

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 56

Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München Geotechnik und industrielle Verfahren

08.03.2013

ISBN: 978-3-943683-17-2

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von N. Vogt

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Wie steht es mit der Prozessorientierung im Bauwesen im Vergleich zur Automobilindustrie?	3
Peter Meijnen, Porsche Consulting GmbH Dr. Konrad Nübel, Smoltczyk & Partner GmbH	
Umsetzung industrieller Methoden und Organisationsformen im Spezialtiefbau	9
Prof. Thomas Bauer, Bauer AG, Schrobenhausen	
Qualitätsgesicherte Herstellung einer Schlitzdichtwand im Sylvensteindamm	19
DrIng. Wolfgang Schwarz, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen	
Numerisch gestützte Entwicklung von Geräten und Verfahren des Spezialtiefbaus	33
Prof. DrIng. Jürgen Grabe, DiplIng. Tim Pucker Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb	
Albaufstieg: Besondere Herausforderungen beim Bau der Neubaustrecke Wendlingen - Ulm	47
DiplIng. Matthias Breidenstein, DB ProjektBau GmbH, Stuttgart	
Sydney Airport: DSV-Arbeiten bei nicht alltäglichen Randbedingungen	57
DiplIng. Gebhard Dausch, Bilfinger Spezialtiefbau GmbH, Mannheim	
Überbrückung von Erdeinbrüchen unter Verwendung von hochfesten Stahldrahtelementen	63
DiplIng. Daniel Flum, Rüegger+Flum AG, St. Gallen (CH)	
Gesteuerte Horizontalbohrung im Fels zur Unterfahrung einer wasserführenden Versturzmasse beim Kramertunnel	77
B.Sc. Fabian Gulde, DiplIng. Josef Schad, MAX WILD GmbH, Berkheim	
Geotechnische Herausforderungen und Lösungen beim Niagara Tunnel-Projekt	87
DiplIng. Norbert Komma, Strabag AG, Wien	

Geotechnical Aspects concerning the Fehmarn-Belt Immersed Tunnel	107
Ole Peter Jensen, Ramboll, Kopenhagen, DK	
Real Time Qualitätsüberwachung und Ergebnisverifizierung durch statische und dynamische Probebelastungen an Pfählen im Seeton	115
DrIng. Jimmy Wehr, Keller Holding GmbH, Offenbach DiplIng. Mario Andreas, Keller Grundbau GmbH, Offenbach DiplIng. Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH, Offenbach DrIng. Matthias Schallert, GSP mbH, Mannheim DrIng. Oswald Klingmüller, GSP mbH, Mannheim	
Wehrhahn-Linie in Düsseldorf: Stationsneubau unter dem Gebäude des Kaufhofs im Schutze einer Vereisung	127
DiplIng. Benno Müller; Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG; München DiplIng. Stefan Passarge, Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG; Frankfurt	
Neue Dienstleistungsfelder bei komplexen Infrastruktur- aufgaben am Beispiel der Wehrhahn-Linie Düsseldorf	139
DiplIng. Heinz Stenmans, DiplIng. Marco van Bebber, HOCHTIEF Solutions AG, Essen DiplIng. Arch. Andrea Blome, DiplIng. Gerd Wittkötter, Landeshauptstadt Düsseldorf,	
Verzeichnis der Autoren	155
Verzeichnis der Schriftenreihe	157

Vorwort des Herausgebers

Das Thema des Heftes 56 unserer Mitteilungsreihe mit den Fachbeiträgen zum 12. Geotechniktag am 8. März 2013 lautet Geotechnik und industrielle Verfahren. Es hat mit gut 400 Teilnehmern wieder einen großen Kreis geotechnisch interessierter Fachleute erreicht und die Tagung im Audimax der Technischen Universität München bot gleichzeitig vielfältige Begegnungen, regen Gedankenaustausch und offene Diskussionen unter Kollegen.

Das Generalthema in diesem Jahr konnte uns ins Bewusstsein bringen und dieses Heft mag es noch einmal reflektieren, dass wir trotz der üblichen Herstellung von Unikaten im Bauwesen prozessorientiert arbeiten, die Bauvorhaben nicht hemdsärmelig, sondern ingenieurmäßig geplant, qualitätsbewusst, kosten- und zeiteffizient voran bringen. In der Geotechnik spielt dabei eine besondere Rolle, dass wir viele Konstruktionen unterirdisch und außerhalb der einfachen manuellen und visuellen Überprüfbarkeit herstellen, die Herstellprozesse daher besonders klar und kontrolliert ablaufen müssen, obwohl sie in einem zuvor nicht vollständig erkundbaren Umfeld liegen.

In der Automobilindustrie hat uns Henry Ford den Weg von der handwerklichen zur industriellen Produktion aufgezeigt und die Weiterentwicklung des prozessualen Vorgehens in der entsprechenden stationären Industrie lohnt unsere Kenntnisnahme, einen Vergleich und womöglich eine Übernahme der Prinzipien, Methoden und Organisationsformen auch für das Bauwesen und den Spezialtiefbau.

Bei aktuellen Aufgaben des Spezialtiefbaus und des Tunnelbaus zeigt sich der Erfolg industriellen Organisierens, Planens und Ausführens immer wieder und mehrere Beispiele dazu wurden präsentiert und lassen sich in diesem Heft nachempfinden. Auch bei Großprojekten für unsere Verkehrsinfrastruktur ist die Gesamtkonzeption heute industriell geprägt.

Weiterhin verbindet die Geotechnik mit der Industrie, dass dem konkreten Tun und Handeln rechnergestützte Simulation vorausgeht. Auch hierzu konnten wir einen interessanten und wegweisenden Beitrag aus der aktuellen Forschung wahrnehmen.

Das industrielle Denken und Organisieren muss gleichzeitig mit handwerklichen und mittelständig geprägten Aufgaben beim Bauen verknüpft werden, was zu neuen vermittelnden Tätigkeitsfeldern von Ingenieuren führt.

Nicht zuletzt sind industrielle Prozesse stark mit Fragen der Qualitätssicherung verknüpft, die uns über die Gesamtprozesse hinweg stetig zu begleiten hat.

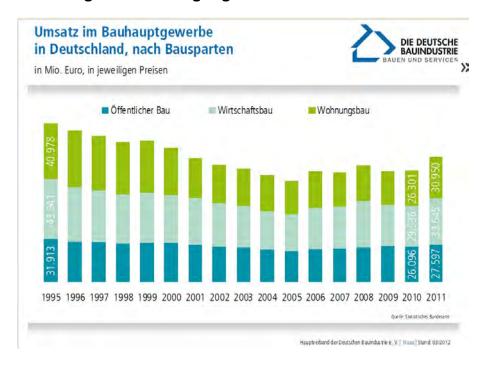
München, im September 2013, Norbert Vogt

Wie steht es mit der Prozessorientierung im Bauwesen im Vergleich zur Automobilindustrie?

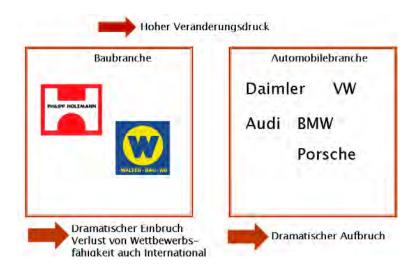
Peter Meijnen
Porsche Consulting GmbH

Dr. Konrad Nübel Smoltczyk & Partner GmbH

Schwierige Marktbedingungen



Ausgangspunkt 80er Jahre

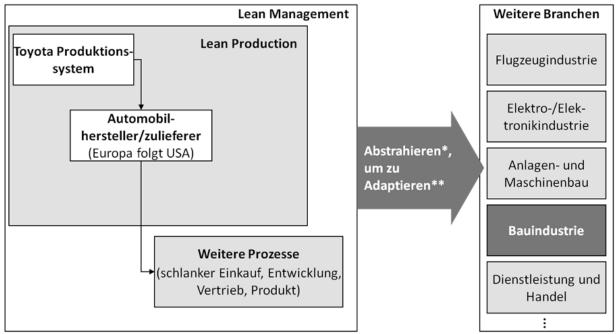


Konsequenzen der Automobilindustrie



"Lean Construction" ist die Adaption des "Lean Management" auf die Bauindustrie

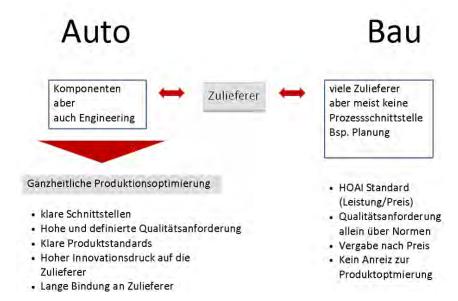
Branchendurchdringung durch Abstraktion



- * ABSTRAHIEREN: ERKENNTNISTHEORIE, ABSEHEN VOM BESONDEREM, EINZELNEM UM DAS BEGRIFFLICHE ALLGEMEINE ZU ERHALTEN
- * * ADAPTIEREN: ANPASSEN

Quelle: Porsche Consulting

Unterschiedliche Prozessgestaltung



Wer gibt eigentlich die Prozessstandards vor?

Auto Bau

Autofirme definieren Prozessstandards und entwickeln diese weiter

Geringe Fertigungstiefe (über 85% Leistungsvergabe) ABER Autoindustrie ist PROZZESSINHABER

Prozesskapitalismus

Kein Prozess<mark>eigner</mark>

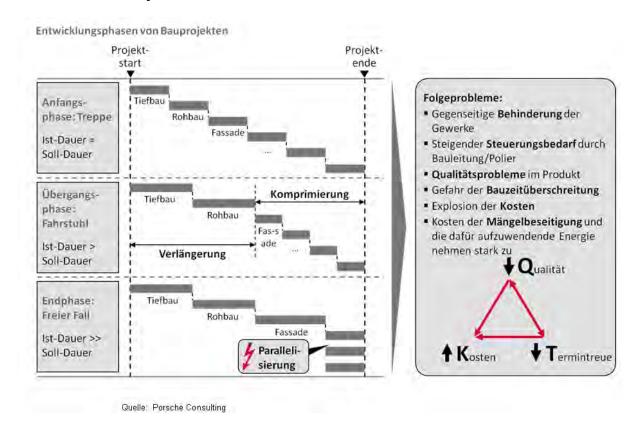
Architekt – Planer – Baufirma Projektsteuerer

(Alle sind Zulieferer)

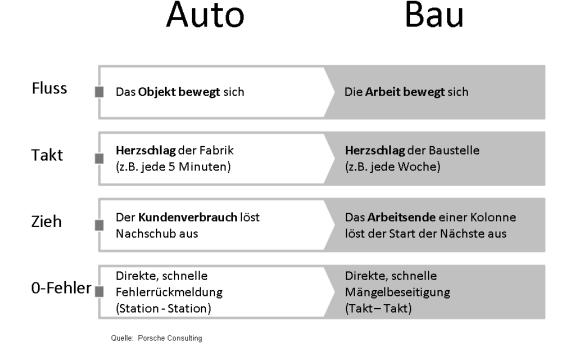
Prozesssozialismus

Beispiel: Vergabe von Geotechnischem Gutachten an billigsten Lieferanten Geotechnik Schadensursache Nr. 1 bei Versicherungen)

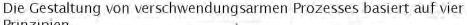
Das Kernproblem im Bau ist, die ungenügende kurzzyklische Termineinhaltung während des Projektverlaufs woraus hohe Kosten entstehen

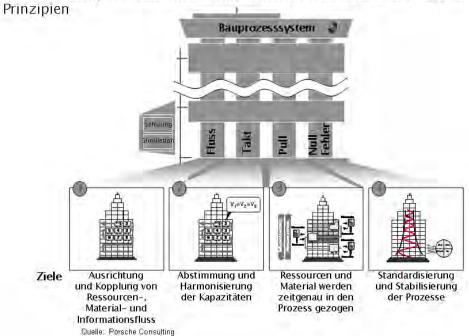


Wer gibt eigentlich die Prozessstandards vor?



Prinzipien





Unterschiedliche Prozessgestaltung

Auto

- Prozesse sorgen für hohe Transparenz (Kosten/ Qualität) und bilden den Maßstab für Verbesserungen
- Prozessverbesserung ist der Hebel (Laverage) der Ingenieure
- Kontinuierliche Verbesserung durch definierte Prozesse



Bau

- Keine Transparenz
- Immer wieder dieselben Fehler /anstatt kontinuierliche Verbesserung)
- Keine GANZHEITLICHE Kostentransparenz
- Kein Vergleichsmaßstab –
 da es keine Prozessstandards gibt
- Kein (transparenter) Hebel für Ingenieure (daher Preiskampf um Honorare bzw. Leistung der Zulieferer)

Hypothese

Enormes Potenzial zur Kostenoptimierung

Ausblick / Vision

- Paradigmenwechsel im Bauwesen (Ganzheitliche Prozessoptimierung)
- Postulierung von Produktionsgrundprinzipien (Planung muss beinhaltet werden)
- Prozesskapitalismus kein Prozesssozialismus
 Prozesse werden zum Wettbewerbsfaktor,
 was den Innovationsdruck und die Qualität stärkt
- Preis- und Qualitätswettbewerb

Umsetzung industrieller Methoden und Organisationsformen im Spezialtiefbau

Prof. Thomas Bauer Bauer AG, Schrobenhausen

Industrielle Methoden und Organisationsformen

- ·Eigentlich ist das nur in Industrieunternehmen möglich
- ·Gegensatz ist wohl der Begriff: Handwerk
- ·Bauindustrie gibt sich selbst den Namen Industrie
- ·Industrie bezieht sich grundsätzlich auf Sachgutproduktion

Begriffe die "Industrie" beschreiben:

- · Massenproduktion
- Mechanisierung
- Automatisierung
- hoher Technologisierungsgrad
- · institutionalisiertes R & D
- Arbeitsteilung
- regelmäßige Produktion
- · Standardisierung, Normung
- Trennung Produktion von Wohnung und Freizeit
- Produktion auf Vorrat für anonymen Absatzmarkt
- Anlagenintensität
- Spezialisierung
- etc.



Welche dieser Begriffe treffen auf Spezialtiefbau zu?

- Massenproduktion
- Mechanisierung
- Automatisierung
- hoher Technologisierungsgrad
- · institutionalisiertes R & D
- Arbeitsteilung
- regelmäßige Produktion
- · Standardisierung, Normung
- Trennung Produktion von Wohnung und Freizeit
- Produktion auf Vorrat für anonymen Absatzmarkt
- Anlagenintensität
- Spezialisierung
- · etc.

trifft zu trifft etwas zu trifft nicht zu

Was ist das Wesen der Bauwirtschaft?

---- auch des Spezialtiefbaus

Produktanbieter:

BMW → Auto
Samsonite → Koffer
Creaton → Dachziegel

Das Produkt ist Mittler zwischen Unternehmen und Kunde.

Es vermittelt neben dem Nutzungszweck auch:

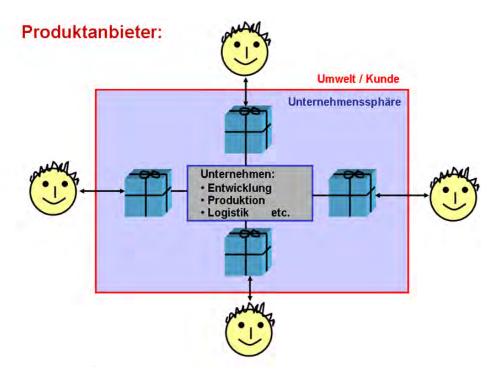
Prestige Mercedes

Sportlichkeit "Freude am Fahren"
Status Preispolitik bei Parfüm,
Exklusivität Verpackung, Aufmachung

Lebenseinstellung Umweltschutz

Der Mensch hinter dem Produkt ist für den Kunden zumeist nicht erkennbar.

Nur für Werbezwecke werden Menschen in den Vordergrund gestellt, die aber zumeist mit dem Produkt nichts zu tun haben (Thomas Gottschalk – Haribo)



Dienstleistungsunternehmen:

Zahnarzt Bank

Architekt

.....

Bau ---- Spezialtiefbau

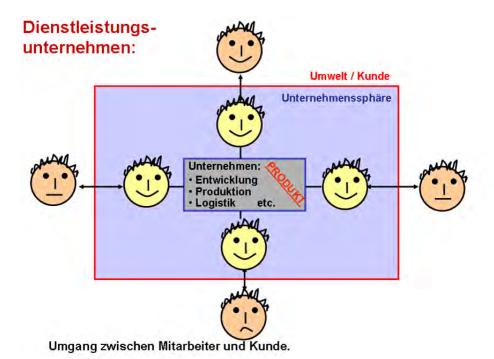
Diese Darstellung unterscheidet sich von der Festlegung in der volkswirtschaftlichen Gesamtrechnung.

Der Mensch ist Mittler zwischen Unternehmen und Kunde. Der Kunde wünscht kein spezielles Produkt, sondern eine PROBLEMLÖSUNG, ein ERGEBNIS.

Die Mitarbeiter des Unternehmens sind

- wichtigste Werbeträger
- Problemlöser
- Vertrauensmittler
- Garant für Qualität und Ergebnis

Werbung und Produktdarstellung sind hauptsächlich Hilfsmittel für den Umgang zwischen Mitarbeiter und Kunde.



Eigenschaften der Dienstleistungen:

- immateriell (Nicht-Sachgut) ---- fehlende sinnliche Wahrnehmbarkeit
- nicht handelbar, nicht lagerfähig
- personalintensiv
- Einsatz eines externen Faktors (bedingt Transport)
- Erstellungsort (Standortgebunden)
- Messbarkeit oft schwierig (wie viel Rat?)
- Produktion und Verbrauch fallen zeitlich zusammen
- Absatz hat konstitutive Bedeutung für Produktion ---- nicht lagerbar
- Produktion besteht aus zwei Phasen:
 - Herstellung der Leistungsbereitschaft
 - Endkombination
- Synchronität von Produktion und Absatz (uno-actu-Prinzip)

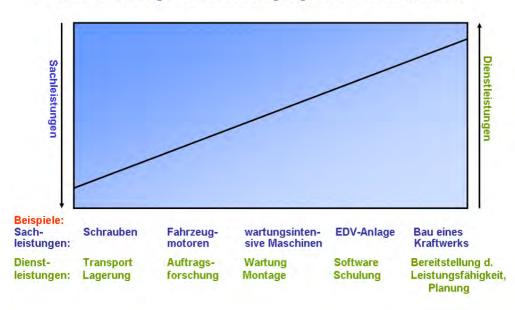
(vgl. Maleri: Grundlagen der Dienstleistungsproduktion 1991)

Bauwirtschaft = Dienstleistung

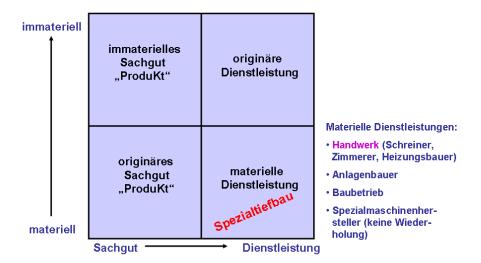
Der Baubetrieb verkauft eine Dienstleistung, d.h. die Leistungsbereitschaft (-fähigkeit) eine bestimmte Bauaufgabe zu erfüllen

- · das Produkt selbst rückt im Vertrieb in den Hintergrund.
- · Produktdifferenzierung ist nahezu nicht möglich.
- · keine Lagerhaltung möglich
- sehr leichter Markteintritt 🗆 keine Kapazitätsbeschränkungen
- Zwang zur Akquisition des Anschlussauftrags für eine spezielle Ausstattungen (z.B. Tunnelbohrmaschine eines speziellen Durchmessers).
- · Nachfragemonopol des Staates, Deutsche Bahn etc.

Anteil Sachleistungs- / Dienstleistungseigenschaften am "Produkt"



Gütereinteilung Sachgut /Dienstleistung



Kann man bei einer Dienstleistung von industriellen Methoden sprechen?

Ich meine JA!

Obwohl wir im Spezialtiefbau ganz eindeutig eine Leistung ("ein Produkt" herstellen, das niemals Sachgut – mit Produktdifferenzierung – sein kann.

Im Spezialtiefbau werden wir immer eine Problemlösung anbieten.

Viele Themen behandeln große Spezialtiefbaufirmen aber ähnlich oder gleich wie Industriebetriebe im herkömmlichen Sinne: speziell Fertigung, Entwicklungsarbeit, Strukturierung der Unternehmen, etc.

Massenproduktion, Mechanisierung, Automatisierung, Anlagenintensität

- Beispiel: unser erster Ankerbohrroboter
 - das war die Idee, durch voll automatisches Arbeiten einen großen Wettbewerbsvorteil zu erreichen
 - Im Ergebnis war das ein ziemlicher Flop --- warum?
 Baustellen eignen sich ganz selten für eine derartige Fließbandarbeit
- Ganz anders verhält es sich mit der Mechanisierung unseres Geschäfts ganz allgemein:
 - Die Geräte, so groß wir sie auch konzipierten fanden immer auch ihren Markt
 - Beispiel: BG 7, BG 30, BG 48 ---- analog bei den Fräsen
 - Die Möglichkeiten neuer Verfahren wurden immer genutzt, um neue und größere Bauten zu erstellen ---- speziell auch auf Baugrund, wo früher praktisch nicht gebaut werden konnte.



Ankerbohr-"Roboter" AB 2





BG 30





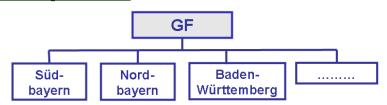
BG 40 mit CCFA (Cased CFA) Ø 1000 mm, Project London



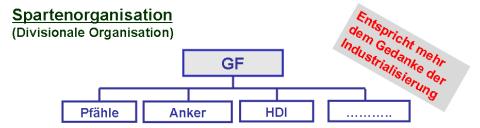
Arbeitsteilung, Organisation

- Das zentrale Thema ist hier die Grundorganisation, in der ein Spezialtiefbauunternehmen zu gestalten ist.
 - Spartenorganisation
 - Mit Zentralabteilungen für Marketing (Nähe zum Kunden)
 - Regionalorganisation
 - Mit Zentralorganisationen für Spezialtechniken und Know -How Entwicklung

Regionalorganisation



Innerhalb der Hauptabteilungen eigenständige Subsysteme, die dann zumeist funktional gegliedert sind.



Institutionalisiertes R & D

Man muss viele Frösche küssen, bis man einen Prinzen vom Schlaf erweckt

Beispiele für neue Themenfelder, die wir (BAUER) in letzter Zeit "entdeckt" haben:

- •Tiefbohrgeräte ---- TBA 200 bis 440
- •Tiefbohrgeräte RB 90, TBA 100
- •Unterwasserbohrgerät für Gründung von Strömungsturbinen
- •Daraus entstanden: Unterwasserbohrgerät im Lockergestein für Windkrafträder (Mixed in Place Methode)

Dieses System ist nach ersten Ermittlungen sogar kostengünstiger als Rammen

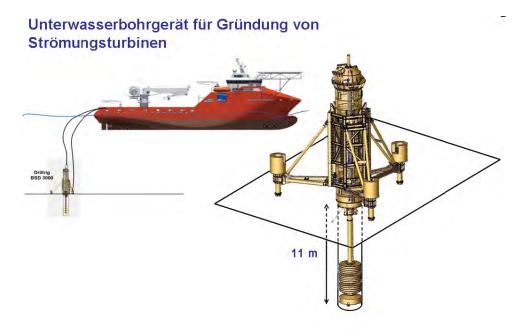
•Oman ----- Pflanzenkläranlage

Tiefbohranlagen
TBA M-Series

TBA 100
Tiefbohranlage mit 100 Tonnen Hakenlast









Industrielle Techniken spielen im Spezialtiefbau eine große Rolle aber

größte Herausforderungen bleiben:

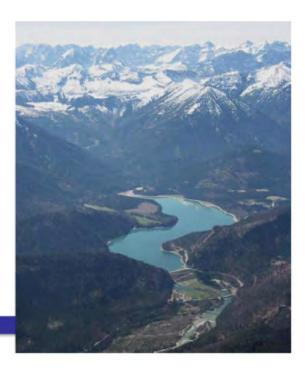
- **►** Einzelfertigung
- ▶ hohe Komplexitäten -- im Rahmen einer Dienstleistung
- Umgang mit immer neuen Baustellensituationen
- Herausforderungen des Bodens (Bohren, Statik, ...)
- Herausforderungen was die Dimension der Bauelemente betrifft (Tiefe, Durchmesser,)
- Geometrische Herausforderungen (Bauelemente, Geräte)
- Witterungsbedingungen
- Bewältigung von Fehlern ---- diese sind in der Einzelfertigung kaum vermeidbar
- Bewältigen komplexer Schnittstellensituationen auf den Baustellen
- Und viele weitere Überraschungen

Qualitätsgesicherte Herstellung einer Schlitzdichtwand im Sylvensteindamm

Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Sylvensteinspeicher, bauen wo andere Ferien machen







Isar, die Reißende



Der Bau der Talsperre von 1954 bis 1959



Injektion des Dichtschleiers



Maschineneinsatz in den Fünfzigern



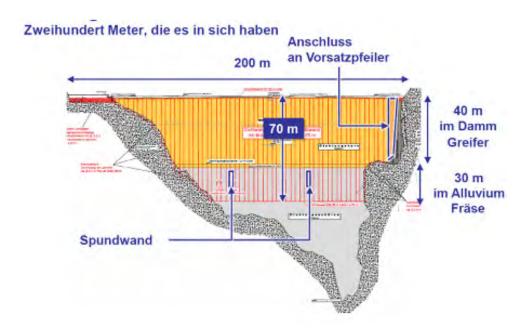
Findlinge

2 Bauaufgabe



Comment of the C

Imposantes Bauwerk, die Finanziers,



3 Geotechnik und industrielle Verfahren

Qualitätsgesicherte Herstellung einer Schlitzdichtwand im Sylvensteindamm



Industrieelle, stark mechanisierte Verfahren im Gegensatz zur handwerklichen Produktion



Fräse und Greifer, fabrikneu







Wie in der Eisenbahn, einer hinter dem anderen



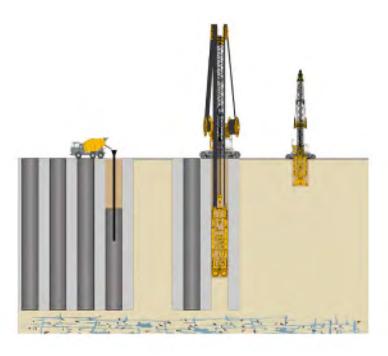


Der Sylvensteindamm "noch schöner…"

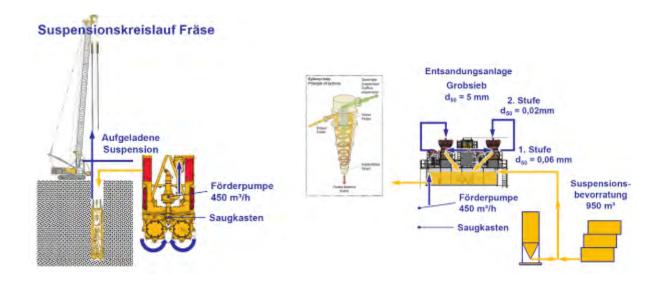




Die Baustelle als Fabrik



Herstellung Dichtwand Herstellungsablauf





Betonage im Kontraktorverfahren

4 Die Qualitätsfragen

4.1 Dichtwandmaterial

- soll fest, aber nicht zu fest sein in immer gleicher Güte
- soll hohe Verformbarkeit aufweisen
- soll Dauerbeständig sein
- soll sich gut verarbeiten lassen (pumpbar)
- soll nach kurzer Zeit anschneidbar sein

Erdbeton

Anforderungen an Erdbeton:

Möglichst geringe Durchlässigkeit bei ebenso geringer Steifigkeit

Durchlässigkeit k: < 1 x 10-9 m/s (Anforderungswert)

Druckfestigkeit q_u: > 1300 kN/m² (28d) (Richtwert)

Elastizitätsmodul E: $< 450 \text{ MN/m}^2$ (Zielstellungswert) Biegezugfestigkeit β_z : $400 - 500 \text{ kN/m}^2$ (Zielstellungswert)

Umsetzung durch geringen Bindemittelanteil (CEM III/B) und Beimischung von Tonmehl (Herstellung einer Tonmehlsuspension und Übergabe an Betonmischwerk).

MIX	Wasser	Bindemittel	Tonmehl	Kies	Sand	VZ	BV
	[kg/m³]	[kg/m²]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[%]	[%]
H 0,57	375	125	220	521	782	4	1,5

Sicherstellung der Qualitätsanforderungen: Erdbeton

- · Eingangskontrolle sämtlicher Baustoffe
- Untersuchungen des Frischbetons
- · Betreuung jeder Betonagen durch Mitarbeiter der BT
- Herstellung von Prüfkörpern für Untersuchungen / Rückstellproben
 - Zylindrische Probekörper ("regulär" gemäß Vorgaben QMP): 1073 Stück
 - Zylindrische Probekörper für Frühfestigkeitsuntersuchungen: 147 Stück
 - Zylindrische Probekörper für zusätzliche Untersuchungen: 52 Stück
 - Prismatische Probekörper für Biegezugprüfungen: 163 Stück
- Durchführung von Güteprüfungen an Prüfkörpern durch Eigen- und Fremdüberwachung

Untersuchte Prüfkörper in der Eigenüberwachung (BT Baustofflabor):

- > Durchlässigkeit: 24 Stück
- > Biegezugfestigkeit: 24 Stück
- Druckfestigkeit: 143 Stück

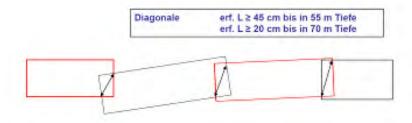
Prüfplan DW-Masse

n Prüfkörper	in	ΕÜ	FÜ	
	Aniehnung an			
Temperatur		Zusammen mit Prüfung des Ausbreitmaßes	Stichproben	
Dichte	Standzylinder	Kontrolle der Mischrezeptur, Einwaage Protokoll	Stichproben je 300 m²	
Ausbreitmaß	Ausbreittisch	Ca. alle 20 m³, mind. 2 x pro Lamelle		
Anstichfestig-keit	Einaxiale Druckfestigkeit durch FÜ	Vor Anschnitt durch Sekundärlamelle an Proben aus Primärlamellen	Stichproben und bei Bedarf	
Durchlässigkeitsbe iwert k 1 Prüfkörper je Serie	DIN 18130 Teil 1 TX-DE-ST-UO	1 Probe = 2 Serien 1 Serie = 5 Prüfkörper	1 Probe = 2 Serien 1 Serie = 5 Prüfkörper	
Einaxiale Druckfestigkeit q _u 3 Prūfkörper je Serie	DIN 18136	1 Probe je 150 m² Wandfläche bzw. je Schlitzwandlamelle für Prüfungen nach 28	1 Probe je .300 m² Wandfläche bzw. jede zweite Schlitzwandlamelle für Prüfungen nach 28 Tagen (Serie 1) und/oder ggf. nach 56 Tagen (Serie 2)	
Biegezugfestig-keit β _z 1 Prüfkörper je Serie	DIN EN 12390-5	nach 56 Tagen (Serie 2) geprüft werden in jedem		
		2 q _u je 150 m ² Wandfläche 1 β _z je 450 m ² Wandfläche und nach 56 Tagen: 1 k je 450 m ² Wandfläche alle weiteren Prüfkörper verbleiben als Rückstellproben	geprüft werden in jedem Fall nach 28 Tagen: 1 qu je 300 m² Wandfläche und nach 56 Tagen: 3 qu je 300 m² Wandfläche 1 βz je 450 m² Wandfläche 1 k je 450 m² Wandfläche alle weiteren Prüfkörper verbleiben als	
	Ausbreitmaß Anstichfestig-keit Durchlässigkeitsbe iwert k 1 Prüfkörper je Serie Einaxiale Druckfestigkeit qu 3 Prüfkörper je Serie Biegezugfestig-keit βz 1 Prüfkörper je	Ausbreitmaß Ausbreittisch Anstichfestig-keit Einaxiale Druckfestigkeit durch FÜ Durchlässigkeitsbe DIN 18130 Teil 1 TX-DE-ST-UO 1 Prüfkörper je Serie Einaxiale Druckfestigkeit qu 3 Prüfkörper je Serie Biegezugfestig-keit βz 1 Prüfkörper je	Dichte Standzylinder Kontrolle der Mischrezeptur, Einwaage Protokoll Ausbreitmaß Ausbreittisch Ca. alle 20 m², mind. 2 x pro Lamelle Anstichfestig-keit Einaxiale Druckfestigkeit durch FÜ Sekundärlamelle an Proben aus Primärlamellen Durchlässigkeitsbe DiN 18130 Teil 1 1 Probe = 2 Serien Ivert k TX-DE-ST-UO 1 Serie = 5 Prüfkörper Serie DIN 18136 1 1 Probe je 150 m² Wandfläche bzw. je Schlitzwandlamelle für Prüfkörper je Serie DIN EN 12390-5 Ragen (Serie 1) und ggf. nach 56 Tagen (Serie 2) 1 Prüfkörper je Serie 1 jund ggf. nach 56 Tagen (Serie 2) 1 Prüfkörper je Serie 1 jund ggf. nach 56 Tagen: 2 qu. je 150 m² Wandfläche 1 ½ je 450 m² Wandfläche und nach 56 Tagen: 1 k je 450 m² Wandfläche alle weiteren Prüfkörper verbleiben als	

4.2 Wand und Fugen

- soll durchgehend dicht sein
- soll an jeder Stelle (Fugen) eine Mindestdicke haben

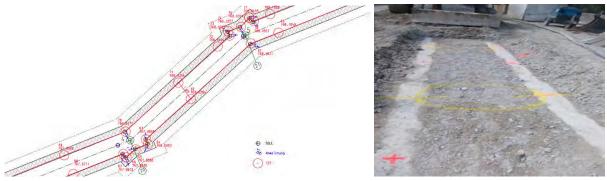
Lagegenauigkeit / Überschneidungsmaß Lamellen



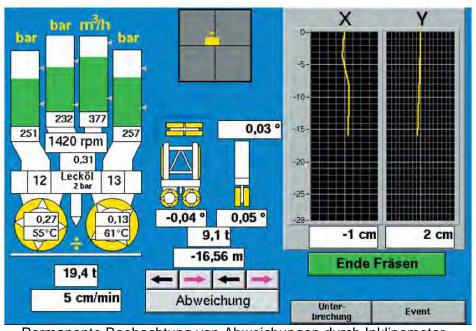
Sicherstellung der Anforderungen:

- · Nachvermessungen Leitwand / Lamellenansatzpunkte
- · Permanente Beobachtung von Abweichungen durch Inklinometer
- Messfahrt Fräsinklinometer
- · Kontrollmessungen KodenDrillingMonitor

Sicherstellung der Anforderungen

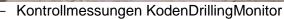


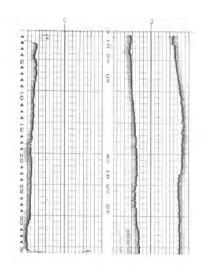
Nachvermessung Leitwand / Lamellenansatzpunkte



- Permanente Beobachtung von Abweichungen durch Inklinometer
- Messfahrt Fräsinklinometer





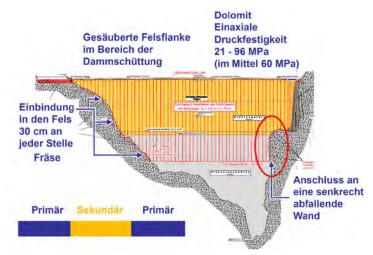


4.3 Felsanbindung

- soll an jeder Stelle mindestens 30 cm einbinden

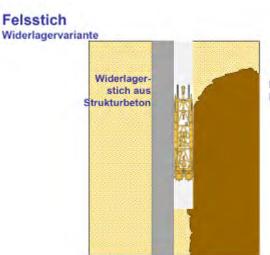
Wie erkenne ich die "Felseinbindung?







Gesäuberte Felsflanke im Bereich der Dammschüttung

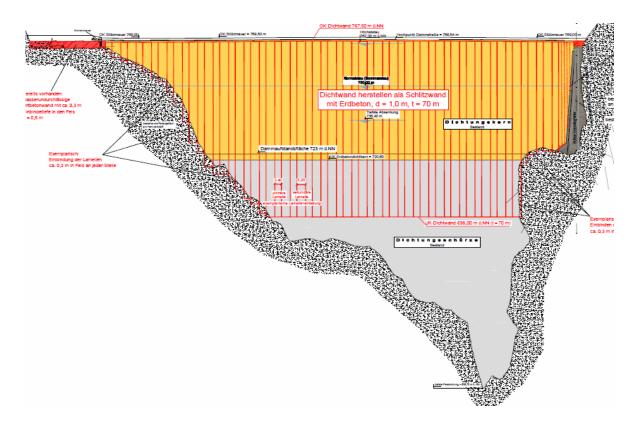


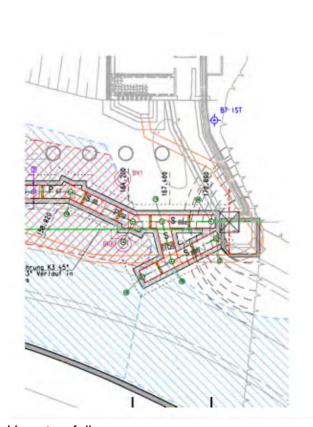
Felskantenführung It. Ausschreibung

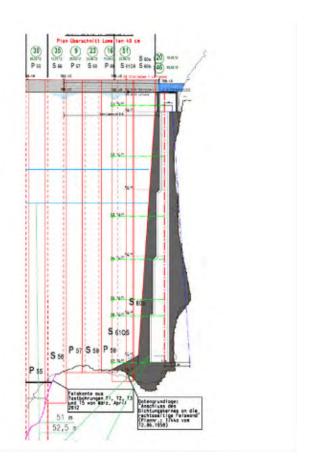


4.4 Vorsatzpfeiler

- soll sauber angeschlossen werden







Vorsatzzpfeiler



Bürste zum Reinigen des Vorsatzpfeilers



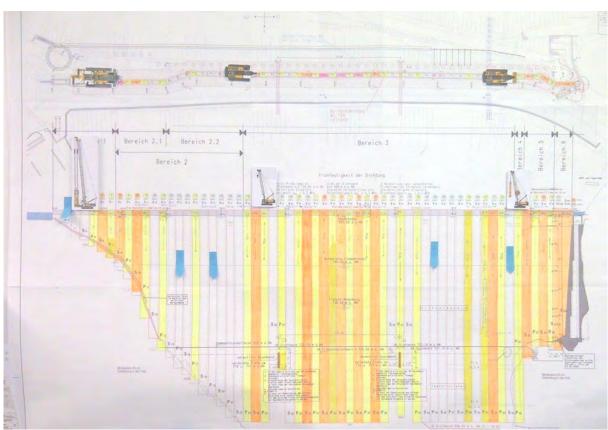
Schaber zum Reinigen des Vorsatzpfeilers

4.5 Alte Spundwand

- soll gezogen werden

Spundwand in Dammaufstandsfläche... Ist sie noch unter dem Damm vorhanden?





Lücken in der Dichtwand im Bereich der Spundwände

Wo liegt die Spundwand?

Der Spundwandtaster







5 Danksagung



Numerisch gestützte Entwicklung von Geräten und Verfahren des Spezialtiefbaus

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe
Dipl.-Ing. Tim Pucker
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb

1 Einleitung

In vielen Bereichen des Ingenieurwesens werden numerische Verfahren zur Produktentwicklung eingesetzt. Vor allem im Fahrzeug- und Flugzeugbau helfen diese Verfahren bei Entwicklungen beispielsweise zur Verbesserung der Sicherheit, des Gewichts, der Lebensdauer, der Umweltverträglichkeit und der Reduzierung der Kosten.

Das Potential von numerischen Verfahren zur Entwicklung von Geräten und Verfahren des Spezialtiefbaus wird dagegen vergleichsweise sehr wenig genutzt. Dabei bieten die Verfahren neben den bereits erwähnten Anwendungen auch die Möglichkeit automatische Regelungen numerisch zu entwickeln. In diesem Beitrag werden drei Beispiele zu numerisch gestützten Entwicklungsmöglichkeiten vorgestellt. Dazu werden Simulationsmöglichkeiten zum Rütteldruckverfahren, zum geregelten Einbringen von Profilen und zur Herstellung von Bohrpfählen aufgezeigt.

2 Numerisches Verfahren

In diesem Artikel werden ausschließlich Simulationen vorgestellt, die mit der gekoppelten Euler-Lagrange Methode (CEL) berechnet wurden. Das Verfahren und dessen Anwendbarkeit im Bereich der Geotechnik wurde bereits bei Henke (2010), Qui et al. (2011), Pichler et al. (2012), Qui (2012) gezeigt und wird daher in diesem Beitrag nicht beschrieben. Alle vorgestellten Berechnungen werden mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus (Simulia, 2011) durchgeführt.

2.1 Stoffmodell

Die untersuchten Verfahren werden ausschließlich in trockenem Sand simuliert. Zur Abbildung dieser Böden eignet sich vor allem das verwendete hypoplastische Stoffmodel nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung der intergranularen Dehnungen nach Niemunis und Herle (1997). Das Stoffmodell kann das nichtlineare anelastische Verhalten granularer Materialien realitätsnah wiedergeben. Es berücksichtigt typische Eigenschaften wie Pyknotropie, Barotropie, Kontraktanz, Dilatanz, unterschiedliche Steifigkeiten bei Be,- Ent- und Wiederbelastung sowie erhöhte Steifigkeiten im Bereich kleiner Dehnungen.

Die Simulationen zur Rütteldruckverdichtung werden mit Mai-Liao Sand und die Simulationen zur Pfahlherstellung mit Karlsruher Sand durchgeführt. Die verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Tab. 1: Verwendete hypoplastische Stoffparameter

Material	$arphi_{c}$	h _s	n	e _{d0}	e_{c0}	e _{i0}	α
	[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Mai-Liao Sand	31,5	32	0,324	0,57	1,04	1,20	0,4
Karlsruher Sand	30,0	5800	0,28	0,53	0,84	1,00	0,13

Material	β	m_T	m_R	R	$oldsymbol{eta}_R$	X
(Fortsetzung)	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Mai-Liao Sand	1,00	2,0	5,0	0,0001	0,5	6,0
Karlsruher Sand	1,05	2,0	5,0	0,0001	0,5	6,0

3 Rütteldruckverfahren

3.1 Beschreibung des Verfahrens

Das Rütteldruckverfahren wurde von der Firma Johann Keller zur Tiefenverdichtung von rolligen Böden entwickelt und wird seit ca. 1936 in der Praxis eingesetzt (Fellin, 2000; Witt, 2009).

Der Rüttler selbst besteht aus einem zwei bis vier Meter langen Stahlrohr, das an Verlängerungsrohren gelenkig befestigt ist. Das Rohr hat einen Durchmesser von 30 bis 50 cm und wird durch rotierende Massen im Inneren in Schwingungen versetzt. Die Frequenz des Rüttlers beträgt 30 bis 60 Hz und es ist eine horizontale Wegamplitude am Fuß zwischen 3 und 21 mm zu erwarten.

Die Rütteldruckverdichtung ist schematisch in Bild 1 dargestellt. Im ersten Schritt wird der vibrierende Rüttler mit Hilfe einer an der Spitze integrierten Wasserspülung bis zur geforderten Tiefe eingebracht. Im zweiten Schritt wird der Rüttler stufenweise gezogen, sodass eine gewünschte Verdichtungsreichweite erzielt wird. Die Verdichtung erfolgt dabei in Stufen von 0,3 bis 1,0 m bei einer Verdichtungsdauer zwischen 30 und 90 s je Stufe (Witt, 2009). Durch die Verdichtung des Bodens entstehen an der Geländeoberfläche Sackungstrichter, die mit Zugabematerial aufgefüllt werden.

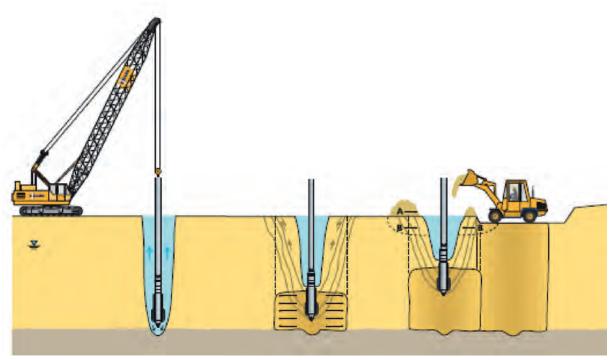


Bild 1: Schematische Darstellung des Bauablaufs bei der Rütteldruckverdichtung (Quelle: Keller Grundbau GmbH)

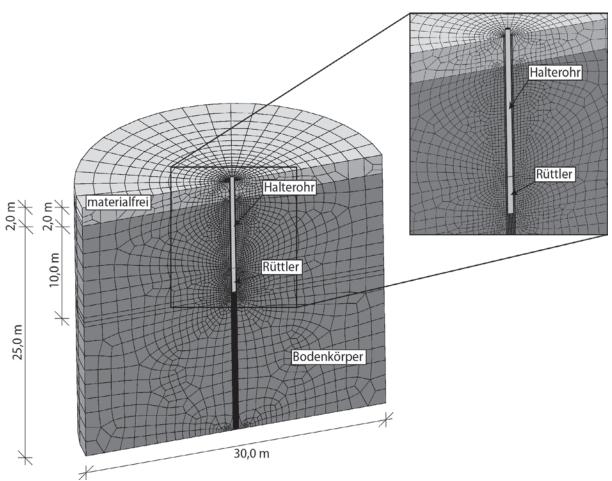


Bild 2: Vertikalschnitt durch das räumliche Finite-Elemente-Modell zur Simulation der Rütteldruckverdichtung mit Diskretisierung (Henke et. al, 2012)

3.2 Numerisches Modell

Zur Simulation der Rütteldruckverdichtung wird ein dreidimensionales Modell verwendet, da durch die zu erwartenden Rüttlerbewegungen keine Symmetrien ausgenutzt werden können. Das verwendete Modell ist in Bild 2 dargestellt. Der Bodenkörper hat einen Durchmesser von 30 m und eine Höhe von 25 m. Oberhalb des Bodenkörpers befindet sich ein 2 m hoher materialfreier Raum, in den der Boden während der Simulation ausweichen kann. Der Rüttler wird als Starrkörper modelliert, hat eine Länge von 2,5 m und einen Durchmesser von 30 cm. Oberhalb des Rüttlers wird ein Halterohr ebenfalls als Starrkörper gleichen Durchmessers abgebildet. Der Rüttler wird wished-in-place in 10 m Tiefe eingestellt. Der Vibrationsvorgang wird weg- oder kraftgesteuert simuliert.

3.3 Ergebnisse

Bild 3 zeigt die im Rahmen der Simulationen berechnete Verdichtungsreichweite. Diese ist Abhängig von der Verdichtungsdauer, den Herstellparametern und den Bodenzustandsgrößen. Wenn die Abhängigkeiten bekannt sind, kann die Effizienz des Verfahrens gesteigert werden. In Bild 4 ist die Porenzahlverteilung entlang eines horizontalen Pfads auf halber Rüttlerhöhe bei unterschiedlichen Frequenzen (links) und unterschiedlicher Rüttlerkraft (rechts) dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Verdichtungsreichweite deutlicher von der Rüttlerfrequenz als von der Rüttlerkraft beeinflusst wird. Detaillierte Ergebnisse sind in Henke et. al. (2012) dargestellt.

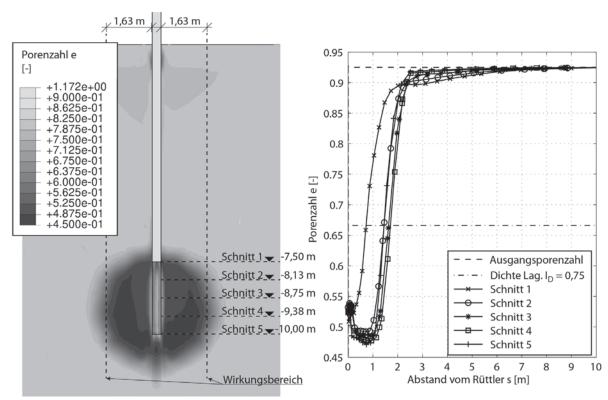


Bild 3: Links: Veränderung der Porenzahl infolge der Rütteldruckverdichtung; Rechts: Verteilung der Porenzahl entlang fünf horizontaler Schnitte in unterschiedlichen Tiefen; kraftgesteuerte Simulation nach einer Verdichtungsdauer von 3 s, $F_{dyn} = 150$ kN, f = 30 Hz (Henke et. al, 2012)

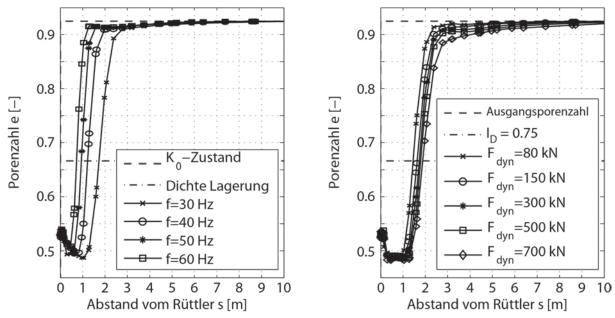


Bild 4: Verteilung der Porenzahl entlang eines horizontalen Schnitts auf halber Höhe des Rüttlers; links: weggesteuerte Simulation, Schwingamplitude 12 mm, Rüttlerfrequenz variabel; rechts: kraftgesteuerte Simulation, Frequenz 30 Hz, Rüttlerkraft variabel (Henke et. al, 2012)

4 Geregeltes Einvibrieren von Pfählen

Die Art der Pfahlherstellung beeinflusst maßgeblich das Tragverhalten der Pfähle, aber auch die Umwelt in Form von Schallemissionen, Vibrationen etc.. Pfähle können eingedrückt, eingerammt, einvibriert bzw. –gerüttelt oder gebohrt werden. In diesem Abschnitt werden die Anwendungsmöglichkeiten numerischer Verfahren bei der Entwicklung von Rüttlern und deren Steuerung bzw. Regelung vorgestellt.

Das Einvibrieren von Pfählen führt zu Vibrationen in der Umgebung. Weiterhin wird der Boden im Umfeld des Pfahls verdichtet, wodurch an der Geländeoberfläche Setzungstrichter entstehen. Während des Einvibrierens von Pfählen können theoretisch die Frequenz und die dynamische Kraft des Rüttlers verändert werden. Durch eine Regelung dieser Parameter können während der Herstellung die Eindringgeschwindkeit, die Vibrationen in der Umgebung und die Setzungen an der Geländeoberfläche beeinflusst werden. Bei der Betrachtung der Herstelleffizienz ist nicht nur die Eindringgeschwindigkeit von Interesse, sondern vor allem die Energie bzw. Arbeit die benötigt wird, um den Pfahl in die gewünschte Tiefe zu penetrieren. Diese Zusammenhänge bzw. Zielfunktionen können numerisch untersucht und einander gegenübergestellt werden.

4.1 Durchgeführte Untersuchungen

In dieser Studie werden drei Zielfunktionen untersucht, die durch die Frequenz und dynamische Kraft beeinflusst werden.

- 1. Einbringdauer t
- 2. Einbringarbeit W_s

Die Einbringarbeit wird aus dem Integral der dynamischen Kraft *F* über den Weg s des Pfahls ermittelt:

$$W_s = \int \vec{F}_{(s)} \mathrm{d}s \tag{1}$$

Setzungen an der Geländeoberkante
 Die Setzungen an der Geländeoberkante werden im Abstand von einem Pfahldurchmesser (1D) ausgewertet.

Zur Auswertung der drei Zielfunktionen werden Variationsberechnungen durchgeführt, in denen die Vibrationsfrequenz zwischen 25 und 40 Hz und die dynamische Kraft zwischen 100 und 400 kN variiert wird.

4.2 Numerisches Modell

Zur Simulation des Einvibrierens eines Pfahls wird das in Bild 5 dargestellte rotationssymmetrische Modell verwendet. Zur Vermeidung von Wellenreflexionen werden am Rand des Modells infinite Randelemente (Lysmer und Kuhlemeyer, 1969) vorgesehen. Der Pfahl wird als Starrkörper modelliert und mit Hilfe einer Reißverschlusstechnik nach van den Berg (1994) bzw. Mabsout und Tassoulas (1994) eingebracht. Dabei wird eine Röhre mit einem Durchmesser von 1 mm (Bild 5 rechts) in den Boden voreingestellt. Der Pfahl penetriert in der Achse der Röhre und löst den Boden von dieser ab. Der Boden gleitet anschließend um den Pfahl herum. Die dynamische Kraft wird mittels eines sinusförmigen Zeitverlaufs auf den Pfahl aufgebracht. Eine detaillierte Beschreibung des Modells ist bei Pucker et al. (2011) zu finden.

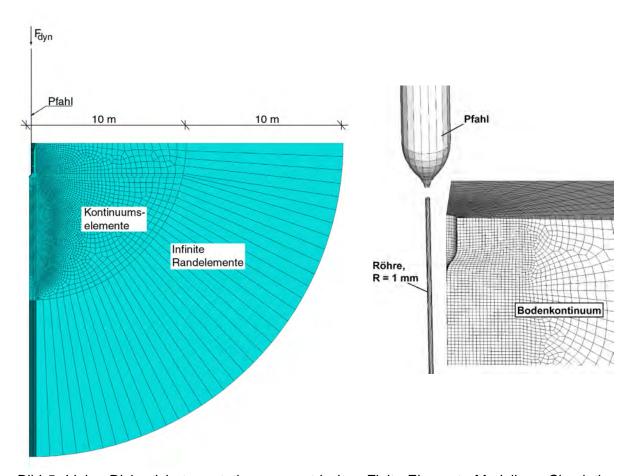


Bild 5: Links: Diskretisiertes rotationssymmetrisches Finite-Elemente-Modell zur Simulation der Vibrationsrammung (Pucker et al., 2011); rechts: Prinzipskizze zur Reißverschlusstechnik (Henke, 2008)

4.3 Ergebnisse

Nach Durchführung der Variationsrechnungen können die Zielfunktionen, wie in Bild 6 dargestellt, in Abhängigkeit der Herstellparameter Frequenz und dynamische Last aufgetragen werden. Die schnellste Pfahleinbringung erfolgt demnach bei niedrigster Frequenz und höchster dynamischer Last. Die geringsten Setzungen treten dagegen bei geringster Last auf. Die Ergebnisse zeigen, dass nicht für alle Zielfunktionen das Optimum bei einer Herstellparameterkombination erreicht werden kann. Die Zielfunktionen müssen gewichtet betrachtet werden, um ein gemitteltes Herstelloptimum zu erreichen.

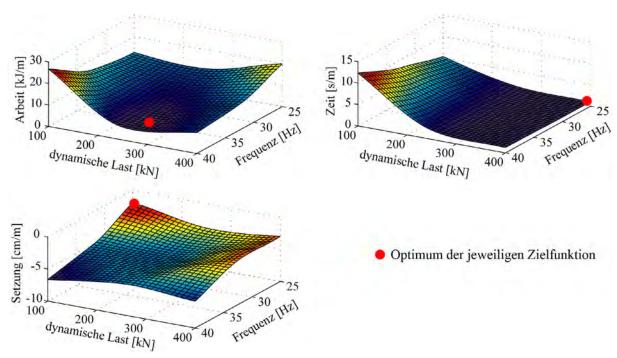


Bild 6: Darstellung der zum Einbringen eines Pfahls mit 30 cm Durchmesser benötigten Einbringarbeit (oben links), der benötigten Zeit (oben rechts) und der Setzungen an der Geländeoberkante im Abstand von 1D jeweils in Abhängigkeit der dynamischen Last und der Frequenz (Pucker et al., 2011)

4.4 Konzept zur optimierten Vibrationsrammung

Aus den numerischen Ergebnissen können Regelungsparameter für eine optimierte Vibrationsrammung abgeleitet werden. Soll beispielsweise die Vibrationsrammung so geregelt werden, dass das Profil mit einer annähernd konstanten Geschwindigkeit in den Boden eingebracht wird, so kann die Regelung auf der Grundlage eines am Pfahlkopf installierten Beschleunigungsaufnehmer erfolgen, siehe Bild 7. Durch Integration des Beschleunigungssignals wird die Eindringgeschwindigkeit ermittelt und die Regelung kann bei Abweichungen zur Sollgeschwindigkeit entsprechend gegensteuern.

Durch die Kopplung mit weiteren Sensoren wie Dehnmessstreifen am Pfahlkopf, können Beschädigungen des Rammguts vermieden werden. Sobald die Dehnungen am Pfahl einen kritischen Wert erreichen, kann die Regelung die Herstellparameter so anpassen, dass keine Schädigung entsteht. Die Kopplung mit Geophonen oder weiteren Schwingungsaufnehmern ermöglicht eine Echtzeitüberwachung gefährdeter benachbarter Strukturen. Durch die Regelung könnten Schäden an diesen vermieden werden, siehe auch Deutsches Patent (2006).

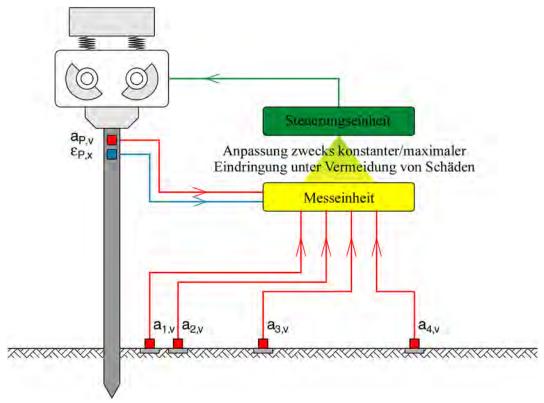


Bild 7: Entwurf einer möglichen Steuerung zum optimierten Einvibrieren von Profilen: Anpassung der Maschinenparameter der Vibrationsrammung in Abhängigkeit der gemessenen Beschleunigungen am Rammgut sowie der Schwingungsausbreitung im Boden (Kinzler et. al, 2009)

5 Herstellung von Vollverdrängungsbohrpfählen

Vollverdrängungsbohrpfähle werden eingesetzt, wenn durch äußere Randbedingungen geringe Lärmemissionen oder geringe Erschütterungen gefordert sind. Bei der Herstellung fällt kein Aushubmaterial an, wodurch dieser Pfahltyp auch im Bereich kontaminierter Böden angewendet wird. Weitere Vorteile dieser Pfähle sind die hohe Produktivität und deren hohe Tragfähigkeit.

Das Eindring- und Tragverhalten von Vollverdrängungsbohrpfählen ist bislang wenig erforscht. Der Einfluss der Herstellparameter wie der Abbohrgeschwindigkeit auf das Tragverhalten ist unbekannt. In diesem Abschnitt wird gezeigt, wie mit numerischen Methoden der Einfluss der Herstellparameter auf den umgebenden Boden untersucht werden kann.

5.1 Bauablauf bei der Herstellung von Vollverdrängungsbohrpfählen

Die Herstellung von Vollverdrängungsbohrpfählen erfolgt in der Regel, wie in Bild 8 dargestellt, in sechs Schritten. Im ersten Schritt wird das Bohrgerät positioniert. Im zweiten und dritten Schritt wird das Bohrwerkzeug auf die Solltiefe abgebohrt. Dabei wird der umgebende Boden verdichtet. Der Bewehrungskorb wird im vierten Schritt durch die Seele des Bohrwerkzeugs eingestellt. Während des Betoniervorgangs wird das Bohrwerkzeug im fünften

Schritt drehend gezogen, wodurch der Boden ein zweites Mal verdichtet wird. Nach dem Abbindevorgang des Betons in Schritt sechs ist der Pfahl fertig hergestellt. Im Weiteren wird ausschließlich der Abbohrvorgang aus den Schritten zwei und drei betrachtet.

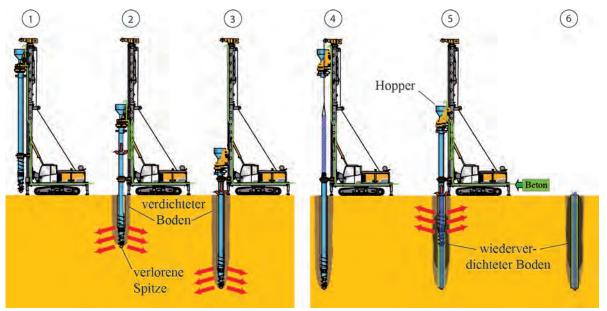


Bild 8: Schematische Darstellung des Bauablaufs zur Herstellung eines Vollverdrängungsbohrpfahls (Busch et al., 2010)

5.2 Numerisches Modell

Die Geometrie des Bohrwerkzeugs weist keine Symmetrien auf, daher wird ein dreidimensionales numerisches Modell erstellt, siehe Bild 9. Der Bodenkörper hat einen Durchmesser von 16 m, eine Höhe von 20 m und wird mit ca. 163.000 Elementen diskretisiert. Oberhalb des Bodens befindet sich ein materialfreier Raum, in den der Boden während der Simulation ausweichen kann. Das Bohrwerkzeug wird 6 m in den Boden eingebracht.

In der Parameterstudie wird das Verhältnis zwischen Vorschubgeschwindigkeit v und Rotationsgeschwindigkeit ω variiert. Zusätzlich werden unterschiedliche Lagerungsdichten des Bodens untersucht.

5.3 Ergebnisse

Anhand der Simulationsergebnisse kann der Spannungszustand vor und nach dem Abbohrvorgang visualisiert werden, siehe Bild 10. Der horizontale Spannungszustand ist im Bereich des Bohrgestänges deutlich reduziert, da dieses einen kleineren Durchmesser aufweist als der Verdrängerkörper. Im Bereich des Verdrängerkörpers und unter der Spitze des Bohrwerkzeugs sind die horizontalen Spannungen hingegen deutlich erhöht.

Der Einflussbereich um den Pfahl kann anhand der Änderungen der Porenzahl abgeschätzt werden. Es werden zur Auswertung drei Pfade untersucht, siehe Bild 11, entlang derer die Lagerungsdichte ausgewertet wird. Je nach Verhältnis zwischen Vorschubgeschwindigkeit v und Rotationsgeschwindigkeit v reicht der Einflussbereich von 4 bis 7D, siehe Bild 12.

Weiterführende Untersuchungen sind in Pucker und Grabe (2012) oder Grabe und Pucker (2012) dargestellt.

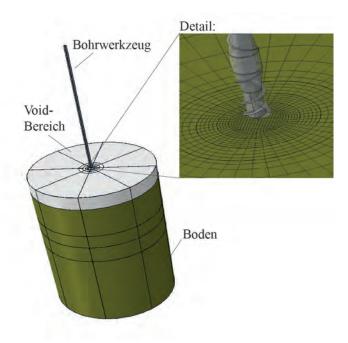


Bild 9: Darstellung des numerisches Modells mit Void-Bereich und der Vernetzung des Bodens im vergrößerten Ausschnitt (Grabe und Pucker, 2012)

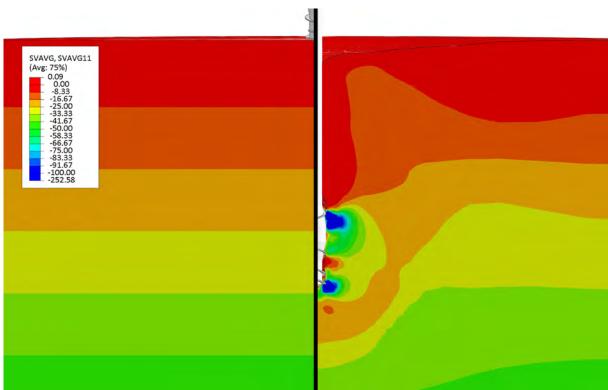


Bild 10: Darstellung der horizontalen Spannungen in kN vor (links) und nach (rechts) dem Abbohrvorgang und einer Penetrationstiefe von 6 m

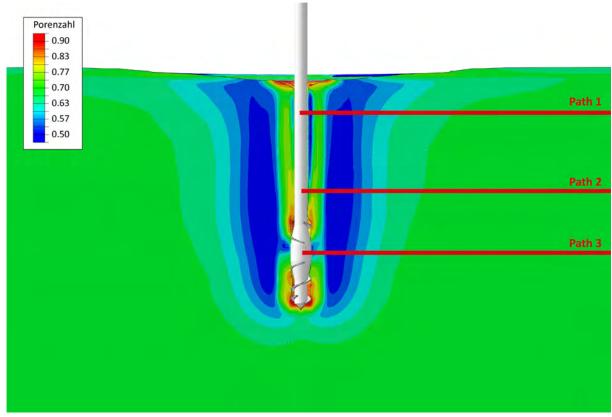


Bild 11: Darstellung der Porenzahlverteilung nach 6 m Abbohrtiefe und dreier Pfade, entlang derer die Lagerungsdichte ausgewertet wird

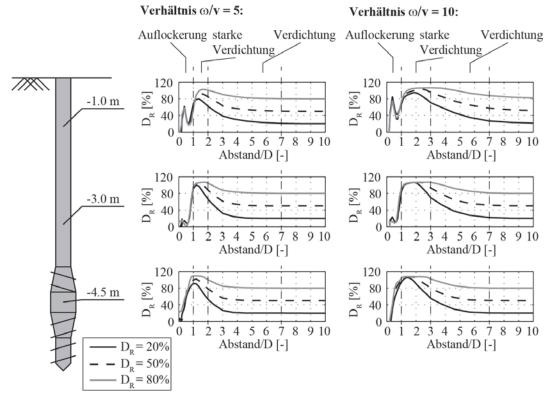


Bild 12: Verlauf der Lagerungsdichte entlang dreier Pfade in unterschiedlichen Tiefen bei zwei unterschiedlichen Verhältnissen von ω / v (Pucker und Grabe, 2012)

6 Zusammenfassung

Die vorgestellten Beispiele zeigen, dass die numerisch gestützte Entwicklung von Geräten und Verfahren des Spezialtiefbaus möglich ist. Moderne numerische Methoden wie die CEL-Methode ermöglichen die realistische Simulation von komplexen Herstellungsprozessen und die Untersuchung damit verbundener Effekte und Einflüsse auf Werkzeug und Boden.

Eine Kopplung von Optimierungsverfahren mit numerischen Simulationen ermöglicht die computergestützte Entwicklung von Regelungstechniken und Herstellverfahren. Der große Vorteil der numerischen Simulationen bei derartigen Entwicklungen sind die immer gleichen Randbedingungen bei Parametervariationen. Dieses ist bei Modellversuchen nur sehr schwierig zu gewährleisten und bei in-situ Versuchen nahezu unmöglich.

Numerische Simulationen bieten zahlreiche Einsatzmöglichkeiten bei der ersten Konzeptionierung bis zur Entwicklung von Prototypen und stellen, in Kombination mit wenigen Versuchsreihen zur Validierung der numerischen Modelle, ein umfangreiches und leistungsstarkes Werkzeug dar.

7 Literatur

- Busch P., Grabe J., Gerressen F. und Ulrich G. (2010): Use of displacement piles for reinforcement of existing piles. Proc of DFI and EFFC 11th int conf in the DFI series: geotechnical challenges in urban regeneration in London, UK, pp. 113–119
- Deutsches Patent; Verfahren und Anordnung zum Einbringen von langgestreckten Profilen in den Untergrund. Deutsches Patent Nr. DE 10 2006 060 643.4-25, Europäisches Patent Nr. DE/21.12.06/DEA 10 2006 060 643, 2006
- Fellin, W. (2000): Rütteldruckverdichtung als plastodynamisches Problem, Dissertation, Institute of Geotechnics and Tunneling, University of Innsbruck. Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling, Heft 2
- Grabe, J. und Pucker, T. (2012): Zur numerischen Modellierung von Vollverdrängungsbohrpfählen. Geotechnik, 35(2):109-118
- Henke, S. (2008): Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau. Dissertation, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentlichungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 18
- Henke, S., Qiu, G. und Grabe, J. (2010): A Coupled Eulerian-Lagrangian approach to solve geotechnical problems involving large deformations. Proc. of 7thEuropean Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE) in Trondheim/Norway, pp. 233-238
- Henke, S., Hamann, T. und Grabe, J. (2012): Numerische Untersuchungen zur Bodenverdichtung mittels Rütteldruckverfahren. Proc. des 2. Symposiums Baugrundverbesserung in der Geotechnik in 2012 Wien, herausgeg. von D. Adam und R.A. Herrmann, S. 209-228
- Kinzler, S., Hamann, T. und Grabe, J. (2009): Numerische Untersuchung zum geregelten Einbringen von Profilen. Workshop Spundwände, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Veröffentlichungen des Instituts Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Band 19

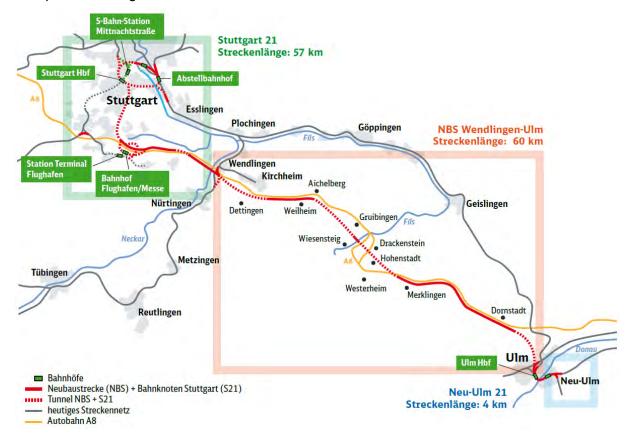
- Lysmer, J. und Kuhlemeyer, R.L. (1969): Finite Dynamic Model for Infinite Media. Journal of the Engineering Mechanics Division of the ASCE, S. 859-877
- Mabsout, M.E. und Tassoulas, J.L. (1994): A finite element model for the simulation of pile driving. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 37, S. 257-278
- Niemunis, A. und Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. Mechanics of frictional and cohesive materials 2(4), 279-299
- Pichler, T., Pucker, T., Hamann, T., Henke, S. und Qiu, G. (2012): High-Performance Abaqus simulations in soil mechanics reloaded chances and frontiers. Proc. of International Simulia Community Conference in Providense, Rhode Island/USA, pp. 237-266
- Pucker, T., Hamann, T. und Henke, S. (2011): Numerische Untersuchung zur gesteuerten Einbringung von Pfählen. Tagungsband zum Pfahlsymposium 2011, Veröffentlichungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 94, S. 205-220
- Pucker, T. und Grabe, J. (2012): Numerical Simulation of the Installation Process of Full Displacement Piles. Computers and Geotechnics, 45, pp. 93-106, DOI: 10.1016/j.compgeo.2012.05.006
- Qiu, G., Henke, S. und Grabe, J. (2011): Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformation. Computers and Geotechnics, 38(1):30-39, doi:10.1016/j.compgeo.2010.09.002.
- Qiu, G. (2012): Coupled Eulerian Lagrangian Simulations of Selected Soil-Structure Interaction Problems. Promotionsschrift, Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Heft 24, Herausgeber: Jürgen Grabe
- Simulia (2011): Analysis User-Manual, Abagus 6.11, Dassault Systèmes
- van den Berg, P. (1994): Analysis of soil penetration. Delft University Press, Delft, NL
- von Wollfersdorff, P.-A. (1996): A hypoplastic relation for granular material with a predefined limit state surface. Mechanics of cohesive-frictional materials 1, 251-271
- Witt, K. J. (2009): Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

Albaufstieg: Besondere Herausforderungen beim Bau der Neubaustrecke Wendlingen - Ulm

Dipl.-Ing. Matthias Breidenstein DB ProjektBau GmbH, Stuttgart

1 Die Neubaustrecke Wendlingen – Ulm

Die Neubaustrecke Wendlingen - Ulm ist ein 60 km langer Neubauabschnitt des Großprojektes Stuttgart-Ulm. Hierzu gehört neben dem Neubaustreckenteil der Umbau des Hauptbahnhofs Ulm sowie der Umbau des Hauptbahnhofs Stuttgart von einem Kopfbahnhof zu einem unterirdischen Durchgangsbahnhof mit Anbindung des Stuttgarter Flughafens an den Europäischen Hochgeschwindigkeitsverkehr. In Gänze gehört das Projekt Stuttgart-Ulm zur Europäischen Magistrale Paris-Bratislava.



Neubaustrecke Wendlingen - Ulm

Die Neubaustrecke Wendlingen - Ulm beginnt bei Wendlingen mit der Überquerung des Neckars. Aufgrund der komplexen Topografie der Schwäbischen Alb sind etwa 50 Prozent der Strecke in Tunneln trassiert. Unmittelbar hinter dem Neckar wird die Strecke auf 8,2 km durch den Albvorlandtunnel geführt. Nach ca. 7 km Freier Strecke in unmittelbarer Bünde-

lung zur BAB A 8 Karlsruhe-Stuttgart-München beginnt dann der Albaufstieg mit den drei großen Einzelbauwerken: dem Boßlertunnel, der EÜ Filstal und dem Steinbühltunnel.

Die Albhochfläche wird weitestgehend in enger Bündelungstrasse mit der BAB A 8 in offener Lage mit vier kleinen Tunnelbauwerken überquert. Hier werden zur Gewinnung von Synergie-Effekten der Neubau der Bahnstrecke und der Ausbau der Bundesautobahn von einem vierstreifigen auf einen sechsstreifigen Querschnitt als gemeinsame Baumaßnahme durchgeführt. Bei Dornstadt verlässt die Trasse der Neubaustrecke die Bündelung zur Autobahn und mündet in den 5,9 km langen Albabstiegstunnel. Dieser endet unmittelbar im Ulmer Hauptbahnhof. In Summe wird durch die neue Trassenführung vom Stuttgarter Hauptbahnhof bis zum Ulmer Hauptbahnhof die Fahrtzeit gegenüber der jetzigen Strecke durchs Neckartal und dann über die Geislinger Steige von 1 Stunde auf eine ½ Stunde reduziert. Die Haupttrassierungsparameter für den Neubaustreckenteil sind:

- 250 km Spitzengeschwindigkeit,
- 25 Promille Regelneigung und
- ein Mindestradius von 2.305 m.

2 Der Albaufstieg

Der Planfeststellungsabschnitt 2.2 Albaufstieg ist 14,5 km lang. Da die Planfeststellungsgrenze unmittelbar am nördlichen Portalfuß des Boßlertunnels ist, sind dem Bauabschnitt Albaufstieg 1.220 m aus dem benachbarten Planfeststellungsabschnitt 2.1c hinzugeschlagen worden. Diese Fläche dient für den Tunnelbau als Baustelleneinrichtungsfläche und wird voraussichtlich auch für ein Tübbing-Fertigteilwerk verwendet.

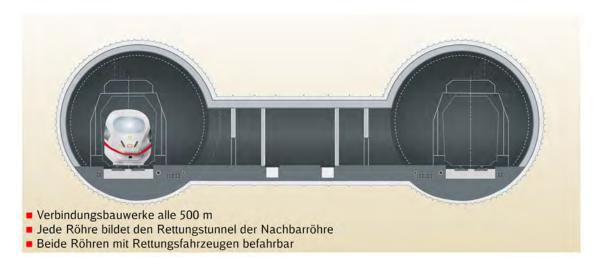


Abschnitt 2.2 – Der Albaufstieg

Insgesamt gliedert sich somit der Bauabschnitt des Albaufstiegs in folgende Bereiche von Stuttgart nach Ulm der Eisenbahntrasse folgend:

 bei Aichelberg ca. 1.220 m Freie Strecke und Einschnittslage mit der bereits fertiggestellten Eisenbahnüberführung über die Landesstraße 1214

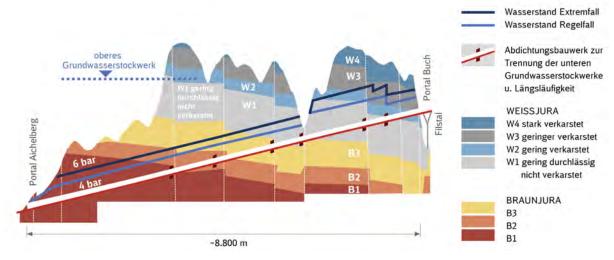
- 8.806 m lange Boßlertunnel 2 Einzelröhren
- 2 parallele, große Talbrücken mit 485 / 472 m Länge als EÜ Filstal
- 4.847 m lange Steinbühltunnel 2 Einzelröhren
- ca. 500 m Freie Strecke im Bereich Voreinschnitt Hohenstadt



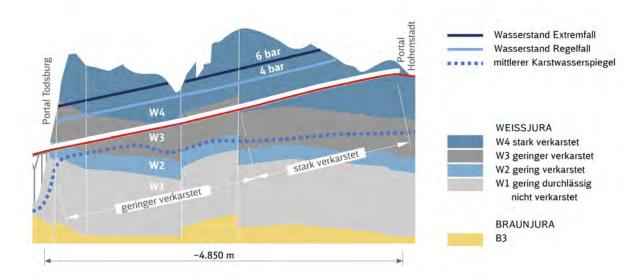
Der Albaufstieg - (Regel-) Querschnitt Verbindungsbauwerk

3 Geologie

Der gesamte Albaufstieg befindet sich in den geologischen Formationen des Jura. Von Stuttgart nach Ulm werden die verschiedenen Schichten des Braunjuras und des Weißjuras aufgefahren. Der Portalbereich und die ersten 3,5 Tunnelkilometer liegen im Aalenium 1 mit dem Opalinuston und dem Zopfplatten-Bereich. Dann folgen auf ca. 2.400 m ziemlich komplexe Wechsellagerungen des Aalenium 2, Bajocium 1 - 3 und Callovium. Der restliche Teil des Boßlertunnels befindet sich hauptsächlich im Oxfordium 1 und im Portalbereich noch kurzzeitig im Oxfordium 2 / Kimmeridgium 1. Der Steinbühltunnel befindet sich bis auf den Portalbereich komplett im Kimmeridgium 1.

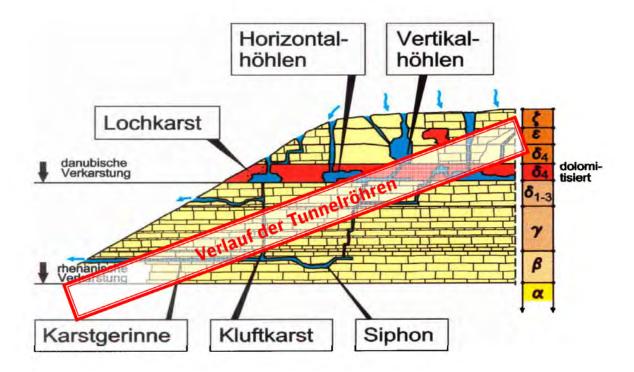


Geologische Besonderheiten – Boßlertunnel



Geologische Besonderheiten - Steinbühltunnel

Die oberen Schichten des Braunjuras ab dem Aalenium 2 neigen, aufgrund einer Überdeckung von bis zu 280 m zu druckhaftem Gebirgsverhalten. Im Portalbereich des Boßlertunnels zur Filstalbrücke und im gesamten Steinbühltunnel ist mit Karstvorkommen aller Art, wie Kluft-Karst. Loch-Karst bis zu großen wassergefüllten Hohlräumen zu rechnen.



Geologische Besonderheiten - Karst (theoretisches Karstschema)

4 Aktueller Projektstand

Das Baurecht für den Planfeststellungsabschnitt 2.2 Albaufstieg liegt seit Ende 2011 bestandskräftig vor. Die Baudurchführung wird unterteilt in den Rohbau Tunnel einschließlich Freier Strecke und den Rohbau der Brücke. Anschließend wird über separate Bauverträge der gesamte Oberbau und die Eisenbahntechnische Ausrüstung eingebaut.

Im Jahr 2012 wurde in einem EU-weiten Verhandlungsverfahren mit vorgeschaltetem Teilnahmewettbewerb die Bauleistung des Tunnelbaus ausgeschrieben, verhandelt und vergeben. Den Bauauftrag über alle 3 Tunnelbaulose konnte in einem spannenden, hartumkämpften Wettbewerb am Ende eine Bietergemeinschaft aus den Firmen Porr Bau GmbH Tunnelbau, G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft mbH, Östu-Stettin Hoch- und Tiefbau GmbH und Swietelsky Tunnelbau GmbH & Co. KG gewinnen.

Die Arbeitsgemeinschaft Tunnel Albaufstieg (ATA) arbeitet aktuell mit Hochdruck an der Ausführungsplanung und der Vorbereitung der Baustelleneinrichtung. Erste Arbeiten wie Rodungen und Oberbodenabtrag wurden bereits im Dezember 2012, 6 Wochen nach Auftragserteilung, begonnen.

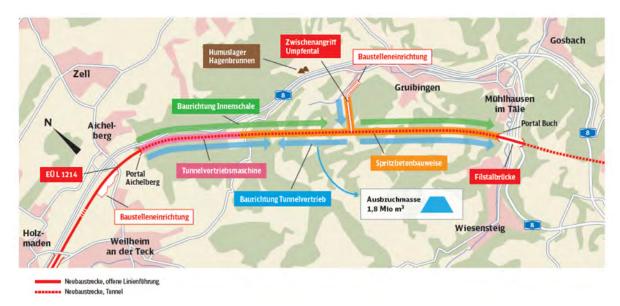
Das Vergabeverfahren der Filstalbrücke wird im 2. Quartal 2013 abgeschlossen.

5 Baudurchführung Boßlertunnel

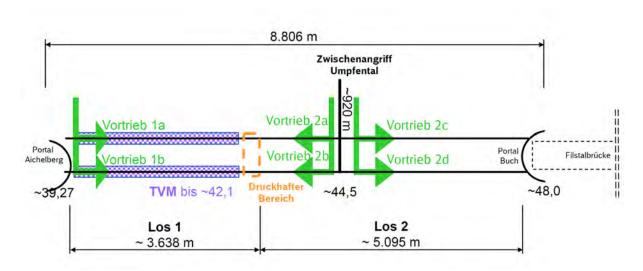
Die Ausschreibungsunterlagen des Auftraggebers haben den Boßlertunnel in 2 Baulose unterteilt. Das 1. Baulos ist vom Nordportal des Tunnels (Portal Aichelberg) ca. 3,7 km lang. Standardmäßig war hier ein Spritzbetonvortrieb mit 2 parallelen Einzelröhren im Achsabstand von 30 - 40 m vorgesehen. Die Ausschreibungsunterlage hat für diesen Bereich bis zu einer festgelegten Kilometrierung Sondervorschläge mit Tunnelvortriebs-maschine zugelassen.

Der restliche 5,1 km lange Abschnitt des Tunnels wird von einem zentralen Zwischenangriff dem Zwischenangriff Umpfental – konventionell aufgefahren. Der Zugangsstollen ist etwa 920 m lang. Vom Fußpunkt des Zugangsstollens werden 2 Vortriebe Richtung Norden zum Portal Aichelberg und 2 Vortriebe Richtung Süden zum Portal Buch an der Filstalbrücke aufgefahren.

Im Rahmen des Vergabeverfahrens konnte sich die ATA mit ihrem Sondervorschlag für Maschinenvortrieb im Los 1 durchsetzen. Die für die Ausschreibung zugelassene Bauzeit für den gesamten Tunnelrohbau betrug lediglich 66 Monate. Da der 8,8 km lange Boßlertunnel nur einen Zwischenangriff hat und vom Südportal her keine Vortriebs-arbeiten möglich sind, war hier bereits über die Ausschreibung und die Zeitvorgabe des Bauherren an den Wettbewerb, eine sehr große Herausforderung an die logistische Umsetzung dieses Projektes herangetragen worden. Der längste Vortriebsweg, der über die eine, sich fortbewegende Ortsbrust aufgefahren werden muss, ist etwa 4.500 m vom Portal des Zwischenangriffs bis zum Durchschlag im Filstal am Portal Buch. Ein klassischer Bauablauf in Spritzbetonbauweise mit Trennung vom Vortrieb der Außenschale und dem Ausbau mittels Schalwagen, hätte nur bei tunnelbautechnisch und baubetrieblich, unrealistischen Leistungsansätzen zur Einhaltung des Bauzeit-Solls geführt.



Baudurchführung Boßlertunnel - Vortriebs- und Baurichtungen sowie Ausbruchmassen



Baudurchführung Boßlertunnel - Vortriebsschema

Eine weitere Schwierigkeit in diesem Projekt ist es, dass durch die zwei eingleisigen Röhren die jeweiligen Einzelvortriebe mit etwa 90 m² bis 95 m² Ausbruchsfläche und einem verbleibenden lichten Querschnitt von ca. 70 m² für die leistungsfähigen Tunnelbau-Großgeräte einen sehr beengten Querschnitt darstellen. Für den Bauablauf des Tunnel-vortriebs gibt es deshalb unterschiedliche baubetriebliche Ansätze. Die Querschläge zwischen den beiden Tunnelröhren werden baubetrieblich intensiv benutzt und aller Voraussicht nach so eingesetzt, dass bis auf die Vortriebsstrecke hinter dem letzten Querschlag ein Ringverkehr mit den Fahrzeugen ohne Begegnung angedacht ist. Die frei vorlaufende Vortriebsstrecke, bezogen auf den letzten hergestellten Querschlag, darf maximal eine Länge von 700 m betragen. Danach ist es laut SiGe-Plan vorgeschrieben den nächsten Querschlag zu öffnen.

Von der ATA ist es vorgesehen, einen größtmöglichen Anteil der Schutterung über im Tunnel installierte Förderbandanlagen vorzunehmen, um den Fahrverkehr auf ein Mindestmaß zu reduzieren. Des Weiteren sind bereits in der Angebotsphase intensive Überlegungen

angestellt worden, dass noch während des Vortriebs der Außenschale die Versorgung nur durch eine Röhre durchgeführt wird und in der zweiten Röhre bereits abschnittsweise die endgültige Innenschale eingebaut wird. Für die Herstellung der Innenschale wird es auf jeden Fall auch vorgesehen werden, dass der Sohlschalwagen von beiden Seiten mit Bewehrung bzw. Beton angedient werden kann und, dass für die Herstellung mit dem Gewölbeschalwagen, wiederum in den weiteren Bereichen des Tunnels ein Ringverkehr mit den Andienungsfahrzeugen eingerichtet werden kann.

Um zum einen wirtschaftlich bauen zu können und zum anderen auch den hohen Leistungsanforderungen des Bauherren mit relativ kurzen Bauzeiten gerecht zu werden, wird eine entsprechende Logistik-Planung vom Unternehmer abverlangt.

Durch diese extrem hohe Verschachtelung der Bauabläufe nähert sich selbst der konventionelle Tunnelbau in Spritzbetonbauweise immer mehr einer industriellen Fertigung.

Im nördlichen Tunnelteil vom Portal Aichelberg wird eine Tunnelvortriebsmaschine mit einem Schild-Durchmesser von etwa 11 m eingesetzt. Der Bereich des Opalinustons mit etwa 2.800 m wird mittels dieser Vortriebsmaschine aufgefahren. Nach den ersten 2.800 m wird die Maschine im Schildmantel demontiert und aller Voraussicht nach am Portal Aichelberg in der zweiten Röhre für einen zweiten Einsatz in einem neuen Schildmantel wieder neu aufgebaut. Die geplante Vortriebsleistung von 20 m pro Tag macht Durchschnittszeiten von 2 ½ Stunden pro Ring von 2 m Länge und Spitzenzeiten von 1 - 1 ½ Stunden pro fertig vorgetriebenen und eingebauten Ring erforderlich.

6 Baudurchführung Steinbühltunnel

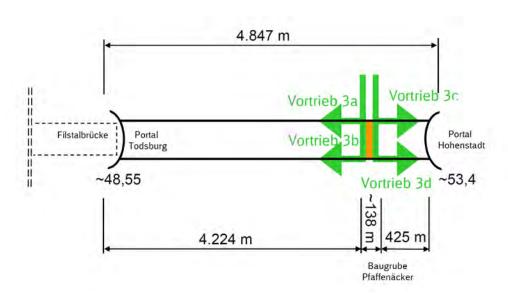
Der Steinbühltunnel wird von einer etwa 500 m vom späteren Südportal des Tunnels entfernt liegenden Zwischenangriffs-Baugrube aufgefahren. Die Baugrube Pfaffenäcker hat eine Länge von 138 m. Von hier werden 2 Vortriebe parallel Richtung Hohenstadt (Süden) und 2 in Richtung des Portals Todsburg gefahren.

Dieses Teilstück des Steinbühltunnels, die Baugrube Pfaffenäcker, wird nach Beendigung des konventionellen Vortriebs in offener Bauweise hergestellt und die jeweiligen Teilröhren miteinander verbunden.

Der Hauptvortrieb im verkarsteten Weißjura wird von der Baugrube aus 4.200 m fallend mit der Streckenneigung von 2,5 % bis zum Portal Todsburg an der Filstalbrücke durchgeführt. Aufgrund des fast gleich langen Vortriebsweges von 4.200 m steht auch hier eine extrem angespannte baubetriebliche Grundsituation. Dies wird noch erschwert durch die unterschiedlichen Verkarstungs-Szenarien, die in diesem Tunnel auftreten können. Über die gesamte Tunnellänge ist vortriebsbegleitend eine umfangreiche Karsterkundung vorgesehen, dass die Arbeitssicherheit für den Vortrieb durchgängig gewährleistet ist. Unabhängig vom Vortrieb wird nachfolgend eine Karsterkundung und ggf. eine weiter-führende Karstsanierung durchgeführt, mit der ein dauerhaft sicherer Eisenbahnbetrieb im verkarsteten Kalksteingebirge möglich wird.



Baudurchführung Steinbühltunnel - Vortriebs- und Baurichtungen sowie Ausbruchmassen



Baudurchführung Steinbühltunnel - Vortriebsschema

Eine besondere Herausforderung stellt der, bei längeren Regenereignissen, extrem hohe Wasserandrang dar. Aus den Abschätzungen der Baugrundbeurteilung ist mit Wassereintritten von bis zu 150 I pro Sekunde je Einzelröhre zu rechnen. In Summe wird hier mit einem zu bewältigenden Wasservolumen von 6 Millionen m³ bis 8 Millionen m³ über die Vortriebszeit gerechnet.

Um in dem fallenden Vortrieb die erforderliche Pumpenenergie und die Dimensionierung des Leitungssystems so gering wie möglich zu halten, sind umfangreiche Wasserhaltungs-Systeme geplant, die dafür sorgen, dass das Wasser, welches in den Tunnel eintritt auch direkt wieder in den Berg ohne weitere Verunreinigung abgeführt werden kann. Hierzu ist ein System mit einer sehr großen dauerhaft offen bleibenden außenliegenden Drainage und einer kleinen, innerhalb des Spritzbetonquerschnitts liegenden Drainage vorgesehen. Ein möglichst großer Anteil des Bergwasser soll punktuell über Abschlauchung oder flächig über

Drain-Matten direkt um die Spritzbetonaußenschale in die unterhalb des Tunnel-querschnitts liegende außenliegende Drainage geleitet werden um dort direkt wieder im Gebirge versickern zu können.

7 Zusammenfassung

Die zunächst drei Tunnelbaustellen der beiden Tunnel des Albaufstiegs bieten jede für sich ein so komplexes Themenfeld, dass darüber mehrere Einzelvorträge zu Spezialthemen oder auch zur baubetrieblichen Vertiefung möglich wären.

Die Planungen des Bauherrn und die Angebote der Tunnelbaufirmen zeigen deutlich, dass es auch im Spritzbetonvortrieb immer noch weitere große Effektivierungspotentiale hin zu einer fast industriellen Fertigung möglich sind. Ungeachtet der Entwicklung in Richtung noch stärkerer Industrialisierung darf dabei aber nie vergessen werden, dass das eigentliche Ausbrechen an der Ortsbrust im konventionellen Vortrieb eine harte handwerkliche Arbeit ist und bleibt, die für die Menschen vor Ort eine ständige Auseinandersetzung mit noch nie von Menschenhand berührtem Fels oder Boden bleibt.

Sydney Airport: DSV-Arbeiten bei nicht alltäglichen Randbedingungen

Dipl.-Ing. Gebhard Dausch Bilfinger Spezialtiefbau GmbH, Mannheim

1 Allgemeines

Die Durchführung von DSV-Arbeiten im "industriellen Maßstab" wurde bei dem Projekt "Rectification of the 3rd Runway" des internationalen Flughafens von Sydney umgesetzt. Hier mussten rund 100.000 m³ DSV-Körper im Duplex-Verfahren gedüst werden. Dies unter den Randbedingungen eines internationalen Großflughafens mit höchsten Sicherheitsstandards.

2 Ausgangssituation

Nach der Herstellung der dritten Start- und Landebahn des Kingsford Smith Flughafens in Sydney, Mitte der 1990er Jahre, wurde festgestellt, dass es durch die Fugen der Fertigteile der Wandkonstruktion des System "Bewehrte Erde" zu Sandverlusten mit lokalen Sackungen kam. Die Fertigteile werden durch Stahlzugbänder im aufgeschütteten Dammkörper zurückgehalten. Im oberflächennahen Bereich kam es sogar zu starken Rostbildungen an den Stahlbändern.



Bild 1: Luftbild der "Parallel Runway" des Flughafens in Sydney (Quelle: Google)

Zur Vermeidung des Sandverlustes und zur Stabilisierung der Betonfertigteile wurde entlang der 8,8 km langen Wandkonstruktion eine durchgehende und abdichtende Schwergewichtsmauer aus überschnittenen DSV-Säulen gedüst.

3 Technische Planung

Nach einem ersten Sanierungskonzept eines australischen Planungsbüros wurden weitere Lösungsansätze untersucht, um wirtschaftlich und technisch die zwei Hauptaufgaben des DSV-Körpers zu optimieren:

- Abdichtung der Wandkonstruktion gegen Sandverlust verursacht durch ein- und ausströmendes Meerwasser in den Dammkörper
- Sicherung des Dammkörpers in Form einer Schwergewichtsmauer ohne rechnerischen Ansatz der Stahlzugbänder des System "Bewehrte Erde"

Nach endgültiger Abstimmung und Festlegung des Umfangs der Arbeiten blieb ein durchgehendes DSV-Volumen von ca. 100.000 m³ übrig.

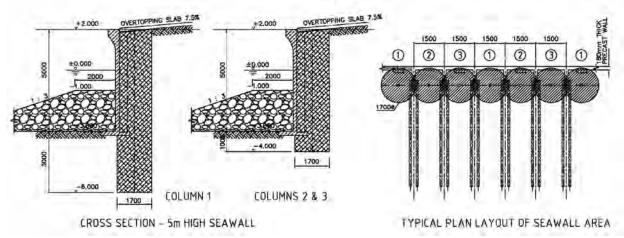


Bild 2: Ausführungsentwurf

Der zur Ausführung kommende Entwurf sah eine Säulenreihe mit einem Durchmesser von 1,70 m und eine Einbindung unterhalb der Wandkonstruktion von 1,0 m vor. Bei jeder dritten Säule wurde die Einbindung auf 3,0 m erhöht.

Desweiteren sah das Konzept eine geschüttete Berme aus Flussbausteinen vor, die auch bei Niedrigwasser unter dem Meeresspiegel lag, um keine Nist- oder Brutflächen für Seevögel zu bieten.

4 Randbedingungen Airport

Zu keinem Zeitpunkt bei der Ausführung der Arbeiten durfte der Flugbetrieb beeinträchtigt werden. Der normale Betrieb des Flughafens beginnt um 6:00 Uhr und dauert bis 23:00 Uhr. In der Nacht herrscht ein Nachtflugverbot.

Um den Flugbetrieb so gering wie möglich zu stören, musste ein Großteil der DSV-Arbeiten während der Zeitspanne von 23:00 bis 6:00 Uhr erbracht werden. In den Bereichen mit einem entsprechend großen Abstand zur Start- und Landebahn durfte auch während des Tages gearbeitet werden.

Eine wesentliche Vorgabe des Flughafens war, dass der Arbeitsbereich innerhalb von 60 Minuten bei flugbetrieblichen Notsituationen komplett zu räumen ist.

Doch bevor innerhalb des Sicherheitsbereiches des Flughafens gearbeitet werden durfte, musste sich jeder Mitarbeiter eines umfangreichen Sicherheits- und Verhaltenstests sowie einer Sicherheitsüberprüfung von Behörden- und Polizeidatenbanken unterziehen. Es wurden spezielle Führerscheinprüfungen für das Fahren über und neben den Rollbahnen absolviert.

Auf die Sauberkeit der Arbeitsbereiche war ausdrücklich zu achten. Während der gesamten Arbeitszeit war ein "Work Safety Officer" mit der Überprüfung der Vorgaben vor Ort betraut.

5 Ausführung der DSV-Arbeiten

5.1 Projektaufteilung

Das zwischen Baulderstone Hornibrook und der damaligen Bilfinger Berger AG – NL Spezialtiefbau gegründete Joint Venture nahm Abwicklung der Arbeiten in Angriff. Als Nachunternehmer wurde die Firma Austress Menard mit ca. 40 % der Gesamtabwicklung beauftragt.



Bild 3: Projektaufteilung

Der innerhalb des Sicherheitsbereiches liegenden Hauptteils (60 %, ca. 60.000 m³) wurde von Bilfinger Berger Spezialtiefbau hergestellt. Die in dem Randbereich liegenden Abschnitte wurden von Austress Menard ausgeführt.

5.2 Gerätekonzept

Aufgrund der Vorgabe, das Flughafenvorfeld binnen 60 Minuten zu räumen musste ein spezielles, mobiles Gerätekonzept erarbeitet werden.

Der Transport des Bohrgerätes KLEMM KR 806-2 war das kleinste Problem und konnte mit einem normalen Tiefbett-Auflieger gelöst werden.

Schwieriger war es bei der Hochdruckverpressstation HALIBURTON HT 400 mit Rührbehälter, Stromaggregat, Druckluftkompressor und Frischwassertank. Diese wurden auf einen doppelten Sattelzug mit einer Gesamtlänge von 28 m montiert.







Bild 4: Mobile Hochdruckverpressstation (oben), Grout-Shuttle (u. links), Tiefbett für Bohrgerät (u. rechts)

Grossen Wert musst auf die Dichtigkeit der Schlauchanschlüsse und Leitungen gelegt werden, damit es nicht zu Verunreinigungen auf dem Flugfeld kommen konnte.

Zur Suspensionsversorgung der Verpressstationen wurden 2 sog. Grout-Shuttles konzipiert. Es wurde jeweils ein 10 m³ Rührbehälter mit Stromaggregat und Verpresspumpe auf einem Sattelzug aufgebaut.

Die zentrale Mischanlage wurde ausserhalb des Sicherheitsbereichs auf der BE-Fläche aufgebaut. Hier war das Hauptkriterium eine ausreichende Versorgung der beiden Bohrgeräte mit Frischsuspension zu erzielen. Aus diesem Grund wurden ein 40 t Vertikal- und ein 120 t Horizontalsilo montiert.

5.3 Ausführung der Arbeiten

Für die Nachtschicht durfte nur zwischen 23:00 bis 5:00 Uhr die DSV-Produktion auf dem Flugfeld laufen. So wurde der Arbeitsbeginn auf 22:00 Uhr gelegt und gleich mit den

Wartungs- und Kontrollarbeiten an den Geräte begonnen. Ab 22:30 Uhr begann die Aufstellung mit 2 Tiefladern, 2 Doppelsattelzüge, 8-10 PKW's und einer Kehrmaschine vor dem Zugangstor des Flughafens. Ab 23:00 Uhr durfte nach der Freigabe durch den Tower eingefahren werden. Nach der Aufstellung der Geräte am Einsatzort kamen die Grout-Shuttles zum Einsatz und versorgten die Verpressstationen mit Suspension.



Bild 5: Übergabe der Zementsuspension vom Grout-Shuttle in der Nachtschicht

Ab 5:00 Uhr wurde mit dem Spülen der Schlauchleitungen und dem Verladen der Bohrgeräte begonnen. Das letzte Fahrzeug sollte spätestens 5:30 Uhr das Ausgangstor passieren. Zwischen 5:30 und 6:00 Uhr kontrollierte das Sicherheitspersonal des Flughafens das Rollfeld und die Arbeitsflächen auf Sauberkeit. Pünktlich um 6:00 Uhr konnte der Flugbetrieb wieder aufgenommen werden.

Den geringen Ausfall durch Gerätereparaturen oder durch Witterungseinflüsse führen die Projetverantwortlichen auf die konsequente Arbeitsvorbereitung und präventive Pflege der Geräte zurück. Insgesamt gab es nur etwa 7 % Ausfallschichten in denen nicht produziert werden konnte.

6 Literatur

Einsatz des Düsenstrahlverfahrens bei der Modifikation der im Meer errichteten "Bewehrte-Erde"-Konstruktion der aufgeschütteten Landzunge der "Parallel Runway" des internationalen Flughafens von Sydney (Australien) – Planung und Ausführung. Kirchner et al., Vorträge des 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloguium, 2008.

Überbrückung von Erdeinbrüchen unter Verwendung von hochfesten Stahldrahtelementen

Dipl.-Ing. Daniel Flum Rüegger+Flum AG, St. Gallen (CH)

1 Einleitung

Erdeinbrüche und Bodensenkungen entstehen im Zusammenhang mit der Auslaugung löslicher Gesteine wie Kalk, Gips oder Salz oder sind die Folge eines Nachstürzens unterirdischer, z.B. durch den Braunkohle-Abbau künstlich geschaffener Hohlräume. Sie erfolgen sporadisch und sind schwer bis nicht vorhersehbar. Die nachfolgenden Bilder 1-4 geben einen Eindruck darüber.

Da aufgrund der demografischen Entwicklung das bestehende Verkehrswegenetz stetig angepasst und ausgebaut werden muss, ist es oft unumgänglich, Gebiete mit einem erhöhten Erdfall-Risiko zu durchqueren. Dazu stehen in der Regel strukturändernde Massnahmen wie Sprengung, Dynamische Intensivverdichtung, Abtrag und Wiederaufbau, Abdichtung von Entwässerungsanlagen, Injektionen, Verfüllung oder der Einsatz von Bohrpfählen im Vordergrund.



Bild 1: Nordhausen (D), 06.03.2010



Bild 2: Schmalkaden (D), 01.11.2010



Bild 3: B180, Eisleben (D), Oktober 2001



Bild 4: Denver, Colorado (USA), 02.08.2008

In Abhängigkeit der projektspezifischen Randbedingungen und Anforderungen haben sich auch überbrückende Massnahmen wie die Bewehrung des Strassenkörpers mit Geokunststoffen, der Einbau einer massiv bewehrten Betonplatte oder der Bau einer Brücke über den gefährdeten Bereich etabliert.

Auf der Basis von Grundlagen- und Grossfeldversuchen wurde nun ein weiteres Sicherungssystem zur Überbrückung von Erdfall gefährdeten Bereichen entwickelt, bei welchen aus wirtschaftlichen Gründen eine möglichst geringe Überdeckung aus Schüttmaterial angestrebt wird (z.B. in Einschnitten). Die Bewehrung besteht aus Spannstahllitzen in Kombination mit einem hochfesten Stahldrahtgeflecht. Das Sicherungssystem wird unmittelbar unterhalb der gebundenen Tragschicht eingebaut und verfolgt die Idee der Teilsicherung.

2 Grundlagenversuche

2.1 Standardzugversuche am hochfesten Stahldrahtgeflecht

Unter der Aufsicht der LGA Nürnberg wurden am 16. März 2009 in Romanshorn (CH) Zugversuche am hochfesten Stahldrahtgeflecht TECCO $^{\odot}$ G65/4 durchgeführt. Die Versuchsmuster umfassten 13 x 7 Maschen (quer x längs). Die Bezugsbreite betrug 1.09 m. Die Musterlänge mass 1.00 m. Die Bruchlasten lagen bei 278 kN/m bei einer Deformation von 76 mm. Auf der Grundlage von weiteren Zugversuchen am 25. Januar 2008 resultierte eine gemittelte Querdehnungszahl von v = 0.25.

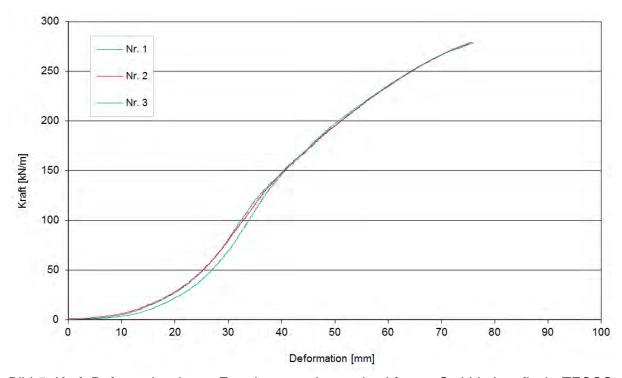


Bild 5: Kraft-Deformationskurve Zerreissversuche am hochfesten Stahldrahtgeflecht TECCO G765/4 unter der Aufsicht der LGA-Nürnberg in Romanshorn (CH), 16.03.2009

2.2 Zugversuche am Stahldrahtgeflecht in Asphalt und Beton eingebunden

Zur Untersuchung des Verbund- und Tragverhaltens wurden im Januar 2008 Zugversuche an hochfesten Stahldrahtgeflechtmustern mit einer Breite x Länge von 1.08 x 1.10 m durchgeführt (13 x 8 Maschen). Diese waren in Asphalt- bzw. Betonplatten mit einer Abmessung von L x B x H = 0.97 x 0.97 x 0.15 m eingebunden.

Bei den Zugversuchen an Asphaltplatten versagten die hochfesten Stahldrahtgeflechte vom Typ TECCO® G65/4 bei einer Bruchkraft von 128.7 – 156.2 kN/m, was 50 – 60% der Zugfestigkeit der nicht eingebundenen Geflechte entspricht. Dieser Festigkeitsabfall ist hauptsächlich auf Kriechverformungen und Kraftumlagerungen zurückzuführen.

Das Zusammenwirken von Asphalt und dem hochfesten Stahldrahtgeflecht ist im Hinblick auf eine Sicherungsmassnahme gegen Erdfall als nicht optimal zu beurteilen. Sollen grössere Kräfte über das Geflecht in die Asphalttragschicht eingeleitet werden, sind aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten Risse und Scherflächen im Asphalt zu erwarten. Unterstützt durch Kriechverformungen besteht ein erhebliches Risiko, dass sich Plattenteile aufwölben und Verkehrsteilnehmer dadurch gefährden.

Die Bruchlast der in Beton eingebundenen Geflechte lag bei 176.1 – 182.0 kN/m. Dies entspricht 65 – 70% der Zugfestigkeit der nicht eingebundenen Geflechte. Dieser Festigkeitsabfall ist auf eine ungleichmässige Krafteinleitung infolge Herstellungstoleranzen sowie ungünstigen Kraftumlagerungen im Eckbereich zurückzuführen.

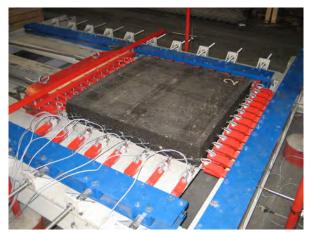


Bild 6: Zugversuche an Asphaltplatten



Bild 7: Zugversuche an Betonplatten

2.3 Durchstanz- und Biegeversuche an Betonplatten unterschiedlicher Bewehrung

Die Durchstanz- und Biegeversuche an bewehrten Betonplatten wurden in Zusammenarbeit mit Prof. Dr.-Ing. I. Danielewicz am Bauteilprüflabor im Fachbereich Bauwesen der Hochschule Magdeburg-Standal vom November 2007 bis Januar 2008 durchgeführt. Dabei wurde das Ziel verfolgt, das Tragverhalten von mit TECCO® G65/4 bewehrten Betonplatten zu untersuchen und mit demjenigen von herkömmlich bewehrten zu vergleichen.

Das Versuchsprogramm umfasste die Durchführung von drei Durchstanzversuchen an quadratischen Betonplatten mit einer Seitenlänge von 1.5 m und drei Biegeversuche an 4.0 m langen Betonplatten mit einer Breite von 2.3 m. Die Plattenstärke betrug in allen 6 Versuchen 0.15 m.

Die allseitig gelagerten, quadratischen Platten wurden mit einer Einzellast in Plattenmitte und die liniengelagerten, rechteckigen Platten im 4-Punkt-Biegeversuch bis zum Versagen belastet. In beiden Versuchsserien diente zur Bewehrung der ersten beiden Platten das hochfeste Stahldrahtgeflecht TECCO® G65/4 (G1, G2). Die dritte Platte wurde als Vergleich dazu mit einer handelsüblichen, zum TECCO® G65/4 statisch äquivalenten Bewehrung (Stabstahl BSt 500 S (B) nach DIN 488) ausgeführt (G3).



Bild 8: Durchstanzversuch

Bild 9: Biegeversuch

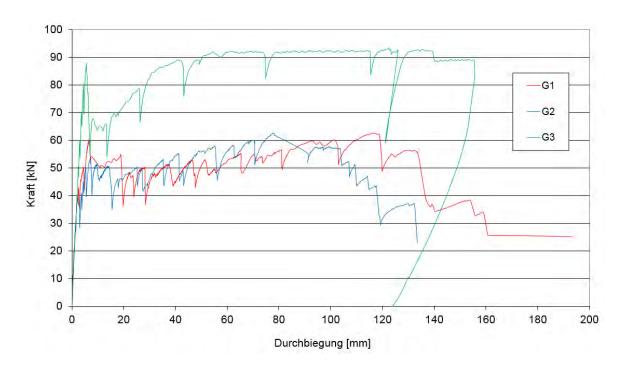


Bild 10: Biegeversuche: Belastungs-Durchbiegungs-Verlauf für Plattenmitte

Beim Vergleich der Ergebnisse der Durchstanz- und Biegeversuche wird folgendes deutlich:

- Wird eine Betonplatte auf Biegung beansprucht, weist die herkömmlich bewehrte Betonplatte eine um ca. 30% grössere Tragkapazität auf.
- Wird die Betonplatte auf Durchstanzen beansprucht, weist die herkömmlich bewehrte Betonplatte eine um ca. 50 70% grössere Tragkapazität auf.
- Eine herkömmlich bewehrte Stahlbetonplatte reagiert deutlich steifer.

Im Hinblick auf die Anwendung zur Sicherung von Erdfall gefährdeten Verkehrswegen im Sinne einer Teilsicherung wäre die Duktilität vorteilhaft. Aufgrund der im Vergleich deutlich geringeren Tragkapazität sowohl gegen Durchstanzen wie auch auf Biegebeanspruchung ist jedoch festzuhalten, dass die Einlage von hochfesten Stahldrahtgeflechten in Beton zur Überbrückung von potentiellen Erdfällen im Vergleich zu herkömmlich bewehrten Stahlbetonlösungen keine wirtschaftliche Lösung darstellt.

Eine Erhöhung des Bewehrungsgehaltes bei einer herkömmlich bewehrten Stahlbetonplatte wäre durch Einlage dickerer Stabeisen und Verringerung des Stababstandes innerhalb von entsprechenden Grenzen einfach möglich. Im Vergleich dazu gestaltet sich eine Verstärkung der Bewehrung unter Verwendung von hochfesten Stahldrahtgeflechten als deutlich aufwendiger.

2.4 Ausziehversuche

Zur Ermittlung des Ausziehwiderstandes des Stahldrahtgeflechtes TECCO[®] G65/4 aus Bodenmaterial wurden im März 2008 bei der Versuchshalle des Lehrstuhls für Bodenmechanik und Grundbau / Geotechnik an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus grossmassstäbliche Versuche durchgeführt.

Zur Ermittlung des Ausziehwiderstandes in Abhängigkeit der Auflast wurde das Geflecht vom Typ TECCO® G65/4 in einer 4 x 4 m grossen Rahmenkonstruktion zwischen zwei mit Lockergestein verfüllten Boxen eingebaut und über Vorschubpressen herausgezogen. Die Auflast wurde über Stahlbetonplatten aufgebracht.



Bild 11: Übersicht Versuchsaufbau



Bild 12: Versuchsrahmen





Bild 13: Sandiger Kies (0 – 16 mm)

Bild 14: gebrochener Kies (8 – 16 mm)

Die Scherfläche betrug $1.0 \times 1.0 \text{ m}$. Als Bodenmaterial wurde ein sandiger Kies (runde Körner, 0 - 16 mm) sowie ein gebrochener Kies mit Maximalkorn 16 mm verwendet.

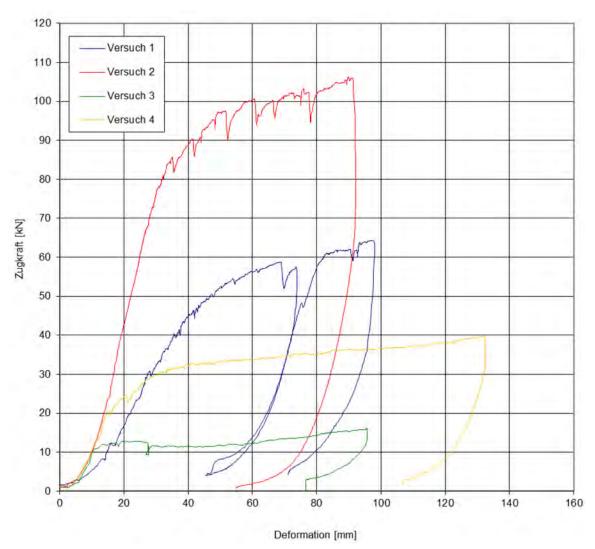


Bild 15: Ergebnisse der Ausziehversuche an der BTU Cottbus, März 2008, für sandigen Kies

Bild 15 zeigt die Deformation-Zugkraft-Beziehung der Ausziehversuche aus sandigem Kies mit folgenden Auflasten:

Versuch 1: 6.02 toVersuch 2: 10.91 toVersuch 3: 1.63 toVersuch 4: 3.74 to

Der aus den grossmassstäblichen Ausziehversuchen resultierende Beiwert a_{ϕ} stellt eine wichtige Grundlage für die Ermittlung des Ausziehwiderstandes der Bewehrung und damit verbunden für den Nachweis der minimal erforderlichen Verankerungslänge des Erdfallsicherungssystems dar.

Für sandigen Kies beträgt der Beiwert a_{ϕ} bei einem Normaldruck von 16 kN/m² rund 70%, um dann bei zunehmender Belastung von bis zu 60 kN/m² auf rund 75% anzusteigen. Dass bei einer weiteren Belastungszunahme von bis zu 107 kN/m² der Beiwert a_{ϕ} auf 70% abfällt, ist vermutlich auf unterschiedliche Randbedingungen zu Versuchsbeginn zurückzuführen. Die Verdichtung des wiedereinzubauenden Bodenmaterials und die Installation des Geflechtes spielen dabei eine massgebende Rolle.

Beim gebrochenen Schotter liegt der Mittelwert des Beiwertes bis zu einer Belastung von rund 60 kN/m² bei a_{ϕ} = 75...80%. Nimmt der Normaldruck auf 107 kN/m² zu, steigt der Beiwert auf rund 95% an. Dies ist vermutlich auf die Verzahnungseffekte und eine erschwerte Dilatation unter einer beachtlichen Normalspannung zurückzuführen.

2.5 Zugversuche an Spannstahllitzen

In den beiden Grossfeldversuchen in Goldach SG wurden Spannstahllitzen mit einer Querschnittsfläche von $A_p = 150 \text{ mm}^2$ und einer Mindestzugfestigkeit des Stahldrahtes von $f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt. Zur Verifizierung der Herstellerangaben sowie zur Analyse des Tragverhaltens bei mehrmaliger Verwendung derselben Klemmkeile wurden nach Beendigung der Grossfeldversuche im Bereich der Grube Litzenmuster ausgebaut und in Zugversuchen in Romanshorn (CH) getestet.

Bild 16 zeigt das Ergebnis. Die Bruchlasten bei den Versuchen Nr. 1 – 3 liegen unter Verwendung von einwandfreien Klemmkeil-Sätzen bei 252.5 – 257.8 kN und somit bei 95 – 97% der Bruchlast von 265.5 kN gemäss Herstellerangaben.

Interessant ist der Unterschied der Kurven der Versuche Nr. 3, 4 und 5. Durch das mehrmalige Verwenden derselben Klemmkeil-Sätze wurden diese offensichtlich so stark beansprucht, dass für die nachfolgenden Versuche nicht mehr die identischen Randbedingungen vorherrschten. Verschleisserscheinungen im Verankerungsbereich führten zu Spannungskonzentrationen und somit zu einer Reduktion der Bruchlast. Dass die Kurve beim Versuch Nr. 5 im Bereich der Bruchlast etwas flacher und leicht wellenförmig verläuft, unterstreicht diese Tatsache. Die Litze rutschte ab einer Kraft von ca. 120 kN in der Verankerung nach.

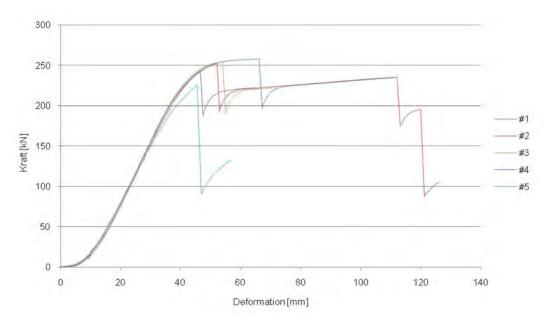


Bild 16: Kraft-Deformations-Beziehung von Spannstahllitzen

3 Grossfeldversuche

Die Grossfeldversuche im Massstab 1:1 wurden im Oktober 2008 und im Februar 2009 in Goldach (CH) durchgeführt. Als Bewehrung dienten Spannstahllitzen mit sehr steifen Tragverhalten in Kombination mit einem darüber verlegten hochfesten Stahldrahtgeflecht, welches punktuell über Drahtseilklemmen mit den Litzen verbunden wurde und der Lastverteilung sowie zur Verbesserung der Interaktion mit dem Bodenmaterial diente.

Der erste Versuch wurde mit einer Betonplatte und der zweite mit einer Asphalttragschicht mit je einer Plattenstärke von 0.20 m ausgeführt. Das Versuchsfeld wies eine Länge von 15 m auf und war 3.5 m breit. Der Erdfall wurde über eine zentral angeordnete, 3 m breite Grube mit rechteckigem Querschnitt simuliert. Bild 17 gibt einen Überblick über die Versuchseinrichtung und Bild 18 zeigt die Verschiebungsmessungen in der Grube.



Bild 17: Übersicht Versuchsanlage



Bild 18: 3.0 m breite Grube



Bild 19: Lage der Kraftmesszellen



Bild 20: Deformations- und Kraftmessungen bei der Litzenendverankerung

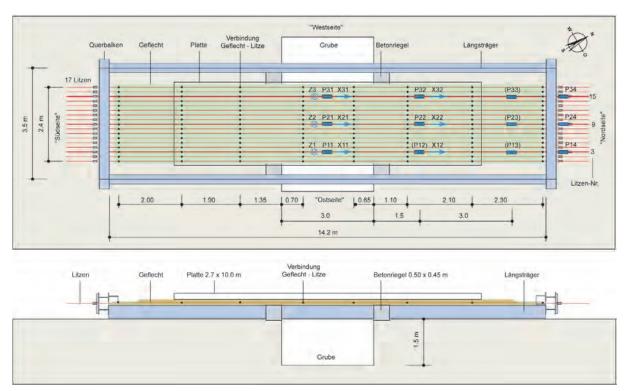


Bild 21: Versuchseinrichtung mit Lage der Kraftmesszellen P11...P34

Beim ersten Grossfeldversuch versagte die Betonplatte unter einer Auflast von 17.5 to spröde. Die Kräfte in den Litzen stiegen schlagartig auf 15.6 - 19.3 kN an. Das Ausschalen hatte auf die Litzenkräfte keinen nennenswerten Einfluss.

Unter der Maximalbelastung von 30.42 to und einer Einsenkung von 0.20-0.22 m lagen die Litzenkräfte im Bereich von 24.5-27.7 kN.



Bild 22: Grossfeldversuch mit Betonplatte Maximale Auflast: 30.4 to



Bild 23: Grossfeldversuch mit Asphaltplatte Maximale Auflast: 30.4 to

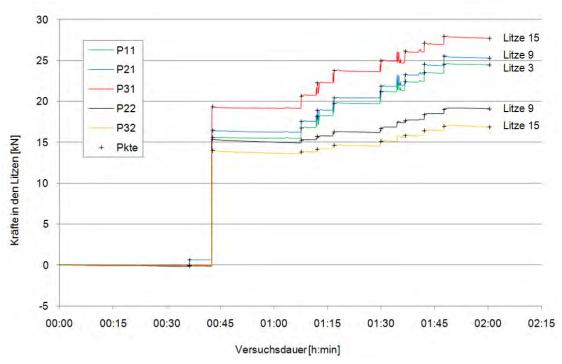


Bild 24: Grossfeldversuch mit Betonplatte: Kräfte P11...P32 in den Litzen Nr. 3, 9 und 15

Nach vollständiger Entlastung und dem Entfernen der Betonplatte wurde der Kieskoffer Instand gestellt und die Asphaltplatte in zwei Lagen zu je 10 cm Stärke neu aufgebracht. Die Bewehrung wurde nicht ausgebaut.

Das folgende Diagramm zeigt für den zweiten Grossfeldversuch mit der Asphaltplatte die Kräfte in den Litzen Nr. 3, 9 und 15 ab Beginn der Ausschalarbeiten bis zur vollständigen Wiederentlastung (für Lage der Kraftmesszellen siehe Bild 21). Der Anstieg der Kräfte nach 17 Minuten bis zu 6.4 – 6.8 kN ist auf die Auflast durch die Kiesschicht über der Bewehrung zurückzuführen. Das Kriechen der Asphalttragplatte bis knapp 3 h nach Versuchsbeginn ist gut zu erkennen.

Unter der Maximalbelastung von 30.42 to und einer Auslenkung von 0.18 – 0.20 m resultieren Kräfte in den Litzen in Grubenmitte von 40.1 – 45.4 kN (P11, P21, P31) und unmittelbar hinter dem Widerlager von 25.8 – 35.2 kN (P22, P32). Im Verankerungsbereich liegen die Litzenkräfte im Bereich von 17.3 – 33.2 kN (P14, P24, P34). Somit ist ein Abbau der Kräfte unmittelbar hinter dem Widerlager und mit zunehmender Entfernung zur Grube zu erkennen.

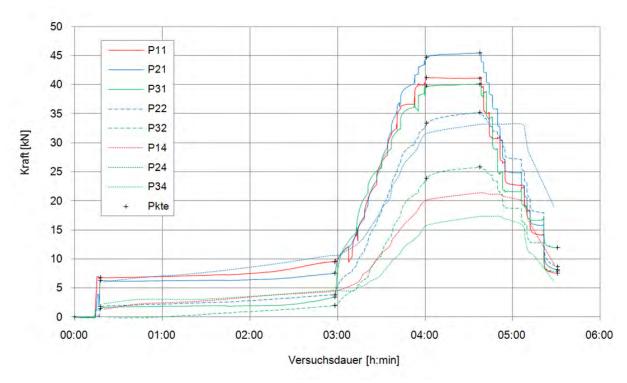


Bild 25: Grossfeldversuch mit Asphaltplatte: Kräfte in den Litzen Nr. 3, 9 und 15

4 Erdfallsicherungssystem

Das neue Erdfallsicherungssystem ERFA besteht aus linearen, steifen Traggliedern, kombiniert mit einem hochfesten, rautenförmigen Stahldrahtgeflecht als flächiges Element. Zur Lastabtragung in Strassenlängsachse dienen handelsübliche Spannstahllitzen aus hochfestem Stahldraht. Dank der hohen Dehnsteifigkeit können die linearen Tragelemente bei bereits geringer Auslenkung beachtliche Kräfte übertragen. Eine Kraftübertragung von 2'000 - 2'500 kN/m ist somit problemlos möglich.

Die Systemsteifigkeit sowie die Tragkapazität werden durch die Wahl der Anzahl Litzen pro Laufmeter und deren Querschnittsfläche direkt beeinflusst. Dadurch kann das System optimal an die projektspezifischen Anforderungen und Randbedingungen angepasst werden. Die linearen Tragglieder werden über das darüber verlegte, flächig wirkende hochfeste Stahldrahtgeflecht zusammengehalten. Dieses verhindert ein Durch- bzw. Ausbrechen einer Einzellitze durch den Belag. Dank einer guten Interaktion mit dem Schüttmaterial kann die Verankerungsstrecke des Kombi-Produktes in Längsrichtung massgebend reduziert werden. Durch die Wahl des Durchmessers der Spannstahllitzen und deren Abstand zu einander sind die Tragkapazität und die maximale Auslenkung im Ereignisfall auf die projektspezifischen Anforderungen anpassbar.

Die beiden folgenden Fotos zeigen das Erdfallsicherungssystem ERFA während der 1:1-Grossfeldversuche.



Bild 26 und 27: Erdfallsicherungssystem ERFA während den Grossfeldversuchen

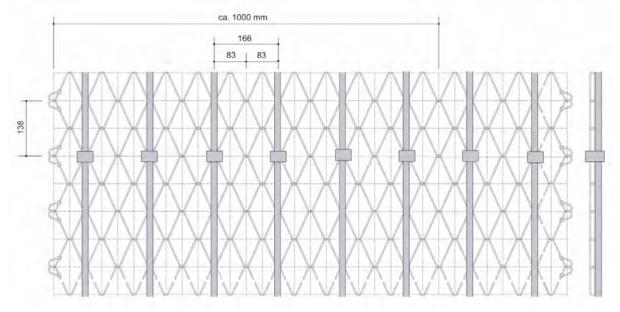


Bild 28: Systemzeichnung

Für Standard-Anwendungen werden herkömmliche Spannstahllitzen mit einem Nenndurchmesser von 0.6° (15.7 mm), einem Nennquerschnitt von $150~\text{mm}^2$, einer Fliessgrenze von $1590~\text{N/mm}^2$ und einer Mindestzugfestigkeit von mindestens $1770~\text{N/mm}^2$ als lineare Haupttragelemente verwendet. Werden beispielsweise 6~Litzen pro m angeordnet, beträgt die Tragkapazität des Systems auf charakteristischem Niveau $R_{tk} = 1590~\text{kN}$.

Da die Elemente des ERFA-Systems Stahlerzeugnisse sind, ist dem Korrosionsschutz entsprechende Beachtung zu schenken. Dabei kann auf eine langjährige Erfahrung im Bereich von Sicherungsmassnahmen gegen Naturgefahren zurückgegriffen werden.

Als Folge der hohen Tragkapazität der Spannstahllitzen kombiniert mit einem steifen Tragverhalten resultieren geringe Deformationen bei beachtlichen Spannweiten und Einwirkungen.

Kriechverformungen sind im Vergleich zu Geokunststofflösungen vernachlässigbar. Auch bieten Stahlerzeugnisse eine hohe Widerstandsfähigkeit beim Überfahren während des Einbaus oder bei Querbeanspruchungen.

Das Sicherungssystem wird in die Lockergesteinsschicht unmittelbar unterhalb der ersten bituminös oder hydraulisch gebunden Schicht bzw. der Betontragschicht eingebaut. Dadurch lässt sich vor allem bei Sanierungen oder in Einschnitten der Aufwand für die Erdarbeiten minimieren.

Das System könnte auch direkt in die Betonplatte eingebaut werden. Das Tragverhalten ändert sich dadurch wesentlich. Auch wird in diesem Fall eine spätere Wiederinstandsetzung sehr aufwendig. Ein einfaches Auffräsen ist wegen der Bewehrung nicht mehr möglich.

Auf ein direktes Bewehren der Asphaltplatte sollte verzichtet werden. Bei hoher Belastung kann es zu einem Ablösen von Teilen der Asphaltschichten kommen, welche sich aufwölben und dadurch die Verkehrsteilnehmer gefährden.

5 Literatur

BRITISH STANDARD BS 8006-1:2010 – Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2 – Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpers mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen (2010): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO – 2. Auflage).

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (2010): Hinweise zum Straßenbau in Erdfallgebieten.

Gesteuerte Horizontalbohrung im Fels zur Unterfahrung einer wasserführenden Versturzmasse beim Kramertunnel

Josef Schad und B.Sc. Fabian Gulde im Auftrag der Max Wild GmbH, Berkheim

1 Allgemeines

1.1 Die Horizontalbohrabteilung und die Bohrgeräte

Die Bandbreite der Bohrgeräte der Fa. Wild reicht von einer maximalen Zug- und Schubkraft von 4 t (4X) und einem Drehmoment von 1,3 kNm bis zur Eigenentwicklung (in Kooperation mit der Abteilung Systementwicklung) MW 1125/45 mit einer maximalen Zug und Schubkraft von 450 t und einem maximalen Drehmoment von 110 kNm. Dieses Bohrgerät wird rein elektrisch betrieben und kann durch seine Wasserhydraulik auch in sensiblen Wasser oder Naturschutzgebieten genutzt werden.



Abbildung 1: Bohrgerät MW 1125/45 (Eigenentwicklung der Max Wild GmbH)

Des Weiteren befinden sich mehrere 25 t Anlagen sowie eine 15 t Anlage von Tracto-Technik, eine 18 t Bohranlage von Vermeer und eine 80 t Anlage von Prime Drilling in unserem Maschinenpark. Diese Prime Drilling 80/50 kam auch bei der Bohrung im Kramertunnel zum Einsatz. Sie hat eine maximale Zug- und Schubkraft von 80t und ein Drehmoment von 50 kNm. Der minimal mögliche Radius aufgrund der Gestänge beträgt 90 m.



Abbildung 2: Bohrgerät Prime Drilling 80/50

1.2 Der Kramertunnel

Der Kramertunnel ist ein geplanter Straßentunnel der nach Fertigstellung einen täglichen Verkehrsstrom von ca. 10.000 Fahrzeugen in Nord/Südrichtung um Garmisch Partenkirchen leitet, und Teil der B 23 sein wird. Der Tunnel hat eine Länge von 3604 m und eine Röhre mit 2 Fahrspuren. Baulastträger ist die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Staatliche Bauamt Weilheim, der Baubeginn des Erkundungsstollens war im Frühjahr 2011. In Abbildung 3 ist ein Luftbild der geplanten Tunneltrasse mit dem weiterführenden Verlauf der B 23 zu sehen.

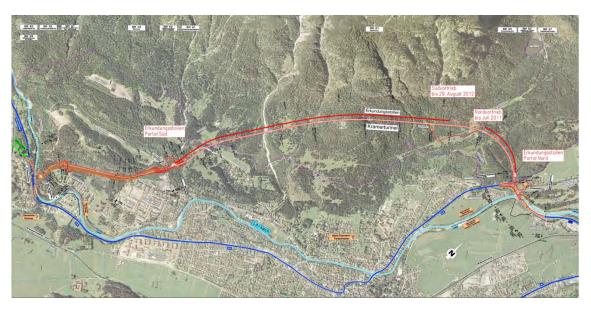


Abbildung 3:Luftbild - B23, Garmisch mit Kramertunnel (Quelle: www.stbawm.bayern.de)

2 Aufgabenstellung

2.1 Bestandsaufnahme

Die Arbeitsgemeinschaft Erkundungsstollen Kramertunnel (Marti GmbH Östereich/ Marti GmbH Deutschland/ Marti Tunnelbau AG) hat den Auftrag den Erkundungsstollen Kramertunnel über eine Strecke von 3688 m vorzutreiben. Der Vortrieb erfolgte bergmännisch. Im Nordstollen wurde im Juli 2011 und im Südstollen im August 2012 der Vortrieb eingestellt. Grund für die Unterbrechung war das Antreffen eines mit Grundwasser gesättigten Lockergesteinsbereichs mit Sand und Geröll. Auf Höhe der Tunnelfirste ergab sich aus dem anstehenden Wasser ein Überdruck von 40 m Wassersäule.

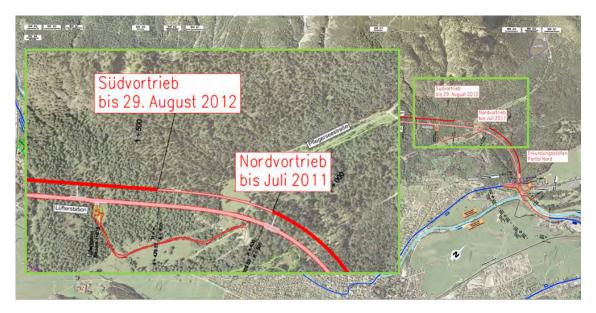


Abbildung 4: derzeitiges Vortriebsende des Erkundungsstollens im Luftbild

Da ein Absenken des Grundwasserspiegels im Bergsturzbereich durch die Planfeststellung nicht genehmigt war, konnte der Vortrieb des Erkundungsstollens auf einer verbleibenden Länge von ca. 350 m nicht fertiggestellt werden. Für den Haupttunnel prüft das Bauamt derzeit verschiedene Bauverfahren zum Durchörtern dieses Bereichs.

2.2 Aufgabenstellung

Durch den nicht durchgehenden Stollen und einem Zufluss von Bergwasser waren bereits während der Bauphase umfangreiche Wasserhaltungsmaßnahmen zur Entwässerung des fallenden Südstollens notwendig. Geplant war ursprünglich den kompletten Tunnel entsprechend der Längsneigung zum Nordportal zu entwässern.

Da sich derzeit noch kein verbindlicher Zeitpunkt für den Weiterbau des Kramertunnels nennen lässt wurde nach einer Kostengünstigen Alternativlösung für eine Entwässerung des Südstollens gesucht.

2.3 Lösungsmöglichkeiten

Die verschiedenen Lösungsmöglichkeiten bestanden aus folgenden Optionen:

- Südstollen ohne Entwässerung belassen, demzufolge ein Flutung des Stollen (evtl. Schäden möglich, keine Begehung möglich)
- Wasserhaltung auf unbestimmte Zeit (großer Energieaufwand, Wartungsaufwand)
- Entwässerung über Nordstollen (durch Unterdükerung des Bergsturzbereichs)

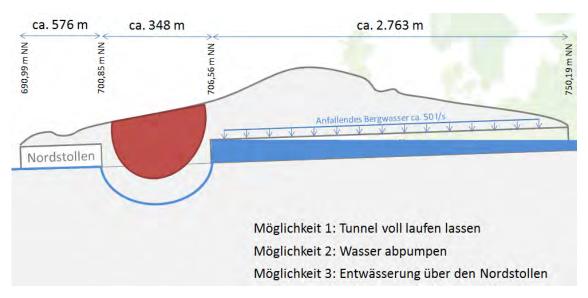


Abbildung 5: schematischer Schnitt durch den Kramertunnel mit Bergsturzbereich (rot dargestellt)

3 Planung der HDD-Bohrung

3.1 Geologische Erkundung

Die Geologische Erkundung die vom Staatlichen Bauamt Weilheim zur Verfügung gestellt wurde, wies auf der geplanten Bohrtrasse unterhalb des Bergsturzbereiches folgende Materialien mit einer einaxialen Druckfestigkeit bis zu 120 MPa auf. Dies waren:

Kalksteine: bis zu 120 MPa
Kalk bis Kalkmergel, dünnbankig: ca. 87 MPa
Mergel: ca. 19 MPa
Schieferton: <5 MPa

Das Vortriebsende des Nordstollens liegt in der Grundmoräne, während das Vortriebsende des Südstollens in den Kössener Schichten liegt. Bei der Planung der Bohrlinie wurde, limitiert durch den Biegeradius des Bohrgestänges, größter Wert auf maximalen Abstand zum Bergsturzbereich gelegt. Dadurch sollte sichergestellt werden das die Bohrung in einer gefestigten Formation und mit geringstem Risiko eines Wasserzulaufes abgeschlossen werden kann.

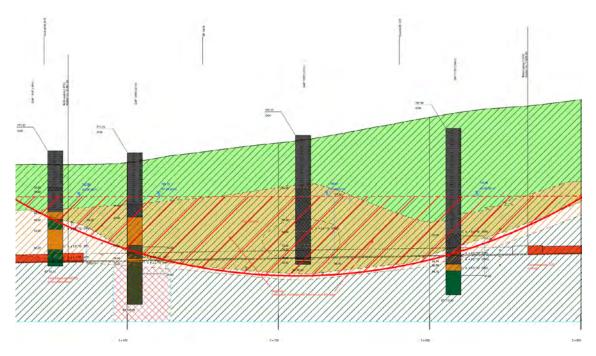


Abbildung 6: Darstellung der Geologie (Quelle: Staatliches Bauamt Weilheim)

3.2 Sicherheitsmaßnahmen bei Wasserzulauf

Da im Bereich des Felssturzes ein Wasserdruck von 4 bar ansteht, musste sichergestellt werden dass auch bei einem Anschneiden der Bergsturzmasse oder einer durchgängigen Kluft ein Grundwasserabfluss aus der Bergsturzmulde (und damit ein Absenken des Grundwasserspiegels, der wertvolle Hangquellmoorflächen speist) verhindert werden kann. Hierzu wurde ein absperrbarer Preventer eingebaut, der während der Bohrarbeiten einen Abfluss der Spülung zuließ und im Falle eines Wasserzulaufes mit Hilfe zweier Schieber komplett abgedichtet werden konnte.

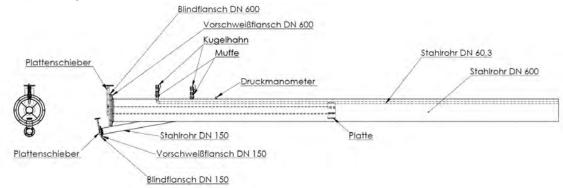


Abbildung 7: Skizze des Preventers

Eingebaut wurde ein Preventer mit einer Gesamtlänge von 12 m. Eine vorab hergestellte Sacklochbohrung diente zur Aufnahme des Preventers, welcher anschließend mit Harz verpresst und damit in den Fels eingebunden und gegen Umläufigkeiten und Herauspressen abgesichert wurde.



Abbildung 8: eingebauter Preventer

3.3 Trassierung der gesteuerten Bohrung

Der Kramertunnel beschreibt in der Lage eine Kurve und steigt mit 1,7 % von Nord nach Süd leicht an. Das Ende des Südstollens liegt ca. 5,80 m über dem Ende des Nordstollens, was auch für einen ausreichenden Höhenunterschied sorgt um das Wasser im Freispiegel abzuleiten. Um den Bergsturz zu unterfahren wurde festgelegt dass ein Bogenstich von 40 m erreicht werden soll, um die Gefahr eines Wasserzutrittes in den Bohrkanal zu minimieren. Die beschränkenden Elemente bei der Planung waren der minimal ausführbare Bohrradius von 300 m (aufgrund des Mudmotors) sowie die Aufstellung des Bohrgerätes im Nordstollen (in welchem Winkel kann eingestochen werden in Bezug auf die Tunnelhöhe). Es stellte sich heraus dass der maximale mögliche Aufstellwinkel bei 19,8° lag. Nach dem Einstich mit 19,8° folgt eine ca. 70 m lange Gerade, die dann in einen Radius von 300 m übergeht. Dieser Radius wird über eine Strecke von ca. 230 m gefahren. Danach geht er wieder in eine Gerade mit einem Winkel von 30° über, die nach ca. 62,5 m im Südstollen in der Ortsbrust endet. Am Tiefpunkt der Bohrung ergibt sich daraus eine Stichhöhe zur Trasse von ca. 44 m.

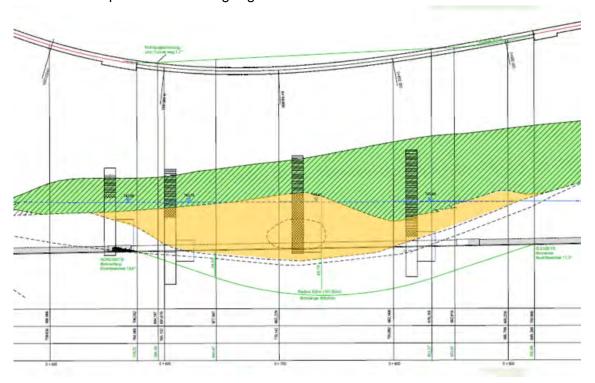


Abbildung 9: geplante Trassierung der HDD

4 Ausführung

4.1 Das Bohrgerät

Wie bereits in der Einleitung geschrieben wurde das Bohrgerät PD 80/50 eingesetzt, da dies mit seiner Zug- und Schubkraft von 80 t und einem maximalen Drehmoment von 50 kNm über ausreichend Leistung verfügt und durch seine kompakte Bauart (Gestänge je 5 m lang) für den beengten Raum geeignet ist.



Abbildung 10: Bild der PD 80/50 mit Daten

4.2 Der Bohrmotor

Für den Vortrieb im Fels musste mit einem sogenannten Mudmotor gearbeitet werden. Dieser ermöglicht eine steuerbare Bohrung im Fels durch seinen Knick (ein sogenanntes "Bent Sub"). Um eine Steuerbewegung zu erreichen wird der Mud-Motor über die Spülung angetrieben und erreicht dadurch ein Drehmoment von 16 kNm bei einer Spülungsdruckdifferenz im Gestänge und außerhalb des Gestänges von 50 bar. Wird nun durch die Bohranlage Druck ausgeübt arbeitet sich der Rollenmeisel in seiner jeweiligen Stellung weiter ins Gestein vor. Danach muss der Meißel zurückgezogen werden und das Bohrloch wird mit rotierendem Gestänge nachgebohrt, wobei der Bohrkanal hier größer wird als bei der Steuerbewegung.



Abbildung 11: Mud-Motor mit Rollenmeisel und Bent-Sub

4.3 Die Vermessung/ Steuerung

Die Vermessung, bzw. die Einhaltung der Solltrasse wurde mit einem "Gyro Steering Tool" der Firma Brownline durchgeführt. Dieses basiert auf dem System eines Kreiselkompasses und hat eine Genauigkeit von 0,04° beim Richtungswinkel und eine Genauigkeit von 0,02° in der Neigung. Aus diesen Werten (Richtungswinkel und Neigung) zusammen mit der Länge des Bohrgestänges lässt sich die exakte Koordinate des Senders, der hinter dem Mud-Motor eingebaut ist, bestimmen. Die Abweichung der Bohrung im Kramertunnel war nach einer Bohrlänge von 361,7 m ca. 30 cm über dem geplanten Zielpunkt. Wobei hierbei zu beachten ist dass die Spitze des Rollenmeißel ca. 14 m vor dem Sender liegt.



Abbildung 12: Ausstich der Pilotbohrung im Südstollen

4.4 Die Aufweitwerkzeuge

Zum Aufweiten der Pilotbohrung werden im Fels sogenannte Rockreamer genutzt, die das Material mit Rollenmeißeln abarbeiten. Es wurden 2 Aufweitgänge gemacht, der erste mit

18" und der zweite mit 22". In Abbildung 12 ist ein eingesetzter Rockreamer zu sehen. Bei der Auswahl der Rockreamergrößen wurde darauf geachtet dass der Materialaustrag je Aufweitung ca. gleich groß war. Von der Pilotbohrung zur ersten Aufweitung wurden 0,11 m³ je m abgebaut und bei der Aufweitung von 18" auf 22" ca. 0,09 m³ je m. Insgesamt wurden 257 m³ Material ausgebaut und abgetragen.



Abbildung 13: Holeopener

4.5 Werkzeug für den Cleantrip und Rohreinzug

Für den sogenannten Cleantrip wird ein Barrelreamer genutzt, der nach dem Aufweiten durch den Bohrkanal gezogen wird. Hierbei wird überprüft ob das Bohrklein ausgetragen ist. Bei Einzug des Produktenrohres wird hinter dem Räumwerkzeug ein Drehwirbel (Swivel) montiert der ein Rotieren des Rohrstranges verhindert. Das Produktenrohr musste während des Rohreinzuges mit Wasser gefüllt werden, da durch den hohen Außendruck am Tiefpunkt der Bohrung die Beulsicherheit nicht mehr gewährleistet war.

Geotechnische Herausforderungen und Lösungen beim Niagara Tunnel Facility Projekt

Dipl.-Ing. Norbert Komma STRABAG AG, Abdichtungen, Wien







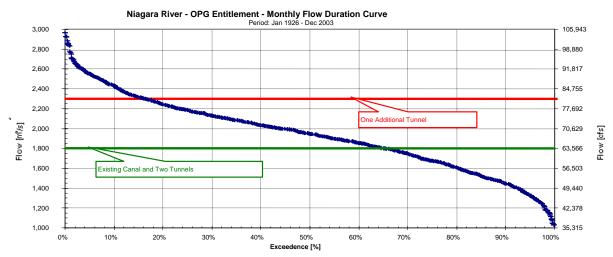
1 Übersicht



2 Projekt Orientierung

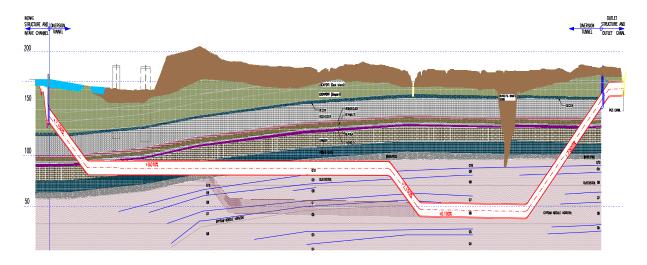


3 Niagara River Diversion Capacity



- Flow available to Canada for power generation varies +/- 1000 m3/s to 3000 m3/s and exceeds existing Sir Adam Beck diversion capacity about 65% of time.
- Available Niagara River flow will exceed OPG's diversion capability only about 15% of the time when the new tunnel is in operation.

4 Engineering & Geologie



- 80 % des Vortriebs im Queenston Shale Quellfähiger Fels
- Anfängliches Gefälle und Schluss Steigung der TBM 8 %
- Tiefpunkt 150 m unter der Oberfläche
- Der Tunnel verläuft unter der verschütteten St. David's Gorge
- 300 m Injektionstunnel beim Intake unter dem Niagara River

5 Projekt Übersicht

• Wasser Tunnel: 12.28 –12.78 m um Durchfluss 500 m³/sec

zur Sir Adam Beck Generating Stations

Zusätzlich Kapazität: 1.6 TWhTunnel Länge: 10,158 m

Bauvertrag Start: Design & Build Pauschalvertrag

Bauvertrag Aktuell: Design & Build Cost plus (Dec. 1, 2008)

Vortrieb: Full face Gripper TBM 14.44 m
 Innenschale: Beton mit doppellagen Dichtung

Vortriebstatus: 5,418 m gebohrt, 2,450 m Sohlschale

• Ziel Fertigstellung: June 2013

• Ziel Kosten: CAD \$ 985 millionen









TBM - Cutterhead Design

- Bore diameter 14.44 m
- Six-piece bolted and doweled configuration
- Abrasion-resistant face plates and gage plates
- Water spray nozzles integrated
- 20 inch Wedge-Lock Cutters





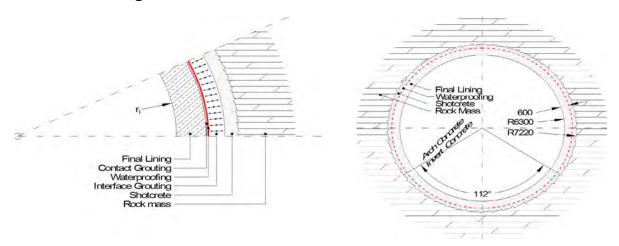
Outlet Portal Excavation

- Blasting/rock excavation:
 December 2005 April 2006
- Excavation dimensions:300 x 20 x 20 to 40 m deep



Intake Construction Progress

6 Tunnel Design & Ausbau



Einbauabfolge:

- 1. Spritzbetonsicherung
- 2. PE-VLD Abdichtungssystem
- 3. Unbewehrte Innenbetonschale
- 4. Kontaktinjektion
- 5. Vorspanninjektion

7 Tunnel Design & Konstruktion

Tragschale:

- Baustahlmatten
- Stahlträger
- Felsanker
- Spritzbeton

Innenschale:

- Abdichtungsmembrane (FPO) doppellagig kontrollierbares System
- Ortbeton Sohle
- Ortbeton Gewölbe
- Kontakt Injektion
- Vorspann Injektion



8 Theorie und Bauprogramm bis 2008

Überbruch im Queenston Shale



- Queenstone Shale
- Hartgestein
- Quellfähig
- Salzhaltig



Felsbeschaffenheit STA. 1+648 m



Felsbeschaffenheit August 2009 – Power Glen







Überbruch im Queenston Shale



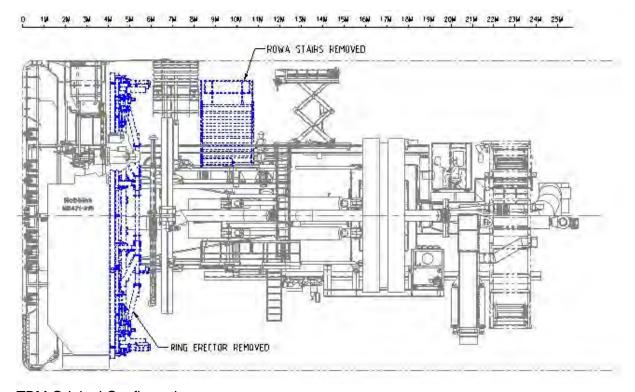
Continued use of Rock Support Type 4R



Rock Conditions STA. 3+535 m – Overbreak > 4 m



Rock Conditions July 2009 – Whirlpool Sandstone



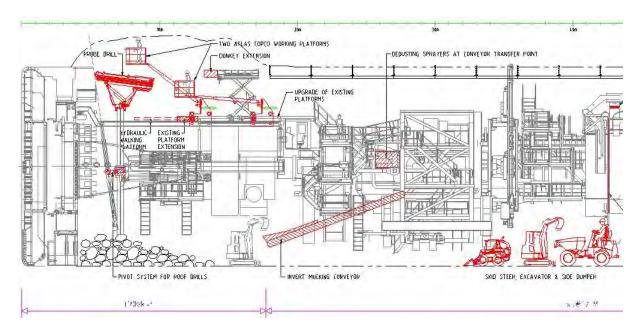
TBM Original Configuration

Schema Arbeitsabläufe

Sohl Membran Gewölbe Contact Interface TBM Brücke carrier Schalung grouting grouting



- Bohrgerät L1 zum Spiessen
- Hebebühne
- Spritzkopf direkt hinter dem Bohrkopf
- Scherenbühne für Unterstuetzung Ausbaubögen
- Förderband
- Bobcat, Dumper...



TBM Modifications to Cope with Rock Conditions

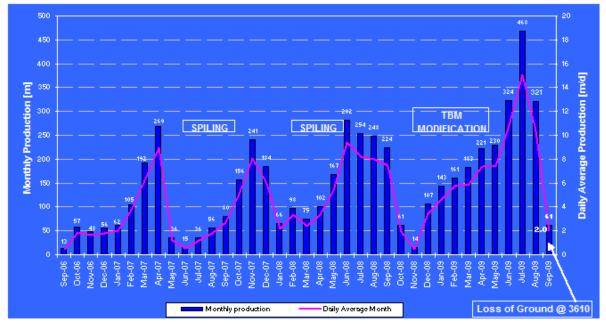


Rock Conditions Sta. 3+930 m Spiessen - Sta. 1+648 m - Overbreak ~ 2 m

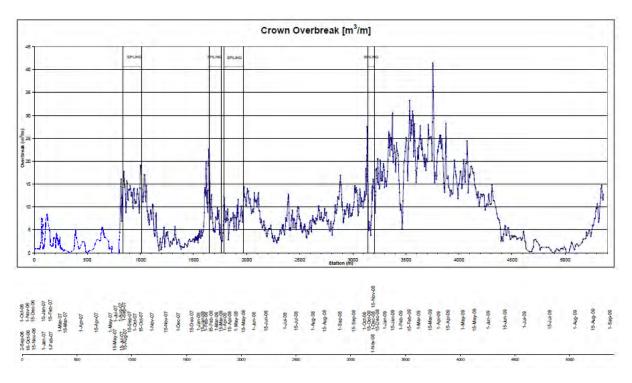




Rock Conditions Sta. 3+930 m - Overbreak ~ 2 m

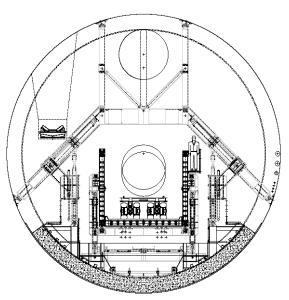


Monthly Production Rates to September 2009



Crown Overbreak





- Invert lining concrete underneath bridge follows TBM 3,000 m
- FPO waterproofing membrane
- 600 mm cast in place concrete lining (112°)

Final Lining – Invert Section

9 Sohlabdichtung Vakuumsystem

- Vorkonfektion der Bahnen auf 4 m Breite
- Vakuumprüfung der PE-VLD KDB vor dem Einbau
- Verlegung im Tunnel
- Vakuumprüfung im eingebauten Zustand vor Betonage





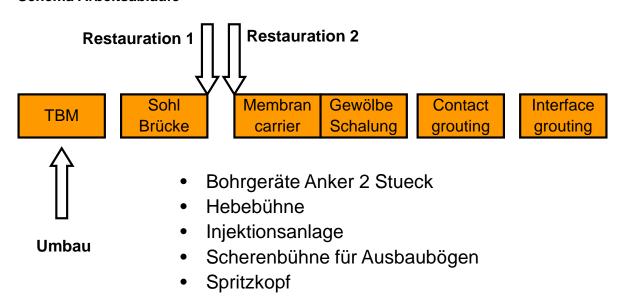


Doppellagensystem Tunnelsohle



Final Lining progress – August 2009

Schema Arbeitsabläufe



Varianten der Overbreak Sanierung

•	bis 80 cm	Mehrlagiger Spritzbeton
•	bis 200 cm	Ausbaubögen, Anker, Gitter eingespritzt,
		Hohlraum ausgespritzt
•	> 200 cm	Ausbaubögen, Anker, Gitter eingespritzt
		Hohlraum mit SCC ausbetoniert

• generell nachinjiziieren von R 2

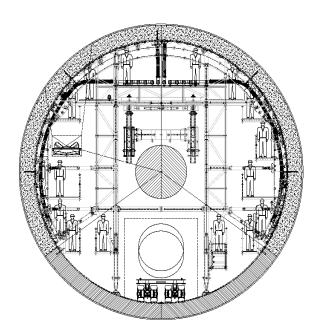






Overbreak Restauration

- 600 mm cast in place concrete lining (240° arch), 38 MPa after 90 days
- Unreinforced except for the dewatering shafts and the transitions at the Intake and Outlet Structures
- Contact grouting
- Pre-stress grouting between membrane and shotcrete
- Design life 90 years without maintenance



Final Lining – Arch Section



Arch Shutter Assembly (August 2009)



Arch Shutter Assembly

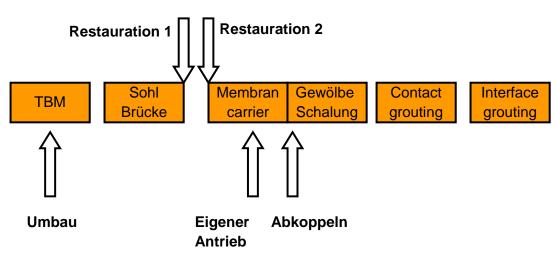
10 Mechanisierte Membranverlegung





Mechanisiertes verlegen

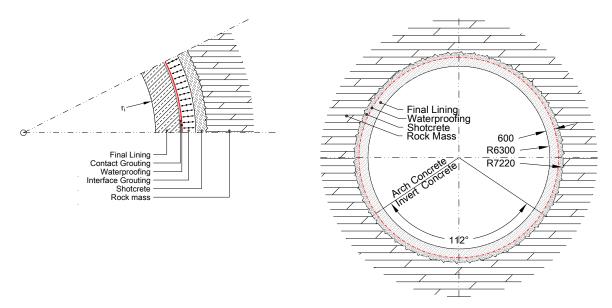
Schema Arbeitsabläufe





Mechanisiertes Verlegen

11 Tunnel Design & Ausbau



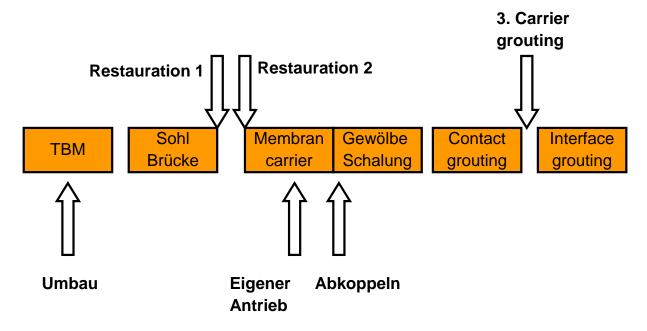
Einbauabfolge:

- 1. Spritzbetonsicherung
- 2. PE-VLD Abdichtungssystem
- 3. Unbewehrte Innenbetonschale
- 4. Kontaktinjektion
- 5. Vorspanninjektion



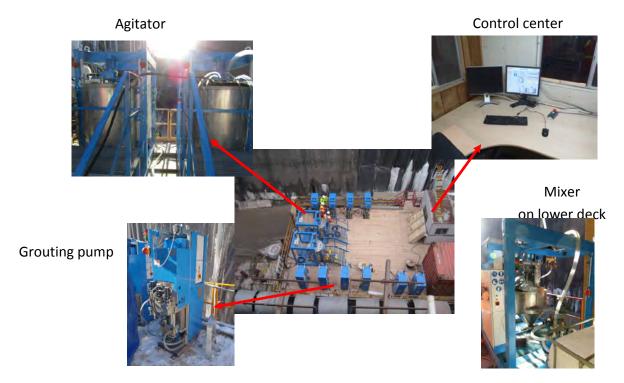
Innenschale Beton – Dichtung Gewölbe – Verpressleitungen

Schema Arbeitsabläufe



12 Contact – interface grouting





Pumpen, Mischer, Belebungsbecken und Kontrollzenter



3D Laserscanner

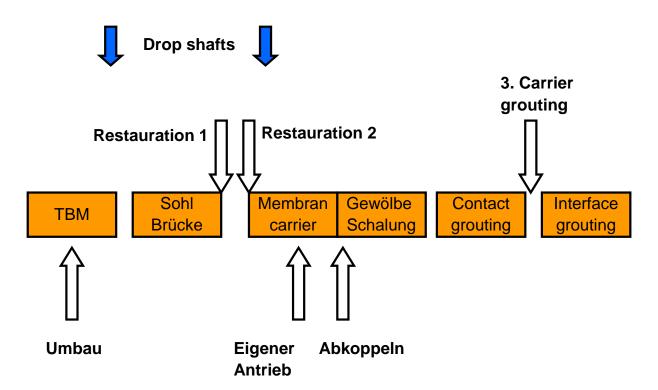
Rotations Laser System

- Genauigkeit < 2/10 mm (real time)
- Keine Behinderung der Linienbaustelle



FALL OF GROUND

Schema Arbeitsabläufe





• Installation of the drop shafts concrete & ventilation





Drop Shafts

Milestone Dates

	Project Schedule at Present			
	Start	Completion		
Outlet Canal	1-Nov-2005	7-Apr-2006		
New Acceleration Wall	2-Jun-2006	12-Dec-2006		
Cofferdam	10-Apr-2006	19-Dec-2006		
Tunnel Drive	1-Sep-2006	Apr-2011*		
Tunnel Lining Invert Section	Nov-2008	Feb-2012*		
Tunnel Lining Arch Section	Apr-2010*	Oct-2012*		
Substantial Completion	June 2013*			

Fehmarnbelt Fixed Link Tunnel **Foundation Design**

O. P. Jensen, Chief Advisor, Ramboll DK Fehmarnbelt Fixed Link - Tunnel Design Services

THE TUNNEL TEAM

Client: Femern A/S

Joint Venture: RAMBØLL

> ARUP TEC

Oriental Consultants (JP), Wilkinson Eyre (UK), Subconsultants:

Schönherr Landskab (DK), WTM (DE)

and other specialists.

GOVERNMENT AGREEMENT

The Connection Fehmarnbelt will be owned by Denmark and financed by the users

The Toll station will be placed in Denmark

The German state will finance and establish the necessary infrastructure on the German side

The Connection will open 2020





PORTAL AREA FEHMARN

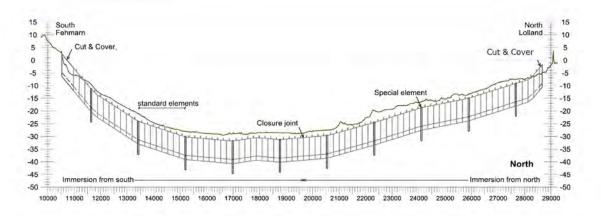


PORTAL AREA LOLLAND

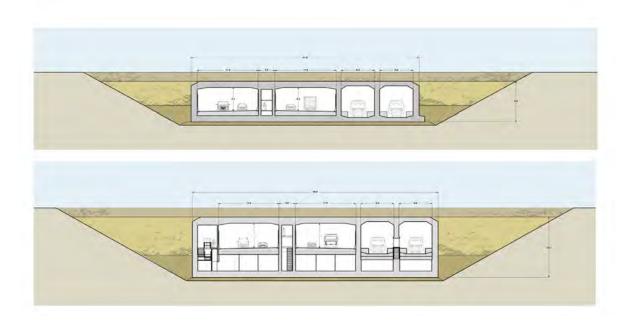


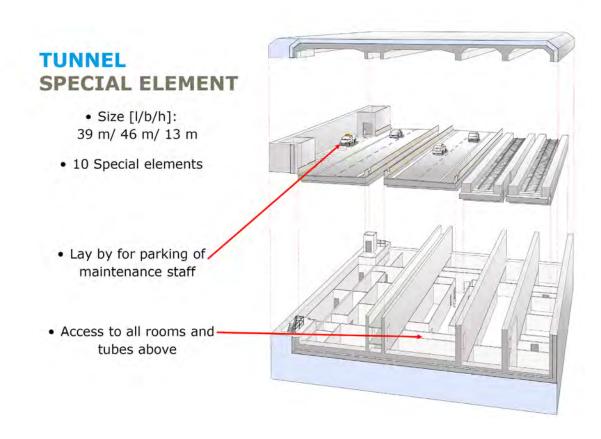
VERTICAL ALIGNMENT

- Between C&C and first special element standard element follows a vertical curve.
- Between special elements standard elements follow a straight vertical alignment.



TUNNEL ELEMENTS STANDARD AND SPECIAL ELEMENTS





TUNNEL FOUNDATION GROUND CONDITION

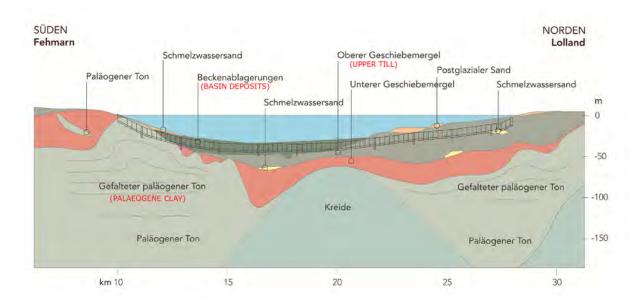


Femern have performed comprehensive geological/geotechnical investigations, applying all conceivable state-of-the-art methods and organised full access to all information

Femern have invested more than 50 million $\mathfrak E$ in a profound understanding of the ground conditions.

This understanding is conveyed to the Contractors in a set of Reference Conditions that will be part of the Contract

TUNNEL FOUNDATION GEOLOGICAL PROFILE



TUNNEL FOUNDATION UPPER TILL (OBERER GESCHIEBEMERGEL)



Plasticity

Low, I_p ~ 9 %

Shear strength

Very hard, c_u = 650 - 1200 kPa

Distinguishing features

- Consists of clay, silt, sand, gravel, cobbles, and boulders
- Structureless

TUNNEL FOUNDATION BASIN DEPOSITS (BECKENABLAGERUNGEN)



Plasticity

Medium, I_p ~ 25 %

Shear strength

• Medium, $c_u = 20 - 50 \text{ kPa}$

Distinguishing features

- · Variability, horizontally layered,
- Occurs only below elevation -24m

TUNNEL FOUNDATION PALAEOGENE CLAY (PALÄOGENER TON)



Plasticity

Very high, I_p ~ 100 %

Shear strength

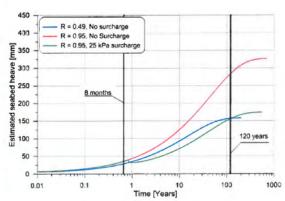
Medium to stiff, c_u = 30 – 140 kPa

Distinguishing features

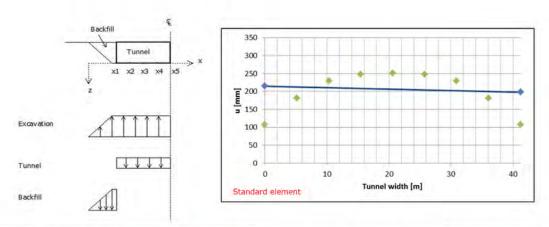
- · Folded, fissured
- Expansive
- · Layered with ash horizons

TUNNEL FOUNDATION TEST FIELD





TUNNEL FOUNDATION HEAVE CALCULATION



The first initial estimate of heave of the tunnel after 120 years without and with tunnel stiffness.

The ultimate responsibility for the calculations rest with the Contractor who has to design the tunnel for heave and settlements.

Real Time Qualitätsüberwachung und Ergebnisverifizierung durch statische und dynamische Probebelastungen an Pfählen im Seeton

Dr.-Ing. Jimmy Wehr, Keller Holding GmbH, Offenbach Dipl.-Ing. Mario Andreas, Keller Grundbau GmbH, Offenbach Dipl.-Ing. Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH, Offenbach Dr.-Ing. Matthias Schallert, GSP mbH, Mannheim Dr.-Ing. Oswald Klingmüller, GSP mbH, Mannheim

1 Kurzfassung

In Konstanz am Bodensee bestand im Rahmen eines Bauvorhabens die seltene Möglichkeit, gleich mehrere Probepfähle unterschiedlichen Typs herzustellen und hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu testen. Diese Gelegenheit wurde genutzt, um im Sinne einer Eignungsprüfung Vollverdrängungsbohrpfähle (VBP), Betonrüttelsäulen (BRS) und Betonstopfsäulen (BSS) zu untersuchen. Zur Herstellung der Produkte wurde während des Einbaues eine online Qualitätsüberwachung und -kontrolle zur Produktivitätsüberwachung eingesetzt. Die Ergebnisse dieses Herstellungsprozesses wurden durch axiale statische Druckversuche als auch dynamische Probelastungen verifiziert, mit denen gezeigt werden sollte, inwieweit sie mit den Ergebnissen der Qualitätsüberwachung und den statischen Prüfungen übereinstimmen und damit für diese Gründungselemente geeignet sind.

Als eine besonders interessante Herausforderung erwies sich aber der schwierige Baugrund. Unter einer etwa 3 m mächtigen Auffüllung wurde feinsandiger Seeton mit einer breiigen bis bestenfalls weichen Konsistenz erkundet, der erst ab einer Tiefe von etwa 25 m von einem halbfesten Geschiebemergel unterlagert wird. Das Gründungskonzept sah deshalb als technisch und wirtschaftlich optimale Lösung eine kombinierte Pfahl-Platten-Gründung mit etwa 15 m langen Pfählen vor.

Trotz der sehr ungünstigen Rahmenbedingungen konnten für die schwimmend konstruierten Säulen unerwartet hohe Einzeltragfähigkeiten ermittelt werden. Bei der Betonrüttelsäule wurde die Grenzsetzung erst bei einer axialen Belastung von 1.000 kN erreicht. Der Vollverdrängungsbohrpfahl "versagte" erst bei einer Belastung von 720 kN, und die 4 m kürzere Betonstopfsäule benötigte immerhin noch 680 kN bis zum Erreichen der Grenzsetzung. Im Vergleich bestätigten die dynamischen Probebelastungen die so ermittelten Grenztragfähigkeiten mit einer Abweichung von nur etwa 5 %. Nicht zufriedenstellend war allerdings eine Abweichung von ca. 33 % zur statisch ermittelten Tragfähigkeit des Vollverdrängungspfahls, was mit den Ergebnissen zukünftiger Probebelastungen noch eingehend zu untersuchen ist.

2 Qualitätsüberwachung in Echtzeit

Die digitale Vernetzung ermöglicht es die Fuhrpark-, Flottenmanagement- und Prozessdaten bereitzustellen. Das System steht rund um die Uhr, 24 Stunden am Tag, 7 Tage die Woche für die weltweite Nutzung bereit. Ziel ist es den verantwortlichen Personen ein Werkzeug zur Verfügung zu stellen, das es erlaubt die Betriebskosten und die Produktivität anhand von Echtzeitdaten zu optimieren.

Die technische Basisausstattung (On-Board-Unit) besteht aus dem RigController und dem M5. Als Benutzer-Interface dient die Software-Applikation "Qualität Produktion Manager" (QPM). Diese Software erlaubt es via Internet auf Daten der Flotte zuzugreifen. Es werden derzeit die populärsten Internet Browser unterstützt. Als Endgeräte können PC, Tablet und Smartphone, die die erwähnten Browser unterstützen, eingesetzt werden.

Für die Interpretation der Daten aus wirtschaftlicher und technischer Sicht wurden für die unterschiedlichen Benutzer Basisfunktionen realisiert. Hier einige Beispiele:

Gerätemanagement

- Müheloses Auffinden der Geräte
- Nachvollziehbare Dokumentation der Gerätenutzung
- Effektive Einsatzdisposition von Baumaschinen
- Überwachung der Wartungsintervalle und Unterstützung bei der Wartungsplanung
- Identifikation von Leerlauf- und Fehlnutzungszeiten, um Betriebskosten zu reduzieren
- Verringerung der Mietkosten von Fremdgeräten
- Diebstahlschutz: Einrichtung von Geofence-Sektoren für Gebiete

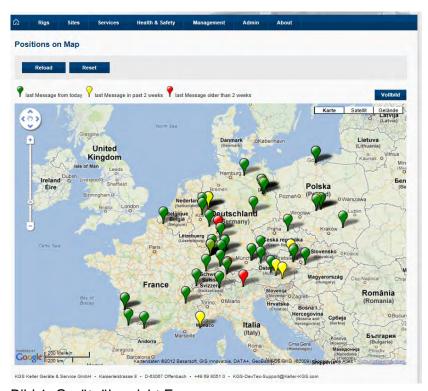


Bild 1: Geräteübersicht Europa

 Die Fernwartung ermöglicht es unseren Servicetechnikern, jederzeit auf entfernten Geräten Aktionen durchzuführen. Der Servicetechniker und der Gerätefahrer sehen gleichzeitig die Aktivitäten auf dem Bildschirm des zu wartenden Geräts. Support – und Schulungsaufgaben lassen sich so optimal lösen.

Diese Technik hat sich zum alltäglichen Standard entwickelt.

Baubetrieb:

- Automatische Erstellung von präzisen Berichten für baustellenrelevante Abrechnungsgrundlagen.
- Automatische Dokumentation der Herstellungsprotokolle (siehe Bild 2).
- Überprüfung mit Alarmfunktion von Herstellungsparameter.

Automatisch erzeugter Report für eine Baustelle

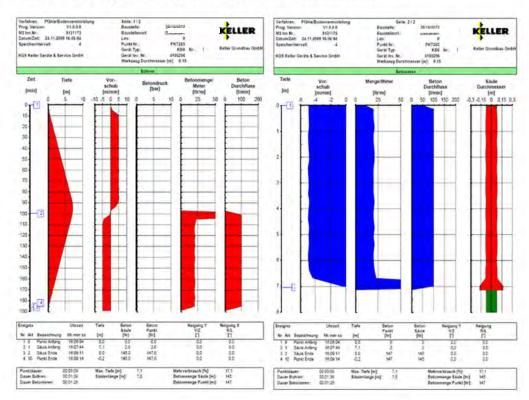


Bild 2: Herstellungsprotokoll

 Erzeugung von CAD-Plänen für die Visualisierung der erbrachten Bauleistung. Der CAD-Report zeigt grafisch die beauftragte (rot) - und die erbrachte Leistung (grün) an. Die Baustellengegebenheiten wie zum Beispiel Fundamente, Leitungen und sonstige Baustellengegebenheiten lassen sich einblenden.

Automatisch erzeugter Report für eine Vibro-Baustelle Eingegebene Filterwerte für Ist-Punkte: Von Datum/Zeit: 17.10.2011 08.03:10 WEA 3 Bis Datum/Zest 17.10.2011 08:13:13 Max. Tiefe [m] lange [m]: Punktdauer Summenwerte für Punkte im Filterbereich tax. Tiefe [m]: 7,40 Säulenlänge [m]: 7,40 Tiefenang, für Punkte im Filterbereich: Min [m]: Max [m]: 1,90 Mittel [m]: 2,00 Baustellen Nr: 110554 Baustellen Name/Ort: Windanlage Flamborn Bilanz für alle Punkte: Dateiressourcen: Anzahl der Soll-Punkte: 52-7=45 Flomborn_F12409a.Kor Anzahl der Ist-Punkte Anzahl Ist-Punkte im Filterbereich: F12409-1a-WEA3-o-Nr.dxf erbrachte Leistung für Ist-Punkte Anzahl zusätzlich ausgeführter Punkte (keine Koor, vorhanden).

Bild 3: erbrachte Leistung einer Rüttelbaustelle

- Beim Qualitätsmanagement ist es möglich, jeden beliebigen Herstellungsparameter wie zum Beispiel Tiefe, Druck, Menge usw. zu überprüfen. Ein Wertebereich für die Überprüfung lässt sich für die Baustelle definieren. Die Alarmierung erfolgt über das E-Mail-System.
- Für das Nachtragsmanagement können Auswertungen über die Stillstandszeiten, unnötige Umsetzvorgänge bedingt durch eine Baubehinderung oder das Dokumentieren von Bohrhindernissen geliefert werden.
- Für **Health and Safety** ist eine Option implementiert worden die es ermöglicht, Prozess-, Qualitäts- und Sicherheitsrelevante Aspekte der Tragraupe zu überprüfen.

Das Bauwesen unterliegt heute enormen Anforderungen. Immer komplexere Bauvorhaben müssen in immer kürzerer Zeit realisiert werden. Gleichzeit erzeugt der starke Wettbewerb in der Branche einen erheblichen Kostendruck. Diese Anforderungen lassen sich nur durch den durchgängigen Einsatz digitaler Technologien erreichen.

3 Ergebnisverifizierung

3.1 Veranlassung und Versuchsumfang

In Konstanz bestand im Rahmen eines geplanten Bauvorhabens die Möglichkeit Probesäulen herzustellen und hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu testen. Untersucht wurden Verdrängungsbetonpfähle (VBP), Betonrüttelsäulen (BRS) und Betonstopfsäulen (BSS), die sich im Wesentlichen hinsichtlich des Herstellverfahrens und der Materialgüte unterscheiden. Neben

den axialen statischen Druckversuchen wurden ebenfalls dynamische Säulenprobelastungen durchgeführt, deren Zusammenfassung, Auswertung und Vergleich in separaten Berichten erfolgte. Außerdem sollte ein statischer axialer Zugversuch an einer VBP Auskunft über den Anteil der Säulenmantelreibung an der Gesamttragfähigkeit geben.

3.2 Bodenverhältnisse

Das Versuchsgelände liegt ca. 120m nördlich des Seerheinufers in einem Gewerbemischgebiet mit nördlich angrenzender Wohnbebauung. Es ist weitgehend eben. Die Geländeoberfläche ist teilweise mit Asphalt- und Betonresten versiegelt. Unter einer bis ca. 3m mächtigen Auffüllung stehen feinsandige Tone weicher bis breiiger Konsistenz an. Erst ab etwa 25m unter GOK folgt ein Geschiebemergel mit halbfester bis fester Konsistenz. Grundwasser konnte wegen den in den Tonen eingelagerten Sandbänder bereits oberflächennah erkundet werden.

Die folgende Abbildung zeigt das Ergebnis einer im Bereich des Testfeldes durchgeführten Rammsondierung. Die undränierte Kohäsion liegt über 20 kPa.

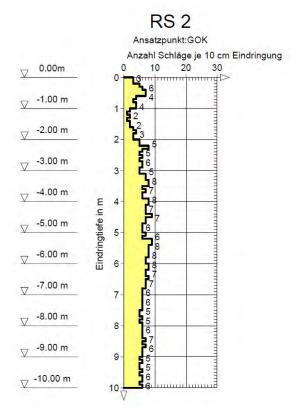


Bild 4: Ergebnis einer schweren Rammsondierung in der Nähe des Testfelds (Auszug aus dem Baugrundgutachten)

3.3 Säulensysteme

Die statischen axialen Säulenprobebelastungen wurden an 3 unterschiedlichen Säulenarten durchgeführt.

- 1. Verdrängungs-Beton-Pfahl (VBP)
- 2. Betonrüttelsäule (BRS)
- 3. Betonstopfsäule (BSS)

Alle Säulenarten werden als unbewehrte Betonelemente unter vollständiger Bodenverdrängung hergestellt. Für die Verdrängungs-Beton-Pfähle nach DIN EN 12699, die auch rigid inclusions genannt werden, kommt dabei eine "Vollverdrängerschnecke" zum Einsatz, die den anstehenden Boden seitlich verdrängt und anschließend den entstehenden Hohlraum mit einem pumpfähigen Beton verfüllt. Einzuhalten sind laut Norm ein Mindestabstand von 6 bis 10 mal dem Durchmesser bei der Herstellung, eine Mindestbewehrung für unplanmäßige Lasten und eine undränierte Kohäsion des Bodens von mindestens 15 kPa.

Sowohl die Betonrüttelsäulen als auch die Betonstopfsäulen werden mit einem Tiefenrüttler nach einer Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik hergestellt. Während der Beton bei den Betonrüttelsäulen über ein seitlich angebrachtes Rohr mit einer Pumpe eingebracht wird, wird bei den Betonstopfsäulen ein Magerbeton über einen Schleusenrüttler "eingestopft".

Im Gegensatz zu nicht verdrängenden Pfahlsystemen, wie z.B. Bohrpfähle, hängt der erreichbare Säulendurchmesser nicht unerheblich von der seitlichen Verdrängbarkeit des anstehenden Bodens ab. Dieser Effekt kann vor allem bei BSS zu größeren Durchmesserunterschieden innerhalb einer Säule führen. Für die VBP und BRS werden die Säulendurchmesser nicht größer als die Durchmesser der Vollverdrängerschnecke bzw. des Tiefenrüttlers angesetzt. Als grobe Kontrolle kann der Säulendurchmesser aus dem eingebauten Materialvolumen zurückgerechnet werden.

Zusammenstellung der Säulensysteme						
	VBS	VBS	BRS	BSS		
		(Zug)				
angesetzter, mittlerer Säulendurchmesser	0,35	0,35	0,45	0,55		
[m]						
Säulenlänge [m]	15,00	18,00	15,00	11,00		
Säulenmaterial	C20/25, F3, 32mm, XC3			240kg/m³ Bindemi	it-	
				tel,		
				CEM I-III 32,5,		
				Körnung 2/4-32		

Tabelle 1: Details der verschiedenen Säulensysteme

3.4 Statische Versuchseinrichtung

Die Aufbringung der Prüflast erfolgt mittels einer manuellen hydraulischen Presse ohne automatische Lastkonstanthaltung, die unmittelbar vor den Versuchen kalibriert wurde. Als Widerlager dient eine Traverse aus Stahlprofilen (siehe Bild 5), die mit Verdrängungs-Beton-Pfählen (VBP) als "Reaktionspfähle" verankert wird.

Neben dem hydraulischen Pressendruck, mit dem die jeweilige Prüflast gesteuert wird, kann an zwei Kraftmessdosen die aufgebrachte Last zusätzlich überprüft werden. Über vier elektronische Wegaufnehmer mit einer jeweiligen Ablesegenauigkeit von 0,01mm, wird die Pfahlkopfsetzung bzw. -hebung registriert. Als Referenzsystem für die Verschiebungsmessung werden Messträger angeordnet.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ1) wird als erreicht angesehen, sobald eines der folgenden Kriterien erfüllt ist:

- a) Es wird die Grenzsetzung des 0,1-fachen Säulendurchmessers erreicht.
- b) Das Kriechmaß k_s übersteigt 2mm.
- c) Der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Pfahlmaterials wird erreicht.



Bild 5: statische Belastungseinrichtung

3.5 Dynamische Versuchseinrichtung

Zum Nachweis der statischen axialen Tragfähigkeit wurden von der GSP mbH an insgesamt sieben Probesäulen Stoßprüfungen mit der "High-Strain"-Methode durchgeführt und nach dem "CAPWAP"-Verfahren (<u>CASE Pile Wave Analysis Program</u>) mit Systemidentifikation ("Erweitertes Verfahren" bzw. "Verfahren mit vollständiger Modellbildung" nach EAPfähle

2012) ausgewertet. Die Ergebnisse der statischen Belastungsversuche lagen zur Zeit der Auswertung der dynamischen Probebelastungen nicht vor.

Bei der dynamischen Probebelastung wird aus der Messung von Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf durch die Anwendung der eindimensionalen Wellentheorie die Tragfähigkeit getrennt nach Mantelreibung und Spitzendruck bestimmt. Zusätzlich wird die Beanspruchung der Pfähle bzw. Säulen und die eingeleitete Energie erfasst.

Für die Aufbringung der Prüfschläge der dynamischen Probebelastung wurde bei diesem Vorhaben ein Freifallgewicht mit ca. 10 t Fallmasse verwendet (Bild 6). Es wurden mehrere Prüfschläge mit unterschiedlicher Fallhöhe aufgebracht und die bleibende Setzung je Schlag vor Ort erfasst.



Bild 6: Freifallgewicht zur Durchführung dynamischer Probebelastungen

Für die Messung der durch die Prüfschläge erzeugten Dehnungen und Beschleunigungen wurden zwei Aufnehmerpaare auf gegenüberliegenden Seiten der vorbereiteten Säulenköpfe montiert. Die verwendeten Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer von Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA, sind für die hohe dynamische Beanspruchung ausgelegt, weisen einen Messbereich von \pm 3.000 µm/m und 5.000 g auf und werden im 2-Jahresintervall kalibriert.

Zum Prüfzeitpunkt war der Säulenbeton ausgehärtet und zwischen 36 und 42 Tage alt.

3.6 Versuchsergebnisse

Zur Erfassung des Tragverhaltens bei der dynamischen Probebelastung wurde je Säule ein Säulen-Boden-Modell mit dem CAPWAP - Verfahren erstellt. Der Boden wurde dabei jeweils in Schichten mit 1 m Dicke unterteilt. Die aktivierten statischen Tragfähigkeiten sind in

folgender Tabelle 2 als Mittelwerte je Säulentyp den im statischen Versuch ermittelten Werten gegenübergestellt.

	VBP	BRS	BSS
Mittlerer Säulendurchmesser	0,35 m	0,45 m	0,55 m
Säulenlänge	15,00 m	15,00 m	11,00 m
Statische Grenztragfähigkeit (Grenzsetzung)	720 kN	1.000 kN	680 kN
Statische Grenztragfähigkeit (Kriechmaß)	560 kN	850 kN	560 kN
Dynamisch aktivierte Tragfähigkeit	840 kN	840 kN 830 kN	
Säulenlänge (dynamische Prüfung)	15 u.18 m	15 u. 16 m	11m

Tabelle 2: Versuchssäulen und ermittelte Tragfähigkeiten

3.7 Vergleich der Säulensysteme, Kalibrierung und geotechnische Bewertung

Beim Verdrängungsbetonpfahl VBP war der Unterschied zwischen der dynamischen und der statischen Tragfähigkeit von ca. 10% (gleiche Säulenlänge) bis zu ca. 30% (3m längere Säule im dynamischen Versuch) nicht zufriedenstellend. Dahingegen waren die Abweichungen bei der Betonrüttelsäule BRS und der Betonstopfsäule BSS: dyn./ stat. Tragfähigkeit von maximal nur 5 % sehr gut. Vermutlich baut sich der Porenwasserüberdruck bei dynamischer Installationsmethode schneller ab und führt daher zu realistischen Tragfähigkeiten.

Die folgenden Bilder zeigen die Last-Verschiebungslinien der VBP und BSS zunächst vom statischen Versuch (gestrichelte Linien). Zusätzlich sind die um die Kriechsetzung reduzierten Kurven (durchgezogene Linien) dargestellt und im jeweils darauffolgenden Bild die dazu vergleichbaren aus dem dynamischen Versuch durch vollständige Modellbildung rechnerisch ermittelten Last-Verschiebungslinien. Weiterhin sind die den beiden Grenzlastdefinitionen zuzuordnenden Tragfähigkeiten aus dem statischen Versuch zahlenmäßig angegeben.

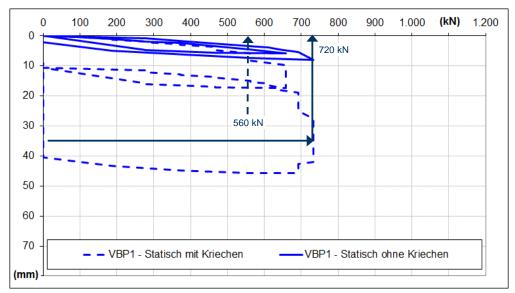


Bild 7: VBP statisch mit und ohne Kriechverformungen

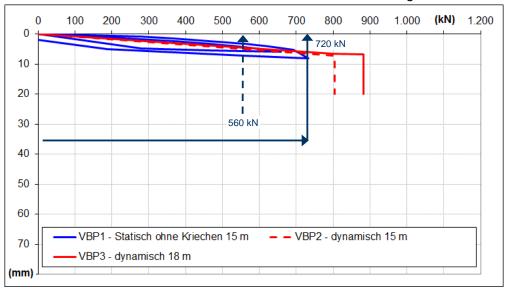


Bild 8: VBP dynamisch und statisch ohne Kriechverformungen

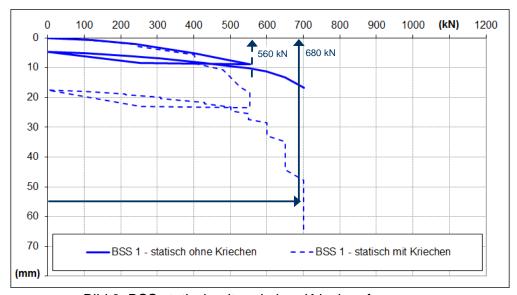


Bild 9: BSS statisch mit und ohne Kriechverformungen

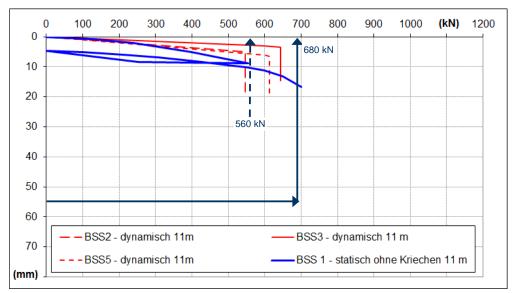


Bild 10: BSS dynamisch und statisch ohne Kriechverformungen

Die Komplexität der in der Normung geforderten Kalibrierung der Ergebnisse dynamischer Probebelastungen an denen statischer ist an anschaulichen Beispielen in Klingmüller, O., Schallert, M. (2012) und Klingmüller, O. (2013) beschrieben. Bei diesem Vorhaben wurde

- ✓ mit beiden Methoden die Grenzlast erreicht (statisch und dynamisch),
- √ das Kriechen bei statischer Belastung rechnerisch berücksichtigt,
- ✓ vergleichbare Verformungen bei Gebrauchslast erreicht und
- ✓ generell eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse erreicht.

Darüber hinaus zeigen mehrere dynamische Prüfungen auf einem Baufeld Inhomogenitäten im Boden und erhöhen somit die Bauwerkssicherheit. Diese zusätzliche Sicherheit sollte zukünftig in die Diskussion bei der Fortschreibung der Normung hinsichtlich der anzusetzenden Streuungsfaktoren bei statischen und dynamischen Versuchen einer Baumaßnahme einbezogen werden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In Konstanz wurden im Seeton Vollverdrängungsbetonpfähle (VBP), Betonrüttelsäulen (BRS) und Betonstopfsäulen (BSS) hergestellt und hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit geprüft. Zur Herstellung der Produkte wurde während des Einbaus eine online Qualitätsüberwachung und -kontrolle zur Produktivitätsüberwachung eingesetzt.

Bei den schwimmend konstruierten Säulen/Pfählen konnten hohe axiale Grenztragfähigkeiten von bis zu 850 kN erreicht werden. Bei zuvor geschätzten Tragfähigkeiten von nur der Hälfte zeigt dies erstaunliches Potential.

Axiale statische und dynamische Probelastungen stimmen bei Betonrüttelsäulen und Betonstopfsäulen sehr gut mit nur 5% Abweichung überein und sind damit für diese Gründungselemente geeignet. Die Anwendbarkeit dynamischer Probebelastungen in bindigen Böden konnte anhand dieses Beispiels ebenfalls nachgewiesen werden.

Nicht zufriedenstellend war eine größere Abweichung zur statisch ermittelten Tragfähigkeit des Vollverdrängungspfahls "rigid inclusions" nach EN 12699.

Es bleibt weiterer Forschung vorbehalten, ob sich der Porenwasserüberdruck bei dynamischer Einbringung durch die Taumelbewegung des Tiefenrüttlers schneller abbaut und daher zu realistischen Tragfähigkeiten führt. Hierzu ist ein Vergleich einer statischen und dynamischen Berechnung mit der FEM-Methode geplant. Der Einfluss des Porenwassers bei bindigen Böden kann dabei berücksichtigt werden. Die an Feldversuchen zu validierenden Ergebnisse dieser Forschungsarbeiten können hilfreiche Informationen zur Weiterentwicklung der EA-Pfähle für dynamische Probebelastungen in Abhängigkeit vom Auswerteverfahren bei bindigen Böden liefern.

5 Literatur

Baugrund- und Gründungsgutachten. Dr. Eisele Ingenieurgesellschaft mbH. Konstanz, 31.01.2008.

Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" – EAPfähle, 2.Auflage, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Ernst&Sohn, Berlin 2012.

Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung, Band 1, Beuth Verlag Berlin 2011.

Klingmüller, O., Schallert, M.: Resistance factors for high-strain dynamic testing regarding German application of Eurocode 7 and correlation of dynamic and static pile tests, proceedings of IS-Kanazawa 2012: The 9th International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations, Kanazawa, Japan, 18-20 September, 2012.

Klingmüller, O.: Vorgaben des EC7 für Dynamische Pfahlprobebelastungen und Regelungen im Deutschen Normenhandbuch - Vorschlag zur Vereinfachung, Geotechnik 1, 2013.

Wehrhahn-Linie in Düsseldorf: Stationsneubau unter dem Gebäude des Kaufhofs im Schutze einer Vereisung

Dipl.-Ing. Benno Müller; Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG; München Dipl.-Ing. Stefan Passarge Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG; Frankfurt

1. Projektbeschreibung

Die Erweiterung des U-Bahnnetzes in Düsseldorf durch den Bau der Wehrhahn-Linie soll in der Landeshauptstadt für eine Verbesserung des öffentlichen Personennahverkehrs und für mehr Lebensqualität sorgen. Mit der Anbindung der südlichen und der östlichen Stadtteile Düsseldorfs an die Innenstadt und die Altstadt wird ein zukunftsweisender Schritt in der Stadtentwicklung gemacht. Der bestehende Bahnhof Heinrich-Heine-Allee wird dazu als zentraler Umsteigepunkt im Zuge der Bauarbeiten für die Wehrhahn-Linie erweitert und zu einem wichtigen Knotenpunkt im Streckennetz ausgebaut.

Vergabetechnisch wurde die Baumaßnahme in zwei Baulose aufgeteilt: Das Los 1 als Streckenlos mit ca. 2,3 km Hydroschildvortrieb, fünf Bahnhöfen hergestellt in Schlitzwanddeckelbauweisen und den beiden Rampenbauwerken.



Bild 1 Streckenverlauf Wehrhahn-Linie

Das Baulos 2 "Unterfahrung an der Kö" umfasst mit ca. 126 m längenmäßig einen kleinen Abschnitt der Wehrhahn-Linie und beschränkt sich im Wesentlichen auf den Bau des U-Bahnhofs "Heinrich Heine Allee", schließt im Osten an das Streckenlos 2 an und im Westen an das Bestands- und Kreuzungsbauwerk unterhalb der bestehende U-Bahn Strecke (Bild 1). Die Baustelle liegt in zentraler Lage der Stadt Düsseldorf in direkter Nachbarschaft zur

Altstadt, zwei exklusiver Hotels, dem umsatzstarken Kaufhof an der Kö und der ebenfalls exklusiven Einkaufsstraße Königsallee.

Zum größten Teil befindet sich der Bahnhof unmittelbar unterhalb der Gründungselemente des ca. 100 Jahre alten Warenhauses "Kaufhof an der Kö" mit seiner denkmalgeschützten Jugendstilfassade.

Durchgeführt werden die Arbeiten durch die Ausführungs-ARGE bestehend aus Max Bögl Bauunternehmung GmbH Zentralbereich Tunnelbau, München und der Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Düsseldorf.

1.1 Sondervorschlag

Im Verwaltungsentwurf sollte in einem mit Schmal- und Schlitzwänden umfassten Bereich mit Rohrschirmunterfangungen aufgelagert auf DSV-Wänden, Hebungsinjektionen und einer großflächigen Grundwasserabsenkung ein kleingliedriger Aushub unter dem Kaufhof ausgeführt werden.

Beauftragt und umgesetzt wird ein Sondervorschlag der Fa. Max Bögl, der als Grundidee die bergmännische Unterfahrung des Kaufhofs an der Kö im Schutze einer Bodenvereisung vorsieht.

Als ein wesentlicher Vorteil gegenüber dem Verwaltungsentwurf kann die deutlich reduzierte Inanspruchnahme des innerstädtischen Umfelds angeführt werden.

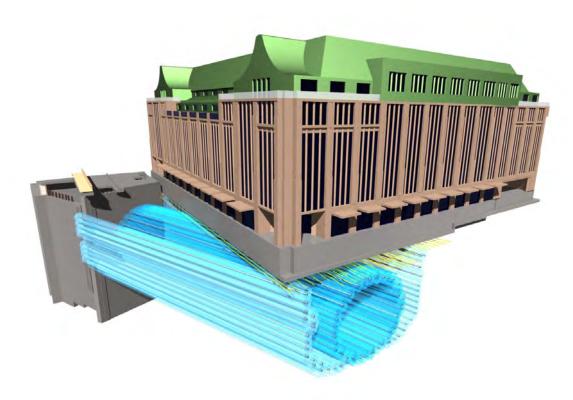


Bild 2 Schematische Darstellung Frostkörper für den Mittelstollen

Nur zwei der vier Fassaden des traditionsreichen Kaufhofes und dessen Umgebung sind durch Baumaßnahmen mit Schlitzwänden, Baugruben, Verkehrsumlegungen, Fußgängerprovisorien und Kanalumlegungen betroffen. Zudem entfallen durch den Sondervorschlag unterschiedliche und aufwändige Konstruktionselemente. Der Eingriff in das Grundwasserregime wird in erheblichem Maße reduziert u.a. durch eine Verminderung der Grundwasserentnahmemenge.

Im Sondervorschlag übernimmt der, den bergmännischen Vortriebsbereich umhüllende Frostkörper die abdichtende Funktion gegen das anstehende Grundwasser. Der Frostkörper ist gleichzeitig so dimensioniert, dass er auch die statische Sicherung des Ausbruchs während der Spritzbetonvortriebe übernimmt (Bild 2).

Zudem sind oberhalb des Frostkörpers und damit unmittelbar unter der Fundamentplatte und den Einzelfundamenten des Kaufhofs in zwei Höhenniveaus Manschettenrohre für Kompensationsmaßnahmen angeordnet.

Die Baumaßnahme im Los 1 umfasst im Wesentlichen drei Elemente (Bild 3)

- die östliche Startbaugrube
- die Vortriebsstrecke und
- die Zielbaugrube

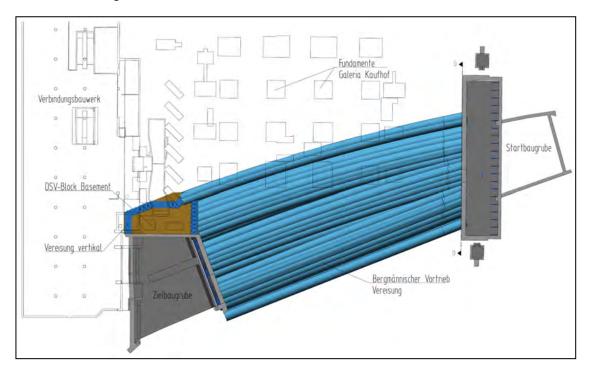


Bild 3: Grundriss mit Vereisungskörper, Start- und Zielbaugrube

a) Die östliche Startbaugrube auf dem Corneliusplatz, wurde in mehreren Bauphasen in Schlitzwanddeckelbauweise ausgeführt. Hierbei wurden die Verkehrsführungen den Bauaktivitäten angepasst. Der befahrbare westliche Teil der Baugrube besteht aus Schlitzwänden mit Dicken von 1,2 m und 0,8m. Der östliche Teil der Baugrube der sogenannte "Rucksack" der Startbaugrube besteht aus 80 cm dicken Schlitzwänden und wird als Andienschacht für die Aktivitäten unterhalb des Deckels genutzt. Die Startbaugrube ist mit der maximalen Aushubtiefe von etwa 25 m in Bezug auf Geometrie und Aushubniveaus den horizontalen Gefrierrohrbohrungen angepasst und gegenüber dem Verwaltungsentwurf um 4 m tiefer ausgeführt worden.

Als BE-Fläche steht im Wesentlichen die oberirdische Fläche der Baugrube mit dem Areal des Portalkrans, den Containerstellflächen und der Gefrieranlage zur Verfügung (Bild 4). Die restliche Fläche ist dem Los 1 vorbehalten. Aus der Startbaugrube heraus erfolgt der bergmännische Vortrieb.



Bild 4: Baustelleneinrichtungsfläche Startbaugrube

- b) Der Zielschacht liegt im Kreuzungsbereich der Heinrich-Heine-Allee/Theodor-Körner Straße und wurde in zwei Bauabschnitten ebenfalls in Schlitzwanddeckelbauweise hergestellt. Hier muss - wie auch im Verwaltungsentwurf vorgesehen - außerhalb der Grundfläche der Schlitzwandbaugrube unterhalb der Südwestecke des Kaufhofs eine Erweiterung der Zielbaugrube geschaffen werden.
 - Realisiert wurde dies durch eine Kombination aus einem massiven monolithischen DSV-Block, der teilweise aus dem Unterschoss des Kaufhofs heraus herstellt werden musste und einer vertikalen Vereisung. Die Erweiterung der Baugrube erfolgt mit einem Ausbruch innerhalb des DSV-Blockes im Schutze eines Bohrschirms.
 - Der Anschluss an den bestehenden U-Bahnhof Heinrich-Heine-.Allee war im Verwaltungsentwurf wegen des anstehenden Grundwassers im Schutze einer Drucklufteinrichtung geplant. Im Zug der Detailplanungen und Bearbeitung wurde das Verfahren jedoch auf eine Vereisungsmaßnahme umgestellt.
- c) Das dritte Element umfasst die Vortriebsstrecke zwischen den beiden Schächten, die im schleifenden Schnitt und mit einem kaum wahrnehmbaren Radius von ca. 450 m unter-

halb des Kaufhofs verläuft. Die Vortriebslänge beträgt ca. 75 m. Gesichert wird dieser Bereich durch einen umhüllenden Frostkörper.

Die Vereisungsmaßnahme und damit der Tunnelvortrieb reichen sehr dicht an die Einzelfundamente des Kaufhofs heranreichen Der planmäßige Abstand der oberen horizontalen Gefrierrohre zu den Einzelfundamente beträgt 1,4 m, zu der Bodenplatte des Kaufhofs ergibt sich ein Abstand von ca. 3,4 m.

Zwischen der obersten Lage der Gefrierrohre und den Kaufhofunterkanten wurden in zwei Ebenen Stahlmanschettenrohre eingebohrt, die für Kompensationsinjektionen genutzt werden (Bild 5).

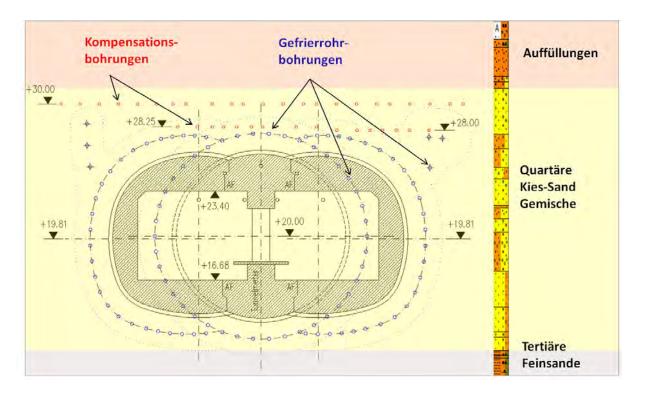


Bild 5: Anordnung Kompensations- und Gefrierrohrbohrungen

Die nachfolgenden Beschreibungen geben im Wesentlichen den Bauzustand im Frühjahr 2013 wieder. Die Baugruben sind bereits hergestellt und der Aufgefriervorgang für den Vortrieb Mittelstollen ist nahezu abgeschlossen.

2. Planung des Vereisungs- und des bergmännischen Vortriebsbereichs

Die geometrischen Randbedingungen der geringen Überdeckung zu dem Kaufhofgebäude waren in der Planung der Vereisungsmaßnahme und für die Vortriebsbereiche zu berücksichtigen. Zudem hat die Baumaßnahme unter dem Kaufhof mit der Maßgabe einer möglichst setzungsarmen Bauweise zu erfolgen.

Die zulässige Grenzneigung zwischen den Stützenpunkten sind definiert mit

Muldenlage \leq 1: 500 Sattellage \leq 1:1000 Da Verformungen bedingt durch die Vereisungsbohrungen, den Tunnelvortrieb und die Vereisungsmaßnahme nicht auszuschließen sind, wurden unmittelbar unter der Fundamentsohle und den Einzelfundamenten des Kaufhofs jedoch oberhalb des Frostkörpers horizontale Stahlmanschettenrohre für Kompensationsmaßnahmen angeordnet.

2.1 Bohrtechnik

Die Bohrtechnik spielt bei der Umsetzung des Sondervorschlages eine zentrale Rolle.

In zwei Ebenen unmittelbar unterhalb der Fundamentplatte und den hochbelasteten Einzelfundamenten des Kaufhofs sind bis zu 72 m lange Kompensationsbohrungen für die Manschettenrohre angeordnet. Die 47 Bohrungen sind orthogonal in Bezug auf die Startbaugrube geplant und liegen teilweise im unmittelbaren Einflussbereich des Frostkörpers. Bei diesen Bohrlängen ist es unerlässlich gesteuert zu arbeiten. Als Bohrtechnik wurde eine Kombination aus gesteuerter HDD-Bohrung (Horizontal-Directonal-Drilling) und einer mechanischen Vorpressung eingesetzt. Die Position des Bohrkopfes wurde während des Bohrvorgangs durch ein optisches Messsystem ermittelt. Die erzielten Bohrgenauigkeiten lagen bei \pm 3 cm.

Gemäß der Bauablaufplanung wurden zunächst die horizontalen Kompensationsbohrungen unterhalb des Baugrubendeckels des Startschachts ausgeführt und unmittelbar anschließend die notwendigen Grund- und Kontaktinjektionen.

Die 107 Gefrierrohrbohrungen, 13 Temperaturmessrohrbohrungen und 2 Entlastungsbohrungen mit Längen von bis zu 75 m wurden aushubbegleitend in 5 Bohrkampagnen abgebohrt. Durch die enge Nachbarschaft von Kompensations- und Vereisungsbohrungen untereinander, den Abstand der Bohrungen zu den Fundamentunterkanten sowie aus den Anforderungen für einen dichtenden Frostkörper wurden mit max. tolerierbaren Bohrabweichungen von ± 20 cm sehr hoch Anforderungen an die Bohrgenauigkeiten der Gefrierbohrungen gestellt.

Der Trassenverlauf weist innerhalb des Bauloses 1 einen Radius von ca. 450 m auf, mit der Folge, dass die Gefrierrohrbohrungen im Unterschied zu den Kompensationsbohrungen nicht mit dem oben beschriebenen optischen System als Steuerungsverfahren ausgeführt werden konnten. Zudem musste berücksichtigt werden, dass die Bohrungen blind in der Schlitzwand der Zielbaugrube bzw. im DSV-Körper enden sollten. Bei den herrschenden Grundwasserverhältnissen mussten die Gefrierrohrbohrungen gegen drückendes Wasser mit Preventortechnik ausgeführt werden.

Eingesetzt wurde ein speziell entwickeltes Kreiselkompass-/Bohrsystem, das vorab in einer Probebaugrube unter vergleichbaren geologischen Verhältnissen getestet worden war. Der steuerbare Bohrkopf wies, wie in der HDD-Technik bekannt, eine schräge Platte auf (Bild 6).



Bild 6: Bohrkopf mit schräger Steuerplatte

Der Bohrvorgang erfolgte durch eine Verfahrenskombination aus bentonitunterstützter Spülbohrung und mechanischer Vorpressung. Mit dem Erreichen der geforderten Endteufe wurde der Kreiselkompass aus dem Bohrkopf ausgeklingt, herausgezogen und konnte somit wieder für den folgenden Einsatz zurückgewonnen werden. Das Gefrierrohr wurde in das Bohrrohr eingeschoben und durch Verpressen mit Dämmer wärmeleitend in das umgebende Erdreich eingebunden.

Geologische befinden sich die Bohrungen und damit auch der Vortrieb in den quartären Kiesen und Sande der Niederterrasse des Rheins. Diese sind mitteldicht bis dicht gelagert und weisen mitunter gemäß auch Steine und Blöcke auf.

Trotz dieser diffizilen Randbedingungen konnten die Genauigkeitsanforderungen bis auf ganz wenige Ausnahmen sehr gut eingehalten werden. Geringe Abweichungen konnten durch einen angepassten Gefrierbetrieb ausgeglichen werden.

2.2 Thermische Vorgaben Frostkörper

Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden ergänzende Bodenuntersuchungen im Hinblick auf die Bodenvereisung ausgeführt, in denen thermische und statische Kenngrößen des gefroren Bodens ermittelt wurden.

Die statischen Berechnungen ergaben für die Bemessung des Frostkörpers eine Dicke von 2,5 m Dicke bei einer mittlere Frostkörpertemperatur von <-10°C.

Im Firstbereich mussten Bodenbereiche aufgefroren werden, die oberhalb des Grundwasserstandes von 27, 0 m NN liegen. Da Böden mit niedrigen Wassergehalten im gefrorenen Zustand geringere Festigkeiten als höher gesättigte Böden aufweisen, wurde durch ein künstliches Aufstauen bis auf ca. 29,00 m NN eine Aufsättigung des Bodens mit Wasser hergestellt.

Hierzu wurde (vgl. Bild 2) vorab eine Art wannenförmiger Frostkörper ausgebildet, der durch die Schlitzwände an den Stirnseiten begrenzt wird. Die künstliche Wasserfüllung der Wanne erfolgte über Drainagebohrungen aus den Baugruben heraus. Ist dieser Auffüllvorgang abgeschlossen, kann der Frostkörperaufbau für den Mittelstollen beginnen.

Wegen des großen Durchmessers des Mittelstollens von ca. 12,5 m wurde die obere Hälfte des Ausbruchsbereichs durch sieben Gefrierrohre aufgefroren und damit in den Frostring mit einbezogen. Dadurch kann beim Vortrieb eine nahezu senkrechte standsichere Ortsbrust erstellt werden.

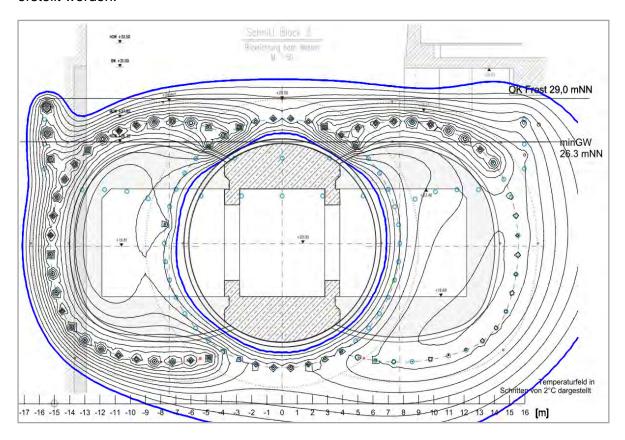


Bild 7: thermische Berechnung zum Aufgefrieren des Seitenstollen (IB Dr. Orth, Karlsruhe)

Zeitlich überschneidend zu der Frostkörperhaltephase des Mittelstollens erfolgt das Aufgefrieren der beiden Seitenstollen. Wie die thermischen Berechnungen zeigen (Bild 7), ergibt sich zu diesem Zeitpunkt ein sehr kompakter und massiger Frostkörper. Die Seitenstollen werden spätestens mit Beginn der Vortriebe komplett durchgefroren sein.

Für die Gefriermaßnahme wurde insgesamt eine Gefrierleistung von 1.200 kW installiert. Die Bodengefrieranlage bestehend aus vier Einzelaggregaten a 300 kW Kälteleistung einschließlich der peripheren Anlagenteile wie Kühltürme, Soletank und Pumpenstation wurde auf dem Corneliusplatz in unmittelbarer Nähe zur Startbaugrube aufgebaut (Bild 4)

2.3 Vorhebungen

Abgeleitet aus den statischen Berechnungen zum Frostkörper erfolgten detailierte Betrachtungen zum Verformungsverhalten des Frostkörpers unter dem Einfluss der Lasten der

Einzelfundamenten bzw. der Bodenplatte des Kaufhofs während der unterschiedlichen Phasen des Vortriebs. Da die Materialeigenschaften von gefrorenem Boden neben der Temperatur auch von der Zeit abhängig sind, wurden Verformungen der aufeinanderfolgenden Bauzustände betrachtet und für verschiedene vertikale Schnitte ermittelt.

Diese Betrachtungen mündeten in Kompensationsmaßnahmen mit Hebungsinjektionen im Vorfeld des eigentlichen Vortriebs, um der errechneten Überschreitung der Grenzwerte in späteren Vortriebsphasen entgegengewirkt.

Beispielhaft ist hier eine graphische Darstellung für einen Schnitt etwa 35 m hinter der Startschlitzwand unterhalb eines Einzelfundamentes angeführt (Bild 7). Dargestellt sind die erwarteten und prognostizierten Setzungen und die Vorhebungen in den unterschiedlichen Bauphasen. Ohne eine Gegenmaßnahme werden für diesen Bereich Endsetzung von etwa 20 mm prognostiziert. Durch das gezielte Entgegenwirken mit Vorhebungen in der Größenordnung von 8 mm kann dem entgegengearbeitete werden. Die Vorhebungen sind abgeschlossen und die Zielvorgaben der Vorhebung erreicht.

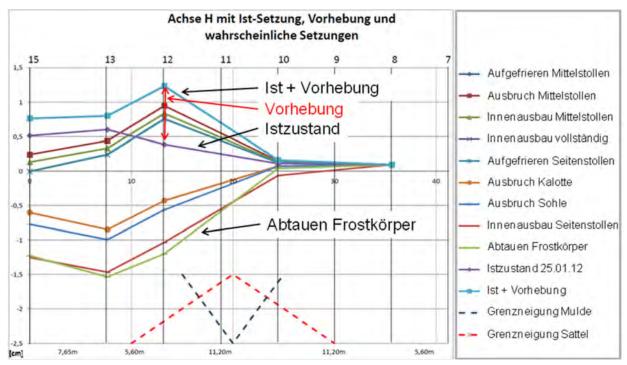


Bild 8: prognostizierte Verformungen im Bereich der Vereisung

Die messtechnische Überwachung der Baumaßnahme und speziell des Verformungsverhaltend des Gebäudes erfolgt mit 157 Schlauchwaagenmesspunkten, die im Verkaufsuntergeschoss des Kaufhofs in den Fußboden eingebohrt wurden. Ergänzend wurde an der Ostund Südfassade des Kaufhofs ein Tachymetermesssystem installiert. Alle Messdaten werden zentral und automatisiert erfasst und in einem webbasierten Portal visualisiert. Alarmmeldungen bei vorher definierten Grenzwertüberschreitungen sind Standartlösungen für dieses System.

Für eine Redundanz und die Möglichkeit der Systemkontrolle sorgt das Feinnnivellement. Mit diesem Instrumentarium ist die Möglichkeit geschaffen, auf Setzungen, bedingt durch die Bauaktivitäten, zu reagieren.

3. Bergmännischer Vortrieb

Die bergmännischen Vortriebe stehen am Ende einer langen Reihe von vorbereitenden Maßnahmen und erfolgen in Spritzbetonbauweise.

Der Regelvortrieb wird wie im U-Bahn-Bau üblich mit kurz vorauseilender Kalotte und nachlaufender Strosse/Sohle ausgeführt. Die Abschlagstiefe wurde mit ca. 2 m festgelegt, um einen schnellen und setzungsarmen Vortrieb zu erzielen. Die Spritzbetonschale wird zweilagig mit Baustahlgewebe bewehrt.

Das Auffahren des dreigliedrigen Tunnelquerschnitts mit einer Vortriebslänge von ca. 70 m erfolgt in mehreren Bauphasen. Nach dem Auffahren der Mittelröhre und dem Einbau der Tunnelinnenschale werden in zwei parallelen Vortrieben die beiden Seitenstollen erstellt.

Infolge der großen Ausbruchshöhe von ca. 12,5 m müssen der Mittelstollen als auch die seitlichen Aufweitungen unterteilt werden (Bild 9). Es entstehen Kalottenvortriebe mit ca. 9,5 m Firsthöhe und einem kurz nachlaufendem Strossen-/Sohlausbruch. Der Tunnelbagger muss dazu zum Lösen des Gebirges jeweils die Arbeitsebene wechseln.

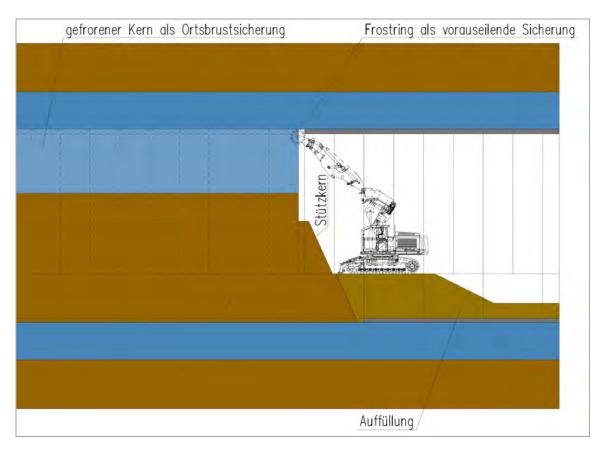


Bild 9: Vortrieb Mittelstollen mit gefrorenem Kalottenbereich

Jede Vortriebsphase erfordert den statisch tragfähigen und wasserdicht umschließenden Frostkörper. Der Frosttragring wirkt als vorauseilende Sicherung, der gefrorene Kern als Ortsbrustsicherung. Es wir ein schneller Vortrieb mit möglichst frühem Ringschluß der Spritzbetonschale angestrebt, um bei kurzen freien Standzeiten des statisch wirksamen Frostkörpers die Verformungen über dem Tunnel so gering wie möglich zu halten. Ein

Kriechen des Frostkörpers und damit einhergehende Setzungen können damit weitestgehend verhindert werden.

Der als temporäres Stützmittel eingebaute Spritzbeton ist auf Erd- und Wasserdruck bemessen und kann somit den Hohlraum nach dem Ringschluss alleine stützen.

Die wasserdichtende Funktion des Frostkörpers muss auch nach den Vortreiben so lange aufrecht erhalten werden, bis die Tunnelschalen wasserdicht an die Bauwerke in den Baugruben angeschlossen sind und diese auftriebssicher sind.

4. Schlussbetrachtung

Zur Zeit des Verfassens dieses Berichtes befindet sich der Frostkörper des Mittelstollens in der Phase des Aufgefrierens. Die Dichtheit des Frostkörpers ist bereits nachgewiesen. Die Wanne ist aufgefüllt bis auf 29 m NN. Als nachfolgende Maßnahme muss nun die statisch erforderliche Frostkörperstärke von 2,5 m und die mittlere Frostkörpertemperatur von -10°C nachgewiesen werden, um anschließend mit den Abbrucharbeiten der Schlitzwand und mit dem Tunnelvortrieb beginnen zu können.

Das Bauvorhaben "Unterfahrung an der Kö" ist eine Maßnahme die hohe technische Anforderungen an die Projektbeteiligten stellt. Die innerstädtische Situation unterhalb des denkmalgeschützten Gebäudes bildet hierzu einen anspruchsvollen Rahmen. Teilweise wurden Verfahren und Kombinationen von Verfahren eingesetzt, die in diesem Zusammenspiel bisher noch nicht ausgeführt wurden.

Ein wesentlicher Abschnitt ist mit dem Bohren der horizontalen gesteuerten Gefrierrohrbohrungen bereits erfolgreich ausgeführt worden. Die noch auszuführenden Arbeiten benötigen weiterhin die volle Aufmerksamkeit und das Engagement der Projektbeteiligten.

Aus der Kombination aus gesteuerter Bohrtechnik, Kompensationsinjektion, Bodengefriertechnik und Tunnelbau lassen sich speziell für zukünftige innerstädtische Baumaßnahmen für Planer und Ausführende wertvolle Erkenntnisse und Erfahrungen ableiten.

5. Literatur

Müller, B.: Unterfahrung Kaufhof: Bergmännischer Vortrieb im Vereisungsverfahren; S. 432 bis 440; STUVA e.V. – Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V.: 50 Jahre STUVA: "Vergangenheit trifft Zukunft" (Jubiläumsausgabe) – Köln, 2010.

Neue Dienstleistungsfelder bei komplexen Infrastrukturprojekten am Beispiel der Wehrhahn-Linie Düsseldorf

Dipl.-Ing. Heinz Stenmans, Dipl.-Ing. Marco van Bebber HOCHTIEF Solutions AG, Essen Dipl.-Ing. Arch. Andrea Blome, Dipl.-Ing. Gerd Wittkötter Landeshauptstadt Düsseldorf,

1 Einleitung

Mit dem Slogan "Wir bauen unsere U-Bahn" setzt sich die Stadt Düsseldorf zum Ziel, den besonderen Anforderungen der Anwohner und Verkehrsteilnehmer gerecht zu werden. Deshalb stehen die Belange jedes Bürgers Düsseldorfs ganz oben auf der Projektagenda. Das Thema Standverträglichkeit, also die Reduzierung der Belastungen durch den Baustellenbetrieb auf ein verträgliches Maß, steht absolut im Vordergrund.

Dieses übergeordnete Ziel stellt die wesentliche Maßgabe für die Projektarbeit dar und ermöglicht zukunftsweisende Bauverfahren sowie neue Konzepte umzusetzen, die maßgeblich zu Verbesserungen und Projekterfolg beitragen.



2 Das Projekt

Die Wehrhahn-Linie ist eine unterirdische Stadtbahnstrecke quer durch den sensiblen Innenstadtdereich der Rheinmetropole. Sie verbindet die S-Bahn Haltestellen Bilk und Wehrhahn miteinander. Auf der 3,4km langen Strecke werden sechs neue Bahnhöfe in Deckelbauweise erstellt. Das Bauvolumen liegt bei ca. 780Mio. Euro und nach der Betriebsaufnahme in 2015 sollen täglich 53.000 Fahrgäste pro Tag befördert werden.



Bild 1: Streckenplan

Im Dezember 2012 wurde mit der Herstellung der zwei, in Süd- und Ostast getrennt per Schildvortrieb aufgefahren Tunnelabschnitte, sowie mit der Fertigstellung der konstruktiven Hülle der ersten beiden Bahnhöfe Kirchplatz und Graf-Adolf-Platz, die rohbaulichen Voraussetzungen geschaffen, um planmäßig mit den Ausbauarbeiten zu beginnen.

3 Auftrag und Zielsetzung

Was sich heute bereits in der Umsetzung befindet und mit dem Beginn der Ausbauarbeiten begann, musste weit vorher konzipiert und vorbereitet werden. Die Rede ist vom "Zentralen Logistikmanagement (ZLM) für die Ausbauphase der Wehrhahn-Linie". Anders als bei Vergabe der gesamten Rohbau- und Spezialtiefbauarbeiten in einem Paket an einen bzw. zwei Auftragnehmern, hat sich die Stadt Düsseldorf bei der Vergabe der Ausbauleistungen für Einzelvergaben entschieden. Das heißt, sämtliche Gewerke des allgemeinen Ausbaus, wie Wandverkleidungen, Abhangdecken, Bodenbeläge, etc. sowie die Leistungen der Betriebstechnik und der Technischen Gebäudeausrüstung, wie z. B. Aufzüge, Rolltreppen, Bahnstrom, Zugsicherung, Elektrotechnik etc. werden einzeln an unterschiedliche Auftragnehmer vergeben. Insgesamt ergibt das zusammen ca. 63 Vergabeeinheiten.

Da kein Generalunternehmer vorhanden ist, der in der Regel auch die Arbeitsvorbereitung, Logistik, Terminplanung und -steuerung, Übergeordnete Koordination sowie Bauleitung und Bauüberwachung mit übernimmt, müssen als Konsequenz daraus diese Leistungen vom Bauherrn selbst übernommen werden. So kam es Anfang 2010 dazu, dass die Stadt Düsseldorf als Bauherr der Wehrhahn-Linie einen Partner suchte, der ein ganzheitliches Logistikmanagement inklusiv einer belastbaren Termin- und Kapazitätenplanung, als in sich abgeschlossenes Gesamtpaket, für seine Ausschreibungsunterlagen konzipieren sollte.

Ende April 2010 erhielt HOCHTIEF den Planungsauftrag zur Erstellung des "Zentralen Logistikmanagement (ZLM) für die Ausbauphase der Wehrhahn-Linie".

Die Zielsetzung dabei war zum einen ein Logistikmanagement zu entwickeln, das den hohen Ansprüchen hinsichtlich der Stadtverträglichkeit gerecht wird und desweiteren den späteren Bietern bzw. potentiellen Auftragnehmern erkennen lässt, dass er ein Höchstmaß an Unterstützung bei allem was für die Durchführung seiner Leistung erforderlich ist, erfährt. Als Auftragsbestandteile für HOCHTIEF wurden letztendlich die Erstellung einer Termin- und Kapazitätsplanung, die komplette Erstellung eines ganzheitlichen Logistikmanagements inkl. der Planung für die Baustelleneinrichtung festgeschrieben. Darüber hinaus waren die LV-Erstellung sowie eine Kostenschätzung für alle Bestandteile des Zentralen Logistikmanagements (ZLM) enthalten.

4 Bearbeitungsschwerpunkte

Im Einzelnen spiegeln die folgen Bearbeitungsschwerpunkte in ihrer chronologische Reihenfolge den "Roten Faden" bei der Umsetzung der Aufgabenstellung wieder:

- Bauzeitermittlung / Steuerungsterminpläne
- Gewerkedatenblätter / Ressourcendiagramme
- Gesamtkonzeption Logistik Verkehrsführung
- BE- und Logistikplanung "Stadtraum & Bahnhofsebenen"
- Ermittlung Transport- und Personalaufkommen
- Konzeption "Materialtransport im Tunnel + Be-/Entladung"
- Bewetterungs- und Baustromkonzept
- Schriftliches Logistikkonzept
- LV und Kostenschätzung für alle Bestandteile der BE und Logistik

5 Bearbeitungsergebnisse

5.1 Termin- und Kapazitätsplanung

Zu Beginn der Bearbeitung Ende April 2010 wurden bestehende Planungsunterlagen und Kostenberechnungen gesichtet, um sämtliche Mengen für die Ausbauleistungen und die Kosten für die Technische Gebäudeausrüstung und Betriebstechnik zu ermitteln. Passend zu einer, in gemeinsamen Gesprächen zwischen HOCHTIEF und der Stadt Düsseldorf festge-

legten Struktur für die Terminplanung, wurden unter Einbeziehung der gewerke-spezifischen Zeitbedarfs- bzw. Aufwandswerte die notwendigen Dauern für die Termin-planung ermittelt.

Bauze	itermittlung Ausbau, Haustechnik und B	etrieb	stec	hnik						-	1			△ HOCH	MEF
rojek	: Wehrhahn-Linie Düsseldorf - Bhf. GAP	+ -		-	-									Bauprozessman	agement
				-		_	_	-		_		\vdash	-	Austral Hautering	4,67
rojek	t-Nr.: 606113/10033056													partition values	
													-	26/61	_
Ilgemei	ner und Technischer Ausbau, Betriebstechnik												Bhf G	raf- Adolf- F	latz [G
							Stunden	ohn Zugsmi	ering -	- 0	EUROFTD				
remo-to	Yaykpass	Reticoros	Mesper	Emball	Zinbeart Emb/Tig	Aufwares- well Stat/Eve.	Genard- kesten	paying [24] Wostowie	Anteriope Kooten	LOTEROMAN- Setter (PL)	Compress. Leinnkonton	Marie Juniz MDU 18	AND Fort	554 	ytomatomic lose par tal
bonousey	eferri - ale Ebener		_	1 3	-	-	_					1-10		- 13	- 14
345 Service															
	eguiro- ale senon			_											
WUESAU	Downteinchutz Geisbereith Eulenfohlsewich	diguents.	108	m	15	1.6						1	5	160	7
E7.						-									
	Kabeltonen ELT+NI (für alle Gewerke koordiniert)	LOTE KORBON					97.462.05 €	1.00	97,462,05 €		53,604,13 €	2 1	4	1340	21
	Funk. Stratienusial mortienus	LITTER					11,500,00 €	120	31.500,00€	0.80	18.900 00 €	1	4	473	15
	E.T. Verlegen Eanderder auf Fichhulltanden	CENTROSEO		-			17.187.50 €	1,00	17 567,50 €	0,80	10.300,50 €	1	3	256	- 11
	Visbelzug Streckerkabel NT-Geverriebabel (10kV+FL+NT ins. Abschüsse im Köbelbanal) nur	Libracian	_	-			01,005,00 € 9 00,000 €	1.00	51.006.00 €	0,90	30.502.50 €	1	6.	765	10
	Fubicing Salvest omanage (Pubelyerbandunger Im Shif) 25. Kadelong Streeterhaltel Dugscherung	The Formac		-			sehe Strecke	1.65	A 200,000 4	0,40	2.000,00 €	1	ė.	80	- 4
	SMA: Kabelaig Standmirdeurlage	Longitudes		1			10.440.00€	0.60	€ 700.00 €	0.60	4.002.00 E	14	3.	+0+	- 4
	E.T. Kisselby ELT (Inc. Solithary Autoria - Fantreppen)	umrkostin					42 Bill 50 6	5,90	28.540,66 €	0.80	25,899,79 €	1	8	572	12
	E.T: Anschlutarteten Geräte Littang Heizung Kalterklims	LINYESSEN					42.388,50 €	0.10		1,00	6.782.16 €	1	ð .	170	4
	Familierungsonlage, Unterkonstruktion in Achangdische	CONTROVERO		-		-	1:131:300:00 €	0.01	11,313,00 €	0,00	6.787,80 €	1.	3	170.	-7.
	Faire in contage Monage December of a return relicionary of the Registration of Suppliering Supering elements Gettamope (Wednerport et et .) vill Architecture	Jankasin		-			siehe Strecke		- 0	_	-	1	6		
	Montage Redundsecricitarium Bril	S_DYNACHAN		-	pich .	_	Sene Stresse	_	_	_		1	3	_	
Acceptant.	and and an analysis to				P4C								_		
	Lithung Kanolistrange mill Brandschutzkappen etc., Naproliusion mit ELT-Kaseltaassennis	artage(ff).													
	Historia Ronnikourgen inkl. Isoliening étc.													1	
	Falle Ridvietungen niki isokerung etc.														
	Hara Seaterontoge		-	-				_		-	-		_		
	Frankiste Liftury industry and communities Lifture Personnel Products Gertie	_		-	psch	_	_	_		_	-	-	_	-	
	Heizing Fermanager Emergitering	_	_	+	pich	_	+	-	_	_		-	-	_	
	Kala: Permiortugan Sorvacierung				psid):						11				
	Viena Fermentager, Enregalierung				ptch				-						
alvagence															
Brittenige		-		-				_		_	-				
AUSEAU															
	Unterkonstrukton Deckerbekisidung Forchum (ohne Gesdensich)	Assects	214	ant.	30	2.1						2	6	450	7
	UK Vitranen	Morrisi			pich						1	1	-		
	Montage Akustikdinnrgischen (gekiebt unter Ruhdecke)	Applema	211	int.	100	5.2						1	3	41	- 2
	Wandselderlang Kontinum-Inst. Obergang Schildi	Abbeca	450	m)	25	2,8						2	4	1152	16
	Bodentwiagsambeten FT - Bahnsteigkante (82 5x6cm), nkl. Befestigung	Meterial	92	m	15	2.7						1.	6	346	- 8
	Boderselagsarbeiten Barnsteig nit. Belag Schaphtotdeckungen Schaphtotdeckungen Erndage Kabelselle Estinatory (Zeitlender)	Alateria	316	m ⁴	15	21						15 1		90	21
	Schart Rassumente Wanderstecking Kontrum	Maries	4	Stb.	DSCh.	3.0				-		1	3	12	- 7
	Restiche Untercontruktion Deckenbeiserung vordrum im Greisbereich.	DAMESE	270	ma ⁴		2.0		_		_		1	8	340	14
	Pesticine Akusticianmousten (pekiet) uner Fonderke)	Almets	270	res ¹		0.2						1	3	65	- 1
	Entau Vitiener	Monta	-	1	psth .							1	3		
	Fallermente Wandbekeitung Kortinum	Month	58.	mit.	18	27						11	5	155	- 4
	Deckeroekledung Kortinum (inki Tibergang Schild)	Atotectal	400	m4	90	2.1					1.	2	4	180	15
	Sonderzuschnitte Disckerbekeitung Kontinum	Alphens	20	op ⁴	18	2.1						11		40	

Bild 2: Separate Datei "Bauzeitermittlung"

Zeitgleich wurde die Terminplandatenbank in der Software PRIMAVERA P6 aufgesetzt und das Vorgangsskelett des Terminplanes vorerst exemplarisch für einen Bahnhof entwickelt. Versehen mit den Dauern aus der Bauzeitermittlung und den richtigen Anordnungsbeziehungen zwischen den einzelnen Vorgängen entstand ein erstes Konzept für die Steuerungsterminpläne.

Unter Einbeziehung der projektbeteiligten Fachplaner und die für die Bauüberwachung der Betriebstechnik zuständige Düsseldorfer Rheinbahn AG, wurden die Terminplanabläufe abgestimmt und die Erkenntnisse und Festlegungen auf die Fertigstellung der Steuerungsterminpläne für die weiteren Bahnhöfe übertragen. Ebenfalls wurde der damit verflochtene Steuerungsterminplan für die Strecken- bzw. Tunnelabschnitte entwickelt.

Mit den Steuerungsterminplänen lagen nun die Basisinformationen vor, die für weitere wesentliche Überlegungen und Bearbeitungsschritte notwendig waren. Im ständigen Abgleich mit der, auf diesen ersten wesentlichen Bearbeitungsschritt aufsetzenden, Baustelleneinrichtungs- und Logistikplanung konnten nun auch Kapazitäts- und Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen durchgeführt werden.

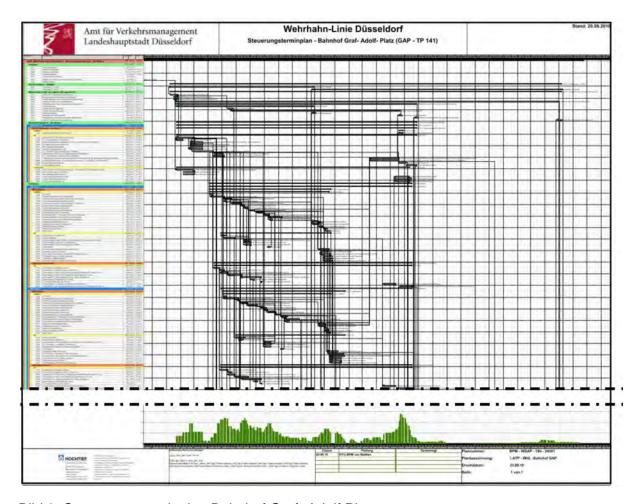


Bild 3: Steuerungsterminplan Bahnhof Graf- Adolf Platz

Letztendlich wurden die Gewerkedatenblätter aus der Gesamtterminplandatenbank extrahiert und für jede Vergabeeinheit aufbereitet. Informationen zu Start und Ende, sowie zu einzelnen Vorgangsdauern inkl. der zugehörigen Massen, Tagesleistung und Personalkapazitäten sollten später damit zielgerichtet transportiert werden.

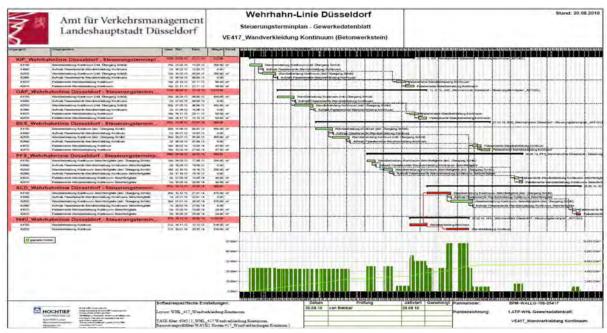


Bild 4: Gewerkedatenblatt VE 417 "Wandverkleidung Kontinuum"

Nach Durchlaufen des Genehmigungsprozesses der Stadt Düsseldorf, über verschiedene Prüfinstanzen sowie beteiligte Fachabteilungen, wurden die Terminpläne von den Projektbeteiligten unterzeichnet und damit offiziell freigegeben.

5.2 Ganzheitliches zentrales Logistikmanagement

Zu Entwicklungsbeginn des zentralen Logistikmanagements waren zahlreiche Fragen offen.

Aus der Maßgabe heraus, einen maximalen Nutzen für die späteren Auftragnehmer bzgl. der Material- und Personalverbringung bei einer minimalen Beeinträchtigung des inner- städtischen Verkehrs zu erhalten, wurde die Idee geboren, die Transporte an den zwei Rampen zum Tunnel zentral zu bündeln und die Bahnhöfe von dort aus durch den Tunnel mit Material zu beschicken. Denn die Rampenbereiche liegen in den verkehrstechnisch etwas einfacher zu händelnden Randbereichen der Innenstadt.

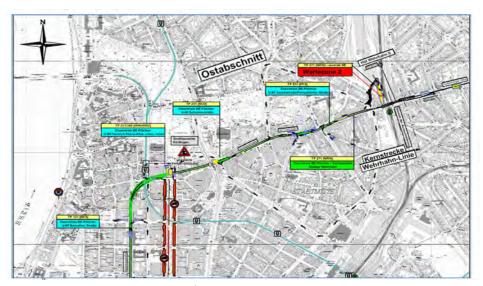


Bild 5: Übersicht Logistik und Verkehrsführung

Nach Abwägen aller Vor- und Nachteile bzgl. des optimalen Zeitpunktes der Gleisbauarbeiten im Zusammenhang mit dem, in Abhängigkeit davon einsetzbaren Transportsystems, wurde sich für den Einbau der Gleise abschnittsweise vor Ausbaubeginn der Bahnhöfe und für ein im Tunnel schienengebundenes Transportsystem, entschieden.

Zur Erhöhung der Flexibilität und um Transporte von Materialien, die in den Bahnhöfen oberflächennah oder sogar nur von der Oberfläche aus eingebaut werden können, zu ermöglichen, werden zusätzlich dezentrale Anliefermöglichkeiten pro Bahnhof konzipiert.

Dabei wurden bereits eingerichtete BE-Flächen des Rohbauunternehmers in deutlich reduzierter Größe auch für die Zwecke der Ausbaulogistik nutzbar gemacht. In der Außenwirkung sollten sich also bereits bekannte Baustelleneinrichtungsflächen verkleinern und zudem der Baustellenverkehr in der Innenstadt drastisch abnehmen. Für die Anwohner, Geschäftsinhaber und Verkehrsteilnehmer stellte dies eine deutliche Verbesserung und damit einen großen stadtverträglichen Beitrag dar.

Diese Grundidee wurde nun weiter verfeinert und viele Details geplant. So wurden z.B. sämtliche, später erforderlichen Einrichtungen zur Abwicklung der Baugeschehnisse, wie z.B. Unterbringungscontainer für die Auftragnehmer, die Bauüberwachung, den Bauherrn etc. in den grob vorskizzierten BE-Flächen untergebracht. Zur intelligenten Steuerung des Baustellenverkehrs wurden Zufahrtswege festgelegt und Pufferplätze bzw. Warteflächen für die ankommenden Materialtransporte eingerichtet. Die weitere Materialverteilung, -lagerung und -entgegennahme im Bereich der Bahnhöfe sowie der Vertikaltransporte mittels Bauaufzügen war zu organisieren, die Versorgung der Baustelle mit Strom, Wasser, Gas etc. zu planen und eine praktikable Abfallentsorgung zu installieren.



Bild 6: BE-/Logistikflächen Graf-Adolf-Platz (3D-Ausschnitt Website)



Bild 7: BE-/Logistikflächen Jacobi/Pempelforter Straße (3D-Ausschnitt Website)

Kernstück des ZLM war das Transportmittel für die Materialverbringung durch den Tunnel. Hierzu wurden mit Hilfe einer Internetrecherche Transportfahrzeuge evaluiert, die den besonderen geometrischen, sicherheitstechnischen und sonstigen Anforderungen gerecht werden. Neben dem Stehen und Anfahren unter Last im ca. 6% geneigten Rampenbereich auf Schienen, einer Tunneldurchfahrt bei zeitgleichen Arbeiten im Tunnel und unterhalb von Arbeitsgerüsten in den Bahnhöfen, zudem bei sehr engen Tunnelabmessungen und einigen Gewichtsbeschränkungen, war die maßgebende Größe bei der Festlegung des effektivsten Transportmittels bzw. Transportsystems die Leistungsfähigkeit. Ziel aller Überlegungen war

rechnerisch aufzuzeigen, dass das voraussichtlich anfallende Materialaufkommen auch bewältigt werden kann und die Auftragnehmer zur planmäßigen Durchführung ihrer Arbeiten befähigt werden

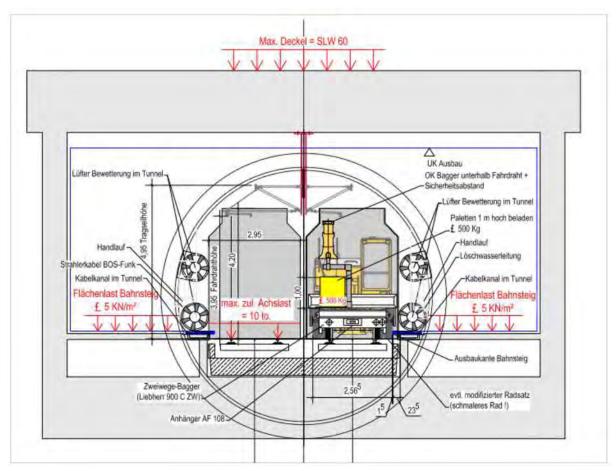
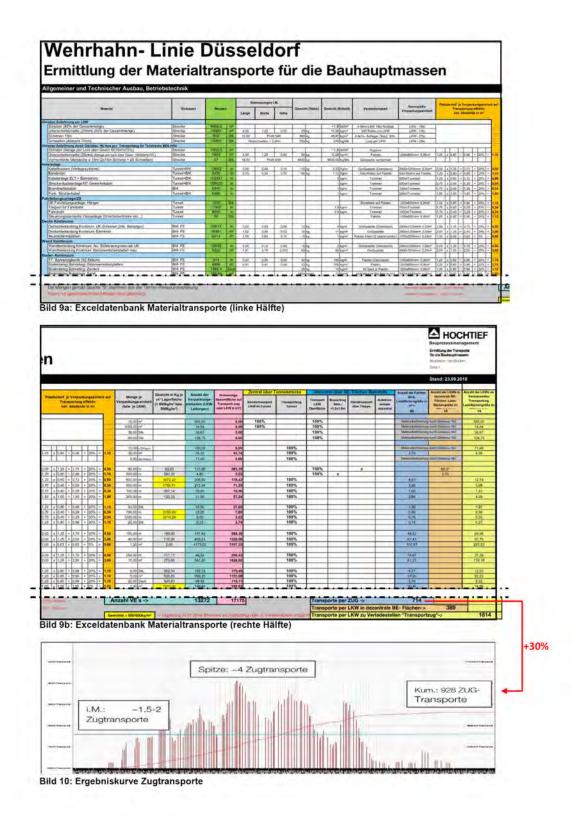


Bild 8: Randbedingungen Materiallogistik

Speziell dafür wurde eine Exceldatenbank angelegt, in der die Materialmengen, die über die Massen- und Bauzeitermittlung bereits bekannt und in den Steuerungsterminplänen verarbeitet waren, übertragen wurden. Zu allen Materialien wurden dann die Abmessungen, Gewichte und mögliche Verpackungseinheiten ermittelt. Als bevorzugte Standard- verpackungseinheit wurde "Material auf Europalette" und "Längeres Material auf großer Industriepalette" definiert. Über die Größe der auf unser Transportsystem zu verladenden Verpackungseinheiten sowie deren Flächenbedarf auf dem Transportsystem, konnte nun die notwendige Gesamtfläche für alle Materialien ermittelt werden. Die statische Vorgabe, dass für die Lagerung auf dem Bahnsteig max. 5KN/m² zulässig waren, galt es ebenfalls einzuhalten. Mit einem Verteilerschlüssel wurde festgelegt, wie viel Material sinnvoll dezentral, also direkt mit dem LKW zu den einzelnen Bahnhöfen gefahren werden sollte und wie viel Material zentral in den Rampenbereichen zum Tunnel auf unser Transportsystem umgeschlagen werden musste. Hinsichtlich eventueller Abweichungen zwischen der Theorie und der üblichen Praxis, sowie um einen Puffer für zusätzliche Transporte von Kleinmaterialien, Nachlieferungen etc. zu gewährleisten, wurden die ermittelten Werte um einen 30%igen Sicherheitszuschlag, beaufschlagt. Der tägliche Materialumschlag wurde unter Zuhilfenahme der Gesamtpersonalressourcenkurve aus der Terminplandatei ermittelt. Unter der Voraussetzung, dass maximaler Personaleinsatz gleich maximaler Materialdurchsatz bedeutet wurden die täglichen Durchschnitts- und Spitzenwerte über die Gesamtbauzeit ermittelt.



Parallel wurde die notwendige Dauer für einen Transportzyklus abhängig zur Ladekapazität und Maximalgeschwindigkeit im Tunnel ermittelt, das heißt für das Beladen und Entladen, sowie das Hin- und Zurückfahren.

In einem iterativen Prozess ergab sich hieraus das optimale Transportsystem. Es wurde als wirtschaftlichstes und leistungsfähigstes Transportsystem ein Zweiwegebagger mit zwei Anhängern a` 10 m² Grundfläche ausgewählt. Als Gerät zur Beladung des Transportsystems sollte ein Teleskopstapler mit Seilwinde und Palettengabel zum Einsatz kommen.



mit Anhängern im Bereich Rampe Bilk (3D-Ausschnitt)



Bild 11: Transportsystem - Zweiwegebagger Bild 12: Wartezone 1 (links) und Verladebereich Rampe Bilk (rechts) (3D-Ausschnitt Website)

Die Gerätekombination Zweiwegebagger (Bagger mit Luftbereifung und zusätzlichem Zugradsatz für den Schienenbetrieb) und Teleskopstapler ermöglicht einen wahlweisen oder abwechselnden Einsatz im Rampenbereich des Südastes in Bilk, als auch im Rampenbereich des Ostastes am Wehrhahn. Beide Geräte können als radgebundene Geräte mit Straßenverkehrszulassung über das öffentliche Straßennetz gefahren werden. Die Wichtigkeit dieses flexiblen Transportsystems erklärt sich, weil die Durchfahrt durch den gesamten Tunnel von Rampe Bilk bis Rampe Wehrhahn erst ganz zum Schluß der Gesamtbaumaßnahme gegeben ist, denn der im Rohbau am spätesten fertig werdende Bahnhof Heinrich-Heine-Allee trennt den Tunnel lange in zwei Teile. Wenn man sich zudem die Abfolge der Bahnhofsausbauten anschaut und sich die zugehörige Ressourcenkurve für den Materialtransport per Zug (Bild 10) vor Auge führt, dann errechnet sich die Kurve für den Einsatz des Transportzuges so, dass am Anfang der Ausbautätigkeiten ein Transportsystem im Tageswechsel zwischen Rampe Bilk und Rampe Wehrhahn ausreichend ist, während in späteren Spitzenzeiten über einen definierten Zeitraum max. zwei Transportsysteme - eins im Südast und eins im Ostast - erforderlich werden. Bei diesem Vorgehen kann also, unter den genannten Randbedingungen, sowohl bei den Gerätekosten als auch bei den Personalkosten enorm gespart werden.

Überdies hinaus sollte der Personenverkehr des Baustellenpersonals, ein kontrollierter Zugang sämtlicher Personen mit einem gültigen Baustellenausweis und der Materialverkehr via Internet online abgewickelt und kontrolliert werden. Die notwendige Infrastruktur bzgl. der Hard- und Software sowie das Logistikpersonal wurden hinsichtlich der gestellten Anforderungen und der benötigten Qualitäten bzw. Qualifikationen definiert. Somit wurde sichergestellt, dass ein unbefugter Zutritt zur Baustelle ohne Baustellenausweis nicht möglich ist und nur arbeitsberechtigte Personen mit gültigen Ausweispapieren einen Baustellenausweis erhalten.

Durch den Einsatz von Diesel betriebenen Fahrzeugen im Tunnel wurde eine Bewetterung bzw. Belüftungsanlage erforderlich und konzipiert. Es wurde ein System ausgewählt, dass eine sehr flexibel abschnittsweise Belüftung des Tunnels realisieren sollte und mit entsprechendem Baufortschritt installiert und deinstalliert werden kann. Damit wird an einem Bahnhof oberirdisch über je zwei große Ventilatoren Frischluft angesaugt und über Lutten in den Tunnel transportiert, dort einen Wetterstrom initiiert, der über mehrere, im Abstand von ca. 100m, angeordnete Lüfterbatterien im Tunnel vorangetrieben wird und im nächsten Bahnhof wieder frei über die vorhandenen Ausgänge entweicht.

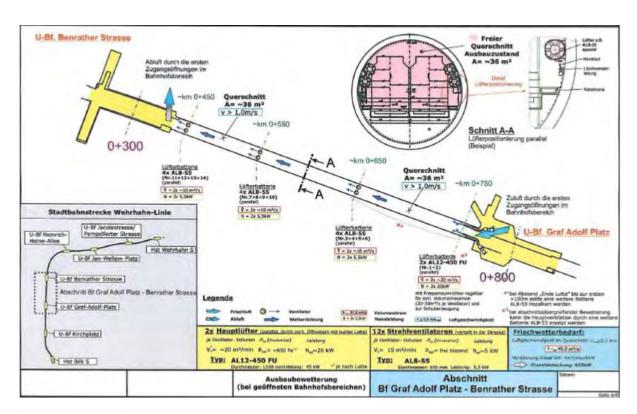


Bild 13: Auszug Bewetterungskonzept

Es wurde ein Baustromkonzeptes für die Stromversorgung aller Einrichtungen sowie der teils sicherheitsrelevanten Beleuchtungen in den Bahnhöfen und Tunnelabschnitten entwickelt, damit die Bedarfswerte für die Bereitstellung des benötigten Stroms durch die Stadtwerke benannt werden konnten.

Sämtliche gewonnenen Arbeitsergebnisse wurden zusammen mit vielen generellen Vorgaben und Festlegungen im Logistikhandbuch festgeschrieben und mit den BE- und Logistikplänen graphisch detailliert dargestellt.

5.3 LV und Kostenschätzung

Eine der von der Stadt Düsseldorf zu vergebenden Leistung, war die Umsetzung des erarbeiteten Logistikmanagements. Mit dem schriftlichen Logistikhandbuch, den geschaffenen Planunterlagen und den sonstigen Ausarbeitungen lagen die wesentlichen Ausschreibungsunterlagen dazu vor. Ein präzises Leistungsverzeichnis, dass die Inhalte des Logistik-

managements in einzelnen LV-Haupt- und Unterpositionen abbilden sollte, musste erstellt werden.

Es wurde entsprechend der bereits für die Steuerungsterminpläne und die sonstige Bearbeitung vorgenommene Aufteilung das LV strukturiert. Sämtliche Mengen bzw. Vordersätze aus den erstellten Planunterlagen, Ausarbeitungen sowie dem schriftlichen Logistikhandbuch wurden abgegriffen und jeweils in eine eindeutig beschriebene LV-Position überführt. Wichtige technische Randbedingungen, Erläuterungen und Anforderungen zu noch offenen Planungsleistungen für die Ausführung bzw. Fortschreibung des vorliegenden zentralen Logistikmanagements wurden mit Vortexten beschrieben und mit im LV verankert.

Es wurde auf Basis des LV's eine Kostenschätzung erstellt, um der Stadt Düsseldorf eine Vergleichsbasis für spätere Bieterangebote an die Hand geben zu können.

Über den Erstentwurf der Kostenschätzung erhielt die Stadt Düsseldorf bereits einen Anhaltspunkt der zu erwartenden Kosten. Unwiderruflich wurden bereits noch während des Finishs der Kostenschätzung erste Optimierungsbemühungen der Stadt Düsseldorf angestrebt, den einen oder anderen Punkt zu verändern oder anzupassen. Zum Ende dieses Prozesses lag ein LV vor, dass hinsichtlich des Preis-/Leistungsverhältnisses ein optimales Ausschreibungsergebnis erwarten ließ.

6 Visualisierung zentrales Logistikmanagement

Ende Oktober 2010 schlossen wir als HOCHTIEF die eigentliche Bearbeitung zum "Zentralen Logistikmanagement (ZLM) für die Ausbauphase der Wehrhahn- Linie" ab.

Mit einem 45-seitigem Logistikhandbuch mit 9 Anlagen, 7 DIN A0 großen Steuerungsterminplänen, 67 Gewerkedatenblättern, 43 BE- und Logistikplänen und einem 347 seitigen LV wurde die Basis für die Angebotskalkulation festgelegt.

Erfahrungen bei vergleichbaren Ausschreibungen anderer U-Bahnen hatten gezeigt, dass viele meist kleinere Firmen mit derartigen Ausschreibungen bzw. einem solchen Ausschreibungsumfang überfordert sind und deshalb von einem Angebot absehen oder zurückschrecken.

Um dem vorzubeugen und den Bietern ein deutliches Signal des partnerschaftlichen Handelns zu offerieren, schlugen wir der Stadt Düsseldorf vor, die maßgebenden Kernpunkte sowie die geplante Funktionsweise des ZLM mit einem Film und einer Website so zu visualisieren, dass sich keiner mehr von einer Flut an Planunterlagen und massenhaft Papier erschlagen fühlte.

In einem separaten Auftrag wurde die Bearbeitung nun in eine 3D- bzw. 4D- Animation umgesetzt. Angefangen mit einem Drehbuch bis hin zur Auswahl der Sprecherstimme und Abstimmung des gesprochenen Textes für den Film, wurde in vielen Einzelschritten alles Erdenkliche abgestimmt und festgeschrieben.

Die Website zum ZLM beinhaltet den vorgenannten Film und ermöglicht zudem einen virtuellen Einblick in die geplanten Baustelleneinrichtungsflächen an der Oberfläche sowie in den Bahnhöfen selbst. Alle Papierpläne zum ZLM werden zudem über die Website als pdf-Dokumente bereitgestellt.



Bild 14: Filmsequenz – Kontrollierte Personallogistik über Drehkreuz mit Kartenlesern

Bild 15: Filmsequenz - Abladen der Materialpaletten auf dem Bahnsteig



Bild 16: Startseite der Website

Jeder interessierte Bieter bzw. zukünftige Auftragnehmer erhielt so die Möglichkeit sich mit dem "Zentralen Logistikmanagement (ZLM) für die Ausbauphase der Wehrhahn-Linie" auseinanderzusetzen und sich stichhaltige Informationen für die Erstellung "seines" Angebotes einprägsam einzusammeln. Darüber hinaus stellt die Website eine projektbegleitende Informationsplattform für alle Projektbeteiligten und die Öffentlichkeit dar.



Bild 17: Website - Zugang zu Planunterlagen und 3D-Model



Bild 18: Website - Virtuelle Betrachtung der Fahrebene im Bahnhof Jacobi/Pempelforter Straße

7 Mehrwert für das Projekt

Die Integration des vorhandenen HOCHTIEF-Know How`s bedeutete für das Projekt, eine unvorbelastete Einschätzung der fixierten Ziele durch einen neutralen Partner zu erhalten. Der Abruf der gewünschten Leistungen in einem Paket bedeutete zudem eine durchgängige

Bearbeitung sämtlicher im Zusammenhang stehender Themen, von der Terminplanung bis hin zur LV-Erstellung für das ZLM, aus einer Hand und ohne evtl. problematische Schnittstellen. Durch den Pauschalvertrag wurde zudem Kostensicherheit garantiert. Als Ergebnis erhielt das Projekt ein einheitliches, mit allen Projektbeteiligten abgestimmtes Instrumentarium zur effizienten Steuerung aller Termin- und Logistikprozesse. Mit dem Logistikfilm und der Website wurde den Bietern bzw. Auftragnehmern ein wirksamer Zugang zum ZLM ermöglicht und zugleich ein professioneller und öffentlichkeitswirksamer Auftritt geschaffen. Die bereits bei der Einrichtung und Umsetzung des ZLM gewonnenen positiven Erkenntnisse mit dem Auftragnehmer, bestätigen der Stadt Düsseldorf und uns als HOCHTIEF ein praxisgerechtes Ergebnis geschaffen, und somit neue Dienstleistungsfelder für komplexe Projekte erschlossen zu haben.

Verzeichnis der Autoren

DiplIng. Mario Andreas	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 8 63067 Offenbach m.andreas@kellergrundbau.co m
Prof. DiplKfm. Thomas Bauer	Bauer AG	Bauer-Straße 1 86529 Schrobenhausen info@bauer.de
DiplIng. Arch. Andrea Blome	Landeshauptstadt Düsseldorf	Auf`m Hennekamp 47 40225 Düsseldorf andrea.blome@duesseldorf.de
DiplIng. Björn Böhle	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 8 63067 Offenbach b.boehle@kellergrundbau.com
DiplIng. Matthias Breidenstein	DB ProjektBau GmbH	Räpplenstraße 17 70191 Stuttgart Matthias.Breidenstein@deutsch ebahn.com
DiplIng. Gebhard Dausch	Bilfinger Spezialtiefbau GmbH	Diffenéstraße 14 68169 Mannheim gebhard.dausch@civil.bilfinger.c om
DiplIng. Daniel Flum	Rüegger+Flum AG	Vonwilstraße 9 9000 St. Gallen (CH) flum@ruegger-flum.ch
Prof. DrIng. Jürgen Grabe	Technische Universität Hamburg- Harburg, Institut für Geotechnik	Harburger Schloßstraße 20 21079 Hamburg grabe@tu-harburg.de
B.Sc. Fabian Gulde	MAX WILD GmbH	Leutkircher Straße 22 88450 Berkheim info@maxwild.com
Ole Peter Jensen	Ramboll Group A/S	Hannemanns Allé 53 2300 Kopenhagen S (DK) info@ramboll.com
DrIng. Oswald Klingmüller	GSP mbH	Steubenstraße 46 68163 Mannheim ok@gsp-mannheim.de
DiplIng. Norbert Komma	Strabag AG	Donau City Straße 9 1220 Wien
Peter Meijnen	Porsche Consulting GmbH	
DiplIng. Benno Müller	Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co KG	Frankfurter Ring 105 80807 München bmueller@max-boegl.de
Dr. Ing. Konrad Nübel	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart Nuebel@SmoltczykPartner.de

Dipl.-Ing. Max Bögl Bauunternehmung Stefan Passarge GmbH & Co KG

Dipl.-Ing. Technische Universität Hamburg- Harburger Schloßstraße 20

Tim Pucker Harburg, Institut für Geotechnik 21079 Hamburg t.pucker@tu-harburg.de

Dipl.-Ing. MAX WILD GmbH Leutkircher Straße 22
Josef Schad 88450 Berkheim

Schad 88450 Berkheim info@maxwild.com

Dr.-Ing. GSP mbH Steubenstraße 46 Matthias Schallert 68163 Mannheim

Dr.-Ing. BAUER Spezialtiefbau GmbH BAUER-Straße 1

Wolfgang Schwarz 86529 Schrobenhausen wolfgang.schwarz@bauer.de

Dipl.-Ing. HOCHTIEF Solutions AG Alfredstraße 236 Heinz Stenmans 45133 Essen

heinz.stenmans@hochtief.de

Dipl.-Ing. HOCHTIEF Solutions AG Alfredstraße 236 Marco van Bebber 45133 Essen

marco.vanbebber@hochtief.de

Dr.-Ing. Keller Holding GmbH Kaiserleistraße 44
Jimmy Wehr 63067 Offenbach

j.wehr@kellerholding.com

Dipl.-Ing. Landeshauptstadt Düsseldorf Auf`m Hennekamp 47
Gerd Wittkötter 40225 Düsseldorf



Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft	1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft	2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft	3	Kempfert, HG., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft	4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungs- verhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft	5	Gruber, N., Koreck, HW., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft	6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft	7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft	8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft	9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft	10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft	11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft	12	Baumann, HJ.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft	13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft	14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft	15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft	16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von UnivProf. DrIng. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs- Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft	34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft	35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft	36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft	37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft	38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft	39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft	40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft	41	Irngartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft	42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft	43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft	44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft	45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft	46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft	47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft	48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft	49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft	50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft	51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft	52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

Heft	53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft	54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft	55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft	56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013