

Untersuchungen von vorgespannten
Betonfertigteilen der Lechbrücke
Mundraching bei Landsberg/Lech

T 1235

T 1235

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de



FORSCHUNGS- UND
MATERIALPRÜFUNGSANSTALT
BADEN-WÜRTTEMBERG - OTTO-GRAF-INSTITUT -

7.79
FMPA

FORSCHUNGSBERICHT

Förderung durch das Institut für Bautechnik

Gesch.-Z. N/1-5-385/83

Untersuchungen von vorgespannten Betonfertigteil-
len der Lechbrücke Mundraching bei Landsberg/Lech

von B. Neubert

FMPA-Bericht II.6-14335 vom 14.5.1984

V o r w o r t

Die vorliegende Untersuchung von Überbauteilen der Lechbrücke Mundraching erfolgte auf Anregung des Bayer. Staatsministeriums des Inneren. Im Rahmen eines von der FMPA Baden-Württemberg gestellten Forschungsantrages wurden die erforderlichen Mittel vom Institut für Bautechnik, Berlin, bereitgestellt. Den beteiligten Stellen sei an dieser Stelle gedankt. Dank gebührt ferner dem Landratsamt Landsberg/Lech, dem Straßenbauamt Weilheim und der mit dem Brückenabbruch beauftragten Fa. Kohlhöfer, Landsberg, die bereitwillig organisatorische Aufgaben übernahmen und so den reibungslosen Ablauf bei Voruntersuchungen und bei der Probenentnahme während des Abbruches ermöglichten.

Inhalt

1. Allgemeine Angaben zur Brücke
2. Konstruktionselemente der Fertigteile
3. Abdichtung, Entwässerung
4. Spannbewehrung, Materialangaben
5. Allgemeiner Zustand der Brücke vor dem Abbruch
6. Abbruch, Probenentnahme
7. Untersuchungen des Spannstahls
 - 7.1 Ermittlung der vorhandenen Vorspannung
 - 7.2 Betondeckung der Spanngliedkästen
 - 7.3 Zustand der Spannglieder nach Augenschein
 - 7.4 Mikroskopische Untersuchungen
 - 7.5 Materialtechnische Untersuchungen
 - 7.5.1 Zugversuche
 - 7.5.2 Dauerschwingversuche
 - 7.5.3 Spannungsrißkorrosionsversuche
8. Betonstahl
9. Untersuchungen des Betons
 - 9.1 Beurteilung des Betons nach Augenschein
 - 9.2 Betonfestigkeit
 - 9.3 Karbonatisierung
 - 9.4 Chloridgehalt
10. Untersuchungen des Einpreßmörtels
11. Zusammenfassende Beurteilung

Literatur

Anlagen

1. Allgemeine Angaben zur Brücke

Im Herbst 1983 wurde im Zuge der Kreisstraße LL 6 zwischen den Gemeinden Mundraching und Lechmühlen eine neu errichtete Spannbetonbrücke dem Verkehr übergeben. Diese Brücke ersetzt ein "altes", aus dem Jahr 1951 stammendes Bauwerk, bei dem es sich um eine der ersten Spannbetonbrücken in Fertigbauweise handeln dürfte. Da dabei auch zum ersten Mal in größerem Umfang ein Spannverfahren mit Paralleldrähten zur Anwendung kam, erschien es von Interesse, den Zustand des zum Abbruch vorgesehenen ausgedienten Bauwerkes mit dem besonderen Augenmerk auf die Spannbewehrung eingehender zu untersuchen.

Diese "alte" Brücke diente ihrerseits als Ersatz für einen schadhafte Holzüberbau auf 11 Brückenpfeilern. Da die Pfeiler, mit einer Betonummantelung versehen, für den Spannbetonüberbau mitverwendet werden sollten und die somit vorgegebenen 12 Brückenfelder jeweils nahezu die gleiche Länge von rund 13 m aufwiesen, wählte man eine Fertigteilkonstruktion, bei der die Einzelelemente am Ufer feldweise hergestellt, vorgespannt und anschließend in ihre vorgesehene Lage eingefahren wurden. Eine detailliertere Beschreibung des Bauablaufes kann einem als Anlage beigehefteten Auszug einer Werbeschrift des mit der Errichtung beauftragten Bauunternehmens entnommen werden. Es entstand so eine Plattenbalkenbrücke über 12 Felder ohne Durchlaufwirkung (Bild 1).

2. Konstruktionselemente der Fertigteile

Die wesentlichen Konstruktionselemente der Fertigteile zeigt Bild 2. Als Tragelemente dienten zwei in Längsrichtung vorgespannte, rund 1,30 m hohe und 24 cm breite Hauptträger, die durch eine 15 bis 18 cm dicke Stahlbetonfahrbahnplatte miteinander verbunden waren. Einschließlich der nachträglich anbetonierten Brückenkappen hatte der Überbau eine Gesamtbreite von 6,40 m. Zur Aussteifung dienten je eine Querscheibe an den Stirnseiten und zwei in den Drittelpunkten angeordnete Stahlbetonzugbänder mit den Abmessungen 20 x 20 cm. Zur Aufnahme der Spannbewehrung waren die unteren Bereiche der Längsträger nach innen hin auf 34 cm verbreitert.

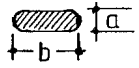
3. Abdichtung, Entwässerung

Zur Abdichtung erhielten die Fahrbahnplatten einen nicht näher definierten Isolieranstrich und eine 7 cm dicke Asphaltsschicht. Auf den beiden Randstreifen war eine 2 cm dicke Asphaltsschicht aufgebracht. Zur Wasserabführung erhielt die Brücke ein 1 ‰iges Längsgefälle nach Westen sowie von der Brückenachse aus ein Quergefälle zu beiden Brückenrändern von 2 ‰. In jedem Brückenfeld befanden sich zwei Wassereinläufe mit einer Wasserweiterleitung unter die Brückenfahrbahn.

4. Spannbewehrung, Materialangaben

Zur Vorspannung der Längsträger der Fertigteile kam das Spannverfahren "Monierbau" zum Einsatz. Dieses ist charakterisiert durch konzentrierte Drahtbündel, wobei bis zu 28 Einzeldrähte in rechteckigen aus Deckel und Unterteil bestehenden Blechkanälen angeordnet sind. Die Blechkästen werden nach dem Einlegen der Drähte von oben durch Umbördelung eines Falzes verschlossen. Nach dem Betonieren der Bauteile und Erhärten des Betons werden die Drähte gespannt und die Blechkanäle mit Einpreßmörtel verfüllt.

Als Drahtmaterial wurde vergüteter Spannstaht Sigma-St 1420/1570 (145/160) oval, mit Schrägrippen, des Hüttenwerkes Rheinhausen verwendet, wobei an der Lechbrücke der Typ "Sigma oval 20" gewählt wurde. Die Abmessungen dieses Drahttyps sind im folgenden zusammengestellt [2]:

Nennabmessung		a = 3,0 mm b = 8,0 mm
Querschnitt	20	mm ²
Rippenhöhe	0,4	mm
Rippenbreite	1,5	mm
Rippenabstand	18	mm
Neigungswinkel der Rippen zur Stabachse 45°		

Die Drähte werden mittels kammartigen Abstandshaltern in ihrer Lage im Inneren des Blechkanals geordnet und gesichert. Ihre Verankerung erfolgt auf der Festankerseite über eine Auffächerung mit Endhaken, auf der Spannseite mittels Spannkopf und Ankerplatte [1].

Bei der Lechbrücke waren die Längsträger jeweils mit 5 Spannbündeln bewehrt (Bild 3), von denen die Bündel 1, 2 und 3 zu den Auflagern hin nach oben geführt wurden. Die Bündel 4 und 5 verliefen dagegen im wesentlichen ungekrümmt und wurden nur zum Zweck der Verankerung im Auflagerbereich auseinandergezogen. Die Bündel 1, 4 und 5 bestanden aus je 22, die Bündel 2 und 3 aus je 24 Drähten Sigma oval 20. Die quadratischen Blechkästen mit den Abmessungen 60 x 60 mm hatten am Bodenstück und beiden Seitenwänden zur Verbesserung der Haftfestigkeit eine leichte Wellung eingewalzt; der Deckel war glatt ausgebildet.

5. Allgemeiner Zustand der Brücke vor dem Abbruch

Die Bilder 4 und 5 zeigen die Ansicht der Brücke gegen das östliche bzw. westliche Widerlager. Von den 12 Brückenfeldern überspannten die Felder 2 bis 8, gezählt vom westlichen Widerlager, den Flußbereich, die Felder 1 sowie 9 bis 12 die Uferzone. Die letztgenannten Brückenfelder konnten daher direkt in Augenschein genommen werden, bei den Brückenfeldern über dem Flußbereich war nur eine Beobachtung mittels eines Feldstechers möglich.

Eine 1970 infolge Unterspülung eingetretene Neigung des Pfeilers 4 zur Oberstromseite und die daraus resultierende Verkantung der Überbauten 4 und 5 bleiben bei der Betrachtung und Untersuchung unberücksichtigt. Einerseits wurde dieser Zustand durch konstruktive Maßnahmen wieder weitgehend behoben, andererseits ist die infolge Verkantung in beiden Stegen der Oberstromseite nahe dem Auflager 4 entstandene Schrägrißbildung etwa parallel zu den Auffächerungen der Spannglieder für die Bauweise und für die Gesamtkonstruktion untypisch. Darüber hinaus war dieser betroffene Bereich weder während der Voruntersuchungen noch in der Anfangsphase des Abbruchs zugänglich.

Längsträger der Überbauten

Alle Längsträger wiesen entsprechend ihrer Vorfertigung einen relativ glatten und optisch einheitlichen Beton auf. Anzeichen für Kiesanreicherungen, Lunker oder Nachbesserungen an den Oberflächen wurden nicht festgestellt. Ebenso waren, abgesehen von den vorher erwähnten Rissen, keine Biege- oder Schubrisse in den Trägerstegen erkennbar (siehe auch Bilder 4 und 5).

Im Bereich der Feldübergänge zeichneten sich auf den Betonoberflächen die Spuren von Wasserdurchtritt von der Fahrbahn aus ab, da der Asphalt nahezu an allen Stoßstellen zweier Fertigteile mehr oder weniger gerissen war (Bilder 6 und 7). Die Folge waren korrodierte Auflagerplatten und teilweise schadhafte Auflagerbereiche (abgeplatzte Kanten mit örtlich freiliegender Bewehrung, z.B. an den Übergängen 5/6 und 6/7).

Die durch die Fahrbahnplatte unter die Brückenfelder geführten Entwässerungen (siehe Querschnitt Bild 2) waren lt. Plan mit Rohr-ansatzstücken versehen, um durchfließendes Wasser vom Stegbeton fernzuhalten. Diese Ansatzstücke fehlten, so daß das Oberflächenwasser örtlich an der Steginnenseite ablief und dort z.T. Beton- auswaschungen bis zu einer Tiefe von etwa 2 cm hinterließ. Inwie- weit daraus örtliche Schädigungen an der Bewehrung entstanden sind, konnte wegen der Unzugänglichkeit vor dem Abbruch und der Nichtauffindbarkeit nach der Sprengung nicht ermittelt werden.

Fahrbahnplatte, Querträger, Versteifungsträger

In den Fahrbahnplatten zeichneten sich von der Unterseite durch weiße Rißufer und Stalaktiten (Calciumkarbonat) vereinzelt Quer- risse ab (in Feld 10 ein Querriß zwischen zwei Wassereinläufen mit einer Breite von $w \sim 1$ mm und Rostfahnen der Plattenlängsbeweh- rung; in anderen Feldern kürzere Querrisse mit kleineren Rißbrei- ten ohne Rostspuren).

Die je Feld angeordneten 2 Versteifungsträger sowie die Querträ- ger an den Bauteilstirnseiten waren abgesehen von den zuvor genann- ten Auflagerschädigungen in einem guten Zustand.

Brückeneroberseite, Kappen

Neben den Rissen an den Feldübergängen wies der Asphaltbelag auch im Feld stellenweise Risse auf. Den Zustand der Brückenkappen ge- ben die Bilder 8 bis 10 wieder. Offenbar infolge von Frost-Tau- Wechseln waren die Kanten bereichsweise rissig mit schalenförmigen Betonabhebungen (Bild 8) oder abgewittert mit zum Vorschein tretender korrodierter Kantenbewehrung (Bild 9). Stellenweise ließ sich der verwitterte Beton an den Kanten mühelos mit der Hand ent- fernen. Die Kappenoberseiten waren bereichsweise bis auf die Kabel- durchführungsfertigteile abgewittert. Diese selbst waren z.T. eben-

falls in Mitleidenschaft gezogen, stellenweise sogar von oben her eingebrochen (ein Beispiel dafür ist auf Bild 10 oben erkennbar). Der stählerne Kantenschutz am Fahrbahnrand war oberflächlich korrodiert, z.T. auch offensichtlich umgefahren (siehe ebenfalls Bild 10, oben).

6. Abbruch, Probenentnahme

Die Brücke wurde Mitte November 1983 in mehreren Etappen abgebrochen, wobei jeweils einige Pfeiler gesprengt und somit die betroffenen Überbauten auf den Grund abgesetzt wurden. Die weitere Zerkümmernung erfolgte mechanisch u.a. mittels Schlagbirne, Meißelbagger und Schneidbrenner. Die Probenentnahme durch die FMPA fand zu Beginn der Arbeiten während des Abbruchs der Felder 9 bis 12 statt. In diesem Brückenabschnitt wurden auch einige Tage zuvor Messungen der Vorspannung an Spanndrähten sowie Betonfestigkeitsermittlungen mit Hilfe des Rückprallhammers vorgenommen.

Die Probenentnahme selbst konzentrierte sich im wesentlichen auf den unterstromseitigen Träger des Feldes 10. Dieser war nach dem Absetzen verhältnismäßig gut zugänglich, und es bestanden aufgrund der Beobachtungen während der Arbeiten, soweit es überschaubar war, aus korrosionstechnischer Sicht keinerlei zwingende Gründe, im Hinblick auf eine Negativauslese andere Träger mit einzubeziehen.

Es wurden folgende Proben sichergestellt (siehe auch Bild 3):

- Spanngliedabschnitte im geraden und gekrümmten Zustand mit dem dazugehörigen umgebenden Beton aus der Feldmitte bzw. den Viertelpunkten
- Spannanker des Spanngliedes Nr. 2 mit Einpreßstutzen, Umschnürung und Betonummantelung,
- Festanker des Spanngliedes Nr. 1,
- Stirnseitige Vermörtelung der Spannankeraussparung (Spannglied Nr. 4) sowie benachbarte Betonstücke aus der Querscheibe (Fuge zwischen den Feldern 9 und 10),
- Betonstahlabschnitte (Längsbewehrung unterhalb der Spanngliedkästen in Trägermitte),

- Beton der Fahrbahnplatte unter der Asphaltdecke des Feldes 9,
- Einpreßmörtel aus verschiedenen Spanngliedkästen, auch aus anderen Trägern.

Alle Proben wurden gekennzeichnet, per Kleintransporter zur FMPA angefahren und bis zur weiteren Untersuchung trocken in einer Prüfhalle gelagert.

7. Untersuchungen des Spannstahls

7.1 Ermittlung der vorhandenen Vorspannung

Die Größe der Vorspannung des Spannstahls wurde stichprobenartig am oberstromseitigen Träger des Feldes 9 im Untergurt etwa in Feldmitte gemessen, nachdem die Brücke zur Vorbereitung der Sprengarbeiten bereits für den Verkehr gesperrt war. Der Zugang zum Untergurt war erst nach Aufstellen eines Arbeitsgerüsts möglich.

Zunächst mußte die untere Betondeckung der Spannglieder 3 und 5 (siehe Bild 3) auf einer Länge von etwa einem Meter abgestemmt und die zum Vorschein gekommenen Bügel und Längseisen abgetrennt werden. Nach der Öffnung der Spanngliedkästen und dem Entfernen des Einpreßmörtels waren die Einzeldrähte zugänglich (Bilder 11 a) und b).

Die Bestimmung der Vorspannung erfolgte über die Messung der Dehnungsunterschiede zwischen dem gespannten und ungespannten Zustand der Drähte unter Berücksichtigung ihres tatsächlichen E-Moduls. Als Meßinstrument diente ein Setzdehnungsmesser mit einer Meßlänge von 200 mm und einer Meßgenauigkeit von 1/500 mm, mit dessen Hilfe über in den Draht eingekörnte Meßpunkte die Dehnung vor und nach dem Herausschneiden der Drähte ermittelt wurde.

Die Einzelmessungen ergaben Dehnungsunterschiede zwischen $\Delta l = 3,41 \%$ und $3,44 \%$, wobei sich die Spannglieder 3 und 5 nahezu gleich verhielten. Mit dem im Zugversuch (Abschnitt 7.5.1) ermittelten E-Modul von $209 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich Vorspannungen von 713 bzw. 719 N/mm^2 . Dies entspricht ca. 46 % der Nennzugfestigkeit R_m .

Die rechnerische Nachprüfung führt zu einer Stahlspannung von etwa

725 N/mm² und liefert damit eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Beanspruchungszustand. Bei der Rechnung wurde gemäß der Statik von einer für Vollast erforderlichen Vorspannung von 0,57 R_m ausgegangen und die Minderbeanspruchung infolge fehlender Verkehrslast sowie aufgrund von Spannkraftverlusten infolge Schwinden und Kriechen (nach [3]) und infolge Reibung, wie in der statischen Berechnung aufgrund von vorausgegangenen Versuchen angegeben, berücksichtigt.

7.2 Betondeckung der Spanngliedkästen

Bei den Spanngliedern 3 und 5 wurde eine Betondeckung zur Trägerunterseite von 3,3 cm gemessen. Sie war damit um 1 cm geringer als in den Plänen ausgewiesen. Die seitliche Betondeckung der Blechkanäle entsprach dagegen mit mindestens 4,5 cm der planmäßigen Lage.

7.3 Zustand der Spannglieder nach Augenschein

Die Zustandsbeschreibung der Spannglieder bezieht sich, wenn nicht ausdrücklich auf die sichergestellten Probenabschnitte hingewiesen wird, auf die Spannbewehrung der Brücke allgemein in dem Umfang, wie es durch die eintägige Beobachtung der Abbrucharbeiten möglich war.

Die aus dem Stegbeton herausgetrennten mattgrauen Spanngliedkästen sind außenseitig nahezu frei von Korrosion. Auf den Blechinnenseiten finden sich dagegen vereinzelt Bereiche mit Oberflächenkorrosion. Die hell- bis mittelbraun gefärbten Stellen erreichen dabei die Größe einer Münze. Korrodiert waren stets die Zwischenflächen von Blechüberlappungen wie z.B. zwischen Deckel und Unterteil oder an Stoßstellen des Gehäuses. Ein signifikanter Blechabtrag oder Bereiche mit Durchrostungen wurden nicht vorgefunden. Die innenwandigen Korrosionsprodukte zeichnen sich auf dem Einpreßmörtel ab, dringen jedoch nicht in die Mörtelmatrix ein. Bild 11 zeigt den augenscheinlichen Zustand der Spanngliedkästen; hier ist die in Abschnitt 4 erwähnte wellige Struktur des Bodenstücks und der Seitenflächen erkennbar.

Der Verpreßzustand der Spannglieder ist ausnahmslos als gut zu bezeichnen. Es wurden weder in den geraden Abschnitten noch im

Bereich der Krümmungen und der hochliegenden Fest- oder Spannanker unverpreßte Abschnitte oder Hohlstellen (Lunker) vorgefunden.

Die ovalen Spanndrähte lagen gut geordnet in den Blechkästen. Kammartige Abstandshalter aus glatten, 5,5 mm dicken und mittels eines angeschweißten Steges zusammengehaltenen Rundstäben (Bild 12) im Inneren der Blechkanäle sorgten durch wechselweise Anordnung zwischen den Drähten von beiden Seiten bzw. oben und unten für einen entsprechenden Mindestabstand der Spanndrähte untereinander bzw. zum Blechkasten. Demzufolge waren die Drähte sowohl in geraden Spanngliedabschnitten, in denen etwa alle 50 cm ein Abstandshalter folgte, als auch in gekrümmten Bereichen mit Abstandshaltern etwa alle 20 cm gut im Einpreßmörtel eingebettet. Die an den "Kämmen" zwischen den Spanndrähten verbleibenden Zwischenräume waren offensichtlich ausreichend groß, um beim Einpreßvorgang den Mörteldurchtritt zu ermöglichen. Es wurden auch dort keine Hohlstellen im Verpreßgut vorgefunden. Bei verschiedenen Spanngliedern, wie z.B. beim Spannglied Nr. 5 des Trägers 9 fehlten die vertikalen "Kämme" zwischen den Drähten. Die horizontalen Drahtabstände lagen hier zwischen 5 und 2,5 mm bei entsprechend größeren Randabständen zum Blechkasten.

Der Zustand der Spanndrähte ist in Bild 13 beispielhaft dargestellt. Im allgemeinen war die Oberfläche mattgrau und weitgehend frei von Korrosion (Bild 13.1). Bereichsweise befanden sich vornehmlich auf den Drahtunterseiten punktförmige Korrosionsangriffe mit heller, rostbrauner Färbung (im Bild 13.2 als dunkle Punkte erkennbar). Die Farbabdrücke waren auch auf der Kontaktfläche des Einpreßmörtels mit dem Spannstahl vorhanden, ohne daß an diesen Stellen eine besonders ausgeprägte Porenstruktur oder Lunker im Mörtel vorhanden gewesen wären. Eine systematische Zuordnung dieser Korrosionseffekte zur Ober- oder Unterseite, zur Lage des Spanngliedes im Steg oder zur Lage der Spanndrähte im Blechkanal war nicht gegeben.

Die überwiegende Anzahl der Kontaktstellen von Spanndraht und Abstandshalter war entweder nicht oder nur geringfügig oberflächlich korrodiert; i.a. war außer einer Braunfärbung kein besonderer Angriff des Stahles erkennbar (dunkler Bereich in Bild 13.3). In wenigen Einzelfällen wurden jedoch auch Kontaktstellen mit Narbenkorrosion vorgefunden (Bild 13.4, Mitte).

Die Verankerungsbereiche wiesen über das beschriebene Maß hinaus keine Besonderheiten auf. An den näher in Augenschein genommenen Übergangsstellen der Spanndrähte zwischen der Drahtauffächerung im Festankerbereich und dem Hüllrohr waren die Spanndrähte satt im Einpreßmörtel bzw. im Beton eingebettet. An den Übergangsstellen selbst waren hinter einem Stahlrahmen, der als Abschluß und zur Führung des Blechkanals diente, wechselseitig von oben und unten sowie von beiden Seiten die kammartigen Abstandshalter konzentriert angeordnet. Damit waren die Öffnungen zwischen den Drahtlagen geschlossen und verhinderten beim Betonieren der Stege das Eindringen des Betons in den Blechkanal. Die unmittelbar am Ende des Blechkanals angebrachte Entlüftungsöffnung ermöglichte später das satte Verfüllen bis hin zu den Abstandshaltern, so daß keine Hohlstellen dort verblieben. Die vorgefundenen Entlüftungsstützen waren nahezu bis zum oberen Rand mit Einpreßmörtel ausgefüllt.

7.4 Mikroskopische Untersuchungen

Die Spanndrahtoberflächen wurden im abgebeizten Zustand im Stereomikroskop eingehender untersucht (siehe Bild 14). Die unkorrodieren Abschnitte besaßen relativ glatte Oberflächen (Bild 14.1). Dort, wo im ungebeizten Zustand punktförmige Korrosionseffekte erkennbar waren, zeigte sich nach dem Abbeizen eine nadelstichartige Narbenbildung (Bild 14.2) mit Tiefen von ca. 100 µm. An Kontaktstellen mit den kammförmigen Abstandshaltern waren die Drahtoberflächen vereinzelt noch stärker angegriffen. Bei größeren Narbendurchmessern wurden Narbentiefen bis zu 250 µm festgestellt (Bilder 14.3 und 14.4).

Zur Ermittlung der Ursache für die Korrosionseffekte auf den Spanndrahtoberflächen wurden unbehandelte Drahtabschnitte und Einpreßmörtelstücke mit Korrosionsabdrücken mittels energiedispersiver Röntgenanalyse auf eventuelle Gehalte an korrosionsfördernden Substanzen (Chloride) untersucht, ohne daß sich Hinweise auf deren Vorhandensein ergeben haben. Es ist demzufolge davon auszugehen, daß die Korrosionsangriffe auf den Drähten noch aus der Zeit der Bauwerkserstellung stammten. Möglicherweise war die Verweildauer der Spanndrähte im unverpreßten Blechkanal größer als es nach heutigen Erkenntnissen zulässig ist, so daß eine Kondens-

wasserbildung mit nachfolgender Korrosion möglich gewesen war.

7.5 Materialtechnische Untersuchungen

7.5.1 Zugversuche

Sowohl an unkorrodierten als auch an korrodierten Spanndrahtabschnitten wurden statische Zugversuche (Feindehnungsmessungen) durchgeführt. Die Arbeitslinie des unkorrodierten Materials ist in Bild 15 dargestellt. Die Prüfungsergebnisse selbst sind in Tabelle 1 zusammengefaßt und den Sollwerten gemäß dem Zulassungsbescheid [2] gegenübergestellt. Demnach erfüllen die einwandfreien Drahtabschnitte voll die Anforderungen der Zulassung. Mit in die Tabelle aufgenommen sind die Ergebnisse eines unkorrodierten Vergleichsmaterials. Darauf wird im folgenden näher eingegangen.

Ergebnisse von Zugversuchen an korrodierten Proben der Lechbrücke wurden mit denjenigen aus der Literatur [4] verglichen. Herangezogen wurde eine im Rahmen des von BMFT geförderten Forschungsvorhabens "Spätschäden an Spannbetonbauteilen" durchgeführte Literaturstudie. Darin sind Zugversuche an korrodierten Spanndrähten der gleichen Art ausgewertet, die einem Auslagerungsprogramm zur Erzeugung von Korrosionseffekten unterzogen worden waren. Die Kennwerte dieser Stähle sind mit denjenigen aus der Lechbrücke weitgehend identisch. Lediglich die Gleichmaßdehnung ($A_g = 2,3 \%$) ist gegenüber der des Materials der Brücke ($A_g = 3,8 \%$) geringer. In diesem Zusammenhang ist anzumerken, daß in der Lechbrücke ein vergüteter Spannstahl "alter Art" mit - laut Zulassung [2] - $0,7 \%$ C, $0,7 \%$ Si und $1,2 \%$ Mn zum Einsatz kam, während die Auslagerungsversuche mit dem ab 1966 auf dem Markt befindlichen vergüteten Spannstahl "neuer Art" mit ca. $0,48 \%$ C, $1,8 \%$ Si und nur $0,7 \%$ Mn durchgeführt wurden. Die Änderung der Legierungsbestandteile wurde u.a. zur Verbesserung des Spannungsrißkorrosionsverhaltens vorgenommen und ist für die Bewertung der Zugversuche ohne Belang.

Der Einfluß der Korrosionseffekte auf die Kennwerte Bruchlast R_m , Bruchdehnung A_{10} und Gleichmaßdehnung A_g ist in den Bildern 16 bis 18 dargestellt. Aufgetragen sind jeweils die auf das neuwertige Material bezogenen Kennwerte in Prozent in Abhängigkeit von der Narbentiefe, wobei beim Material der Lechbrücke zwangsläufig die unkorrodierten Spanndrähte als "neuwertig" angesehen werden. Die

Verformungen A_{10} und A_g der korrodierten Proben wurden hierbei wie bei neuwertigem Material gemessen.

Die Gegenüberstellungen lassen - abgesehen von den Streuungen - erkennen, inwieweit sich die Korrosionseffekte auf die Kennwerte im Zugversuch auswirken. In Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Literatur liegt bei den vorhandenen Narbentiefen bis zu 250 μm praktisch kein Abfall der Bruchlast R_m gegenüber dem unkorrodierten Material vor. Die Ergebnisse der geprüften korrodierten Drähte liegen ausschließlich innerhalb des in Bild 16 eingekreisten Bereiches. Bei den Verformungskennwerten A_{10} und A_g zeichnet sich dagegen auch bei den relativ geringen Narbentiefen bereits eine Abnahme gegenüber dem neuwertigen Material ab. Die im Streubereich der als ausgefüllte Kreise dargestellten Literaturergebnisse gut eingebetteten Ergebnisse der Brückenstähle (nicht ausgefüllte Kreise) liegen bei der Bruchdehnung A_{10} (Bild 17) zwischen ca. 97 % und 54 % und bei der Gleichmaßdehnung A_g (Bild 18) zwischen 85 und 34 % der Werte des unkorrodierten Materials. Ein vollständiger Verlust der Verformungsfähigkeit ist in keinem Fall ermittelt worden und war auch aufgrund der Literaturergebnisse nicht zu erwarten.

7.5.2 Dauerschwingverhalten der Spanndrähte

Im Gegensatz zu statischen Zugversuchen sind Dauerschwingversuche weitaus besser geeignet, Aussagen über den Oberflächenzustand von Spannstählen zu liefern [5]. Daher wurde das Dauerschwingverhalten der verwendeten Spanndrähte sowohl an nahezu unkorrodierten Proben als auch an Abschnitten mit punktförmigen Korrosionseffekten untersucht. Die Prüfung fand in einer Zugprüfmaschine mit hydraulischem Pulsator statt. Die Oberlast entsprach bei allen Versuchen $\sigma_o = 0,55 R_m$, wobei für R_m die Nennfestigkeit des Materials (1570 N/mm^2) zugrunde gelegt wurde. Die Schwingbreite wurde zwischen 200 und 270 N/mm^2 variiert. Die Prüffrequenz betrug 50 Hz.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Bild 19 aufgetragen. Auch hier wurden in die Auswertung Ergebnisse der Literaturstudie [4] einbezogen, wobei es sich um korrodierte gleichartige Spanndrähte aus älteren Bauwerken handelt.

Nach [2] ist bei neuwertigen Drähten dieses Spannstahltyps unter den genannten Prüfbedingungen eine Dauerschwingfestigkeit (2×10^6 Lastwechsel) von rund 250 N/mm^2 zu erwarten. Dieser Wert wurde auch von den Proben ohne Korrosion erreicht. Korrodierte Drähte der Lechbrücke mit etwa $100 \mu\text{m}$ tiefen Korrosionsnarben erreichten Dauerschwingfestigkeiten von 200 N/mm^2 . Das sind etwa 80 % des neuwertigen Materials. Bei höheren Schwingbreiten entstanden bei allen Proben frühzeitig typische Dauerbrüche mit Bruchausgängen an einer kleinen Korrosionsnarbe auf der Stahloberfläche.

Die aus der Literatur übernommenen Versuche an Proben mit Narbentiefen $> 100 \mu\text{m}$ lassen auf Dauerschwingfestigkeiten unter 200 N/mm^2 schließen. Dies gilt besonders auch für Drahtabschnitte der Lechbrücke, die aufgrund der Kontaktkorrosion an den Berührstellen mit den Abstandshaltern örtlich Korrosionsnarben mit Tiefen von $\sim 250 \mu\text{m}$ aufweisen.

Spanndrahtbrüche wurden im Bauwerk nicht vorgefunden. Dies läßt darauf schließen, daß die Schwingfestigkeit der Drähte im Bauwerk trotz Korrosionseffekten höher war als die Schwingbeanspruchung infolge Verkehr (ca. 80 N/mm^2 und weniger). Unter Umständen wurden niedrige Schwingfestigkeiten einzelner Drähte mit örtlich stärkerer Narbenkorrosion durch das Zusammenwirken aller Drähte im Querschnitt ausgeglichen.

7.5.3 Spannungsrißkorrosionsversuche

Zur Feststellung der Stahlempfindlichkeit gegenüber Spannungsrißkorrosion wurden nahezu korrosionsfreie Proben nach den FIP-Richtlinien geprüft. Die Drähte werden dabei mit 80 % der Nennzugfestigkeit gespannt und einer ruhenden, 50° warmen, 20 %igen Ammoniumrhodanid-Lösung ausgesetzt. Bei drei Versuchen ergaben sich Standzeiten von 0,6 bis 1,1, im Mittel von 0,9 Stunden. Dieses Ergebnis entspricht den bekannten Zusammenhängen, wonach vergütete Spannstähle des sog. "alten Typs" eine im Vergleich zu heutigem Material relativ hohe Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrißkorrosion aufweisen [6] (die empfindlichsten vergüteten Stähle "neuen Typs" haben unter diesen Prüfbedingungen um ein Vielfaches höhere Standzeiten).

8. Betonstahl

Untersuchungen des Betonstahls wurden nicht durchgeführt, da der Stahl insgesamt keine Besonderheiten aufwies. Zum Einsatz kam vornehmlich der sog. Sonderbetonstahl III, ein kaltgereckter Rundstahl mit einem schraubenförmig verlaufenden zweifachen Wulst. Für konstruktive Bewehrungsanordnungen wie Kantenschutz und dergleichen wurde glatter, naturharter Betonstahl I verwendet.

Abgesehen von den bereits erwähnten örtlich korrodierten Bereichen an einigen Auflagerungen und an den Brückenkappen, hatten die freigelegten Betonstähle das übliche mattgraue bis graubraune Aussehen.

9. Untersuchungen des Betons

9.1 Beurteilung des Betons nach Augenschein

Überprüfte Betonstücke der unteren Bereiche der Träger in Feldmitte (Betondeckungen der Spannglieder) aus der Umgebung der hochliegenden Spanngliedverankerungen sowie der Querträger an den Stirnseiten der Fertigelemente zeigten augenscheinlich ein gleichartiges Bild. Die Struktur des Betons deutete auf eine gute Durchmischung von Zuschlag und Zement hin. Nur ganz vereinzelt waren kugelförmige Poren erkennbar, deren Durchmesser etwa dem ein- bis fünffachen eines Stecknadelkopfes entsprachen. Eine Verbindung der Poren untereinander bestand nicht.

Der Beton der Fahrbahnplatten war insgesamt porenreicher als der Beton der Träger. Insbesondere waren die etwas größeren Poren zahlreicher vorhanden. Auch hier bestanden keine Verbindungen der Poren untereinander.

Fehlstellen wie Kiesanreicherungen oder sog. Lunker wurden während der Abbrucharbeiten nicht vorgefunden. In zwei Fällen kamen in der Fahrbahnplatte beim Betonieren in der Schalung verbliebene Holzstücke zum Vorschein.

9.2 Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit wurde mittels stichprobenartiger Prüfung mit dem Rückprallhammer vor dem Abbruch ermittelt. Eine Bohrkernentnahme für eine labormäßige Bestimmung der Festigkeit mußte aus

technischen Gründen entfallen.

Die Rückprallmessungen lassen auf Betonfestigkeiten im Trägersteg und auf der intakten Unterseite der Brückenkappen von ca. 70 N/mm² schließen. Messungen auf den Kappenseiten wurden wegen des in Abschnitt 5 beschriebenen Verwitterungszustandes nicht vorgenommen. Die Stirnseiten der Brückenelemente sowie die Fahrbahnplattenunterseiten waren für Messungen vor dem Abbruch nicht zugänglich.

Die der statischen Berechnung zugrunde liegende und im Brückenbuch ausgewiesene Betongüte (ehem. B 450) wurde demnach durch die tatsächliche - offenbar infolge Nacherhärtung angestiegene - Betonfestigkeit übertroffen.

9.3 Karbonatisierung

Messungen der Karbonatisierungstiefen des Betons noch am bestehenden Bauwerk und an Betonstücken unmittelbar nach dem Abbruch mittels Phenolphthaleinreaktion (Farbindikation) ergaben für den intakten Beton sehr niedrige Werte. An den Steginnen- und -außenseiten, an den Stirnseiten der Spanngliedverankerungen und an den Unterseiten der Fahrbahnplatte wurden Karbonatisierungstiefen von 1 - 2 mm festgestellt. Unterschiede zwischen den Außenflächen des Steges und den von Schlagregen geschützten Stegflächen (Innen-, Unterseite) und der Fahrbahnplattenunterseite waren nicht erkennbar. Diese gemessenen Werte stimmen in etwa mit den nach der Literatur [7] bei der vorliegenden Betongüte und dem Betonalter zu erwartenden überein.

Stichprobenmessungen an den Brückenkappen ergaben in den angewitterten Bereichen die bis zu 10fachen Karbonatisierungstiefen des intakten Betons. An den Kanten angeordnete Betonstähle befanden sich zumindest abschnittsweise bereits in nicht alkalischem "Beton" und waren oberflächlich korrodiert (siehe auch Abschnitt 5 und Bild 9).

9.4 Chloridgehalt des Betons

Verschiedene Betonproben wurden nach chemischem Verfahren auf eventuelle Chloridgehalte untersucht. Erwartungsgemäß waren die ermittelten Gehalte der Fahrbahnplatte unterhalb eines intakten

Asphaltbelages sowie der Betondeckungen der Spannkanäle in den Trägern in Feldmitte gering. Sie lagen mit 0,007 bis 0,009 Gew.-%, bezogen auf das Betongewicht, noch unterhalb des Wertes, der sich nach Ausschöpfen der oberen Toleranzgrenzen für die Chloridgehalte im Zement und Anmachwasser gemäß der heutigen DIN 4227 ergeben würde.

Höhere Chloridgehalte wurden im Beton der Querscheiben gefunden, dort, wo tausalzhaltiges Oberflächenwasser durch Risse im Asphalt einlaufen konnte. Die Analysen lieferten folgende, auf den Beton bezogene Ergebnisse:

Betonschicht	Erstreckung ab Oberfläche	Chloridgehalt, bezo- gen auf das Betonge- wicht
	mm	%
1	0 - 10	0,15
2	10 - 20	0,18
3	24 - 44	0,12
4	48 - 72	0,04

Der Chloridgehalt in den obersten Betonschichten war demnach relativ hoch. In etwa 10 bis 20 mm Tiefe war eine gewisse Aufkonzentration feststellbar, während sich unmittelbar an der Oberfläche eventuell infolge von Auswaschungen ein geringerer Wert einstellte. Nach innen hin war eine langsame Abnahme des Chloridgehaltes zu verzeichnen. Lediglich die mit Betondeckungen von 5 cm und mehr eingebauten Spannanker und Drahtkrümmungen der Festanker befanden sich somit in einem Beton, dessen Chloridgehalt für eine Korrosion als nicht kritisch einzustufen ist. Die mit geringeren Betondeckungen eingebauten Bewehrungsstäbe der Wandscheiben wiesen allerdings trotz der relativ hohen Chloridgehalte keine über das gewöhnliche Maß hinausgehenden Korrosionseffekte auf; desgleichen wurden keine Bereiche mit Abplatzungen infolge Korrosion auf den Querscheiben beobachtet.

10. Untersuchungen des Einpreßmörtels

Einpreßmörtelstücke wurden während des Abbruches aus verschiedenen Bauteilen und Trägerbereichen sichergestellt. Die Einfärbung und die Struktur dieser Proben war stets gleich. Der hellgraue Mörtel war weitestgehend dicht. Vereinzelt waren kugelförmige Poren vorhanden, deren Durchmesser erheblich kleiner als Stecknadelköpfe waren. Im Phenolphthaleintest reagierte der Mörtel stets hochalkalisch. Die mit dem Spannstahl in Berührung gekommenen Mörtelflächen besaßen dort, wo der Spanndraht korrodiert war, Abdrücke der Korrosionsprodukte, ohne daß dort Poren vorlagen oder Rostspuren in das Mörtelinnere eingedrungen waren.

Auf die Röntgenanalyse dieser Mörtelproben im REM zur Feststellung eventueller Chloridanreicherungen insbesondere an den Korrosionsabdrücken wurde bereits in Abschnitt 7.4 hingewiesen. Darüber hinaus wurden Chloridanalysen auf chemischem Weg durchgeführt. Im Mittel ergab sich ein Chloridgehalt von 0,021 Gew.-%. Dieser Gehalt ist als sehr gering einzustufen. Er liegt ein Mehrfaches unter dem Wert, der sich nach Ausschöpfung der in der heute geltenden DIN 4227, Teil 1, bzw. Teil 5, enthaltenen Toleranzgrenzen für den zulässigen Chloridgehalt im Anmachwasser und im Zement ergeben würde. Damit ist bestätigt, daß der Einpreßmörtel frei von korrosionsfördernden Substanzen war und demzufolge die Korrosionseffekte auf den Drähten vor dem Verpressen entstanden sind.

11. Zusammenfassende Beurteilung

Beim Abbruch der 1951 errichteten und 1983 durch einen Neubau ersetzten Lechbrücke im Zuge der Kreisstraße LL 6 bei Mundraching wurden die Überbauteile der "alten" Brücke eingehender untersucht. Da es sich bei dem Bauwerk um eine der ersten Spannbetonkonstruktionen in Fertigteilbauweise handelte, bei dem darüber hinaus erstmalig ein Spannverfahren mit Paralleldrahtbündeln in größerem Umfang zum Einsatz kam, bestand Interesse, den Zustand des Bauwerkes und insbesondere der Spannbewehrung nach einer mehr als 30jährigen Nutzung zu erfassen.

Die zwölf, aus je zwei Spannbetonlängsträgern, zwei Querscheiben an deren Stirnseiten und der Fahrbahnplatte bestehenden Fertigteile befanden sich allgemein in einem guten Zustand. Die Aus-

führungsqualität des Betons der Träger, Querscheiben und Fahrbahn war einwandfrei. Die nachträglich anbetonierte Brückenkappen waren dagegen, offenbar infolge von Frost-Tau-Wechseln, auf der Oberseite und den Stirnflächen abschnittsweise stark verwittert. Dort lagen Kantenbewehrungen frei und waren korrodiert. Ebenso traten in den Brückenkappen eingelassene Kabeldurchführungsbauerteile, die bereichsweise eingebrochen waren, hervor.

Risse im Asphalt über den Stützen der ohne Durchlaufwirkung ausgeführten Konstruktion ermöglichten das Einlaufen von Oberflächenwasser zwischen die Querscheiben. Entsprechende Wasserränder an den Stoßstellen der Längsträger und vereinzelte Kantenabplatzungen an deren Auflagern, u.U. ebenfalls auf Frost-Tau-Wechsel zurückführbar, waren die Folge.

Aus der Tragwirkung herrührende Risse waren in der Konstruktion nicht vorhanden. Schubrisse in den Stegen zweier Träger nahe einer Auflagerung auf einem Pfeiler, hervorgerufen vor mehreren Jahren durch dessen Unterspülung und Neigung, sind nicht als typisch für die Konstruktion und Bauweise anzusehen.

Die Betonfestigkeit der Träger übertraf die Anforderungen der statischen Berechnung. Die Karbonatisierungstiefen von nur wenigen mm entsprachen den Erwartungen. Chloridanreicherungen wurden lediglich im Beton der Querscheiben festgestellt, herrührend aus abgelaufenem Oberflächenwasser. Die Chloridgehalte waren außen relativ hoch und nahmen in das Betoninnere rasch ab. Der Betonstahl der Querscheiben war trotz des hohen Chloridgehaltes korrosionsfrei, in Höhe der Verankerungselemente war der Cl-Gehalt bereits auf einen für die Korrosion nicht kritischen Wert abgesunken. Die Verankerungen der Spannglieder befanden sich daher in einem guten Zustand.

Die in den Trägern verlaufenden Spannbündel besaßen eine ausreichende Betondeckung. Die Blechkanäle, die die Spanndrähte ummantelten, waren einwandfrei mit einem porenarmen Einpreßmörtel ohne nennenswerten Chloridgehalt verfüllt. Zahlreiche kammartige Abstandshalter im Inneren der Blechkanäle sorgten für eine geordnete Lage und satte Einbettung der Einzeldrähte im Mörtel. Bereichsweise punktförmige Korrosion auf den Drahtoberflächen mit Narben-

tiefen von etwa 100 μm und Narbenbildung bis zu Tiefen von etwa 250 μm an einigen Kontaktstellen mit den Abstandshaltern sind offenbar auf Kondenswasserbildung vor dem Verpressen zurückzuführen.

Messungen der verbliebenen Vorspannungen lieferten eine gute Übereinstimmung mit den Sollwerten.

Mechanisch-technologische Untersuchungen korrodierter Spanndrähte ergaben, daß die Bruchfestigkeit gegenüber unkorrodiertem Material unbeeinträchtigt blieb, das Verformungsverhalten jedoch in einem erwarteten Maß abgemindert war (auf 95 bis 55 % bei A_{10} und 85 bis 35 % bei A_g). Gegenüber dem unkorrodierten Material mit einer Dauerschwingfestigkeit von $2 \sigma_A \sim 250 \text{ N/mm}^2$ erbrachten die Korrosionseffekte eine Abminderung um 25 % und mehr.

Die Empfindlichkeit des Spannstahls gegenüber Spannungsrißkorrosion, geprüft in Versuchen, war im Vergleich zu heutigen Stählen relativ hoch.

Das Bruchverhalten der Proben bei den Zug-, Dauerschwing- und Spannungsrißkorrosionsversuchen entsprach den Erwartungen; Besonderheiten waren nicht zu verzeichnen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß, abgesehen von der erwähnten Pfeilerabsenkung, aufgrund des guten Verpreßzustandes der Spannglieder und der Ausführungsqualität des Betons der tragenden Konstruktionselemente trotz der Korrosionseffekte auf den Spanndrähten und der relativ hohen Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrißkorrosion die statische Funktion der Konstruktion nach der mehr als 30jährigen Nutzung uneingeschränkt war. Den tragenden Brückenelementen ist ein hohes Maß an Dauerhaltbarkeit zuzuschreiben. Die Brückenkappen und die Brückenoberseiten befanden sich demgegenüber in einem schlechten Zustand. Das gewählte Einfeldträgersystem war dafür verantwortlich, daß auf der Fahrbahn an den Bauteilstößen Querrisse entstanden, in die Oberflächenwasser eindrang und Schäden an den Auflagern verursachte.

Das eingesetzte Spannverfahren mit Paralleldrähten hat sich im vorliegenden Bauwerk bewährt. Grundsätzliche Schwachstellen des Verfahrens scheinen allerdings die kammartigen Abstandshalter zu sein. Diese sorgen zwar für eine geordnete Drahtlage und bilden somit die Voraussetzung für ein sattes Einbetten der Drähte im Verpreßmörtel, jedoch können sie an den Berührstellen mit den Drähten Korrosion hervorrufen. In anderen Bauwerken mit diesem Spannsystem ist die Möglichkeit einer stärkeren Narbenbildung an den Kontaktstellen als bei der Lechbrücke nicht auszuschließen, falls bei der Erstellung ungünstige Bedingungen in den Spannkänen vorliegen. Dabei wird im wesentlichen an eingedrungenes Betonrestwasser, Kondenswasserbildung bei einem längeren Zeitraum zwischen dem Einbau der Drähte und dem Verpressen der Kanäle, die Möglichkeit des Absetzens von Verpreßgut im Bereich von Spanngliedhochlagen oder an eine mangelhafte Verpressung insgesamt gedacht. Nachteilig ist dabei zu bewerten, daß im Falle von Schädigungen diese bei einem Spannglied in einem Querschnitt konzentriert sind. Gezielte Stichprobenuntersuchungen an ähnlich bewehrten Bauwerken könnten diesbezüglich aufschlußreich sein.

Literatur

- [1] Zulassungsbescheid Spannverfahren Monierbau. Der Minister für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen, AZ. II A 4-2.420 Nr. 1898/57

- [2] Zulassungsbescheid Vergütete Spannstähle, oval. Der Minister für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen, AZ. II A 4 - 2.43 Nr. 2152/56

- [3] Leonhardt, F. Vorlesungen über Massivbau. Fünfter Teil: Spannbeton. Springer Verlag, Berlin, 1980.

- [4] Neubert, B., Nürnberger U.: Einfluß von Oberflächenschädigungen auf die Gebrauchseigenschaften von Spannstählen. Literaturstudium im Rahmen des BMFT Forschungsvorhabens "Spätschäden an Spannbetonbauteilen". FMPA Baden-Württemberg, Juni 1981

- [5] Neubert, B., Nürnberger U.: Untersuchung und Beurteilung des statischen und dynamischen Tragverhaltens von Spannstählen in Abhängigkeit vom Rostgrad. Bericht im Rahmen des BMFT Forschungsvorhabens "Spätschäden an Spannbetonbauteilen". FMPA Baden-Württemberg, Januar 1983

- [6] Wascheidt, H.: Stähle für Bauteile aus Spannbeton. Betonstein-Zeitung, Heft 9/1968

- [7] Carbonatisierung des Betons. Betontechnische Berichte, beton 7/1972.

FMPA

Seite

Beilage

zum Bericht II.6-14335

vom 14.05.1984

A n l a g e n

NEUBAU DER LECHBRÜCKE BEI MUNDRACHING

Das Spannverfahren Monierbau wurde zum erstenmal in größerem Umfang bei der Mundrachinger Lechbrücke angewandt. Die alte Brücke hatte zwölf Öffnungen auf geramnten Stahljochen, die teilweise einbetoniert waren. Der Holzüberbau war jedoch so schadhaft, daß er ersetzt werden mußte.

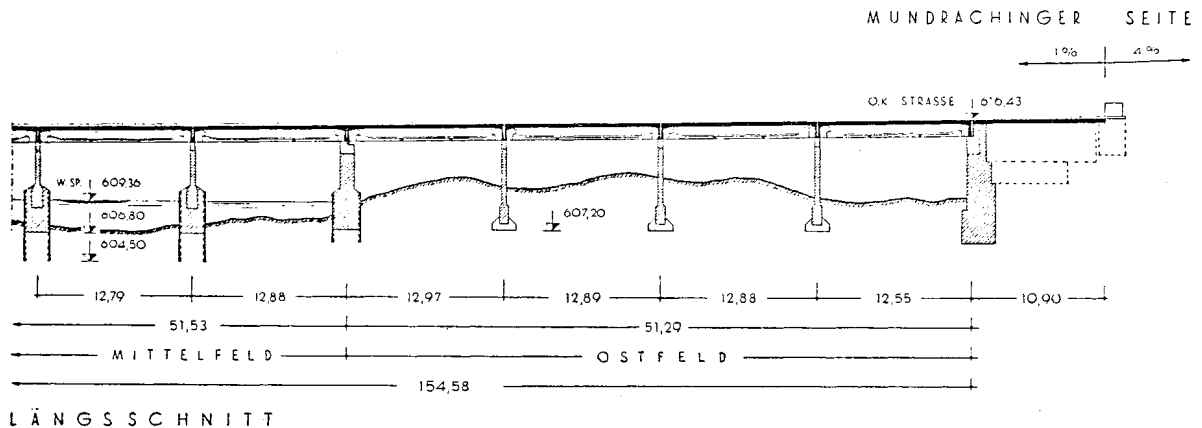


Abb. 1

Aus diesen Bedingungen ergab sich die Anordnung des Bauwerks mit zwölf Öffnungen von je rd. 13 m Stützweite (Abb. 1). Die vorhandenen Joche konnten ohne Mühe durch Ummantelung mit Beton den neuen Lasten angepaßt werden. Für den Überbau lag es nahe, die zwölf nahezu gleichen Überbauten als Fertigteile unter mehrfacher Verwendung der Schalung auszubilden.

Ein ebener Platz auf dem rechten Hochufer des Flusses wurde als Werkplatz für die Herstellung der Überbauten gewählt (Abb. 2). Sie bestehen aus je zwei Hauptträgern von rd. 13 m Stützweite und 1,3 m Höhe, die oben durch die Fahrbahnplatte, an den Enden durch Querscheiben verbunden sind. Die Schrammborde sind seitlich ausgekragt.

Die Fahrbahnplatte ist als quergespannte Platte mittels der Einflußflächen nach Olsen—Reintzhuber berechnet, wobei auch die Einspannung in den Hauptträgern berücksichtigt wurde. Die letzteren wurden zu diesem Zweck an ihrem unteren Rand durch je zwei Zugbänder verbunden und dadurch gegen Verdrehung gesichert.

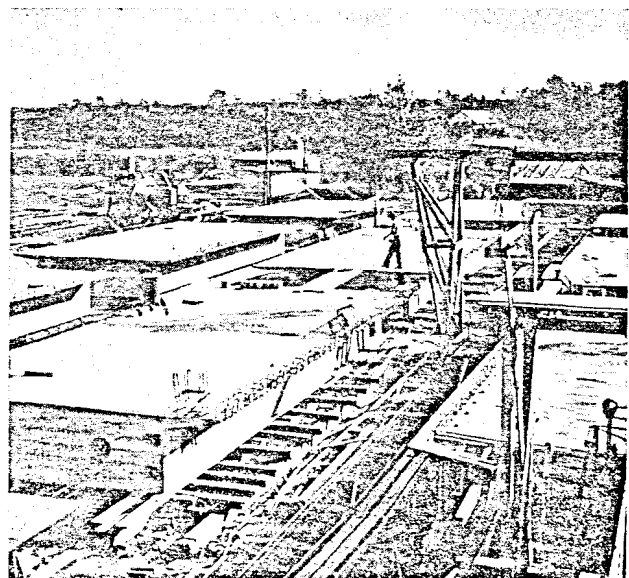


Abb. 2

Die Hauptträger selbst sind als vorge-spannte Träger nach dem Spannverfahren Monierbau ausgebildet unter Verwendung des „Sigma-stahles“ St 145/165 des Hüttenwerks Rheinhausen. Da dieser Stahl mit über 9000 kg/cm² beansprucht werden kann, ergab sich für die Hauptbewehrung nur rund 1/3 des Stahlbedarfes gegenüber Betonstahl II. Der Stahl wurde in Bündeln von je 24 Drähten in dünnwandigen Blechkästen verlegt, an einem Ende fächerförmig gespreizt und im Bauwerksbeton unmittelbar einbetoniert

(Abb. 3), am anderen mit Zementmörtel in einem Stahlkonus vergossen.

Zunächst wurde dicht oberhalb der alten Brücke eine Behelfsbrücke errichtet, die gleichzeitig dem Baubetrieb und dem örtlichen Verkehr diente, worauf der alte Holzüberbau abgebrochen werden konnte. Die bestehenden Stahljoche wurden mit Beton ummantelt und ihre Gründung zum Teil ausgebessert und verstärkt. Inzwischen waren auf dem Werkplatz vier Schalungen für die Überbauten aufgestellt und eine zentrale Betonierungsanlage mit getrennter Zugabe der Zuschlagstoffe errichtet.

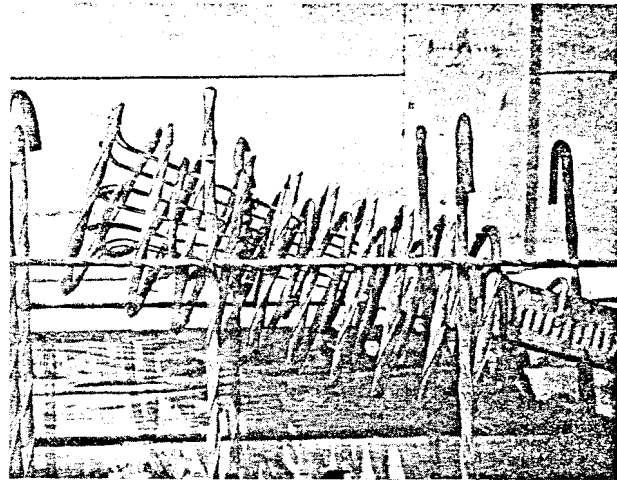


Abb. 3

Nachdem die Bewehrung eingebracht war (Abb. 4), wurden die ersten vier Teile betoniert. Dazu wurde der Beton von der Mischanlage in Kübeln mit Siloverschluß auf Plattwagen verfahren, die Kübel von einem die Schalung bestreichenden Portalkran mit Elektrolaufkatze gefaßt und in die Schalung entleert. Mit Innenrüttlern und Außenrüttlern wurde der Beton verdichtet. Die vorgeschriebene Betonfestigkeit von 450 kg/cm^2 wurde ohne Schwierigkeit erreicht. Schon nach wenigen Tagen konnten die Schalungen abgenommen und für die weitere Verwendung bereitgestellt werden.

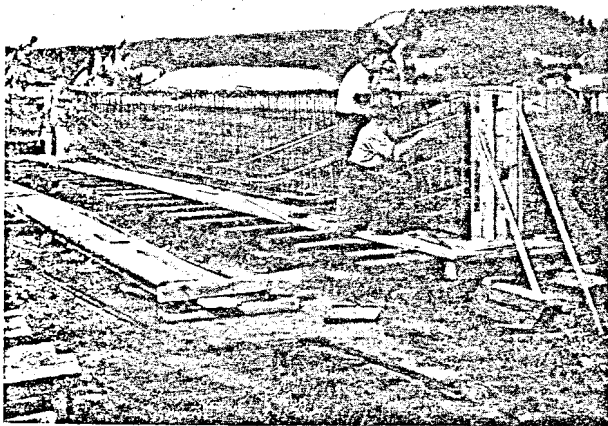


Abb. 4

Während so die Herstellung der Überbauten laufend weiterging, konnten nach genügender Erhärtung des Betons die ersten Überbauten vorgespannt werden. Auf Grund der statischen Berechnung wurden genaue Tabellen für jedes einzelne Bewehrungsbündel aufgestellt, von denen für jede Laststufe und den Endzustand die einzutragende Kraft und die entsprechende Stahldehnung aufgezeichnet war. Die Vorspannung erfolgte mittels handlicher hydraulischer Pressen, deren Meßvorrichtungen sowohl die Kraft wie den Zugweg erkennen ließen. Nachdem jeweils zwei symmetrisch gelegene Bündel gleichzeitig vorgespannt waren, wurden die Spannkonusse durch Stellringe gegen die Ankerplatten festgelegt und die Presse zum

nächsten Bündel umgesetzt. So konnte jeder Überbau in wenigen Stunden die erforderliche Vorspannung erhalten. Die gemessenen Kräfte und Wege entsprachen durchaus den berechneten. Auch die Spannungsmessungen, die Herr Reichsbahnrat Bührer an einem der Überbauten vornahm, zeigten sehr gute Übereinstimmung mit der statischen Berechnung. Der Reibungsverlust in den Abbiegestellen der Bündel ergab sich zu nur etwa 2 %.

Unmittelbar nach dem Vorspannen wurde jedes einzelne Bündel an einen Zementinjektor angeschlossen und mittels Preßluft mit dünnflüssigem Zementmörtel ausgepreßt. Bereits nach wenigen Sekunden konnte am entgegengesetzten Ende das Austreten des Mörtels durch die Entlüftungsöffnung beobachtet werden.

Nunmehr waren die Teile fertig zum Einschieben. Vom Werkplatz zum Bauwerk wurde eine Gleitbahn aus vier schweren Feldbahnschienen gelegt und die erste Öffnung des Bauwerks mit

zwei Stahlträgern überbrückt. Der erste Überbau wurde mit hydraulischen Pressen angehoben und auf Schlitten aus kurzen Larssenbohlen gesetzt, die mit Öl und Graphit geschmiert waren. Eine schwere Handzugwinde wurde angesetzt und brachte das immerhin rund 60 t schwere Stück bald an seinen Platz. Hier wurde es auf zwei Holzböcke abgesetzt, in die vier kleine hydraulische Pressen eingebaut waren. Die Stahlträger wurden in die nächste Öffnung vorgezogen und dann der erste Überbau mittels der Pressen in seine endgültige Lage abgesenkt. So wurde jeder Überbau über die bereits verlegten hinweg an seinen Platz eingefahren und dort abgelassen (Abb. 5). Innerhalb sechs Wochen war der gesamte Einschiebevorgang ohne Unfall beendet.

Anschließend wurden die äußeren Schrammbordköpfe auf die ganze Brückenlänge eingeschalt und betoniert, um eine sauber durchlaufende Flucht zu erhalten. Es folgten noch die Restarbeiten, wie Abdeckung der Fugen, Anbringen der Entwässerungen, Geländer und Kantenschutzseisen, Verlegen der Kabelrohre und Aufbringen der Isolierung mit Schutzbeton und Asphaltbelag. Am 16. Dezember 1951 konnte die Brücke feierlich dem Verkehr übergeben werden.

Das Spannverfahren Monierbau hat sich bei dieser ersten größeren Ausführung voll bewährt. Wie die Messungen bewiesen, ist es gelungen, den rechnerisch erforderlichen Spannungszustand einwandfrei herzustellen. Grundbedingung dafür war allerdings eine bis in die kleinsten Einzelheiten gehende Sorgfalt der Ausführung, die noch weit über das auch sonst übliche Maß hinausgehen muß. Neben dauernder Überwachung durch sachverständige Kräfte hat es sich als zweckmäßig erwiesen, einen eigenen „Vorspanntrupp“ aus besonders zuverlässigen Leuten aufzustellen. Für seine Schulung bot gerade das vorliegende Objekt mit der oftmaligen Wiederholung der gleichen Arbeitsvorgänge eine ideale Gelegenheit.

Mit Rücksicht auf diesen Nebenzweck war die Konstruktion des Bauwerks bewußt so einfach wie möglich gehalten. Die dabei gesammelten Erfahrungen werden auch größten und anspruchsvollsten Bauwerken zugute kommen.

München

Dr.-Ing. Otto Veit

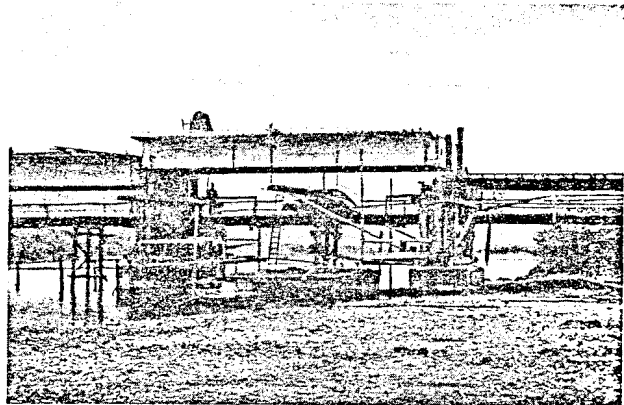
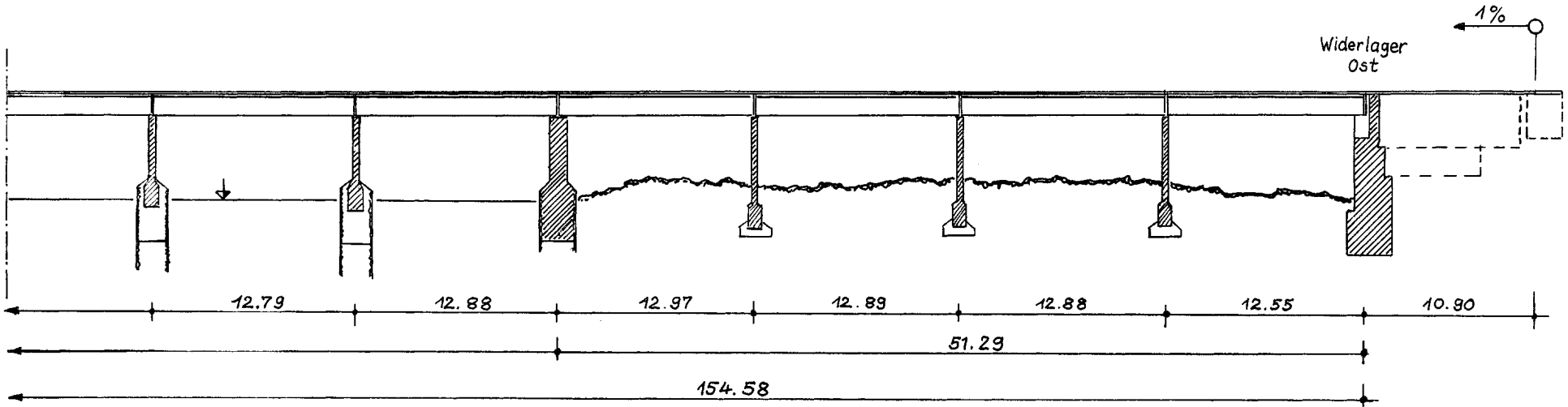


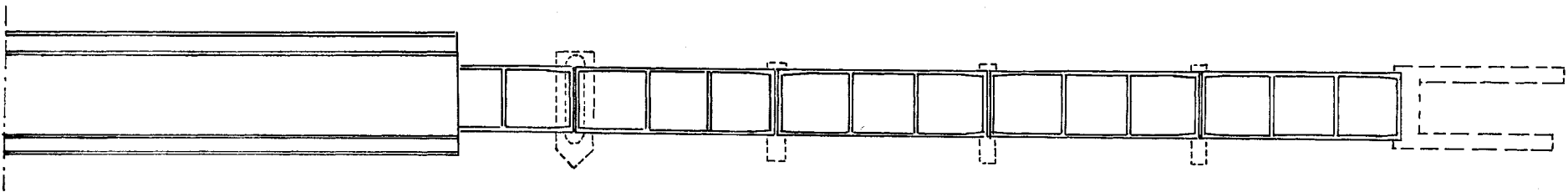
Abb. 5

Tabelle 1: Statische Zugversuche an unkorrodierten Spanndrähten Sigma oval 20

Bezeichnung	Querschnitt mm ²	Streckgrenze		Bruch- last P _u kN	Zugfe- stigkeit R _m N/mm ²	Bruch- dehnung A ₁₀ %	Gleichmaß- dehnung A _G %	Rechner E-Modul N/mm ²
		P _s kN	R _{p0,02} N/mm ²					
Drähte Lechbrücke, unkorrodiert	20,14	30,5	1515	33,3	16,54	6,6	3,8	209 · 10 ³
Material nach Zulassung	20		1420		1570	5	keine Angaben	205 · 10 ³
Vergleichs- material [4], unkorrodiert	keine Angaben		1553		1646	6,4	2,35	keine Angaben

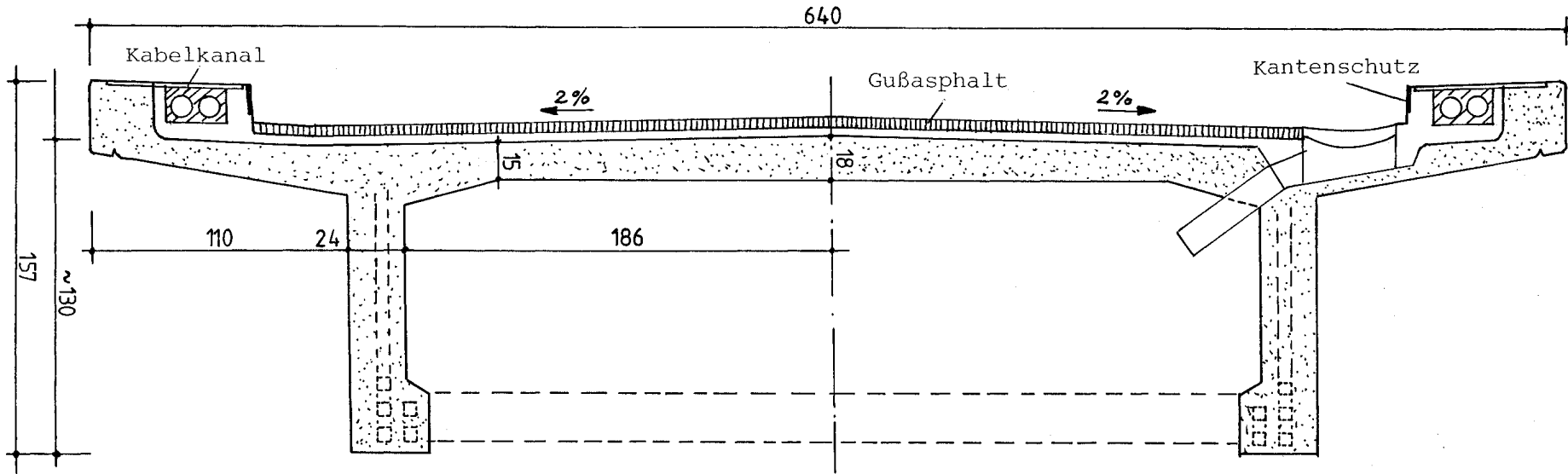


a) Längsschnitt

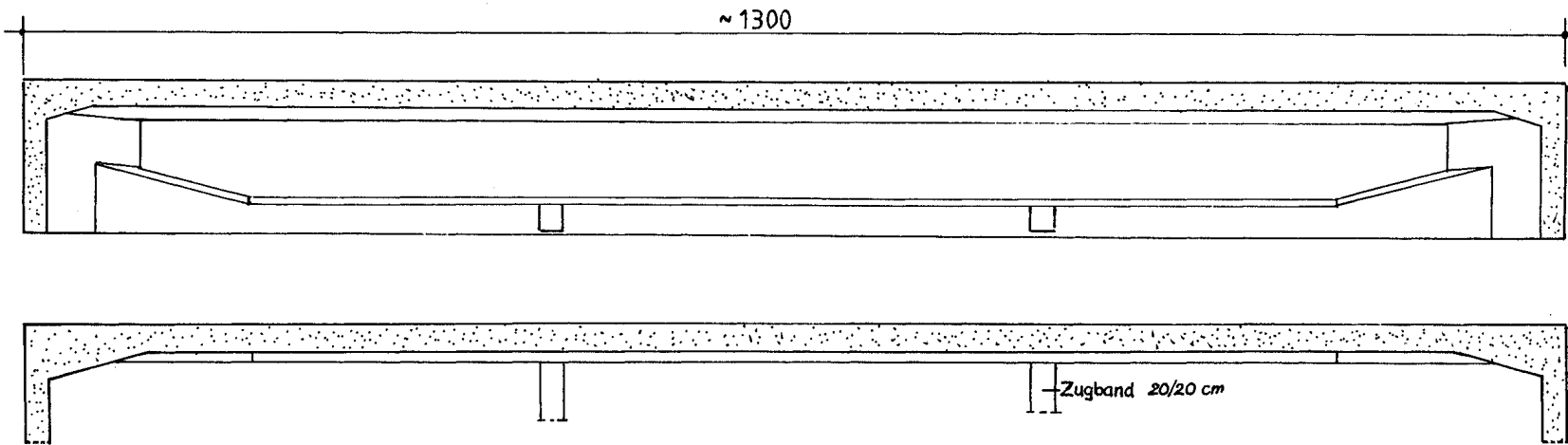


b) Draufsicht

Bild 1. Übersicht der 1951 errichteten Lechbrücke im Zuge der LL 6 zwischen Mundraching und Lechmühlen (Längsschnitt, Draufsicht)



Querschnitt



Längsschnitt, Draufsicht

Bild 2. Konstruktionselemente der Fertigteile in Querschnitt, Längsschnitt und Draufsicht

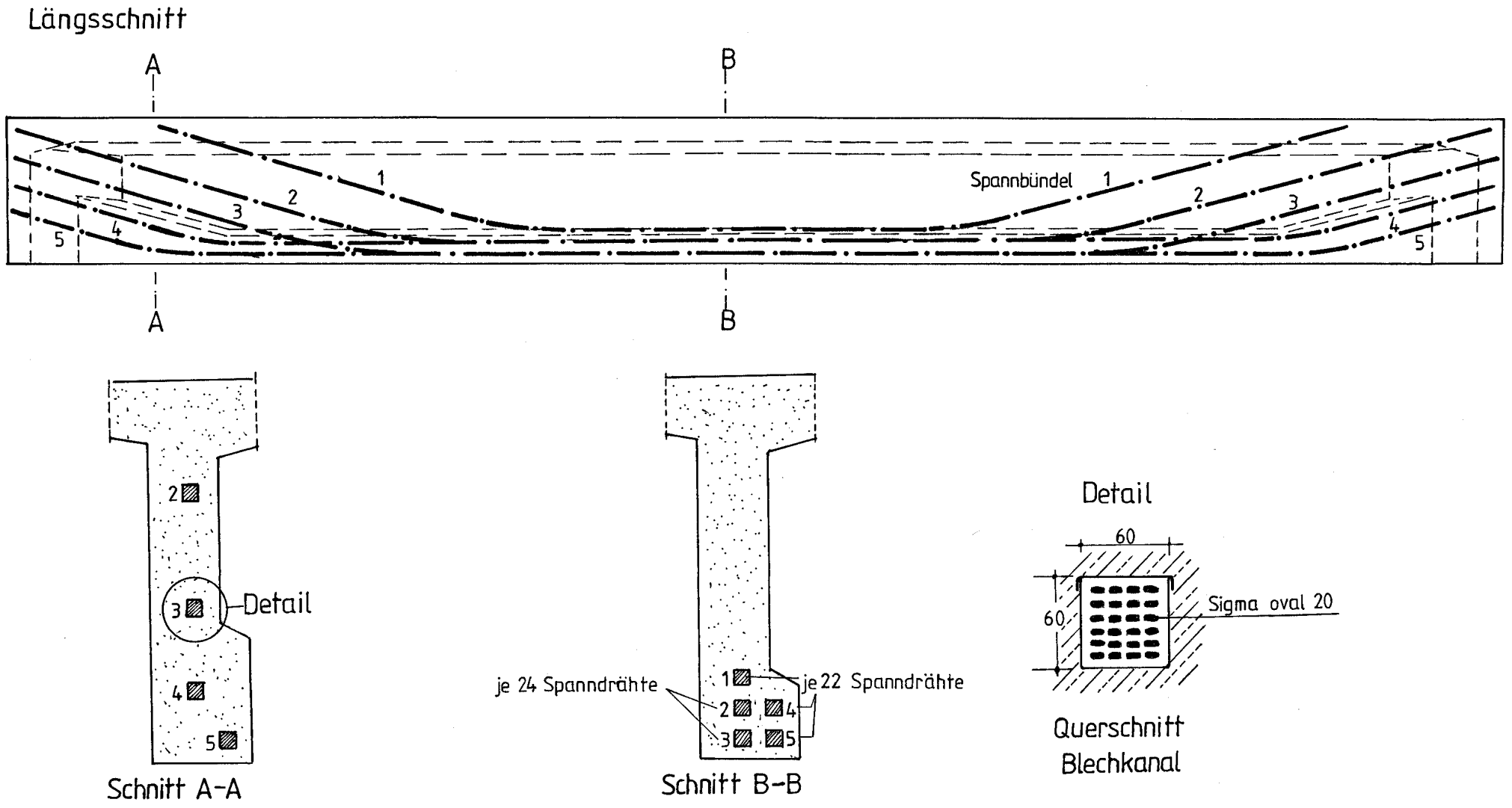


Bild 3. Spannbewehrung eines Brückenträgers im Längs- und Querschnitt



Bild 4. Gesamtansicht der Brücke gegen das östliche Widerlager



Bild 5. Brückenansicht gegen das westliche Widerlager



Bild 6. Spuren von Wasserdurchtritt im Bereich der Stoßstelle zweier Fertigteile (Übergang Feld 10/11)



Bild 7. Riß im Asphaltbelag über der Stoßstelle der Felder 7/8



Bild 8. Oberstromseitige Brückenkappe in Feld 1 mit Rissen und schalenförmigen Betonabhebungen



Bild 9. Oberstromseitige Brückenkappe in Feld 4 mit Kantenabwitterung und freiliegender, korrodierter Kantenbewehrung



Bild 10. Zustand der Oberseite der Brückenkappen mit geschädigten bzw. gebrochenen Kabeldurchführungsfertigteilen (Felder 6 und 7)



a) Verpreßzustand des Spanngliedkastens Nr. 5
(Feld 9, Mitte, Oberstromseite)



b) Drähte des Spanngliedes Nr. 5 (Feld 9, Mitte,
Oberstromseite)

Bild 11. Freilegen eines Spanngliedes im Bauwerk

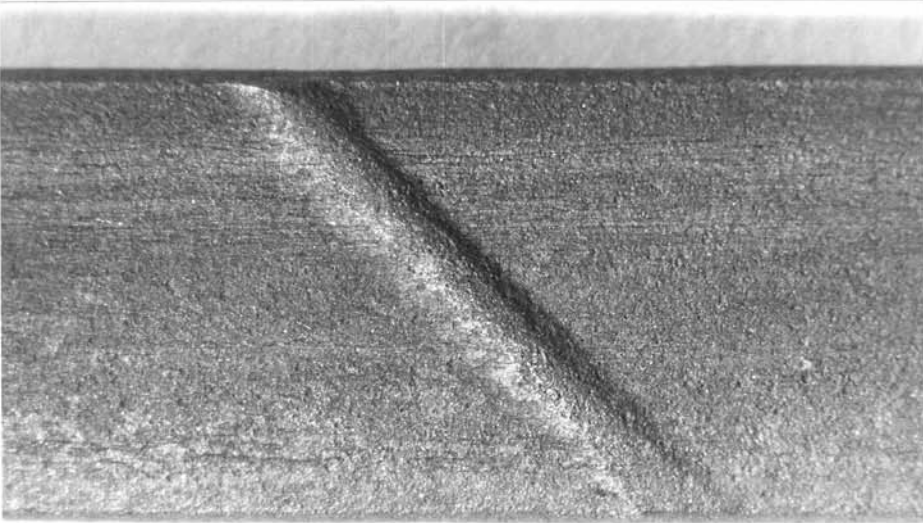


Bild 12. Kammartige Abstandhalter zur Sicherung der Lage der Spanndrähte im Blechkanal



Bild 13. Spannstahloberflächen im Originalzustand

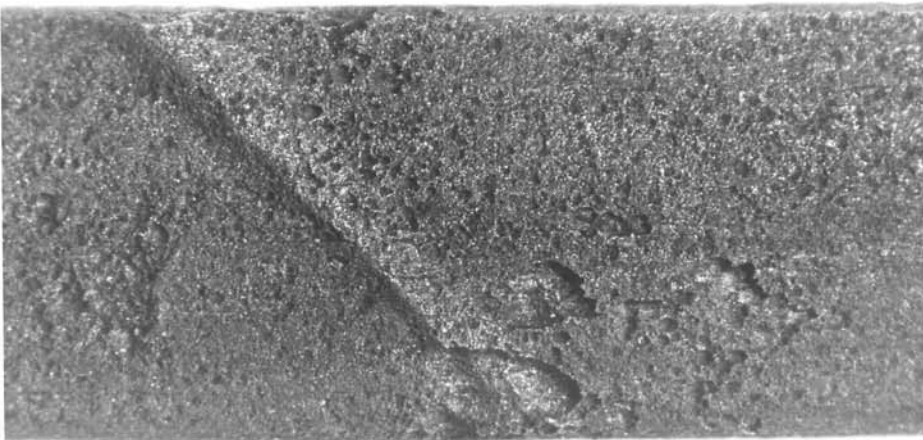
- 1 Oberfläche ohne Korrosionseffekte
- 2 Oberfläche mit punktförmigen Korrosionseffekten
- 3 Punktförmige Korrosion und Kontaktkorrosion mit minimalem Abtrag an der Stelle mit Abstandhaltern
- 4 Kontaktkorrosion mit lochfraßartigem Angriff (NT ~ 250 μm) an der Stelle mit Abstandhaltern



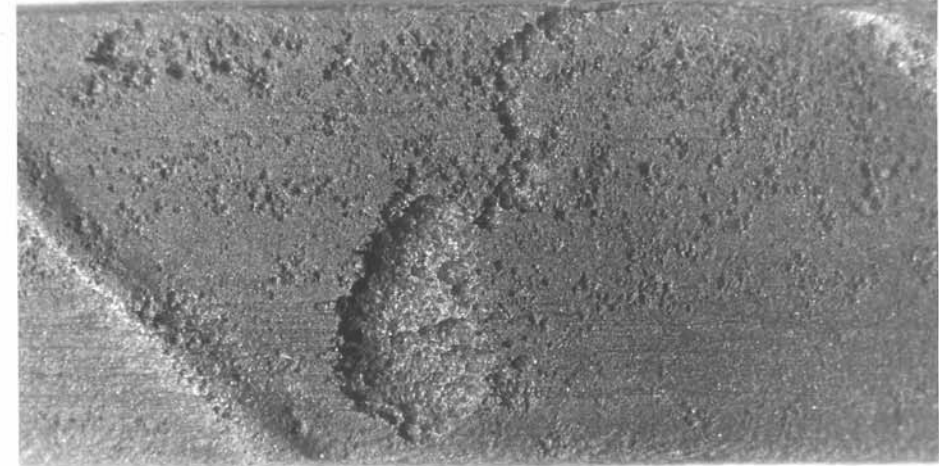
1 unkorrodierte Oberfläche



2 Oberfläche mit punktförmiger Korrosion



3 Narbenkorrosion im Kontaktbereich
mit Abstandshaltern



4 Narbenkorrosion im Kontaktbereich mit
Abstandshaltern

Bild 14. Spannstahlabschnitte im abgebeizten Zustand

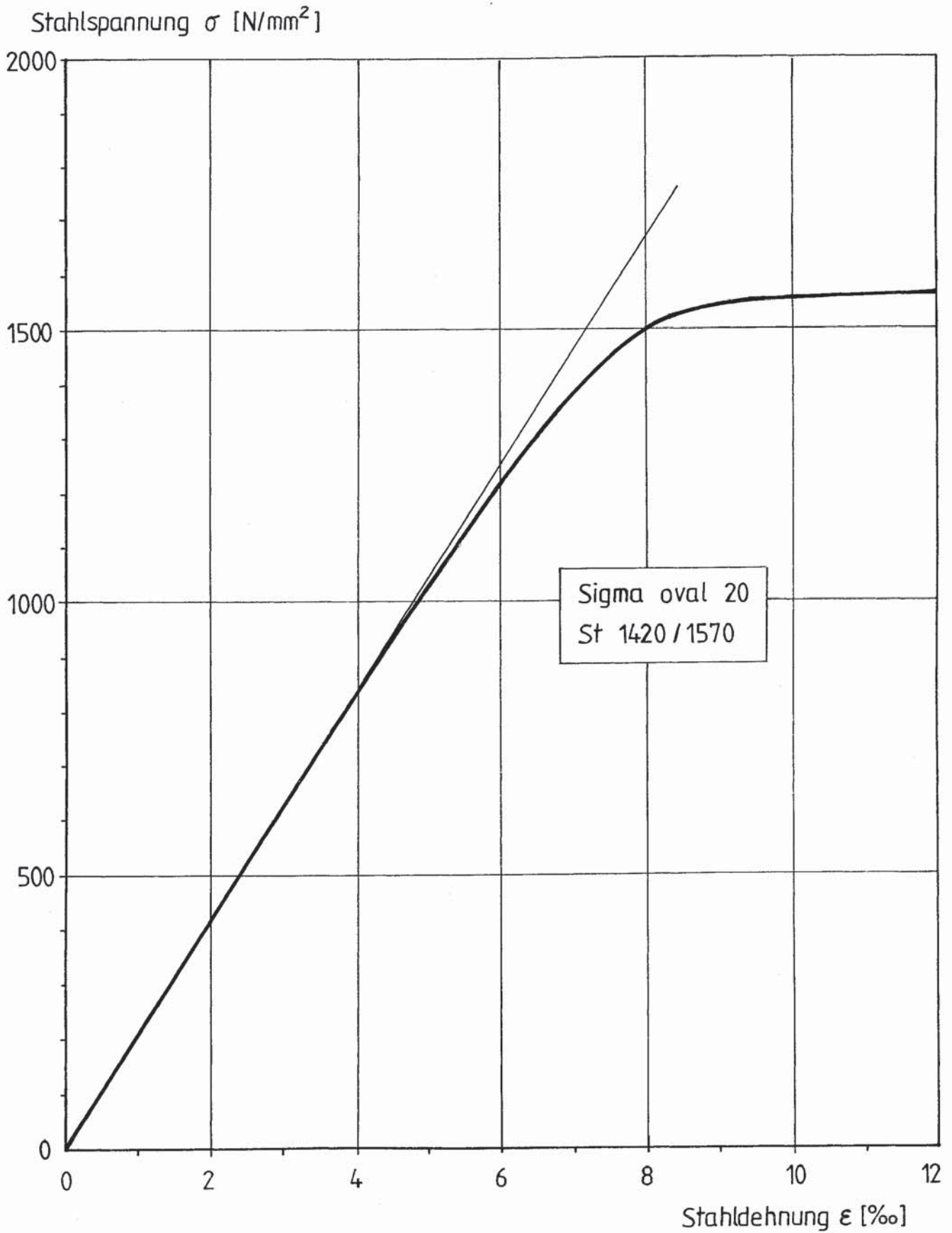


Bild 15. Arbeitslinie des Spanndrahtes der Lechbrücke im unkorrodierten Zustand

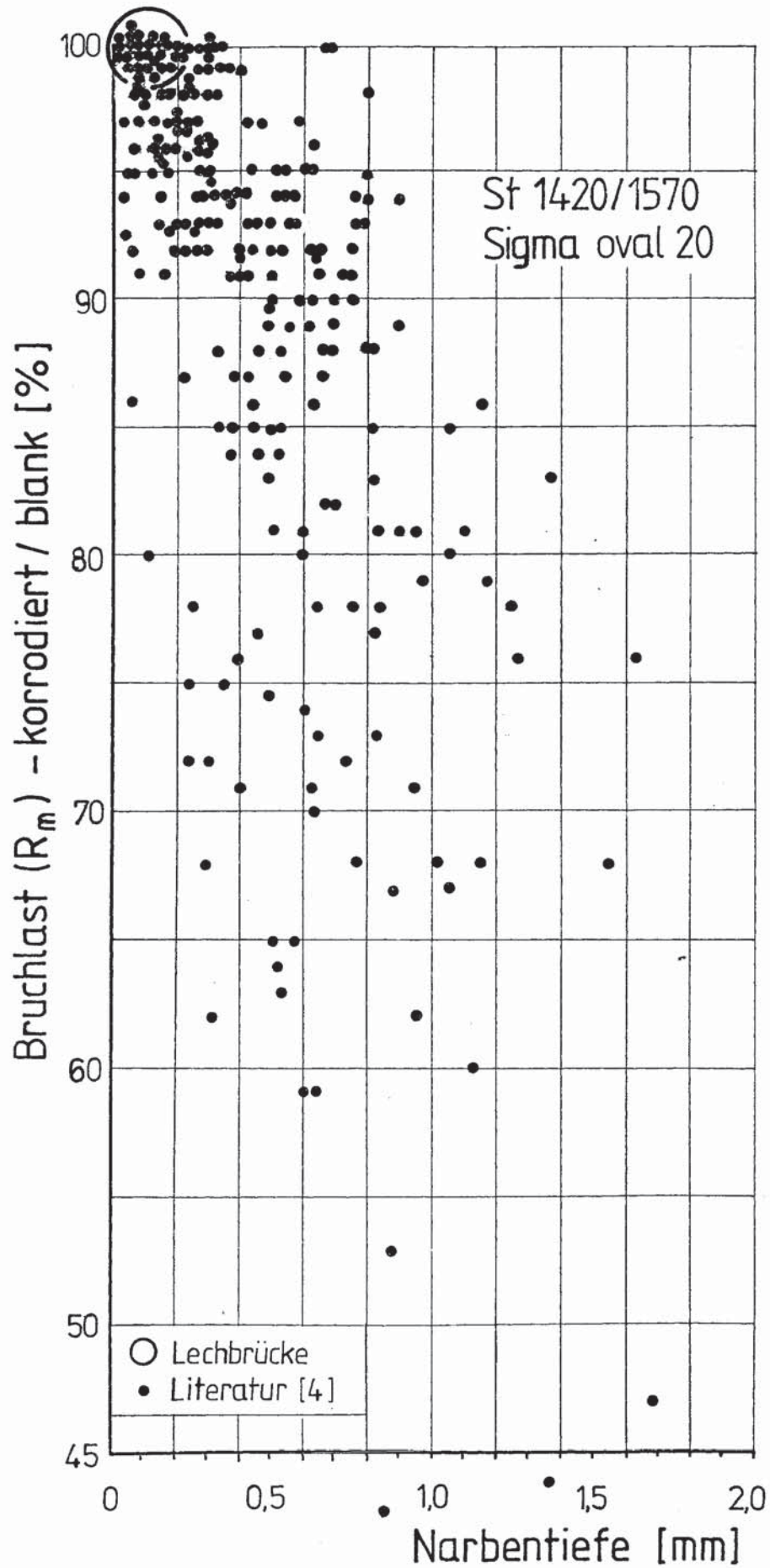


Bild 16. Einfluß der Korrosionseffekte auf die Bruchlast R_m (Vergleich der Spanndrähte der Lechbrücke mit Ergebnissen der Literatur)

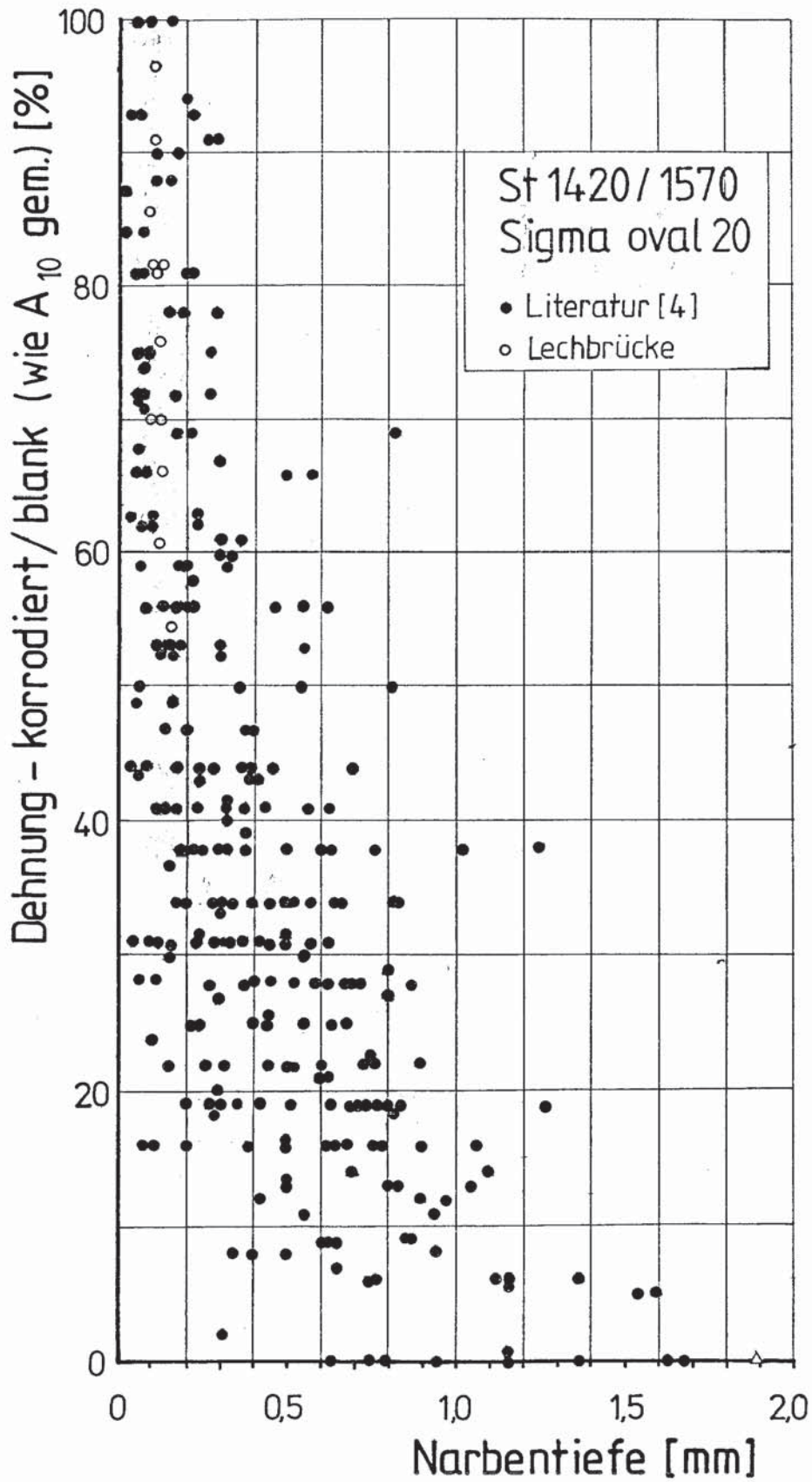


Bild 17. Einfluß der Korrosionseffekte auf die Bruchdehnung A₁₀ (Vergleich der Spanndrähte der Lechbrücke mit Ergebnissen der Literatur)

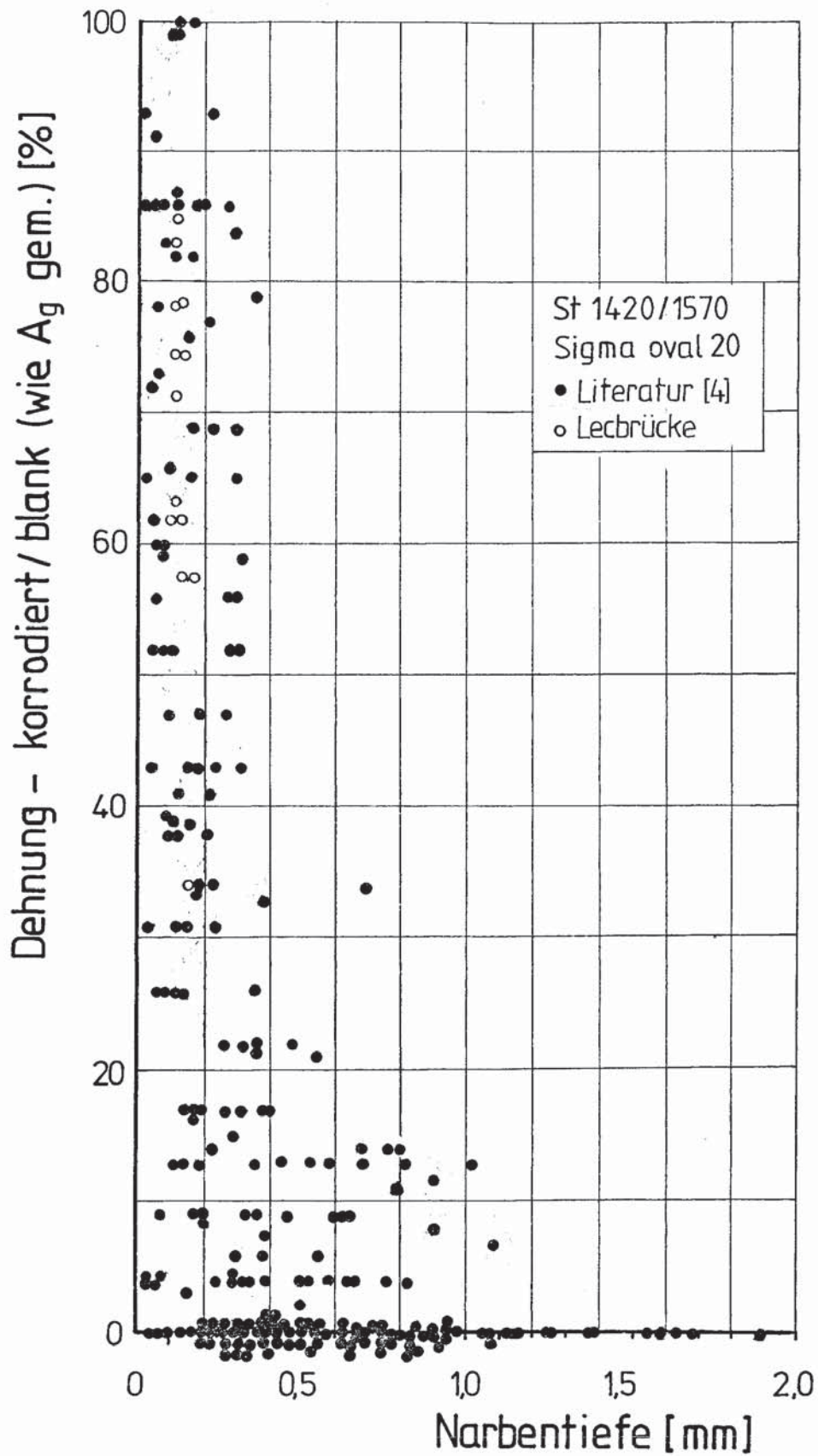


Bild 18. Einfluß der Korrosionseffekte auf die Gleichmaßdehnung A_G (Vergleich der Spanndrähte der Lechbrücke mit Ergebnissen der Literatur)

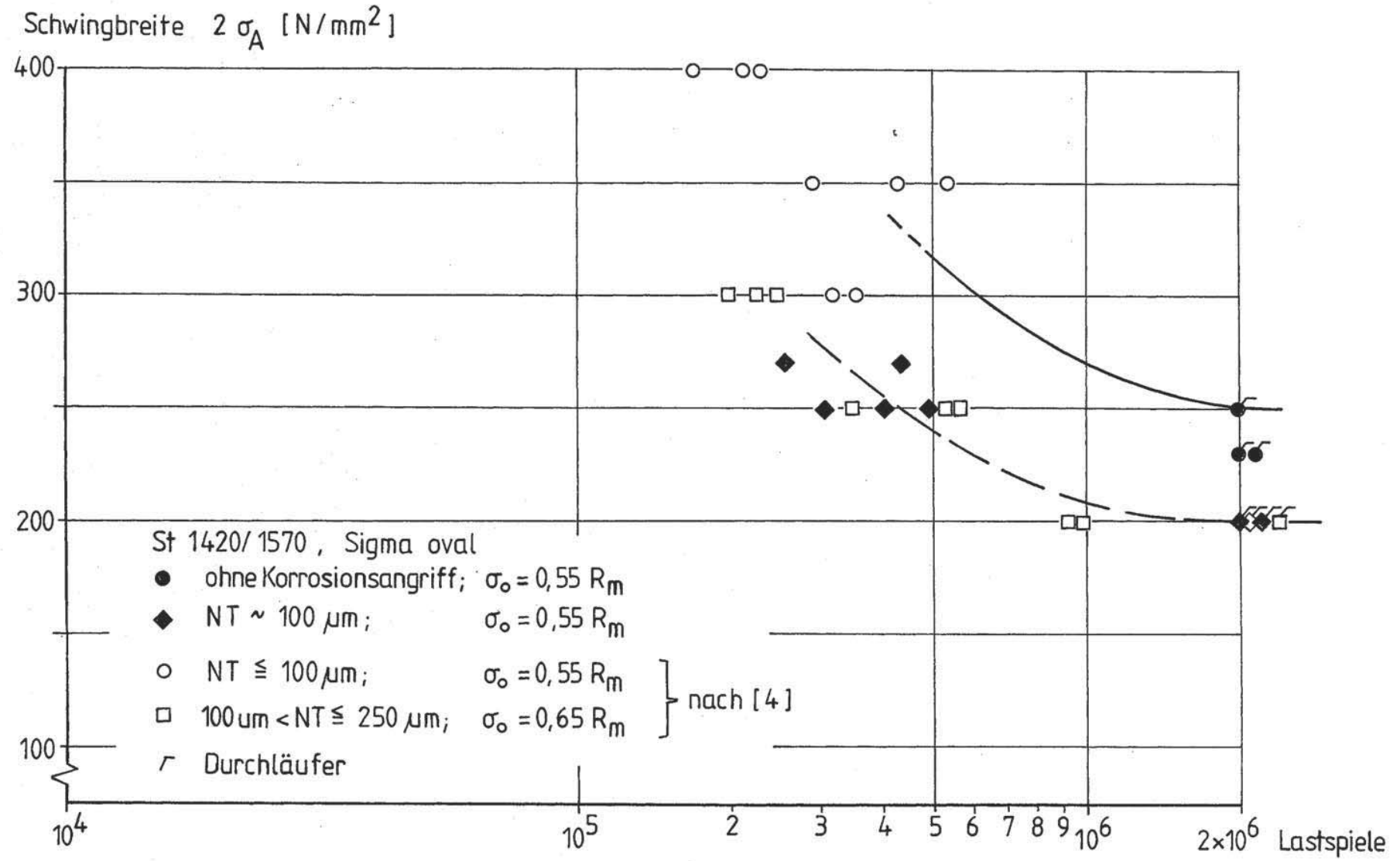


Bild 19. Dauerschwingversuche an korrodierten und unkorrodierten Drähten; Vergleich der Spanndrähte der Lechbrücke mit Ergebnissen der Literatur)