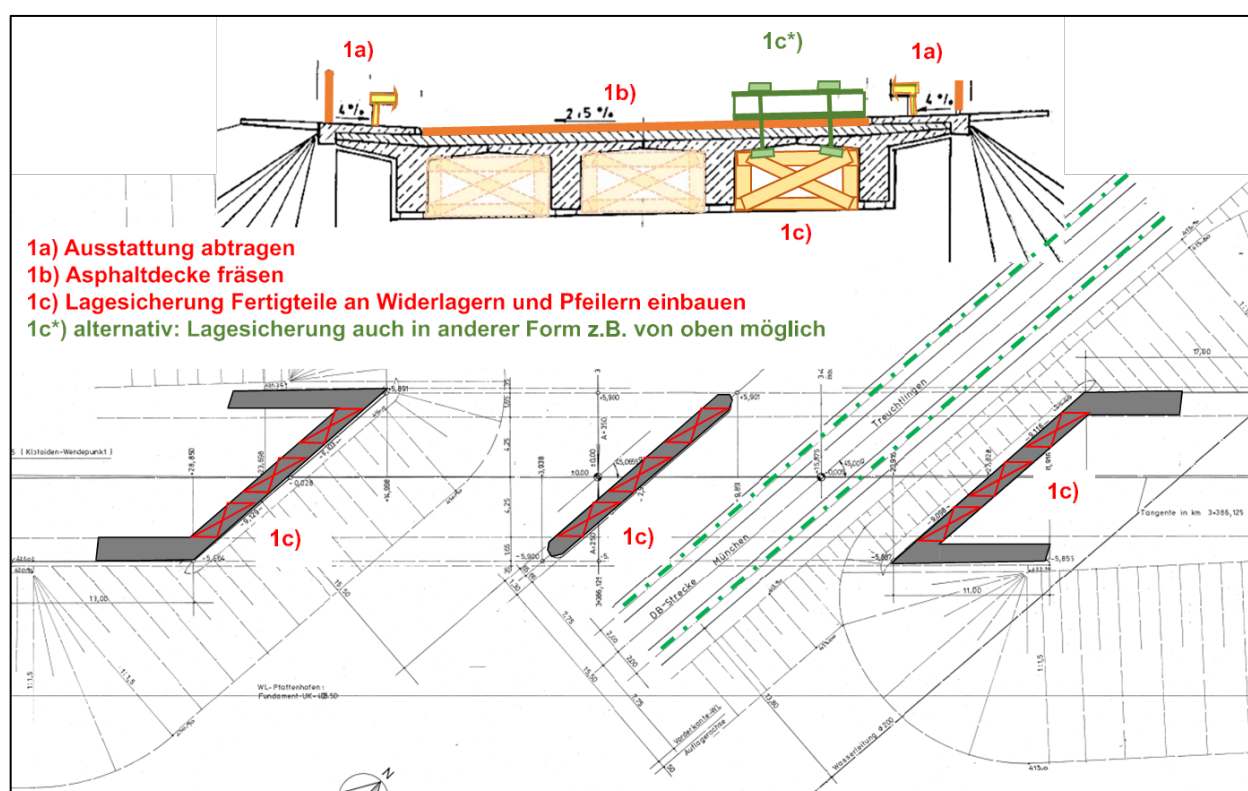


Bild 10-2: Rückbau Überbau (1) (Quelle: StBA Ingolstadt)

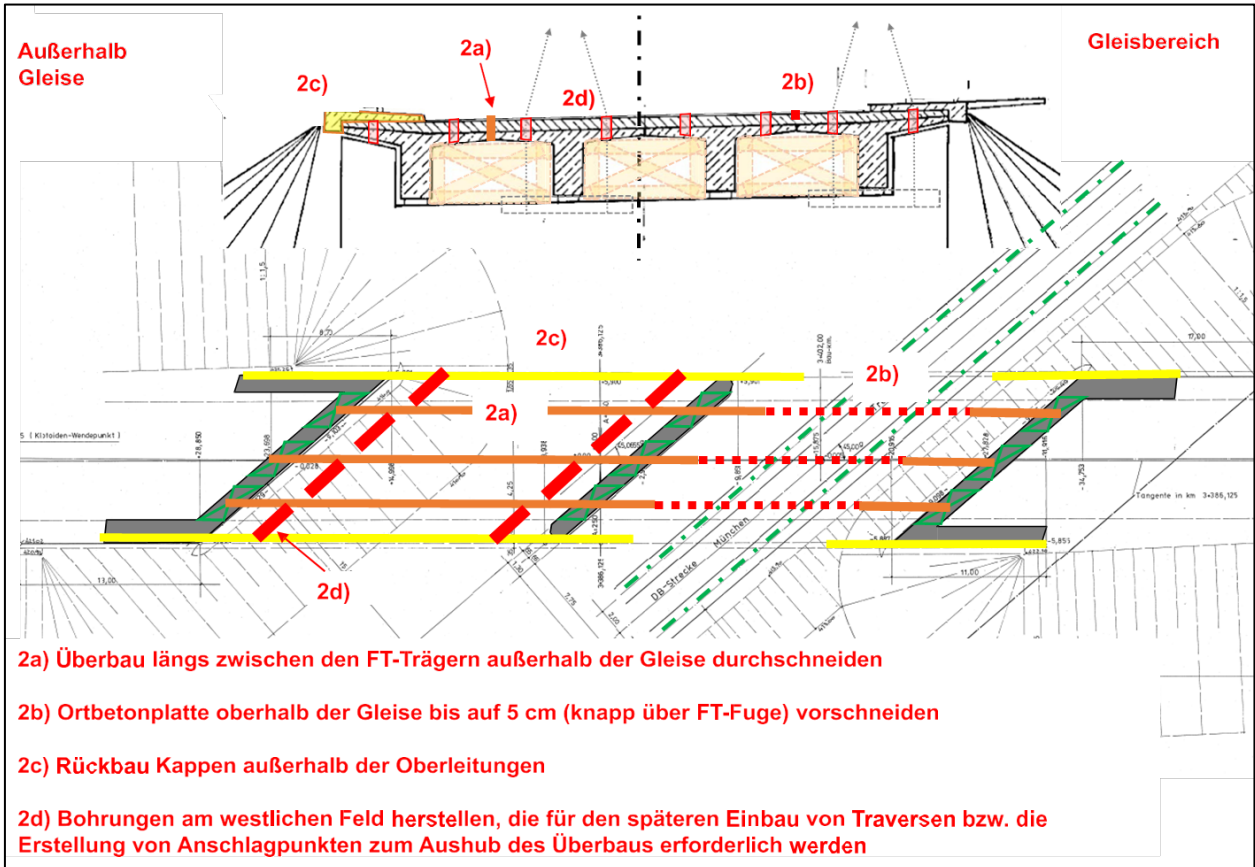


Bild 10-3: Rückbau Überbau (2) (Quelle: StBA Ingolstadt)

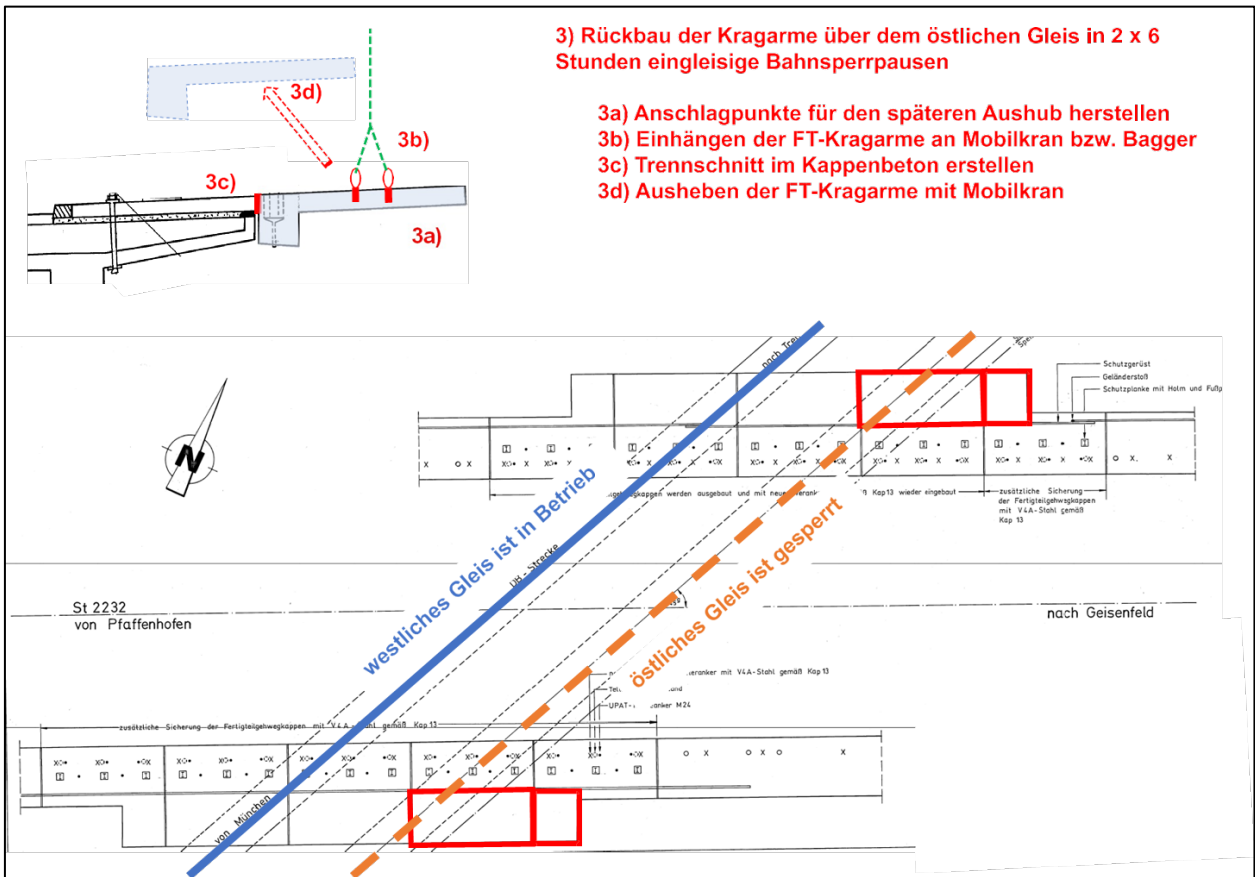


Bild 10-4: Rückbau Überbau (3) (Quelle: StBA Ingolstadt)

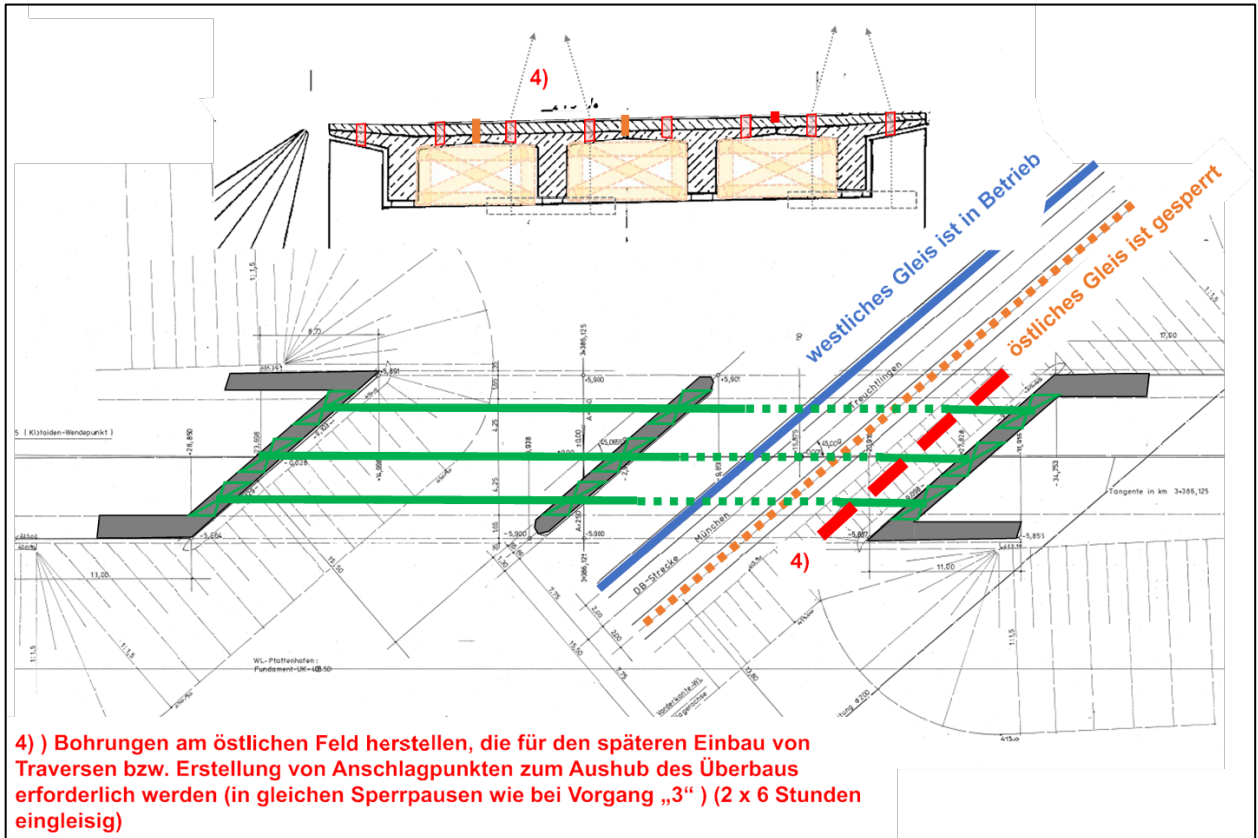


Bild 10-5: Rückbau Überbau (4) (Quelle: StBA Ingolstadt)

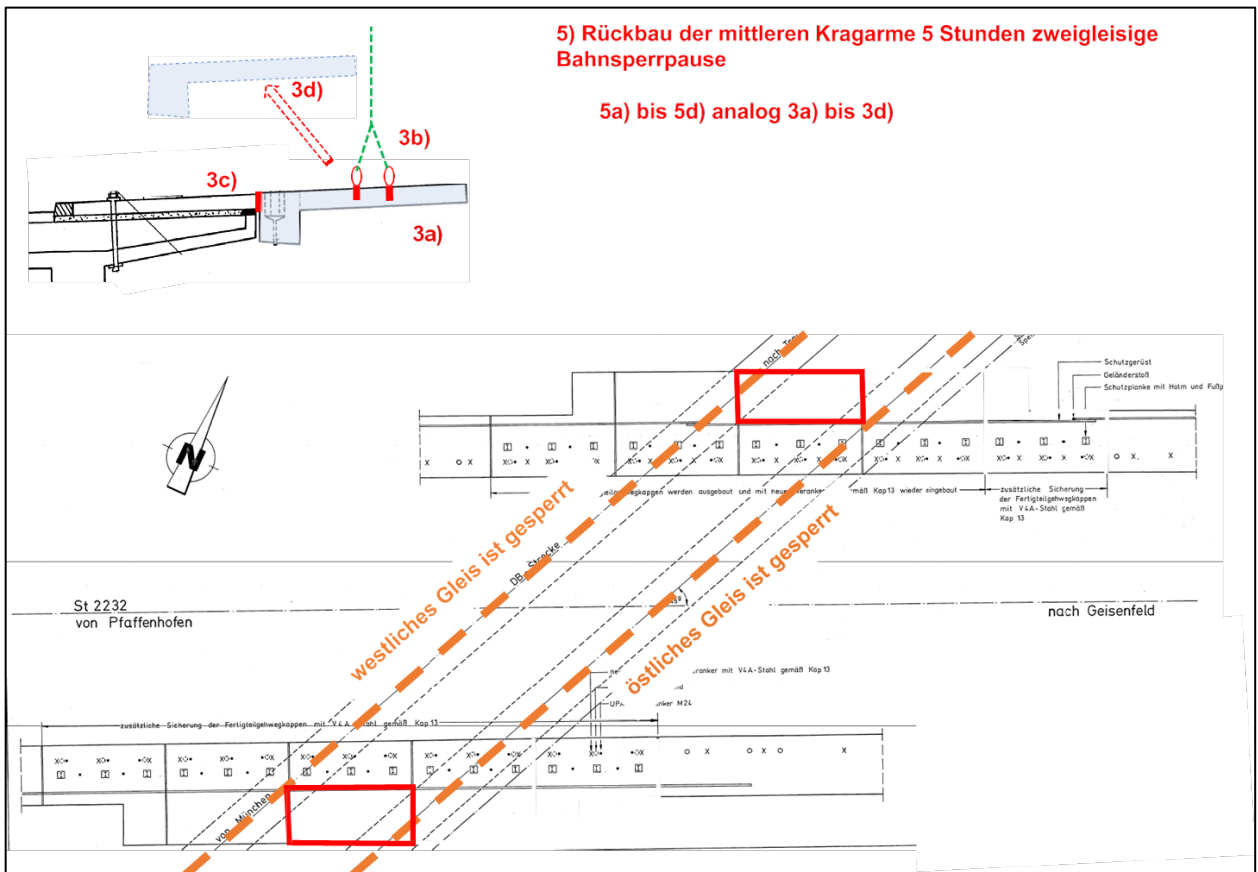


Bild 10-6: Rückbau Überbau (5) (Quelle: StBA Ingolstadt)

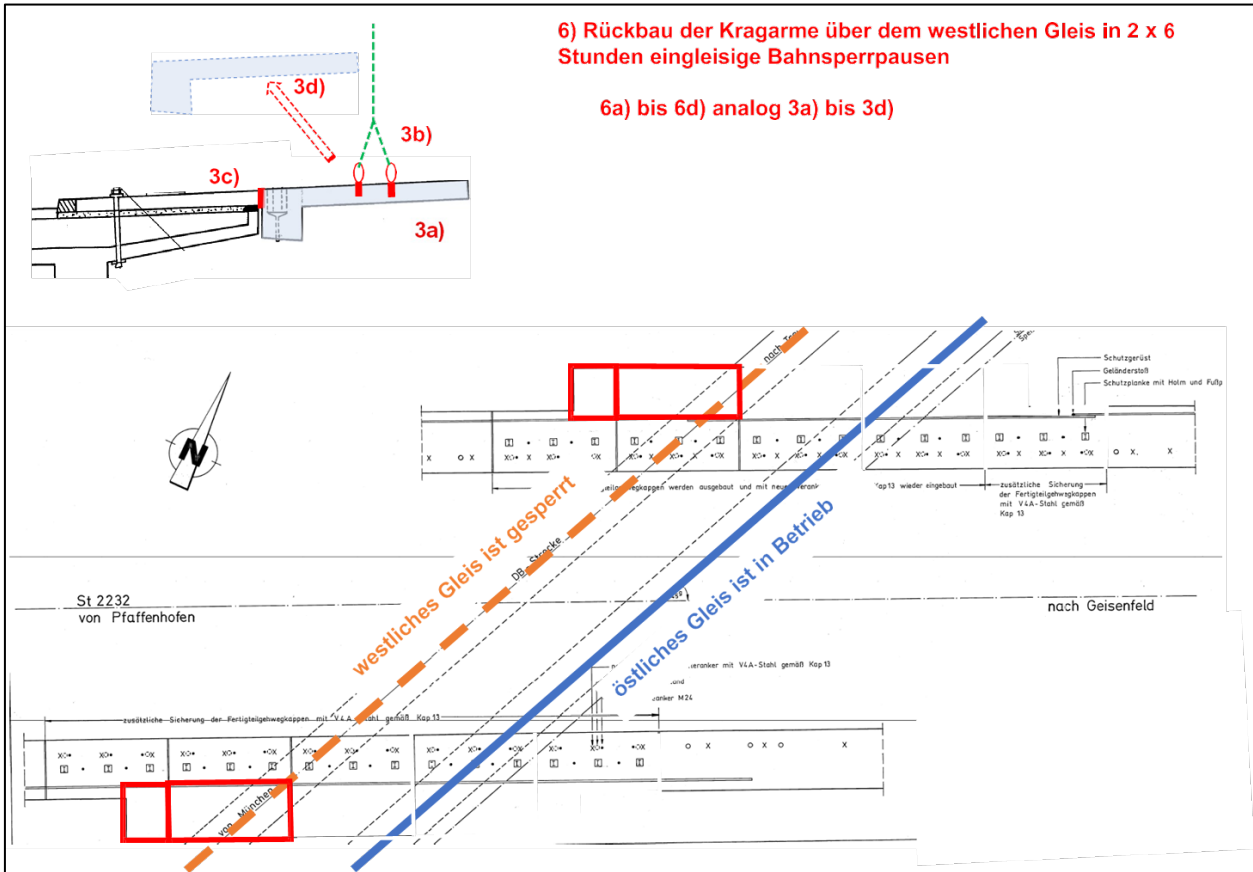


Bild 10-7: Rückbau Überbau (6) (Quelle: StBA Ingolstadt)

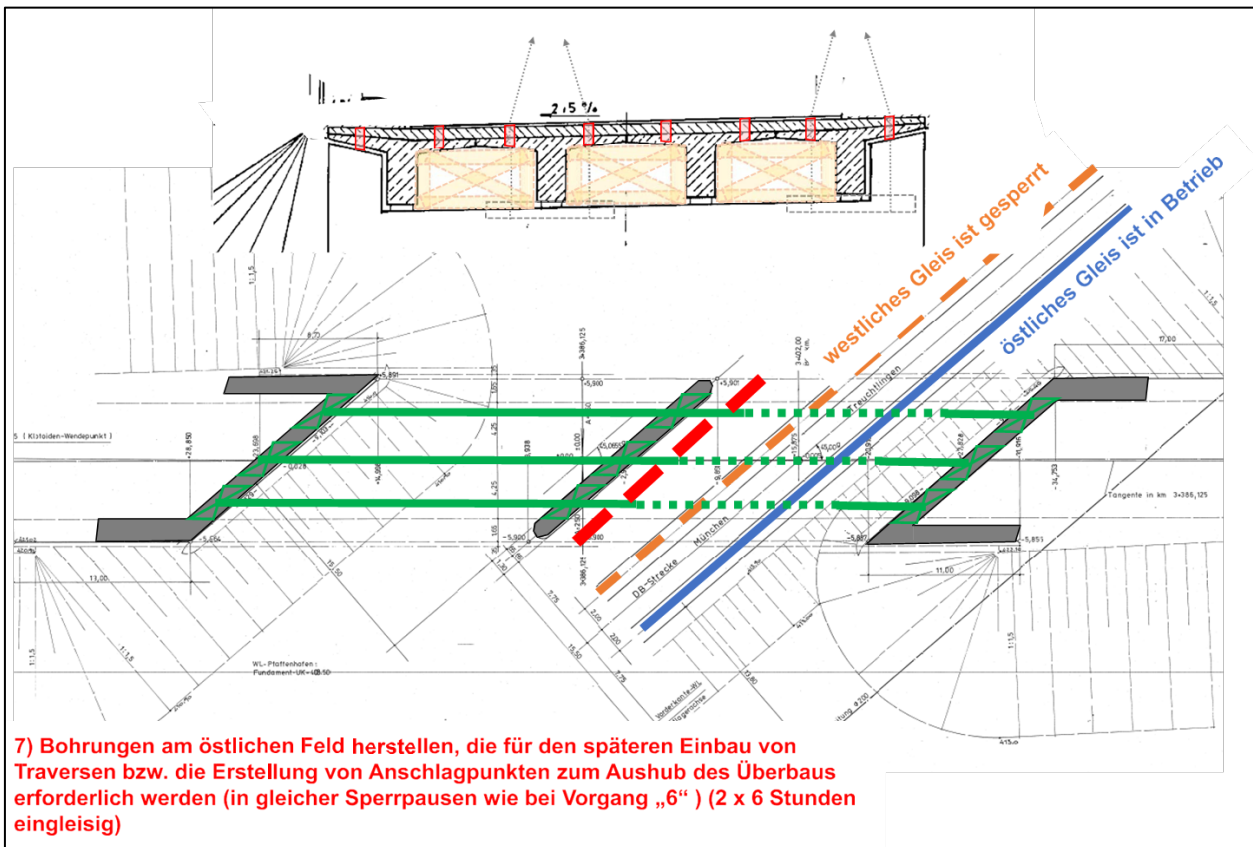


Bild 10-8: Rückbau Überbau (7) (Quelle: StBA Ingolstadt)

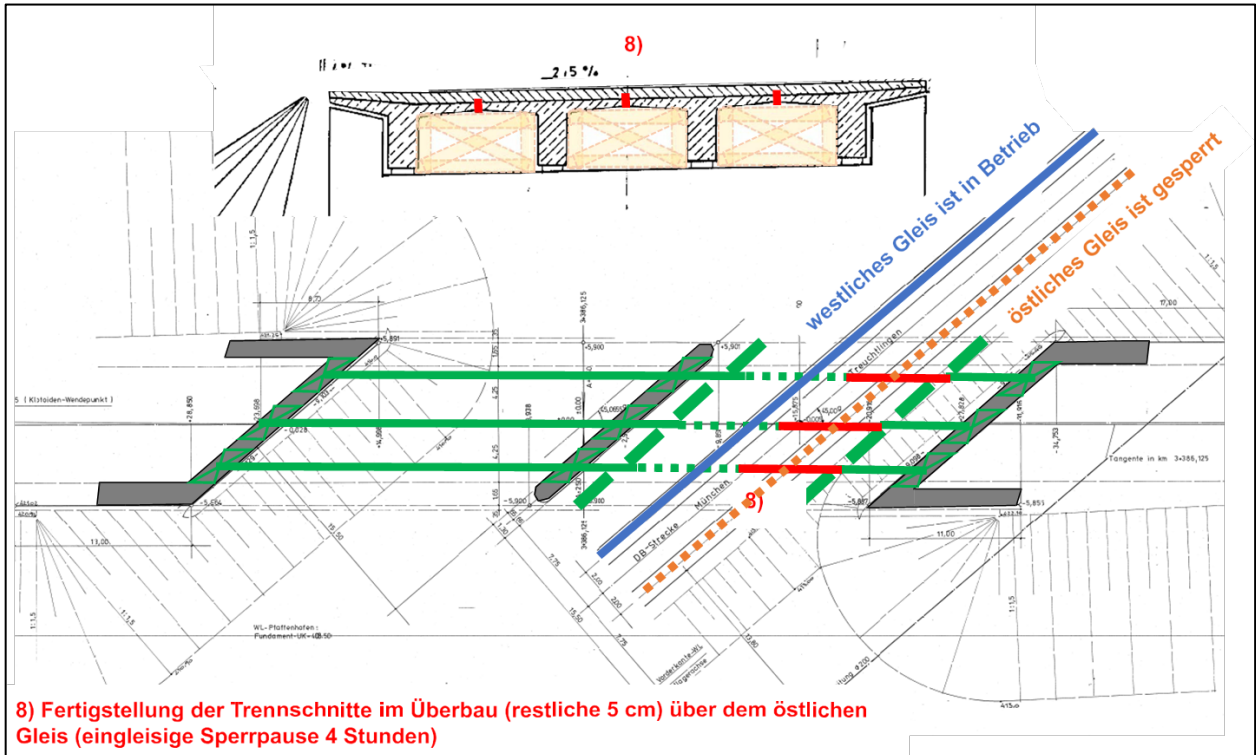


Bild 10-9: Rückbau Überbau (8) (Quelle: StBA Ingolstadt)

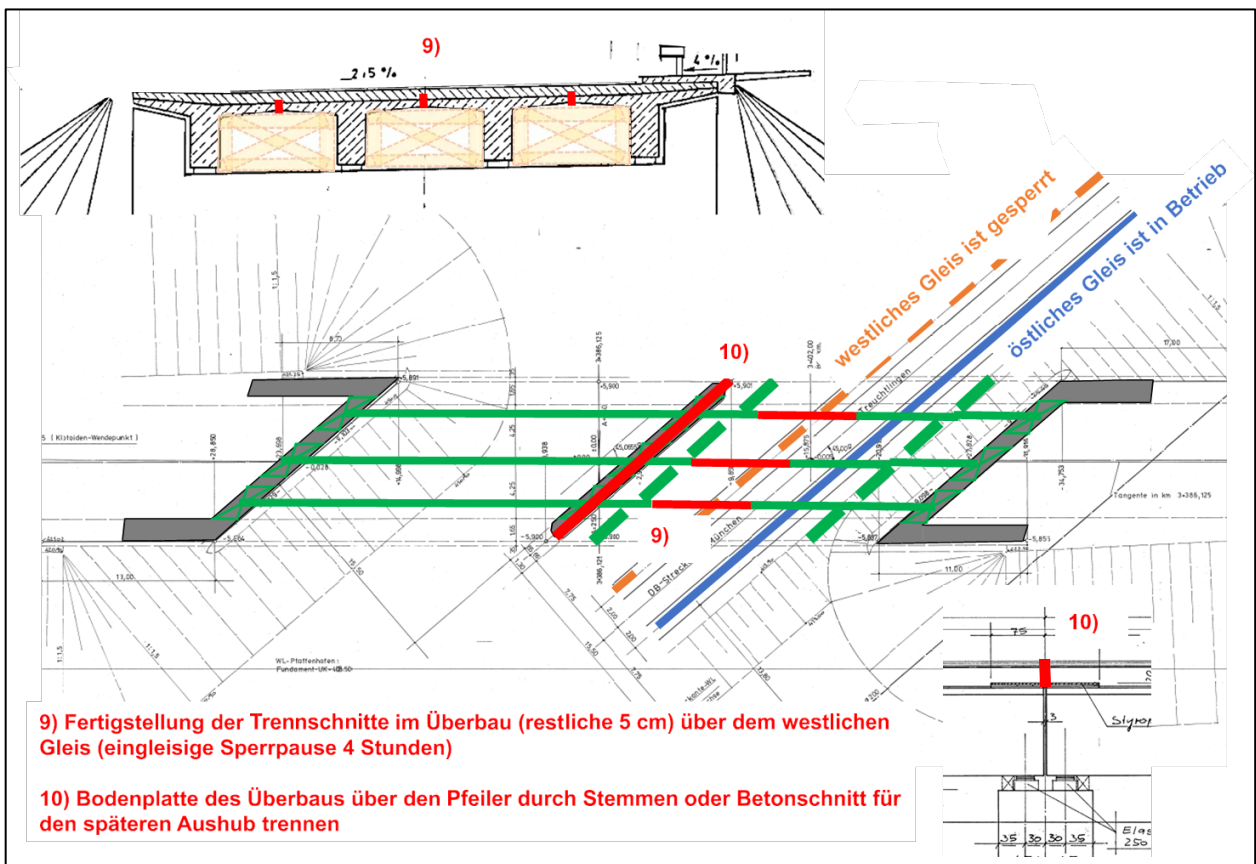


Bild 10-10: Rückbau Überbau (9) (Quelle: StBA Ingolstadt)

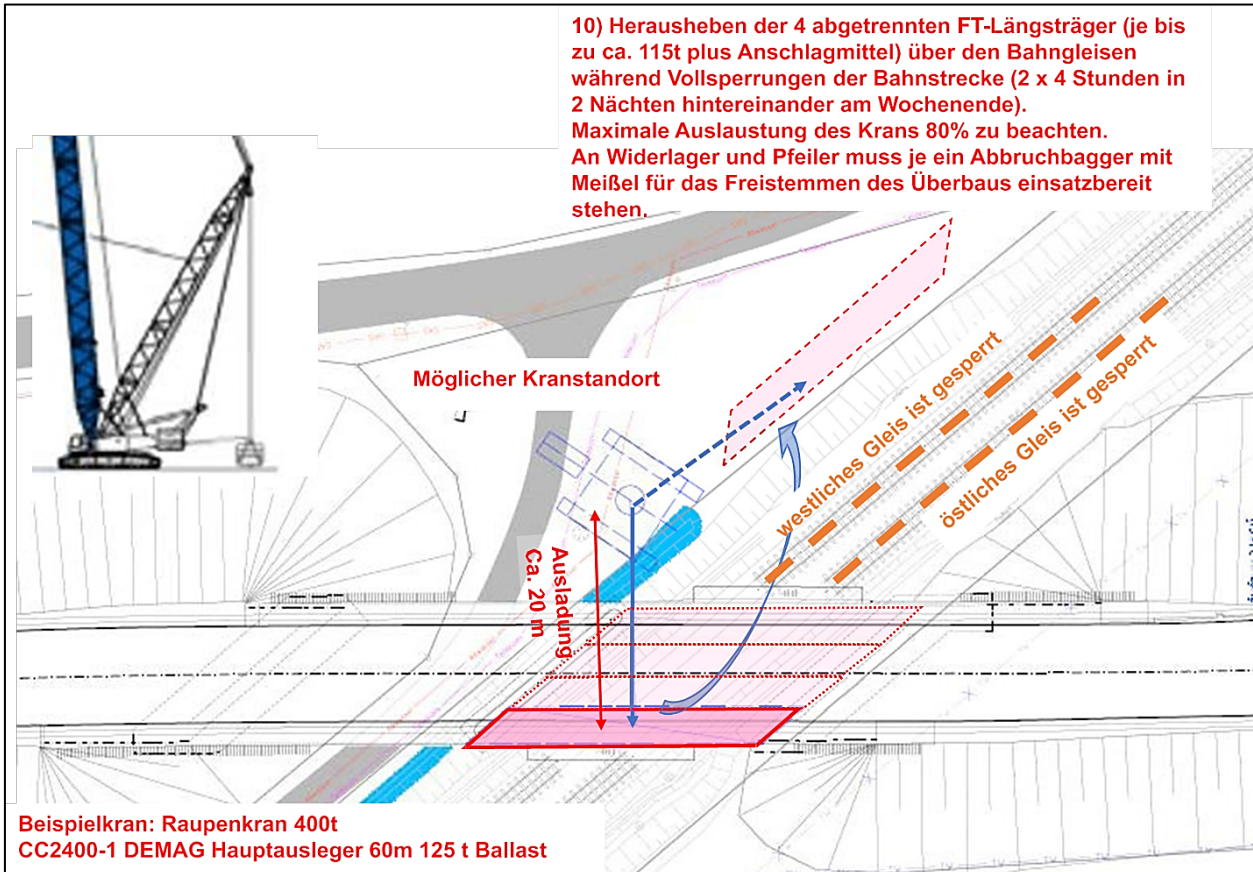


Bild 10-11: Rückbau Überbau (10) (Quelle: StBA Ingolstadt)

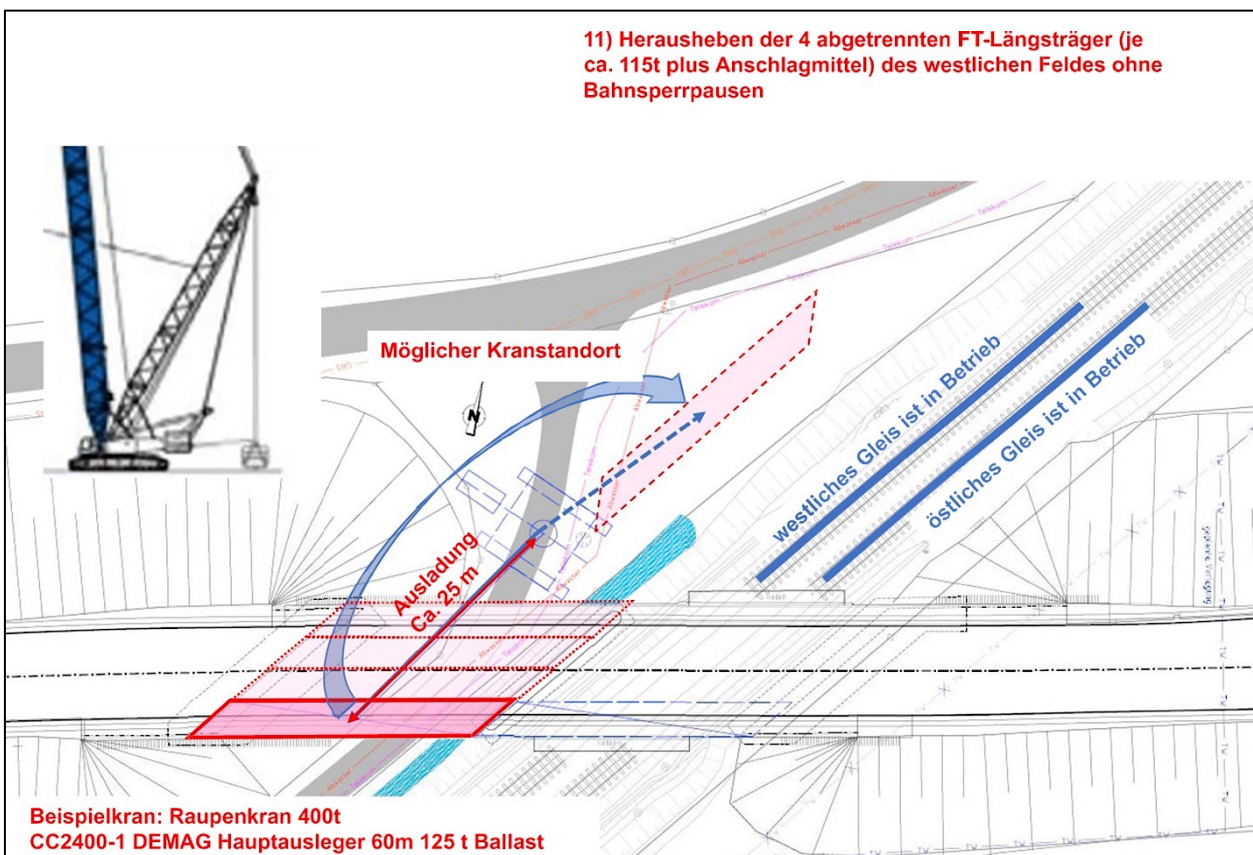


Bild 10-12: Rückbau Überbau (11) (Quelle: StBA Ingolstadt)

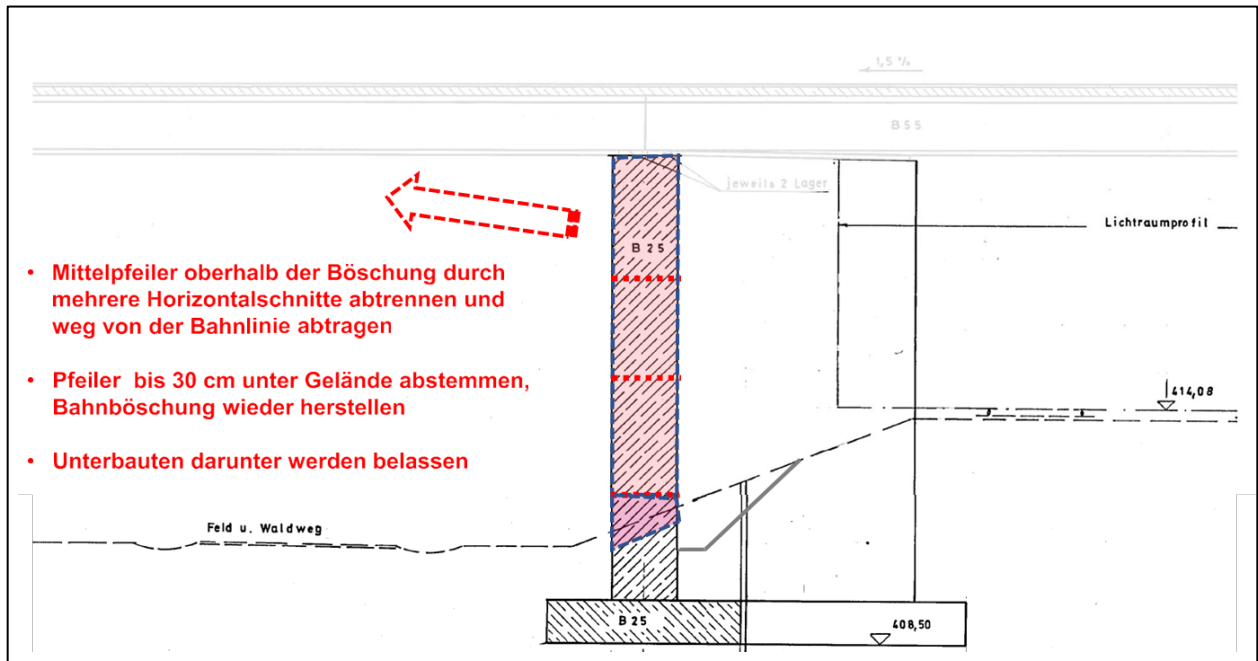


Bild 10-13: Rückbau Mittelpfeiler (Quelle: StBA Ingolstadt)

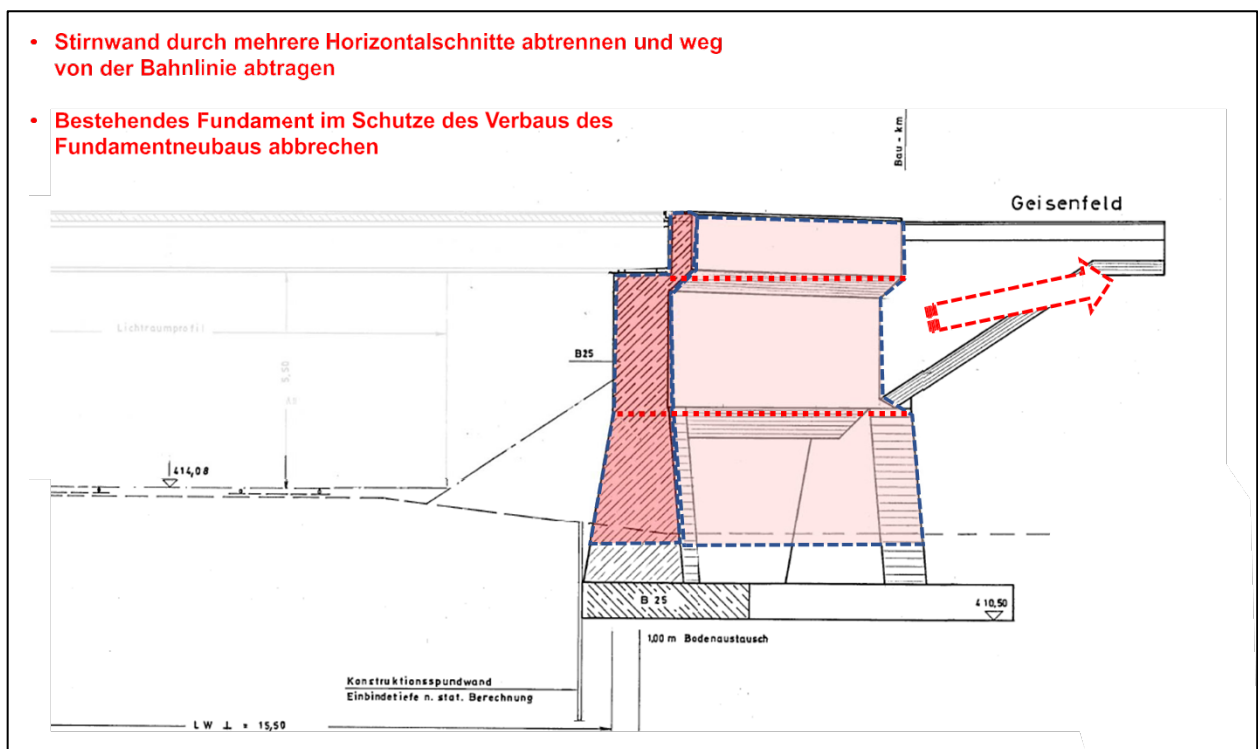


Bild 10-14: Rückbau östliches Widerlager (Quelle: StBA Ingolstadt)

3.2.2 Auswahlkriterien

Aufgrund des wirtschaftlichen Aspekts war insbesondere bei Bahnprojekten der Faktor Zeit auf ein Minimum zu beschränken, um die Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs zu gewährleisten.

3.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das ausgeführte Abbruchverfahren kam grundsätzlich in seiner Art und Weise gemäß dem Amtsentwurf zur Ausführung. Durch eine Optimierung der Anzahl der auszuhebenden Überbausegmente, der Anzahl der Kranstandplätze sowie der Anschlagsituation der Überbausegmente konnte die Durchführung innerhalb der vorgegebenen, äußerst knapp bemessenen Sperrpausen, realisiert werden. Nachfolgend wird der Abbruch näher erläutert.

Zu Beginn der Verkehrsumlegung wurde der Überbau für den Kranaushub erleichtert. Dies umfasste das Abtragen des Asphaltbelags auf dem Brückenüberbau sowie den Ausbau der darunter befindlichen Brückenabdichtung. Die Arbeiten erfolgten durch den Einsatz einer Asphaltfräse. Die Gehwegkappen und der auskragende Berührschutz über den Bahngleisen sowie das Brückengeländer wurden belassen.

Nachdem der Überbau erleichtert worden war, wurde dieser in vier Überbausegmente anstatt in acht aufgeteilt. Nun konnten von oben aus die Kernbohrungen, welche sich außerhalb der Bahngleise befanden, vorbereitet werden. Weiter wurden die Trennschnitte über dem Wirtschaftsweg sowie sämtliche Sägeschnitte in Querrichtung unabhängig von Sperrungen des Bahnbetriebs hergestellt. Die restlichen Sägeschnitte wurden vorgesägt, sodass lediglich der Trennschnitt von den verbleibenden 5 cm bis 8 cm innerhalb der Sperrpause erfolgen musste.

In den ersten Sperrpausen wurden die restlichen Kernbohrungen durchgeführt und die noch verbliebenen 5 cm bis 8 cm breiten Restquerschnitte durchtrennt. Durch die Reduzierung der auszuhebenden Überbausegmente war es möglich, die Ketten, welche zum Ausheben der Überbausegmente benötigt wurden, im Vorgang der dafür vorgesehenen Sperrpause einzubauen. Die Positionierung der vorab angebrachten Anschlagmittel erfolgte unter Berücksichtigung der Regelungen für die bahnbetrieblichen Belange.

Der Rückbau des Überbaus Ost erfolgte in der Zugsperrrpause der beiden unterführten Gleise. Dabei wurden die Überbausegmente über den Bahngleisen an die vorbereiteten Ketten angeschlagen und ausgekranzt (Bild 10-15). Der Rückbau des westlichen Überbaus über dem Wirtschaftsweg erfolgte direkt im Anschluss außerhalb der Bahnsperrpausen.

Die Aushubgewichte inkl. Berührschutz und Kappen betragen 240 t. Die ausgehobenen Überbausegmente wurden im Bereich des Kranstandplatzes seitlich gelagert und mittels Kettenbagger im Anschluss konventionell abgebrochen und aufbereitet. Im Zuge der Vollsperrung des Bahnbetriebs wurde die 1,30 m starke Pfeilerscheibe auf der Ostseite horizontal 1 m tief mittels Wandsäge eingeschnitten. Nachfolgend wurde der Pfeiler mittels Kettenbagger in Richtung Westen zu Fall gebracht (Bilder 10-17 und 10-18). Der Abbruch von Widerlager Ost bis ca. 2 m über OK Gelände erfolgte im Zuge der Vollsperrung der Bahngleise (Bild 10-16).

Der Abbruch von Widerlager West erfolgte nach vollständiger Freilegung und außerhalb der Sperrpausen.



Bild 10-15: Überbau Auskranken über Gleise (© Max Wild GmbH)



Bild 10-16: Rückbau östliches Widerlager (© Max Wild GmbH)



Bild 10-17: Pfeilerscheibe vorschwächen (© Max Wild GmbH)



Bild 10-18: Pfeilerscheibe umgezogen (© Max Wild GmbH)

3.3 Bestandsuntersuchungen

3.3.1 Bestandsunterlagen

Bestandsunterlagen waren zur Auftragsvergabe ausreichend vorhanden.

3.3.2 Nachrechnung

Eine Nachrechnung lag den Ausschreibungsunterlagen nicht bei.

3.3.3 Materialproben

Sämtliche Materialien wurden selektiv zurückgebaut, fraktioniert und für die weitere Verwertung bzw. Entsorgung beprobt und entsprechend deklariert.

3.3.4 Materialverhalten

Hierzu lagen der Ausschreibung keine Informationen bei.

3.3.5 Geometrie

Die Geometrie des Bestandsbauwerks wurde den Bestandsunterlagen entnommen.

3.3.6 Schadstoffe

Gemäß Abschnitt 3.3.3 wurden keine Schadstoffe festgestellt.

3.3.7 Schäden

Gemäß Bauwerksbuch wiesen insbesondere die Auflagerbank und Widerlagerwand Schäden auf.

3.4 Statische Berechnung

Die Statischen Nachweise wurden durch ein Ingenieurbüro geführt.

3.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Neben den Eurocodes (DIN EN 1990, DIN EN 1991 und DIN EN 1992) waren die eisenbahnspezifischen Regelwerke (Richtlinie 805 und Richtlinie DS 804) anzuwenden.

3.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.3 Sicherheitskonzept

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.4 Nachweisführung

3.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.4.2 Schubnachweise

Dieser Abschnitt entfällt.

3.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Auf temporäre Verstärkungen konnte verzichtet werden, da die ausgehobenen Überbausegmente dem Raster der Fertigteilabmessungen entsprachen.

3.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Detailnachweise wurden für die Überbausegmente und Kranketten geführt. Der Nachweis der Überbausegmente umfasste den Nachweis der Ortbetonplatte sowie den Nachweis der Durchbiegung der Fertigteilträger zwischen den Anschlagpunkten.

3.5 Leistungsbeschreibung

3.5.1 Bauwerkszustand

Das Bauwerk wurde gemäß dem Bauwerksbuch mit der Note 2,9 bewertet.

3.5.2 Baugrund

Ein geologisch-geotechnischer Bericht wurde durch ein Baugeologisches Büro erstellt und lag der Ausschreibung bei.

3.5.3 Kontaminationen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.4 Angrenzende Bebauung

Siehe Abschnitt 3.5.6.

3.5.5 Sperrpausen

In **Tabelle 10-1** sind die Sperrpausen gemäß Ausschreibung angegeben.

Tabelle 10-1: Sperrpausen

Sperrbereich	Zeitraum
Sperrung Gleis Uttenhofen – Rohrbach	Mo./Di., 21./22.01.2019, 23:10 – 05:05 Uhr Di./Mi., 22./23.01.2019, 23:10 – 05:05 Uhr
Totalsperrung Strecke 5501	Sa./So., 26./27.01.2019, 00:35 – 05:35 Uhr
Sperrung Gleis Rohrbach – Uttenhofen	Mo./Di., 04./05.02.2019, 23:30 – 05:30 Uhr Di./Mi., 05./06.02.2019, 23:30 – 05:30 Uhr
Sperrung Gleis Uttenhofen – Rohrbach	Mo./Di., 11./12.02.2019, 00:20 – 04:20 Uhr
Sperrung Gleis Rohrbach – Uttenhofen	Di./Mi., 12./13.02.2019, 00:20 – 04:20 Uhr
Totalsperrung Strecke 5501	Sa./So., 16./17.02.2019, 01:20 – 05:20 Uhr So./Mo., 17./18.02.2019, 00:20 – 04:20 Uhr

Durch eine außerplanmäßige Änderung des Zugfahrplans am 15. Februar 2020, konnte die Totalsperrung zwischen 16. Februar 2020 und 18. Februar 2020 nicht erfolgen.

Stattdessen wurden die Gleise zu einem späteren Zeitpunkt zweimal für je eine Stunde gesperrt, um den Überbau über den Gleisen auszuheben.

3.5.6 Immissionsschutz

Auszug aus der Baubeschreibung: *„Bei der Durchführung der Bauarbeiten ist die Bekanntmachung vom 16.03.1991 (AIIIMBl. Nr. 8/91) zum Vollzug des Bundesimmissionsschutzgesetzes, Nr. 24.6 Baulärm, zu beachten. Die Kosten sind in die entsprechenden Positionen des Leistungsverzeichnisses einzurechnen. Es ist zu beachten, dass die Baumaßnahmen in ca. 150 m Entfernung von Wohnbebauungen durchzuführen sind.“*

3.5.7 Umweltschutz

Auszug aus Baubeschreibung: *„Die Baumaßnahme ist so durchzuführen, dass der Eingriff in den Naturhaushalt sowie in das Landschaftsbild auf das unbedingt notwendige Maß beschränkt wird.“*

Darüber hinaus gab es keine besonderen Anforderungen an den Umweltschutz.

3.5.8 Arbeitssicherheit

Alle Arbeiten erfolgten unter Einhaltung der Unfallverhütungsvorschrift und in Abstimmung mit der Deutschen Bahn sowie des zuständigen Sicherheits- und Gesundheitskoordinators. Besondere Aufmerksamkeit galt dabei den Arbeiten an der elektrifizierten Bahntrasse teilweise unter laufendem Zugbetrieb.

3.5.9 Nebenleistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.10 Besondere Leistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

3.5.11 Entsorgungskonzept

Die beim Abbruch anfallende Mineralik, also Beton und Asphalt, wurden durch den Auftragnehmer recycelt.

3.6 Vertragliche Grundlagen

3.6.1 Vertragsmodelle

Die Abbrucharbeiten wurden durch einen Nachunternehmer des Generalunternehmers ausgeführt.

3.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Durch den Unternehmer wurde der Standsicherheitsnachweis für die auszuführenden Abbrucharbeiten und die Erstellung des Abbruchkonzepts erstellt.

3.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren nicht zugelassen.

3.6.4 Bauzeit

Die Abbruchmaßnahme dauerte ca. zwei Monate. Siehe hierzu auch Abschnitt 3.5.5 Sperrpausen.

3.7 Gewonnene Erkenntnisse

Die Baumaßnahme war im Amtsentwurf durch das zuständige Planungsbüro sehr detailliert geplant und ausgeschrieben.

Die durch den Auftragnehmer vorgenommenen Änderungen der Vergrößerung der auszuhebenden Überbausegmente hatte zur Folge, dass ein größerer Raupenkran benötigt wurde. Dieser konnte die Bauteile von einem Kranstandort ausheben. Ein weiterer großer Vorteil war, dass die Überbausegmente nicht mehr gegen Kippen gesichert werden mussten, da sie jetzt aus einem Trägerpaar bestanden.

Eine weitere Abweichung zur Ausschreibung war, dass die Kappen und Geländer nicht zurückgebaut wurden. Die dafür vorgesehene Sperrpause wurde dazu genutzt, die Kranketten einzubauen. Somit konnten alle Überbausegmente für den Kranhub in der Totalsperrung zugfertig vorbereitet werden.

Auch die enge und lösungsorientierte Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, Deutsche Bahn und dem Auftragnehmer war ein weiterer wichtiger Erfolgsfaktor bei dieser Rückbaumaßnahme.

4 Beispiel – Brücke Petersdorfer See A 19

Inhalt

4.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	266
4.2	Rückbauverfahren.....	266
4.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	266
4.2.2	Auswahlkriterien.....	267
4.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren	267
4.3	Bestandsuntersuchungen	269
4.4	Statische Berechnung.....	269
4.5	Leistungsbeschreibung	269
4.6	Vertragliche Grundlagen.....	269
4.7	Gewonnene Erkenntnisse.....	269

4.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Brücke „Petersdorfer See“ im Zuge der Autobahn A19 zwischen Wittstock und Rostock lag inmitten der Mecklenburgischen Seenplatte in der Nähe der Stadt Malchow und überführte den Petersdorfer See in geringer Höhe in einem Radius von 3200 m bei gleichbleibender Höhenlage. Das Mittelfeld lag komplett über Wasser, die beiden Randfelder teilweise. Der Verlauf war ziemlich exakt in Nord-Süd-Richtung.



Bild 10-19: Gesamtansicht des Bauwerks vor Beginn der Bauarbeiten (© Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Ulrich Jünger)

Das Bauwerk wurde im Jahre 1976 im Zuge des Neubaus der A 19 als dreifeldriges Stahlbauwerk mit orthotroper Fahrbahnplatte errichtet (Bild 10-19). Dabei erhielt jede Richtungsfahrbahn eine getrennte Fahrbahn mit einer Breite von 13,9 m bei einem Abstand der Hauptträger zueinander von 7,50 m. Die Höhe der Hauptträger betrug 2,60 m; die Spannweiten 77 m – 110 m – 77 m. Die Stahlgüte war mit St 52 und St 37 bei Hauptträgern und Fahrbahnplatte unterschiedlich. Die orthotrope Fahrbahnplatte besaß insgesamt zwölf Hohlsteifen zwischen den Hauptträgern und drei bzw. fünf unter den unterschiedlich breiten Kragarmen. Die Dicke des Fahrbahnblechs war von 10 mm bis 14 mm, die der Hauptträgerstege von 14 mm bis 20 mm abgestuft.

4.2 Rückbauverfahren

4.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Der Bauablaufplan sah vor, dass zunächst die südliche Richtungsfahrbahn demontiert und neu errichtet werden sollte und dann die nördliche abzubauen sei, um auch hier einen Neubau zu errichten.

Die Ursprungsvariante für die Demontage sah vor, das Bauwerk zunächst im Mittelfeld in zwei Durchgängen zu leichtern, d. h. die äußeren Kragarme abzutrennen und die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern auszubauen, wobei jeder zweite Querträger als Kippsicherung belassen werden sollte. Diese Arbeiten sollten von der Fahrbahn aus in symmetrischer Weise von der Bauwerksmitte hin zu den Flusspfeilern durchgeführt werden.

Anschließend war geplant, mit 500 t-Kränen, die im Bereich des Randfeldes auf dem Bauwerk aufgestellt und mit entsprechender Wippspitze zum Erreichen der Bauwerksmitte ausgerüstet werden sollten, das Bauwerk segmentweise von der Mitte zu den Pfeilern hin zu demontieren um dann anschließend mit den Kränen, die dann hinter das Widerlager verfahren worden wären, auch die Randfelder auszubauen, die auf ihrer Länge zweimal auf Hilfsstützen unterstellt wurden, sodass auch hier eine segmentweise Demontage unter Herstellung von Kragarmen möglich gewesen wäre. So hätten die Kräne nicht auf dem nicht stand-sicheren Untergrund aufgestellt werden müssen.

Die Fundamente für die Hilfsstützen unter den Randfeldern einschließlich der Tiefgründung waren noch aus der Bauzeit vorhanden und sollten zum Aufstellen der Hilfsstützen genutzt werden.

4.2.2 Auswahlkriterien

Das Rückbauverfahren der Ausschreibung konnte aufgrund des im Zusammenhang mit dem Neubau stehenden Bauablaufs nicht umgesetzt werden.

4.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Erster Bauabschnitt:

Das beauftragte Bauunternehmen plante, die erforderlichen Bohrpfähle für die Tiefgründung der neuen Pfeiler (immerhin mit \varnothing 1,20 m bis 50 m unter Gewässersohle erforderlich) durch das Fahrbahnblech der alten Brücke herzustellen. Dazu musste das Fahrbahnblech durchbrochen werden, sodass das Bohrgerät die Pfähle von der Fahrbahn aus niederbringen konnte.

Um zum einen die Aufstellung des Bohrgerätes auf der Fahrbahn zu ermöglichen und zum anderen die enormen Drehmomente aus dem Bohrvorgang bei einer solchen tiefen Bohrung aufnehmen zu können, wurde die Fahrbahn mit einem Trägerrost aus vorgespannten Betonbalken ausgestattet (Bild 10-20). Dieser Trägerrost wog 160 t und erforderte das flächenweise Aufnehmen der orthotropen Fahrbahnplatte im Aufstellbereich des Bohrgeräts. Gleichzeitig konnten später aber nicht mehr die geplanten Kranstandorte für die Demontage der Stahlkonstruktion erreicht werden.



Bild 10-20: Untersicht mit Betonrost (© Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Ulrich Jünger)

Dies erforderte eine Umplanung in der Weise, dass die Kranstandorte nunmehr im Bereich der Randfelder neben dem Bauwerk hergestellt werden mussten. Gleichzeitig sollten die Kranstandorte für die höheren Anhängelasten der späteren Neumontage bemessen werden. Dies führte im weiteren Verlauf der technischen Planung zu intensiv geführten Diskussionen zwischen dem Aufsteller der Grundbaustatik und dem Prüfbüro, welche eine nicht vorhersehbare Dauer einnahmen und den Fortgang der Arbeiten massiv beeinflussten.

Schließlich wurde eine Einigung herbeigeführt und die Demontearbeiten konnten durch das Abbruchunternehmen begonnen werden. Der Überbau wurde im Mittelfeld geleichtert und in Segmenten von anfangs 2,75 m bis zu 10 m Länge hauptträgerweise ausgebaut, d. h. es wurde zunächst ein Segment des äußeren Hauptträgers demontiert, danach ein Segment des inneren Hauptträgers usw. bis vor den Pfeiler. Es wurden dabei im Mittelfeld Kragarme bis zu einer Länge von $55 - 2,75 = 52,25$ m Länge des geleichterten Bauwerks hergestellt. Die Wippspitze des Krans musste im Zuge der Demontage mehrfach verkürzt werden, damit die kürzeren Ausladungen ebenfalls erreicht werden konnten. Zu Beginn der Demontage wurden die außerhalb des äußeren Hauptträgers liegenden Teile des Betonrostes (~ 40 t) sägetechnisch mit Kran demontiert, da ihre Existenz bei kürzer werdendem Kragarm die Standsicherheit des Randfeldes gefährdet hätte.

Die Randfelder wurden nach Freischneiden vom Pfeiler unter Ausbildung von Kragarmen über die Hilfsstützen ebenfalls nach vorangehender Leichterung ausgebaut. Dabei wurde der verbleibende Pfeiler-QT mit anschließenden kurzen Stücken der Hauptträger auf dem Pfeiler gegen Kippen gesichert und später in einem Stück ausgehoben.

Zweiter Bauabschnitt:

Für den zweiten Bauabschnitt wurde entschieden, die Bohrpfähle erst nach Demontage des Bauwerks von schwimmendem Gerät aus niederzubringen, da sich die im 1. Bauabschnitt gewählte Methodik doch in vielfacher Weise als problematisch herausgestellt hatte.

Da gleichzeitig die Erreichbarkeit des Geländes auf der anderen (östlichen) Seite des Bauwerks noch weit- aus ungünstiger war, wurde auf das Aufstellen eines Kranes für die Demontage gänzlich verzichtet. Es wurde dabei im Grunde eine umgekehrte Montage vorgenommen. Montiert wurde die Brücke von den Widerlagern über die Pfeiler und Hilfsstützen im Vorland im Freivorbau mittels Derek, der ebenfalls auf dem Bauwerk verfuhr.

Aus der vorliegenden Montageanweisung war nicht abzulesen, ob bei der Montage – was eigentlich üblich ist – der Überbau in überhöhter Lage montiert wurde, um nach dem Lückenschluss abgesenkt zu werden, wodurch eine Druckvorspannung im Überbau hergestellt worden wäre. Die Montage erfolgte, indem zuerst die beiden Hauptträger vorgebaut wurden und danach jeweils die Fahrbahnplatte zwischen die Hauptträger gebaut wurde. Es mussten also die Kragmomente des halben Bauwerks von der Stahlkonstruktion aufgenommen worden sein.

Es wurde daher entschieden – da auch keine Schwächungen im Randfeld für die Herstellung eines Trägerrostes vorgenommen werden mussten – das Bauwerk ohne weitere Leichterung mittig zu trennen und nach der Trennung in beiden Richtungen mit einem auf dem Bauwerk fahrenden Bagger (Dienstgewicht 28 t) schrittweise zu demontieren. Geleichtert wurden aber als Ausnahme die seitlichen Kragarme im Bereich des mittleren Trennschnitts für den Fall, dass sich durch die Entspannung die Brücke in der Draufsicht „begradigen“ und mit dem auf der konvexen Seite liegenden neuen Bauwerk kollidieren könnte.

Die Schnittführung wurde nach einem genau geregelten Muster an beiden Hauptträgern parallel und gleichzeitig vorgenommen (Bild 10-21).

Beim Freischneiden vom Pfeiler sollte sich wieder ein Kragarm von der letzten Hilfsunterstützung zum Pfeiler hin ausbilden. In diesem Fall wurde bei der Demontage folgendermaßen verfahren.



Bild 10-21: Trennschnitt in Bauwerksmitte (© Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Ulrich Jünger)

Die Stahlkonstruktion wurde mit Pressen von den Lagerböcken hochgedrückt, um den Hauptträger an der Unterseite einkürzen zu können. Danach wurden die Pressen wieder heruntergefahren, bis der Kragarm über dem Pfeiler schwebte, wonach die weitere Demontage begonnen werden konnte. In diesem Fall war zur Lagesicherung weiterer zusätzlicher Ballast direkt vor dem Widerlager aufzulegen. Dieser Ballast war „zusätzlich“, da bereits aus der Montagezeit ein Dauerballast von 27 t je Hauptträger im Auflagerbereich vorhanden war.

Es wurden insgesamt ca. 2700 t Stahlkonstruktion ausgebaut.

4.3 Bestandsuntersuchungen

Dieser Abschnitt entfällt.

4.4 Statische Berechnung

Die statischen Berechnungen wurden in Zusammenarbeit von zwei Ingenieurbüros aufgestellt und vom Prüflingenieur geprüft.

4.5 Leistungsbeschreibung

Die Abbrucharbeiten erfolgten aus Gründen der Verkehrssicherheit mit teilweisen Vollsperrungen der Autobahn im Baustellenbereich. Entsprechend einer verkehrsrechtlichen Anordnung wurde der Verkehr, von den AS Malchow und Röbel aus, dann über eine ausgeschilderte Umleitungstrecke geführt oder für einen kurzen Moment auf der Fahrbahn gestoppt.

Eine Besonderheit bei dem Vorhaben stellte ein bedeutendes Fledermausvorkommen dar, das sich im nördlichen Widerlager der Brücke befand. Ein neues Fledermausquartier am nördlichen Widerlager wurde vor Beginn der Bauarbeiten fertiggestellt.

4.6 Vertragliche Grundlagen

Ab Oktober 2015 wurde an der Brücke gearbeitet. Nach der Verkehrsumleitung auf die östliche Brückenhälfte wurde die westliche Hälfte abgerissen und neu gebaut. Nach der Fertigstellung des Neubaus wurde der komplette Verkehr im Juli 2018 auf die Neubauseite umgeleitet. Der Abbruch der alten östlichen Brückenhälfte wurde bis Ende November 2018 abgeschlossen.

4.7 Gewonnene Erkenntnisse

Das durchgeführte Rückbauverfahren wurde wesentlich durch die bauzeitabhängige enge Verknüpfung von Rückbau und Neubau bestimmt. Hinzu kamen besonders anspruchsvolle und schwierige Baugrundbedingungen im Umfeld des Petersdorfer Sees. In diesem Zusammenhang bestimmten auch enge Platzverhältnisse diverse Änderungen und Optimierungen der Standorte der Kräne und Pfahlbohrgeräte.

Diese schwierigen Randbedingungen sind typisch für viele Ersatzneubauvorhaben, die in derselben Lage, wie die rückzubauende Bestandsbrücke errichtet werden sollen. Eine möglichst frühzeitige Abstimmung und ständige Konzeptanpassung mit allen Beteiligten muss organisiert werden.

5 Beispiel – Talbrücke Rothof A 7

Inhalt

5.1	Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen	271
5.2	Rückbauverfahren	272
5.2.1	Rückbauverfahren der Ausschreibung	272
5.2.2	Auswahlkriterien	274
5.2.3	Durchgeführtes Rückbauverfahren.....	275
5.3	Bestandsuntersuchungen	276
5.3.1	Bestandsunterlagen.....	276
5.3.2	Nachrechnung	276
5.3.3	Materialproben.....	276
5.3.4	Materialverhalten	276
5.3.5	Geometrie.....	277
5.3.6	Schadstoffe	277
5.3.7	Schäden	278
5.4	Statische Berechnung	278
5.4.1	Anzuwendende Regelwerke	278
5.4.2	Abweichungen von Regelwerken	278
5.4.3	Sicherheitskonzept	278
5.4.4	Nachweisführung.....	278
5.5	Leistungsbeschreibung	280
5.5.1	Bauwerkszustand	280
5.5.2	Baugrund.....	280
5.5.3	Kontaminationen.....	280
5.5.4	Angrenzende Bebauung	280
5.5.5	Sperrpausen.....	280
5.5.6	Immissionsschutz	281
5.5.7	Umweltschutz	281
5.5.8	Arbeitssicherheit.....	281
5.5.9	Nebenleistungen.....	281
5.5.10	Besondere Leistungen	281
5.5.11	Entsorgungskonzept.....	282
5.6	Vertragliche Grundlagen	282
5.6.1	Vertragsmodelle	282
5.6.2	Planungsleistung des Unternehmers.....	282
5.6.3	Nebenangebote	282
5.6.4	Bauzeit	282
5.7	Gewonnene Erkenntnisse	282

5.1 Bauwerksbeschreibung und Randbedingungen

Die Talbrücke Rothof (BW 665a) befand sich im Zuge der Autobahn A 7 zwischen Fulda und Würzburg im Streckenabschnitt AS Würzburg/Estenfeld – AK Biebelried. Sie überführte die Autobahn über die viel befahrene ICE Strecke Nürnberg – Würzburg, die regionale Bahnlinie Würzburg – Schweinfurt, die Gemeindeverbindungsstraße zwischen Rottendorf und Rothof, den Rottendorfer Flutgraben und zwei Wirtschaftswege.

Sie wurde in den Jahren 1964 bis 1965 als einteilige Stahlverbundbrücke über acht Felder gebaut. Die Stützweiten betragen 35 m – 50 m – 4 × 60 m – 50 m – 35 m. Die Gesamtstützweite betrug damit 410 m. Die Breite zwischen den Geländern betrug 29 m. Die Konstruktionshöhe betrug zwischen 3 m und 4,54 m zuzüglich 0,40 m dicker Fahrbahnplatte (Bild 10-22).

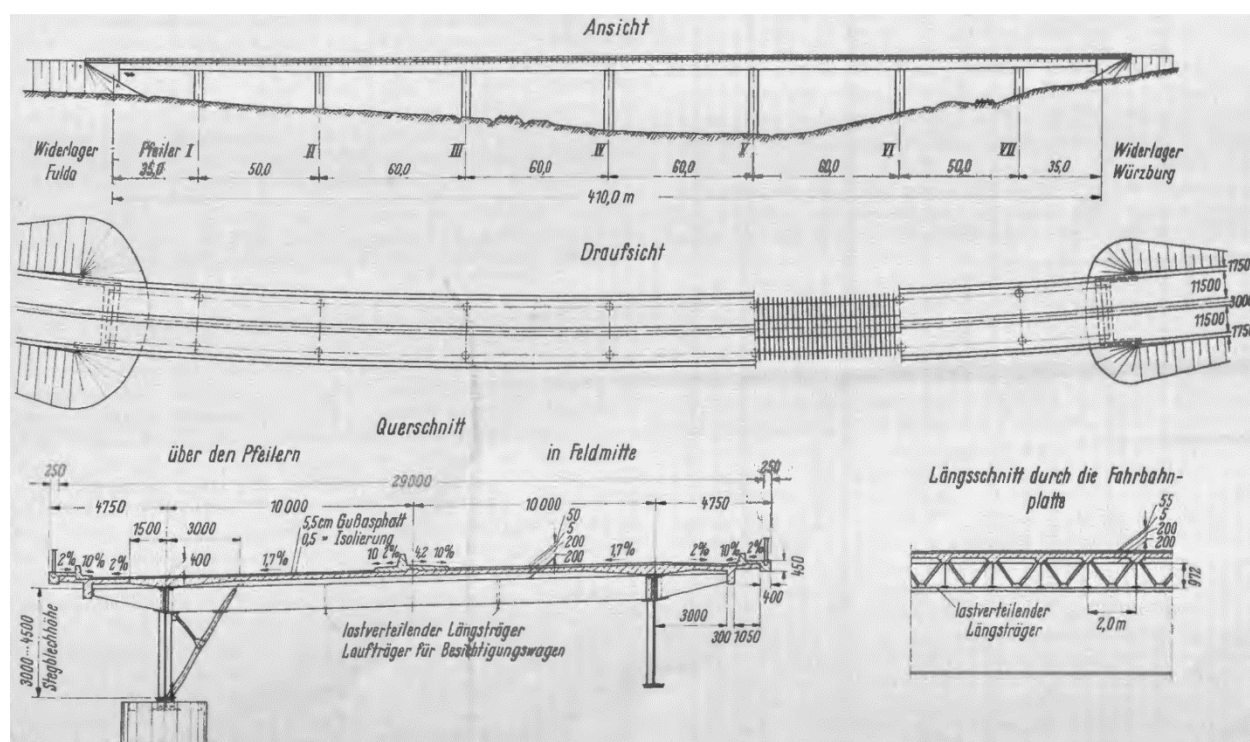


Bild 10-22: Übersicht mit Querschnitt und lastverteilender Längsträger (© Autobahn GmbH des Bundes)

Die Brücke wurde nach DIN 1072 für die Brückenklasse 60 und STANAG 2021 für MLC 100 bzw. MLC 50/50 bemessen.

Die längs und quer vorgespannte Betonfahrbahnplatte (System Leoba) lag kontinuierlich auf den beiden Stahlhauptträgern und den im Abstand von 2 m vorhandenen Stahlquerträgern auf und war mit Dübeln mit den Stahlobergurten verbunden. Die Regeldicke der Betonfahrbahnplatte (Beton B 300, Betonstahl II) beträgt $d = 0,20$ m. Sie war zur Stahlkonstruktion hin örtlich auf $d = 0,40$ m hin aufgevoutet.

Die Stahltragkonstruktion (Stahlgüte gemischt St 37-2 und St 52-3) war i. d. R. als geschweißte Konstruktion ausgebildet. Die Montagestöße waren genietet.

Die Herstellung erfolgte mittels einem Bauverfahren, dass die temporär im Bauzustand erforderliche Querschnittsfläche der Stahlobergurte minimierte. Dieses Herstellverfahren war für die statische Betrachtung der Bauzustände während des Rückbaues maßgebend zu betrachten.

Der Überbau war mittels Rollenlager (Längsfestpunkt in Brückenmitte) auf Stahlbetonunterbauten gelagert (Bild 10-23).

Der Rückbau musste unter Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs (kurze Sperrpausen) und der Aufrechterhaltung der kreuzenden Verkehrswege (temporäre örtliche Umleitungen) erfolgen.



Bild 10-23: Bestandsbauwerk (Quelle: ABDNB)

5.2 Rückbauverfahren

5.2.1 Rückbauverfahren der Ausschreibung

Das Rückbauverfahren der Ausschreibung sah einen abschnittswisen, krangestützten Aushub der Stahltragkonstruktion nach zuvor erfolgter Leichterung der Betonfahrbahnplatte vor.

Als Vorarbeiten für den eigentlichen Rückbau wurden etwa in den Feldmitten sämtlicher Felder Hilfsstützen angeordnet. Im Bereich der vorhandenen Bahnlinien erfolgte die Festlegung der Lage der Hilfsstützen unter Beachtung einer Minimierung des Eingriffs in den vorhandenen Bahndamm und mit ausreichendem Abstand zur Elektrifizierung der Bahnlinie. Zur Vermeidung von unnötigen Baugrundrisiken war für die Hilfsstützen – wie für die endgültigen Bauwerkspfeiler auch – eine Pfahlgründung vorgesehen. Da kein oberflächennahes Grundwasser anstand, waren keine Verbaumaßnahmen für die Gründungsarbeiten erforderlich. Die Hilfsstützen erhielten am Kopf eine Pressensteuerung, um in Abhängigkeit vom jeweiligen Rückbauzustand die Unterstützungskraft der Hilfsstützen auf die jeweils statisch erforderliche Unterstützungskraft leicht anpassen zu können.

Die Bestandsstahlkonstruktion erhielt im Bereich der Lasteinleitung durch die Hilfsstützen eine Stahlverstärkung für die örtliche Lasteinleitung. Bei der Dimensionierung der Hilfsstützen waren neben der vorgesehenen maximalen Unterstützungskraft (Pressenkraft beim Andrücken) zusätzlich die nach Absetzen der Pressen auf Stelling auftretenden Verkehrslasten (Temperatur, Wechsel der statischen Systeme in Abhängigkeit vom Rückbauzustand, Überfahren der Hilfsstützen durch Baufahrzeuge etc.) zu berücksichtigen. Die Aktivierung der Hilfsstützen erfolgte unter Beachtung der Vorgaben der statischen Berechnung i. d. R. mit einem Vorlauf von zwei Feldern zur Rückbaukante hin.

Nach Entfernen des Fahrbahnbelags und der Mittelkappe erfolgte der Aufbau des verkehrbaren Arbeits- und Schutzgerüsts. Die Außenkappen verblieben mit Ihren Geländern zunächst als temporäre Absturzsicherung.

Der Regelrückbau erfolgte unter Beachtung des nachfolgenden Arbeitsablaufes.

1. Einrichten der für den aktuellen Rückbauzustand erforderlichen temporären Längs- und Querfesthaltungen.
2. Einbau von nach statischen Erfordernissen zusätzlich erforderlichen Horizontalverbänden und zusätzlich erforderlicher Vertikalverbände zur Stabilisierung der Untergurte.
3. Anpressen der für den jeweiligen Rückbauzustand erforderlichen Hilfsstützen mit den nach der statischen Berechnung erforderlichen Unterstützungskräften.
4. Nachregulieren der Unterstützungskräfte in Abhängigkeit vom fortschreitenden Rückbau unter Berücksichtigung der statischen Berechnung. Während des eigentlichen Rückbaus standen die Pressen jeweils auf Stelling.
5. Einrichtung bzw. Verlängerung des Fahrweges (Schienensystem, Lastverteilerplatten, o. Ä.) für die Bereiche der Betonfahrbahnplatte, deren Tragfähigkeit nach Durchtrennen der Querspannglieder für die

Verkehrslasten (direktes Befahren der Betonfahrbahnplatte) nicht mehr gegeben war. Die Tragfähigkeit der Betonplatte für ihr Eigengewicht war auch nach Durchtrennen der Querspannglieder mit ausreichender Sicherheit gewährleistet.

6. Einrichten und Markierung der Stellplätze und der Fahrbereiche für die vorgesehenen Kran- und Arbeitsgeräte auf der Betonfahrbahnplatte (Segmentierung der Fahrbahnplatte von oben).
7. Verfahren und Verankern des Arbeits- und Schutzgerüsts unter dem aktuell vorgesehenen Rückbaubereich.
8. Abschnittsweises Entfernen der Außengesimskappen mit deren Geländern durch Schneiden und Herausheben und Durchtrennen der Querspannglieder durch die Segmentierungsschnitte.
9. Vorlaufende Entkopplung der Längs- und Quertragwirkung der Betonfahrbahnplatte durch Trennschnitte beidseits der Obergurte der Stahllängsträger in statisch vorgegebenen Abschnittslängen. Die Betonfahrbahnplatte verblieb als örtliche Verstärkung des Stahlobergurts hinsichtlich Druckbeanspruchung statisch wirksam zunächst auf dem Stahlobergurt (Bild 10-24).



Bild 10-24: Stahlobergurt mit verbleibender Betonverstärkung und Hilfsstützen (© Büchting + Streit AG)

10. Abschnittsweiser Rückbau der Betonfahrbahnplatte durch segmentweises Herausschneiden zwischen den Stahllängs- und den -querträgern unter Berücksichtigung der vorhandenen Längs- und Querspannglieder und Abtransport der Betonfahrbahnplattensegmente über die Brücke.
11. Betonreste auf den Obergurten der Stahlquerträger waren im Schutz des Arbeits- und Schutzgerüsts restlos zu entfernen.
12. Abtrennen, Herausheben und Abtransport derjenigen Stahlkragarmträger und Stahlquerträger, die nicht für die Reststabilität der verbleibenden Stahlhauptträger, für die Stabilität der Stahlhauptträger beim Kranaushub oder für die Aufhängung des Arbeits- und Schutzgerüsts erforderlich waren.
13. Der Rückbau der Betonfahrbahnplatte erfolgte mit statisch erforderlichem Vorlauf (ca. 60 m) vor dem Aushub der Stahlhauptträger und deren Stabilisierungsverbänden. Hiermit wurden hohe Kragarmbeanspruchungen aus Betonfahrbahnplatteneigengewicht für die Stahlhauptträger vermieden. Damit befanden sich die Arbeitsbereiche für den Betonfahrbahnplattenrückbau und den Aushub der Stahlhauptträger in Bauwerkslängsrichtung betrachtet in unterschiedlichen Bereichen der Brücke. Allerdings bestand eine starke Wechselwirkung der einzelnen Arbeitsschritte in statischer Hinsicht zueinander, sodass die einzelnen Tätigkeiten nicht unabhängig voneinander erfolgen konnten.
14. Nach erfolgtem Rückbau eines Betonfahrbahnplattenbereiches erfolgte das Verfahren des Arbeits- und Schutzgerüsts in den nächsten Rückbaubereich. Sobald das Arbeits- und Schutzgerüst in den Bereich der Hilfsstützen oder der Pfeiler verfahren wurde, waren je nach Konstruktion des Gerüsts entsprechende Umbauarbeiten am Gerüst erforderlich, die ein Befahren in diesen Störbereichen ermöglichten.

15. Die bisher verbliebenen Stahlhauptträger wurden zum Zeitpunkt, der sich entsprechend der statischen Berechnung ergab, als Zwillingsträger paarweise in Schusslängen von ca. 10 m zusammen mit dem bisher verbliebenen Betonfahrbahnplattenobergurt mit Hilfe eines Autokrans herausgehoben.
16. Im Bereich des Trennschnitts waren lokale Schutzmaßnahmen vorzusehen. Zur Vermeidung von unplanmäßigen Vertikal- oder Horizontalverschiebungen im Bereich des Trennschnitts der Stahllängsträger wurden temporäre Stahlknaggen als Anschlag an den Stahlträgern vorgesehen.
17. Vor der Herstellung des Trennschnitts wurde die auszuhebende Stahlkonstruktion in Ihrem Schwerpunkt an der Aushebetraverse angeschlagen und mit einer vordefinierten Anhängerkraft angehoben. Danach erfolgte der Trennschnitt, das angehängte Teil der Stahlkonstruktion wurde ausgehoben, am Boden zwischengelagert, zerlegt und abtransportiert.

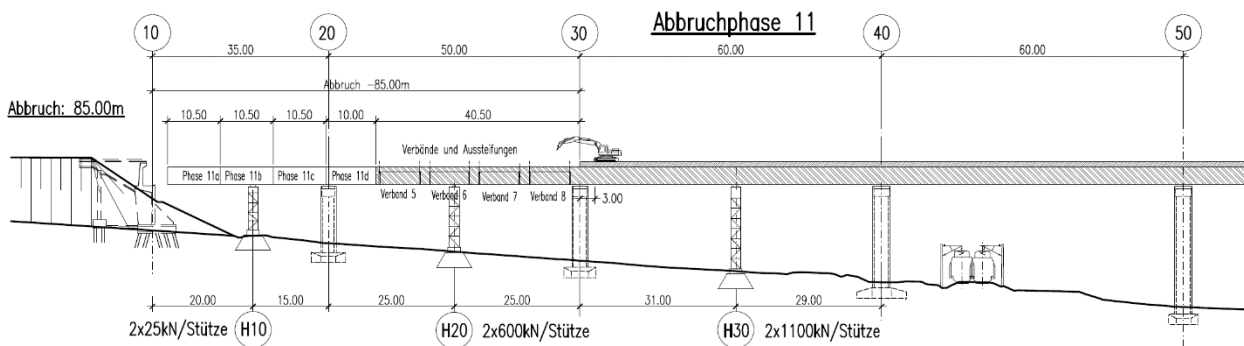


Bild 10-25: Abbruchphase 11 der Rückbauplanung (© Stähler + Knoppik Ingenieurgesellschaft mbH)

In Bild 10-25 ist exemplarisch die Abbruchphase 11 dargestellt. Die Betonfahrbahnplatte ist bis in Achse 30 rückgebaut. Im Bereich von 40,5 m vor Achse 30 waren die Windverbände als Verstärkungsmaßnahme bereits eingebaut. Die in diesem Zustand gewählten, für die statische Nachweisführung erforderlichen Pressenkräfte der Hilfsstützen, waren benannt. Als nächste Arbeitsschritte erfolgte das Ausheben der Stahlhauptträger als Phase 11a bis 11d.

Im Bereich der Bahnlinien waren für den Rückbau des Überbaus vordefinierte Sperrpausen vorgesehen. Der Rückbau der Unterbauten erfolgte konventionell vom Talgrund aus.

5.2.2 Auswahlkriterien

Maßgebende Randbedingungen für die Auswahl des gewählten Rückbauverfahrens waren die Anforderung der nahezu ständigen Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs, die relativ geringe Höhe der Talbrücke über Talgrund (ca. 20 m), die gute Zugänglichkeit von unten zur Brücke nahezu über die gesamte Bauwerkslänge, der relativ hoch anstehende für eine Flachgründung von Hilfsstützen und Kranaufstandsflächen geeignete Baugrund und die Zulässigkeit, die Rückbaumaterialien über das örtliche Straßennetz abzutransportieren.

Da im Bereich der Bahnlinien ein Zerschlagen der Betonfahrbahnplatte mit schwerem Abbruchgerät, bei dem die Betonfahrbahnplatte in Bruchstücken direkt in den Talgrund gefallen wäre, nicht möglich war, sollte wie oben erläutert, einheitlich über die gesamte Bauwerkslänge die Betonfahrbahnplatte im Schutz eines verfahrbaren Schutzgerüsts segmentweise zwischen den Stahlträgern herausgeschnitten und über die Autobahn abtransportiert werden.

Die relativ geringe Höhe über Talgrund erlaubte ein einfaches Ausheben von Stahlteilen mittels Autokrans von unten. Die gute Zugänglichkeit zum Talgrund sowie der relativ gute oberflächennahe Baugrund ermöglichten es, die erforderlichen Kranaufstandsflächen ohne wesentliche Bodenverbesserungsmaßnahmen anzuordnen.

Wichtig war es, bereits im Bauwerksentwurf darauf zu achten, dass die für den Rückbau erforderlichen Autokrane ohne erforderliche Zusatzmaßnahmen im Hinblick auf deren Abmessungen, die Gewichte und Kurvenradien über das vorhandene Straßen- und Wegenetz fahren konnten.

Das ausreichend große Baufeld bot die Möglichkeit, die Stahlkonstruktion in relativ großen Abschnitten auszuheben und dann innerhalb des Baufeldes in transportable Teilabschnitte zu zerkleinern.

5.2.3 Durchgeführtes Rückbauverfahren

Das durchgeführte Rückbauverfahren entspricht im Wesentlichen dem ausgeschriebenen Rückbauverfahren. Allerdings kamen die im Nachfolgenden aufgeführten Änderungen zum Tragen.

Die Gründung der Hilfsstützen erfolgte abweichend zum Entwurf mittels einer Flachgründung. Da die Hilfsstützen am Kopf planmäßig mit einer Pressenkonstruktion ausgeführt wurden, konnten diese eventuelle Setzungen leicht ausgleichen. Daher legte die Baufirma keinen großen Wert auf eine setzungsarme Gründung. Der statische Nachweis der stattdessen ausgeführten Brunnengründung/Flachgründung erfolgte über einen Nachweis der Grundbruchsicherheit. Für diesen wurde teilweise ein Einschütten der Gründungselemente erforderlich.

Das im Entwurf vorgesehene Rückbauverfahren war terminlich sehr stark von den durch die DB AG genehmigten Sperrpausen für die beiden Bahnlinien abhängig. Dies insbesondere, weil nur im Bereich des Arbeits- und Schutzgerüsts eine Sicherung gegen herabfallendes Betongut vorhanden war. Terminlich musste daher der Rückbau über den Bahnlinien genau im Zeitraum der Sperrpausen erfolgen. Aus statischen Gründen musste allerdings der Rückbau bauabschnittsweise genau in der vorgegebenen Reihenfolge erfolgen. Es entstanden durch diese terminliche Koppelung extreme Zwangspunkte für den Rückbau. Unglücklicherweise wurden die Sperrpausen nach Unterzeichnung des Bauvertrages zu einem späteren Zeitpunkt von der DB AG terminlich nach vorne verlegt, sodass das Konzept des verfahrbaren Arbeits- und Schutzgerüsts terminlich nicht mehr umsetzbar war.

Statt des verfahrbaren Arbeits- und Schutzgerüsts wurden für beide Bahnlinien stationäre Schutzgerüste vorgesehen, die in den Sperrpausen der DB AG sowie kurzen Betriebspausen aufgebaut werden konnten. Die Schutzgerüste wurden auf den Aufprall kleinerer Betonbrocken dimensioniert (Bild 10-26).



Bild 10-26: Stationäre Schutzgerüst über die Bahnlinie (© Wolfgang Mordhorst)

Da es in den restlichen Bauwerksbereichen nicht zwingend erforderlich war, ein Herabfallen von Betonbrocken zu vermeiden, wurde in der Folge gänzlich auf das verfahrbare Arbeits- und Schutzgerüst verzichtet. Stattdessen wurden die jeweils kreuzenden Straßen und Wege temporär so umgelegt, dass von herabfallenden Betonbrocken eine Gefährdung für den öffentlichen Verkehr zwingend ausgeschlossen war. In den Bereichen außerhalb der Bahn wurde die Betonfahrbahnplatte mit geeignetem Abbruchgerät zerkleinert und in den Talraum fallen gelassen. Abschließend wurde der Talraum beräumt und das Betongut über das öffentliche Verkehrsnetz abtransportiert.

In den Bereichen über den Bahnlinien erfolgte der Rückbau der Betonfahrbahnplatte analog zur Ausschreibung durch Segmentierung in einzelne Fahrbahnplattenteile über dem stationären Schutzgerüst und Abtransport der Teile über die Autobahn. Die Ausbevorgänge der einzelnen Schüsse der Stahlhauptträger erfolgte in kurzen Betriebspausen der Bahn.

5.3 Bestandsuntersuchungen

5.3.1 Bestandsunterlagen

Ein wesentlicher Aspekt für den Entwurf des geeigneten Rückbauverfahrens ist die vollumfängliche Sichtung der vorhandenen Bestandsunterlagen, im Wesentlichen bestehend aus der Bestandsstatik, den Bestandsausführungsplänen und den Bauwerksbüchern, in denen sämtliche Vorschäden des Bauwerks zu erkennen sein sollten. Beim vorliegenden Bauwerk befanden sich sämtliche relevanten Bestandsunterlagen im Archiv der Autobahndirektion Nordbayern.

Außerdem empfiehlt sich eine Literaturrecherche zu Veröffentlichungen zum Bestandsbauwerk. Im vorliegenden Fall gibt es eine Veröffentlichung aus dem Jahre 1965, in der im Wesentlichen auf das Herstellverfahren der Talbrücke Rothof eingegangen wird [G. Lacher: Die Autobahn-Talbrücke Rothof. Der Stahlbau 9/1965]. Bei Durchsicht dieser Literaturquelle zeigte sich, dass bei der Herstellung der Talbrücke Rothof ein Bauverfahren angewandt wurde, das zu einer Materialoptimierung für den Stahlobergurt der Stahlhauptträger führte. Es wurden bei der Herstellung der Brücke planmäßig Beanspruchungen in das Bauwerk eingepreßt, die noch heute im Bauwerk vorhanden sind und die daher einen großen Einfluss auf die Detailplanung des Rückbaus hatten.

5.3.2 Nachrechnung

Die Bauwerksnachrechnung für das Ziellastniveau LM1 aus dem Jahre 2010 ergab, dass die Talbrücke Rothof nicht für dieses Ziellastniveau nachgewiesen werden konnte. Es ergaben sich rechnerische Spannungsüberschreitungen bei der Vergleichsspannung im Stahl von bis zu 20 %. Die Beulnachweise für die Einzelfelder der Stegbleche der Hauptträger konnten aufgrund der vorliegenden sehr hohen Ausnutzung in Teilbereichen ebenfalls nicht erbracht werden. Außerdem wies die Betonfahrbahnplatte rechnerische Defizite hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit aus. Der verwendete Spannstahl war zudem spannungs-risskorrosionsgefährdet.

Bereits seit 2011 wurden daher von der Autobahndirektion Nordbayern folgende Kompensationsmaßnahmen umgesetzt. Die Fahrspuren wurden so verlegt, dass der LKW-Verkehr weitestgehend direkt über den Stahllängsträgern fuhr. Es wurden ein LKW-Überholverbot ausgeschildert und gleichzeitig die vorhandene Überholspur verengt. Zur Absicherung der Maßnahmen erfolgte seit 2011 eine jährliche Sonderprüfung des Bauwerks.

5.3.3 Materialproben

Im Vorfeld der Ausschreibung wurden umfangreiche Materialuntersuchungen am Bestandsbauwerk vorgenommen. So wurden der Beton, der Asphalt, die Sperrschichten, die Schwarzanstriche, die Bankette und die Stahlbeschichtungen hinsichtlich möglicher Kontaminationen untersucht. Im Ergebnis der Untersuchungen wurden Aussagen zur Verwertungsfähigkeit der vorhandenen Betone getroffen. In den Asphaltproben wurden keine Verunreinigungen vorgefunden. In den Sperrschichten war Asbest und PAK nicht nachweisbar. Im Schwarzanstrich der Fundamente wurden sehr geringe PAK-Gehalte nachgewiesen, die allerdings keine Separierung erforderlich machten. In den Beschichtungen der Stahlbauteile wurden Schwermetalle (Blei, Zink) festgestellt.

Im Zuge einer erfolgten Instandsetzung der Längsentwässerung im Jahre 2011 wurden die ursprünglich im Bauwerk vorhandenen Stahlrohre gegen Rohre aus GFK ausgetauscht. Da dies in der Ausschreibung nicht zu erkennen war, entstanden Mehrkosten, da kein „Schrotterlös“ möglich war.

5.3.4 Materialverhalten

Eine Überprüfung der Betonfestigkeit anhand von Proben der Betonfahrbahnplatte ergab geringe Überfestigkeiten im Vergleich zu den nach Nachrechnungsrichtlinie ansetzbaren Betonfestigkeiten. Diese Überfestigkeiten wurden im Zuge der Rückbaustatik nicht in Ansatz gebracht. Die Schweißseignung des vorhandenen Konstruktionsstahls wurde unter Berücksichtigung des Baujahres der Talbrücke Rothof nicht in Zweifel gezogen.

Seitens der Baufirma wurden formal Bedenken gegen die normative Wirksamkeit der im Bauwerk vorhandenen Verbundsicherungen durch Rundeisenbolzen und „Schweineschwänze“ (Bild 10-27) angemeldet. Da im Vorfeld der Ausschreibung hierzu keine ergänzenden Untersuchungen stattgefunden hatten, wurde die Wirksamkeit der Verbundsicherung mit Hilfe eines In-situ-Versuches beim Rückbau des ersten Bauabschnitts überprüft bzw. nachgewiesen. Da das Bauwerk im Zuge seiner über 50-jährigen Nutzungszeit keinerlei Schäden aufwies, die auf eine unzureichende Verbundsicherung deuten könnten, wurde seitens der Autobahndirektion Nordbayern und dem beteiligten Prüfenieur auch nichts Gegenteiliges erwartet.

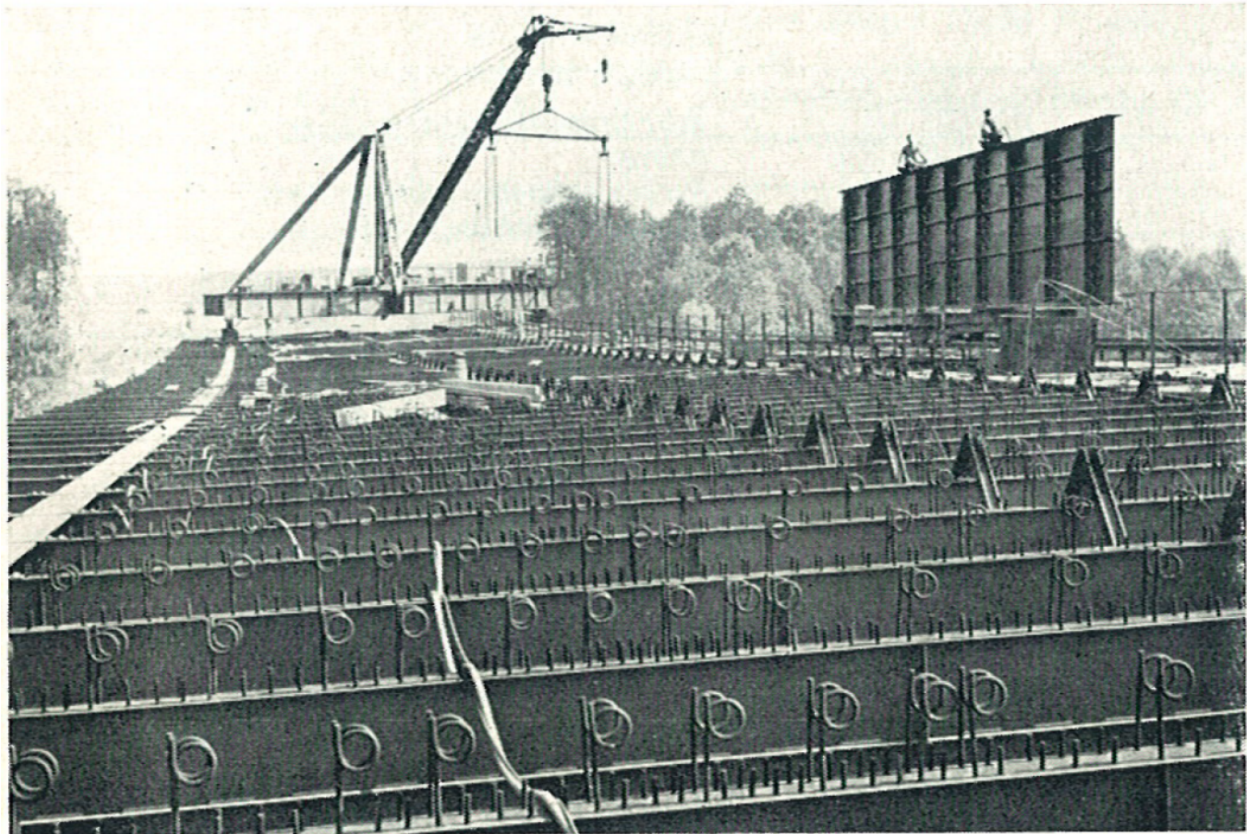


Bild 10-27: Auf den Querträgern aufgeschossene Dübel (Quelle: Der Stahlbau 9/1965)

5.3.5 Geometrie

Es wurde von der planmäßigen Geometrie entsprechend den vorliegenden Bestandsplänen ausgegangen. Eventuell abweichende Eigengewichte der Betonfahrbahnplatte waren im vorliegenden Fall von untergeordneter Bedeutung.

5.3.6 Schadstoffe

Für die Entsorgung sämtlicher Stoffe waren Deklarationsanalysen erforderlich die nicht älter als sechs Monate sein durften. Da die vorhandenen an die Baufirma übergebenen Deklarationen sämtlich älter als sechs Monate waren, wurden Nachdeklarationen erforderlich, die teilweise zu abweichenden Ergebnissen und in der Folge zu abweichenden Entsorgungskonzepten führten. Im Wesentlichen wurden allerdings die bereits unter Abschnitt 5.3.3 benannten Schadstoffe bestätigt.

5.3.7 Schäden

Im Zusammenhang mit der erfolgten Nachrechnung der Talbrücke Rothof erfolgte eine umfangreiche Schadensanalyse am Bauwerk. Im Zuge dieser Analyse wurden Risse in den Schweißnähten der Vertikal- und Horizontalsteifen der Längsträger festgestellt. Weitere Risse befanden sich im Anschlussbereich zwischen den Vertikalsteifen und dem Querträgeruntergurt. Aufgrund der schadhafte Entwässerung befanden sich außerdem am Längsträger insbesondere im Bereich der Untergurte und auch der Querträger starke Korrosionsspuren.

Im Bereich der Betonfahrbahnplatte wurde festgestellt, dass bereits mehrere Spannstähle gerissen waren. Außerdem wurden umfangreiche Risse, Abplatzungen und Betondeckungsprobleme sowie korrodierter Betonstahl festgestellt.

Unter Beachtung der aufgefundenen Spannstahlbrüche wurden durch die Autobahndirektion Nordbayern die bereits unter Abschnitt 5.3.2 aufgeführten Kompensationsmaßnahmen angeordnet. Für die Rückbauplanung waren die vorgefundenen Spannstahlrisse nicht relevant, da zum einen im direkten Rückbaubereich die Querspannglieder planmäßig durchtrennt wurden und zum anderen die Fahrbahnplatte durch den erfolgten Trennschnitt beidseits der Stahlhauptträger vom Längstragverhalten entkoppelt war.

5.4 Statische Berechnung

5.4.1 Anzuwendende Regelwerke

Es wurden die aktuell gültigen Regelwerke angewandt.

5.4.2 Abweichungen von Regelwerken

Es wurden keine Abweichungen zum Regelwerk erforderlich.

5.4.3 Sicherheitskonzept

Die Erstellung der Rückbaustatik erfolgte auf Basis des aktuell gültigen Sicherheitskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die Materialeigenschaften wurden dabei entsprechend der gültigen Nachrechnungsrichtlinie berücksichtigt.

5.4.4 Nachweisführung

5.4.4.1 Zwischenverankerung von (durchtrennten) Spanngliedern

Beim gewählten Rückbauverfahren war die Zwischenverankerung von durchtrennten Spanngliedern statisch nicht erforderlich.

5.4.4.2 Schubnachweise

Beim gewählten Rückbauverfahren waren explizite Schubnachweise im Bereich der ungestörten Betonfahrbahnplatte nicht erforderlich. Allerdings musste nach der Entkopplung der Längs- und Quertragwirkung der Betonfahrbahnplatte durch Trennschnitte beidseits der Obergurte des Stahllängsträgers der Anschluss der Querträger an die Hauptträger nachgewiesen werden.

Die globale Schubbeanspruchung der Stahlhauptträger war während des Bauwerksrückbaus gegenüber der Schubbeanspruchung des Bauwerks unter Verkehr nicht maßgebend.

5.4.4.3 Temporäre Verstärkung

Im Bereich der Stahlkonstruktion wurden einige temporäre Verstärkungsmaßnahmen erforderlich.

Im Bereich der Hilfsstützen mussten zur Lasteinleitung der Vertikallasten zusätzliche Steifen im unteren Stegbereich der Stahllängsträger eingeschweißt werden.

Wegen der gegenüber dem Endzustand geänderten statischen Systeme (auskragendes System) und des Fehlens der Scheibenwirkung der Betonfahrbahnplatte nach bereits erfolgtem Rückbau der Betonfahrbahnplatte mussten zum Abtrag der Windlasten und zur Stabilisierung der Obergurte der Stahlquerträger temporäre zusätzliche Horizontalverbände angeordnet werden.

Im Bereich des Trennschnitts der Stahlhauptträger mussten zur Vermeidung von unplanmäßigen Verschiebungen der Fugenufer nach erfolgtem Trennschnitt zusätzliche Halteknaggen eingeschweißt werden.

Die vorhandenen Windverbände wurden als zusätzliche Aussteifung der mittels Traverse auszuhebenden Teilsysteme der Bestandskonstruktion belassen. Die Aushebetraverse wurde unter Berücksichtigung des maximal auszuhebenden Gewichts für die Talbrücke Rothof als Einzelanfertigung bemessen (Bild 10-28).



Bild 10-28: Ausheben eines 10 m-Elements mittels Traverse (© Wolfgang Mordhorst)

5.4.4.4 Weitere Detailnachweise

Besondere Problematik in der globalen Nachweisführung:

Die besondere Problematik in der globalen Nachweisführung für den Rückbau der Talbrücke Rothof lag in der damaligen Herstellung der Brücke. Die Bestandskonstruktion wurde hinsichtlich der Fläche der Stahlobergurte materialoptimiert hergestellt. Die genaue Vorgehensweise der Herstellung war in der angegebenen Literaturstelle ausführlich erläutert. Daher wurde hier nur das gewählte Grundprinzip genannt. Durch eine durch Überhöhung eingeprägte Vordehnung erhielten die Stahlobergurte zunächst über die gesamte Bauwerkslänge eine Zugbeanspruchung. Danach wurde die Betonfahrbahnplatte betoniert. Im Anschluss wurde die Überhöhung wieder ausgebaut. Dadurch erhielt der Stahluntergurt eine Zugbeanspruchung. Die zugehörige Druckbeanspruchung wurde durch die erhärtete Betonfahrbahnplatte aufgenommen. Mit diesem Verfahren wurde in das Bauwerk ein positives Moment in der Größenordnung von etwa 55 MNm eingepreßt. Bis zum Rückbau sollte sich dieses Moment durch Betonkriechen auf etwa 48 MNm abgebaut haben. Das maximale Stützmoment aus Eigengewicht (ohne Ausbaulasten) betrug demnach nur etwa $M = -38,50$ MNm. Das bedeutete, dass bei Beginn des Rückbaus im Bauwerk ausschließlich positive Momente vorhanden waren. Zu beachten war, dass der reine Stahlobergurt nicht auf die Aufnahme der sich aus dem positiven Moment ergebenden Druckbeanspruchung ausgelegt war.

Die Eigengewichtsmomente veränderten sich beim Rückbau der Brücke im Wesentlichen unter Berücksichtigung der sich mit fortschreitendem Rückbau ändernden statischen Systeme. Die Steifigkeitsveränderung durch Entfernen der Fahrbahnplatte hatte nur einen geringen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung. Anders war dies bei der eingepreßten Zwangsbeanspruchung. Diese baute sich im Bereich des Rückbaus der Betonfahrbahnplatte durch Reduktion der Steifigkeit deutlich ab. Allerdings wurden die Bereiche der Stahlhauptträger, bei denen die Betonfahrbahnplatte schon entfernt waren, weiterhin durch die positive Momentenbeanspruchung beansprucht.

Aufgabe der Rückbauplanung war es, durch entsprechende Steuerungsmaßnahmen (Wahl der Länge des Trennschnitts zwischen Stahlobergurt und Betonfahrbahnplatte, Wahl der einzustellenden Pressenkräfte

bei den Hilfsstützen, Wahl der Länge des Rückbaubereiches der Betonfahrbahnplatte, Wahl des Zeitpunktes des Aushubs von Stahllängsträgerelementen) dafür zu sorgen, dass es in keinem Rückbauzustand zu einem schlagartigen Druckgurtversagen kam.

Das machte das Rückbauverfahren im Detail sehr komplex und aufwendig. Hätte man die im Bauwerk eingeprägte Zwangsbeanspruchung beim Rückbau nicht berücksichtigt, wäre das Bauwerk im Hinblick auf die Größe der Zwangsbeanspruchung beim Rückbau kollabiert.

5.5 Leistungsbeschreibung

5.5.1 Bauwerkszustand

Bei Abschluss des Bauvertrages befand sich der Bestandsüberbau unter Berücksichtigung der unter Abschnitt 5.3.2 beschriebenen verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen unter Autobahnverkehr.

5.5.2 Baugrund

Für den Neubau des Bauwerks lag ein vollumfängliches Baugrundgutachten vor. Da beim ausgeschriebenen Rückbauverfahren planmäßig zusätzliche Hilfsstützen vorgesehen waren, waren für diese ebenfalls in Abhängigkeit vom jeweiligen Homogenbereich des anstehenden Baugrundes die erforderlichen Baugrundkennwerte für die vorgesehene Pfahlgründung vorhanden.

Da wie oben beschrieben die Baufirma stattdessen eine Brunnen-/Flachgründung ausgeführt hat, wurden seitens der Baufirma für deren statische Nachweise zunächst aus dem vorhandenen Baugrundgutachten sinnvolle Annahmen für die Nachweisführung der Gründung abgeleitet, die vor Ausführung vor Ort bei der Abnahme der Baugrundsohle durch den Baugrundsachverständigen des AG bestätigt wurden.

Im Zuge der Gründungsarbeiten wurden in einigen Achsen die im Boden belassenen Fundamente der für die damalige Herstellung der Brücke erforderlichen Hilfsstützen angetroffen. Diese Fundamente mussten für die Gründung der Hilfsstützen für den Rückbau entfernt werden. Eine Nachrecherche zeigte, dass man die Lage der damaligen Hilfsstützen in einer Systemskizze der Veröffentlichung zum damaligen Neubau der Brücke hätte erkennen können.

5.5.3 Kontaminationen

Gemäß vorliegender Baugrunderkundung lagen keine relevanten Kontaminationen des Baugrundes vor.

Wie bereits unter Abschnitt 5.3.3 und 5.3.6 beschrieben, wurden sämtliche relevanten zu entsorgenden Materialien hinsichtlich Schadstoffbelastungen untersucht. Bestandteil der beauftragten Leistungen war die fachgerechte Entsorgung dieser Materialien durch den AN.

5.5.4 Angrenzende Bebauung

Eine angrenzende Wohnbebauung spielte beim Rückbau der Talbrücke Rothof keine Rolle, da die nächste Wohnbebauung sich über 1 km von der Baustelle entfernt befindet.

Auf die zu berücksichtigenden, querenden zwei Bahnlinien, die querende Ortsverbindungsstraße und die querenden Wirtschaftswege wurde bereits oben verwiesen.

5.5.5 Sperrpausen

Für den Rückbau der Talbrücke Rothof wurden im Vorfeld mit der DB AG mögliche Sperrpausen fest abgestimmt. Diese Sperrpausen lagen dem Bauvertrag zugrunde. Allerdings wurden diese Sperrpausen nach Abschluss des Bauvertrages durch die DB AG einseitig terminlich nach vorne verschoben. Dies machte eine Anpassung des Rückbauverfahrens hinsichtlich der Schutzmaßnahmen der vorhandenen Bahnlinien erforderlich. Die genehmigten Sperrpausen der DB AG wurden weitestgehend für die Errichtung der

stationären Schutzgerüste genutzt. Außerdem wurde die Nutzung kurzer Betriebspausen zusätzlich erforderlich.

Im Nachgang betrachtet war es ungünstig, sehr komplizierte Rückbauverfahren so eng – wie in der Ausschreibung geschehen – terminlich an die möglichen Sperrpausen zu koppeln. Günstiger ist es, durch geeignete separate Schutzmaßnahmen, die nicht terminlich an den Bauablauf gekoppelt sind, den Bahnverkehr gegen Beeinträchtigungen aus dem Rückbau zu sichern. Der eigentliche Rückbau ist dann nicht mehr terminlich fest an die Sperrpausen gebunden.

Nach erfolgtem Neubau einer Richtungsfahrbahn in Seitenlage erfolgte die Verkehrsumlegung beider Richtungsfahrbahnen (4+0-Verkehr) auf den erstellten Neubau. Es wurden beide Richtungsfahrbahnen der Autobahn über den einteiligen Überbau geleitet. Im Anschluss wurde mit dem Rückbau des Bestandsüberbaus begonnen.

5.5.6 Immissionsschutz

Wegen der relativ weit entfernten nächsten Wohnbebauung gab es keine besondere Anforderung hinsichtlich des Immissionsschutzes.

5.5.7 Umweltschutz

Der querende Rottendorfer Flutgraben war durch geeignete Abdeckungen vor Verunreinigungen zu schützen. Weitere besondere Auflagen hinsichtlich des Umweltschutzes lagen nicht vor.

5.5.8 Arbeitssicherheit

Im Zuge der Ausschreibung wurde explizit die Beachtung der Regeln zum Arbeitsschutz auf Baustellen (RAB) eingefordert. Außerdem wurden sämtliche Leistungen, die hinsichtlich der Sicherheit und des Gesundheitsschutzes im Zusammenhang mit der Baustellenverordnung erforderlich waren, ausgeschrieben.

Bereits unter Abschnitt 5.2.1 ist das sehr komplexe Rückbauverfahren stark vereinfacht beschrieben. Es bestanden umfangreiche statische Abhängigkeiten, die für die Mitarbeiter vor Ort beim Rückbau so nicht erkennbar waren.

Gefragt wurde z. B.: Warum soll die konkrete Arbeit unterbrochen werden, bis ein oder zwei weitere Arbeitsschritte an anderer Stelle, die durch anderes Fachpersonal ausgeführt werden müssen, abgeschlossen sind, wenn man in den verbleibenden Stunden bis zum Feierabend doch noch leicht weitere 60 m der Betonfahrbahnplatte entfernen kann?

Hier war eine vollumfängliche Einweisung der örtlichen Bauleitung in die komplexen Abläufe zwingend erforderlich. Je besser die Bauleitung und die ausführende Belegschaft die Notwendigkeit der Maßnahmen verstanden, desto geringer war die Wahrscheinlichkeit einer kritischen Abweichung vom zwingend vorgegebenen Ablauf.

Aus Gründen des Arbeitsschutzes waren eine umfangreiche, detaillierte Arbeitsanweisung und umfangreiche zugehörige Rückbaupläne daher zwingend erforderlich.

5.5.9 Nebenleistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

5.5.10 Besondere Leistungen

Dieser Abschnitt entfällt.

5.5.11 Entsorgungskonzept

Das Entsorgungskonzept musste vom Auftragnehmer dem Auftraggeber zur Genehmigung vorgelegt werden.

5.6 Vertragliche Grundlagen

5.6.1 Vertragsmodelle

Es handelte sich um einen Bauauftrag nach VOB als Einheitspreisvertrag.

5.6.2 Planungsleistung des Unternehmers

Die Erstellung der Ausführungsplanung für den Rückbau lag im Aufgabenbereich der Baufirma.

Die Hilfsstützen und das Arbeits- und Schutzgerüst waren jeweils quasi funktional über eine Pauschale ausgeschrieben.

5.6.3 Nebenangebote

Nebenangebote waren nicht zugelassen.

5.6.4 Bauzeit

Der vertragliche Baubeginn war gemäß Bauvertrag auf den 20. März 2017 terminiert. Der Rückbau der Talbrücke Rothof war vertraglich im Zeitraum vom 2. Oktober 2018 bis zum 22. Mai 2019 vorgesehen. Es war außerdem vertraglich vereinbart, dass die komplette Ausführungsplanung für den Rückbau bis zum 20. Dezember 2017 durch die Baufirma zur Prüfung eingereicht werden sollte.

Der tatsächliche Rückbau des Überbaus fand im Zeitraum vom November 2018 bis zum November 2019 statt. Die verlängerte Rückbauzeit war eine direkte Folge des statisch erforderlichen, sehr komplexen Rückbauablaufs.

5.7 Gewonnene Erkenntnisse

Das gewählte Rückbauverfahren muss sich immer auch am damaligen Herstellverfahren orientieren.

Bei komplexen Rückbauverfahren wird ein ausreichender Planungsvorlauf für den Rückbau erforderlich. Der erforderliche Zeitraum für diese Planung wird häufig unterschätzt.

Je mehr Abhängigkeiten hinsichtlich der Reihenfolge der einzelnen Schritte beim Rückbau vorhanden bzw. erforderlich sind, desto fehleranfälliger wird der Rückbau. Bei so komplizierten Rückbauten, wie bei der Talbrücke Rothof, ist es nahezu unmöglich eine vorgegebene Sperrpause terminlich beim Rückbau einzuhalten. Der Rückbau war ursprünglich mit einem Zeitraum von sieben Monaten eingeplant, dauerte dann allerdings wegen der vielen erforderlichen Einzelschritte etwa ein Jahr.

Die Bauleitung der Baufirma war sich der Problematik der eingefrorenen Zwangsbeanspruchung sehr bewusst und achtete auf penible Umsetzung der vorgegebenen Arbeitsanweisung. Dadurch konnten Unfälle auf Grund von Abweichungen zur Arbeitsanweisung beim Rückbau vermieden werden.