

Jin Shazhou-Tunnel der HGV-Strecke Wuhan-Guangzhou – eines der anspruchsvollsten Tunnelprojekte in China

V. Stingl, St. Eidelsburger, J. Frühauf, D. Hangebrock

Zusammenfassung Derzeit wird im Zuge des Ausbaues des chinesischen Hochgeschwindigkeits-Bahnnetzes der rund 4,5 km lange Jin Shazhou-Tunnel fertiggestellt. Der Bau dieses Tunnels war einer der anspruchsvollsten und risikoreichsten Vortriebe, die in China jemals realisiert wurden. Insbesondere die seichte Lage mit teilweise nur 6 m Überlagerung und die ungünstigen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse stellten große Herausforderungen dar. Hauptprobleme waren die starke Verwitterung und Verkarstung des Untergrunds sowie die unterschiedliche Überlagerung durch Lockermaterial der Deltaebene des Perflusses. Die Planer sahen sich zudem mit mehreren, teilweise gespannten Grundwasserhorizonten konfrontiert. Gemeinsam mit ihren chinesischen Partnern trugen deutsche Ingenieure von PEC+S im Rahmen der übergeordneten Bauüberwachung und durch Konsulententätigkeit dazu bei, die Einhaltung international gebräuchlicher Qualitäts- und Sicherheitsstandards zu gewährleisten.

Jin Shazhou tunnel on the high-speed railway line Wuhan-Guangzhou – one of the most challenging tunnel constructions in China

Abstract Currently, the ca. 4.5 km long Jin Shazhou tunnel as part of the Chinese high-speed railway network is near completion. This tunnel advance represented one of the most risky and difficult actual tunnel constructions in China. The main difficulties were caused by the shallow depth with only 6 to 57 m cover, and the

difficult conditions regarding geology and hydrogeology. Strong weathering and karstification of rock substratum, as well as the varying soil cover of the Pearl River delta plain with several – partly artesian – groundwater horizons constituted the main problems. Together with Chinese partners, German engineers of PEC+S are assigned to overall supervision and contribute to guarantee the application of internationally conventional standards regarding quality and safety as consultants.

1 Einleitung

Im Zuge des Ausbaus des chinesischen Hochgeschwindigkeits-Bahnnetzes wird derzeit der Abschnitt von Wuhan (Provinz Hubei) nach Guangzhou (Provinz Guangdong) errichtet. Dieser ist Teil der rund 2.300 km langen Nord-Süd-Verbindung Peking – Hong Kong (Bild 1). Neben einzelnen größeren Brückenprojekten hat sich der Bau des Jin Shazhou-Tunnels als eines der Schlüsselprojekte herauskristallisiert. Er gilt als eines der in jüngerer Zeit technisch anspruchsvollsten Tunnelbauvorhaben in China. Eine Herausforderung stellten insbesondere die seichte Lage sowie die schwierige Geologie in Verbindung mit den besonderen Grundwasserverhältnissen dar. Der Tunnel unterfährt teilweise besiedeltes Terrain und wichtige Autobahnverbindungen mit nur geringer Überdeckung (Bild 2). Der Zeitdruck

Dr. Volkmar Stingl

Tunnel Expert
Techn. Büro f. Erdwissenschaften
D'Albertweg 8/10, A-6080 Innsbruck
volkmar.stingl@uibk.ac.at

Dipl.-Geol. Stefan Eidelsburger

Subgrade Expert
Baugeologisches Büro Bauer GmbH
(SSF-Gruppe)
Leopoldstraße 208, D-80804 München
stefan.eidelsburger@baugeologie.de

Dipl.-Ing. Johannes Frühauf

Bridge Expert
SSF Ingenieure GmbH
Leopoldstraße 208, D-80804 München
jfruehauf@ssf-ing.de

Dipl.-Ing. Dietmar Hangebrock

Leiter der Bauüberwachung
RAIL.ONE GmbH
Ingolstädter Straße 51, D-92318 Neumarkt
dietmar.hangebrock@railone.com



Bild 1. Streckenübersicht Wuhan – Guangzhou

Fig. 1. Overview of Wuhan – Guangzhou passenger dedicated line

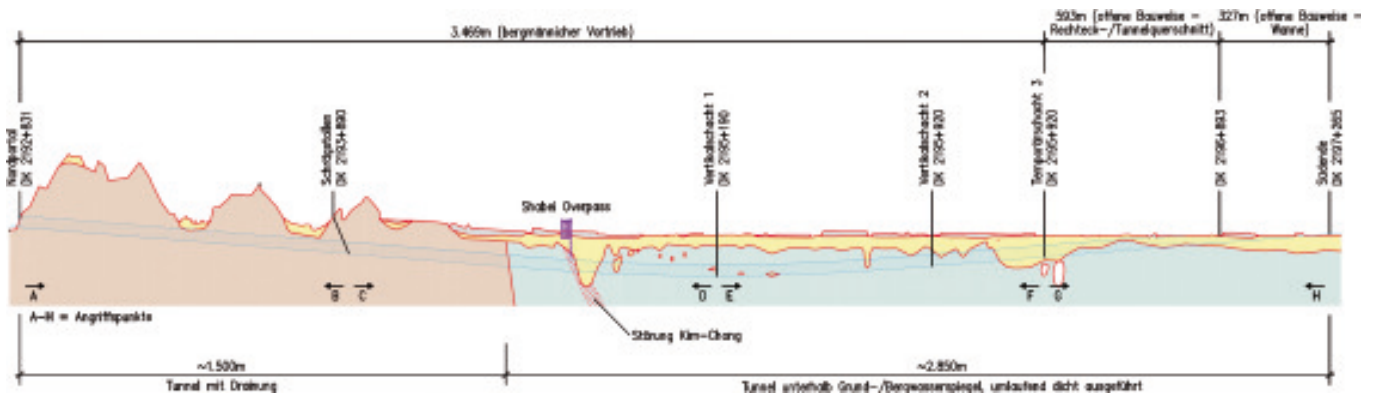


Bild 2. Längsschnitt Tunnel
Fig. 2. Longitudinal section tunnel

war und ist hoch: Die Inbetriebnahme des gesamten Streckenabschnittes soll am 20. Dezember 2009 erfolgen. Das deutsche Unternehmen PEC+S (München), ein Zusammenschluss von SSF Ingenieure, Gauff Rail Engineering und weiterer Partner, wurde im Rahmen eines Joint Venture-Vertrages mit chinesischen Partnern mit der übergeordneten Bauüberwachung betraut. Als Hauptaufgaben waren definiert: Überwachung der Einhaltung chinesischer Vorschriften hinsichtlich Sicherheit und Qualitätsanforderung; Beratung von Auftraggeber, Bauüberwachung und Baufirma. Aus diesem Grund wurden neben den Anweisungen und Hinweisen während der Baustelleninspektionen auch schriftliche Erläuterungen erarbeitet und Kurzgutachten erstellt, in denen zu den jeweiligen Detailproblemen Stellung bezogen wurde. Ein weiterer Tätigkeitsschwerpunkt war das Aufzeigen von Gefahrenpotenzialen und die Sensibilisierung für Sicherheitsfragen. Im Extremfall wurden Baustopps verhängt.

2 Geografische Situation

Der Jin Shazhou-Tunnel befindet sich vollständig auf dem Gebiet von Nanhai City nordwestlich von Guangzhou (Provinz Guangdong). Das Nordportal liegt in Zhou Village (Liushi Town, Nanhai City), das Südportal in Shaxi Village (Huangqi Town, Nanhai City). Der nördliche Teil des Tunnels quert eine Hügelkette (maximale Höhe 85 m NN) in der Deltaebene des Perlfusses (durchschnittlich 1–3 m NN). Der südliche Abschnitt liegt in dieser Ebene und verläuft teilweise parallel zum Guangzhou West Ring Expressway. Er unterquert diesen im Bereich der Einbindung des Guanzhou-Foshan Expressway sowie einer großen Mautstation mit einer mehrspurigen Abfahrt über eine Brücke, deren Gründung unmittelbar vom Bauwerk beeinflusst wird.

An der Oberfläche wird die Tunneltrasse von der stark frequentierten Autobahn und mehrfach von untergeordneten Straßen gequert. Das Gebiet entlang der Tunneltrasse wird hauptsächlich landwirtschaftlich genutzt, einige große Fischteiche liegen unmittelbar über oder nahe der Achse. Die Besiedlung entlang der Trasse ist mäßig dicht. Das Projektgebiet liegt südlich des Wendekreises des Krebses im subtropischen Monsunklimagürtel mit ganzjährig warm-humidem Klima. Die Niederschlagsmengen variieren je nach Saison, sind aber mit Jahresmittelwerten zwischen 1213 mm und 2257 mm sehr hoch, was unter anderem zu starker und tiefgründiger Verwitterung führt. Der Wasserspiegel der einzelnen kleinen Zuflüsse zum Perlfuss sowie

die daran gekoppelten Grundwasserstände variieren ebenfalls jahreszeitlich. Die Fließgeschwindigkeit ist aufgrund der niedrigen Gradienten von 1 % bis 5 % sehr gering. Die Entwässerung erfolgt generell von NW nach SE zum Perlfuss.

3 Geologisch-tektonischer Überblick

Der Festgesteinsuntergrund des Projektgebietes besteht im Wesentlichen aus zwei Großeinheiten, die von den jungen quartären Ablagerungen des Perlfussdeltas überlagert werden. Die älteste Einheit umfasst oberdevonische Sedimentgesteine der Maozifeng-Formation (D3m). Diese besteht vor allem aus flachmarin gebildeten Siltsteinen und Tonschiefern mit dünnen Lagen von Arkose-Sandsteinen und graphitischen Kalken. Unterschiedliche Verwitterungsstadien sind die Ursache für das bunte Erscheinungsbild und die unterschiedlichen geotechnischen Eigenschaften der Gesteine innerhalb der Serie. Insgesamt sind die Gesteine der Maozifeng-Formation nur schwach wasserführend und schwach durchlässig.

Das Devon wird von den Gesteinen der unterkarbonischen Datang-Formation (C1d) überlagert, die in zwei Gruppen gegliedert ist. Einerseits besteht sie aus einer Wechsellagerung von grau-schwarzen Tonschiefern mit Siltsteinen, Sandsteinen und graphitischen Kalken (C1dc), andererseits aus einer vorwiegend kalkig entwickelten Serie (Dengkou-Kalk, C1ds). Letztere setzt sich vorwiegend aus graphitischen Kalken mit untergeordneten Tonschiefern und Siltsteinen zusammen und dominiert die Karbonabfolge entlang der Tunneltrasse. Die Dengkou-Kalke sind von einer ausgeprägten Verkarstung betroffen, die lösungserweiterte Kluftsysteme und Höhlen mit Dimensionen von 0,1 m bis 5 m, fallweise bis zu 25 m Höhe verursacht. Dieses Karstsystem ist wasserführend mit starkem Durchfluss. Oberflächennaher Karst wurde zudem mit meist wassergesättigten plastischen Tonen und feinen Sanden verfüllt.

Die quartäre (holozäne) Überdeckung mit Sedimenten der Deltaebene des Perlfusses ist im Süden der Hügelkette und vor allem im Bereich des offenen Einschnittes bedeutend (siehe unten). Sie erreicht in Abhängigkeit vom Relief der unterlagernden Festgesteine Mächtigkeiten zwischen 0 und 45 m. Die größte Mächtigkeit tritt im Bereich einer alten, verfüllten Erosionsstruktur auf. Das Quartär zeigt entsprechend der vielfältigen Sedimentationsgeschichte eine äußerst bunte Zusammensetzung von wassergesättigten, fließfähigen Schlämmen, plastischen Tonen bis hin zu siltigen

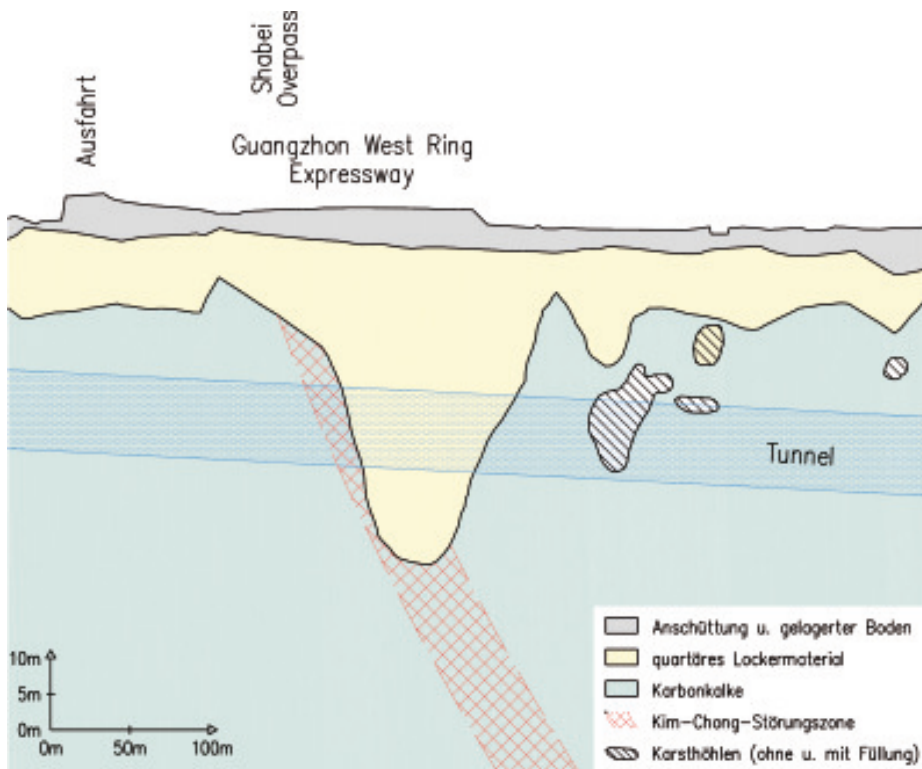


Bild 3. Kim Chong – Störung
Fig. 3. Longitudinal section / Kim Chong – disturbance

Sanden und grobkörnigen Quarzsanden. Entsprechend unterschiedlich und stark wechselnd präsentieren sich auch die geotechnischen Charakteristika.

In großtektonischer Hinsicht gehört das Projektgebiet zum südchinesischen Falteingürtel, der im Wesentlichen durch drei große tektonische Störungsgruppen gekennzeichnet ist:

1. altpaläozoisch (kaledonisch) angelegte E-W-streichende Störungssysteme, die nicht mehr aktiv sind,
2. mesozoische (mittlere Yanshan-Phase) NE-streichende Störungen des Canton-Systems, und
3. känozoische NW-streichende Störungen wie die Hualong-Nansha-Störung.

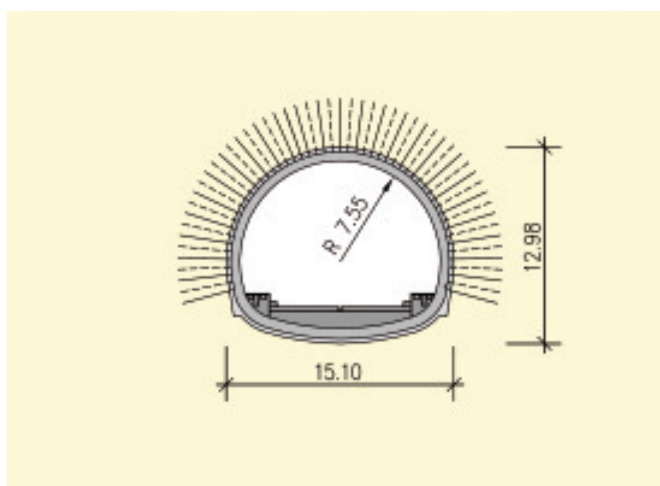


Bild 4. Tunnelquerschnitt bergmännisch
Fig. 4. Cross-section mining method

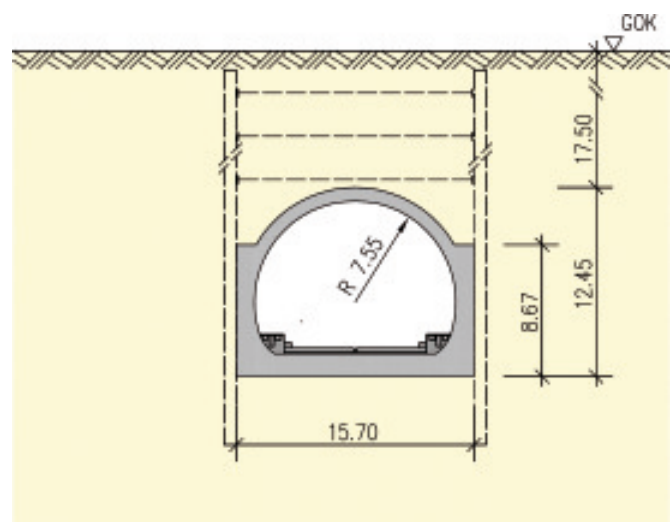


Bild 5. Tunnelquerschnitt offene Bauweise
Fig. 5. Cross-section – Cut-and-coffer method

Im kleineren Rahmen quert der Tunnel eine NE-streichende Antiklinalstruktur (mit devonischen Sedimentgesteinen im Kern und karbonischen Hüllgesteinen) innerhalb der Lane-Hochzone, die zwischen dem Canton-Störungssystem und drei weiteren untergeordneten Störungszone entwickelt ist. Das Gebiet befindet sich in einer seismisch relativ ruhigen Zone. Die größten Auswirkungen auf das Tunnelbauwerk hat aus tektonischer Sicht, dies wurde durch Vorerkundungen ermittelt, die Kim Chong-Störung, die dem Canton-System angehört (Bild 3). Sie streicht auf 50 m Länge schräg durch den Tunnel und äußert sich in stark zerlegten tektonischen Breccien. Die oben erwähnte Erosionsstruktur verläuft entlang dieser Störungszone. Gemeinsam ist allen querenden Störungszone, dass sie mit der Tiefe breiter werden und damit das Bauwerk massiv beeinträchtigen können.

4 Das Projekt

Der Jin Shazhou-Tunnel (Bauzeit: September 2006 bis August 2009) umfasst einerseits einen 3.464 m langen, bergmännisch vorzutreibenden Tunnelabschnitt (Bild 4) mit maximal 57 m und minimal 6 m Überlagerung, andererseits einen 1.000 m langen Abschnitt in offener Bauweise (cut-and-cover-Bauweise) mit Rechteck- und Tunnelquerschnitt (Bild 5) und offener Wanne. Nach der auf die Strecke Beijing – Hong Kong bezogenen chinesischen Kilometrierung erstreckt er sich von DK 2192+836 (Nordportal) bis DK 2197+300 (Südende des offenen Einschnitts).

Der Tunnel verläuft geradlinig und wurde zweigleisig mit Fester Fahrbahn für Hochgeschwindigkeitszüge bis 350 km/h ausgebaut. Er hat nach seiner Fertigstellung einen Querschnitt von 100 m² und eine lichte Weite von 12,60 m.



Bild 6. Nordportal Jinsha Zhou Tunnel, Baubeginn 2006
Fig. 6. North entrance Jinsha Zhou Tunnel, beginning of construction 2006

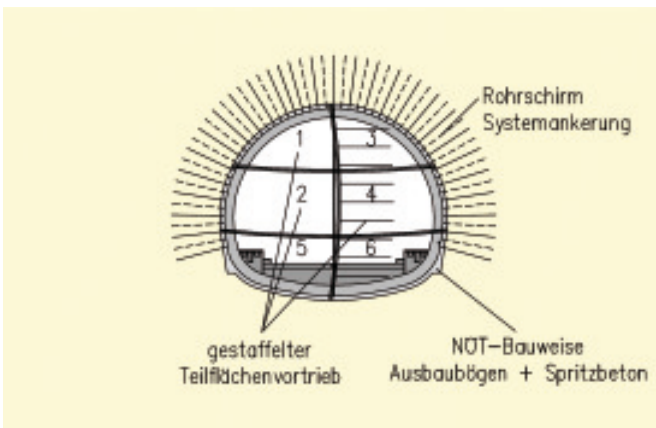


Bild 7. CRD Vortrieb mit 6 Teilquerschnitten, Querschnitt
Fig. 7. CRD-mining with 6 advance faces, cross-section

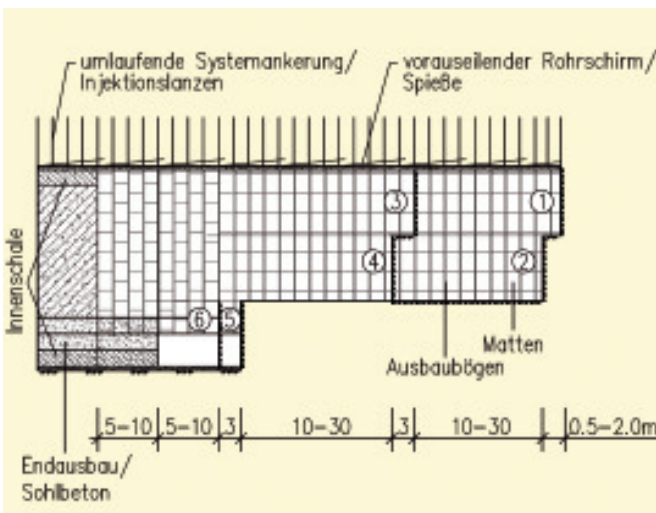


Bild 8. CRD Vortrieb mit 6 Teilquerschnitten, Längsschnitt
Fig. 8. CRD-mining with 6 advance faces, longitudinal section

Die maximale Weite der Ausbruchfläche liegt im Mittel bei 14,8 m. Im Längsschnitt zeigt der Tunnel ein V-Profil mit maximal 20 % Gefälle bzw. Steigung. Der bergmännische Tunnel wurde von fünf Punkten aus mit acht Vortrieben angegriffen (Bild 1). Vom Nordportal (Bild 6) bei DK 2192+836 und von einem zur Beschleunigung der

Arbeiten errichteten temporären Schacht 3 am Übergang zum offenen Einschnitt bei DK 2196+300 erfolgte der Vortrieb von einer Seite. Ausgehend von einem Schrägstollen (inclined shaft) mit Anschlagpunkt bei DK 2193+890 und zwei Vertikalschächten (shaft 1 bei DK 2195+190, shaft 2 bei DK 2195+920) wurde jeweils nach beiden Richtungen vorgebaut.

Da der Großteil des Jin Shazhou-Tunnels in bzw. unterhalb des Berg- und Grundwasserspiegels verläuft und außerdem der Tiefpunkt ungefähr in Tunnelmitte liegt, wurde den Abdichtungs- und Entwässerungsmaßnahmen besondere Bedeutung zugemessen. Die einzige Pumpstation ist bei DK 2195+190 (Tiefpunkt beim shaft 1) vorgesehen.

Der Schrägstollen hat eine Länge von 235 m und trifft bei DK 2195+943 auf den Haupttunnel. Vertikalschacht 1 ist 40,4 m tief und verfügt über einen Lichtraum von 15,5 x 7,0 m, Vertikalschacht 2 reicht 24 m tief bei gleichem Querschnitt. Der temporäre Schacht 3 mit etwa 18 m Tiefe ist als spätere Hilfsmaßnahme am Übergang vom offenen Einschnitt zum bergmännischen Vortrieb abgeteuft worden, um trotz der extrem schwierigen geologischen Verhältnisse die Bauzeit so kurz wie möglich zu halten (Bild 12).

4.1 Bergmännischer Vortrieb

Je nach Geologie wurde der Jin Shazhou-Tunnel im Spreng- oder Baggervortrieb aufgeföhren. Bemerkenswert ist – insbesondere im direkten Vergleich mit dem europäischen Tunnelbau –, dass für den Vortrieb trotz schwierigster Geologie und Hydrogeologie konventionelle Vortriebsmethoden zum Einsatz kamen. Obwohl der Jin Shazhou-Tunnel zum großen Teil unterhalb des Grundwasserspiegels verläuft, wurde auf Vortriebsarten wie Druckluftvortrieb oder Baugrundvereisung verzichtet. Neben den im europäischen Raum hauptsächlich verbreiteten Vortriebsarten wie normalem Kalotten- und Strossenvortrieb oder (bei schwierigen Verhältnissen) Ulmenstollenvortrieb, ist in China vor allem der Einsatz der CRD-Methode (cross diaphragm method) üblich, ein gestaffelter Teilflächenvortrieb mit verstärktem temporären Ausbau für jede der sechs Teilflächen (Bild 7, 8, 11).

Grundlage für den bergmännischen Vortrieb war die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) mit stufenweisem Ausbruch und bewehrter Spritzbetonauskleidung. Der Ausbau erfolgte prinzipiell mit Walzprofil-Stahlbögen, Gittermatten, Zementmörtelankern und Faserspritzbeton (Bild 8, 14). Basierend auf der chinesischen Gebirgsklassifikation, wurden entsprechende Modifikationen der Vortriebsweise (2-bench-, 3-bench-, CRD-Methode) gewählt sowie der Umfang der Ausbaumaßnahmen festgelegt.

In den ersten Bauphasen des Jin Shazhou-Tunnels wurde sowohl die Vortriebsmethode als auch der Ausbau der Außenschale strikt nach den in der Ausführungsplanung festgelegten Gebirgsgüteklassen gewählt. Da diese Klassifikation, basierend auf den vorangegangenen Explorationsbohrungen, nur eine grobe Einteilung von Abschnitten mit generellen Güteklassen vorgab, war es von größter Bedeutung, auf lokale und kurzfristige Änderungen der Gebirgsgüte zu reagieren. Dadurch konnte bei besseren Verhältnissen eine unnötig starke Bewehrung vermieden und ein erhöhter Kosten- und Zeitaufwand verhindert werden. Andererseits wurde bei schlechteren Verhältnissen das Risiko hinsichtlich Deformation und Verbruch durch zu schwache Außenschale oder zu geringe Stützmaßnahmen minimiert.

Mit Hilfe der Beratung durch die ausländischen Ingenieure wurden, vorrangig in der zweiten Projektphase, hierbei wesentliche Verbesserungen erreicht. Kurzfristig vom Auftraggeber anberaumte Besprechungen, an denen in der Regel neben Baufirma und Bauüberwachung auch der Planer beteiligt war, ermöglichten eine rasche Festlegung von Änderungen und Anpassungen. Dadurch gelang es wesentlich flexibler und schneller auf die angetroffenen Verhältnisse reagieren zu können, auch, um eine größere Sicherheit zu erreichen.

Die Abschlagslängen erreichten je nach Verhältnissen in der Kalotte zwischen 0,5 m und 2,0 m. Als vorausseilende Kopfsicherung kamen in schlechtem Gebirge hauptsächlich Injektionslanzen sowie Rohrschirme mit unterschiedlichem Rohrdurchmesser und bis zu 80 m Länge (!) zum Einsatz. In Abschnitten mit stärkeren Firstsetzungen und Konvergenzen wurden temporäre Kalottensohlen aus Stahlbögen eingebaut.

Die geologische Vorauserkundung nutzte im Wesentlichen geophysikalische Methoden (TSP, HSP, Georadar, Infrarotmessung), in schlechterem Gebirge wurden diese unterstützt von standardmäßig drei Vorausbohrungen von jeweils 30 m Länge. Die Anzahl und Ausrichtung der Vorausbohrungen erwies sich allerdings in den stark verkarsteten Abschnitten als nicht ausreichend, insbesondere in Bereichen mit oberflächennahem Karst, in denen die unregelmäßige Grenzfläche zwischen Fels und Lockermaterial bzw. verfüllte Karsthohlräume durch den Vortrieb angefahren wurden. Diese Tatsache wurde jedoch durch zusätzliche Erkundungsbohrungen wettgemacht.

Einer unserer Kritikpunkte an den Maßnahmen zur Vorauserkundung war das Fehlen eines erfahrenen Tunnelgeologen. Die ingenieurgeologische Dokumentation und Interpretation wurde durch den jeweiligen Vortriebsverantwortlichen durchgeführt und entsprach allenfalls den Mindestanforderungen der chinesischen Standards. Eine durchgehende, baubegleitende geologische Aufnahme nach europäischem Muster war nicht gegeben.

Lediglich der nördliche Abschnitt des Jin Shazhou-Tunnels wurde auf 1,5 km Länge als gedränter Tunnel ausgeführt (Bild 2). Der restliche Teil verläuft unterhalb des Grund- und Bergwasserspiegels und wurde als rundum abgedichtetes, ungedräntes Bauwerk erstellt. Dementsprechend hoch waren die Anforderungen an die Dichtungsmaßnahmen, die im Wesentlichen aus einer Außendrainage mit tangentialen und längs verlaufenden Blindrohren sowie einer Folienabdichtung mit Geotextilunterlage (Regenschirmabdichtung) bestehen. Die Konstruktionsfugen der Innenschale wurden zusätzlich mit Gummifugenbändern bzw. quellbaren Fugenstreifen abgedichtet. Auf exakten Einbau und beste Verarbeitung wurde auf Grund der herrschenden hydrologisch-hydrogeologischen Verhältnisse größter Wert gelegt. Als begleitende Maßnahme zur Verringerung des Grundwasserzuflusses sowie als Stützmaßnahme gegenüber dem streckenweise benachbarten Autobahndamm wurden in einigen kritischen Bereichen überschnittene Injektionsbohrpfahlwände hergestellt. Um den Baugrund zusätzlich zu stabilisieren, wurde der Vortrieb durch Injektionen von der Oberfläche aus unterstützt. Diese Injektionen wurden in einem für europäische Verhältnisse ungewöhnlichen Ausmaß praktiziert. Bis zu 20 gleichzeitig eingesetzte Injektionsgeräte waren keine Seltenheit (Bild 9).



Bild 9. Hochdruckinjektionen am Vertikalschacht 1
Fig. 9. High-pressure injections near vertical shaft 1

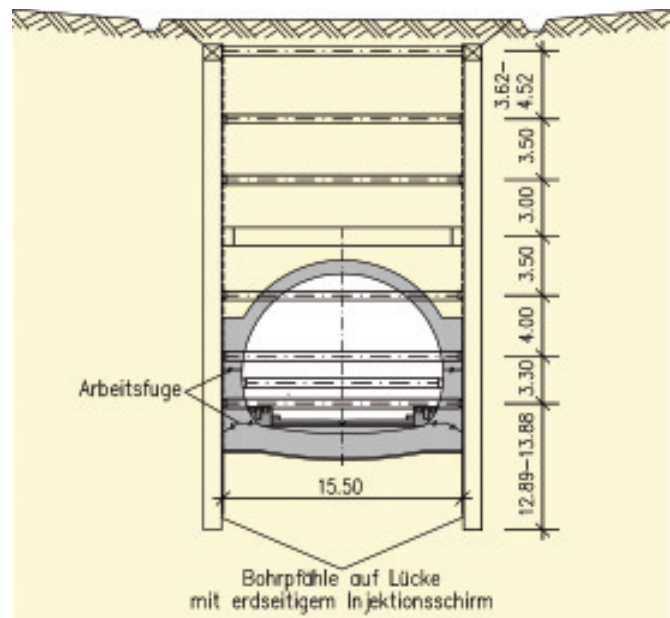


Bild 10. Querschnitt mit Stützmaßnahmen offene Bauweise
Fig. 10. Cross-section with support measures open excavation

4.2 Offene Bauweise

Die offene Baugrube schnitt durch die teilweise Grundwasserführende Lockermaterialüberdeckung bis in die Verwitterungsschwarte des darunter anstehenden Felses ein. Der Aushub der mehr als 20 m tiefen Baugrube erfolgte im Schutz beidseitig angeordneter Pfahlwände. Diese wurden mit bis zu 27 m tiefen bewehrten Großbohrpfählen mit 0,80 m Durchmesser und 1,00 m Achsabstand hergestellt. Die Freiräume zwischen den Pfählen wurden mit einer dahinter liegenden zweiten Lage von Injektionsbohrpfählen (Durchmesser: 0,65 m) weitgehend gegen Grundwasserzutritt abgedichtet. Die temporäre Stützung während des Baubetriebes wurde durch bis zu fünf Lagen Stahlrohraussteifungen erreicht (Bild 10).

Der Ausbau in cut-and-cover-Bauweise umfasste 450 m mit Tunnelquerschnitt und 140 m mit rechteckigem Querschnitt. Im Anschluss an den Deckel wurden noch 30 m der offenen Bauweise mit Betonaussteifungen überbrückt, die restlichen 380 m wurden als offene Wanne ausgeführt. Der Sohlbeton des südlichsten Abschnittes musste, da er den



Bild 11. CRD Vortrieb vom Temporärschacht nach Norden
Fig. 11. CRD -mining from temporary shaft in northern direction



Bild 12. Vortrieb mit Handarbeit in Temporärschacht 3
Fig. 12. Mining by manpower in temporary shaft 3

obersten Grundwasserhorizont durchschneidet, mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert werden. Während des Baubetriebes war es wichtig, einen Wassereintritt durch die Pfahlwände bzw. durch Umläufigkeiten in der Sohle zu verhindern. Mit solchen Wassereintritten wäre ein Materialeintrag verbunden gewesen, der durch das entstehende Massendefizit außerhalb der Pfahlwand zu Setzungen und kleineren Verbrüchen geführt hätte. Zusätzlich zu den Abdichtungsmaßnahmen innerhalb der Baugrube wurde in kritischen Abschnitten auf eine Grundwasserabsenkung mittels außerhalb angeordneter Brunnen zurückgegriffen. Auch in dem in offener Bauweise erstellten Abschnitt wurde auf eine größtmögliche Qualität bei den Dichtungsmaßnahmen der Innenschale gegenüber dem Grundwasser Wert gelegt.

4.3 Tunnelbautechnische Problemzonen

Bedingt durch die seichte Lage des Tunnels kristallisierten sich im gesamten Tunnelabschnitt drei Hauptproblemzonen heraus. Im Detail unterscheiden sich die Gründe für die Erschwernisse in den jeweiligen Abschnitten wie folgt: Der erste geotechnisch schwierige Abschnitt lag zwischen dem temporären Schacht 3 und Vertikalschacht 2 (Bild 2). Einerseits durchörterte der Vortrieb hier die Grenze von Festgestein zu Lockergesteinsüberlagerung, andererseits waren

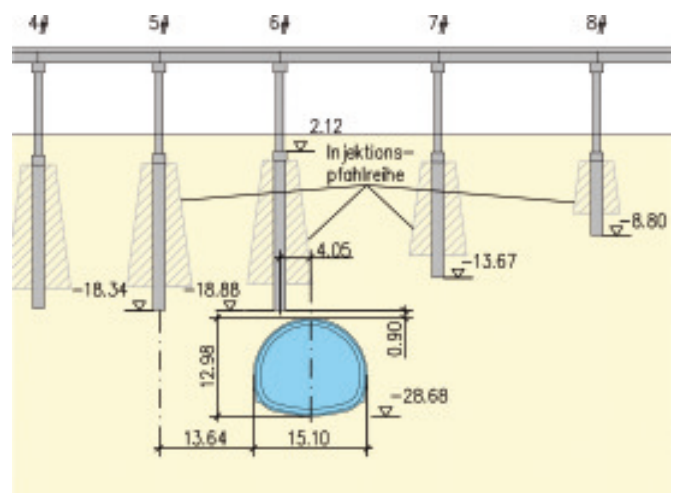
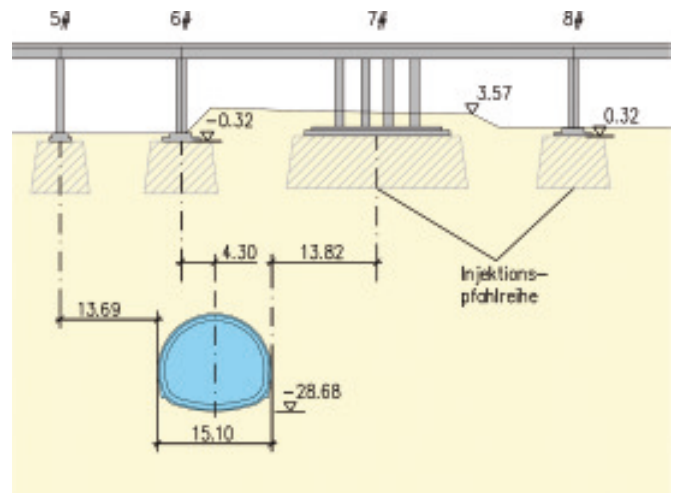


Bild 13. Brückennachgründung im Bereich Schabei overpass
Fig. 13. foundation improvement of Schabei overpass bridge

die angetroffenen Lockergesteine sehr wasser- und setzungsempfindlich. Anfängliche Oberflächensetzungen bis über 60 cm und Firstsetzungen von über 50 cm erforderten eine Umstellung auf CRD-Vortrieb. Die Ausbruchbereiche wurden unter dem Schutz eines Rohrschirms aufgefahren. Von der Oberfläche aus wurde eine Bodenverbesserung mit Injektionen bis 5 m unter Firste durchgeführt. Als nachteilig wirkte sich die für China durchaus übliche Länge des Rohrschirms von 80 m aus, da die Bohrgenauigkeit und die Distanz zwischen den Rohren bei dieser Länge nicht besonders gut eingehalten werden können. Daher konnte bei den auftretenden Abweichungen auch die Gewölbewirkung zwischen den Rohren nicht zur Gänze garantiert werden. Auf Grund des zeitlichen Drucks wurde teilweise dennoch an der großen Länge festgehalten. Die Umsetzung aller Schritte der CRD-Methode zur Erlangung der größtmöglichen temporären Stützfunktion musste trotz der zeitlichen Zwänge gegeben sein.

Eine große Herausforderung für die chinesische Bauüberwachung war, die präzise Umsetzung sicherzustellen, da die Baufirma auf Grund des Zeitdruckes die CRD-Methode nur in reduzierter Form ausführte. Der Abschnitt zwischen temporärem Schacht 3 und Vertikalschacht 2 wurde zusätzlich mit flächendeckenden Injektionsverfahren (soil-fracturing) von der Oberfläche aus gegen Setzungen und Wasserzutritte unterstützt. Die Injektionen reichten bis 5 m unter die Tunnelfirste. Die Effizienz dieser Hochdruckinjektionen konnte



Bild 14. Strossen – Kalotten – Vortrieb in Devonquarziten mit Sohlbewehrung am Nordportal

Fig. 14. Two-bench mining in Devonian quartzites with invert reinforcement near the north entrance

in der Kalottenortsbrust mehrfach lehrbuchhaft beobachtet werden.

Der zweite Abschnitt betraf den gesamten Bereich zwischen dem Nordvortrieb des Vertikalschachtes 2 und dem Nordvortrieb des Vertikalschachtes 1. Dieser Abschnitt verlief in stark verkarsteten Kalken des Unterkarbons. Die Karsthohlräume führten unterschiedlich Wasser, durch die oberflächennahe Lage waren sie vielfach auch mit wasserführendem Lockermaterial verfüllt. Die Grenzfläche der Kalke zur Überlagerung verlief auf Grund der Verkarstung sehr unregelmäßig. Häufig waren in Depressionen der Felsoberfläche isolierte Körper von gespanntem Wasser vorhanden. Diese Grenzfläche wurde ebenfalls oft zufällig durchstoßen, was unerwartete Wasser- und Materialeinträge zur Folge hatte. In Einzelfällen führte dies zu Verbrüchen. Erst nach Intensivierung der geologischen Vorauserkundung mit Bohrungen und TSP konnten diese Probleme bewältigt werden.

Die dritte tunnelbautechnische Herausforderung war eine mit Lockermaterial verfüllte Erosionsstruktur, die zwischen dem Vertikalschacht 1 und dem Schrägstollen auf rund 150 m Länge durchfahren werden musste. Der Vortrieb kam von beiden Seiten aus dem verkarsteten Kalkstein und schnitt die Grenze zum Lockermaterial (im Wesentlichen sandige Schluffe und Tone), das stark wasserempfindlich und grundsätzlich setzungsempfindlich war. Grundwasserkörper wurden glücklicherweise dabei nicht vorgefunden. Um diese Sektion möglichst schonend und setzungsarm zu untertunneln, wurde auch hier anfangs mit CRD-Methode, in der Folge mit 3-bench-Methode (Kalotte, Strosse-2stufig, plus Sohle) mit verkürztem Ringschluss gearbeitet. Die Stabilität der Ortsbrust musste entgegen der Prognose nicht mittels Vorausschichtungen unterstützt werden. Als zusätzliches Problem unterfährt der Tunnel genau in diesem ohnehin kritischen Abschnitt die Autobahn sowie eine Brücke der Autobahnabfahrt. Die Brückengründung ist zudem nicht einheitlich aufgebaut und liegt im unmittelbaren Einflussbereich des Vortriebes. Ein Teil der Brücke ist mit geteilten Flachgründungen versehen, ein späterer Anbau wurde mit Reibungspfählen gegründet, deren tiefster bis auf 86 cm an die Tunnelleibung heranreicht und nur ca. 4 m außerhalb der Achse liegt. Während des Vortriebes und jeder Baumaßnahme an der Brücke musste der Verkehrsfluss aufrecht erhalten werden. Daher hatten der Bauherr und der Planer aus Si-

cherheitsgründen den Bau einer temporären Überführung für die Abfahrt vorgesehen. Nach Fertigstellung der Tunnel-schale und dem Abklingen der Setzungen in diesem Bereich soll die Ersatzbrücke wieder rückgebaut werden.

An dieser Schlüsselstelle (Shabei Overpass) war ein ganzes Paket von Maßnahmen vorgesehen, um die Stabilität der unterfahrenen Straßen und Bauwerke trotz der erwarteten Setzungen zu sichern. So wurde der Bereich der Autobahn mit flächendeckenden Oberflächeninjektionen unterfangen. Um den Wasserzutritt zum Tunnel einzugrenzen, wurden auf beiden Seiten des Tunnels Injektionspfehlwände ausgeführt. Zur Sicherung der Autobahnbrücke wurden zusätzlich die Fundamente mit Injektionspfählen (Bild 15) ummantelt. Insbesondere die Alternativ- und Verbesserungsvorschläge der deutschen Brückenbau- und Tunnelbauingenieure trugen zur Erhöhung der Sicherheit sowie zur Zeit- und Kostenreduzierung gerade an dieser „Schlüsselstelle“ des Projekts bei. Wichtig war bei allen aufgezeigten, maßgeschneiderten alternativen Lösungen, die Verhältnisse vor Ort und die technischen Möglichkeiten zu berücksichtigen. Vorgehensweisen, die hochspezialisierte Maschinenteknik und Personal benötigen, machten, da keine ausreichende Vorbereitungszeit bestand, keinen Sinn. Pragmatische Lösungen hingegen, die mit dem vorhandenen Personal ausgeführt werden konnten, wurden gerne von unseren chinesischen Partnern auf- und angenommen.

5 Zusammenfassung

Die schwierigen Rahmenbedingungen beim Bau des Jin Shazhou-Tunnels sowie der hohe Zeitdruck stellten höchste Anforderungen sowohl an die durchführende Baufirma als auch die Bauüberwachung. Während die beteiligten chinesischen Ingenieure durchaus ein hohes Ausbildungsniveau vorweisen konnten, stellte die Schulung der größtenteils unerfahrenen Arbeiter eine große Herausforderung dar. Aus heutiger Sicht sehen wir Entwicklungspotential vor allem bei der baubegleitenden geologischen Aufnahme und Vorausschau. Obwohl die chinesischen Tunnelbaustandards durchaus internationalen Vorschriftenwerken entsprechen, könnte ihre Umsetzung in diesem Zusammenhang weiter verbessert werden. Wiederholte Schulungen zu Projektbeginn würden das Bewusstsein fördern, dass die Bedeutung der entsprechenden Vorschriften und Maßnahmen nicht unterschätzt werden darf.

Hohes Einfühlungsvermögen und Diplomatie sind nach wie vor gefragt, um die Kommunikation zwischen deutschen Ingenieuren und chinesischen Fachleuten trotz Sprachbarrieren und unterschiedlichen Mentalitäten erfolgreich zu gestalten. Probleme gab es im Laufe des Bauprojekts zahlreich. Dennoch überwiegen die positiven Erfahrungen und Eindrücke, die sich ergeben, wenn man ein derartiges Großprojekt, bei dem in weniger als drei Jahren über 1.000 km Eisenbahnstrecke, davon 165 km Tunnel, gebaut werden, in verantwortungsvoller Position begleiten darf. Dies betrifft insbesondere die pragmatischen Lösungen, die sowohl von der Baufirma als auch von den deutschen und chinesischen Bauüberwachern immer wieder gefunden wurden.

Zu loben ist die gute Zusammenarbeit mit der Baufirma, der chinesischen Bauüberwachung und insbesondere mit dem Auftraggeber. Alle Parteien zogen am gleichen Strang, um diesen Tunnel unter schwierigen Rahmenbedingungen sicher, unfallfrei, termin- und qualitätsgerecht herzustellen.