

Sanierung des Freusburger Tunnels

Dr. Raymund M. Spang

Einleitung: Der 127 m lange, zweigleisige, elektrifizierte Freusburger Tunnel liegt an der Nebenfernstrecke der DB AG von Siegen-Weidenau nach Betzdorf, ca. 7 km südwestlich von Siegen. Die Streckenbelastung liegt bei 54 Regelzügen pro Tag und Richtung, die Fahrgeschwindigkeit beträgt 100 km/h. Das Tunnelprofil ist hufeisenförmig mit ebener Sohle. Der Radius der Kalotte beträgt ca. 3,9 m, die Profilfläche liegt bei 52 m².

Baugeschichte: Der Tunnel wurde 1858 bis 1861 in der Kernbauweise (J. SPANG, 1962, 144) mit vorausseilendem Firststollen aufgeföhren. Die Kalotte wurde aus Ziegelmauerwerk, die Widerlager wurden aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Die Portale bestehen aus Bruchstein-Sichtmauerwerk mit dahinterliegendem Bruchsteinmauerwerk. Ziegel- und Bruchsteine sind mit Kalk-Zementmörtel gebunden.

Zwischen 1907 und 1914 erfolgte eine erste umfassende Instandsetzung. Ursache war eine flächenhafte Durchnässung des Mauerwerks aufgrund starker Schicht- und Kluftwasserzutritte. Die Instandsetzung begann 1907 am östlichen Tunnelanfang mit einer Überfirstung und einer anschließenden Abdichtung des Kalottenrückens auf einer Tiefe von 22 m bis in Höhe der Kämpfer. In entsprechender Länge wurden beidseitig in Höhe der Kämpfer Horizontaldränagen eingebaut, die durch vertikale Schlitze im Mauerwerk in die Sohldränage abgeschlagen wurden. Die Abdichtung des Tunnelrückens erfolgte mit doppelagiger Filzasphaltpappe.

1912 bis 1914 wurde auf der restlichen inneren Gewölbefläche durch die Firma Wolfholz, Elberfeld, ein Zementverputz als Abdichtung aufgebracht. Nach J. SPANG (1970) hatte die genannte Firma bereits seit 1902 nach einem eigenen, patentierten Verfahren Zementputze mit einer Mörtelspritzmaschine auf die Laibung von Eisenbahntunneln aufgetragen. Nach der Ebenheit der Flächen wurden diese anschließend von Hand abgerieben.

Eine grundlegende Sanierung des Bruchsteinmauerwerks unterblieb, es wurde jedoch in 10-Jahresabständen geflickt bzw. insbesondere immer wieder nachverfugt. Erst 1979 - im

Zuge der Elektrifizierung - wurden 2 Abschnitte der Kalotte erneut grundlegend saniert - mittels 6 cm konstruktiv bewehrtem Spritzbeton.

Bei den Tunnelprüfungen wurden seit 1959 über die gesamte Tunnellänge zunehmende Schäden festgestellt. Diese bestanden in einer flächigen Durchnässung, wie sie bereits 1910 berichtet wurde, im Abplatzen der Kalk-Zement-Putze, in der Verwitterung des Mörtels im Widerlagermauerwerk, im bereichsweisen Abplatzen des Widerlagermauerwerks und in Rissen der Tunnelschale in Portalnähe. Die Geoplan Dr. Spang GmbH wurde deshalb 1991 mit einer Untersuchung sowie in der Folge mit der Planung und Fachbauleitung von umfangreichen Instandsetzungsmaßnahmen beauftragt.

Untersuchungen: Zunächst erfolgte eine detaillierte Auswertung des bis 1907 zurückreichenden Tunnelbuchs und umfangreicher Beiakten. In Ergänzung der seitens der DB durchgeführten Regeluntersuchungen des Tunnels vom Tunneluntersuchungswagen aus erfolgte eine Kartierung der visuell und sensorisch feststellbaren Schäden. Im Anschluß wurden 35 Kernbohrungen ausgeführt.

Die Kerne wurden fotografisch dokumentiert, ansonsten analog DIN 4023 geotechnisch aufgenommen. Ein Teil der Bohrkern wurde mittels Punktlastversuchen überprüft, ein weiterer Teil im Labor im Hinblick auf Rohdichte und einaxiale Druckfestigkeit untersucht. Dabei wurden Ziegel, Mörtel, Spritzbeton und Bruchsteine teils für sich, teils im Verbund geprüft. Die Kartierung der Schäden erbrachte in Verbindung mit der Kernaufnahme und den Laborversuchen folgenden Befund.

Spritzbetonflächen von 1979 in der Kalotte: Hier wurden lediglich einzelne radiale Haarrisse mit schwacher Versinterung angetroffen. Die Spritzbetonstärke schwankte zwischen 2,5 und 25 cm, im Mittel lag sie bei 4,4 cm. Der Verbund zwischen Spritzbeton und Ziegelmauerwerk war gut. Die Betonfestigkeit lag im Mittel bei 64 N/mm^2 . Die Flächen waren weitgehend trocken.

Zementputze von 1912 bis 1914 in der Kalotte: Die betreffenden Flächen waren flächenhaft kleinstückig gerissen; die Risse folgten meist den Stoß- und Lagerfugen des Ziegelmauerwerks. Es lagen flächige Ablösungen der Zementputze vom Ziegelmauerwerk

bis in den Quadratmeterbereich vor. Darüber hinaus wurden flächig Hohllagen im noch verbliebenen Putz festgestellt. Die mit Zementverputz versehenen Laibungsflächen waren flächig durchnässt, der untere, ca. 0,9 m über die Kämpfer heruntergezogene Putzrand lag auf voller Länge hohl. Die Dicke der Putze schwankte zwischen 2,5 und 4 cm, im Mittel lag sie bei ca. 3 cm.

Ziegelausmauerung in der Kalotte: Das Kalottengewölbe bestand aus Felsbrandziegeln mit sehr ungleichem Brenngrad. Es wurden schwach gebrannte, absandende Stücke ebenso wie stark gebrannte, glasharte Stücke angetroffen. Die Rohdichte schwankte zwischen 1,55 und 1,89 g/cm³; die einaxiale Druckfestigkeit zwischen 6,4 und 124,3 N/mm². Nach statistischer Behandlung der Proben ergab sich ein Mittelwert von 34 N/mm² bei einem Mindestwert von 28 N/mm².

Das Mauerwerk bestand aus zwei im Verband gemauerten Ringen mit 1½ Ziegelsteinen in guter handwerklicher Qualität. Im Labor erbrachte das Mauerwerk im Verbund Druckfestigkeiten zwischen 11,5 und 20,6 N/mm², woraus sich ein Mittelwert von 12,8 N/mm² und ein Mindestwert von 11,5 N/mm² ergaben. Über große Flächen war das Ziegelmauerwerk durchnässt.

Die Mörtelproben zeigten einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 2,4 und 12,6 N/mm² bei Mittelwerten von 8,4 N/mm² und einem Mindestwert von 6,9 N/mm².

Widerlagermauerwerk: Das Widerlager bestand aus einem 0,8 bis 1,0 m dicken Bruchsteinmauerwerk aus Grauwacke bzw. Feinsandstein mit Steinabmessungen in der Ansichtsfläche bis 0,35 x 0,28 m. Die Verfugung bestand aus Kalk-Zementmörtel mit Fugenbreiten im Normalfall von 1 - 1,5 cm. Nach außen lag ein bis 0,3 m dickes regelmäßiges Sichtmauerwerk mit einer ungleichmäßigen Hintermauerung mit vielen Fugenteilen und Hohlräumen vor. Das Widerlagermauerwerk war flächig durchnässt. Der Fugenmörtel war teilweise ausgebrochen, weitgehend mürbe und teilweise ohne Bindung. Stellenweise wurden bis 3 m² große hohl klingende Abschälungen angetroffen, die bis 0,3 m Tiefe reichten. Entsprechend ergaben sich lokal auch Ausbeulungen. Örtlich waren Steine herausgefallen oder verkippt.

Packlage: In nahezu allen Bohrungen wurde eine Packlage zwischen Ausmauerung und Gebirge angetroffen. Die Dicke schwankte zwischen 0 und 1,0 m mit einer mittleren Stär-

ke von ca. 0,3 m. Die größte Dicke trat naturgemäß in der Firste auf. Teilweise war die Abgrenzung zwischen anstehendem Gebirge und Packlage schwierig, da die Packlage aus dem Tunnelausbruchmaterial bestand. Größere Aufbrüche wurden nicht festgestellt. Teilweise war das Widerlager direkt an den Ausbruchrand gemauert. Das Material der Packlage war stückig, hart, und ohne bindige Anteile.

Bewertung des Zustandes: Die flächige, wegen der fehlenden Abdichtung bereits seit der Herstellung des Tunnels vorhandene Wasserdurchlässigkeit der Ausmauerung beeinträchtigt direkt die Gebrauchsfähigkeit des Tunnels, langfristig auch die Tragfähigkeit des Tragwerks. Aus betrieblicher Sicht besteht die Minderung der Gebrauchsfähigkeit insbesondere in der Tropfwasserbildung im Bügelbereich der Triebfahrzeuge sowie in der Einschränkung des Lichtraumprofils durch Eisbildung. Aufgrund des schadhaften Mauerwerks und der flächigen Durchnässung war der Tunnel in die Schadgruppe 3 nach DS 853, Abs. 107, einzustufen.

Ursachen der Schäden: Aufgrund der Schadenskartierung ergaben sich keine Hinweise auf eine Überlastung der Ausmauerung. Primäre Ursache der Schäden war am Beginn der Kausalkette die flächenhafte Durchnässung des Mauerwerks, die auf die dränierende Wirkung des Tunnels auf das Schicht- und Kluftwasser zurückzuführen war. Wegen der über den größten Teil der Tunnellänge fehlenden Abdichtung konnte das Sickerwasser in das Mauerwerk eindringen und wegen der fehlenden Kalksättigung das Bindemittel aus dem Mörtel herauslösen. Das Eindringen wurde durch die große Porosität des Mörtels erleichtert. Das durch das Mauerwerk dringende Sickerwasser tropfte vor Aufbringen der Zementputze über die Laibung ab. Nach Aufbringen der Putze staute es sich hinter den Putzaufträgen und floß seitlich in Richtung Widerlager. Dort trat es in Unterkante der Zementputze linienhaft und konzentriert aus und sorgte für eine weitgehend ganzjährige flächenhafte Durchnässung des Widerlagermauerwerks. Auch hier kam es deshalb zur Korrosion des Bindemittels. In Oberflächennähe rieselte der entstehende lose Sand insbesondere aus den Stoßfugen, in geringer Tiefe auch aus den Lagerfugen heraus. Die Reichweite wurde durch die dynamischen Einflüsse aus dem Betrieb entsprechend vergrößert. Im Gefolge kam es zum typischen Bild loser, teilweise auch abgesackter Steine des Sichtmauerwerks.

Erfahrungsgemäß gehört die Mörtelentfestigung durch Frost, aggressive Sickerwässer, ggf. auch Rauchgase bzw. die sich mit Wasser daraus bildende schwefelige Säure, zu den in vielen alten Eisenbahntunneln verbreiteten Schäden.

Im Ergebnis einer Standsicherheitsberechnung zeigte sich, daß das vorliegende gemauerte Hufeisengewölbe als äußere Belastung außer seinem Eigengewicht eine vertikale Auflast von umgerechnet 5 m Gebirge bzw. einen radialen Gebirgsdruck von etwa 5 m Gebirgsauflast erträgt. Dabei sind die Sicherheiten gegen Versagen gemäß DIN 1053, Teil 2, eingehalten. Mit Bezug auf den weitgehend freistehenden Firststollen am Tunnelanfang ließ sich daraus eine ausreichende Standsicherheit entnehmen bzw. konnte geschlossen werden, daß das Gebirge generell standfest und der Tunnelausbau nicht durch echten Gebirgsdruck belastet ist (siehe auch EzVTU3, DS 853).

Risiken: Auch wenn die statische Berechnung eine ausreichende Standsicherheit für den aktuellen Zustand ergab, so blieben Risiken für den Eisenbahnbetrieb aus dem herabfallenden Putz, aus der progressiven Schwächung des tragenden Querschnitts durch Frost und Sickerwasser und aus der Eisbildung. Auf jeden Fall mußten die losen Putze abgeschlagen werden. Mit Bezug auf die Bedeutung der Strecke war eine grundlegende Instandsetzung zwingend.

Randbedingungen der Sanierung: Nach J. SPANG (1976) mußte das erste Ziel der Instandsetzung die Schaffung eines möglichst weitgehend abgedichteten Tunnels sein. Handfeuchte Laibungsflächen und gelegentliche schwache Wasseraustritte aus Fugen sind dabei zulässig, allerdings kein Tropfwasser. Wegen der Bedeutung der Strecke kam eine "eingleisige Lösung", wie sie von GUNZELMANN (1986) für den Brandbühl-Tunnel beschrieben wird, nicht in Frage. Die Sanierung mußte unter Betrieb durchgeführt werden. Gleiswechselbetrieb war möglich. Größere zusammenhängende Sperrpausen standen nur nachts mit 9 bis 10 Stunden zur Verfügung. Ebenso konnte nachts für 3,5 Stunden eine Sperrpause für beide Gleise genutzt werden. Aufgrund der kurzen Länge des Tunnels konnte das Betriebsgleis auf Schwungfahrbetrieb umgestellt werden. Um Bügelschäden zu vermeiden, mußte eine stromlose Bügelführung installiert werden. Eine Langsamfahrstelle wurde nicht eingerichtet. Die Sicherung erfolgte mittels Sicherungsposten und einer automatischen Rottenwarnanlage. Für die Sanierung standen 7 Monate zwischen dem 1.4. und dem 31.10.1994 zur Verfügung.

Der Bauablauf ist in Bild 1 dargestellt. Auf eine aufwendige Vorabsicherung konnte nach dem Ergebnis der Standsicherheitsnachweise für die Bauzustände verzichtet werden, ein auf die Breite von Lagermatten abgestellter streifenweiser Teilabbruch des Gewölbes war möglich, erforderte aber, da er zunächst nur halbseitig erfolgen konnte, eine Zwischensicherung im Scheitelbereich.

Bauausführung: Die Arbeiten wurden im Ergebnis einer öffentlichen Ausschreibung an die Firma Sachtleben Bergbau GmbH und Co., Lennestadt, vergeben und von dieser mit eigenem Personal ausgeführt. Nachfolgende Darstellung des Bauablaufs beschränkt sich auf die Sanierung des Widerlagermauerwerks und der Kalotte. Über die Sanierung von Felsböschungen mittels Beräumung, Felsnägeln und Spritzbetonplomben ist bereits an anderer Stelle mehrfach berichtet worden (R. SPANG, 1995).

Sanierung des Widerlagermauerwerks: Zunächst wurde das gesamte Mauerwerk mittels Sandstrahl und Druckwasser gereinigt. Lose oder verkippte Steine wurden vor dem Reinigen mittels Holzkeilen gesichert. Lose Mauerwerksschalen wurden durch Abklopfen lokalisiert und abschnittsweise abgebrochen. Das abgebrochene Mauerwerk wurde anschließend durch bewehrten Spritzbeton ersetzt. Dieser wurde mit dem verbleibenden Mauerwerk verdübelt.

Das gereinigte Mauerwerk wurde mittels Spritzputz neu verfugt und mit Zementsuspension verpreßt. Lose Steine waren zuvor in Mörtel der Mörtelgruppe MG II neu versetzt worden. Nach dem Sandstrahlen übriggebliebene Mörtelreste in den Fugen wurden von Hand nachberäumt.

Das Verpressen erfolgte in annähernd horizontalen Bohrlöchern mit einem Durchmesser von 30 mm, die über 2/3 der Mauerwerkstiefe hergestellt wurden. Das Raster betrug im Mittel 0,6 x 0,6 m. Verpreßt wurde mit einem mittels eines hochoffenen Mischers (1.500 U/min) aufbereiteten Hochofenzements mit einem Wasser-/Zementwert von 0,45.

Die Bohrungen wurden am Schnittpunkt von Stoß- und Lagerfugen angesetzt. Da der Sandstein selbst aufgrund seiner fehlenden Durchlässigkeit nicht injizierbar ist, wird das Injektionsmaterial ausschließlich durch die Fugen aufgenommen, soweit es nicht in die Umgebung abwandert. Letzteres ist durch Begrenzung der Bohrtiefen, der Drücke, und

ggf. der Aufnahmemengen zu vermeiden. Das Einpressen erfolgte stufenweise, wobei die gleichzeitig beaufschlagten Bohrungen mindestens 10 m auseinander lagen. Eine solche Trennung ist zwar baubetrieblich nachteilig, aber zur Vermeidung schädlicher Injektionsdrücke notwendig. Um entsprechende Schäden ggf. frühzeitig zu erkennen, wurde das Mauerwerk beim Injizieren sorgfältig beobachtet. Auf die Beigabe von Sand wurde bei den insgesamt nicht sehr hohen Injektionsmengen verzichtet.

Das gewählte Raster lag innerhalb des von FELDWISCH u.a. (1985) vorgeschlagenen Rahmens von $0,7 \text{ m}^2$ - $0,4 \text{ m}^2$. Die Injektionsmengen wurden stufenweise begrenzt; der Injektionsdruck am Packer war auf 5 bar begrenzt. Bei großen Aufnahmen wurden Zwischenbohrungen gesetzt. Auf eine Kontrolle mit WD-Versuchen vor und nach den Injektionen sowie zwischen den Bohrungen wurde aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet; statt dessen wurden Kernbohrungen ausgeführt. Die nicht verpreßten äußeren Bohrlochbereiche wurden nach Abschluß der Injektionen vermörtelt.

Bei dem angewandten Raster ergibt sich eine mittlere Aufnahme von 117 kg/m^2 bei einer Bohrlochdichte von $2,8/\text{m}^2$. Die Injektionsmenge betrug damit deutlich weniger als bei FELDWISCH u.a. (1985) beschrieben, wobei dort im Mittel 323 kg/m^2 bzw. zwischen 170 und 463 kg/m^2 bei annähernd gleicher Tiefe der Bohrlöcher verpreßt wurden. Allerdings zeigt der dort beschriebene Rudersdorfer Tunnel infolge herstellungsbedingter Besonderheiten ein besonders hohlraumreiches Mauerwerk, wie sich aus R. SPANG (1995a) ergibt. Der Wasser-/Zementwert lag bei FELDWISCH (1985) u. a. mit $0,42$ etwas niedriger. Verpreßt wurde bis entweder die Mengengrenzung erreicht war, sich Austritte im Schotter oder in der Entwässerung, oder - im Normalfall, Austritte aus Nachbarbohrungen zeigten. Die Aufnahme betrug im Mittel $42 \text{ kg Zement/Bohrung}$ bzw. 157 kg/m^3 Mauerwerk. Die mittlere Verpreßrate betrug 84 kg/h bei einem maximalen Druck von 5 bar. Austritte im Schotter bzw. in der Entwässerung wurden nur gelegentlich beobachtet; sie wurden durch Verstopfen der Austrittstellen bzw. durch Spülen beseitigt. Die anschließend ausgeführten Kernbohrungen erbrachten einen guten Verpreßerfolg. Die Erfahrungen von FELDWISCH u. a. (1985) konnten voll bestätigt werden.

Sanierung des Gewölbes: Vorlaufend zum Ausbruch wurden im Abstand von $0,3 \text{ m}$ tangentiale Sägeschnitte hergestellt. Das Abspitzen erfolgte planmäßig in Tiefen zwischen $0,12$ und $0,20 \text{ m}$ mittels eines Mehrzweckbaggers Mekalac mit Felsmeißel. Die Ausbruch-

toleranz war mit ± 2 cm festgelegt worden; bei Bedarf wurde vor Auftrag des Spritzbetons von Hand nachgestemmt. Der Ausbruch geschah in Streifen von 2,15 m Breite im Pilgerschrittverfahren, halbseitig, zunächst im Schutze der Sperrung eines der beiden Gleise bis in eine Höhe von ca. 1 Uhr. In der gemeinsam für beide Gleise geltenden Sperrpause von 3,5 Stunden wurde dann der Firstbereich bis in eine Höhe von ca. 11 Uhr bis 10.30 Uhr freigestemmt.

In die freigestemnte Fläche wurde ein fischgrätartig angeordnetes Dränagesystem mit einer Schlitzbreite von 13 cm und einer Schlitztiefe von 3 cm gestemmt, in das Dränrohre DN 50 aus PVC hart, gewellt, mit Kokofilummantelung, eingelegt und mit Streckmetall überbernagelt wurden. Die Vertikaldränage wurde in Höhe der Kämpfer durch Kernbohrungen in die Packlage eingeleitet. Das tunnelseitige Ende dieser Ablaufbohrung wurde über eine Revisionsöffnung dauerhaft zugänglich gemacht. Anschließend wurde das fertige Feld - zwingend vor Schichtende - mit einer 3 cm dicken Spritzbetonversiegelung verschlossen. Mit der auf einem Arbeitszug installierten Baustelleneinrichtung konnten in einer Nacht zwischen 2 und 3 Felder geöffnet und zumindest versiegelt werden.

Auf der Versiegelung wurden Baustahlmatten Q 377 mit Dübeln im Mauerwerk verankert und anschließend mit Spritzbeton B 25 bis zur Sollstärke überdeckt. Die Matten wurden geerdet. Die Verformung der Laibung während der Ausbrucharbeiten wurde mittels geodätisch überwachter Meßbolzen kontrolliert. Bei den Messungen zeigten sich erwartungsgemäß keine über die Meßgenauigkeit von ca. 1 mm hinausgehenden Verschiebungen.

Zur Sicherung der Bauzustände wurden die bereits fertiggestellten halbseitigen Streifen mittels einer temporären Hilfsverankerung in der Firste in den Fels verankert. Verwendet wurden Sprezhülsenanker System Gewi mit einem Durchmesser von 25 mm. Aufgrund der guten Baustellenorganisation konnten die Arbeiten termingerecht abgeschlossen werden.

Ausblick: Die Arbeiten verliefen ohne Zwischenfälle. Seit Abschluß der Sanierung ist die Tunnellaibung trocken. Damit wurde die geforderte Dichtigkeitsklasse 1 bzw. 2 nach DS 853 erreicht. Die Vorgeschichte der Sanierung zeigt die Bedeutung einer sorgfältigen Dränage bzw. Abdichtung auch für Neubauten. Tragwerkssanierungen und Abdichtungsarbeiten können bei sorgfältiger Planung und Ausführung durch erfahrene Firmen selbst unter

den erschwerten Bedingungen des Bauens unter rollendem Rad und der Nachtarbeit als Routine angesehen werden.

Bei den Verpreßarbeiten hat sich erwiesen, daß bei entsprechender Herstellung des Bohrasters und Begrenzung von Drücken und Mengen ein ausreichender Verpreßerfolg ohne schädliche Abwanderung des Verpreßmaterials in umgebende Hohlräume gewährleistet werden kann.

Danksagung: Den Kollegen der Deutschen Bahn AG, Regionalbereich Essen, insbesondere den Herren Dipl.-Ing. Krabs und Dipl.-Ing. Hans sowie den Herren Dr. Ing. Liegárd und Dipl.-Ing. Gierse von der Firma Sachtleben Bergbau GmbH & Co., Lennestadt, sei für die gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit gedankt. Besonderen Dank schuldet der Autor darüber hinaus Herrn Professor Dr. Ing. J. Spang, der den Autor durch viele Jahre seiner Berufstätigkeit an seiner umfassenden Tunnelbauerfahrung teilhaben ließ und auch bei diesem Projekt mit seinem Rat zu einem erfolgreichen Abschluß beigetragen hat.

Quellennachweis

- DS 853, Vorschrift für Eisenbahntunnel (VTU).
- FELDWISCH, W. & KRABS, K. & WERNER, K (1985): Abdichtung eines Eisenbahntunnels durch Injektion; Erfahrungen und Empfehlungen aus einem Versuchsabschnitt. - ETR 34, 5, 403 - 406.
- GUNZELMANN, H. & MENZEL, A. & KLINGLER, H. (1986): Instandsetzungsarbeiten am Brandbühl Tunnel. - Unser Betrieb.
- MARTINEK, K. (1982): Unterhaltung von Eisenbahntunneln: Planung und Durchführung von Unterhaltungsarbeiten. - Votr. Seminar für Tunnelsachverständige, München, September 1982 (unveröffentlicht).
- SPANG, J. (1962): Bau- und Betriebsweisen beim bergmännischen Tunnelbau. - Straßen- und Tiefbau, 2, 133 - 147.

- SPANG, J. (1970): Technik & Anwendung von Spritzputz & Spritzbeton. - Straßen- u. Tiefbau, 9 u. 10, 2 - 15.
- SPANG, J. (1976): Bauarbeiten an Eisenbahntunneln der Deutschen Bundesbahn. - Eisenbahningenieur, 27, 8, 307 - 311 u. 9, 364 - 370.
- SPANG, R. M. (1995): Some aspects of modern rock slope engineering. - Warta Geologi, Newsletter of the Geological Society of Malaysia, 21, 5, 307 - 308.
- SPANG, R. M. (1995a): DB-Strecke 2800, Hagen-Haiger, km 117,630 bis 120,282, Rudersdorfer Tunnel, Bautechnische Beurteilung der Portale und Stützmauern/Wasserableitung in bestimmten Zonen (unveröffentlichter Bericht für die Deutsche Bahn AG).

Dr. R. M. Spang, Geschäftsführer der Firma Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Westfalenstraße 5 - 9, 58455 Witten