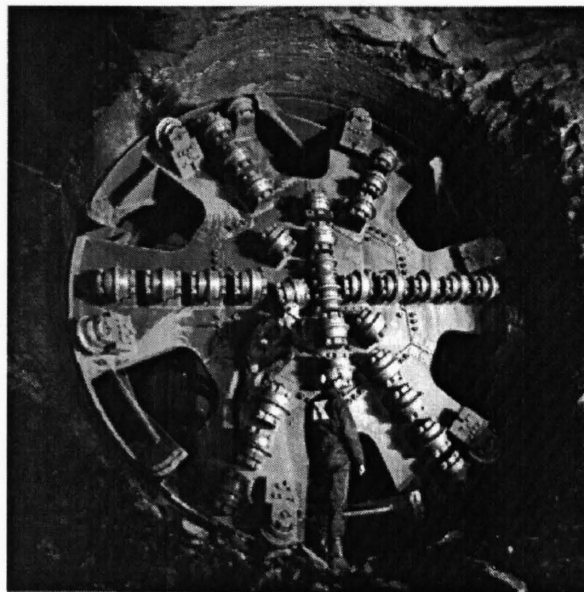

Beurteilung und Möglichkeiten der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb zu Betonzuschlagstoffen



C. Thalmann

1996

Verkauf durch die Schweizerische Geotechnische Kommission, ETH-Zentrum, 8092 Zürich
Publiziert mit Unterstützung der Schweizerischen Akademie der Naturwissenschaften

Dissertationsschrift, Diss ETH Nr. 11721
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1996
Referent: Prof. Dr. C. Schindler
Korreferenten: Prof. Dr. H. Böhni, Dr. E. Büchi, W. Studer

Unterstützt durch Schweizerische Akademie der Naturwissenschaften (SANW)
und AlpTransit (Schweizerische Bundesbahnen SBB und Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn BLS)

Redaktion und Satz: Schweizerische Geotechnische Kommission
Titelbild: Robbins Atlas Copco
Lithos und Druck: Druckerei Flawil AG, Flawil
Gedruckt auf chlorfrei gebleichtem Papier

ISBN 3-907997-24-7

VORWORT DER SCHWEIZERISCHEN GEOTECHNISCHEN KOMMISSION

Die vorliegende Arbeit von Herrn C. Thalman behandelt ein sehr aktuelles Rohstoffproblem, wurde doch die Forschung nach Möglichkeiten der Schonung der Reserven an hochwertigen Kiesvorkommen in der Schweiz in den letzten Jahren stark vorangetrieben. Recyclingprodukte aus abgebrochenen Bauwerken, aufbereitetes Aushubmaterial oder Abfälle wie Schlacke oder überschüssiges Glas werden bereits heute eingesetzt. Angesichts der zahlreichen, zur Zeit geplanten Bahn- und Strassentunnels ergäbe sich ein gewaltiges zusätzliches Rohstoffpotential, falls das beim maschinellen Tunnelvortrieb anfallende Ausbruchmaterial verwertet werden könnte. Bis vor kurzem wurde seine Aufbereitung zu Zuschlagstoffen für Beton oder Spritzbeton als weder wirtschaftlich noch qualitativ vertretbar eingeschätzt. Verschiedene, gross angelegte und praktisch orientierte Pilotstudien wie auch die wissenschaftlich ausgerichtete Arbeit von Herrn Thalman aber liefern überraschend günstige Ergebnisse. Dies ist selbstverständlich abhängig von verschiedenen Faktoren wie Gesteinsart, Glimmergehalt, Anisotropie, aber auch der Art der eingesetzten Fräswerkzeuge, ihrem Abstand, etc. Kann eine geeignete Auswahl und eine optimale, wirtschaftliche Art der Aufbereitung gefunden werden, so ergeben sich neben der Schonung der Reserven an hochwertigem Kies weitere Vorteile: Durch Verwendung der Zuschlagstoffe im Tunnel selbst werden die Transportdistanzen verkürzt, allenfalls kann sogar geeignetes Ausbruchmaterial an Dritte weitergegeben werden. Gleichzeitig wird die als Deponie anfallende Kubatur massiv verringert, was aus der Sicht von Landschafts- und Umweltschutz sehr willkommen ist.

Die vorliegende Arbeit knüpft an mehrere bisherige Publikationen der Schweizerischen Geotechnischen Kommission an, so insbesondere an Lieferung 68: «Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere mineralische Rohstoffe». Sie beruht im wesentlichen auf einer an

der ETH Zürich ausgeführten Dissertation, welche weitgehend durch die SBB und die BLS im Hinblick auf die NEAT-Projekte finanziert wurde. Sehr wertvoll und effizient war die Unterstützung durch die Praxis und die EMPA, seien dies Transporte, umfangreiche Aufbereitungsversuche, Anfertigung von Betonproben, Beratung oder Diskussionen. Diese Verknüpfung zwischen Wissenschaft und Praxis entspricht der klassischen Tradition unserer Kommission.

Sinn der Arbeit war es, vorerst breite naturwissenschaftliche Grundlagen für die Beurteilung des Problems zu schaffen und die zahlreichen gebräuchlichen Klassifikationsmethoden vergleichend anzuwenden. Anschliessend wurde die Zusammensetzung und Beschaffenheit des Rohmaterials aus verschiedenen Blickwinkeln untersucht und erfasst. Als nächste Stufe wurden verschiedene Aufbereitungsmethoden und ihre Auswirkung auf die Qualität der Zuschlagstoffe getestet. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag bei den Eigenschaften des Rohstoffs, also des Tunnelausbruchmaterials, vor und nach der Aufbereitung und nicht auf der Betonherstellung und ihrer Technologie. Abschliessend wurde versucht, einfache, rasche Entscheidungskriterien zu finden, um das auf dem Bauplatz laufend anfallende Aushubmaterial grob nach der Eignung für die Weiterverwendung einstufen zu können.

Die Schweizerische Geotechnische Kommission dankt dem Autor für die Möglichkeit, diese Arbeit in ihre Schriftreihe aufzunehmen, und freut sich, diese allen Interessierten vorstellen zu können.

Für den Inhalt von Text und Figuren ist der Autor allein verantwortlich.

Zürich, im März 1997

Der Alt-Präsident der GTK

C. Schindler

VERDANKUNGEN

Diese Arbeit konnte dank der finanziellen Unterstützung der Schweizerischen Bundesbahnen SBB und der Bern-Lötschberg-Simplon-Bahn BLS realisiert werden. Mein Dank gilt insbesondere den Herren Zbinden, Zuber, Brunner und Kilchenmann für das Vertrauen, das sie mir entgegengebracht haben.

Professor Schindler hat sich intensiv mit der Substitution von Kiesen auseinandergesetzt. Dank seinem grossen Interesse konnte diese praxisorientierte Forschungsarbeit innerhalb der Gruppe Ingenieurgeologie behandelt werden. Ich danke ihm für seine Unterstützung und wünsche ihm alles Gute für seine wohlverdiente Pensionierung.

Die Grundidee zu dieser Arbeit stammt von Ernst Büchi. Als weitgereister TBM-Spezialist wurde ihm immer wieder die Frage gestellt, ob sich TBM-Ausbruchmaterial nicht als Kiesersatz verwenden liesse (vor allem in Gebieten ohne oder mit nicht mehr vorhandenen, natürlichen Kiesvorkommen). Sein Arbeitspensum liess ihm nicht die genügende Zeit, sich diesem interessanten Thema zu widmen. Es ist ihm aber gelungen, mich für diese packende Forschungsarbeit zu begeistern, und er hat mich in die spannende Unterwelt der TBM's eingeführt.

Herr Studer von der EMPA hat es verstanden, die graue Welt des Betons als packendes und farbiges Thema zu vermitteln. Ich danke ihm für die kritische Durchsicht dieses Manuskriptes und die zahlreichen fachlichen Anregungen.

Herzlichen Dank auch an Herrn Professor Böhni, dass er spontan und auf ganz unkomplizierte Weise – kurz vor Abschluss – das Korreferat für diese Dissertation übernahm.

Bevor diese Arbeit von der SBB und BLS finanziell unterstützt wurde, fanden sich zahlreiche Exponenten aus der Privatwirtschaft und von staatlichen Institutionen, die den Start dieser Arbeit ermöglichten. Ich erlaube mir, diese Personen hier zu erwähnen.

Dass diese Untersuchungen nicht nur eine theoretische Angelegenheit geblieben sind, sondern auch durch Labor- und Baustellenversuche untermauert werden konnten, ist Herrn Studer von der EMPA zu verdanken (Abteilung Bindemittel und Beton). Kiessubstitution ist für ihn und sein Team schon seit Jahren ein Begriff. Ich danke ihm und seiner ganzen Gruppe (insbesondere den Herren Olbrecht,

Dr. Leemann, Burkhard und Trindler) für ihre unkomplizierte und hilfsbereite Zusammenarbeit.

Auf wenig aussagekräftige Laborbrechversuche konnte glücklicherweise verzichtet werden, da Herr Schüpbach von der Kiestag AG in Wimmis spontan Transportfahrten nach Sachseln organisierte und die Aufbereitungsanlage für Brechversuche zur Verfügung gestellt hat.

Ebenso spontan und unkompliziert hat sich Herr Teichert von der Laich SA bereit erklärt, Spritzbetonversuche durchzuführen. Er und seine Mannschaft haben bewiesen, dass mit TBM-Rohmaterial (aus Sachseln und Kandersteg) ein hochqualitativer Spritzbeton erzeugt werden kann.

Eine grosse Hilfe für mich waren die zahlreichen Ansprechpartner der AlpTransit Fach- und Koordinationsstellen Materialbewirtschaftung. Aus den anfänglich «geschäftlichen» Beziehungen sind mittlerweile Freundschaften entstanden. Herzlich danken möchte ich dem kompetenten Team von Ernst Basler & Partner, insbesondere Matthias Kruse und Arthur Hitz, die für die Gotthard-Seite zuständig sind. Für die Lötschberg-Nordseite konnte ich mich an das Geotechnische Institut wenden. Die Herren Dr. Harsch und Phillip Arnold haben mich stets unterstützt. Auf der Lötschberg-Südseite hatte ich das Glück, den unermüdlichen Einzelkämpfer Michel Zermatten von Bonnhard & Gardel kennenzulernen. Seine Begeisterung und Leidenschaft für Untertagebauten wirkten ansteckend und motivierend.

Zusammen mit Robert Weber und Werner Jost von der A.S.E.-Technik hatte ich die Möglichkeit, bei Brechversuchen an vorderster Front dabei zu sein und in die Eingeweide einer nicht immer einfach zu überblickenden Aufbereitungsanlage Einsicht zu nehmen. Dank dem Know-how und dem ständigen Weitersuchen dieser Herren ist es gelungen, eine optimale Verfahrenstechnik zur Aufbereitung von TBM-Ausbruchmaterial zu definieren.

Der grösste Teil der Untersuchungen konnte ich im Fels- und Betonlabor der Firma Geotest AG durchführen. Dank der grosszügigen Unterstützung der Geschäftsleitung – vertreten durch die Herren Dr. Keusen, Rieder, Dr. Scheller und ehem. Zeindler – durfte ich die Infrastruktur als Basis für diese Arbeit verwenden. Ein herzliches Dankeschön an die ganze Geotest-Crew, die mich in allen Bereichen unterstützt hat.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit durfte ich in zahlreiche Untertagebauten Einblick nehmen. Es ist mir gar nicht möglich, alle Personen namentlich zu erwähnen, die es mir seitens Bauherrschaft, Bauleitung und Unternehmung ermöglicht haben, Probenmaterial zu entnehmen und teilweise auch TBM-Tests durchzuführen. Mein Dank gilt all den Verantwortlichen der Projekte: Polmengo, Frutigen, KW-Amsteg, Randa, Locarno, Äspö (Schweden), Bozen, Sachselt, Kandersteg, Sonceboz, Bözberg und Aarau. Besonderer Dank gilt den Herren Pralong, Carron, Jacquemoud und Gugelmann vom Projekt Cleuson-Dixence, die mir eine äusserst fruchtbare Zusammenarbeit ermöglichten.

Ein herzliches Dankeschön auch den Herren Schmutz und Kurzen von der SBB für die Benützung der Los Angeles-Apparatur.

Zusammen mit Andreas Leemann (EMPA) wurden wir während mehreren Tagen von Dr. Hammerschlag (TBF-Nyon) in das äusserst spannende Thema der Alkali-Aggregat-Reaktion eingeführt. Ich danke ihm ganz herzlich für diese lehrreichen Stunden und bin überzeugt, dass diese Problematik uns auch in der Schweiz vermehrt beschäftigen wird.

Danken möchte ich auch den Mitgliedern der Ingenieur-geologie der ETH Zürich. Die Summe aller kleinen und praktischen Hilfen und Ratschläge folgender Personen haben zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen:

Dr. Jürgen Abrecht, Dr. A. Baumer, Marco Baumer, Christoph Beer, Hr. Bilger, Dr. Gusti Bracher, Susanne Brauen, Dr. Thomas Danek, Gilbert Doyon, Dr. Mark Grasmück,

Dr. Urs Eggenberger, Dr. Thomas Eisenlohr, Adrian Forrer, Hr. A. Flisch, Dr. Martin Gerber, Jürgen Gesemann, Hr. Galimberti, Ruedi Gall, Dr. Giudicetti, Rita Gysin, Dr. P. Haldimann, Anthony Hambidge, Thilo Herold, Dr. H. Huber, Dr. Thomas Imbach, Dr. Hans Ischi, Fabrizio Jauch, Oli Kissling, Dani Kurz, Hr. Kennephol, Hr. Kranichfeldt, Dr. Rainer Kündig, Dr. Th. Lüthi, Hr. Meier (Uni Basel), Hr. M. Meury, René Noser, Dr. Roger Rey, Matthias Rickli, Dr. Felix Ried, Hr. Röthlisberger, Felix Rüegg, Hr. U. Sartori, Prof. Jean Schneider, Hr. Scheifele, Oliver Seith, Dr. Markus Spühler, Martin Staub, Hr. Strahm, Hr. Teuscher, Dr. Ruedi Vogler, Rinaldo Volpers, Matthias Vollenhals, Dr. Vuillemier, Hr. Wehrli, Hr. Wetzig, Dr. A. Wildberger, Christian Wyss, Dr. Zischinsky.

All diese Studienjahre konnte ich dank der grosszügigen Unterstützung (moralisch und finanziell) meiner Eltern absolvieren. Danken möchte ich auch herzlich meinem Schwiegervater Jean-Pierre Suter für die Korrekturen in diesem Manuskript.

Die Schweizerische Geotechnische Kommission hat es schliesslich ermöglicht, die Arbeit einem interessierten Publikum zugänglich zu machen. Für ein gelungenes Layout und die Korrekturen danke ich herzlich Dr. Rainer Kündig, Doris Reber, Daniela Vavrecka-Sidler, Marcel Pfiffner und Timo Widmer.

Meine Frau Claire-Lise hat es verstanden, mich immer wieder auf den Boden der Realität zurückzuholen und einen gesunden Abstand zu meiner Arbeit einzuhalten. Ihr widme ich diese Arbeit.

Cédric Thalmann

INHALT

Vorwort der Schweizerischen Geotechnischen Kommission	III	4.3.1 Bestimmung der Kornform	19
Verdankungen	IV	4.3.2 Bestimmung der Kornrundung und Oberflächenbeschaffenheit	20
Inhalt	VII	4.4 Bestimmung der Korngrößenverteilung	20
Verzeichnis der Tabellen und Figuren	IX	4.4.1 Bemerkungen zur Siebung von Fräsmaterialien	20
Tabellenverzeichnis	IX	4.4.2 Alternative Siebverfahren	21
Figurenverzeichnis	X	4.4.3 Auswertungsverfahren der granulometrischen Analyse	22
Zusammenfassung	XIII	4.5 Ergebnisse der Kornformbestimmung	22
Abstract	XV	4.5.1 Kornform gemäss den Kornachsenverhältnissen	22
Résumé	XVI	4.5.2 Kornform nach AFNOR-Index	23
1 Einführung	1	4.5.3 Kubizität	24
1.1 Kiesreserven in der Schweiz	1	4.5.4 Plattigkeit	25
1.2 Entwicklung des Untertagebaus in der Schweiz	3	4.5.5 Vergleich der Kornformbestimmungsverfahren	25
1.3 Bisherige Bewirtschaftung von Tunnelausbruchmaterial	3	4.5.6 Kornrundung und Oberflächenbeschaffenheit	26
1.4 Zukünftige Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial	4	4.6 Ergebnisse der Korngrößenverteilungskurven von Ausbruchmaterial	26
1.4.1 Gesetzliche Grundlagen für die Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial	4	4.7 Verunreinigungen	29
2 Forschungsziel und Untersuchungsprogramm	5	4.8 Auflockerungsfaktoren	30
2.1 Problemstellung	5	4.9 Erkenntnisse	30
2.2 Zielsetzung	5	5 Einfluss von TBM-spezifischen und geologischen Parametern auf das Bohrgut	31
2.3 Forschungsablauf	8	5.1 Schneidrollenabstand – Versuch Äspö	31
2.4 Probenentnahme und -bezeichnung	8	5.1.1 Versuchsanordnung	31
3 Ausbruchmethoden	11	5.1.2 Vortriebsleistung	32
3.1 Konventioneller Sprengvortrieb	11	5.1.3 Bohrkopf-Vibrationen und Schneidrollen-Temperatur	32
3.2 Maschineller Vortrieb	11	5.1.4 Tiefe der Schneidspuren	32
3.2.1 Fräsvorgang	12	5.1.5 Korngrößenverteilungskurven	33
3.2.3 Bohrgut - Typen	15	5.1.6 Kornachsengrößen der Chips	33
4 Verfahren und Resultate der Bohrgutbeschreibung	17	5.1.7 Plattigkeitsindex	34
4.1 Homogenität des Gebirges	17	5.2 Anpressdruck	34
4.2 Gesteinseigenschaften	17	5.3 Abnützungsgrad der Schneidrollen	35
4.2.1 Gesteinsfestigkeit	17	5.4 Weitere TBM-Parameter	35
4.2.2 Gesteinsfestigkeit, Mineralbestand und Gesteinsgefüge	18	5.5 Gesteins- und Gebirgsanisotropie	36
4.2.3 Probenart und Messtechnik	18	5.6 Hinterschneidtechnik	36
4.2.4 Gebirgsverband	18	5.7 Erkenntnisse	36
4.3 Bestimmungsverfahren der morphometrischen Merkmale des Ausbruchmaterials	19	6 Anforderungen an Betonzuschlagstoffe	39
		6.1 Normen	39
		6.2 Gesteinhärte	39
		6.2.1 Erfahrungen mit schwachem Zuschlag	39
		6.3 Petrographie	41

6.3.1	Verwitterungsgrad	41	8.4	Beispiele der angewandten Prüfsysteme	68
6.3.2	Schichtsilikate	42	9	Aufbereitung von Tunnelausbruchmaterial zu Betonzuschlagstoffen	73
6.3.3	Alkali-Aggregat-Reaktion	43	9.1	Verfahrenstechnik	74
7	Qualitätsbestimmungen am anfallenden und aufbereiteten Ausbruchmaterial	45	9.2	Ergiebigkeit	74
7.1	Felsfestigkeit im Vergleich zur Gesteins- festigkeit	45	9.3	Produktebilanzen	75
7.2	Bestimmung der Gesteinsqualität vor Ort im Untertagebau	47	9.4	Sandaufbereitung	75
7.2.1	Geophysikalische Erkundung der Gebirgseigenschaften	47	9.5	Entglimmerungsvermögen der Sandauf- bereitungsanlage	77
7.2.2	TBM-Parameter in Abhängigkeit der Gesteinsqualität	47	9.6	Kornform der Aggregate	78
7.2.3	Vorausbohrungen als Indiz für die Gesteinsqualität	48	9.7	Erkenntnisse	79
7.2.4	Schmidt'scher Hammer	48	10	Betonherstellung – Versuchsergebnisse	81
7.3	Bestimmung der Gesteins Härte am Bohrgut mittels Punktlast-Index	51	10.1	Laborversuche Ortsbeton	81
7.4	Widerstand gegen Kornzertrümmerung	54	10.1.1	Verarbeitbarkeit und Luftporengehalt	83
7.4.1	Los Angeles-Index	54	10.1.2	Wassermazementfaktor und Wasser- leitfähigkeit	83
7.4.2	Brechbarkeits- und Abrasivitäts-Index	58	10.1.3	Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Elastizitätsmodul	84
7.5	Gegenüberstellung diverser Indexwerte	60	10.1.4	Schwinden, Frost- und Frosttausalz- beständigkeit	86
7.5.1	Abrasivitäts-Index ABR versus Brechbarkeit-Index BR	60	10.1.5	Rohdichte	87
7.5.2	Abrasivitäts-Index ABR versus Punktlast-Index IS50	60	10.2	Erkenntnisse aus den Laborversuchen	88
7.5.3	Brechbarkeits-Index BR und Los Angeles-Index L.A. versus Punktlast-Index IS50	60	10.3	Baustellenversuche	89
7.5.4	Los Angeles-Index L.A. versus Brechbarkeits-Index BR	61	10.4	Spritzbetonversuche	90
7.6	Petrographie	61	11	Schlussbemerkungen	93
7.6.1	Petrographisch ungeeignete Kompo- nenten im Sand	61		Literaturverzeichnis	95
7.6.2	Alkali-Aggregat-Reaktion	63		Firmenberichte	99
8	Vorschlag für ein gezieltes Prüfverfahren zur Qualitätskontrolle	65		Normen und Bestimmungen	100
8.1	Vergleich der Prüfverfahren	65		Anhang A: Probenbeschreibung	101
8.2	Prüfablauf	66		Anhang B: Kurzbeschreibung der beprobten Untertagebauten	105
8.2.1	Erstbeurteilung	66		Anhang C: Mögliche Prüfverfahren bezüglich der Alkali-Aggregat-Gefährdung von Beton- zuschlagstoffen	110
8.2.2	Laborprüfung am Rohmaterial	66		Anhang D: Betonversuche	111
8.2.3	Laborprüfung an den Aggregaten	67		Anhang E: Verfahrenstechnik für die Aufbereitung von TBM-Tunnelmaterial	114
8.3	Vorgeschlagene Richtgrößen für das Aus- bruchmaterial und dessen Aggregate	67		Anhang F: Abkürzungen	115

VERZEICHNIS DER TABELLEN UND FIGUREN

Tabellenverzeichnis

Tab. 1.1:	Kiesbildung und -nutzung in der Schweiz.	2	Tab. 6.1:	Anforderungen an Betonzuschlag. Zusammengestellt nach STUDER (1996).	40
Tab. 1.2:	Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere Rohstoffe.	2	Tab. 6.2:	Mittlere Lebenszeit von Mineralen und Gesteinen.	41
Tab. 1.3:	Grössere Tunnelbauten in der Schweiz vor 1921.	3	Tab. 6.3:	Zulässige Höchstmengen an ungeeigneten Komponenten gemäss VSS- und SIA-Normen.	43
Tab. 1.4:	Grössere Tunnelbauten der Gegenwart und Zukunft.	3	Tab. 6.4:	Hauptsächliche Gesteinstypen und Minerale, die im Zusammenhang mit Alkali-Aggregat-Reaktionen auftreten können.	44
Tab. 2.1:	Probenentnahmestellen und Untersuchungsziele.	7	Tab. 7.1:	Mögliche Informationsquellen, die bezüglich der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial von Nutzen sein können.	45
Tab. 2.2:	Erklärung zur Abkürzung der Probenbezeichnungen.	8	Tab. 7.2:	Diverse Prüf- und Auswertungsempfehlungen für den Umgang mit dem Schmidt'schen Rückprallhammer auf Fels.	49
Tab. 2.3:	Abkürzungen des Aufbereitungsprozesses in der Probendefinition.	8	Tab. 7.3:	Probenempfehlung für den Punktlast-Versuch gemäss ISRM (1985) und Werte der geprüften TBM-Chips.	51
Tab. 3.1:	Arbeitsabläufe des konventionellen Sprengvortriebes.	11	Tab. 7.4:	Vergleich des IS_{50} Wertes von TBM-Chips und Bohrkernen.	54
Tab. 3.2:	Abbaumethoden und Maschinentypen im maschinellen Tunnelvortrieb.	11	Tab. 7.5:	Zusammenstellung von σ_D / IS_{50} Daten aus der Literatur und aus eigenen Untersuchungen.	54
Tab. 3.3:	Unterteilung des Fräsmaterials in vier Hauptgruppen.	15	Tab. 7.6:	Anforderungen und Prüfverfahren für bituminöse Mineralstoffe, Hartschotter und Betonzuschläge gemäss Los Angeles-Verfahren.	55
Tab. 4.1:	Bestimmung der Gesteinsfestigkeit.	17	Tab. 7.7:	Probenzubereitung für das Los Angeles-Verfahren.	57
Tab. 4.2:	Einfluss des Mineralbestandes und des Gesteinsgefüges auf die Gesteinsfestigkeit.	18	Tab. 7.8:	CAI-Durchschnittswerte mit Standardabweichung nach BÜCHI (1982).	58
Tab. 4.3:	Einflussgrössen der probenspezifischen Parameter auf die Gesteinsfestigkeit.	18	Tab. 7.9:	Makroskopische Beschreibung des Ausbruchmaterials für eine Verwertung als Betonzuschlagstoffe.	62
Tab. 4.4:	Verfahren zur Kornformbestimmung.	19	Tab. 7.10:	Fraktionsaufteilung des Sandes zur Bestimmung der petrographisch ungeeigneten Komponenten aus kristallinen Gesteinen.	62
Tab. 4.5:	Vergleich der Menge der Fraktionen aus TBM- und TSM-Vortrieb in Kalken und kristallinen Gesteinen.	29	Tab. 8.1:	Benötigte Probenmengen pro Analyse und zeitlicher Aufwand der Untersuchungen für TBM-Material respektive Ausbruch aus dem Sprengvortrieb.	65
Tab. 4.6:	Vergleich der Schiefe, der Sortierung und der Ungleichförmigkeitszahl von Sedimenten und kristallinen Gesteinen.	30	Tab. 8.2:	Qualitätskontrolle respektive Qualitätsbestimmung der Aggregate.	67
Tab. 4.7:	Erfahrungswerte der Auflockerungsfaktoren für Ausbruchmaterialien.	30	Tab. 8.3:	Richtwertempfehlung für das anfallende Rohmaterial und dessen Splittprodukte für den Gebrauch als Betonzuschläge.	68
Tab. 5.1:	Gesteinskennwerte des Äspö Granodiorites.	31	Tab. 8.4:	Legende zu den Zahlen in Figur 8.2 und 8.3	70
Tab. 5.2:	Parameter des TBM-Typs, der für die Versuche mit unterschiedlichen Schneidrollenabständen verwendet wurde.	31			
Tab. 5.3:	Gewichtsanteil an Komponenten im Ausbruchmaterial, die grösser als der Schneidrollenabstand sind.	36			
Tab. 5.4:	Massgebende maschinenspezifische und geologische Parameter, welche den Anfall an gedrungenem Ausbruchmaterial beeinflussen.	37			
Tab. 5.5:	Materialanfall in Massenprozent für verschiedene Vortriebsarten.	37			

Tab. 8.5:	Rohmaterialien und deren Aggregate, die eine oder mehrere Richtgrößen nicht erfüllen.	70	Tab. 9.2:	Produktebilanzen der verschiedenen Brechversuche, mit Angaben der daraus produzierbaren Mengen an Spritzbeton und Ortsbeton.	76
Tab. 9.1:	Verwendete Anlagen und Verfahrenstechniken für die Aufbereitungsversuche mit TBM-Rohmaterial.	73	Tab. 10.1:	Versuchsanordnung und eingesetzte Gesteinstypen der Labor- und Baustellenversuche.	81

Figurenverzeichnis

Fig. 1.1:	Mengen- und Wertordnung der 30 wichtigsten mineralischen Rohstoffe der Welt im Jahre 1987 nach LAVATSCHKE (1990).	1	Fig. 4.15:	Anteil gerundeter respektive eckiger Fräsmaterialien mit glatter oder rauher Gesteinsoberfläche.	26
Fig. 2.1:	Forschungskonzept, unterteilt in drei Hauptphasen.	6	Fig. 4.16:	Korngrößenverteilungskurven von diversen TBM-Ausbruchmaterialien.	27
Fig. 3.1:	Schematische Darstellung des Fräsvorganges, mit den anfallenden Bohrgut-Typen.	12	Fig. 4.17:	Korngrößenverteilungskurven von TSM-Ausbruchmaterialien	27
Fig. 3.2:	Zusammenhang zwischen Bohrbarkeit, Gesteinshärte und Chipdicke.	13	Fig. 4.18:	Kornverteilungskurven der TBM- und TSM-Materialien, aufgeteilt nach Fraktionen.	28
Fig. 3.3:	Kornachsendefinitionen	13	Fig. 4.19:	Sortierung und Schiefe der Kornverteilungen von gefrästen TBM- und TSM-Ausbruchmaterialien.	29
Fig. 3.4:	Rissvisualisierung in TBM-Chips mittels Röntgentomographie und imprägniertem Anschliff, respektive Dünnschliff.	14	Fig. 5.1:	Positionen der Schneidrollen für die verschiedenen Versuchsanordnungen.	32
Fig. 4.1:	Kornformdiagramm mit Darstellung der Kornachsenverhältnisse und Formabgrenzungen.	19	Fig. 5.2:	Abhängigkeit von Vortriebsleistung und Anpressdruck pro Meissel für verschiedene Schneidrollenabstände.	32
Fig. 4.2:	Bestimmung des Plattigkeitsindex mittels Spaltsiebung.	20	Fig. 5.3:	Tiefen der Schneidspurrillen an der Tunnelbrust bei unterschiedlichen Schneidrollenabständen.	33
Fig. 4.3:	Einfluss der Maschenform eines Quadrat- und eines Rundsiebs auf plattige TBM-Rohmaterialien.	21	Fig. 5.4:	Korngrößenverteilungskurven der TBM-Ausbruchmaterialien mit unterschiedlichen Schneidspurabständen.	33
Fig. 4.4:	Abweichung der aus verschiedenen Quadratsieb-Fractionen gemittelten b-Korndurchmesser im Vergleich zur Rundlochsiebung.	21	Fig. 5.5:	Materialanfall pro Fraktion für verschiedene Schneidrollenabstände.	33
Fig. 4.5:	Schematischer Messablauf des computer-gestützten photooptischen Partikelanalysegerätes von Haver & Boecker.	21	Fig. 5.6:	Mittlere Chip-Durchmesser im Vergleich zum Schneidrollenabstand.	34
Fig. 4.6:	Vergleich der Kornachsenmessungen.	22	Fig. 5.7:	Plattigkeitsindex für die einzelnen Fraktionen des Fräsmaterials bei verschiedenen Schneidrollenabständen.	34
Fig. 4.7:	Kornformdiagramme von diversen TBM-Ausbruchmaterialien mit Mittelwerten und Standardabweichung.	23	Fig. 5.8:	Mittlere Chip-Achsenlängen im Aaregranit im Vergleich zum Anpressdruck.	34
Fig. 4.8:	Kornform nach AFNOR P18-301.	24	Fig. 5.9:	Plattigkeitsindex im Vergleich zum Anpressdruck.	35
Fig. 4.9:	Anzahl nichtkubischer Komponenten der Rohmaterialien.	24	Fig. 6.1:	Druckfestigkeitsabnahme in Abhängigkeit des Glimmergehaltes.	42
Fig. 4.10:	Plattigkeitsindex der Fräsmaterialien, aufgeteilt nach Fraktionen.	24	Fig. 7.1:	Rissvisualisierung.	46
Fig. 4.11:	Vergleich zwischen der Plattigkeit und der Kubizität.	25	Fig. 7.2:	Ultraschall-Entspannungsmessungen an einem Granit-Bohrkern.	46
Fig. 4.12:	Vergleich der Kubizität mit dem AFNOR-Koeffizient.	25	Fig. 7.3:	Ultraschallmessung unter schrittweiser Belastung der Bohrkerne.	47
Fig. 4.13:	Vergleich des AFNOR-Koeffizienten mit dem Plattigkeitsindex.	26	Fig. 7.4:	Vergleich der Bohrleistung zum Los Angeles-Index respektive zum LCPC-Brechbarkeitsindex.	48
Fig. 4.14:	Gesteinsklassen nach Kornrundung beziehungsweise Kantigkeit und Oberflächenbeschaffenheit.	26	Fig. 7.5:	Rückprallwerte R nach dem «Mehrpunkt-» respektive «Einpunkt-Verfahren» an verschiedenen Gesteinstypen.	49

Fig. 7.6:	Vergleich des Rückprallwertes R mit der einachsigen Druckfestigkeit σ_D gemäss diverser Autoren und eigener Daten.	50	Fig. 8.3:	Vergleich der Punktlast-Werte Is_{50} der TBM-Chips zum Brechbarkeits- respektive Los Angeles-Index.	69
Fig. 7.7:	Point-load Index.	52	Fig. 8.4:	Leventinagneis mit deutlicher Gefügeauflockerung	71
Fig. 7.8:	Abhängigkeit Is_{50} zur effektiven, respektive minimalen Bruchfläche.		Fig. 9.1:	Ergiebigkeiten des Brechgutes im Vergleich zum TBM-Ausgangsmaterial.	74
Fig. 7.9:	Massgebender Bereich, der für die Bruchbildung beim Punktlastversuch an TBM-Chips verantwortlich ist.	52	Fig. 9.2:	Durchschnittliche Sand- und Aggregat-Produktion, die aus dem Brechprozess anfallen, im Vergleich zum TBM-Ausgangsmaterial, aufgeteilt nach Brecher-typen.	75
Fig. 7.10:	Doppelt-logarithmische Darstellung der Bruchkraft P und des äquivalenten Kerndurchmessers De^2 respektive $De(CHIP)$ zur Bestimmung von Is_{50} an TBM-Chips.	53	Fig. 9.3:	Sand-Korngrössenverteilungskurven.	77
Fig. 7.11:	Beispiele der Is_{50} -Bestimmung an TBM-Chips.	53	Fig. 9.4:	Mittlere Korngrössenverteilungskurve des Sandes.	77
Fig. 7.12:	Punktlast-Index Is_{50} an TBM-Chips diverser Gesteinsproben.	54	Fig. 9.5:	Gehalt an freien Schichtsilikaten im TBM-Rohsand respektive im aufbereiteten Sand.	78
Fig. 7.13:	Los Angeles-Index an Einzelfractionen und an Mischungen.	56	Fig. 9.6:	Kubizität und Plattigkeitsindex diverser TBM-Rohmaterialien im Vergleich zu den entsprechenden Splittprodukten.	78
Fig. 7.14:	Los Angeles-Koeffizient in Abhängigkeit der Kornform.	56	Fig. 10.1:	Frischbetoneigenschaften: Verdichtungs-mass im Vergleich zum Ausbreitmass, sowie Dosierung von Luftporen bildenden Mittel im Vergleich zur Luftporen-Menge im Frischbeton.	82
Fig. 7.15:	Vergleich des an TBM-Ausbruchmaterialien durchgeführten Los Angeles-Tests: L.A.100 mit L.A.	57	Fig. 10.2:	Wasser-Zementgehalt im Vergleich zur einachsigen Druckfestigkeit nach 28 Tagen respektive zur Wasserdurchlässigkeit.	83
Fig. 7.16:	Los Angeles-Koeffizient an verschiedenen TBM-Rohmaterialien und an entsprechenden gebrochenen Splittprodukten.	58	Fig. 10.3:	Festbetoneigenschaften: Wasserleitfähigkeit q_w und Druckfestigkeit nach 7 Tagen versus 28-Tage-Druckfestigkeit.	84
Fig. 7.17:	Abrasivitätskoeffizient ABR für diverse Proben mit Standardabweichung.	59	Fig. 10.4:	Festbetoneigenschaften: Biegezugfestigkeit respektive E-Modul versus Druckfestigkeit.	85
Fig. 7.18:	Abhängigkeit des Brechbarkeitsindex BR zur Kornform.	59	Fig. 10.5:	Druckfestigkeit versus Elastizitätsmodul, aufgeteilt nach Gesteinstyp und Aufbereitungsgrad der Betonzuschläge.	86
Fig. 7.19:	Brechbarkeits-Koeffizienten an diversen TBM-Rohmaterialien und an entsprechender gebrochener Splittfraktion.	60	Fig. 10.6:	Festbetoneigenschaften: Wassermenge gegen Schwindmass nach 91 Tagen und Frostbeständigkeit gegen Frosttausalzbeständigkeit.	87
Fig. 7.20:	Abrasivitäts-Index ABR versus Brechbarkeits-Index BR.	60	Fig. 10.7:	Vergleich von Rohdichte des Frischbetons und Trockenrohichte des Festbetons.	87
Fig. 7.21:	Abrasivitäts-Index ABR, Brechbarkeits-Index BR respektive Los Angeles-Index L.A. versus Is_{50} .	61	Fig. 10.8:	Abhängigkeit des Ausbreitmasses und der Druckfestigkeit zum Zement- und Zusatzmitteltyp respektive deren Dosierung.	88
Fig. 7.22:	Los Angeles-Index L.A. versus Brechbarkeits-Index BR.	61	Fig. 10.9:	Spritzbetonversuche: Wasserleitfähigkeit respektive Wasserdichtigkeit versus Bohrerkerndruckfestigkeit.	90
Fig. 7.23:	Anteil petrographisch ungeeigneter Komponenten im Festgestein, im Rohsand und im aufbereiteten Sand aus diversen Aufbereitungsanlagen.	63	Fig. 10.10:	Frühfestigkeitsentwicklung diverser Zuschläge und Zusatzstoffe respektive Zusatzmittel.	91
Fig. 7.24:	Potentielle Reaktivität diverser Ausbruchmaterialien nach AFNOR P18-589 bestimmt an Sanden und Aggregaten.	63			
Fig. 7.25:	Mikrobar-Schnellprüfung an denselben Sanden und Aggregaten aus Figur 7.24.	63			
Fig. 8.1:	Prüfschema zur Beurteilung des Tunnelausbruchmaterials für die Wiederverwertung zu Betonzuschlagstoffen.	66			
Fig. 8.2:	Vergleich der Punktlast-Werte Is_{50} der TBM-Chips zum Brechbarkeits- respektive Los Angeles-Index.	69			

ZUSAMMENFASSUNG

In der Schweiz sind abbaubare Sand- und Kiesreserven nicht unerschöpflich. Kiesführende Regionen sind auf Grund unterschiedlicher Nutzungsansprüche zu Konfliktzonen geworden, wo Kiesabbau nur noch unter erschwerten Bedingungen möglich ist. Als Substitution hochwertiger Alluvialkiese kommen in den letzten Jahren vermehrt Alternativrohstoffe in Form von Splittprodukten oder Recycling-Materialien aus Bauabfällen auf den Markt. Auf der anderen Seite werden zahlreiche Untertagebauten sowohl mit Tunnelbohrmaschinen (TBM) als auch in der konventionellen Sprengtechnik vorangetrieben, die ein beachtliches Volumen an mineralischen Rohstoffen zutage fördern. Diese wurden bis anhin aber eher wie lästiges Entsorgungsmaterial behandelt. Die Wiederverwertung des Haufwerkes – insbesondere für die Tunnelbauwerke selbst – ist sowohl aus umweltpolitischen wie auch aus wirtschaftlichen Gründen von Interesse.

Ziel dieser Dissertation ist es aufzuzeigen, ob sich Bohrgut aus dem maschinellen TBM-Vortrieb zur Aggregat-Herstellung für die Betonproduktion eignet. Hierzu wurden diverse Fräsmaterialien aus kristallinen Gesteinen und Sedimenten, welche von rund einem Dutzend Untertagebauten stammen, granulometrisch und morphometrisch erfasst. Charakteristisch für TBM-Material ist die plattig-stengelige Kornform seiner Gesteinskomponenten, welche dem Habitus eines üblichen Betonkieses völlig fremd sind. Die Besonderheit des Bohrgutes stellt sein hoher Anteil von rund 8 Gew.-% an Feinstsand dar (abschlammbare Teile <0.063 mm). Die Sandmenge (0–4 mm) beträgt für kristalline Gesteine durchschnittlich 35 Gew.-% und für Kalke 25 Gew.-%. Entsprechend bescheiden ist der Anteil an groben Komponenten mit einem Korndurchmesser >32 mm (rund 20 Gew.-%), aus denen die für die Betonherstellung wichtige Kornfraktion 16–32 mm produziert wird.

Um gröbere Gesteinsfragmente zu erhalten, sind auch geeignete Massnahmen von Seiten der TBM aufgezeigt, welche die Grösse der anfallenden Fräsmaterialien positiv beeinflussen. Dabei hat sich gezeigt, dass Dicke und Länge der sogenannten Chips proportional zur Verbreiterung des Schneidrollenabstandes zunehmen. Fräsversuche mit Diskenabständen ausgehend von 86 mm nach 129 mm, respektive 172 mm haben vermehrt gröbere Komponenten ergeben.

Im mittleren Teil dieser Arbeit werden Prüfkriterien und Prüfverfahren entwickelt, die eine zeitsparende Beurteilung von TBM-Ausbruchmaterial im Hinblick auf eine Verwertung zu Betonzuschlägen ermöglichen. Um Ausbruch-

material – sowohl aus dem TBM-Vortrieb wie auch aus dem konventionellen Sprengvortrieb – zu Betonaggregaten verarbeiten zu können, muss einerseits die petrographische Eignung bestätigt und andererseits eine minimale Gesteins-härte nachgewiesen werden. Hierbei haben sich die Prüfverfahren nach dem sogenannten Brechbarkeitsindex, dem Punktlastindex und dem Los Angelesindex als geeignet erwiesen, um Qualitätsbestimmungen durchzuführen.

Im Rahmen dieser Prüfverfahren konnte aufgezeigt werden, dass der Kornformeinfluss der plattig-stengeligen TBM-Rohmaterialien auf das Versuchsergebnis zu gravierend ist und somit eine Testdurchführung nach Norm nicht zulässt. Mittels geeigneter Probenzubereitung (Aussiebung mit Spalt-sieben) und modifizierten Auswertungsformeln für den Punktlastversuch (massgebende Bruchfläche für TBM-Chips), konnte der Einfluss des Formfaktors minimiert und konstant gehalten werden. Diese Anpassungen erlauben eine repräsentative Beurteilung sowohl des Ausbruchmaterials aus dem TBM- respektive Sprengvortrieb als auch der aufbereiteten, gebrochenen Splittprodukte.

Die Zubereitung der Betonzuschläge aus Fräsmaterial lässt sich nicht auf Standard-Aufbereitungsanlagen durchführen. Das Bohrgut muss zunächst intensiv in Waschtrommeln vom Feinstanteil gereinigt werden, da sonst die Siebe verstopfen. Dies bedingt eine leistungsfähige Schlammpress-anlage. Weiter gilt es, die a priori kleinen TBM-Gesteinsbruchstücke mittels geeigneter Verfahren schonend zu brechen, damit kein Sandüberschuss anfällt. Hierbei hat sich das sogenannte Vertikalbrechersystem als geeignet erwiesen, in welchem die Komponenten durch Korn-Korn-Kontakt gebrochen werden. Die Versuche haben auch gezeigt, dass das Rohmaterial erst ab einer Korngrösse von etwa 8 mm und teilweise noch grösser gebrochen werden muss, da die ungebrochenen Körner im Bereich 0–8 mm die Anforderungen an Betonzuschläge oftmals bereits erfüllen.

Die ungebrochenen Komponenten lassen sich mit jenen aus gebrochenen Fraktionen vermischen. Bei den verfahrenstechnischen Versuchen konnte nachgewiesen werden, dass die Wiederverwertungsrate der TBM-Materialien in Bezug auf die Zuschlagstoffproduktion um einiges höher liegt als angenommen. So können aus aufbereiteten Fräsmaterialien (Vertikalbrecher) durchschnittlich 35% eines Betongemisches 0–26 mm und 45% eines Spritzbetogemisches 0–8 mm produziert werden. Der «Überschuss» beträgt somit im Mittel nur 20%.

Der letzte Teil schliesslich zeigt, dass es – gestützt auf über 150 an der EMPA durchgeführte Laborversuche, diverse Baustellenversuche und Spritzbetonversuche – möglich ist, mit geeigneten Fräsmaterialien einen hochwertigen Beton zu produzieren, der unter anderem für Betonkonstruktionen

im Untertagebau eingesetzt werden kann. Geeignetes Ausbruchmaterial kann somit den Sand- und Splittbedarf für Tunnelbauten abdecken (je nach Bauart rund 10 bis 25% der anfallenden Gesamtmenge) und wird auf diesem Weg wieder an seinen ursprünglichen Ort zurückgeführt.

ABSTRACT

Characterisation and possibilities of the utilisation of excavated rock material by tunnelling boring machines as concrete and shotcrete aggregates.

Resources of alluvial sand and gravel for construction purposes are becoming increasingly scarce in Switzerland. In recent years, recycled materials from demolitions or crushed aggregates from hard rock quarries have proven to be good alternatives to natural sand and gravel. By-products of tunnel construction may offer a further alternative source, as several new tunnel projects are under construction or are planned in the region of the Alps. A considerable part of these underground projects are being excavated by tunnelling boring machines (TBM), so that an important volume of mineral resources will potentially be available. Until recently, TBM by-products were considered as waste products and often presented disposal problems. The direct re-utilisation of excavated debris during tunnel construction may not only prove to be a viable alternative to the diminishing natural reserves of sand and gravel, but is also of environmental and economical interest.

The aim of this study was to determine if TBM rock material could be upgraded to concrete and shotcrete aggregates. Various samples of igneous, metamorphic and sedimentary rocks, collected from a dozen TBM-projects, were characterised with the help of sieve and shape analyses. Typical for such debris is a flat and elongated particle shape, which is in strong contrast to the regular shapes of sand and gravel particles conventionally used in the cement industry. The results of these analyses showed a high content of 8 mass-% of fines (<0.063 mm), an average sand (0–4 mm) content of 35 mass-% for igneous and metamorphic rocks, and 25 mass-% for sedimentary rocks. The amount of coarser components (>32 mm), from which the aggregate group with 16–32 mm size fractions are produced, comprises only 20 mass-%.

TBM boreability tests were conducted to increase the amount of coarser rock fragments by changing the cutter spacings. The tests, run with spacings from 86 mm to 129 mm and spacings of 172 mm, indicated that the length and thickness of the rock chips increased in proportion to the enlarged cutter spacings.

In Chapter 4 to 8 of this study, recommendations for minimally time-consuming laboratory tests are given to assess the use of excavated rock material as aggregates for concrete and shotcrete production. The qualification tests are based on the petrography and rock hardness and can be applied on excavated rock material from TBM or debris from drilling and blasting. For the test procedures, a so-called «Breakability» test, Point-Load, and Los-Angeles-Test are proposed. It could be shown that the influence of the particle shape was so important that the standard test procedures could not be applied to TBM rock material. However, by preparing the samples using rod sieves (for the «Breakability» test and Los-Angeles-Index) and an adapted evaluation formula for the Point-Load-Index, the influence of the shape factor could be minimised and maintained constant.

Crushing tests showed that standard crushing plants are unable to prepare concrete aggregates out of TBM excavated rocks. To prevent the screening process from being blocked by the large amount of very fine material, the rock must first be washed in washer barrels. This, in turn, requires powerful dewatering presses which allow reasonable handling of the mud. The choice of adequate crusher systems which do not overbreak the «small» TBM rock particles – and thus produce too much sand – is most important. So-called vertical shaft impactors as crusher systems yield the best results for breaking this kind of material; the rock is broken carefully by inter-particulate collision. These investigations also showed that the washed but uncrushed TBM debris (sand and aggregates 0 to 8 mm or even up to 16 mm) can be directly used together with the same aggregate group from the crushing process. This leads to a much higher recycling rate. For example, it is possible to make an average of 35% of a 0–32 mm concrete and of 45% of a shotcrete aggregate mixture (0–8 mm). The surplus (mainly sand 0–4 mm) amounts to 20%.

In the last part of this study the results of more than 150 laboratory and field tests for concrete and shotcrete are presented. The investigations indicate that it is possible to make high quality concrete and shotcrete for tunnelling and other construction purposes out of suitable and upgraded aggregates from TBM excavated rock materials. Depending on the final tunnel lining, 10 to 25% of the TBM rock material can be recycled on site.

RÉSUMÉ

Les réserves de sable et de gravier de la Suisse ne sont pas inépuisables. Dans les régions productrices de gravier, de nouvelles exigences en matière d'aménagement du territoire sont à l'origine de conflits qui rendent plus difficile l'exploitation des gravières. Depuis quelques années, on voit apparaître sur le marché des produits de substitution aux précieux granulats alluviaux: produits concassés et matériaux recyclés provenant de chantiers de démolition. Par ailleurs, de nombreux ouvrages souterrains sont en cours de construction de par le pays, qui produisent d'importantes quantités de matière première minérale. Indépendamment de la méthode d'excavation choisie, abattage conventionnel à l'explosif ou creusement mécanisé par tunnelier (machine foreuse), les déblais sont considérés à ce jour comme des déchets dont l'élimination pose souvent problème. Aussi, leur recyclage – notamment dans les ouvrages souterrains eux-mêmes – constitue une perspective intéressante tant sur le plan écologique qu'économique.

L'objet de cette dissertation est d'étudier s'il est possible d'utiliser les déblais produits par les tunneliers pour la production de granulats entrant dans la composition du béton. A cet effet, des échantillons de matériaux de fraisage provenant de roches cristallines et sédimentaires ont été prélevés auprès d'une douzaine de chantiers souterrains, et soumis à une analyse granulométrique et morphométrique. Les déblais de tunnelier se caractérisent par la forme aplatie et allongée de leurs composants, totalement différente de l'aspect des granulats habituellement employés dans la production de béton. Les déblais de tunnelier présentent en outre une teneur élevée en limons (sables très fins, diamètre $< 0,063$ mm): environ 8 % en poids. La fraction granulométrique grossière, dont les particules ont un diamètre supérieur à 32 mm, est par conséquent faiblement représentée (environ 20% en poids). C'est de cette dernière fraction que l'on tire les granulats de 16–32 mm, importants pour la fabrication du béton.

Cette étude montre les mesures pouvant être appliquées au niveau des tunneliers pour obtenir des particules plus grossières. Ainsi, l'analyse granulométrique des déblais produits au cours d'essais comparatifs réalisés avec différents écartements de molettes – écartements de 86 mm, de 129 mm et de 172 mm – a révélé que l'épaisseur et la longueur des copeaux augmentent proportionnellement à l'écartement des molettes.

La seconde partie de la dissertation est consacrée aux critères et procédures de contrôle visant à analyser rapide-

ment les déblais de tunnelier dans l'optique de leur utilisation dans la fabrication du béton. Indépendamment de leur provenance – forage par tunnelier ou abattage à l'explosif – les déblais destinés à être traités pour obtenir des agrégats utilisables dans la production de béton doivent remplir des conditions précises en matière de propriétés pétrographiques et de dureté de la roche. Les études ont montré que les procédures de mesure des indices dits de broyabilité, de charge ponctuelle et de Los Angeles permettent de contrôler efficacement l'adéquation des matériaux excavés à ces exigences.

En outre, ces essais ont fait apparaître que les résultats des tests varient fortement en fonction de la forme des particules aplaties et allongées contenues dans les déblais de tunnelier; il faut donc adapter la procédure de test en conséquence. Le tamisage des échantillons au moyen de grilles à fentes et la modification des formules utilisées pour le dépouillement des essais de charge ponctuelle (au niveau du coefficient de la surface de l'empreinte) a permis de réduire durablement l'influence du facteur «forme». On peut alors effectuer un contrôle représentatif des déblais provenant des tunneliers et de l'abattage à l'explosif, mais aussi des agrégats concassés.

Les matières premières produites par les machines foreuses ne peuvent être traitées directement sur les installations conventionnelles de concassage des agrégats pour la production de béton. Elles doivent d'abord subir un lavage intensif en tambour afin de supprimer la fraction très fine qui risquerait de colmater les tamis, ce qui implique de disposer d'une presse à boues performante. Il faut ensuite concasser les débris de roche; ceux-ci étant d'assez petite taille, le traitement doit être «doux» pour éviter de produire du sable. A cet égard, le système de concassage vertical, dans lequel les éléments sont brisés par entrechoquement, a fait preuve d'une bonne efficacité. Les essais ont par ailleurs montré que seule la fraction égale ou supérieure à 8 mm (voire plus) nécessite un traitement par concassage; dans la plupart des cas, les particules plus fines présentent déjà les qualités requises pour la fabrication du béton.

On peut mélanger éléments concassés et non concassés. Différents procédés techniques ont été mis à l'essai; les taux de recyclage des déblais de tunnelier atteints lors de ces essais étaient sensiblement supérieurs aux prévisions. Ainsi, 35% des agrégats produits par concassage vertical conviennent à un recyclage en mélange pour béton d'une granulométrie de 0–32 mm, et 45% conviennent à un

recyclage en mélange pour béton projeté d'une granulométrie de 0–8 mm. La fraction en excédent s'élève donc à 20% en moyenne.

La dernière partie de ce travail apporte la démonstration - appuyée par plus de 150 expériences effectuées dans les laboratoires de l'EMPA ainsi que différents essais réalisés sur les chantiers ou avec du béton projeté – qu'il est possible

de produire un béton de qualité supérieure, convenant notamment aux constructions souterraines, à partir de déblais provenant de machines foreuses, d'origine pétrographique appropriée. Les déblais d'excavation peuvent ainsi couvrir les besoins en sables et en gravillons des chantiers de tunnels. En fonction de l'architecture de tunnel choisie, ce sont entre 10 et 25% des déblais qui peuvent alors revenir à leur site d'origine.

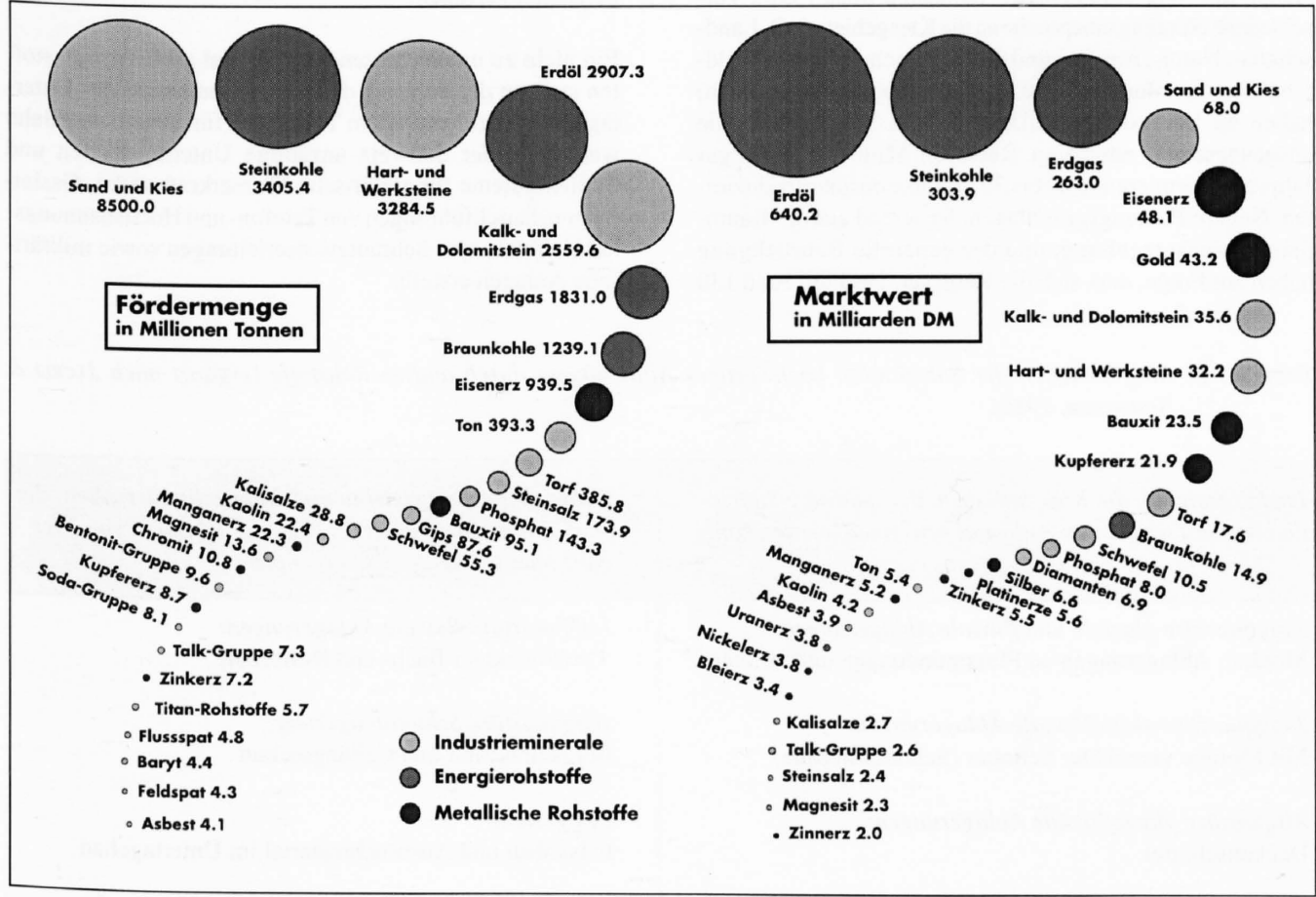
1 EINFÜHRUNG

Sand und Kies stellen mengenmässig die weltweit wichtigsten Rohstoffe dar und werden vorwiegend zu Bauzwecken abgebaut. Diese natürlichen Rohstoffe werden als Zuschlagstoffe für die Beton- und Baustoffherstellung oder für Strassenbeläge eingesetzt. Kiessandgemische werden in grossen Mengen für Schüttungen und Tragschichten im Strassen- und Wegbau benötigt. Der Marktwert der Sand- und Kiesrohstoffe liegt weltweit nach den Energieträgern Erdöl, Steinkohle und Erdgas an vierter Stelle (Fig. 1.1). Der intensive Abbau dieser mineralischen Rohstoffe zieht in diversen Gebieten der Erde eine Mangelsituation nach sich. Zusätzlich führen zahlreiche Umweltinteressen und -gesetze oftmals zu Abbaurestriktionen in Kiesgebieten.

Die Forschung nach alternativen Sand- und Kiessubstitutionen wurde in den letzten Jahren stark vorangetrieben. Sogenannte Recyclingprodukte aus dem Bauabbruch, überschüssige Glasabfälle oder zu Splitt und Brechsand aufbereitete Felsmaterialien werden heute mit Erfolg zur Substitution hochwertiger Alluvialkiese eingesetzt.

1.1 Kiesreserven in der Schweiz

Die qualitativ hochwertigen Kiesvorkommen in der Schweiz wurden vorwiegend im Alpenvorland von den Abflüssen der riss- und würmeiszeitlichen Gletscher abgelagert. Der relativ hochenergetische Wassertransport der Gerölle sorgte für eine Auslese widerstandsfähiger Gesteine, die arm an der Ton- und Siltfraktion sind. In der Regel bilden diese Ablagerungen die unverfestigten und nicht von Moränen überlagerten Niederterrassenschotter mit ihren bedeutenden Grundwasservorkommen. Diese Sand- und Kieslager, die einem Volumen von rund 10 Milliarden Kubikmeter



Figur 1.1: Mengen- und Wertordnung der 30 wichtigsten mineralischen Rohstoffe der Welt im Jahre 1987 nach LAVATSCHKE (1990).

Tabelle 1.1: Kiesbildung und -nutzung in der Schweiz (ergänzt nach BACCINI, 1992).

	Geogene Anhäufung	Anthropogener Abtrag
Zeitperiode	100'000 – 10'000 BP	1850 – 1990 n.Chr.
Dauer	90'000 Jahre	140 Jahre
Bildungsrate	10 ⁵ m ³ pro Jahr	
Nutzungsrate		10 ⁷ m ³ pro Jahr
Lager:		
total	10 ¹⁰ m ³	
abgebaut		1.5 · 10 ⁹ m ³
abbaubar	1.5 – 4.0 · 10 ⁹ m ³	

entsprechen, wurden in einer Zeitspanne von annähernd 100'000 Jahren angehäuft. Innerhalb von nur 100 Jahren wurden etwa 15% dieser Rohstoffreserven abgetragen (Tab. 1.1).

Der Anteil offener Grubenflächen beträgt im Vergleich zur schweizerischen Gesamtfläche 0.05% oder bezogen auf Acker- und Wiesenland 0.18% (BAUMGARTNER, 1992). Verschiedene Nutzungsansprüche an die Kiesgebiete (z.B. Landschafts-, Natur-, Heimat- und Gewässerschutz, sowie Wald-erhaltung, Erholungsgebiete, Landwirtschaft und Bauzonen) haben zu Interessenkonflikten geführt, so dass sich die ausgewiesenen, nutzbaren Reserven Mitte der achtziger Jahre auf alarmierende 20 bis 30 Produktionsjahre reduzierten. Neuere Planungsgrundlagen, basierend auf der Raum-planungsgesetzgebung, und der generelle Baurückgang haben zur Folge, dass sich die Reserven 1991 auf rund 130

Produktionsjahre verlängert haben (BALDINGER, 1993). Der jährliche Kiesbedarf in der Schweiz erreichte mit rund 30 bis 35 Millionen Kubikmetern (oder 55 bis 65 Millionen Tonnen) und einem Umsatz von rund einer Milliarde Franken Mitte der achtziger Jahre einen vorläufigen Höhepunkt. Ab dem Jahre 1991 sank der durchschnittliche Mengenaus-stoss der Kieswerke um über 10%.

Die Angaben über die abbaubaren Kiesreserven – ungeach-tet, ob 20 oder 130 Produktionsjahre – weisen eindeutig darauf hin, dass ein haushälterischer Umgang mit dem Rohstoff Kies notwendig ist. Die Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch Recyclingmaterialien beträgt heute 7–10% und dürfte sich in Zukunft für einfache Betonbauten zu einer echten Alternative entwickeln. Dazu kommen, wie in Tabelle 1.2 ersichtlich, zwei Haupt-gruppen in Frage.

Die Eignung der in Tabelle 1.2 aufgeführten Kiesersatz-materialien als Betonzuschlagstoffe wurde – ausser den Recycling-Granulaten und den Splittprodukten aus dem Felsabbau und Untertagebau – in einer breit abgestützten Forschungsarbeit von JÄCKLI & SCHINDLER (1986) unter-sucht. Die Aufbereitung und Verwendung von gänzlich gebrochenen Betonzuschlägen (Splitt und Brechsand) ist in der Schweiz noch eher selten und vor allem auf jene Berg-regionen beschränkt, die über keine herkömmlichen Kiesla-gerstätten verfügen.

Ein nicht zu unterschätzendes Potential an Kiesersatzstof-fen stellt in der Schweiz das Ausbruchmaterial der Unter-tagbauten dar. Neben dem Tunnelbau für Strasse und Bahn wurden in der Schweiz unzählige Untertagebauten und Stollensysteme für elektrische Wasserkraftwerke, Gaslei-tungen, Durchführungen von Telefon- und Hochspannungs-kabel, Trink- und Schmutzwasserleitungen sowie militäri-sche Anlagen erstellt.

Tabelle 1.2: Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere Rohstoffe (ergänzt nach JÄCKLI & SCHINDLER, 1986).

Lockergesteine, die Kies enthalten, der qualitativ befriedigt und mit tragbarem Aufwand gewonnen werden kann.	Gebrochene Festgesteine und Abbruchmaterialien, die als Splittprodukte geeignet sind, die Funktion von Kies ganz oder teilweise zu übernehmen.
Jungquartäre glaziale und fluviale Ablagerungen: Moräne; Ablagerungen an Flussmündungen und in Seen	Jungquartäre fluviale Ablagerungen: Grobblockiger Bach- und Rüfischutt
Jungquartäre glaziofluviale Ablagerungen: Mit Moräne verzahnter Schotter (Schottermoräne)	Jungquartäre Schuttablagerung: Bergsturzschutt und Gehängeschutt
Altquartäre glaziofluviale Ablagerungen: Deckenschotter	Festgestein: Felsabbau und Ausbruchmaterial im Untertagebau
Tertiäre fluviale Ablagerungen: Wenig bis mässig zementierte Nagelfluh der mittelländischen Molasse	Recycling-Granulate aus Abbruchmaterial: Mischabbruchgranulat, Betongranulat, Recycling-Kiessand

1.2 Entwicklung des Untertagebaus in der Schweiz

Der Ursprung des Untertagebaus liegt nicht etwa im Verkehr, sondern im Bergbau, in der Wassergewinnung und im Begräbniskult. Die ältesten Bergbauten in der Schweiz dienten in der Jungsteinzeit dem Abbau von silexführenden Gesteinen. Die ersten grösseren Tunnelbauten zur Erstellung von Verkehrswegen gehen auf die Römer zurück. So sind die künstlichen Durchstiche respektive Einschnitte am Pierre Pertuis und der Chraiegg (oberer Hauenstein) eindrückliche Zeugen des frühen Untertagebaus. Es gelangten einfache Techniken wie Felsabschlag, Sprengen mit gefrierendem Wasser oder mit im Felsen eingelassenen und nachträglich mit Wasser gesättigten Holzpfehlen zum Einsatz.

Erste Durchstiche in den Alpen erfolgten zu Beginn des 18. Jahrhunderts. Als frühes Beispiel ist der im Jahre 1708 erbaute, 64 Meter lange Strassentunnel in der Schöllenen-schlucht, das sogenannte Urnerloch, zu nennen. Der erste Eisenbahntunnel der Schweiz, der Schlossbergtunnel bei Baden, wurde in den Jahren 1846–1847 verwirklicht und weist eine Länge von 90 Metern auf. Grosse Tunnelbauten erfolgten jedoch erst in den Jahren 1870–1920 mit dem stark aufkommenden Eisenbahn- und Strassenbau (vgl. Tab. 1.3).

Tunnelbau wurde bis weit in das 19. Jahrhundert hinein fast ausschliesslich mit vorindustriellen Arbeitstechniken betrieben. Das Schiesspulver kannte man seit dem Beginn der Neuzeit; das Vorbereiten der Sprenglöcher, das Schaufeln, Pickeln und Wegkarren des Ausbruchmaterials geschah jedoch von Hand. Der technische Fortschritt unter der Verwendung von Bohrmaschinen, Dynamit und Zugfahrzeugen, die mit Pressluft und später elektrisch betrieben wurden, setzte nur langsam ein. Im modernen Tunnelbau gelangen neben dem konventionellen Sprengvortrieb besonders maschinelle Methoden mit Tunnelbohr-(TBM) und Teilschnittmaschinen (TSM) zur Anwendung. Der erste maschinelle Tunnelvortrieb in der Schweiz erfolgte 1965 für den Bau eines 2.45 km langen Abwasserstollens mit einem Durchmesser von 3.5 m in der Region Baden (JAECKLIN & CERESOLA, 1968). Unterdessen sind zahlreiche Strassen- und Eisenbahntunnels entstanden. Weitere befinden sich im Bau oder stehen in der Planungsphase (Tab. 1.4).

Tabelle 1.3: Grössere Tunnelbauten in der Schweiz vor 1921.

Tunnel	Eröffnung	Länge [km]
Gotthard	1882	15.0
Albula	1903	5.9
Simplon I und II	1906 und 1921	19.8
Ricken	1910	8.6
Jungfraujoch	1912	7.1
Lötschberg	1913	14.6
Grenchenberg	1915	8.6
Hauenstein II	1916	8.1

1.3 Bisherige Bewirtschaftung von Tunnelausbruchmaterial

Aufgrund der eingeschränkten technischen Möglichkeiten während der ersten grossen Tunnelbauten (Gotthard, Lötschberg/Simplon) musste bereits bei der Planung der Linienführung und des Ausbaustandards in grösstmöglichem Masse auf die topographischen Verhältnisse Rücksicht genommen werden (ZEILSTRA, 1992). Die Erstellung von Kunstbauten wie Brücken und Tunnels wurde möglichst vermieden. Einerseits konnte damit die Menge an Ausbruchmaterial klein gehalten werden, andererseits führte der im Vergleich zu heute anpassungsfähigere Tunnelvortrieb zu einer einfacheren Bewirtschaftung des Aushubs. Der Abraum wurde in der Regel direkt vor Ort für den Streckenbau oder andere Zwecke verwendet, respektive in der unmittelbaren Umgebung deponiert. Nur geeignetes Felsmaterial diente als Hausteine zur Ausmauerung des Tunnelgewölbes oder zur Hinterfüllung von Hohlräumen (BÜCHI & THALMANN, 1996). Zu diesen Zwecken haben sich im alpinen Raum Kalke und Sandsteine, sowie Gneise und Granite bewährt. In den Gebieten des Juras verwendete man feste Kalksteine zu Tunnelbauzwecken, und im Mittelland wurden vermörtelte Molassesandsteinquader für Tunnelauskleidungen eingesetzt.

Die Weiterentwicklung der Tunnelbau- und Transporttechniken im Laufe des 20. Jahrhunderts sowie die stetig zunehmende Anzahl von Tunnelprojekten führte zu grossen Mengen an Ausbruchmaterial, das nur teilweise und oft nur für einfache Zwecke (Massenschüttgut) weiterverwertet wurde. Der Rest wurde wie Siedlungsabfall oder Bauschutt behandelt, da die Aufbereitung des Ausbruchs zu Kiesersatz infolge der damals reichlich vorhandenen und billigeren alluvialen Kiesvorkommen wirtschaftlich uninteressant war. Nach dem Aufkommen von Tunnelbohrmaschinen war die Aufbereitung von gefrästem Ausbruchmaterial für höhere Ansprüche bis in die achtziger Jahre kaum denkbar, da das gefräste Material auf Grund der damals verwendeten Meisseltypen und deren Anordnungen zu feinkörnig war.

Der Bau der Autobahn A8 lieferte erste wichtige Erfahrungen darüber, wie Tunnelausbruchmaterial als Kiesersatzprodukt verwertbar ist (KUNZ et al., 1983). Dabei wurde der

Tabelle 1.4: Grössere Tunnelbauten der Gegenwart und Zukunft.

Tunnel	Eröffnung	Länge [km]
Furka-Basis	1982	15.4
Seelisberg	1980	9.3
Gotthard-Strassentunnel	1980	16.3
Bözberg	1996	3.7
Locarno	1996	5.5
Vereina	ca. 2000	19.1
Alpentransversale NEAT	ca. 2015	ca. 100
Swissmetro	ca. 2020	ca. 680

anfallende Bauschutt, welcher aus alpinen Dogger-, Malm- und Kreidekalken sowie Doggersandsteinen bestand, zur Koffierung und als Zuschlagsstoff zu Ortsbeton herangezogen. In gleicher Weise gelangte der Ausbruch bei den Strassentunnels Kerenzerberg (Kiesel- und Malmkalke, Zementsteinschichten) und Pierre Pertuis (Malmkalke) zur Wiederverwendung. Kieselkalke des Tunnels Crapteig wurden aufbereitet und als Betonzuschläge gebraucht.

1.4 Zukünftige Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial

Konzepte zur Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial sehen für heutige und zukünftige Tunnelbauten vermehrt eine möglichst breite Weiterverwertung desselben vor. Die Verwendung solcher Materialien bietet den Vorteil, dass sie als Baustoffe bei denselben Tunnelprojekten aufbereitet und eingesetzt werden können. Dies wiederum führt zu einer Reduktion von Transportfahrten, einerseits zur Entsorgung des Aushubes, andererseits für die Herbeischaffung von Alluvialkiesen. In günstigen Fällen könnte zudem überschüssiges Ausbruchmaterial als Baustoff an Dritte abgegeben werden. Schliesslich wird sich die Verwertung von Tunnelausbruchmaterial auch positiv auf die Kosten auswirken.

1.4.1 Gesetzliche Grundlagen für die Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial

Die Bewirtschaftung von Ausbruchmaterial gilt als raumwirksame Tätigkeit, die laut Bundesgesetz über die Raumplanung aus dem Jahre 1979 planungspflichtig ist (ZEILSTRA, 1992). Projektbetroffene Kantone und Gemeinden müssen Richt- und Nutzungspläne entsprechend anpassen. Vielfältige Bereiche des Raumplanungsrechtes wie Umwelt-, Natur-, Heimat- und Gewässerschutzgesetz müssen somit beachtet werden.

1.4.1.1 Umweltschutzgesetz (USG)

- Nach der technischen Verordnung über Abfälle (TVA) ist Ausbruchmaterial als Bauabfall zu behandeln, das nur auf Inertstoffdeponien abgelagert werden darf, falls es nicht für Rekultivierungszwecke oder anderes eingesetzt werden kann.
- Die Luftreinhalteverordnung (LRV) und die Lärmschutzverordnung (LSV) müssen vor allem bei Fragen des Materialtransportes eingehalten werden.
- Deponievorhaben mit einem Volumen über 500'000 Kubikmetern unterstehen der Verordnung über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP). Trifft dies zu, werden sowohl die Luftreinhalteverordnung (LRV) als auch die Lärmschutzverordnung (LSV) Bestandteil der Umweltverträglichkeitsprüfung.

1.4.1.2 Natur- und Heimatschutzgesetz (NHG)

- Deponien, welche Lebensräume der einheimischen Tier- und Pflanzenwelt oder das Landschaftsbild beeinträchtigen, werden juristisch durch das Bundesgesetz über den Natur- und Heimatschutz (NHG) behandelt.

1.4.1.3 Gewässerschutzgesetz

- Gemäss Art. 39 des Gewässerschutzgesetzes aus dem Jahre 1991 ist es untersagt, feste Stoffe in Seen einzubringen, auch wenn sie das Wasser nicht verunreinigen können. Die kantonalen Behörden können jedoch für standortgebundene Projekte in überbauten Gebieten Schüttungen in Seen erlauben, wenn überwiegende öffentliche Interessen eine Schüttung erfordern und sich der angestrebte Zweck anders nicht erreichen lässt, oder wenn dadurch eine Flachwasserzone verbessert werden kann.

2 FORSCHUNGSZIEL UND UNTERSUCHUNGSPROGRAMM

2.1 Problemstellung

Materialbewirtschaftungskonzepte aktueller Untertagebauten, die mittels TBM angefahren werden, sehen teilweise eine Aufbereitung des geeigneten Fräsmaterials zu Spritzbeton- und Ortsbetonzuschlagsstoffen vor. So wurde beispielsweise aus transporttechnischen Überlegungen das anfallende TBM-Material (>16 mm) der Hochgebirgsbaustelle Cleuson-Dixence vor Ort zu Betonzusätzen der Fraktionen 4 bis 26 mm (4/26)* veredelt. Der Sand (0/4) wird aus dem Tal bezogen. Oder im Nordabschnitt des Vereina-Tunnels, welcher im Gegensatz zum Südabschnitt maschinell angefahren wird, bereitet man das geeignete Felsmaterial (>16 mm) zu Ortsbeton- 0/32 und zu Spritzbetonzuschlägen 0/8 auf (rund 150'000 Kubikmeter Betonzuschlagstoffe, 67'000 Kubikmeter Strassenkies und 8'000 Kubikmeter Sickergeröll wird benötigt).

Mit dem Bau der «Neuen Eisenbahn Alpen Transversale» (NEAT) gilt es, rund 42 Millionen Tonnen Ausbruch- und Aushubmaterial zu bewirtschaften (diese Menge entspricht etwa einem Jahresbedarf an Kiesprodukten für die Schweiz). Davon fallen rund 24 Millionen Tonnen am Gotthard, zwischen Erstfeld und Biasca (inklusive 550'000 Tonnen Aushub), sowie rund 18 Millionen Tonnen beim Lötschberg an.

Das NEAT-Projekt sieht vor, die Versorgung der Baulose mit Schüttgütern und Betonzuschlagstoffen soweit möglich durch Aufbereitung von eigenem Ausbruchmaterial sicherzustellen. Auf diese Weise könnten rund 30% der anfallenden rund 24 Millionen Tonnen Ausbruchmaterial am Gotthard Basistunnels für eigene Zwecke genutzt werden, 5 Millionen Tonnen (20%) allein als Betonzuschlagstoffe (Planungsstand März 1996). Weitere 30% sollen als Baurohstoffe an Dritte abgegeben werden. Das restliche minderwertige Ausbruchmaterial dient der Rekultivierung von bestehenden Kiesgruben und Steinbrüchen. Auf der Lötschbergachse dagegen ist geplant, rund 17–27% des anfallenden Materiales als Betonzuschläge einzusetzen.

Die Materialien werden in die folgenden drei Hauptklassen eingeteilt: Betonzuschlagstoff oder Kiessand-Ersatz; Massenschüttgut; bautechnisch ungeeignetes Material.

Eine Weiterverwertung von Ausbruchmaterial ist auch aus Kostengründen interessant. Einerseits wird das Volumen des zu entsorgenden Ausbruchmaterials vermindert, womit teure Entsorgungskosten entfallen, andererseits müssen keine Sand- und Kiesprodukte eingekauft werden. Die Transportkosten lassen sich überdies auf ein Minimum reduzieren. Die NEAT-Planer auf der Gotthard-Nordseite schätzen, dass die Einsparungen aus der Wiederverwertung des Haufwerks bei rund 275 Millionen Franken liegen dürfte.

Erfahrungen bei der Verwertung grösserer Mengen an TBM-Ausbruchmaterial zu Betonzuschlagstoffen können zur Zeit in der Schweiz am Vereina Nordtunnel und auf der Hochgebirgsbaustelle Cleuson-Dixence gewonnen werden. Nur ein einziges Zeugnis in Form eines unveröffentlichten und unvollständigen Firmenberichtes (INGEMA, 1993) beweist bisher, dass in Marokko Fräsmaterial für Betonkonstruktionen im Tunnelbau eingesetzt wurde:

Aus den Berichtsfragmenten geht hervor, dass das Ausbruchmaterial (0/100), bestehend aus Kalken und kalkigen Dolomiten, mittels Backenbrecher (Spaltbreite 600 mm) vorgebrochen und anschliessend mit Hammer- und Stabmühle (moulins à marteaux, broyeur à barre) zerkleinert wurde. Durch Nassausgiebung teilte man das Material in die Fraktionen 0/2, 2/5, 5/10, 10/16 und 16/32 auf. Für die Sandaufbereitung diente eine Zyklon-Anlage. Der Gesamtausstoss der Brecheranlage betrug rund 100 t/h. Die Aggregate wurden für die Beton-Vollauskleidung, zur Tübbingfabrikation und im Betonbelagsbau verwendet. Auf Grund des zu hohen Anteils an plattigen Körnern (28 anstatt der erlaubten 25 Gew.-%) wurde das Grösstkorn von 32 auf 28 mm reduziert. Dies hatte zur Folge, dass der Anteil an ungünstigen Körnern um rund 8% verbessert und die Anforderungen dadurch eingehalten werden konnten. Leider sind keine Angaben über die Frisch- und Festbetoneigenschaften vorhanden.

Neben diesem generellen Beweis für die Durchführbarkeit bleiben jedoch zahlreiche grundsätzliche Fragen offen, die es innerhalb dieser Arbeit zu beantworten gilt.

2.2 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist, Ausbruchmaterial aus dem maschinellen TBM-Vortrieb qualitativ zu beurteilen und Möglichkeiten seiner Verwendung aufzuzeigen. Insbesondere

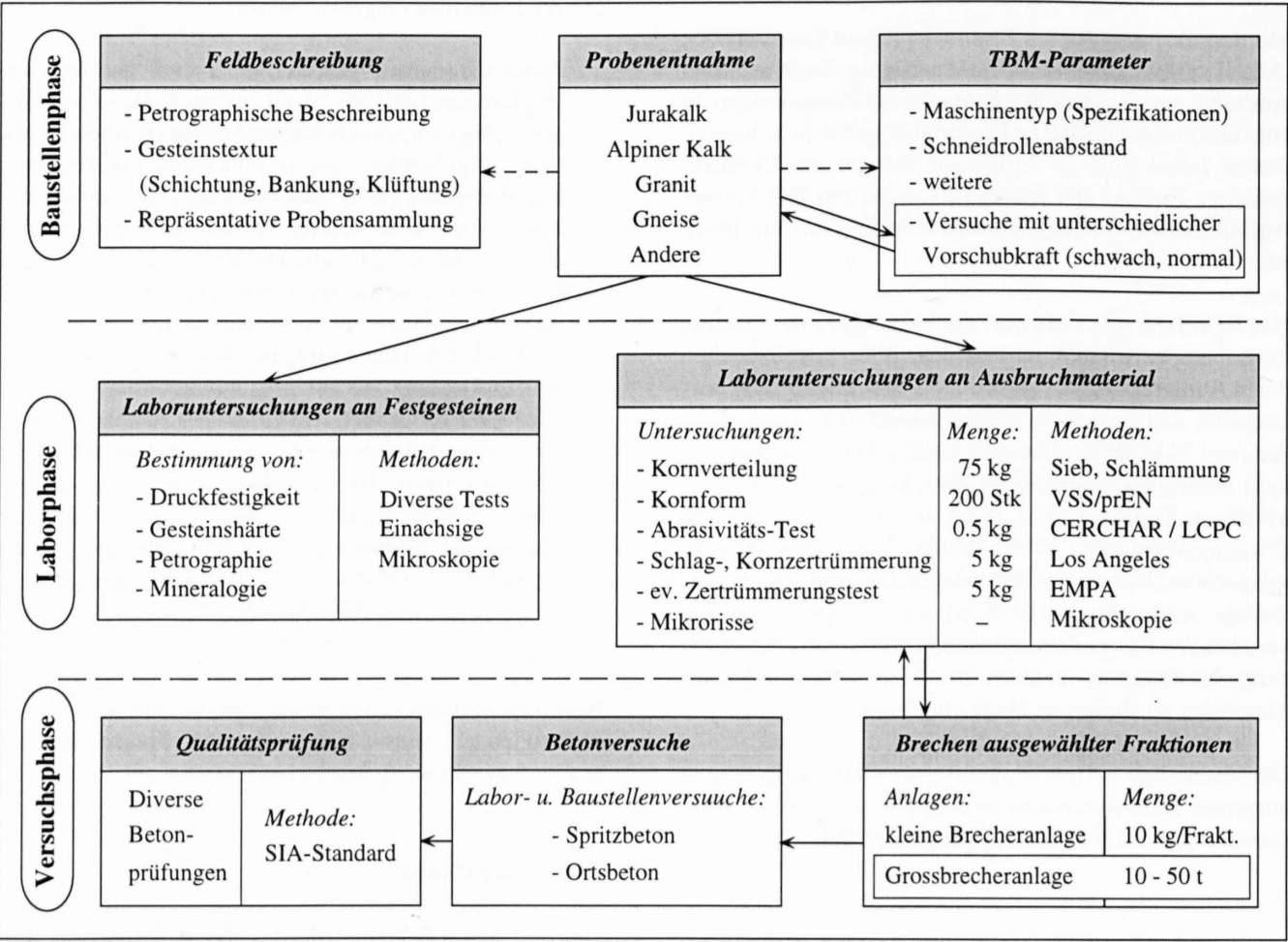
* Sand-, Kies- und Splittfraktionen werden durch Kleinst- und Grösstkorn abgegrenzt. Die Fraktion wird nachfolgend, ohne Einheitsgrösse mm angegeben (z.B. 4 bis 26 mm = 4/26).

soll das Potential einer Substitution der gebräuchlichen Zuschlagstoffe durch aufbereitetes Ausbruchmaterial für die Herstellung von verschiedenen Betonprodukten untersucht werden. Dazu steht die Beantwortung folgender fünf Fragestellungen im Vordergrund:

1. *Charakterisierung des TBM-Ausbruchmaterials (Kapitel 4):* In welcher Form und in welchem Mengenverhältnis fällt TBM-Ausbruchmaterial an?
2. *Zusammenhang zwischen Rohmaterial und maschinenspezifischen TBM-Parametern (Kapitel 5):* Welche maschinenspezifischen TBM-Parameter stehen in direktem Zusammenhang mit der Kornform und der Korngrösse des anfallenden Fräsmaterials?
3. *Notwendige Aufbereitungsprozesse und Materialbilanzen (Kapitel 9):* Welche Fraktionen der gebrochenen Rohgesteine eignen sich und auf welche Weise müssen sie aufbereitet werden, damit sie als Splittbetonprodukte verwendbar sind (Brechertypen, Aufbereitungsanlagen)? Entsprechen die aufbereiteten Aggregate den Normen? Wie ist die mengenmässige Verteilung der einzelnen Sand- und Splittprodukte? Wie hoch ist der Wiederver-

wertungsgrad? Kann eine genügend grosse Menge an grobkörnigen Zuschlagstoffen (>16 mm) gewonnen werden?

4. *Prüfsysteme und Qualitätssicherung (Kapitel 7 und 8):* Aufgrund welcher Kriterien kann das anfallende Rohmaterial nach den gegebenen Qualitätsklassen erfasst und beurteilt werden? Gibt es einfache und baustellenkonforme Prüfverfahren, die eine Evaluation ermöglichen? Welches sind die Hauptkriterien für eine Weiterverwertung von TBM-Ausbruch zu Betonzuschlagstoffen?
5. *Beton- und Spritzbetonversuche (Kapitel 10):* Können die gestellten Anforderungen an Frisch- und Festbeton eingehalten werden? Wie hoch darf der Anteil an petrographisch ungeeigneten Komponenten – insbesondere Schichtsilikaten – sein, damit diese die Betoneigenschaften nicht beeinträchtigen? Wie verhalten sich frischgebrochene Mineralien – insbesondere der kristallinen Gesteine – im basischen Milieu des Zementleimes (pH 12)? Ist eine Alkali-Silikat-Reaktion (ASR) mit diesen Zuschlägen zu befürchten?



Figur 2.1: Forschungskonzept, unterteilt in drei Hauptphasen.

Tabelle 2.1: Probenentnahmestellen und Untersuchungsziele (TM: Tunnelmetrierung, gilt auch für die Abkürzung SM der Sondierstollen; n: Anzahl Probenentnahmen; *: Abhängigkeit TBM-Andruck/Kornform; °: Korngrössenverteilung, Kornformbestimmungen, diverse Gesteinsfestigkeitsprüfungen).

Projekt	[Abk.]	TM [m]	n	Gesteinstyp	[Abk.]	Untersuchungsziel
Aarau – SBB-Tunnel TSM	[AA]	415 Oströhre	1	Malm-Kalk (Geissbergerschicht)	[jkal]	Div. Materialuntersuchungen°
Amsteg – Druckstollen	[AM]	Deponie	1	Chlorit-Serizit-Gneis	[csgn]	Div. Materialuntersuchungen°, Aufbereitungs- und Betonversuche
		Deponie	1	Biotitgneis	[gnei]	
		Deponie	1	Aaregranit	[gran]	
		4369	5*	Aaregranit	[gran]	
Äspö (Schweden) – Versuchsstollen	[ÄS]	3483	3	Äspö-Diorit	[dior]	Einfluss des Schneidrollenabstandes auf die Chipgrösse
Bozen – Bahntunnel	[BO]	Deponie	1	Quarzporphyr	[qzpo]	Div. Materialuntersuchungen°
Bözberg – Autobahntunnel	[BZ]	2273 Oströhre	2*	Malm-Kalk (Geissberger-Schicht)	[jkal]	Div. Materialuntersuchungen°
Cleuson-Dixence – Wasserstollen (Los A/B)	[CD]	diverse	2*	Prasinit	[pras]	Div. Materialuntersuchungen°, Aufbereitungs- und Betonversuche
				Chlorit-Serizit-Gneis	[csgn]	
Frutigen – Sondierstollen NEAT	[FR]	Deponie	1	Kalkschiefer (Dachschiefer)	[amkk]	Div. Materialuntersuchungen°, Betonversuche
Grellingen – Umfahrung	[GR]	Deponie	10	Kalke und Mergel (Malm – Dogger)	[jkal]	Korngrössenverteilung, Kornform
Kandersteg – Militär	[KA]	Deponie	1	Mergelkalke (Kreide)	[amkk]	Div. Materialuntersuchungen°, Betonversuche
Locarno – Umfahrung	[LO]	4595	2	Glimmergneis	[gnei]	Div. Materialuntersuchungen°, Aufbereitungs- und Betonversuche, Verdichtungsversuche
Polmengo – Sondierstollen NEAT	[PM]	388	2*	Leventinagneis	[legn]	Div. Materialuntersuchungen°, Aufbereitungs- und Betonversuche, Verdichtungsversuche
		671	1			
		1457	2*			
		1602	2*			
		2014	5*			
		2600	1			
		Deponie	2			
		3100	1	Lucomagnogneis	[lugn]	
		3930	1			
		Deponie	1			
Randa – Wasserumleitungsstollen	[RA]	1983	2*	Randagneis	[gnei]	Div. Materialuntersuchungen°
Sachseln – Autobahntunnel	[SA]	2670	2*	Nummulitenkalk (Bürgen-Kalk)	[akal]	Div. Materialuntersuchungen°, Aufbereitungs- und Betonversuche
Sonceboz – Autobahntunnel	[SZ]	Deponie	1	Kalk	[jkal]	Div. Materialuntersuchungen°

Tabelle 2.2: Erklärung der Abkürzung einer Probenbezeichnung am Beispiel «POlegn3100ugge8/16».

Projekt	Gesteinstyp	Tunnelmetrierung	Aufbereitung	Fraktion
PM	legn	3100	ugge	8/16
(Polmengo)	(Leventinagneis)	(TM oder SM)	(ungebrochen)	(8 bis 16mm)

2.3 Forschungsablauf

Das zu Beginn der Dissertation ausgearbeitete Forschungskonzept sah eine Aufteilung der Untersuchungen in drei Hauptphasen vor (vgl. Fig. 2.1): *Baustellenphase* (Probenentnahmen und Festhalten der TBM-Parameter), *Laborphase* (Ermittlung diverser Gesteinskennwerte) und *Versuchsphase* (Betonversuche und -prüfungen).

Die Baustellenphase mit diversen Probenentnahmen und TBM-Versuchen (Tab. 2.1) war dank der Erlaubnis und Unterstützung der jeweiligen Bauunternehmung, Bauleitung und Bauherrschaft realisierbar (THALMANN, 1994a). Auf wenig aussagekräftige Kleinbrecherversuche konnte glücklicherweise verzichtet werden, da sich zu Beginn dieser Arbeit die Betreiber der Kies- und Splittwerke Kiestag in Wimmis für kostenlose Aufbereitungsversuche zur Verfügung gestellt haben. Im Rahmen des «AlpTransit Materialbewirtschaftungskonzeptes Gotthard» fanden zusammen mit den verantwortlichen Ingenieuren Aufbereitungsversuche mit diversen TBM-Materialien und Brechertypen statt (unveröffentlichter Firmenbericht der Schweizerischen Bundesbahnen, Projektleitung AlpTransit Gotthard, 1995). Die Resultate und Auswertungen dieser Versuche sind ebenfalls in dieser Arbeit miteinbezogen. Bohrgut aus dem Projekt Cleuson-Dixence diente für weitere Aufbereitungsversuche.

2.4 Probenentnahme und -bezeichnung

Für Probenentnahmen der TBM-Ausbruchmaterialien gab es grundsätzlich zwei Möglichkeiten: entweder möglichst sofort nach dem Bohrvorgang am Bohrkopf oder ab Deponie. Ersteres erlaubte die Zuordnung der Gesteinsprobe zu den entsprechenden TBM-Parametern wie Anpressdruck und Vortriebsleistung. Mit dieser Methode war sicherge-

stellt, dass möglichst repräsentatives Probenmaterial ohne Verlust oder nachträgliche Umlagerung entnommen werden konnte. Zwischen 30 und 90 kg Bohrgut wurde jeweils entweder an laufenden Förderübergabestellen oder von gestoppten Förderbändern entnommen. Eine exakte geologische Aufnahme (Felsbeschreibung) konnte an den Probenentnahmestellen nur teilweise oder unvollständig durchgeführt werden, da jede Ortsbrustaufnahme einen Vortriebsunterbruch bedingt hätte. Dazu kam, dass der aufzunehmende Tunnelabschnitt hinter dem Bohrkopf – im L1-Bereich – oftmals sofort mit Spritzbeton oder Tübbing abgesichert wurde, was eine nachträgliche Aufnahme verunmöglichte. Tunnelaufnahmen der Projektgeologen lagen für die Projekte aus Amsteg (Dr. Schneider AG, ohne Datum), Bözberg (Geologisch-Paläontologisches Institut der Universität Basel, 1992), Locarno (Dr. Baumer, 1990) und Polmengo (Dr. Schneider AG, 1995) vor.

Probenentnahmen von TBM-Rohmaterialien, die für Aufbereitungs- und Betonversuche benutzt wurden, erfolgten jeweils auf dem entsprechenden Materialdepot unmittelbar vor dem Grossversuch. Veränderungen des Versuchsmaterials durch Umlagerungsprozesse entsprachen somit den angetroffenen Baustellenbedingungen.

Um einen Vergleich zur einzigen TSM-Fräsprobe (Teilschnittmaschine) aus Aarau zu erhalten, wurden Korngrößenverteilungskurven und Kornformbestimmungen der Ausbruchmaterialien aus dem Tunnel Eggflue bei Grellingen miteinbezogen (unveröffentlichter Firmenbericht des Kantonalen Autobahnamtes Bern, 1993). Weitere externe Datenquellen aus Untertagebauten, die im Rahmen dieser Arbeit Verwendung fanden, sind jeweils mit Literaturangaben aufgeführt.

Die Entnahmeorte der verwendeten Proben und das jeweilige Untersuchungsziel sind in Tabelle 2.1 angegeben. Infor-

Tabelle 2.3: Abkürzungen des Aufbereitungsprozesses in der Probendefinition.

Das Material wurde		gebrochen	gewaschen	ausgesiebt	nicht verändert
Aufbereitungsprozess	Abkürzung				
keiner, Rohmaterial	roh				x
ungebrochen, gewaschen	ugge		x	x	
gebrochen, gewaschen	gege	x	x	x	

mationen bezüglich der aufgeführten Untertageprojekte, aus welchen die Materialproben stammen, können im Anhang B eingesehen werden.

Petrographische Beschreibungen und Gesteinskennwerte der untersuchten Proben befinden sich im Anhang A. Um Wiederholungen zu vermeiden und Legenden zu Graphiken und Abbildungen möglichst kurz zu halten, werden Proben aus gleichen Untertagebauten, aber verschiedenen Gesteinstypen gemäss dem in Tabelle 2.2 aufgeführten Beispiel «*PMlegn3100ugge8/16*» abgekürzt.

Der Aufbereitungsindex «*ugge*» gibt an, ob und wie das Ausbruchmaterial aufbereitet worden ist. Unter Aufberei-

tung versteht man Prozesse wie Brechvorgang, Waschzyklus und Aussiebung, die aus anfallendem Rohmaterial normgerechte Aggregate erzeugen. Die möglichen Abkürzungen für die Aufbereitungsprozesse sind in Tabelle 2.3 wiedergegeben.

Einmalige Probenentnahmen aus Untertagebauten, die nicht verwechselt werden können, sind oft nur mit den zwei Buchstaben der Projekt-Abkürzung gemäss Tabelle 2.1 bezeichnet (z.B. «*LO*» für Locarno). Die Probenabkürzungen lassen sich durch das Auffalten des Anhangs F einfach identifizieren.

3 AUSBRUCHMETHODEN

Im heutigen Untertagebau wird grundsätzlich zwischen dem sogenannten konventionellen und maschinellen Vortrieb unterschieden.

3.1 Konventioneller Sprengvortrieb

Der konventionelle Sprengvortrieb (drill and blast) besteht im wesentlichen aus drei, sich wiederholenden Arbeitsabläufen, die in Tabelle 3.1 zusammengestellt sind.

Die einzelnen Arbeitsabläufe werden ständig verbessert und automatisiert, so dass die Vortriebsleistungen mit gleichzeitiger Verminderung an Überprofil zunehmen. Als Richtwert für den konventionellen Vortrieb mit Spritzbetonbauweise kann bei einem Querschnitt von 70 m² eine maximale Vortriebsleistung von rund 0.6 Metern pro Stunde angenommen werden (AMSTAD, 1993).

Beim konventionellen Sprengvortrieb ist die Sprengstoffmenge, die auf die gegebenen geologischen Parameter einwirkt, verantwortlich für die Menge der entstehenden Gesteinsbruchstücke. Durch den Detonationsstoss und den Gasdruck der Sprengung bildet sich eine druckzerstörte Zone, an die sich ein Bereich mit dicht angeordneten Radialrissen anschliesst. Diesem sogenannten inneren Bereich folgt ein Ring mit weiter auseinanderliegenden Radialrissen. Der Durchmesser des Zerstörungsbereiches beträgt je nach Ladungsart theoretisch fünf bis neun Ladungsdurchmesser. In der Praxis wird der Sprengvorgang jedoch sowohl von den im Fels vorhandenen Trennflächen und Risse,

als auch durch die von aussen in das zu sprengende Medium einwirkenden Spannungsfelder wie z.B. Gebirgsdruck und von nahe gelegenen freien Flächen beeinflusst. Die entstehenden Gesteinsfragmente sind in der Regel um ein Vielfaches grösser als beim maschinellen Vortrieb.

Im Gegensatz zum offenen Felsabtrag in Steinbrüchen wird im Tunnelbau eine deutlich höhere Sprengstoffmenge verwendet. Beim Einsatz von Förderbändern für den Abtransport des anfallenden Haufwerks aus dem Stollen wird die Sprengstoffmenge zusätzlich um bis zu 30% erhöht, um eine relativ kleine Stückigkeit bis max. 500 mm zu erreichen. Dies vereinfacht den Abtransport und schont die Förderbänder. Es ist jedoch anzunehmen, dass die so gewonnen Gesteinsbruchstücke vermehrt Risse und somit einen kleineren Bruchwiderstand aufweisen.

3.2 Maschineller Vortrieb

Der maschinelle Vortrieb zeichnet sich im Idealfall dadurch aus, dass Brechgut kontinuierlich gelöst, geladen und abgefordert wird. Grössere Vortriebsunterbrüche kommen aber dennoch vor, da sich der Maschinenunterhalt aufwendig gestaltet und die Werkzeuge regelmässig gewechselt werden müssen. Oft erfordern die schwierigen geologischen Verhältnisse zusätzlich eine zeitaufwendige Felssicherung.

Im maschinellen Tunnelvortrieb lassen sich aufgrund der verwendeten Maschinen folgende drei grundlegende Abbaumethoden unterscheiden (vgl. Tab. 3.2):

Tabelle 3.1: Arbeitsabläufe des konventionellen Sprengvortriebes.

Arbeitsablauf	auszuführende Arbeiten
Lösen des Felsens	<ul style="list-style-type: none">– Bohren, Besetzen (Sprengladung ansetzen)– Sprengung (Schiessen)
Materialtransport	<ul style="list-style-type: none">– Materialauflad (Schuttern)– Abfordern
Felssicherung	<ul style="list-style-type: none">– Felssicherung je nach Bedarf mit Anker, Stahlnetz oder Spritzbeton

Tabelle 3.2: Abbaumethoden und Maschinentypen im maschinellen Tunnelvortrieb.

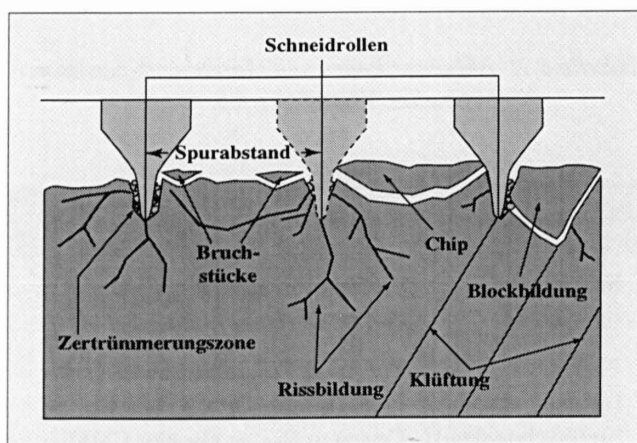
Abbaumethode	Maschinentypen
Schrämen (einritzend)	Teilschnittmaschinen TSM (Tunnelschrämmaschine, TSchM)
Fräsen (spanabhebend, hinterschneidend)	Teil- und Vollschnittmaschinen (Tunnelfräsmaschine TFM oder Continuous Mining Machine CMM)
Bohren (meisselnd)	Tunnelbohrmaschinen TBM (offene TBM und Schildmaschinen)

- *Teilschnittmaschinen (TSM)* bestehen aus Schrämmköpfen, die mit Meisseln (Picken) bestückt sind und entweder parallel oder quer zum Schwenkarm drehen. Der Fels wird durch Ritzen gelöst. Die Gesteinsfestigkeit begrenzt den Einsatzbereich solcher Maschinen und darf maximal 100 N/mm^2 betragen.
- *Tunnelfräsmaschinen (TFM)* sind entweder Teil- oder Vollschnittmaschinen. Der Fels wird nach der Methode der Hinterschneidtechnik gelöst. Dieser Maschinentyp eignet sich vor allem für spezielle Tunnelprofile oder kurze Tunnelstrecken (siehe dazu Kapitel 5.6).
- *Tunnelbohrmaschinen (TBM)* lösen das Bohrgut, indem der mit Schneidrollen (genannt «Schneidwerkzeuge», «Meissel» oder «Diske») bestückte, drehende Bohrkopf mit hohem Druck gegen die Ortsbrust gepresst wird. Dabei dringen die Meissel rollend in den Fels und zerkleinern diesen in ihrem Einflussbereich. Sogenannte Warzenmeissel werden kaum mehr verwendet.

Für eine Tunnelbohrmaschine mit Schild- und Tübbingeinbau beträgt die Vortriebsgeschwindigkeit rund 1.2 Meter pro Stunde bei einem Durchmesser von 10 bis 12 m. In einem weichen Fels kann eine TBM mit kleinem Durchmesser zwischen 3 und 6 m hingegen bis zu 9 Meter pro Stunde erreichen (AMSTAD, 1993).

3.2.1 Fräsvorgang

Der Bohrkopf stellt das Kernstück einer Vollschnitt-TBM dar und ist je nach Durchmesser mit einer unterschiedlichen Anzahl von diskusähnlichen Schneidwerkzeugen ausgestattet. Hartgesteins-TBM weisen heute 17" oder 20"-Disken mit einem Spurabstand von 80 bis 95 mm auf. Vor 10 Jahren betrug der Schneidrollenabstand zwischen den eingesetzten 15"-Meisseln noch 65 bis 75 mm (BÜCHI, 1995). Disken im Kaliber- und Zentrumsbereich (äusserer und innerer Bereich) haben in der Regel einen kleineren



Figur 3.1: Schematische Darstellung des Fräsvorganges, mit den anfallenden Bohrgut-Typen.

Abstand als im Brustbereich (mittlerer Bereich). Die Rollen des Kaliberbereichs sind zudem zur Tunnelbrust hin abgewinkelt. Unter grosser Last – bis zu 35 Tonnen pro Werkzeug (20"-Diske) – werden die Meissel auf konzentrischen Kreisen um die Drehachse der Kopfplatte gerollt und dringen zwischen 2 und 15 mm pro Bohrkopfumdrehung in den Fels. Bei diesem Vorgang wird der Fels im Kontaktbereich mit dem Werkzeug regelrecht pulverisiert, und radialverlaufende Risse dringen vom Meissel ausgehend in den Fels ein (Fig. 3.1). Sobald sich die Risse von zwei benachbarten Schneidspuren verbinden, lösen sich die sogenannten Chips von der Brust. Bei diesem komplexen, bis heute nicht genau modellierbaren Vorgang wirken vorwiegend Zug-, aber auch Scherkräfte.

3.2.2 Rissbildung

Der Spannungsanstieg in der Kontaktzone des Schneidringes zum Fels beträgt rund drei Zehnerpotenzen mehr, als der Lastanstieg bei der einachsigen Druckfestigkeitsbestimmung an Kernen (GEHRING, 1995). Z.B. beträgt der Spannungsanstieg 4200 N/mm^2 bei einem Disken-Durchmesser von 430 mm (17"), einer Penetration von 10 mm und einer Andruckkraft von 20 t. Für den Zermalmungsprozess an der Schneidrolle muss im Vergleich zur Rissbildung eine rund neunmal höhere Energie aufgebracht werden (UNIVERSITY OF TRONDHEIM, 1988). Der kurze Spannungsaufbau lässt sich in mehrere Phasen unterteilen, die vorwiegend von Rissbildungen dominiert werden (HAI-HUI et al., 1980; BÜCHI, 1984; ROSTAMI & OZDEMIR, 1993):

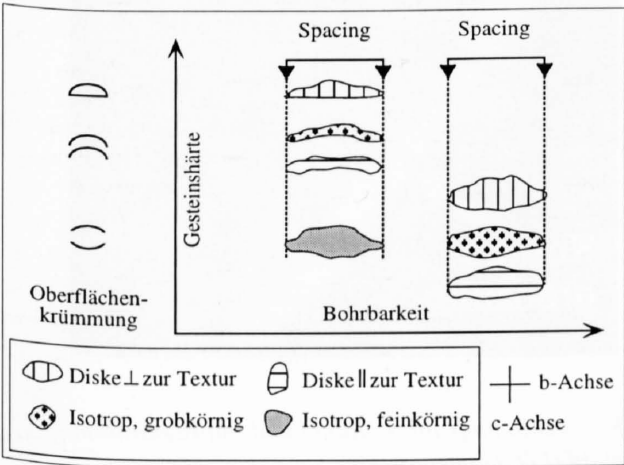
- Der rasche Druckanstieg im Bereich zwischen Schneidring und Fels führt zu einer Kontaktdeformation, woraus schon früh kleine, gradlinig verlaufende Initial-Mikrorisse senkrecht in den Felsen propagieren.
- Das Eindringen des Schneidringes in das Gestein erzeugt eine Zermalmungszone, wobei sich auch die bestehenden Mikrorisse vergrössern. Durch Zugspannungen entstehen zusätzlich längere Risse, die schief zur Anpresskraft und mit leichter Krümmung verlaufen.
- Das durch den weiteren Zermalmungsvorgang entstehende Gesteinsmehl wird unter einem quasi-hydrostatischen Spannungszustand teilweise zu einem gesteinsähnlichen Material verschweisst, welches ähnliche felsmechanische Eigenschaften wie der intakte Fels aufweist.
- Sobald sich Risse von zwei benachbarten Schneidfurchen verbinden oder der kritische Bruchzustand des Felses überschritten wird, lösen sich Gesteinssplitter und teilweise die eigentlichen Chips ab.
- Das Abplatzen der Komponenten und das seitliche Wegfliessen des Gesteinspulvers führt zu einem Spannungsabbau.

Ob Scher- oder Zugbrüche massgeblich für das eigentliche Loslösen der Chips verantwortlich sind, ist immer noch

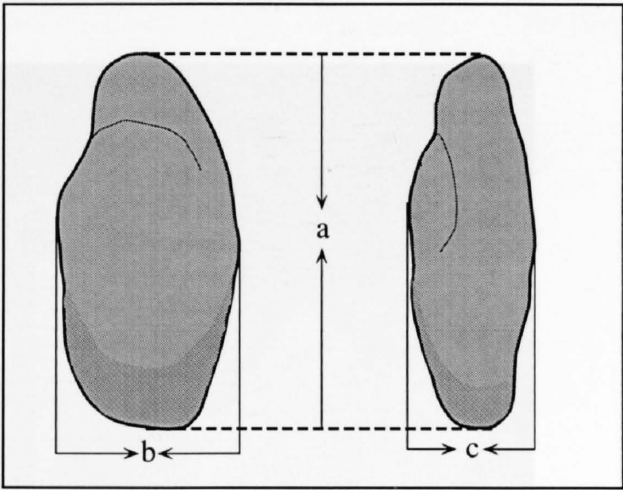
nicht eindeutig geklärt. Nach WANNER (1980) ist einzig ein seitliches Abscheren gegen die Furche des Nachbarmeissels hin für die Chipbildung verantwortlich. HAI-HUI et al. (1980) sind dagegen überzeugt, dass der hauptsächliche Bruchvorgang und das «Chipping» durch Zugrisse ausgelöst wird. Die meisten Autoren, die über dieses Thema geschrieben haben, tendieren zu einer Kombination dieser beiden Bruchvorgänge, mit leichtem Vorzug für die Zugbruchbildung (WANG et al., 1978; BÜCHI, 1984; ROSTAMI & OZDEMIR, 1993).

Nach meinen eigenen Beobachtungen und Überlegungen werden die Risse und die eigentliche Chipbildung durch Zugspannung initiiert. So bringt zum Beispiel ein harter, eher schwer bohrbarer Fels Chips hervor, die sowohl eine deutlich konkave als auch eine konvexe Oberfläche aufweisen (siehe Fig. 3.2). Auf solche Weise gebogene und raue Bruchflächen, die oft auch intergranular verlaufen, entstehen kaum durch reine Scherbruchbildung allein. Es ist aber denkbar, dass durch Zugrisse aufgelockerte Felspartien infolge der Platznahme der Schneidrollen seitlich abgeschert werden können.

Die Rissentstehung im Fels wird massgebend vom Anpressdruck der Schneidrolle beeinflusst. So führt ein zu geringer Druck zu einer gewölbten Felsoberfläche (ridge forming) zwischen den Schneidrollen, da die Rissbildung zu wenig aktiv in den Bruchvorgang einwirkt (ROSTAMI & OZDEMIR, 1993). Im Gegensatz dazu führt eine Überbelastung der Meissel zu einer ausgeprägten Rissentstehung mit exzessiver Bruchbildung (overbreak). In die ganzen Rissbetrachtungen muss auch die Beziehung zwischen der Fels- und der Schneidringhärte miteinbezogen werden. So dominiert in einem eher spröden Gestein die Bruchbildung mit ausgeprägter Rissbildung. Im Gegensatz dazu dringt eine Diske unter plastischer Verformung der Kontaktzone in ein Medium mit duktilem Verhalten ein (MURRAY et al., 1982). Die Rissbildung wird in diesem Fall deutlich geringer ausfallen.



Figur 3.2: Zusammenhang zwischen Bohrbarkeit, Gesteinshärte und Chipdicke (zur Achsdefinition siehe Figur 3.3).

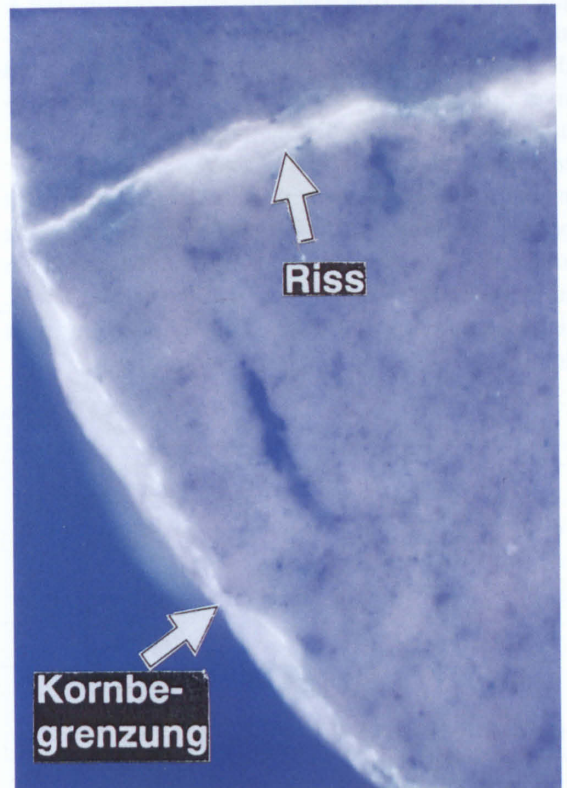
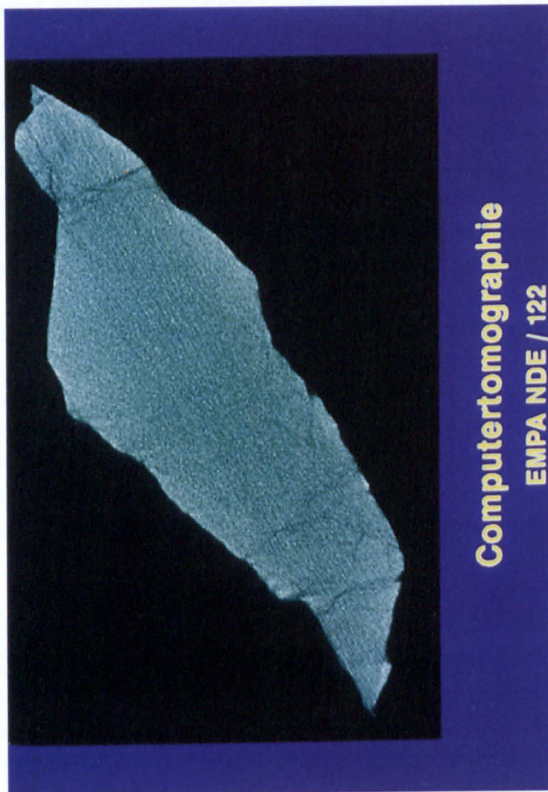
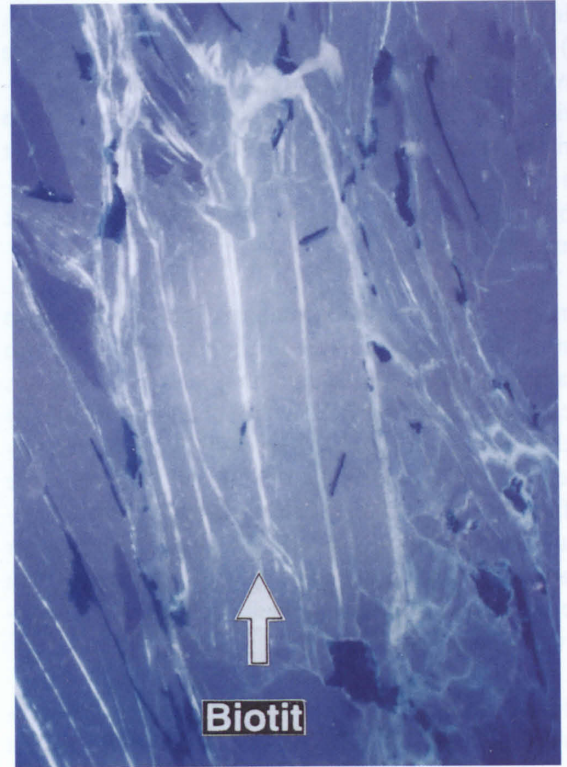


Figur 3.3: Kornachsdefinition: a = grösste, b = mittlere, c = kleinste Kornachse.

Um mikroskopisch kleine Risse erkennen zu können, müssen die Proben speziell aufbereitet werden. Eine detaillierte Zusammenstellung der Methoden zur Visualisierung von Rissen findet sich bei DANECK (1994). Für die eigenen Rissuntersuchungen wurden die Gesteinsproben mit einem hochviskosen Epoxiharz imprägniert. Dieser füllt sowohl Hohlstellen als auch feinste Mikrorisse, welche bei der Dünnschliffanalyse unter ultraviolettem Licht sodann gelb erscheinen. Als Alternative wurde versucht, feinste Risse mittels Röntgentomographie an der Abteilung für zerstörungsfreie Prüfung der EMPA sichtbar zu machen. Dort wird dieses Verfahren normalerweise für die Durchstrahlung von keramischen Teilen, Verbund- und Schichtwerkstoffen sowie elektronischen Komponenten eingesetzt.

Die Röntgentomographie bietet die Möglichkeit, den Rissverlauf aus diversen Perspektiven zu betrachten, und erlaubt so eine dreidimensionale Auswertung. Die maximale Auflösungsrate wird mit 0.025 mm angegeben, was bedeutet, dass feine Mikrorisse, die im Dünnschliffverfahren noch sichtbar sind, nicht mehr aufgezeichnet werden. Als Vergleich zeigt Figur 3.4 je zwei Aufnahmen einer Röntgentomographie und eines Dünnschliffbildes.

Die Untersuchungen an Chips haben ergeben, dass diese vor allem im Kontaktbereich zur Schneidrolle (Fig. 3.1) parallel zur a-Achse Risse aufweisen (Achsdefinition vgl. Fig. 3.3). Diese Risszone erstreckt sich über eine Länge von rund 1 cm und schwächt sich gegen das Chipzentrum hin ab. Massige Kalke mit eher sprödem Verhalten weisen geradlinig verlaufende Einzelrisse auf (Fig. 3.4 D). In metamorphen Gesteinen mit ausgeprägter Textur verlaufen die Mikrorisse jedoch entlang der Spaltbarkeit der Schichtsilikate und zeigen daher tendenziell ein treppenförmiges Rissmuster (Fig. 3.4 C).



Figur 3.4: Rissvisualisierung in TBM-Chips mittels Röntgentomographie (links) und imprägniertem Anschliff (BÖ, Malmkalk), respektive Dünnschliff (LO, Glimmergneis).
Oben links und unten links: Röntgenaufnahmen parallel zur b-Achse durch das Chipzentrum (Vergrößerung 1x7).
Oben rechts: Fluoreszenzlicht-Aufnahme LO (1x320); unten rechts: imprägnierter Anschliff BÖ (1x15).

Tabelle 3.3: Unterteilung des Fräsmaterials in vier Hauptgruppen. *b*: mittlere Kornachse; *Sp*: Schneidspurabstand (Spacing); *DB*: Diskenbreite.

Bohrgut-Typen	Entstehung	Komponentengrösse [mm]
Gesteinsmehl	Zertrümmerungszone im Kontaktbereich Fels-Diske	< 0.063
Gesteinssplitter, -bruchstücke	Lösen und Abplatzen vor der eigentlichen Chipbildung	$0.063 < b < (Sp - DB)$ [0.063 – ~63]
Chip (Span)	Lösen zwischen zwei Schneidrollenspuren	$b = Sp - DB$ [~ 60 – 70]
Blöcke	Lösen von Blöcken wegen Kluftflächen im Fels	$b > Sp - DB$ [$> \sim 63$]

Die durch den Bohrvorgang initiierten Risse werden aber oftmals, hauptsächlich in kristallinen Gesteinen, durch eine Gefügauflockerung infolge Druckentlastung überprägt (Fig.3.4). Sie führt zu einer intensiveren Gesteinschwächung, als die durch den Fräsvorgang entstandenen seitlichen Risse im Chip.

Auch auf der Chipoberfläche (Fläche senkrecht zu *c*, Fig. 3.3) können einzelne Rissysteme beobachtet werden. Die zugehörigen Mikrorisse verlaufen jedoch mehr oder weniger oberflächenparallel und dringen nur wenige mm ins Chipinnere ein.

3.2.3 Bohrgut - Typen

Fräsmaterialien lassen sich auf Grund ihrer Entstehungsart nach dem mittleren Gesteinsdurchmesser in vier charakteristische Hauptgruppen unterteilen (Tab. 3.3).

3.2.3.1 Gesteinsmehl

Die Abgrenzung des Gesteinsmehls bei <0.063 mm basiert auf einer rein praktischen Überlegung, da sie einen Vergleich mit der abschlämmbaren Feinstfraktion erlaubt, die beim Aufbereitungsprozess des Ausbruchmaterials theoretisch als Schlamm übrigbleibt. In der Praxis ist die Schlamm-Kornverteilung vom Wirkungsgrad der Feinsand-Rückgewinnungsanlage abhängig. Kiesschlämme weisen nach MUMENTHALER et al. (1987) in der Regel ein Grösstkorn bis zu 0.25 mm auf.

Der prozentuale Anteil des Gesteinsmehls im Bohrgut lässt Rückschlüsse auf die Felshärte und Sprödigkeit zu. Mit steigendem Abnutzungsgrad der Schneidrollen vergrössert sich jedoch die Zertrümmerungszone und somit die Menge an anfallendem Gesteinsmehl. Da aber in der Praxis bei einem Diskenwechsel nicht alle Werkzeuge gleichzeitig ausgetauscht werden, bleibt das Verhältnis von neuen zu abgewetzten Meisseln etwa gleich. Der Anteil an abschlämmbaren Teilen beträgt für TBM-Material zwischen 2 und 15 Gew.-%.

3.2.3.2 Gesteinssplitter

TBM-Material ab 8 mm fällt generell durch seine plattige Form auf. Gegenüber der *a*- und *b*- ist die *c*-Achse deutlich kleiner (Achsendefinition vgl. Fig. 3.3). Bezüglich der Einteilung nach Eckigkeit beziehungsweise Kornrundung, gelten Fräsmaterialien als extremste Klasse, da die Kanten ($\parallel a$ und $\perp b$ resp. $\parallel b$ und $\perp a$) der TBM-Gesteinssplitter vorwiegend eckig bis scharfkantig sind. Ihre Flächen $\parallel a$ und $\perp c$ sind regelmässiger als die Kanten und werden durch die Oberflächenbeschaffenheit und die Rauigkeit bestimmt. Diese sind von diversen Gesteinsparametern wie Mineralgrösse, -härte, Gesteinsfestigkeit, Sprödigkeit, Zähigkeit und Brechbarkeit abhängig. Isotrope Gesteine weisen feinkörnige, relativ regelmässige und zum Teil glatte Splitteroberflächen auf. Anisotrope Materialien brechen oft entlang der Schieferungsflächen, so dass die Splitteroberflächen gleichförmig verlaufen. Mittel- bis grobkörnige Gesteine tendieren zu unebenen und rauen Oberflächen. Die Gesteinssplitter stellen mit 70–90 Gew.-% weitaus den grössten Anteil der untersuchten Fräsmaterialien dar.

3.2.3.3 Chips

Eine charakteristische ellipsoide Form weisen die sogenannten Chips auf, die gemäss Definition in Tabelle 3.3 direkt zwischen zwei Schneidspuren herausgelöst werden. Die Kanten sind im Gegensatz zu den Gesteinssplittern infolge des Fräsvorganges leicht abgerundet. Oftmals sind kantennahe Kratzspuren zu erkennen. Auf Grund der Chipbreite, welche durch den Schneidrollenabstand und die Diskenabnutzung gegeben ist, stehen die Kornachsen im Vergleich zur *b*-Achse in folgendem Verhältnis zueinander: $1/2 a > b > 2c$. Die Form resp. der Querschnitt ($\parallel b$ und $\parallel c$) der Chips ist in erster Linie von der Härte, Sprödigkeit und Bohrbarkeit des Gesteins abhängig (Fig. 3.2). Tendenziell kann aber beobachtet werden, dass bei gleichzeitiger Abnahme der Bohrbarkeit und Zunahme der Gesteins Härte dünnere Chips mit kleinerer *c*-Achse anfallen. Chips aus einem spröden Fels mit relativ niedriger Härte weisen eher konkave Querschnitte auf. Niedrige Sprödigkeit zusammen

mit hoher Gesteinshärte führt zu Spänen mit einer konkaven und einer eher planaren bis konvexen Oberfläche. Daneben üben weitere Gesteinsparameter wie Orientierung der eventuell vorhandenen Textur zur Fräsrichtung oder Körnigkeit einen gewichtigen Einfluss auf die Chipform aus.

Unter bestimmten Voraussetzungen fallen Chips an, die einem doppelten Schneidrollenabstand entsprechen. Solch sogenanntes «double chipping» kann die Folge von defekten oder blockierten Meisseln sein, die keine Schneidfunktion mehr übernehmen können. Eine schlechte Abstimmung zwischen Penetrationsrate der Schneidrollen und Bohrkopfumdrehung kann ebenfalls zu einer Doppelchipbildung führen (UNIVERSITY OF TRONDHEIM, 1988). Im gesamten Fräsmaterial sind die eigentlichen Chips mit nur 2 bis 8 Gew.-% vertreten.

3.2.3.4 *Blöcke*

In einem rein isotropen Gesteinsverband wären die Chips die grösstmöglichen anfallenden Komponenten. Da jedoch

das Gebirge unterschiedlich viele Diskontinuitätsflächen wie Schieferung und Klüftung aufweist, besteht Fräsmaterial zu einem gewissen Prozentsatz aus Blöcken, die deutlich grössere Dimensionen als die Gesteinsspäne aufweisen. In der Regel weisen die Blöcke mindestens eine erkennbare, planare Diskontinuitätsfläche auf.

Hohe Gebirgsspannung und damit verbundene Druckentlastung ist eine weitere Ursache für die Bildung grosser Felsbruchstücke. Diese fallen in Form von cm-dicken und bis zu m-langen, leicht gebogenen Felsscheiben an. Auf Grund der Morphologie und des prozentualen Anteils der Gesteinsblöcke im Bohrgut lassen sich Rückschlüsse auf die Genese und Intensität der Diskontinuitätsflächen ziehen. In einem wenig bis mässig durchtrennten Gebirgskörper stellen die Blöcke weniger als 5 Gew.-% am totalen TBM-Frässchutt dar. Bei einem hohen Durchtrennungsgrad des Gesteins kann ihr Anteil jedoch auf bis zu 20 Gew.-% ansteigen.

4 VERFAHREN UND RESULTATE DER BOHRGUTBESCHREIBUNG

4.1 Homogenität des Gebirges

Beim offenen Kies- und Felsabbau lassen sich die geologischen Verhältnisse an den Aufschlüssen beobachten und mit Hilfe von vorgenommenen Abklärungen abschätzen. Dadurch kann eine gewisse Homogenität in der Gesteinsqualität garantiert werden.

Beim Tunnelbau hingegen stützen sich geologische Prognosen in der Regel auf Projektionen und einzelne Bohrungen ab, aus welchen die oftmals komplexe Geologie mit- samt den Felsparametern abgeleitet werden müssen. Daher sind sie mit einem gewissen Unsicherheitsfaktor behaftet (SCHINDLER, 1991). Im Untertagebau können ein Wechsel in der Petrographie, das Anfahren von Störungszonen oder eine rasche Alternation zwischen hochwertigen und minderwertigen Materialien Qualitätsänderungen im Ausbruchmaterial hervorrufen. Da die Tunnelachse nur in seltenen Fällen senkrecht zu den geologischen Schichten verläuft, kommt es zudem vor, dass innerhalb desselben Tunnelquer- schnittes ungeeignetes mit hochwertigem Bohrgut vermischt wird. Auf Grund dieser geologischen Vorgaben stellt die Klassifizierung von Ausbruchmaterial nach vorgegebenen Qualitätskriterien vor allem ein logistisches und prüfungs- technisches Problem dar. Materialbewirtschaftungskonzepte müssen einen effizienten Kontrollmechanismus vorsehen, der nicht negativ auf die Vortriebsleistung einwirkt und dennoch Abweichungen an die gestellten Qualitätskriterien rasch erfasst (vgl. dazu auch Kapitel 8).

4.2 Gesteinseigenschaften

Das physikalisch-mechanische Verhalten des Gesteins kann mittels diverser Parameter umschrieben werden. Die fol- genden Kapitel 4.2.1 bis 4.2.4 zeigen die wichtigsten Ge- steinskenngrößen, die für den Tunnelbau von zentraler Bedeutung sind, auf.

4.2.1 Gesteinsfestigkeit

Ein wichtiger Gesteinsparameter für den Untertagebau und die Aggregatherstellung kann allgemein unter dem Begriff «Gesteinsfestigkeit» zusammengefasst werden. Die genaue Erfassung aller, in diesem Oberbegriff enthaltenen Parame- ter ist äusserst komplex und in der Praxis nicht immer einfach durchführbar. Die in Tabelle 4.1 angegebenen Kenn- grössen dienen der Ermittlung der Gesteinsfestigkeit.

Tabelle 4.1: Bestimmung der Gesteinsfestigkeit (¹ Gesteine mit hoher Zähigkeit brechen unter Belastung erst nach einer gewissen Formveränderung; ² Gesteine mit hoher Sprödigkeit brechen unter Belastung plötzlich, ohne vorangegangene, wesentliche Verformung).

Parameter	Bestimmungsart
Druckfestigkeit:	- Einaxial oder Triaxial
Zugfestigkeit:	- Spaltzugfestigkeit - Brasilianer-Test - Biegezugfestigkeit - Punktlastversuch
Scherfestigkeit:	- Triaxversuch - Kohäsion
Statische elastische Parameter:	- E-Modul; V-Modul - Querdehnungszahl - Poissonzahl (Querdehnungsverhältnis)
Dynamische elastische Parameter:	- E-Modul, Querdehnungszahl
Gesteins Härte: (Bestimmungsverfahren für den Untertagebau)	- Bohrbarkeit, Fräsbarkeit - Schneidverhalten - Abrasivität - Rückprallwert - Penetrationshärte
Zähigkeit ¹ :	- Zugfestigkeit
Sprödigkeit ² :	- Indirekte Bestimmungs- verfahren

Die einaxiale Druckfestigkeit ist im Untertagebau die am häufigsten verwendete Kenngrösse zur Beurteilung der Gesteinsqualität. Mit der Erfassung einzelner Grössen wie Druck-, Spaltzug-, Scherfestigkeit und Elastizitätsmodul lässt sich die Gesteinsfestigkeit quantitativ umschreiben. Die übrigen Gesteinseigenschaften werden eher als qualita- tive Kenngrössen oder Indexwerte ermittelt, da standardi- sierte Prüfverfahren weitgehend fehlen.

Tabelle 4.2: Einfluss des Mineralbestandes und des Gesteinsgefüges auf die Gesteinsfestigkeit.

Parameter		Prüfverfahren / Beispiele
MINERALBESTAND	Mineralart	Dünnschliff, Röntgenanalyse
	Mengenverhältnis	Qualitative Schätzmethode, Point Counting
	Mineraleigenschaften:	
	- Härte	Mohs'sche Ritzhärte-Skala
		Anteil harter Minerale
	- Spaltbarkeit	vorzüglich: Schichtsilikate, Gips, Talk
		gut: Calcit, Fluorit, Anhydrit, Dolomit, Feldspat, Hornblende, Epidot
		mässig: Pyroxene
GESTEINSGEFÜGE		schlecht: Pyrit, Hämatit, Apatit
		fehlend: Quarz, Olivin, Magnetit
	- Zähigkeit	zäh: Pyroxen, Plagioklas, Hornblende, Epidot
	- Sprödigkeit	spröd: Quarz
	Struktur (Korngefüge):	
	- Korngrösse	diverse
	- Kornform	säulig, stengelig, faserig, tafelig, blättrig, isometrisch
	- Kornbindung	Art und Vorkommen der Gesteinsmatrix
	- Porosität	Porenanteil und -grösse
	Textur (Richtungsgefüge)	massig, gneisig, schiefrig, blättrig, phyllitisch
	Mikrorisse	Art und Vorkommen

4.2.2 Gesteinsfestigkeit, Mineralbestand und Gesteinsgefüge

Die Gesteinsfestigkeit ist von Mineralbestand und Gesteinsgefüge abhängig. Die Parameter, die diese beiden Eigenschaften charakterisieren, sind in Tabelle 4.2 zusammen mit den verwendeten Prüfverfahren aufgelistet.

4.2.3 Probenart und Messtechnik

Neben den zahlreichen bisher gezeigten Gesteinsparametern beeinflussen die Aufbereitung der Proben und die angewandte Messtechnik die Ergebnisse einer Gesteinshärteanalyse. Nicht zu unterschätzende Faktoren sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt.

Schliesslich kann die Durchführung der Versuche selber beachtliche Resultatschwankungen nach sich ziehen. Die Aussagekraft und Genauigkeit des Messverfahrens ist unter anderem abhängig vom zeitlichen Verlauf, der Stetigkeit und der korrekten Kraftzunahme auf den Versuchskörper. Weitere Einflussfaktoren sind maximale Leistung der Prüfgeräte, Zustand der Verschleissteile und Ablesegenauigkeit der Ergebnisse.

4.2.4 Gebirgsverband

Zur vollständigen Beschreibung des Gebirges gehört – neben den oben erwähnten Gesteinsparametern – auch das Erfassen

Tabelle 4.3: Einflussgrössen der probenspezifischen Parameter auf die Gesteins Härte.

Probeneigenschaft	Einflussgrössen
absolute Grösse	- Gesamtvolumen - Verhältnis der Probengrösse zur Korngrösse
Gestalt	- Kubus, Quader, Zylinder - Verhältnis des Durchmessers zur Höhe
Präparation	- Abpressflächen poliert oder gesägt - Flächen senkrecht zur Abpressrichtung
Orientierung der Textur bez. der Lasteinwirkung	- 0° bis 90°
Stückzahl	- Reproduzierbarkeit - Aussagekraft - Variation
Zustand	- Zeitintervall zwischen Probenentnahme und Analyse - Verwitterungsgrad - Rissbildung (Disk chipping) - Klimatische Lagerungsverhältnisse

der Diskontinuitäten im Gebirge wie zum Beispiel Schichtung, Bankung, Schieferung, Klüftung und Störungen. Diese Faktoren bestimmen massgeblich die Standfestigkeit des Gebirges. Solche Diskontinuitätsflächen dienen oftmals auch als Transportweg für Bergwasser. Schliesslich ist noch der Gebirgsdruck zu erwähnen, der sich durch Druckentlastung, Überlagerungshöhe und Restspannung bemerkbar macht. Hierzu gehört auch eine mögliche Verformbarkeit des Gebirges.

Auf Grund der oben festgehaltenen Gesteinsparameter drängt sich eine Unterscheidung zwischen der am Handstück bestimmten Gesteinsfestigkeit und der von der Bohrmaschine angefahrenen Felsfestigkeit im Gebirgsverband auf (siehe dazu Kapitel 7.1).

4.3 Bestimmungverfahren der morphometrischen Merkmale des Ausbruchmaterials

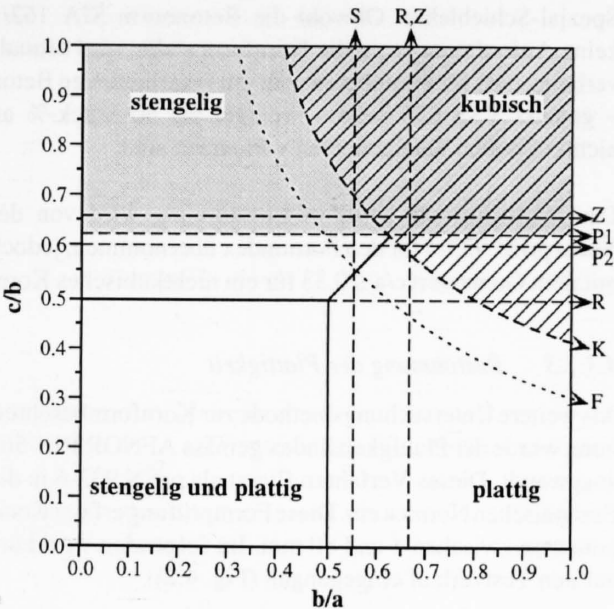
Kornformbestimmungen an Geröllen zu wissenschaftlichen Zwecken wurden ursprünglich in der Sedimentologie und für geomorphologische Untersuchungen entwickelt. Die Analyseverfahren erlauben eine Beurteilung der Gerölle nach ihrer Gestalt, Kugeligkeit (ZINGG, 1935) sowie nach dem Abplattungs- und Rundungsgrad (CAILLEUX, 1964; TUCKER, 1982).

4.3.1 Bestimmung der Kornform

Die Kornachsen sind gemäss Figur 3.3 definiert. Die grösste wird als a-, die mittlere als b- und die kleinste als c-Kornachse bezeichnet. Sie stehen senkrecht zueinander, müssen aber keinen gemeinsamen Schnittpunkt aufweisen. Bei den Messungen der Korndurchmesser handelt es sich effektiv um die längsten, messbaren Achsen in jeder Richtung. So wird die sogenannte kleinste c-Achse entgegen

Tabelle 4.4: Verfahren zur Kornformbestimmung (AFNOR = FRANZÖSISCHE NORM, BS =BRITISH STANDARD, prEN=PROVISORISCHE CEN-NORM, VSS= SCHWEIZER NORM).

Analyse	Norm	Anforderung	Abk.
Kubizität	VSS 670'710d (1988)	$c/a \geq 0.4$	K
Formindex	prEN 933-4 (1995)	$c/a \geq 0.33$	F
Plattigkeit	AFNOR P 18-561 und prEN 933-6 (1992) BS 812 (1989)	$c/b \geq 0.625$	P1
		$c/b \geq 0.6$	P2
Stengeligkeit	BS 812 (1989)	$b/a \geq 0.55$	S
Sphärizität	AFNOR P 18-301 (1990)	$V/\Sigma (\pi \cdot a^3/6) \geq 0.2$	



Figur 4.1: Kornformdiagramm mit Darstellung der Kornachsenverhältnisse und Formabgrenzungen (Abkürzungen siehe Tabelle 4.4, plus R für ROSSLEIN, 1941 und Z für ZINGG, 1935).

ihrem Wortlaut durch ihre maximale und nicht etwa durch ihre minimale Länge definiert.

In der Steine- und Erdenindustrie sind international die in Tabelle 4.4 aufgeführten Normen zur Kornformbestimmung anerkannt.

Bei der Vermessung aller drei Achsen werden Kornformanalysen üblicherweise nach ZINGG (1935) in einem Kornformdiagramm dargestellt (Fig. 4.1). Die Komponenten lassen sich in vier Hauptgruppen unterteilen (kubisch und kugelig, stengelig, stengelig und plattig, plattig).

4.3.1.1 Bestimmung der Sphärizität

In der Westschweiz wird die Kornform oft über die Sphärizität nach der französischen Norm AFNOR P 18-301 bestimmt. Diese ist definiert als das Verhältnis zwischen dem tatsächlichen Volumen der Gesteinsfraktion und der Summe der Kugeln, welche die a-Kornachsen umhüllen. Daneben gibt es indirekte Methoden der Kornformbestimmung, zum Beispiel über den Hohlraumgehalt innerhalb der Geröllfraktionen (BS 812, 1975). Einfachere Bestimmungen können mit Vergleichsbildern nach LEES (1963), KRUMBEIN (1941) oder REICHELTE (1961) durchgeführt werden.

4.3.1.2 Bestimmung der Kubizität und des Formindex

In der Schweiz wird die Verteilung der Kornform meist durch den Anteil an nichtkubischen Komponenten angegeben. Ein Korn gilt als nichtkubisch, wenn das Verhältnis der Kornachsen $c/a \leq 0.4$ ist. Die Bestimmung wird gemäss Norm an je 200 Einzelkörnern pro Fraktion ≥ 4 mm durchgeführt. Die Prüfung erfolgt am effizientesten mit einer

Spezial-Schieblehre. Obwohl die Betonnorm SIA 162/1 keine Anforderungen an die Kornform stellt, wird oftmals verlangt, dass für Pumpbeton oder gut verarbeitbaren Beton – gemäss VSS 670'710d – weniger als 50 Stück-% an nichtkubischen Komponenten vorhanden sind.

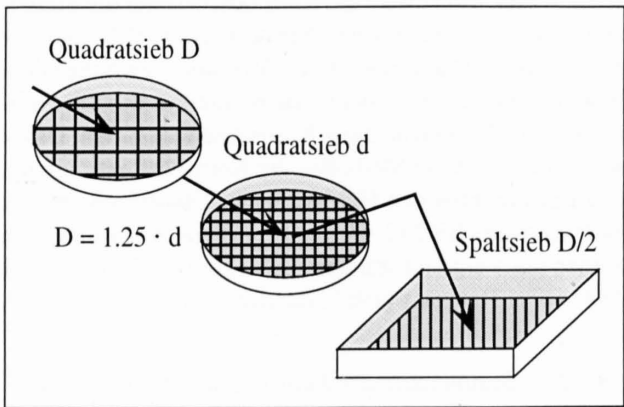
Das Prinzip dieser Kornformbestimmung wird von der Norm prEN 933-4 für den Formindex übernommen, jedoch mit dem Grenzwert $c/a \leq 0.33$ für ein nichtkubisches Korn.

4.3.1.3 Bestimmung der Plattigkeit

Als weitere Untersuchungsmethode zur Kornformbeschreibung wurde der Plattigkeitsindex gemäss AFNOR P18-561 angewandt. Dieses Verfahren fliesst als prEN 933-6 in die Europäischen Normen ein. Diese Formprüfung erfasst Komponenten zwischen 4 und 80 mm. Im folgenden wird kurz auf den Testverlauf eingegangen (Fig. 4.2):

- Der Testverlauf besteht im wesentlichen aus zwei Siebungen. Die erste erfolgt innerhalb eines engen Quadratsiebsatzes $\frac{d}{b}$ mit den Maschenweiten $D = 1.25 \cdot d$.
- Im zweiten Arbeitsdurchgang werden die einzelnen Fraktionen $\frac{d}{b}$ der Quadratsiebe mit sogenannten Stangen- oder Spaltsieben mit Öffnungsweiten $\frac{D}{2}$ ausgesiebt.
- Der Plattigkeitsindex kann pro Fraktion $FI_{d/D}$ als Gewichts-% an Körnern bestimmt werden, die durch das entsprechende Spaltsieb fallen. Der Gesamt-Plattigkeitsindex FI in Prozent berechnet sich aus dem Verhältnis zwischen dem Gewicht Σm der Körner, welche aus einer Fraktion $\frac{d}{b}$ durch das entsprechende Stangensieb $\frac{D}{2}$ gefallen sind, und dem Totalgewicht ΣM dieser Fraktion $\frac{d}{b}$:

$$FI = \frac{\Sigma m \cdot 100}{\Sigma M} \qquad \text{Gleichung 4.1}$$



Figur 4.2: Bestimmung des Plattigkeitsindexes mittels Spaltsiebung. D: Maschenweite des oberen, gröberen Siebs; d: Maschenweite des unteren, feineren Siebs; $\frac{D}{2}$: Spaltabstand des dazugehörigen Stangensiebs.

4.3.2 Bestimmung der Kornrundung und Oberflächenbeschaffenheit

Geröllbeschreibungen nach dem Eckigkeits- respektive Rundungsgrad wurden von KÖSTER & LESER (1967) und TUCKER (1982) vorgeschlagen. HOFMANN (1960) führte einen Eckigkeitskoeffizienten für die Sandfraktion 0.06/2 ein. Ein indirektes Verfahren zur Quantifizierung der Eckigkeit der Sandkomponente stellt die Ermittlung des Auslaufkoeffizienten dar (z.B. AFNOR P18-564, 1990). Der Auslaufkoeffizient ergibt sich aus der Fliesszeit eines definierten Sandvolumens durch eine gegebene Öffnungsweite. Bestimmungsverfahren bezüglich Oberflächenbeschaffenheit und Rauigkeit von Geröllen wurden von KRUMBEIN & PETTIJOHN (1938) und WRIGHT (1955) entwickelt.

4.4 Bestimmung der Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilungen der untersuchten Proben sind nach der klassischen Siebmethode ermittelt worden. Zu Versuchszwecken gelangte zudem ein Alternativverfahren mit einem sogenannten Partikelanalysegerät zur Anwendung. In den Folgenden zwei Kapiteln (4.4.1 und 4.4.2) sind einige Bemerkungen zu diesen Siebverfahren mit TBM-Ausbruchmaterial aufgeführt.

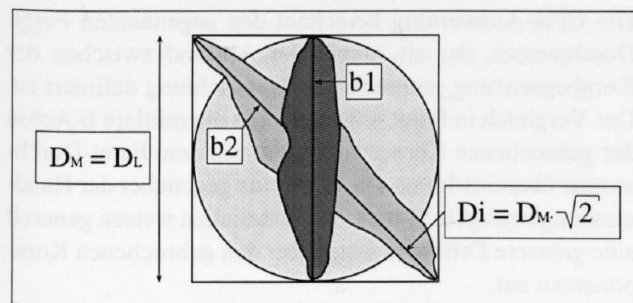
4.4.1 Bemerkungen zur Siebung von Fräsmaterialien

Korngrößenverteilungskurven wurden ursprünglich für kugelige oder gleichförmige Schüttgüter entwickelt. Bei ungleichförmigen Komponenten mit drei stark divergierenden Kornachsen bestimmt die mittlere b-Achse den Verlauf der Siebkurve. Eine Siebanalyse sagt somit nichts über den kleinsten c- respektive grössten a-Korndurchmesser aus.

Um nachträglich auch den Plattigkeitsindex bestimmen zu können, kam für die Siebungen ein fein abgestufter Quadratsiebsatz zur Anwendung. Die jeweilige Sandfraktion <0.5 mm wurde geschlämmt. Mittels Rücksiebung errechneten sich die Massenprozent der Fraktionen 0.125/0.25 und 0.25/0.5. Die Fraktion 0.063/0.125 und der Anteil an abschlämmbaren Teilen ≤ 0.063 mm waren aus der Schlämung ableitbar.

Körner ab 0.5 mm mussten intensiv gewaschen werden, da das Rohmaterial mit einem Saum feinsten Gesteinsmehles umgeben ist. Am Beispiel der Probe CD_{pr}as750roh32/63 aus Cleuson-Dixence wird deutlich, dass an den Komponenten der Grösse 32 bis 54 mm 6 Gewichts-% der Fraktion 0/8 haften. Aus diesem Grunde ist es unerlässlich, TBM-Rohmaterial vor der Bestimmung der Korngrößenverteilungskurve vom haftenden Sand und Feinstaub zu reinigen. Bohrgut aus kristallinen Gesteinen lässt sich – im Gegensatz zu kalkigen Materialien – ohne grossen Mehraufwand gut waschen.

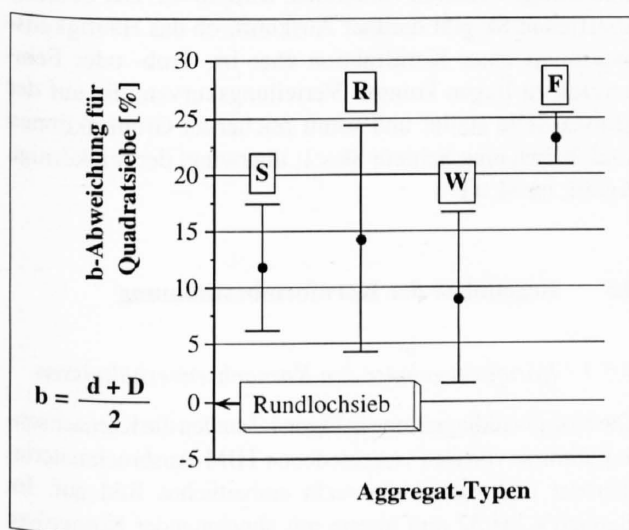
Siebungen der Rohmaterialien haben weiter gezeigt, dass ab der Fraktion 16 mm ein nicht zu vernachlässigender Pro-



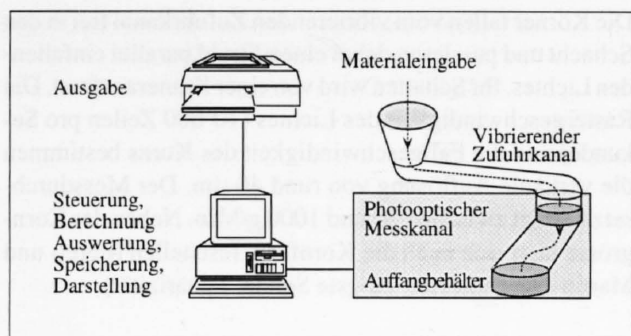
Figur 4.3: Einfluss der Maschenform eines Quadrat- und eines Rundsiebs auf plattige TBM-Rohmaterialien (D_M = Maschenweite; D_L = Lochsiebdurchmesser; D_i = Diagonale des Quadratsiebes).

zentsatz an stengeligen Komponenten auf dem unteren Sieb d liegenbleibt (Fig. 4.2), obwohl sie dieses gemäss ihres Durchmessers hätten passieren müssen. Diese stark länglichen Körner lassen sich durch den Rüttelvorgang der Siebmachine kaum aufrichten und können somit nicht durch das Sieb fallen. Auf dem unteren Sieb d blieben von acht ausgezählten Fraktionen 32/63 über ein Drittel (37 Gewichts-%; s%: 54; n: 8) an stengeligen Aggregaten mit einem Durchmesser $b < d$ zurück (der Anteil an Komponenten mit einem Durchmesser $b < d$ wird als «Unterkorn» bezeichnet). Für die Fraktion 16/32 sind es noch fünf Gewichts-% (s%: 32; n: 8). Um den Fehlerbereich möglichst klein zu halten, war eine Nachkontrolle der Fraktionen ab 16 mm von Hand notwendig.

Gemäss Figur 4.3 kann bei TBM-Rohmaterialien der mittlere Korndurchmesser b₂ für Quadratsiebe theoretisch 41 %



Figur 4.4: Abweichung der aus verschiedenen Quadratsieb-Fractionen gemittelten b-Korndurchmesser (mit Standardabweichung) im Vergleich zur Rundlochsiebung. S: Splitt; R: Rundmaterial; W: Weiacher Rundkies; F: Fräsmaterial. Rohdaten für S,R und W aus FM: EMPA Nr. 11'300/1 (1988).



Figur 4.5: Schematischer Messablauf des computergetriebenen photooptischen Partikelanalysegerätes von Haver & Boecker.

grösser als für das entsprechende Rundsieb mit dem maximalen (mittleren) Korndurchmesser b₁ sein.

Kornausmessungen, die an je 200 Körnern pro Fraktion von 5 verschiedenen TBM-Ausbruchmaterialien durchgeführt worden sind, haben ergeben, dass 66 Gewichts-% einen b-Korndurchmesser aufweisen, welcher grösser als die Maschenweite (DM) ist.

Beim Gebrauch von Rundsieben gilt allgemein, dass der Mittelwert der b-Kornachse einer definierten Fraktion ziemlich genau dem arithmetischen Mittel der beiden Grenzsieböffnungen d_D entspricht ($b = (d + D)/2$). Der Wechsel zu Quadratsieben führt für Rundkies und Splitt zu einer leichten Verschiebung des b-Durchmessers um rund 10–15 % (Fig. 4.4). Für gefräste Ausbruchmaterialien ergeben die Quadratsiebe eine Verschiebung des mittleren Durchmessers von 23%.

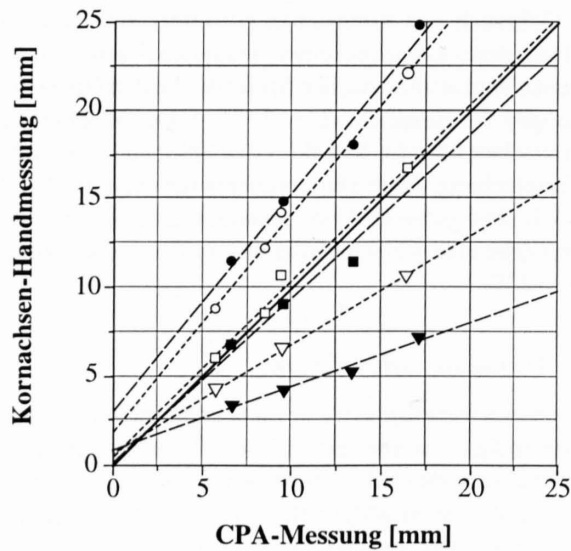
4.4.2 Alternative Siebverfahren

Da die oben erwähnte klassische Sieb- und Schlämmanalyse zeitaufwendig ist, waren automatisierte Verfahren gesucht, die eine Siebung möglichst vereinfachen und zeitlich abkürzen. Es ergab sich die Möglichkeit, das sogenannte computergetriebene photooptische Partikelanalysegerät CPA der Firma Haver & Boecker an der EMPA auf seine Tauglichkeit zu prüfen (unveröffentlichter Firmenbericht der EMPA, 1994). Ähnliche Geräte wie beispielsweise das Videogranulomètre VDG40 sind bekannt aus dem «Laboratoire Central des Ponts et Chaussées» in Frankreich. In der Zementindustrie werden Laserpartikelgeräte zur Überwachung der Kornverteilung im Feinstbereich eingesetzt.

Das Gerät der Firma Haver & Boecker vermisst trockene, nicht agglomerierende Schüttgüter im Messbereich zwischen 0.1 und 12.5 mm oder 0.2 und 36 mm (Videogranulomètre VDG40: 1 bis 80 mm). Die Apparatur, die 650 x 610 x 240 mm misst und ein Gewicht von 35 kg aufweist, besteht im wesentlichen aus einem Eingabetrichter, einem Messkanal mit Kamera und einem Auffangbehälter (vgl. Fig. 4.5).

Die Körner fallen vom vibrierenden Zufuhrkanal frei in den Schacht und passieren dabei einen Strahl parallel einfallenden Lichtes. Ihr Schatten wird von einer Kamera erfasst. Die Rastergeschwindigkeit des Lichtes (10'000 Zeilen pro Sekunde) und die Fallgeschwindigkeit des Korns bestimmen die vertikale Auflösung von rund 40 µm. Der Messdurchsatz beträgt zwischen 20 und 1000 g/Min. Neben der Korngrösse lässt sich auch die Kornform feststellen (Feret- und Martin-Durchmesser, längste Sehne, Sphärizität).

Das grundsätzliche Problem dieser Messmethode bleibt das beschränkte, zweidimensionale Erfassungsvermögen. Plattige oder stengelige Materialien mit drei unterschiedlichen Kornachsenlängen können nur ungenügend erkannt werden. Im Vergleich zur klassischen Siebanalyse treten Abweichungen bis zu 10 Gewichts-% auf. Somit weisen die computerberechneten Kornachsenlängen gegenüber der Handmessung Unterschiede auf. In der Figur 4.6 sind die handvermessenen Kornachsen der Fraktionen 4/6.3, 6.3/8, 8/10, 10/16 (alpiner Kalk, Sachseln) bestehend aus TBM-Rohmaterialien und deren gebrochenen Äquivalenten der CPA-Messung gegenübergestellt.



Figur 4.6: Vergleich der Kornachsenmessungen: Feret-Durchmesser der CPA-Messung gegenüber den handvermessenen Korndurchmessern des TBM-Rohmaterials (roh) und der gebrochenen Aggregate (geze).

Die CPA-Auswertung berechnet den sogenannten Feret-Durchmesser, der als maximaler Abstand zwischen der Kornbegrenzung senkrecht zur Messrichtung definiert ist. Der Vergleich in Figur 4.6 zeigt, dass die mittlere b-Achse der gebrochenen Körner am besten mit dem Feret-Durchmesser übereinstimmt. Die Differenz gegenüber der Handmessung beträgt 0.54 mm. Rohmaterialien weisen generell eine grössere Differenz gegenüber den gebrochenen Komponenten auf.

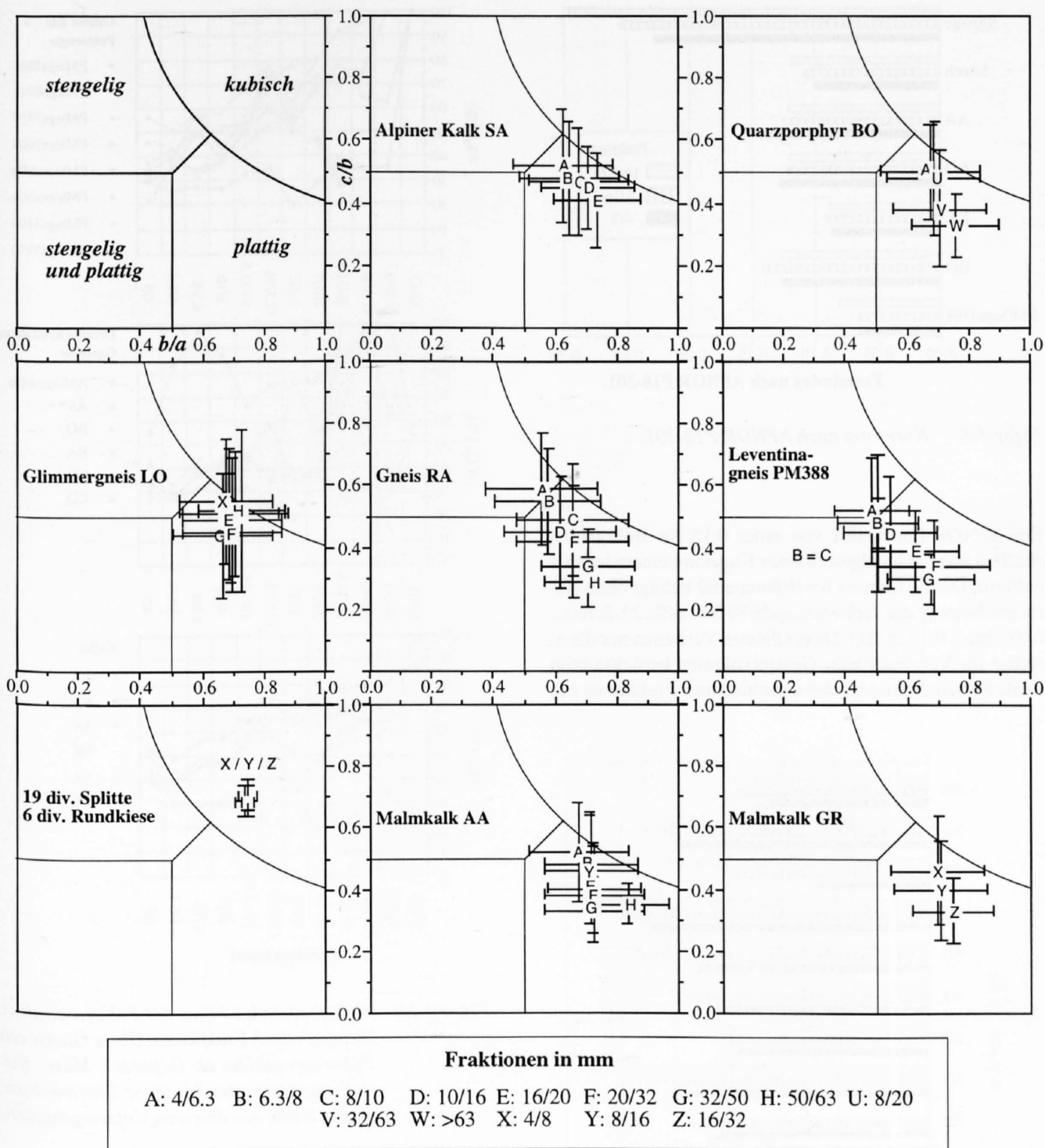
4.4.3 Auswertungsverfahren der granulometrischen Analyse

Die wichtigsten Parameter zur Kennzeichnung eines Korngemisches lassen sich aus der Kornsummenkurve ableiten. Dazu werden die sogenannten Quartil-Masse (Q oder d) verwendet. Sie sind als diejenigen Punkte auf der Kornsummenkurve definiert, bei welchen ein bestimmter Prozentsatz (z.B. 10%, 30%, 60%) der Partikel kleiner als die durch diese Punkte gekennzeichnete Korngrösse ist. Solche Auswertungsverfahren wurden in der Sedimentologie von TRASK (1932), ENGELHARDT et al. (1973) und FÜCHTBAUER & MÜLLER (1977) eingeführt. In der Geotechnik ist die Ungleichförmigkeitszahl oder Steilheit $C_u = d_{60}/d_{10}$ und die Krümmungszahl $C_c = d_{30}^2/d_{10} \cdot d_{60}$ gebräuchlich (VSS 670'008). Je grösser die Ungleichförmigkeitszahl C_u , desto ungleichkörniger ist das Haufwerk. Die Krümmungszahl C_c ist von der Steilheit der Summationskurve abhängig. Ist $C_c < 1$, so dominiert eine Kornfraktion. Verwandte Kenngrössen stellen die Sortierung $S_o = (d_{75}/d_{25})^{0.5}$ und Schiefe (skewness) $S_k = d_{75} \cdot d_{25}/d_{50}^2$ dar, die eine differenziertere Aussage bezüglich der Korngrössenverteilung erlauben. Der Sortierungskoeffizient S_o ist – ähnlich wie C_c – abhängig von der Anzahl Kornklassen, die im Gemisch vorkommen. Ist nur eine einzige Fraktion vorhanden, wird $S_o = 1$. Der Schiefeffizient S_k gibt darüber Auskunft, ob das Häufigkeitsmaximum einer Kornfraktion eher im Grob- oder Feinbereich zu liegen kommt. Verteilungskurven, die auf der groben Seite steiler und somit reicher an Grobfraktionen sind, haben eine Schiefe $S_k < 1$; überwiegt der feinkörnige Anteil, ist $S_k > 1$.

4.5 Ergebnisse der Kornformbestimmung

4.5.1 Kornform gemäss den Kornachsenverhältnissen

Die Kornformdiagramme in Figur 4.7 stellen die Kornachsenverhältnisse von fünf verschiedenen TBM-Ausbruchmaterialien dar und weisen ein recht einheitliches Bild auf. Im Bereich 4 bis 32 mm nimmt mit abnehmender Korngrösse einerseits das Achsenverhältnis b/a zwischen 2% und 20% ab, andererseits vergrössert sich des Verhältnis c/b um 10 bis 18%. Es kommt zu einer Verlagerung von stark plattigen hin zu stengeligen und kubischen Formen. Das c/a-Achsenverhältnis vergrössert sich dabei nur gerade um 3 bis maximal 7%. Im Vergleich zu neunzehn aufbereiteten Splittsorten und sechs Rundkies-Aggregaten, die auf Grund der mittleren Kornachsenverhältnisse als kubisch respektive rund

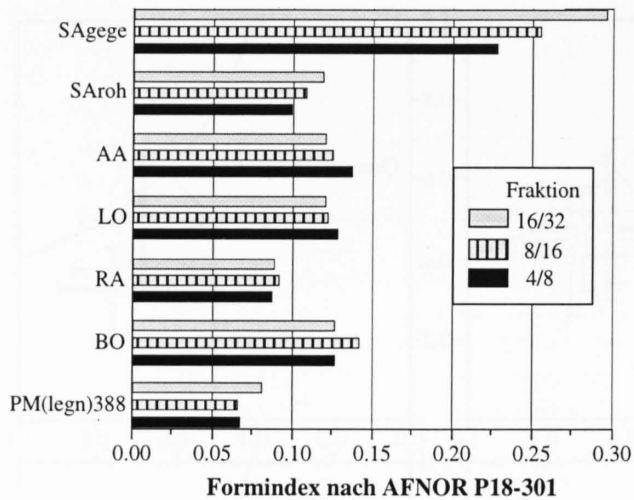


Figur 4.7: Kornformdiagramm von diversen TBM-Ausbruchmaterialien mit Mittelwert (A–Z) und Standardabweichung (Kreuz). Zum Vergleich sind Splitte und Rundkiese für Betonzuschläge im Diagramm unten links dargestellt. Die Malmkalke AA und GR (Grellingen aus dem unveröffentlichten Firmenbericht des KANTONALEN STRASSENBAUAMTES BERN, 1993) stellen TSM-Ausbruchmaterialien dar.

bezeichnet werden, fallen TBM-Ausbruchmaterialien stark vom Idealbild der Betonzuschläge ab (unveröffentlichter Firmenbericht: EMPA Nr. 11'300/1, 1988). Fräsgut von Teilschnittmaschinen weicht bezüglich der Kornform kaum von TBM-Material ab.

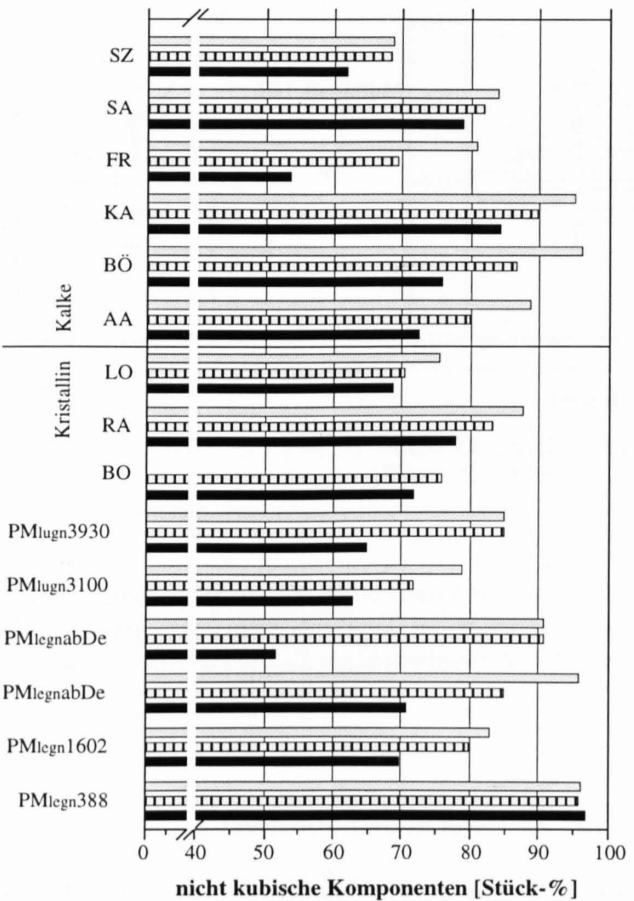
4.5.2 Kornform nach AFNOR-Index

Die Ausmessung der a-Kornachsen erlaubt die Bestimmung der Kornform nach AFNOR P18-301 (Kapitel 4.3.1.1). Figur 4.8 stellt den Formindex diverser TBM-Ausbruchmaterialien dar.

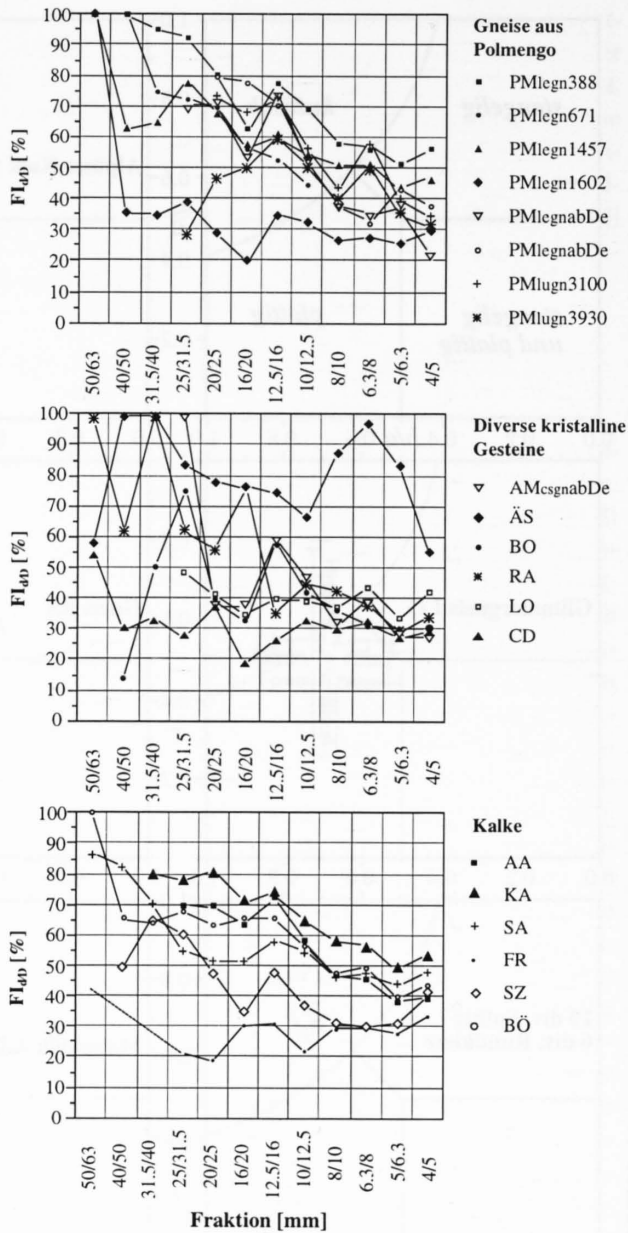


Figur 4.8: Kornform nach AFNOR P18-301.

Ein AFNOR-Formindex von unter 0.15 für Bohrgut ist deutlich von der Idealgestalt einer Kugel mit einem Index 1 entfernt. Der Mittelwert für Rohmaterial beträgt ohne Berücksichtigung der Probe SAgege2670 0.11 (s%: 21.2; min.: 0.07; max.: 0.14; n: 21). Da bei diesem Verfahren nur die a-Achse im Vergleich zum Gesamtvolumen berücksichtigt wird, weisen die Indexe der verschiedenen Fraktionen nur



Figur 4.9: Anzahl nichtkubischer Komponenten der Rohmaterialien (Legende wie in Fig. 4.8).



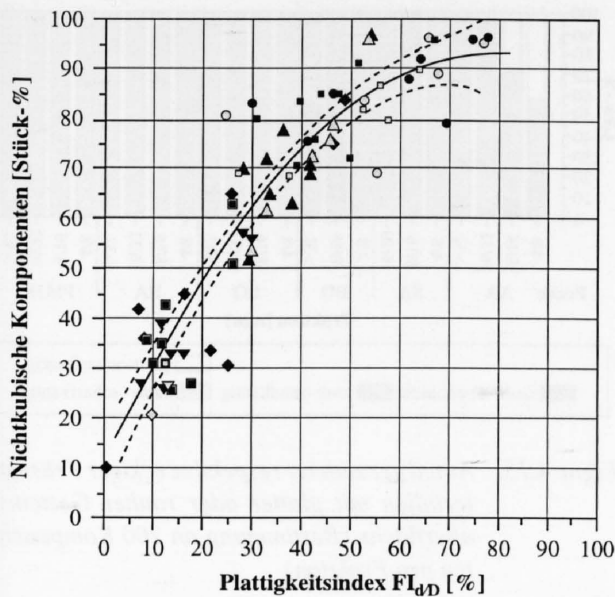
Figur 4.10: Plattigkeitsindex FI ϕ /D der Fräsmaterialien, aufgeteilt nach Fraktionen. Oben: Gneise aus Polmengo (abDe: ab Deponie); Mitte: Kristallingesteine verschiedener Provenienzen; unten: Kalke aus diversen Untertagebauten.

geringe Unterschiede auf. Gegenüber den Fräsmaterialien heben sich die gebrochenen Fraktionen SAgege2670 aber deutlich ab.

4.5.3 Kubizität

Dass die Kubizität der Fräsmaterialien nicht sehr hoch ist, wird bereits aus den Kornformdiagrammen in Figur 4.7 ersichtlich. In Figur 4.9 ist der Anteil an nichtkubischen Komponenten aus 15 Fräsmaterialien gemäss VSS 670'710d aufgetragen.

Für den gesamten Datensatz ergibt dies im Bereich 4 bis 32 mm der Fräsmaterialien einen durchschnittlichen Anteil von 79.6



Regressionspolynom			Kristallin	Kalk	Fraktion
$y = a + b \cdot x + c \cdot x^2$			▲	△	roh4/8
(95% Vertrauensintervall)			▼	▽	gege4/8
			■	□	roh8/16
			■	□	gege8/16
			●	○	roh16/32
			◆	◇	gege16/32
Parameter	Wert	Fehler			
a	11.74	3.60			
b	2.07	0.21			
c	-0.01	0.003			
r ²	s	n			
0.86	9.13	72			

Figur 4.11: Vergleich zwischen der Plattigkeit (prEN 933-6) und der Kubizität (VSS 670'710d).

Stück-% an nichtkubischen Körnern (vgl. folgende Tabelle). Der jeweilige Anteil für die drei Fraktionen 4/8, 8/16 und 16/32 nimmt von 73.4% über 82.8% auf 87.8% kontinuierlich zu:

Fraktion	Stück [%]	s [%]	min [%]	max [%]	md [%]	n
4/8	73.4	17.8	52.0	97.0	71.0	15
8/16	82.8	10.4	68.5	96.0	82.0	15
16/32	87.8	9.8	69.0	96.5	86.5	14
4/32	79.6	14.6	52.0	97.0	80.0	44

Eine Aufteilung nach kristallinen Gesteinstypen und Kal-ken ergibt keine signifikanten Unterschiede.

4.5.4 Plattigkeit

Die Kornformbestimmung nach dem Plattigkeitsindex ergibt ein ähnliches Bild wie die Auswertung der TBM-respektive TSM-Materialien nach den Kornachsenverhältnissen (Fig. 4.7). Mit abnehmender Korngrösse wird auch der Plattigkeitskoeffizient FI_{d/D} kleiner (Abb. 4.1). Dies bedeutet, dass mit abnehmender Kornfraktion der Anteil an

gedrungenen Komponenten mit kurzer c-Kornachse zunimmt.

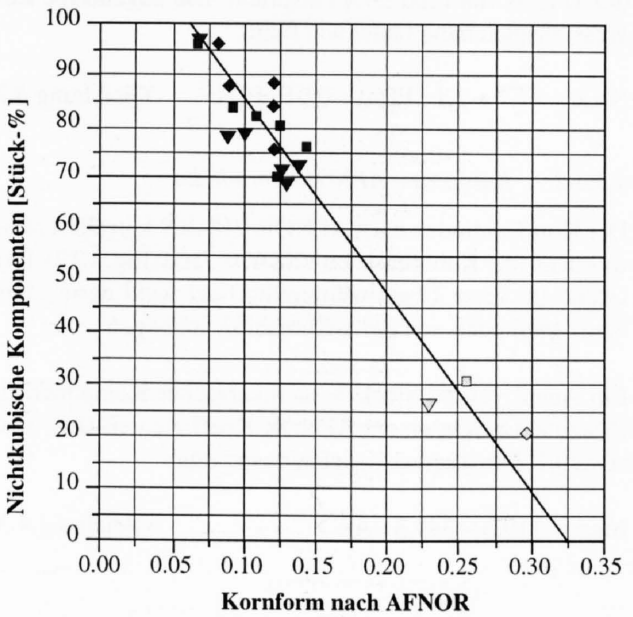
Für kristalline Bohrgut nimmt der Plattigkeitsindex bei Korngrössen zwischen 4 und 32 mm durchschnittlich um 32% zu (min.: 9%; max. 72%), während die Indexzunahme für Kalkgesteine mit durchschnittlich 21% (min.: 7%; max.: 30%) deutlich geringer ausfällt. Ausnahmen bilden die Proben PM_{lign}3930 und FR, die keinen eindeutigen Trend aufweisen.

4.5.5 Vergleich der Kornformbestimmungsverfahren

4.5.5.1 Kubizität - Plattigkeitsindex

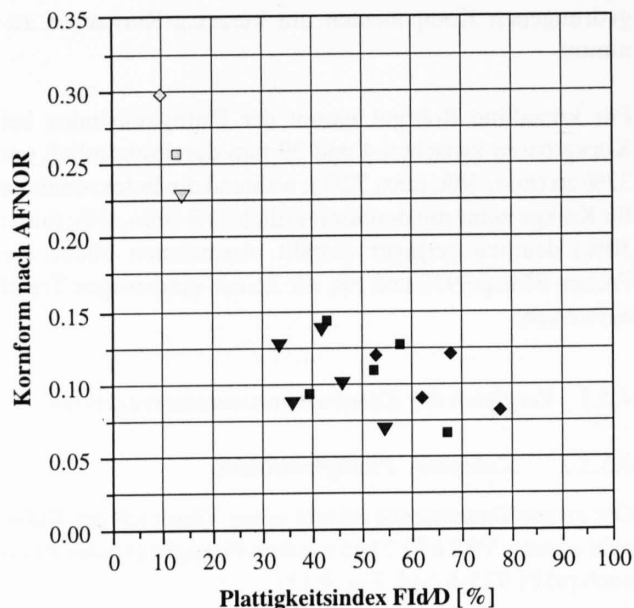
Die grosse Datenmenge erlaubt einen Vergleich der Kubizität gemäss VSS 670'710d mit dem Plattigkeitsindex FI_{d/D} nach prEN 933-6 (vgl. Fig. 4.11).

Die exponentielle Regression ergibt im Vergleich zur linearen eine bessere Korrelation. Die Streuung mit einer Standardabweichung von über 9% ist relativ hoch, und für gebrochene Aggregate mit hoher Kubizität am ausgeprägtesten. Dies erstaunt grundsätzlich nicht, da die Kubizitätsbestimmung auf das Kornachsenverhältnis c/a (in Stück-%) abgestützt ist, während das Achsenverhältnis c/b (in Ge-



Lineare Regression			Legende		
$y = a + b \cdot x$			▼ roh4/8		
			■ roh8/16		
			◆ roh16/32		
			▽ gege4/8		
			□ gege8/16		
			◇ gege16/20		
Parameter	Wert	s			
a	119.3	3.4			
b	-349.3	23.4			
r	s	n			
-0.96	6.2	20			

Figur 4.12: Vergleich der Kubizität mit dem AFNOR-Koeffizient.



Figur 4.13: Vergleich des AFNOR-Koeffizienten mit dem Plattigkeitsindex (Legende vgl. Fig. 4.12).

wichts-%) die Plattigkeit bestimmt. Aus der Korrelation in Figur 4.11 geht hervor, dass ein Anteil von 50 Stück-% an nichtkubischen Komponenten (N_{nkK}) einem Plattigkeitsindex ($FI_{d/D}$) von rund 20% entspricht. Die zugehörige Regressionsgleichung lautet wie folgt:

$$N_{nkK} = 11.7 + 2.1 \cdot FI_{d/D} - 0.01 \cdot FI_{d/D}^2 \quad \text{Gleichung 4.2}$$

4.5.5.2 Kubizität – AFNOR-Formindex

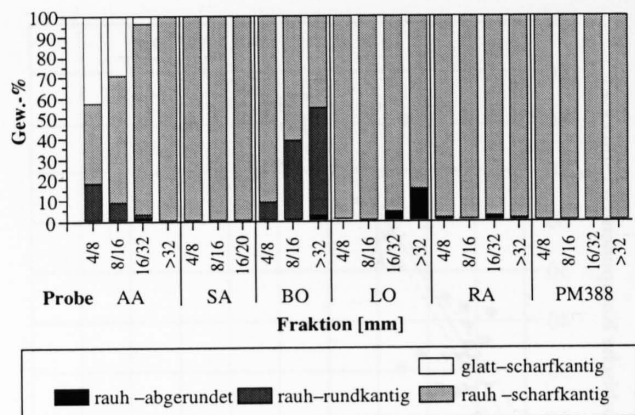
Der Kornformindex nach AFNOR P18-301 korreliert relativ gut mit der Kubizität nach VSS 670'710d (Fig. 4.12). Der Grund für diese Übereinstimmung liegt wohl darin, dass beide Methoden von der a-Kornachse abhängen.

Ein Anteil von 50 Stück-% nichtkubischer Komponenten (N_{nkK}) entspricht einem AFNOR-Koeffizienten (AK) von etwa 0.2. Die Regressionsgleichung lautet:

$$N_{nkK} = 119.3 - 349.3 \cdot AK \quad \text{Gleichung 4.3}$$

	abgerundet	rundkantig	scharfkantig
Glatte Oberfläche			
Rauhe Oberfläche			

Figur 4.14: Gesteinsklassen nach Kornrundung beziehungsweise Kantigkeit und Oberflächenbeschaffenheit.



Figur 4.15: Anteil gerundeter respektive eckiger Fräsmaterialien mit glatter oder rauher Gesteinsoberfläche (Bestimmung an 200 Komponenten pro Fraktion).

4.5.5.3 Plattigkeit – AFNOR-Formindex

Wird die Formbestimmung nach AFNOR P18-301 dem Plattigkeitsindex gegenübergestellt, so streuen die Datenpunkte recht stark (Fig. 4.13). Dies ist zu erwarten, da die Plattigkeit durch das c/b-Kornachsenverhältnis, der AFNOR-Koeffizient hingegen durch das Verhältnis der a-Achse zum Kornvolumen festgesetzt wird.

4.5.6 Kornrundung und Oberflächenbeschaffenheit

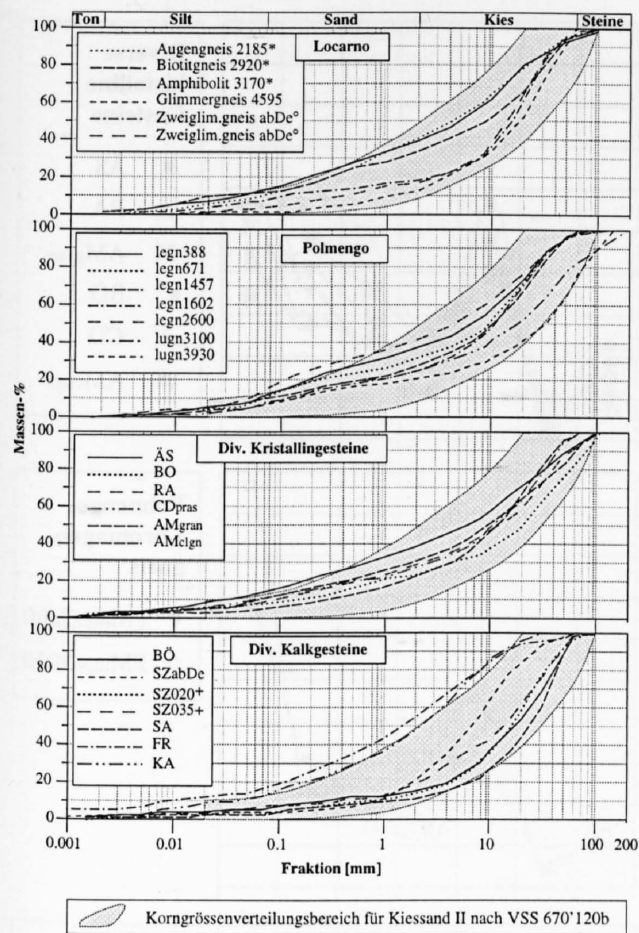
Die Charakterisierung nach Kornrundung und Oberflächenbeschaffenheit erfolgte mit Vergleichsbildern, die nach TUCKER (1982) modifiziert worden sind (Fig. 4.14).

Fräsmaterialien bestehen zum grössten Teil aus scharfkantigen Körnern mit rauher Oberfläche (Fig. 4.15). Gesteinsbruchstücke mit einer eher glatten Oberfläche sind nur in den feinkörnigen Malmkalken aus Aarau zu beobachten.

Der Anteil an rauhen und abgerundeten Gesteinsstücken ist, mit Ausnahme der Probe $LO_{roh>32}$ (16%), mit weniger als 5% erwartungsgemäss klein. Rauhe und rundkantige Komponenten kommen – sofern vorhanden – in den isotropen Gesteinen AA (2–19%) und BO (10–53%) vor. Die mittels TSM gefrästen, feinkörnigen Mikrite der Probe AA sind die einzigen Bruchstücke, die eine glatte Oberfläche aufweisen. Ihr Anteil nimmt mit steigender Kornfraktion rapide ab (4/8: 42%; 8/16: 29%; 16/32: 3%; >32: 0%).

4.6 Ergebnisse der Korngrössenverteilungskurven von Ausbruchmaterial

Siebkurven von TBM- und TSM-Materialien fallen durch ihren gleichmässigen Verlauf auf (Fig. 4.16). Ausfallkörnungen oder übermässige Anhäufungen einzelner Fraktionen sind kaum zu beobachten. Trotz diverser TBM-Typen



Figur 4.16: Korngrößenverteilungskurven von diversen TBM-Ausbruchmaterialien.
 Daten aus Locarno: * DESPOND & RECORDON (1993); ° unveröffentlicher Firmenbericht der INGENIEURGEMEINSCHAFT GOTTHARD-BASISTUNNEL (1993);
 Sonceboz SZ (unveröffentlicher Firmenbericht des Kt. AUTOBAHNAMTES BERN, 1989).

und unterschiedlicher Geologie ist die Bandbreite der Korngrößenverteilungskurven gering. Interessanterweise kommen über 75% der untersuchten Aggregate in den Korngrößenbereich für Kiessand II zu liegen (VSS 670'120b). Bei rund 20% der TBM-Materialien wird der Sandanteil um maximal 10% überschritten. Die Siebkurven der mergeligen Kalke aus Frutigen und Kandersteg liegen auf Grund des zu hohen Feinanteiles mehrheitlich ausserhalb des Bereiches für Kiessand II. Bei nur gerade 5% der Siebungen ist ein Mangel an Komponenten der mittleren Fraktionen zu beobachten, so dass der zulässige Bereich unterschritten wird.

Frässhutt aus TSM-Vortrieb unterscheidet sich nicht markant von demjenigen der TBM. Er kann gemäss seiner Korngrößenverteilungskurven ebenfalls als Kiessand II eingestuft werden (Fig. 4.17).

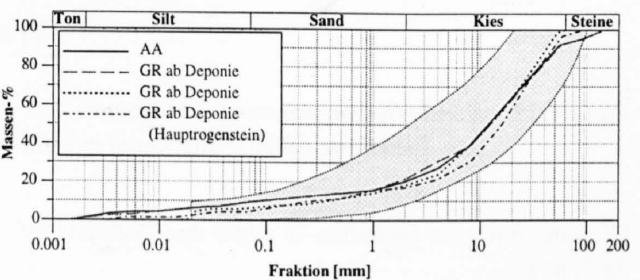
Der Anteil der Fraktion ≤ 0.02 mm, welcher für Kiessand II relevant ist, beträgt für Proben, die unmittelbar nach dem

Fräsvorgang auf dem Förderband entnommen wurden, rund 1 bis 5 Massenprocente. Durch Umlagern von grösseren Materialmengen auf Zwischendepots und Transportfahrten findet in den Ton- und Siltfraktionen eine Anreicherung statt, die auf gegenseitige Abrasion von kantigen und länglichen Komponenten zurückzuführen ist. Der Anteil der Fraktion ≤ 0.02 mm kann dadurch auf über 10 Massenprocente ansteigen.

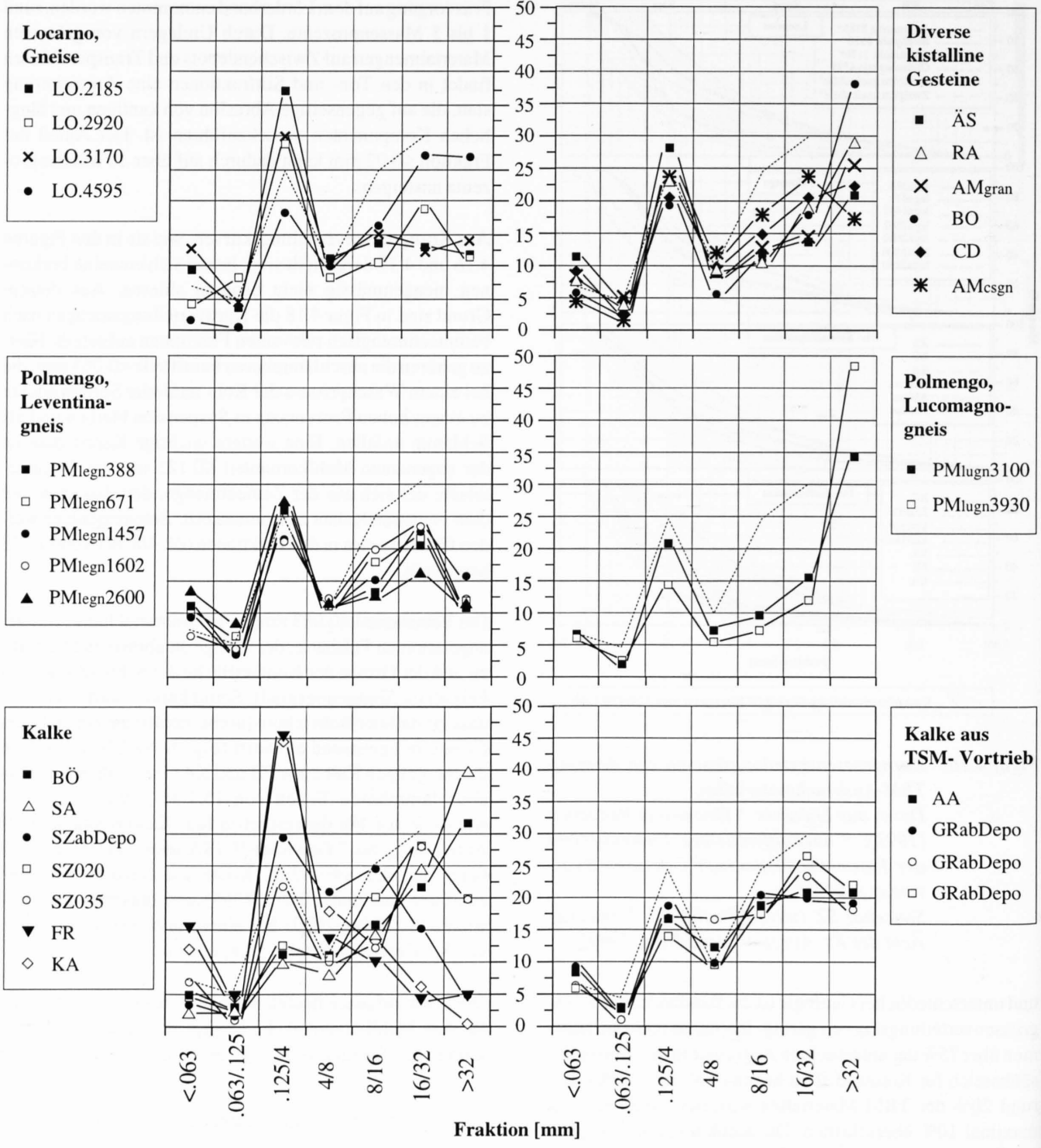
Aus Korngrößenverteilungskurven, wie sie in den Figuren 4.16 und 4.17 dargestellt sind, lassen sich einzelne Fraktionen mengenmässig nicht bequem ablesen. Aus diesem Grund sind in Figur 4.18 die Kornverteilungsmengen nach betontechnologisch relevanten Fraktionen aufgeteilt. Hierzu gehören die abschlämmbaren Feinstteile < 0.063 mm, die bei einem Waschprozess der Roh- und/oder Splittprodukte zu einem hohen Prozentsatz in Suspension bleiben und als Schlamm anfallen. Eine weitere wichtige Kenngrösse ist der sogenannte Mehlkornanteil ≤ 0.125 mm im Betongemisch, der sich aus der Zementmenge, den Zusätzen und dem Feinstsandgehalt zusammensetzt. Betonzuschläge werden üblicherweise in den Fraktionen 0/4, 4/8, 8/16 und 16/32 hergestellt.

Der Feinstanteil ≤ 0.063 mm im Fräsmaterial hängt von der angefahrenen Felshärte, der Menge an abrasiven Mineralien und der Grösse der Kontaktfläche der Schneidrolle zum Fels ab (= Abnützungsgrad). Somit kann erwartet werden, dass kristalliner Bohrschutt durchschnittlich einen höheren Gehalt an Feinstsand aufweist (Fig. 4.18). Ebenso weisen die mergeligen Kalke aus FR und KA einen hohen Anteil an abschlämmbaren Teilen von 15.7 respektive 12.0 Gewichts-% auf. Für die restlichen fünf Kalkproben liegt der Anteil mit 2 bis 7 Gewichts-% (SA resp. SZ035) deutlich tiefer (mi: 4.5; s%: 42.6). Kristalline Gesteine variieren zwischen minimal 1.7 (LO4595) und maximal 13.4 Gewichts-% (PMlegn2600) bei einem arithmetischen Mittel von 8.1 Gewichts-% (s%: 39.8; n: 17).

Die oben aufgezeichneten Verhältnisse ändern sich kaum für den Mehlkornanteil. Er beträgt für Kalke im Durchschnitt 6.2 Gewichts-% (s%: 30.6; n: 5), für kristalline



Figur 4.17: Korngrößenverteilungskurven von TSM-Ausbruchmaterialien aus Aarau und Grellingen (unveröffentlicher Firmenbericht des Kt. AUTOBAHNAMTES BERN, 1993). Schattiert: Korngrößenverteilungsbereich für Kiessand II gemäss VSS 670'120b.



Figur 4.18: Kornverteilungskurven (in Massen-%) der TBM- und TSM-Materialien (unten rechts), aufgeteilt nach Fraktionen. Punktierte Linie: Fullerkurve nach SIA 162.

Gesteine mit 12.3 Gewichts-% sogar das Doppelte (s%: 38.3; n: 17).

Inklusive abschlämbbare Teile und Mehlkornanteil weisen TBM-Materialien somit einen mittleren Sandgehalt 0/4 von 23.4 Gewichts-% für Kalke und 36.2 Gewichts-% für kristallines Bohrgut auf (vgl. Tab. 4.5). Aus Figur 4.18 wird ersichtlich, dass der Sand im Vergleich zu den anderen Fraktionen in der Regel den höchsten Anteil einnimmt. Für

TSM-Material unterscheidet sich der Sandanfall mit 23.0–30.5 Gewichts-% nicht wesentlich von den Kalken des TBM-Vortriebs.

Die Menge an gröberkörnigen Komponenten über 32 mm beträgt für TBM-Ausbruchmaterial in Kalkgesteinen durchschnittlich 23.1 und im Kristallin 21.3 Gewichts-%. Für den TSM-Vortrieb fallen zwischen 18.0 und 22.0 Gewichts-% der Fraktion >32 mm an. Aus der relativ grossen Standard-

Tabelle 4.5: Vergleich der Menge (in Gew.-%) der Fraktionen aus TBM- und TSM-Vortrieb in Kalken und kristallinen Gesteinen (mi: Mittelwert in %, s: Standardabweichung in %, n: Anzahl Proben, min: Minimum, max: Maximum).

Fraktion		TBM-Vortrieb		TSM-Vortrieb
		Kalke	Kristallin	Kalke
	n	5	17	4
0/4	mi	23.4	36.2	26.8
	s%	35.1	23.9	
4/8	mi	12.3	9.8	12.3
	s%	41.8	20.8	
8/16	mi	17.6	13.6	18.6
	s%	28.2	23.2	
16/32	mi	23.7	18.4	22.9
	s%	23.2	24.0	
>32	mi	23.1	21.3	20.0
	s%	57.4	52.8	

abweichung wird ersichtlich, dass der Durchtrennungsgrad des Gebirges die Anfallmenge der groben Komponenten steuert.

Die Auswertung der Rohmaterialien in Figur 4.19 stellt die Sortierung (So) in Abhängigkeit der Schiefe (Sk) dar.

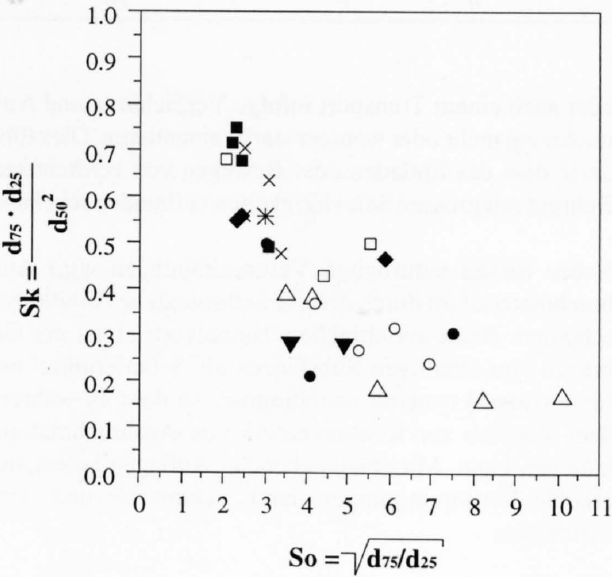
Die Schiefe ist für Fräsmaterialien generell kleiner 1. Dies bedeutet, dass das Häufigkeitsmaximum im Grobbereich liegt. Der Sortierungskoeffizient liegt deutlich über 1 (min.: 2.04, SA; max.: 10.12, PMlegn2600) und zeigt somit das breite Spektrum der vorhandenen Kornklassen auf. Eine Gruppierung nach Kalken, respektive kristallinen Gesteinen zeichnet sich ab (vgl. Tab. 4.6). So weisen die mit TBM gebohrten Kalke (im Vergleich zu den kristallinen Gesteinen) ein ausgeprägtes Häufigkeitsmaxim im Grobbereich des Haufwerks auf. Ausnahmen bilden die feinkörnigen, mergeligen Kalke aus FR und KA. Innerhalb der kristallinen Gruppe ist kein wesentlicher Unterschied bezüglich metamorphen (mit Gesteinstextur) und magmatischen (isotropen) Gesteinen zu beobachten. Auch die Werte der mittels TSM gefrästen Jurakalke sind in etwa identisch mit denjenigen des TBM-Vortriebes.

Wertet man die Daten nach der Ungleichförmigkeitszahl Cu und Krümmungszahl Cc aus, so weisen die Resultate eine weite Bandbreite auf (Tab. 4.6). Generell liegt Cu für kristalline Gesteine über 100% (Ausnahmen: LO4595 und LOabDe), für Sedimente ist Cu jedoch kleiner 100 (Ausnahme: FR). Die Resultate der Krümmungszahl Cc variieren bei einer Standardabweichung von weit über 100% zwischen 21.1 und 4386.6.

Aus den Figuren 4.18 und 4.19 geht hervor, dass einige der Korngrößenverteilungen für ein Betongemisch 0/32 recht nahe an die Fullerkurve nach SIA-Norm kommen.

4.7 Verunreinigungen

Wie im Kapitel 4.4.1 erwähnt, sind die Ausbruchmaterialien aus dem maschinellen Vortrieb von einem Saum feinkörniger Partikel umgeben, die vorwiegend aus der Zertrümmerungszone stammen. In alpinen und jurassischen Kalken sind Klüfte und Trennflächen oftmals mit Tonmineralien gefüllt, die bei der Vermischung mit Feinstmaterialien des Fräsvorganges zu einer verstärkt bindigen Masse führen können. Je nach Menge an Gesteinsmehl (2–16%) und Feuchtigkeitsgehalt (3–8%) wird sich Fräsmaterial auf Zwischendeponien



✱ Fullerkurve SIA	
TBM	
◆ LO	Gneise und Amphibolit
△ PM legn	Gneise
▼ PM lugn	Gneise
○ RA, CD, AMcsgn	Gneise
● ÄS, BO, AMgran	Magmatische Gesteine
TSM	
■ BÖ, SZ	Kalke Jura
□ SA, FR, KA	Kalke alpin
×	AA, GR
	Kalke Jura

Figur 4.19: Sortierung (So) und Schiefe (Sk) der Kornverteilungen von gefrästen TBM- und TSM-Ausbruchmaterialien. Als Vergleich ist auch die Fullerkurve nach SIA für Beton 0/32 eingetragen.

Tabelle 4.6: Vergleich der Schiefe, der Sortierung und der Ungleichförmigkeitszahl (Cu) von Sedimenten und kristallinen Gesteinen (mi: Mittelwert in %, s%: Standardabweichung in %, n: Anzahl Proben).

		Kalke	Kristalline Gesteine
Schiefe	mi	0.59	0.33
	s%	23.2	41.1
	n	7	19
Sortierung	mi	3.28	5.27
	s%	43.6	41.6
	n	7	18
Cu	mi	73.4	212.8
	s%	113	40.9
	n	7	18

oder nach einem Transport infolge Verdichtung und Austrocknung mehr oder weniger stark zementieren. Dies führt dazu, dass das Entladen oder Bewegen von verdichtetem Bohrgut mit grossen Schwierigkeiten verbunden sein kann.

Neben diesen natürlichen Verunreinigungen wird Ausbruchmaterial oft durch diverse anthropogene Abfälle verschmutzt. Beim maschinellen Tunnelvortrieb ist der Gebrauch von ölhaltigen Substanzen als Schmiermittel und für Hydrauliksysteme unabdingbar, so dass es während dem Vortrieb zur Kontamination von Ausbruchmaterial kommen kann. Mit entsprechenden Auflagen lassen sich erhöhte Verunreinigungen durch Schmieröle und -fette vermeiden.

Beim Einsatz von Spritzbeton mit eventueller Zugabe von Stahlfasern vermischt sich der Rückprall mit dem Aushub und kommt so in die Aufbereitungsanlage. Je nach Verwendungszweck des Materials, ist der Spritzbetonrückprall mit möglichen Stahlfasernzusätzen unerwünscht. Auch beim Einsatz von Erweiterungsmaschinen in Pilotstollen können Spritzbetonteile, möglicherweise verunreinigt durch Faserfasern und Ankerreste, in das Felsausbruchmaterial gelangen. Ein grosser Teil der Spritzbetonkomponenten ist im Vergleich zum anfallenden TBM-Felsausbruch gröber und könnte mehrheitlich ausgesiebt werden.

Bei der Deponierung von Ausbruchmaterial spielt neben den ausschwämbaren (eluibaren) Stoffen, wie Salze, Erzanteile usw. (vgl. Kap. 6.3.1) insbesondere die Eluierfähigkeit der anthropogenen Anteile im Ausbruch des Sprengvortriebs eine gewichtige Rolle. Neben den leicht löslichen Stoffen wie Nitrate (NO₃⁻) und Ammonium (NH₄⁺) hat sich gezeigt, dass insbesondere für Nitrit (NO₂⁻) die Eluatkonzentration über dem Bereich des zulässigen Grenzwertes liegen kann (SAXER & LUKAS, 1996).

4.8 Auflockerungsfaktoren

Die volumetrische Zunahme, der sogenannte Auflockerungsgrad, zwischen anstehendem Fels und losem Ausbruch ist von diversen Faktoren abhängig und kann für ein homogenes Material stark variieren. Grosser Einfluss auf den Grad der Auflockerung haben die Gesteinsart, Korngrössenverteilung, Kornform, Wassergehalt, Porosität, Diskontinuität des Felsens und Ablagerungsart (lose geschüttet oder verdichtet). Allgemein sind die Auflockerungsfaktoren jedoch für maschinell gebrochene Materialien höher als für konventionell gewonnenen. Erfahrungswerte sind in der Tabelle 4.7 aufgeführt.

4.9 Erkenntnisse

Die plattige Kornform der Gesteinskomponenten ist charakteristisch für TBM-Material und entspricht nicht dem Habitus von üblichen Betonkiesen. Die Kornform des Fräsmaterials lässt sich mit verschiedenen Analysemethoden charakterisieren. Die Datenmenge liess einen Vergleich der Kubizitäts nach VSS 670'710d mit dem Plattigkeitsindex gemäss prEN 933-6 zu. Ein Anteil von 50 Stück-% an nichtkubischen Körnern entspricht einem Plattigkeitsindex FI_d/D von rund 20.

Als Besonderheit weist das Bohrgut einen hohen Gehalt an abschlämmbaren Teilen ≤0.063 mm von durchschnittlich rund 8 Gewichts-% auf, der als Saum um die Bruchstücke haftet. Dies bedingt für Siebanalysen, dass das Fräsmaterial vorab gewaschen werden muss. Die Sandmenge 0/4 beträgt für kristalline Gesteine durchschnittlich 35 und für Kalke 25 Gewichts-%. Entsprechend bescheiden ist die Menge von rund 20 Gewichts-% an grossen Komponenten mit einem Korndurchmesser >32 mm aus welchen die betontechnologisch wichtige Kornfraktion 16–32 mm produziert wird.

Bei einer Verwertung der Ausbruchmaterialien – insbesondere als Betonzuschlag – ist darauf zu achten, dass Abfallstoffe nicht mit dem verwertbaren Ausbruchmaterial vermischt werden.

Tabelle 4.7: Erfahrungswerte der Auflockerungsfaktoren für Ausbruchmaterialien.

Ausbruchsart	Verhältnis der Auflockerungsfaktoren	
	Fels	Fels
	Looser Ausbruch	Eingebrachter Ausbruch
Maschinell	1.6–2.0	1.4–1.6
Konventionell	1.5–1.8	1.2–1.4

5 EINFLUSS VON TBM-SPEZIFISCHEN UND GEOLOGISCHEN PARAMETERN AUF DAS BOHRGUT

5.1 Schneidrollenabstand – Versuch Äspö

Die Firma Robbins Atlas Capo führte im Herbst 1994 in Äspö (Südschweden) einen Fräsversuch mit unterschiedlichen Schneidrollenabständen durch (unveröffentlichter Firmenbericht GEOTEST AG, 1994; BÜCHI & THALMANN, 1994 und 1995). Ziel dieser Untersuchung war unter anderem, das Verhältnis zwischen dem Schneidrollenabstand und der Grösse des anfallenden Ausbruchmaterials zu bestimmen. Der angefahrene Fels war ein porphyrischer Granodiorit (Smalands Granite) mit Gesteinsparametern, die in Tabelle 5.1 festgehalten sind. Für die Durchführung des Versuches stand ein TBM-Typ im Einsatz, der die in Tabelle 5.2 aufgelisteten Kennwerte aufwies.

5.1.1 Versuchsanordnung

Beginnend mit der standardmässigen Schneidrollenanordnung mit einem Spurabstand von 86 mm (100%-Spacing), wurden im weiteren zwei Tunnelabschnitte mit Schneidspurabständen von 129 mm (150%-Spacing) und 172 mm (200%-Spacing) gefräst. Bei den Versuchsanordnungen mit den vergrösserten Schneidspurabständen wurden einige Schneidrollen im Brustbereich entfernt respektive verschoben. Der Bohrkopf war so konzipiert, dass für den Versuch mit einem Spurabstand von 129 mm Schneidrollen auf zusätzlich montierten Meisselsätteln angebracht werden konnten (vgl. Fig 5.1).

Rund 60% des Tunnelquerschnittes konnte dadurch mit vergrösserten Schneidrollenabständen angefahren werden. Die Schneidrollen des Zentrum- und Kaliberbereiches blieben

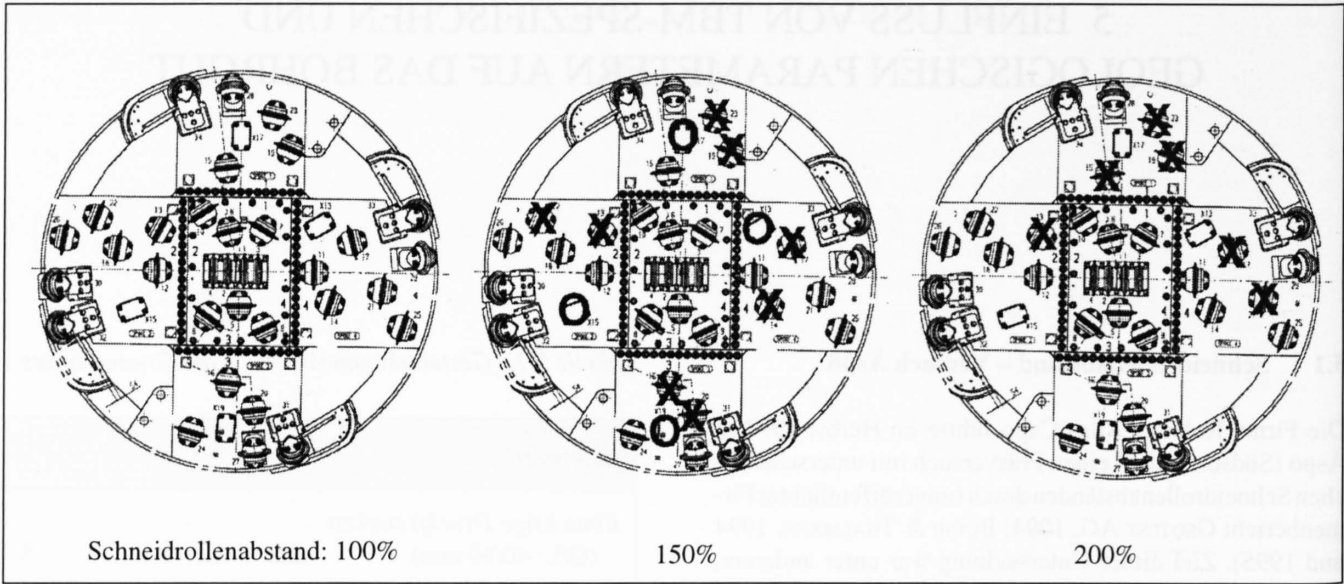
Tabelle 5.1: Gesteinskennwerte des Äspö Granodiorites.

Kennwert	Grösse	s%	n
Einachsige Druckfestigkeit (Ø/L: 40/80 mm)	250 N/mm ²	8.6	5
Point Load Index Is50 (Kerne: Ø = 40 mm)	7.5 N/mm ²	20.0	6
Point Load Index Is50 (Chips: c ≈ 22 mm)	7.2 N/mm ²	(R: 0.82)	29
Cherchar Abrasivitätsindex	5.3 []	7.5	6
LCPC Abrasivitätsindex	1273 [%]	-	1
LCPC Brechbarkeitsindex	37 []	-	1

unverändert. Während allen drei Versuchsphasen wurden maschinenspezifische Daten erhoben, Bohrbarkeit-Tests durchgeführt und Ausbruchmaterial entnommen. Die geplante einwöchige Versuchsdauer reduzierte sich infolge baustellenbedingter Probleme auf die Hälfte der Zeit (Überflutung des Sondierstollens wegen Pumpenausfall). Rund 10 Tunnelmeter mit 150%- und rund 5 TM mit 200%-Schneidrollenabstand konnten gefräst werden. Langzeittests zur grundsätzlichen Bestätigung der positiven Befunde vom Äspö-Versuch sowie weiteren Untersuchungen bezüglich Penetration und Schneidrollenverschleiss waren leider nicht durchführbar.

Tabelle 5.2: Parameter des TBM-Typs, der für die Versuche mit unterschiedlichen Schneidrollenabständen verwendet wurde.

Parameter	Beschreibung (Anzahl)
Hersteller, Typ	ROBBINS JARAVA MK 15-1680 / 5.0
Bohrdurchmesser	5.0 m
Bohrkopf: Leistung	1680 kW
Anpressdruck	8330 kN
Umdrehungen pro Minute	0–12.7 rpm VSD
Anzahl Schneidrollen	34
Schneidrollendurchmesser	17" (2x2: Zentrum; 22 Brust; 8 Kaliber)
Maximaler Anpressdruck pro Schneidrolle	245 kN



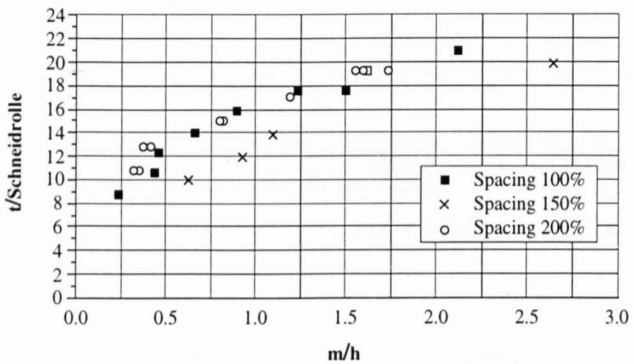
Figur 5.1: Positionen der Schneidrollen für die verschiedenen Versuchsanordnungen (X = demontierte Rolle; O = zusätzlich angebrachte Rolle auf Meisselsattel).

5.1.2 Vortriebsleistung

Die bei den drei unterschiedlichen Schneidrollenabständen durchgeführten Penetrationstests zeigen, dass Vortriebsgeschwindigkeit und Anpressdruck pro Werkzeug bei konstanter Drehgeschwindigkeit des Bohrkopfes nicht drastisch verändert werden (BÜCHI, 1995). Die Vortriebsleistung scheint somit für grössere Schneidrollenabstände nicht abzunehmen (Fig. 5.2). Auch ist kein erhöhter Anpressdruck pro Diske notwendig, um die Bohrleistung beizubehalten. Das freie Drehmoment hat sich für alle drei Testphasen ebenfalls kaum verändert.

5.1.3 Bohrkopf-Vibrationen und Schneidrollen-temperatur

Befürchtungen über eine mögliche Zunahme der Bohrkopf-vibration und der Schneidringtemperatur als Folge der Vergrösserung des Schneidrollenabstandes haben sich nicht



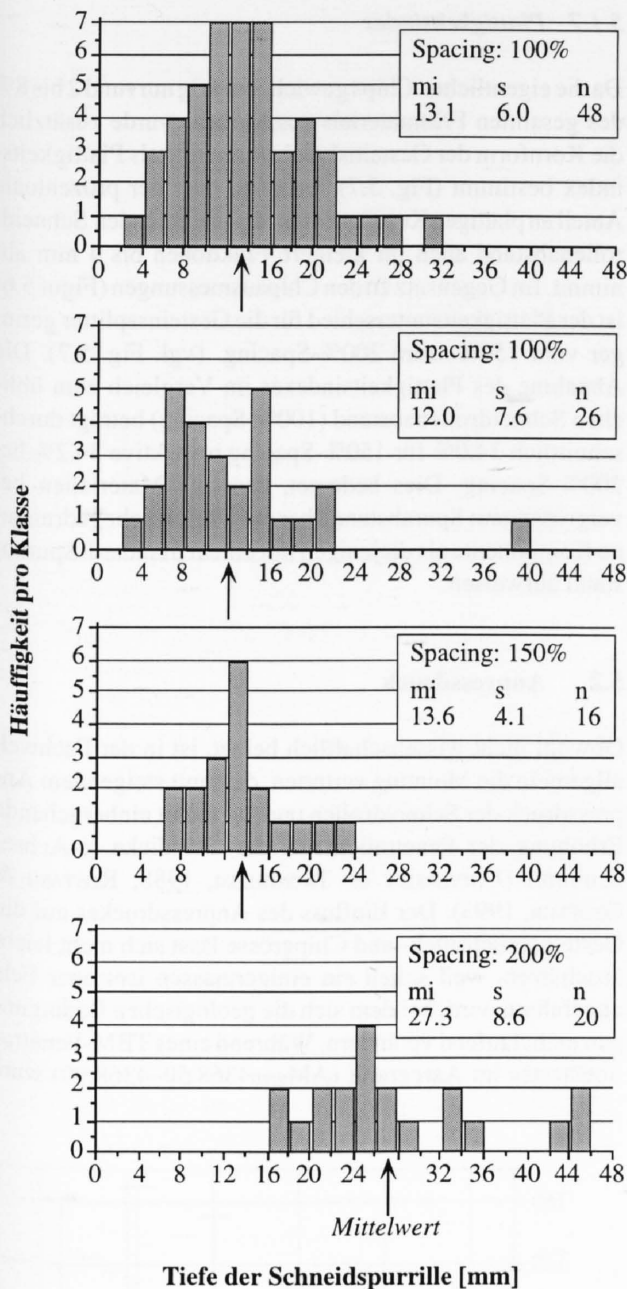
Figur 5.2: Abhängigkeit von Vortriebsleistung und Anpressdruck pro Meissel für verschiedene Schneidrollenabstände.

bestätigt. Die manuellen Aufzeichnungen der horizontalen Bohrkopf-Vibration, die während einer Hublänge von 1.50 m rund alle 20 cm durchgeführt wurden, haben ergeben, dass die Erweiterung des Schneidrollenabstandes von 100 auf 150% zu keiner Intensivierung geführt hat. Temperaturmessungen mit einem Infrarotthermometer an allen 34 Schneidringen zeigten keine Temperaturzunahme von 100 auf 150%-Schneidrollenabstand. Im Testverlauf mit 200%-Spacing wurden weder die Vibrationen aufgezeichnet, noch Temperaturmessungen durchgeführt. Der Anpressdruck betrug für die Testphasen zwischen 16 und 19 Tonnen pro Werkzeug.

5.1.4 Tiefe der Schneidspuren

Beim Fräsen im Hartgestein gilt die Schneidrillentiefe als Indiz für die Effizienz des Bohrvorganges. Ein ausgewogener Anpressdruck führt tendenziell zu einer gleichmässig gewölbten Oberfläche der Tunnelbrust mit nicht extrem tiefen Schneidrillen. Dies macht sich auch durch eine regelmässige Chipbildung bemerkbar. Zu niedriger Anpressdruck manifestiert sich dagegen in einer ungleichmässigen Fels-oberfläche mit tiefen Schneidfurchen.

Die Eindringtiefen der Schneidspurrillen sind in Figur 5.3 als Histogramme dargestellt. Die mittlere Breite der Disken-Kontaktfläche betrug 24.2 mm (s%: 9.5; n:31). Die mittlere Tiefe der Schneidrillen war für den Standard-Schneidrollenabstand 13.1 respektive 12.0 mm. Bei einer mittleren Furchentiefe von 13.6 mm für das 150%-Spacing konnte noch keine drastische Zunahme festgestellt werden. Hingegen führte der Schneidspurabstand (200%-Spacing) zu mehr als eine Verdoppelung (27.3 mm) der Rillentiefe. Dies beseutet einerseits, dass der Anpressdruck für doppelte Schneidspurabstände vergrössert werden müsste. Anderer-seits wird der maximale Schneidrollenabstand vom höchst-

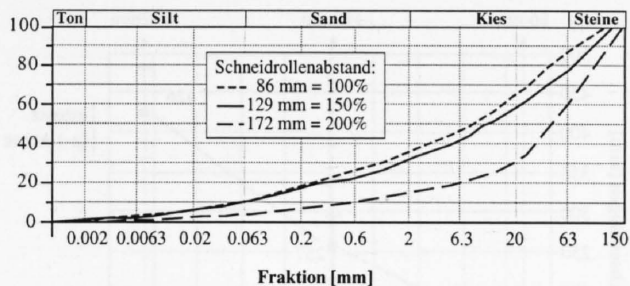


Figur 5.3: Tiefen der Schneidspurrillen an der Tunnelbrust bei unterschiedlichen Schneidrollenabständen. Histogramme der gemessenen Werte (mi: Mittelwert in mm, s: Standardabweichung in mm; n: Anzahl Messungen).

möglichen Anpressdruck pro Werkzeug bestimmt. Somit dürfte ein 200%-Spacing für ein optimales Ausbrechen der Chips im Hartgestein an die Grenzen der zulässigen Materialbelastung stossen.

5.1.5 Korngrößenverteilungskurven

Rund 280 kg Ausbruchmaterial wurden für weitere Untersuchungen durch die Firma Atlas Copco in die Schweiz transportiert. In der Figur 5.4 sind die Korngrößenverteilungskurven des Bohrguts in Abhängigkeit der Schneidrollenabstände dargestellt.

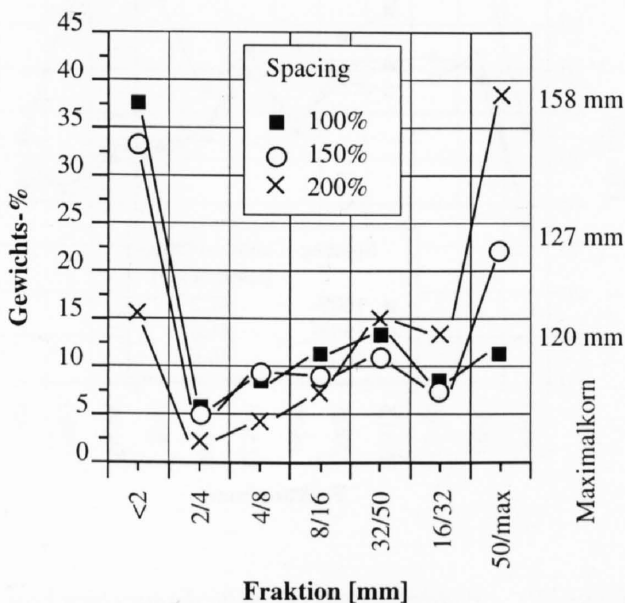


Figur 5.4: Korngrößenverteilungskurven der TBM-Ausbruchmaterialien mit unterschiedlichen Schneidspurabständen.

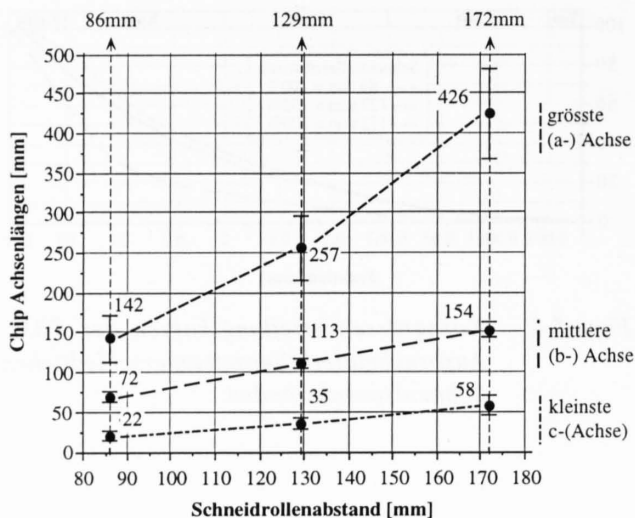
Die Vergrößerung des Spurabstandes schlägt sich deutlich in den entsprechenden Korngrößenverteilungskurven nieder. Es kommt zu einer Verschiebung der Siebkurven nach rechts, in den größeren Bereich hinein. Eine Aufzeichnung des Materialanfalls nach einzelnen Fraktionen zeigt, dass bei zunehmendem Schneidrollenabstand der Sandanteil ≤ 4 mm von ursprünglich 44 auf 39 Gewichts-% (150%-Spacing) respektive auf 19 Gewichts-% (200%-Spacing) abfällt (vgl. Fig. 5.5). Im Gegensatz dazu nehmen die groben Komponenten ab 32 mm von 21 Gewichts-% für den Standard-Schneidrollenabstand auf 30 Gewichts-% (150%-Spacing) beziehungsweise 39 Gewichts-% (200%-Spacing) zu.

5.1.6 Kornachsengrößen der Chips

In der Figur 5.6 sind die Mittelwerte der Chip-Kornachsengrößen im Vergleich zum Schneidrollenabstandes aufgeführt. Pro Testphase wurden je 50 Chips ausgemessen. Aus



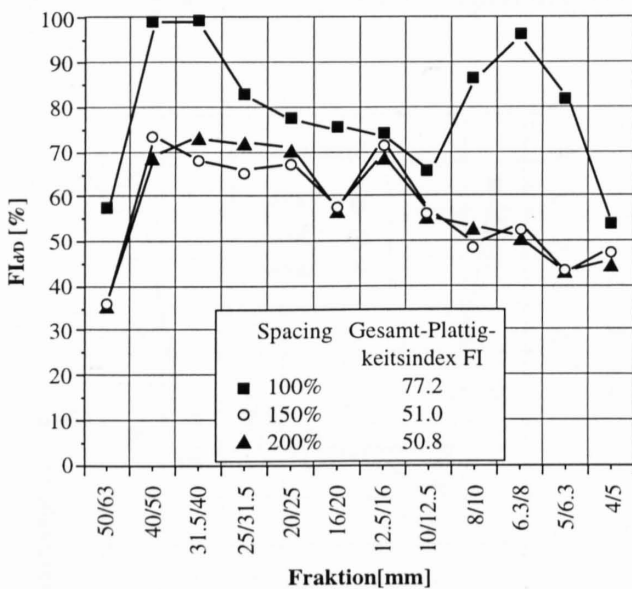
Figur 5.5: Materialanfall pro Fraktion für verschiedene Schneidrollenabstände.



Figur 5.6: Mittlere Chip-Durchmesser (mit Standardabweichung in mm) im Vergleich zum Schneidrollenabstand.

der Figur geht hervor, dass alle drei Kornachsen der Chips direkt vom jeweiligen Schneidrollenabstand abhängig sind.

Die Vergrößerung des Schneidrollenabstandes um 50% führt zu durchschnittlich 61% dickeren (c-Achse) und 80% längeren Chips (a-Achse). Mit doppeltem Schneidspurabstand fielen Chips an, die 167% dicker und 199% länger waren. Der grösste ausgemessene Chip bei doppeltem Spacing wies eine a-Kornachse von 53.5 cm auf. Die Zunahme der Dicke und der Länge ist im Gegensatz zur Breite leicht überproportional.



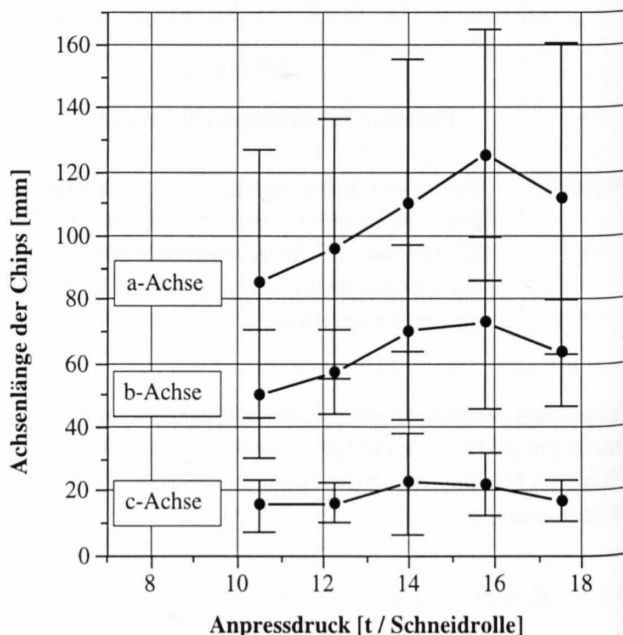
Figur 5.7: Plattigkeitsindex FI₁₀₀ für die einzelnen Fraktionen des Fräsmaterials bei verschiedenen Schneidrollenabständen.

5.1.7 Plattigkeitsindex

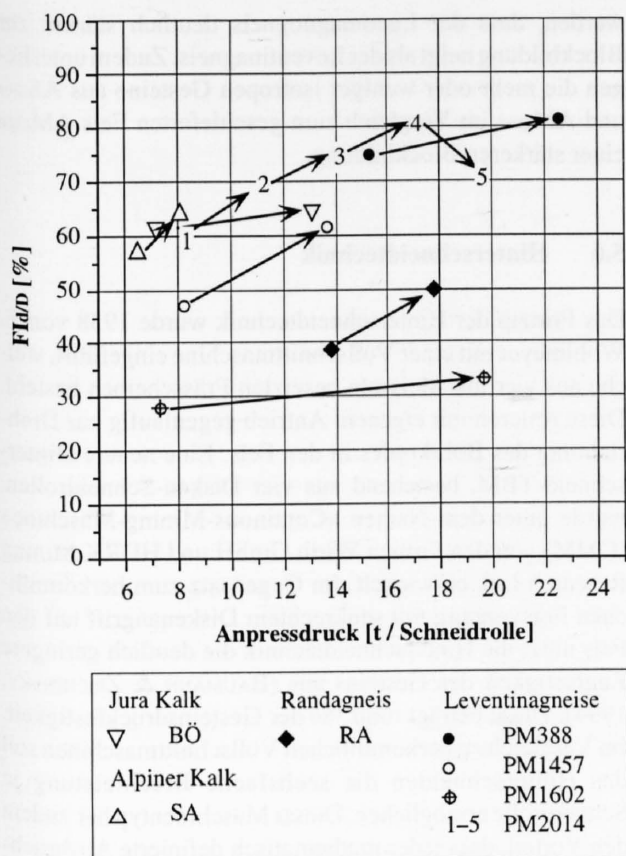
Da die eigentlichen Chips gewichtsmässig nur rund 2 bis 8% des gesamten Fräsmaterials ausmachen, wurde zusätzlich die Kornform der Gesteinsbruchstücke mittels Plattigkeitsindex bestimmt (Fig. 5.7). Er zeigt, dass der prozentuale Anteil an plattigen Komponenten für zunehmenden Schneidrollenabstand auch für kleinere Fraktionen bis 4 mm abnimmt. Im Gegensatz zu den Chipausmessungen (Figur 5.6) ist der Plattigkeitsunterschied für die Gesteinsplitter geringer vom 150%- zum 200%-Spacing (vgl. Fig. 5.7). Die Abnahme des Plattigkeitsindex im Vergleich zum üblichen Schneidrollenabstand (100%-Spacing) beträgt durchschnittlich 34.0% für 150%-Spacing respektive 34.2% bei 200%-Spacing. Dies bedeutet, dass die Materialien bei vergrößerem Spurabstand über ein Drittel mehr gedrungene Komponente als diejenigen mit einem Standard-Spurabstand aufweisen.

5.2 Anpressdruck

Obwohl nicht wissenschaftlich belegt, ist in der Fachwelt allgemein die Meinung vertreten, dass mit steigendem Anpressdruck der Schneidrollen und der damit einhergehende Erhöhung der Penetrationsrate die Chipdicke (c-Achse) zunimmt (UNIVERSITY OF TRONDHEIM, 1988; ROSTAMI & OZDEMIR, 1993). Der Einfluss des Anpressdruckes auf die Gesteinsbruchstück- und Chipgrösse lässt sich nicht leicht abschätzen, weil selten ein einigermaßen isotroper Fels angefahren wird, bei dem sich die geologischen Bedingungen nicht laufend verändern. Während eines TBM-Penetrationstestes im Aaregranit (AM_{gran}4368.50–4368.90) wur-



Figur 5.8: Mittlere Chip-Achsenlängen im Aaregranit (mit Standardabweichung in mm) im Vergleich zum Anpressdruck (n: 50 pro Lastversuch).



Figur 5.9: Plattigkeitsindex FIa/D im Vergleich zum Anpressdruck.

den bei jeder Laststufe möglichst viele Chips ab Förderband gesammelt. Dazu stand derselbe TBM-Typ wie beim Versuch in Äspö (siehe Tab. 5.2) im Einsatz.

In Figur 5.8 sind die Achsenlängen der Chips mit dem Anpressdruck pro Schneidrolle verglichen. Dabei besteht keine lineare Abhängigkeit zwischen Chipdicke und Anpressdruck. Die Chipachsen nehmen jedoch für jeden Lastversuch gleichmässig zu beziehungsweise ab. Es scheint, dass es für eine maximale Chipgrösse einen idealen Anpressdruck gibt. Im Aaregranit liefert beim verwendeten TBM-Typ ein Anpressdruck von 14–16 t pro Werkzeug die grössten Chips. Unter und über diesem Druckbereich werden die Achsenlängen tendenziell kleiner.

In Figur 5.9 ist der Plattigkeitsindex in Abhängigkeit des Anpressdruckes pro Meissel für verschiedene mit diversen TBM-Typen angefahren Gesteine aufgeführt. Die Darstellung zeigt, dass der Plattigkeitsindex FIa/D in allen Gesteinen bei Erhöhung des Anpressdruckes generell zunimmt. Dies bedeutet, dass ein geringerer Druck pro Rolle zu vermehrt gedrunenen Komponenten führt. Die Plattigkeitswerte der Proben PM1602 aus fünf verschiedenen Laststufen steigen für die ersten vier Proben bei zunehmender Vorschubkraft kontinuierlich an. Mit der fünften Laststufe (19.7 t pro Schneidrolle) ändert sich dieser Trend jedoch und der FIa/D -Wert sinkt markant ab. Über den

ganzen Versuch betrachtet zeichnet sich jedoch auch hier eine generelle FIa/D -Zunahme ab.

5.3 Abnützungsgrad der Schneidrollen

Einen Einfluss auf Grösse und Kornverteilung des anfallenden TBM-Fräsgutes üben auch Form und Zustand der Meissel aus. Sogenannte Diskenmeissel mit Hartmetallknöpfchen und Warzen- oder Zahndrollenmeissel werden nur noch selten eingesetzt. Im Gegensatz zu den früher verwendeten keilförmigen Schneidwerkzeugen kommen heutzutage hauptsächlich Ein- und Zweiseiben-Diskenmeissel mit einem sogenannten «Constant Section Cutter»-Profil zum Einsatz. Die heutige Standard-TBM ist mit 17"-Schneidrollen mit einer max. Belastbarkeit von 22 bis 25 t ausgerüstet. Ab 1989 und 1992 gelangten erste Maschinen mit 19"- respektive 20"-Disken zum Einsatz. Mit zunehmendem Durchmesser der Schneidringe vergrössert sich auch deren Kontaktfläche zum Fels, und die Penetrationsrate wird bei gleichbleibender Anpresskraft vermindert. Weiter spielt beim Fräsvorgang die Stahlqualität der Werkzeuge und die Resistenz gegen Abrasion eine wichtige Rolle. Schliesslich beeinflusst auch die sich durch Verschleiss ändernde Form der Schneidrollenoberfläche in gewissem Masse die Chipbildung. Man kann grundsätzlich zwischen einer stumpfen oder leicht spitzen (Nachschärfungseffekt) Schneidringoberfläche unterscheiden.

Der effektive Einfluss des Diskenzustandes auf die Kornverteilungskurve kann quantitativ nicht erfasst werden, da die einzelnen Werkzeuge unterschiedliche Abnützungsgrade aufweisen. Bei einem Werkzeugwechsel werden jeweils nur einzelne Schneidrollen ersetzt. Somit dürfte sich der Grad der Werkzeugabnutzung innerhalb einer relativ engen Bandbreite bewegen. Die Kontaktfläche der Schneidrollenbahnen, bezogen auf die gesamte Fläche der Tunnelbrust, beträgt je nach Tunnelquerschnitt, Diskenanzahl und deren Abnützungsgrad rund 25%. Aus dem Versuch in Äspö mit verschiedenen Schneidrollenabständen (Kapitel 5.1) konnte nachgewiesen werden, dass die Chipgrösse direkt vom Schneidspurabstand abzüglich der Schneidrollenbreite abhängig ist. Somit erbringen neue Werkzeuge mit einer geringen Kontaktfläche zum Fels nicht nur eine höhere Penetration, sondern führen auch zu einem grösseren Felsabstand zwischen den Schneidspurfurchen, welcher herausgelöst wird. Die anisotropie des Gesteins und Gebirgskörpers überprägt aber oftmals den Effekt des Abnützungsgrades.

5.4 Weitere TBM-Parameter

Der Einfluss von weiteren Faktoren wie Drehmoment, Bohrkopfdrehzahl, Schneidrollengeschwindigkeit, Werkzeuganordnung, Bohrkopfdesign, usw. auf die Korngrössenverteilung kann nicht erfasst werden. Im Vergleich zu den oben genannten Parametern wie Schneidrollenabstand und Anpressdruck sind diese aber vernachlässigbar klein.

Tabelle 5.3: Gewichtsanteil an Komponenten (Blöcke) im Ausbruchmaterial, die grösser als der Schneidrollenabstand sind. ϵ : Winkel zwischen der Tunnelachse und der Felsanisotropie

Probe	Komp. > Spacing [Gew.-%]	Niederbruch vorhanden	Klüfte m^3	ϵ	Spacing [mm]
PMiegn388	0	nein	1	20°	67
PMiegn671	1.5	ja	2	0°	"
PMiegn1457	0.5	ja	4	45°	"
PMiegn1602	1.9	ja	4	20°	"
PMiegn2600	1.9	nein	1–3	8°	"
PMlugn3100	15.4	nein	4	0°	"
PMlugn3930	21	ja	0.5	8°	"
ÄSdior	7.3	nein	1	-	86
AMgranabDepo	8.1	?	1–3	-	"
AMclgnabDepo	0.3	nein	0.2	70°	"
SAakal2670	0	nein	-	65°	80
CDcsgn750	1	nein	-	35°–45°	76

5.5 Gesteins- und Gebirgsanisotropie

Neben den beschriebenen Einflüssen der TBM üben die Gesteinsanisotropie und vor allem der Durchtrennungsgrad des Gebirgskörpers einen Einfluss auf die Korngrössenverteilung des anfallenden Bohrgutes aus. Die Penetrationsrate der Werkzeuge ist am kleinsten, wenn die Fräsrichtung parallel oder senkrecht zur Gesteinstextur verläuft ($\epsilon = 0^\circ$ respektive 90°). Die Eindringtiefe der Meissel erreicht ein Maximum bei einem Winkel $\epsilon \approx 60^\circ$ (WANNER, 1980; UNIVERSITY OF TRONDHEIM, 1988), was eher dickere Gesteinsbruchstücke und Chips zur Folge haben dürfte. Die groben Komponenten (Blöcke), die grösser als der eigentliche Spurabstand sind, treten in der Korngrössenverteilung deutlich hervor. In Tabelle 5.3 sind diverse Proben mit entsprechendem Gewichtsanteil an Komponenten aufgelistet, die grösser als der effektive Schneidrollenabstand sind.

Der Anteil der Gesteinsblöcke aus Niederbrüchen oder Druckentlastung schlägt sich nicht in der entsprechenden Korngrössenverteilungskurve nieder, da sich diese Felskomponenten meistens erst im L1-Bereich der TBM loslösen. Das Vorhandensein von Niederbrüchen weist aber darauf hin, wie stark der Fels durch Diskontinuitätsflächen und Druckentlastungserscheinungen geprägt ist. Die Daten in Tabelle 5.3 lassen keine Abhängigkeit zwischen der Blockbildung und einem der Parameter Niederbruch, Klüftung oder ϵ erkennen. Vielmehr spielt bei der Blockbildung sowohl Wechselwirkung als auch Intensität dieser Faktoren eine Rolle. Generell kann aber aus Tabelle 5.3 entnommen

werden, dass der Lucomagnogneis deutlich stärker zur Blockbildung neigt als der Leventinagneis. Zudem unterliegen die mehr oder weniger isotropen Gesteine aus ÄSdior und AMgran im Vergleich zum geschieferten Fels AMclgn einer stärkeren Blockbildung.

5.6 Hinterschneidtechnik

Das Prinzip der Hinterschneidtechnik wurde 1958 von E. Wohlmeyer mit einer Vollschnittmaschine eingeführt, welche aus vier mit Meisseln besetzten Frässcheiben besteht. Diese rotieren mit eigenem Antrieb gegenläufig zur Drehrichtung des Bohrkopfes in den Fels. Eine neuere Hinterschneid-TBM, bestehend aus vier Disken-Schneidrollen, wurde unter dem Namen «Continuous-Mining-Maschine» (CMM) von den Firmen Wirth GmbH und HDRK Mining Research Ltd. entwickelt. Im Gegensatz zum herkömmlichen Fräsvorgang mit senkrechtem Diskenangriff auf den Fels nützt die Hinterschneidtechnik die deutlich geringere Zugfestigkeit des Gesteins aus (BAUMANN & ZISCHINSKY, 1994). Diese beträgt rund $\frac{1}{10}$ der Gesteinsdruckfestigkeit. Im Vergleich zu herkömmlichen Vollschnittmaschinen soll das Hinterschneiden die sechsfache Brechleistung je Schneidrolle ermöglichen. Dieser Maschinentyp hat zudem den Vorteil, dass jedes mathematisch definierte Ausbruchprofil gefräst werden kann. Da die benötigten Vorschub- und Verspannkräfte sowie die Drehmomente rund $\frac{1}{3}$ kleiner als bei herkömmlichen TBM sind, ist die CMM kleiner, leichter und mobiler (Geamtlänge: 20 m; Gesamtbreite max. 3.80 m und min. 3.05 m; Höhe: 4.20 m; Gewicht: 150 t; Schneidkopfdrehzahl: 3.5–21 Umdrehungen pro min.; 4 Schneidrollen; Andruck pro Schneidrollen: 25 t). Der Energieverbrauch einer CCM beträgt rund die Hälfte einer TBM. Die Installationsphase von ungefähr einer Woche ist gering im Vergleich zu sechs bis acht Wochen für Standard-TBMs. Trotz sechsfacher Brechleistung beträgt die Vortriebsleistung einer CMM mit vier Schneidrollen bei einem Bohrdurchmesser von 5.6 m im Vergleich zu einer entsprechenden TBM mit 43 Werkzeugen nur rund die Hälfte. Deshalb sind vierarmige CMMs für konventionelle Querschnitte und Tunnellängen ab 1 km gegenüber einer Standard-TBM noch nicht konkurrenzfähig.

Hingegen ist aus der Sicht der Wiederverwertung des Ausbruchs die CMM einer TBM überlegen. Ein Bohrversuch in einem Sandstein (σ_D : 132 MPa; σ_Z : 13.4 MPa; Angaben gemäss CMM-Beschrieb der Firma Wirth) löste Bruchstücke in einer Dimension von 400 x 200 x 100 mm vom Fels, (DARLING, 1993). In Tabelle 5.5 sind die anfallenden Materialmengen von verschiedenen Vortriebsarten miteinander verglichen.

5.7 Erkenntnisse

Seitens der TBM übt der Schneidrollenabstand den wichtigsten Einfluss auf die Korngrössenverteilung des Fräsmaterials aus. Ein erhöhter Spurabstand steigert den Anteil an

Tabelle 5.4: Massgebende maschinenspezifische und geologische Parameter, welche den Anfall an gedrunenem Ausbruchmaterial beeinflussen.

Maschinenspezifische Parameter	Einfluss klein hoch
grosser Schneidrollenabstand ausgewogener Anpressdruck kleiner Abnützungsgrad der Schneidrollen	
Geologische Parameter	
viele Trennflächen (Klüftung, Bankung, usw.) hoher Gebirgsdruck vorhandene Textur (Schieferungsgrad, Anisotropie) Winkel zwischen Textur und Tunnelachse tiefe Sprödigkeit kleine Abrasivität	

gröberen Bruchstücken im Ausbruchmaterial. Dies ist so-
gleich der einzige maschinenspezifische Eingriff, der ohne
grösseren Aufwand vorgenommen werden kann. Schneid-
rollenabstände von 130 mm im Brustbereich scheinen nicht
unrealistisch. Dadurch könnte der Anteil an Komponenten
>32 mm im Rohmaterial beinahe verdoppelt werden.

Ein erhöhter Anpressdruck führt nicht eindeutig zu grö-
beren Chips (overbreak). Es hat sich eher gezeigt, dass der
Anteil an gedrunenen Gesteinsbruchstücken mit abneh-
mender Vorschubskraft ansteigt. Die gewichtsmässige Zu-
nahme an grösseren Ausbruchmaterialien ist aber zu gering,
als dass sich eine reduzierte Vortriebsleistung rechtfertigen
würde. Einen kleinen und kaum erkennbaren Effekt auf die
Bohrgutgrösse hat auch der Abnützungsgrad der Schneid-
rollen. Neben diesen maschinenspezifischen Parametern
beeinflussen vor allem geologische und petrographische
Verhältnisse die Grösse des anfallenden Ausbruchmate-
rials. Mit zunehmender Dichte der Trennflächen im Gebirge
und erhöhtem Gebirgsdruck steigt auch der Anteil an gro-
ben Komponenten. Die massgebenden Faktoren sind nach
ihrer Gewichtung in Tabelle 5.4 aufgeführt.

Zusammenfassend sind in Tabelle 5.5 die anfallenden Ma-
terialmengen aus dem TBM-Vortrieb im Vergleich zu ande-
ren Vortriebsarten aufgeführt. Aus der Zusammenstellung
wird ersichtlich, dass beim konventionellen Sprengvortrieb
der grösste Anteil an groben Komponenten anfällt. Der
CMM-Vortrieb produziert in einem Sandstein beachtliche
Mengen an grossen Bruchstücken, die schon beinahe einem
Sprengvortrieb gleichen.

Die früher mehrheitlich verwendeten Warzenmeissel der
TBMs produzierten praktisch keinen nennenswerten Grob-
anteil im Bohrgut. Aus dieser Zeit stammt wohl die Skepsis
gegenüber einer Wiederverwertung von Fräsmaterial. Im
Gegensatz dazu kann geeignetes TBM-Ausbruchmaterial,
welches bei Diskenrollenmeisseln anfällt, einer Aufberei-
tung zugeführt werden. TSM-Material ist im Vergleich zu
TBM-Material feinkörniger.

Tabelle 5.5: Materialanfall in Massenprozent für verschiedene Vortriebsarten (min.- respektive max.-Werte; n: Anzahl der untersuchten Proben).

Art des Tunnelvortriebs	n	Materialanfall in Massen-%			
		Spacing	0/4	>32	>100 [mm]
Konventioneller Sprengvortrieb (kristalline Gesteine)	2	–	2–5	85–95	75–85
CMM-Vortrieb (Sandstein)		–	15–20	65–75	45–60
TSM-Vortrieb (Jura-Kalke)	23	–	15–40	5–35	0–5
TBM mit Warzenmeissel	2	60–70	30–50	2–20	0
TBM-Vortrieb (Sedimente, kristalline Gesteine)	15	65–85	15–50	5–50	0–10
TBM-Vortrieb mit vergrössertem Spacing (Plutonit)	1	86	45	20	0
	1	129	40	30	5
	1	172	20	35	15

6 ANFORDERUNGEN AN BETONZUSCHLAGSTOFFE

6.1 Normen

Für die Schweiz werden Anforderungen an Betonzuschlagstoffe und deren Prüfverfahren in der Norm SIA 162 (1989) respektive SIA 162/1 (1989) definiert. Im Gegensatz zu den Richtlinien der alten Norm SIA 162 (1968), stellt die neuere Ausgabe keine Anforderungen an die Kornform. Man muss sich vor Augen halten, dass die Betonnormen und die darin ermittelten betonspezifischen Zusammenhänge auf Erfahrungen mit Rundmaterial basieren. Ein direkter Vergleich dieser bekannten Kenngrössen kann beim Einsatz von Brechsand und Splitt nicht ohne weiteres gemacht werden. Es besteht ein Handlungsbedarf, Erfahrungs- und Richtwerte im Umgang von Splittbeton festzulegen. Die Norm 162 lässt aber dem Anwender die Möglichkeit, durch Vorversuche den Nachweis der gestellten Qualität zu erbringen.

Die Schweiz ist seit 1961 Mitglied des Europäischen Komitee für Normung CEN (Comité Européen de Normalisation). CEN ist eine privatrechtliche Vereinigung der EG- und EFTA-Länder. Die Schweiz verpflichtete sich, eine genehmigte Norm zu übernehmen und die entsprechende nationale Norm zurückzuziehen. Ziel dieser Normierungen ist die einheitliche Prüfung eines Produktes und eine Konformitätserklärung durch eine zugelassene Zertifizierungsstelle. Zur Zeit liegen Vornormen ENV und provisorische Normen prEN vor. Vornormen werden während drei Jahren erprobt und danach – allenfalls korrigiert – zur definitiven Euronorm erklärt. In der eigentlichen Betonnorm prEN 206 finden sich keine direkten Anforderungen an die Betonzuschläge. Die eigentlichen Anforderungen an Zuschlagstoffe liegen als Entwurf CEN/TC154/SC2/N153 (1994) vor (Tab. 6.1). Die entsprechenden Prüfverfahren sind als diverse provisorische Normen vorhanden. Im Gegensatz zu unserer, im Grunde genommen «liberalen» Betonnorm SIA 162, ist die prEN 206 mit dem Umgang von nicht «normkonformen» Zuschlägen restriktiver. So scheint es, dass nach heutigem Stand der prEN 206 Betonzuschläge, die den Betonanforderungen durch Labor- und Feldversuche nachweislich genügen, trotzdem nicht eingesetzt werden dürfen, wenn sie nicht der Norm entsprechen. Daher ist der Einsatz gewisser Alternativ-Zuschläge (zum Beispiel unbehandeltes TBM-Ausbruchmaterial) in Frage gestellt.

Generell kann festgehalten werden, dass sowohl die Anforderungen als auch die Anzahl der Prüfverfahren im Vergleich zur bestehenden Norm deutlich zunehmen werden. Die wesentlichen Änderungen betreffen Anforderungen an die Kornform und den Zertrümmerungswiderstand der Zu-

schläge. Weiter wird die Begrenzung des Feinstanteiles neu bei 0.063 mm gesetzt, im Gegensatz zum Mehlkorngehalt bei 0.125 mm. In den Normen wird auf zwei wichtige Kenngrössen zu wenig eingegangen, nämlich auf die minimale Gesteinsfestigkeit der Zuschläge und auf den maximal zulässigen Gehalt an Schichtsilikaten.

6.2 Gesteinshärte

Eines der ersten Kriterien, das erfüllt werden muss, damit Ausbruchmaterial zu Betonzuschlägen veredelt werden kann, ist eine genügend grosse Gesteinsfestigkeit. Alluvialkies und daraus gebrochene Splittprodukte weisen in der Regel hohe Gesteinsfestigkeiten auf, mit Druckfestigkeiten die zwischen 50 und 300 N/mm², meist aber zwischen 150 und 200 N/mm² liegen (CEMENTBULLETIN, 1996). Die Gesteinshärte von Ausbruchmaterial ist oftmals deutlich geringer als diejenige von natürlichem Rundkies. Der von der CEN-Norm eingeführte Los Angeles-Index beurteilt die Festigkeit der Zuschläge indirekt auf Grund ihres Abriebverhaltens gegenüber Schlag und Zertrümmerung. Das Abriebverhalten ist unter anderem auch von der Gesteinsfestigkeit abhängig. Es kann aber durchaus vorkommen, dass Zuschläge mit einem genügenden Los Angeles-Wert eine zu geringe Druckfestigkeit aufweisen und umgekehrt (siehe Kapitel 7.5.3). Betonnormen machen keine Angaben über minimale Druckfestigkeitsanforderungen der Splittprodukte, wie sie zum Beispiel für Hartschotter (≥ 120 N/mm²) verlangt werden (VSS 670'710d). Eine minimale Gesteinsfestigkeit von 100 N/mm² für Betonzuschlag aus gebrochenem Naturstein verlangt die DIN 4226 (1983, Teil 1 und der Bundesverband der Natursteinindustrie, 1993). DUBUISSON (1959) schlägt in seiner «encyclopédie pratique de la construction et du bâtiment» für armierten Beton Zuschlagstoffe mit einer Druckfestigkeit von ≥ 1000 kg·cm⁻² und für nicht armierten oder Mass beton ≥ 500 kg·cm⁻² vor.

6.2.1 Erfahrungen mit schwachem Zuschlag

Betonversuche mit druckschwachen Zuschlägen aus Tunnelausbruchmaterialien haben gezeigt, dass eher mässige bis mittlere Beton-Festigkeitsklassen erreicht werden können:

- Ein von der Sika (1994) im Labor durchgeführter Betonversuch mit aufbereitetem (gebrochenem) TBM-Material aus Chlorit-Serizit-Gneisen bis Schiefer (CD_{sgn}750gege0/32) hat gezeigt, dass auf Grund der

Tabelle 6.1: Anforderungen an Betonzuschlag gemäss Entwurf CEN/TC154/SC2/N153 (November 1994) respektive CEN/TC154/SC2/N147E (Februar 1995), Zusammengestellt nach STUDER (1996).

Eigenschaft	Anforderung												
Körnung	d und D sind aus Grundsiebsatz resp. Satz 1 oder Satz 2 auszuwählen (Grenze bei 2.8 mm fällt weg)												
Überkorn	<table><tr><td></td><td>D</td><td>1.4D</td><td>2D</td></tr><tr><td>Einzelkörnung und Sand</td><td>85–99</td><td>98–100</td><td>100</td></tr><tr><td>breite Körnung und «all-in»</td><td>90–99</td><td>98–100</td><td></td></tr></table>		D	1.4D	2D	Einzelkörnung und Sand	85–99	98–100	100	breite Körnung und «all-in»	90–99	98–100	
	D	1.4D	2D										
Einzelkörnung und Sand	85–99	98–100	100										
breite Körnung und «all-in»	90–99	98–100											
Unterkorn	<table><tr><td></td><td>d</td><td>d/2</td></tr><tr><td>Einzelkörnung</td><td>0–20</td><td>0–5</td></tr><tr><td>breite Körnung</td><td>0–15</td><td>0–5</td></tr></table>		d	d/2	Einzelkörnung	0–20	0–5	breite Körnung	0–15	0–5			
	d	d/2											
Einzelkörnung	0–20	0–5											
breite Körnung	0–15	0–5											
Bandbreite (absolut)	<div>- bei Körnungen mit $D > 11.2$ und $D/d > 2$ $d \leq 11.2$ und $D/d > 4$ - bei «all-in» Zuschlägen (D/d; $d > 4$)</div> <div>Durchgang 20–60% Durchgang 50–90% Durchgang 20–60% Durchgang 50–90%</div> <div>bei mittlerem Sieb bei 2 Zwischensieben</div>												
Bandbreite (Streuung)	<p>90% aller Siebkurven müssen in einer definierten Bandbreite zum Wert liegen, den der Produzent als «typisch» angibt;</p> <p>breite Körnungen: mittleres Sieb $\pm 15\%$</p> <table><tr><td>Sand 0/4:</td><td>4 mm</td><td>1 mm</td><td>0.25 mm</td><td>0.063 mm</td></tr><tr><td></td><td>$\pm 5\%$</td><td>$\pm 20\%$</td><td>$\pm 20\%$</td><td>$\pm 3\%$</td></tr></table> <p>(weitere Vorschriften für 0/1 und 0/2)</p>	Sand 0/4:	4 mm	1 mm	0.25 mm	0.063 mm		$\pm 5\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 3\%$		
Sand 0/4:	4 mm	1 mm	0.25 mm	0.063 mm									
	$\pm 5\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 3\%$									
Kornform	Das Gemisch der Körnungen über 4 mm darf eine gewisse Plattigkeitskennzahl nicht überschreiten: Splitt ≤ 35 ; ungebrochene Zuschläge ≤ 50 ; (> 50 : vertraglich regeln)												
ungeeignete Komponenten	Muschelgehalt ≤ 10 Gew.-%												
Feinanteil ≤ 0.063 mm	je 2 Kategorien (Kiessand resp. Splitt) für zulässigen Gehalt für groben, feinen und «all-in» Zuschlag: Falls die Fraktion ≤ 0.063 mm im Sand $> 3\%$ ist, sollen im Zweifelsfall punkto Eignung weitere Untersuchungen bezüglich der Schädlichkeit vorgenommen werden.												
Widerstand gegen Zertrümmerung	<table><tr><td>Kategorie</td><td>S1</td><td>S2</td><td>S3</td><td>S4</td></tr><tr><td>Los Angeles</td><td>≤ 20</td><td>≤ 30</td><td>≤ 40</td><td>frei</td></tr></table> <p>(S2 für Belagsbeton: wenn LA > 40 ist, dann muss ein Eignungsnachweis erbracht werden)</p>	Kategorie	S1	S2	S3	S4	Los Angeles	≤ 20	≤ 30	≤ 40	frei		
Kategorie	S1	S2	S3	S4									
Los Angeles	≤ 20	≤ 30	≤ 40	frei									
Frost-Tauwechsel	keine konkreten Anforderungen, nur informative Richtlinien												
Abrieb, Polierbarkeit, Schwinden, Quellen, anderes	<p>wenn eine Eigenschaft für den Anwendungszweck wichtig ist, soll sie gemäss entsprechenden Prüfnorm ermittelt werden.</p> <p>Keine konkreten Anforderungen, Hinweis auf Erfahrung.</p>												
Chloridgehalt	Anforderungen der EN 206 für vorgespannten, bewehrten resp. unbewehrten Beton sind gewöhnlich erfüllt, wenn der Gesamtzuschlag nicht mehr als 0.03, 0.06 resp. 0.15% Cl enthält												
Schwefelhaltige Bestandteile	Gehalt an säurelöslichem Sulfat (SO_3) $\leq 0.2\%$, Schwefelgehalt $\leq 1\%$ des Gesamtzuschlages												
Alkali-Silikat-Reaktion	keine Anforderungen, Hinweis auf nationale und regionale Regelung am Verwendungsort												
Aussehen	Hinweis auf bilaterale Regelung												
Abbinden und Erhärtung	Hinweis auf übliche Verfahren (z.B. Natronlauge-Verfahren) und Erfahrung												
säurelösliche Bestandteile	für die Verschleiss-schicht von Betonbelägen $\leq 25\%$ im Sand, sowohl in der Fraktion < 0.5 mm als auch in derjenigen ≤ 0.5 mm.												

Tabelle 6.2: Mittlere Lebenszeit (in Jahren) von Mineralen und Gesteinen (nach EGGENBERGER, 1996).

Mittlere Lebenszeit in Jahren für 1mm grosse Kristalle		Mittlere Lebenszeit in Jahren von 1mm grossen und frischen Gesteinsbruchstücken in Abhängigkeit der klimatischen Verhältnisse		
Mineral	Lebenszeit [a]	Gestein	Klima	Lebenszeit [a]
Kalifeldspat	520'000	Saure Gesteine	tropisch-feucht	20–70
Albit	80'000		feucht	41–250
Enstatit	8'800	Metamorphite	feucht	33
Diopsid	6'800	Basische Gesteine	tropisch-feucht	40
Nephelin	211		feucht	68
Anorthit	112	Ultrabasische Gesteine	tropisch-feucht	21–35

- geringen Gesteins-Druckfestigkeit (44.0–85.0 N/mm²)*
die Aggregate >8 mm im Betonmischer aufgebrochen und dadurch die Korngrössenverteilung während dem Mischprozess laufend verändert wurde. Ein Ausbreitmass von 31–41 cm und eine Druckfestigkeit fcw28d von 26.3–35.0 N/mm² zeigt, dass sowohl Frisch- als auch Festbetoneigenschaften negativ beeinträchtigt werden.
- Baustellen-Pumpbetonversuche mit mergeligen, zum Teil geschiefert Kalken aus Kandersteg und Frutigen mit tiefen Punktlast-Festigkeiten Is50 von durchschnittlich 2.5 N/mm² (senkrecht zur Schieferung) ergaben Betonfestigkeiten (Bohrkern) fc28d zwischen 23.9 und 34.4 N/mm² (Anhang D).
 - Obwohl Leventinagneiszuschläge der Probe PM^{legn}388 mit 3.7 N/mm² eine akzeptable Punktlastfestigkeit aufwiesen, betrug die Betonfestigkeiten (Bohrkern) fc28d gerade noch 30.5 N/mm². Der Grund liegt in den hohen LosAngeles-Werten (51) respektive Brechbarkeitswerten (83), die zeigen, dass diese Zuschläge einen äusserst geringen Widerstand gegen Kornzertrümmerung und Schlagbeanspruchung aufweisen (siehe dazu auch Dünnschliffaufnahmen in Figur 7.1).

Gestützt auf die Materialuntersuchungen (Kapitel 7) und auf die Betonversuche (Kapitel 10) kann als Richtgrösse für einen Beton der Festigkeitsklasse B 30/20 eine minimale Gesteinsfestigkeit von 60 N/mm² empfohlen werden. Für höhere Betonfestigkeiten sollte σ_D mindestens 75 N/mm² betragen. Diese σ_D -Werte gelten für anisotrope Gesteine parallel zur Textur.

* Ø/L: 22/44mm
 $\sigma_D = 85.0 \text{ N/mm}^2$; ∇ : 75–90°; s% = 21; n:7
 $\sigma_D = 44.0 \text{ N/mm}^2$; ∇ : 35–45°; s% = 20; n:4

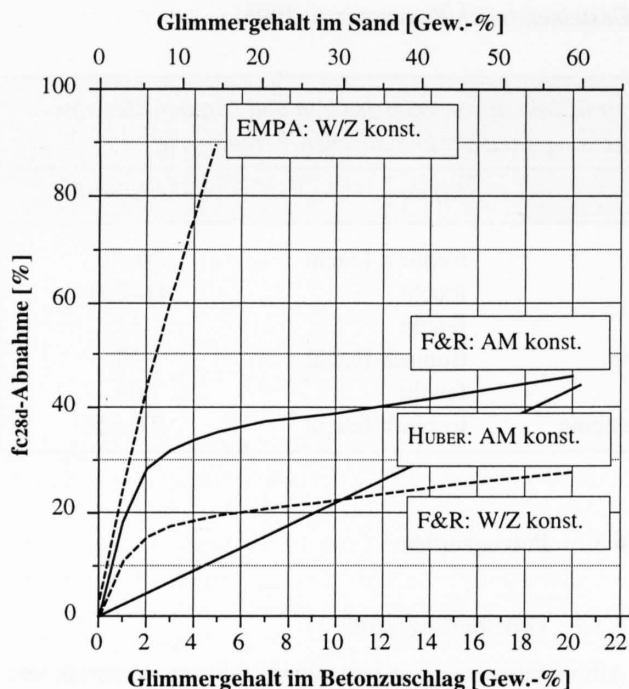
6.3 Petrographie

6.3.1 Verwitterungsgrad

Alluvialkies, insbesondere aus kristallinem Material, welcher seit Jahrtausenden exogenen Prozessen ausgesetzt war, besitzt eine Gesteinsoberfläche, die grösstenteils frei von leicht verwitterbaren und nicht druckfesten Mineralen ist. Frisch gebrochene Gesteine und Minerale weisen im natürlichen Umfeld eine Verwitterungsrate auf, die sich in Abhängigkeit der Zeit bestimmen lässt (vgl. Tab. 6.2).

Auch die Interaktion zwischen Wasser und Fels führt zu einer gewissen Eluation (Auslaugung) von chemischen Elementen. Eine Studie von STEINER (1995) zeigte, dass eine Deponierung von kristallinem Ausbruchmaterial im Grundwasser der Rhoneebene zu einem Sulfat- und Chlorid-Anstieg im Wasser führen könnte. Das Wasser würde sich ebenfalls mit den Elementen Mo, W, F, U, As, Zn, Cu und Cr anreichern.

DANIELSEN & RUESLATTEN (1984) haben festgestellt, dass Kalifeldspat (Orthoklas) und natriumreicher Plagioklas (Albit) nicht nur wegen ihrer guten Spaltbarkeit die Betonfestigkeit negativ beeinflussen können. Auch das basische Milieu des Zementleimes (pH rund 12) fördert die Reaktion von frischem Kalifeldspat zu Serizit und von Plagioklas zu Saussurit. Diese Reaktionen führen zu einer Volumenabnahme und damit zu einer verminderten Druckfestigkeit des Mörtels. Die Zugabe von bereits umgewandeltem Plagioklas als Zuschlag in den Sandfraktionen hat hingegen keinen negativen Einfluss auf die Druckfestigkeit. Einen ähnlichen Effekt konnten die gleichen Autoren auch bei Schichtsilikaten beobachten. Unverwitterter Muskowit senkt die Mörteldruckfestigkeit (Mörtel bestehend aus Quarz und 1 Gewichts-% Muskowit) nach 28 Tagen um rund 15%. Biotit statt Muskowit scheint einen noch grösseren Einfluss auf die Festigkeit auszuüben, sie wird um über 20% gesenkt. Wenn die genannten Schichtsilikate vor der Verwendung mit Säure angeätzt werden, hat dies eine wesentlich geringere Festigkeitsabnahme zur Folge (rund 10%). Zudem ist kein Unterschied mehr zwischen Biotit und Muskowit in bezug auf die Mörtelfestigkeit zu erkennen.



Figur 6.1: Druckfestigkeitsabnahme (f_{c28d}) in Abhängigkeit des Glimmergehaltes. F&R: FOOKES & REVIE (1982); AM: Ausbreitmass.

6.3.2 Schichtsilikate

Bei Tunnelbauten im zentralen Alpenraum besteht ein grosser Teil der zu durchfahrenden Lithologien aus kristallinen Gesteinen, die oft einen hohen Anteil an Schichtsilikaten aufweisen. Diese sind oftmals <2 mm im Durchmesser und werden durch den Aufbereitungsprozess in den Feinfraktionen angereichert. Bei der Bestimmung des Schichtsilikatgehaltes muss zwischen freien Schichtsilikaten in den Feinfraktionen, an der Gesteinsoberfläche und in den Aggregaten selbst unterschieden werden. Letztere haben keinen merklich negativen Einfluss, ausser einer durch die Gesteinsanisotropie hervorgerufenen Abnahme der Gesteinsdruckfestigkeit.

Freie Schichtsilikate, die mit Mischwasser und Zement in Kontakt kommen, haben einen negativen Einfluss sowohl auf die Frischbeton- als auch auf die Festbetoneigenschaften. Mit steigendem Glimmergehalt nimmt auch die Wassermenge bei gleichbleibender Verarbeitbarkeit zu. FOOKES & REVIE (1982) haben gezeigt, dass schon 1 Gewichts-% freier Muskowit im Betongemisch 0/20 die 28-Tage Druckfestigkeit um 10% (bei gleichem W/Z) respektive um 20% (bei gleich bleibender Verarbeitbarkeit) vermindern kann (Fig. 6.1). Die benötigte Wassermenge steigt um rund 5% bei einer gleich bleibenden Verarbeitbarkeit des Betons. Den relativ grössten Einfluss auf die Druckfestigkeit zeigen Muskowitgehalte von weniger als 4 Gewichts-%.

Mörtel und Betonversuche von HUBER (1971) mit biotit- und muskowithaltigen Sanden (Verhältnis Biotit zu Muskowit = 1:1 bis 4:1) führten zu ähnlichen Festigkeitsabnahmen. Im

Gegensatz zu FOOKES & REVIE (1982) stellt HUBER (1971) eine lineare Abhängigkeit zwischen Glimmergehalt und Druckfestigkeitsabnahme fest. Laborversuche mit granitischen Sanden führten bei einem Muskowitgehalt von 1 Gewichts-% zu einer Herabsetzung der Betonfestigkeit von rund 5% (DEWAR, 1963 in SMITH & COLLIS, 1993). Versuche an Zement-Glimmer-Gemischen mit Phlogopit (Mg-reicher Biotit) zeigen gemäss BEAUDOIN (1982) im unteren Bereich ebenfalls eine exponentielle Abhängigkeit. Ein Anteil von 6 Gewichts-% Glimmer führte hier zu einer rund 60 prozentigen Druckverminderung. Im Gegensatz zu den Versuchen an der EMPA (1993) nahm die Spaltzugfestigkeit tendenziell zu.

Laborversuche mit Muskowit-Zusatz im Betongemisch 0/32 (EMPA-Standardbeton) haben bei gleichbleibenden W/Z eine Reduktion von ca. 10 N/mm² pro Gewichts-% Muskowit bei der Betondruckfestigkeit und ca. 0.7 N/mm² bei der Spaltzugfestigkeit ergeben (unveröffentlichter Firmenbericht der EMPA, 1993). Mit 5 Gewichts-% Glimmer erreichte die Festigkeit nur noch 4 N/mm², was 1/10 des Wertes der Nullmischung ausmacht. Die – im Gegensatz zu den anderen Autoren – beschriebene drastische Druckverminderung beruht eventuell auf der Grösse der im Versuch verwendeten Glimmerplättchen, die durchschnittlich 3 mm betrug. Es ist denkbar, dass diese im Mischprozess auseinandergefallen sind und sich dadurch der prozentuale Anteil an Glimmeroberflächen verdoppelte.

Die SIA-Norm 162/1 schreibt für Beton ab B 30/20 einen maximalen Anteil an petrographisch ungeeigneten Komponenten von 5 Massen-% vor. Steigt der Anteil auf zwischen 5–10 Massen-%, ist die Wirkung auf die Eigenschaft des Festbetons zu prüfen. Für Beton B 20/10 und B 25/15 sind bis zu 10 Massen-% an ungeeigneten Komponenten zulässig. Beträgt der Anteil 10–15%, ist auch hier die Wirkung auf die Eigenschaft des Festbetons zu prüfen. In den CEN-Normen befinden sich keine Angaben über Grenzwerte für Schichtsilikate. Die zulässigen Höchstmengen an ungeeigneten Komponenten gemäss SIA- und VSS-Normen sind in Tabelle 6.3 dargestellt.

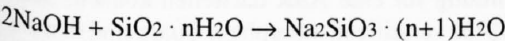
Die Bestimmung der Glimmergehalte in Massenprozenten, vor allem in der massgebenden Sandfraktion 0/4mm, kann in der Praxis nicht mit vernünftigem Aufwand durchgeführt werden. Hierbei muss der Glimmer mittels Schwerelösung (aus Tetrabromäthan und Tetrachlorkohlenstoff, nach HUBER, 1971) von den restlichen Mineralen abgetrennt werden. Glimmerbestimmungen im Sand, die mit einigermaßen vertretbarem Aufwand durchgeführt werden können, erfolgen mit dem Binokular durch Schätzung in Stück-% (siehe Kapitel 7.6). Ein aufwendiges aber genaueres Verfahren ist das Auszählen der Minerale nach dem digitalen Punktesystem (Point Counting), ebenfalls in Stück-%. Diese Prozentsätze stimmen aber nur dann mit Volumen-% oder Gewichts-% überein, wenn es sich um isometrische Minerale mit ungefähr gleichem spezifischen Gewicht handelt. Dies trifft für Glimmer nicht zu, da sie deutlich kleiner (dünner) sind als die restlichen Minerale der gleichen Fraktion, aber

ein höheres spezifisches Gewicht aufweisen. Das Verhältnis Gewichts-% zu Stück-% variiert für Schichtsilikate je nach Grössenfraktion, beträgt aber durchschnittlich 1:6 (unveröffentlichter Firmenbericht der EMPA, 1993) bis 1:10 (DANIELSEN & RUESLATTEN, 1984). Ein mittleres Verhältnis von 1:8 erscheint realistisch.

Die in Figur 6.1 dargestellten Abhängigkeiten zwischen der Festigkeitsabnahme des Betons und dem Glimmergehalt zeigen, dass Menge, Grösse und Art der Schichtsilikate die Betonfestigkeit unterschiedlich beeinflussen. Für einen Beton von der Festigkeitsklasse B 30/20 an, kann als Richtlinie gelten, dass ein Gewichts-%, bezogen auf den gesamten Zuschlag an Glimmerplättchen, nicht überschritten werden sollte. Diese Menge entspricht ca. 8 Stück-%. Mit einem Gewichts-% respektive 8 Stück-% Glimmer, wird die Betonfestigkeit je nach Autor zwischen 5–20% gesenkt (Fig. 6.1). Gesamtglimmergehalte von <10 Stück-% haben sich in den durchgeführten Untersuchungen nicht merklich auf Frisch- und Festbetoneigenschaften ausgewirkt (siehe Kapitel 10). Die Anwendung der SIA-Norm 162/1 mit zulässigen 5 respektive 10 Gewichts-% für petrographisch ungeeignete Komponenten darf auf Schichtsilikate nicht angewandt werden.

6.3.3 Alkali-Aggregat-Reaktion

Die bekannteste Art der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) ist die sogenannte Alkali-Silikat-Reaktion (ASR), die in Form einer chemischen Reaktion zwischen löslichen Alkalien (K⁺, Na⁺) im Betongemisch und löslichem Silizium oder reaktiven Silikaten der Aggregate auftritt:



Das Produkt dieser Reaktion ist ein expansives Gel, welches zu Rissen im Betoninnern und an der Oberfläche führen

kann. In Kanada und Südafrika wurden diese Phänomene bereits in den 40er Jahren beschrieben. Auch in Europa sind unterdessen diverse ASR-Probleme in der Literatur behandelt worden. Neben der am häufigsten auftretenden ASR kennt man aus Kanada und Frankreich eine Alkali-Karbonat-Reaktion mit dolomitischen Kalkkomponenten. GILOTT et al. (1973) beschrieb eine ASR, die von gewissen Schichtsilikatarten (u.a. Vermiculit, Chlorit) in Phylliten, Tonen und Grauwacken ein expansives Verhalten zeigte. Viele Länder kennen entsprechende Normen oder Empfehlungen zum Thema ASR (in Europa: Belgien, Dänemark, England, Frankreich, Deutschland, Island, Irland, Italien, Niederlande, Norwegen, Portugal, Schweden). Bei der ASR kann zwischen einem langsam- und einem rasch-reaktiven Typ unterschieden werden. Die rasche Reaktion findet bereits nach einigen Monaten statt und wird vor allem durch amorphen Quarz ausgelöst. Im Gegensatz dazu macht sich der langsame ASR-Typ erst nach einigen Jahren bis Jahrzehnten bemerkbar. Auf internationalem Niveau wurde keine einheitliche Normierung betreffend der AAR erreicht, da die möglichen Reaktionen vom jeweiligen Zuschlagstyp, entsprechend der geologischen Region abhängig sind. In den CEN-Normen wurde auf eine europaweite Normierung verzichtet und empfohlen, auf die nationalen Normen und Erfahrungen zurückzugreifen. Die Schweiz kennt keine Normen bezüglich der AAR, da bis anhin keine Reaktionen öffentlich bekannt wurden.

HAMMERSCHLAG & REGAMEY (1995) haben die erste Publikation über ASR-Erscheinungen im Beton der Ilsee-Staumauer (Crans-Montana, CH) publiziert:

Fixpunktmessungen beidseits der Staumauer haben über eine Zeitperiode von 48 Jahren eine Expansion von 11.5 bis 32 mm aufgezeigt. Dies bedeutet, dass die Mauerdicke bis zu 5 cm zunahm. Neben der Expansion wurde auch eine vertikale Verschiebungskomponente und Riss-

Tabelle 6.3: Zulässige Höchstmengen an ungeeigneten Komponenten gemäss VSS- und SIA-Normen.

Ungeeignete Komponente	Höchstmenge an petrographisch ungeeigneten Komponenten [Massen-%]			Höchstmenge an weichen Gesteinen [Massen-%]		
	VSS 670'710d: Sande, Splitte, Schotter für Beläge			VSS 670'120b: Kiessande	SIA 162/1: Betonzuschlagstoffe	
	für bituminöse Deck-schichten	aus Trag-schichten	aus Beton	I	II	
Glimmer >3 mm	0	2	2			
Glimmer <3 mm	2	5	5	2	3	5 10
Grobkristalliner Feldspat, weiche Molassesandsteine, Mergelkalke, stark poröse, verwitterte, mürbe Körner	6	10	6			

bildung festgestellt. In Dünnschliffuntersuchungen konnte die expansiv wirkende Gelbildung der ASR nachgewiesen werden. Die beobachtete Ettringitbildung wirkte im Vergleich zur ASR wenig expansiv. Bei den Zuschlägen des Massenbetons handelt es sich um Gneis, Quarzit und Glimmerschiefer. Reaktive Minerale waren gemäss den Autoren Quarz, Feldspat und eventuell auch Muskowit. ASR fand sowohl an Korngrenzen wie auch im Korninnern statt. Diese Phänomene führten zu einer

erhöhten Wasserdurchlässigkeit des Betons. Als Gegenmassnahme wurde die seeseits liegende Mauer (ohne eigentliche Sanierung des Betons) mit einer PVC-Geomembrane überzogen, um den Wasserkontakt zum Beton zu unterbinden.

Tritt eine ASR auf, werden oftmals die Aggregate als Auslöser und somit als Verursacher der Schäden bezeichnet. Damit eine Reaktion stattfinden kann, müssen ausser reaktiven Zuschlägen diverse Bedingungen erfüllt werden:

- Genügender Anteil an freien Alkalien (K^+ , Na^+), die hauptsächlich vom Zement und Zusätzen geliefert werden. Untergeordnet stammen Alkalien aus den Zuschlägen selbst oder aus dem Mischwasser.
- Reaktives SiO_2 der Aggregate (Reaktion mit gewissen Silikatzusätzen?).
- Qualität und Beschaffenheit des Betons (Porosität, Zusätze).
- Klimatische Exposition des Betons (erhöhte Temperaturen, Wasserkontakt und -zirkulation, Luftfeuchtigkeit, usw.; Betonteile im Untertagebau sind durch ihre besondere klimatische Exposition speziell gefährdet).

In Tabelle 6.4 sind die wichtigsten Gesteinstypen und Minerale aufgeführt, die im alkalischen Milieu reagieren können. Aus dieser Zusammenstellung wird ersichtlich, dass für die Schweiz in erster Linie kristalline Gesteine, wie Granit, Granodiorit, Gneis und Glimmerschiefer, eine mögliche Gefährdung für eine ASR darstellen können. Sedimente mit diffus verteiltem, amorphem Quarz sind in unseren Regionen weniger vertreten. Silexanreicherungen und Cherts kommen meistens in geologisch bekannten Horizonten vor. Amorpher Quarz hingegen ist durchaus in unserem alluvialen Sand und Kies vorhanden.

Für die Beurteilung einer AAR-Gefährdung gibt es, wie erwähnt, zahlreiche Normen mit unterschiedlichen Prüfverfahren und Grenzwerten. Im Rahmen der AlpTransit-Gottard-Voruntersuchungen wurden Ausbruchmaterialien auf eine mögliche ASR-Gefährdung hin gemäss den französischen Normen untersucht. Eine Beschreibung dieser Testverfahren kann in Anhang C eingesehen werden. Die Laborversuche fanden unter der Leitung von Dr. Hammerschlag an der TFB in Nyon statt (die Resultate sind im Kapitel 7.6.2 zusammengefasst). Das Prüfverfahren ist modular aufgebaut, so dass bei einem positiven Befund oder nicht eindeutigen Resultaten eine Nachfolge-Prüfung durchgeführt werden kann, respektive muss. Es ist auch möglich, von Anfang an verschiedene Untersuchungen gleichzeitig anzunordnen, um so die Aussagekraft der Ergebnisse zu verstärken.

Tabelle 6.4: *Hauptsächliche Gesteinstypen und Minerale, die im Zusammenhang mit AAR auftreten können (LCPC, 1991).*

Magmatite	
Granit Granodiorit	Deformierter Quarz, undulös auslöschend; verwitterter Feldspat mit Rissen
Rhyolit, Dacit Andesit, Trachandesit, Basalt	Vorkommen von teilweise bis vollständig kristallisierten (sauren und basischen) Gläsern; Tridymit; Kristobalit; Opal
Obsidian, Vulkanischer Tuff	Vorkommen von mehr oder weniger kristallisierten, SiO_2 -reichen Gläsern, oft mit Mikrorissen
Metamorphite	
Gneis Glimmerschiefer	Undulös auslöschender Quarz; rekristallisierter Quarz; Risse; verwitterter Feldspat und Glimmer
Quarzit Hornfels	Quarzitische- und Opal-Matrix; rekristallisierter Quarz in Form von undulös auslöschendem Mikroquarz; Quarz mit Mikrorissen
Sedimente	
Sandstein, Quarzit	Wenig kristallisierte Silikat-Matrix; Risse
Grauwacke, Siltstein, Quarzschiefer	Phyllite; Opal; mikrokristalliner Quarz
Cherts, Silex, Kalk, dolomitischer Kalk, Dolomit	Calcedon; Opal Opal-ähnliches, diffus verteiltes SiO_2 in Form von Mikroknollen oder ev. mit Sulfiden und Phylliten assoziiert

7 QUALITÄTSBESTIMMUNGEN AM ANFALLENDEN UND AUFBEREITETEN AUSBRUCHMATERIAL

Anforderungen an Betonzuschläge beziehen sich verständlicherweise auf aufbereitete Splittprodukte und nicht auf das anfallende Bohrgut. Die Anwendung von Kies- und Splitt-Normen oder Prüfverfahren für TBM-Ausbruchmaterialien benötigen gewisse Anpassungen. Es müssen Gesteinskennwerte definiert werden, die bezüglich der Prüfung des Rohmaterials eine signifikante Aussagekraft besitzen und eine Zuordnung nach Qualitätsklassen ermöglichen. Im Rahmen eines Untertagebaus gilt es die diversen Informationsquellen zu nutzen, die Angaben über die zu erwartenden Felskennwerte liefern können.

Eine Beurteilung des Ausbruchmaterials einzig auf Grund der in Tunnelprognosen angegebenen Gesteinskennwerte, kann nicht mit genügender Sicherheit durchgeführt werden (NATHANAIL, 1990). Vorhandene geophysikalische und geologisch-geotechnische Messungen, die im Rahmen einer Vorabklärung im Untertagebau durchgeführt werden, können aber erste Einschätzungen bezüglich der Wiederverwertung des Ausbruchmaterials bringen. Die während dem Vortrieb eventuell durchgeführte geophysikalische Vorerkundung und Vorausbohrungen oder gewisse TBM-Parameter ergeben wichtige Informationen über die sich ändernde Felsqualität. Eine genaue Bestimmung der Gesteinsqualität ermöglicht ein Sondierstollen im Bereich des Haupttunnels. Eine definitive Qualitätsbeurteilung kann aber letztlich erst am Material selbst durchgeführt werden.

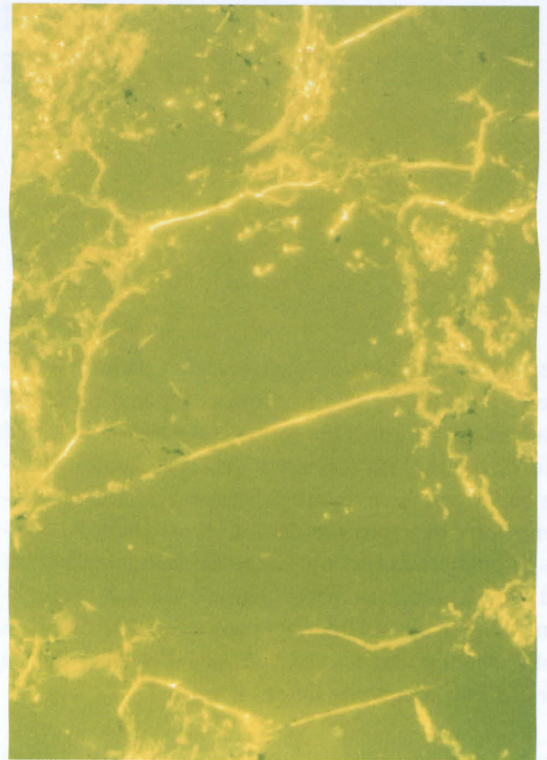
7.1 Felsfestigkeit im Vergleich zur Gesteinsfestigkeit

Beim Untertagebau ist es unabdingbar, zwischen der in situ Felsfestigkeit und der Gesteinsfestigkeit des anfallenden Ausbruchmaterials zu unterscheiden. Vor allem in Gebirgskörpern mit grossen Spannungszuständen (Überlagerungs- oder Seitendruck) kann die durch Druckentlastung geschwächte Gesteinsfestigkeit um einiges tiefer liegen als die angetroffene Felsfestigkeit. Gebirgsentlastung äussert sich durch Mikrorissbildungen, Abplatzungen und/oder Niederbrüche. An Bohrkernen macht sich eine Druckentlastung am sogenannten «Disk-Chipping» bemerkbar (ISHIDA & SAITO, 1995). Innerhalb einiger Tage bis Wochen bilden sich im Bohrkern planare Bruchflächen, die auch in einem anisotropen Fels quer zur Schieferung verlaufen können. Entspannungsvorgänge an Kernen können akustisch oder mittels Ultraschallmessungen erfasst werden (STÖTZNER, 1994). Durch Imprägnierung der Gesteinsproben mit fluoreszierendem Harz können Mikrorisse im Dünnschliff erkannt werden (Fig.7.1).

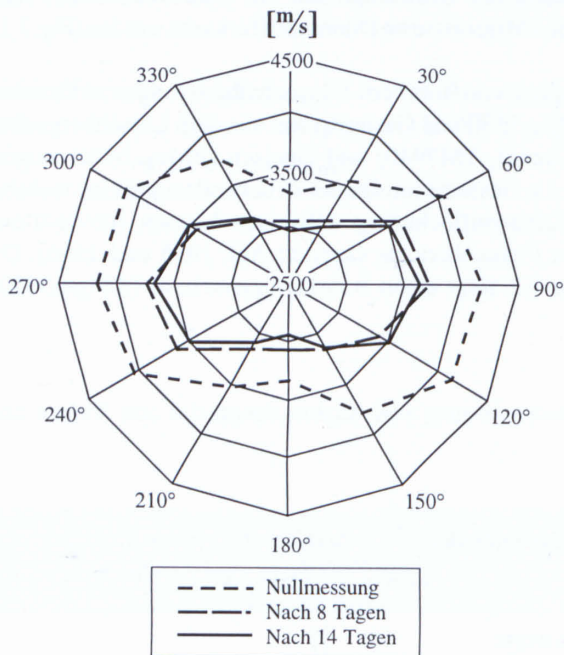
Beispiele von Bohrkern-Ultraschallmessungen an Graniten (AMgran3530 und Gasterngranit aus dem Lötschbergscheitel-Tunnel, TM7940) und Gneisen (PMlegn1670) zeigen, dass die Gesteine infolge der Druckentlastung eine messbare Gefügebrauchlockerung aufweisen können (unveröffentlichte Firmenberichte GEOTEST AG, 1995 und 1996). Die Figur 7.2 zeigt einen Bohrkernquerschnitt (AMgran3530),

Tabelle 7.1: Mögliche Informationsquellen die bezüglich der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial von Nutzen sein können.

Zeitpunkt der Dateninformation bezogen auf den Materialanfall	Möglichkeiten der Qualitätsbestimmung	Zuverlässigkeit der Aussage klein hoch
vorher	Prognosen, Erfahrungswerte Geophysikalische Vorabklärungen Bohrung (Geophysik, Kerne)	
während	Felsklassierung Geophysikalische Vorabklärungen TBM- und Bohr-Parameter Kerne, Vorausbohrung	
nachher	Sondierstollen (geologische Aufzeichnung u. Materialuntersuchung) Untersuchung des Ausbruchmaterials	



Figur 7.1: Rissvisualisierung AM_{gran3530}; links: Dünnschliffaufnahme mit doppelt polarisiertem Licht, 120-fache Vergrößerung; rechts: Gleicher Ausschnitt mit UV-Belichtung.



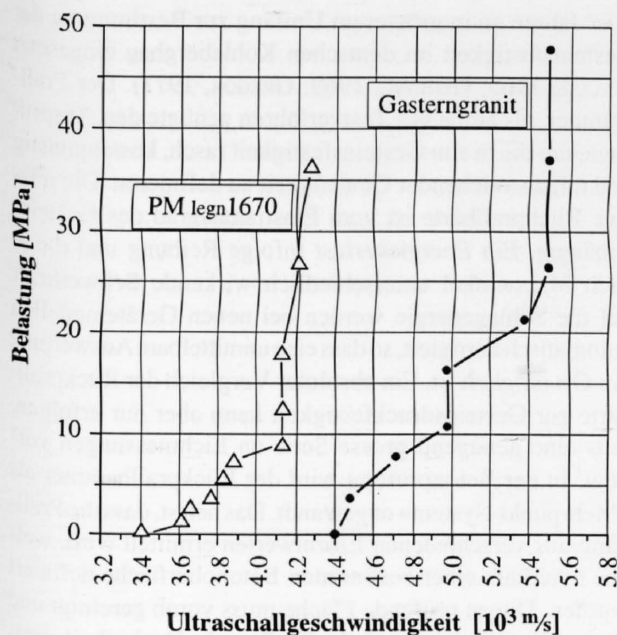
Figur 7.2: Ultraschall-Entspannungsmessungen an einem Granit-Bohrkern AM_{gran3530} (unveröffentlichter Firmenbericht der GEOTEST AG, 1995). Schematische Darstellung des Bohrkernquerschnittes mit den jeweils gegenüberliegenden Messstrecken (z.B.: 0°–180°). σ_D : 157.2 u. 299.6 N/mm² (ϕ/L : 50/100 mm); σ_s : 11.9 N/mm² (ϕ/L : 50 mm; $s\%$: 5.4; n : 3) Cerchar: 5.7 ($s\%$: 8.8).

an welchem Ultraschallmessungen nach der Entnahme, nach 8 und nach 14 Tagen durchgeführt wurden (vgl. Fig. 7.2). Die Abnahme der Durchlaufgeschwindigkeiten gegenüber der Nullmessung betrug für die Messung nach 8 Tagen 12.7% und nach 14 Tagen 13.8%. Die Entspannung erfolgte somit hauptsächlich in den ersten 8 Tagen.

Die im Gasterngranit undulös auslöschenden Quarzminerale weisen durch prismatische Säulenbildung und Subkornbildung auf Deformationserscheinungen infolge Spannungsphänomene hin. Die Rissbildung durch die Entspannung erfolgte circumgranular und entlang von älteren rekristallisierten Mikrorissen.

Ultraschallmessungen lassen sich auch an entspannten Bohrkernen durch schrittweise Belastung durchführen (Fig. 7.3). Die Differenz zwischen der maximal erreichbaren Schallgeschwindigkeit des belasteten Kernes und der Nullmessung am entlasteten Prüfkörper zeigt den Grad der Gesteinschwächung an. Messungen mit schrittweiser Belastung an den Bohrkernen der Proben PM_{legn1670} und dem Gasterngranit aus dem Lötschberg-Scheiteltunnel (TM7940) haben Differenzen von 19.7% respektive 19.6% gegenüber der Nullmessung ergeben.

Mit der Abnahme der Durchschallgeschwindigkeit kann auch eine Druckverminderung für die oben erwähnten Beispiele erwartet werden. Auf Grund dieser unterschiedlichen Fels- respektive Gesteinskenngrößen ist es besser, die massgebenden Gesteinskennwerte erst am anfallenden Bohrgut zu ermitteln.



Figur 7.3: Ultraschallmessung unter schrittweiser Belastung der Bohrkern (unveröffentlichter Firmenbericht der GEOTEST AG, 1995). Δ: Leventinagneis aus dem Sondierstollen der Pioramulde TM1670; Bohrkerntiefe ab Stollenwand: 13.0–13.5 m; Ø/L: 84/104 mm. •: Gasterngranit aus dem Lötschberg-Scheiteltunnel TM7940; Bohrkerntiefe ab Tunnelwand: 5.08–5.23 m; Ø/L: 49/108 mm

7.2 Bestimmung der Gesteinsqualität vor Ort im Untertagebau

In Untertagebau sind neben den bekannten Prüfverfahren zur Bestimmung der Gesteinsparameter wie Druck-, Zug- und Scherfestigkeit zahlreiche Methoden bekannt, welche die Gesteinsqualität indirekt ermitteln (vgl. dazu auch Kapitel 4.2). Diese Testverfahren haben oftmals zum Ziel, die Abtrageigenschaften des Felses zu beschreiben. Hierbei werden Kenngrößen wie Bohrbarkeit, Fräsbarkeit, Schneidverhalten, Abrasivität, Zähigkeit u.a. umschrieben. Im Zusammenhang mit dem Untertagebau sind zahlreiche Methoden entwickelt worden, die sich in der Praxis mehr oder weniger durchgesetzt haben. Umfassende Zusammenstellungen

* Laboratory tests: Taber Abrasion Hardness; Total Hardness; Rock Abrasion Coefficient; N.C.B. Cone Indenter; Critical Energy Release Rate; Drilling Rate Index; Laboratory Cutting Test; Laboratory Drilling Test; Rock Texture Tests; Toughness Index; Fracture Index; Specific Energy by Instrumented Cutting Test; Cutter Wear by Instrumented Cutting Test. In situ tests: MRE Penetrometer; Shore Scleroscope Hardness; Expanding Bolt Seam Tester; USBM In-seam testing Instrument; South African Indent/Plough Tester; Nottingham University In-seam testing Device (nach HOWARTH, 1987 und CHEN & VOGLER, 1992).

lungen dieser Prüfverfahren wurden von HOWARTH (1987) und CHEN & VOGLER (1992) durchgeführt*.

Es kommen vor allem Verfahren zur Anwendung, die den Ansprüchen der Praxis gerecht werden, aber trotzdem einfach und rasch durchzuführen und nicht allzu teuer sind. Bezüglich der Wiederverwertung von Ausbruchmaterial liefern auch diese Testergebnisse gute Kenngrößen.

7.2.1 Geophysikalische Erkundung der Gebirgseigenschaften

Geophysikalische Vorerkundungen im Untertagebau können, je nach Fragestellung, von der Erdoberfläche, in Bohrlöchern, an der Ortsbrust respektive Stollenwand oder an Bohrkernen (Oberflächenbohrungen oder im Tunnel) durchgeführt werden. Es sind dies: Gravimetrie, Geoelektrik, Elektromagnetik, Georadar, Seismik, Radiometrie, Magnetik, Geothermie, Ultraschall, Tomographie). Diese Erkundungen ermöglichen das Erfassen von Störungszonen, Kluftsystemen und Hohlräumen in Gebirgskörpern. Zur Vorerkundung wurden mit unterschiedlichen Resultaten Versuche mit VSP- (Vertical Seismic Profiling) und Reflexions-Seismik (SÄTTEL et al. 1991 und BLÜMLING et al. 1992) sowie mit dem Georadar unternommen (AMSTAD, 1993). Bei diversen TBM-Herstellern laufen Versuche mit fest installierten Geräten am Bohrkopf, die On-Line-Messungen erlauben sollen. Das Hauptproblem bei dieser Anwendung ist die relativ geringe Messdistanz, die gemäss GRASMÜCK (1995) etwa dem Bohrkopfdurchmesser entspricht.

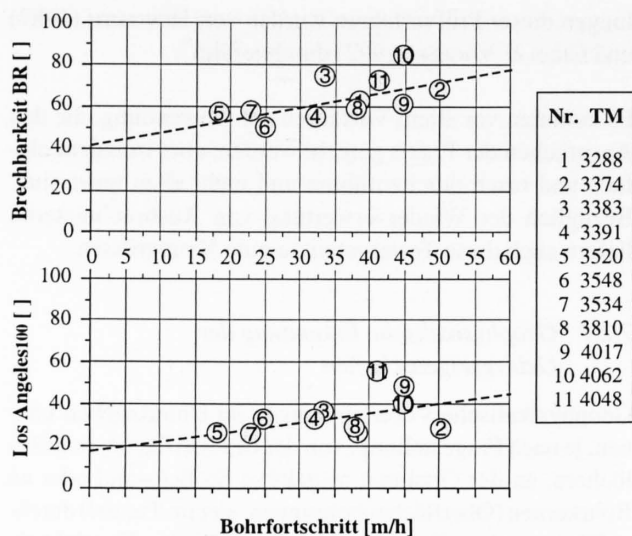
Geophysikalische Messungen allein werden kaum exakte Aussagen über felsmechanische Parameter zulassen, die für eine Bewertung des anzubohrenden Gesteines ausreichen. Solche Messungen können aber neben der grossräumigen Strukturerkundung prognostizieren, ob die folgende Felsqualität ähnlich oder deutlich verschieden sein wird.

7.2.2 TBM-Parameter in Abhängigkeit der Gesteinsqualität

Während dem Vortrieb können TBM-spezifische oder Aufzeichnungen von Vorausbohrungen Hinweise auf die anzutreffende Felsqualität anzeigen. STADIE (1987) benutzte den Begriff Gebirgsgüte, respektive spezifische Lösungsgeschwindigkeit, um das Verhalten des Gebirges so früh wie möglich zu beurteilen. Die Lösungsgeschwindigkeit V_L wird bestimmt durch die Vortriebsgeschwindigkeit V_m und Vorschubkraft F_v , bezogen auf die aufgefahrene Fläche des Tunnelquerschnitts D .

$$V_L = \frac{V_m \cdot \pi \cdot D^2}{4 \cdot (F_v - F_R)} \quad \left[\frac{\text{cm}^3}{\text{min kN}} \right] \quad \text{Gleichung 7.1}$$

F_R ist die beim TBM-Vortrieb benötigte Kraft zur Überwindung der Reibung im System und an den Kontaktstellen zum Gebirge. Vortriebsgeschwindigkeit und Vorschubkraft werden standardmässig kontinuierlich aufgezeichnet und oftmals in die portalnahen Büros der Bauleitung übermit-



Figur 7.4: Vergleich der Bohrleistung zum Los Angeles-Index L.A.100 respektive zum LCPC-Brechbarkeitsindex BR. Vorausboreungen im Stollen Cleuson-Dixence ab TBM (Chlorit-Serizit-Gneis und Prasinit).

telt. Trotz relativ grosser Schwankungen des Anpressdruckes (z.B. Einfluss des Maschinisten, unterschiedliche Felsfestigkeit, Klüftung, Auflockerung und Nachbrüche) konnte STADIE (1987) Abhängigkeiten zwischen der Lösegeschwindigkeit VL und Festigkeitsunterschieden (Verbandsfestigkeit) von Sandstein zu Tonschiefer erkennen.

McFEAT-SMITH & TARKOY (1979) haben gezeigt, dass verschiedene Indexwerte für die Charakterisierung der Gesteins Härte wie «point load», «cone indenter hardness» oder «total hardness» mit der Vortriebsgeschwindigkeit respektive Penetrationsrate (m/h) korrelieren.

7.2.3 Vorausboreungen als Indiz für die Gesteinsqualität

Die Bohrleistung von Spül- oder Kernbohrungen, die der Vorerkundung dient, kann ebenfalls erste Hinweise auf eine mögliche Änderung der Gesteinsqualität geben. In Figur 7.4 ist der Bohrfortschritt gegen den Los Angeles 100-Index respektive den LCPC-Brechbarkeitsindex aufgetragen (L.A.100: Abschnitt 7.4.1.1; LCPC-Brechbarkeitsindex: Abschnitt 7.4.2).

Es kann eine allgemeine Zunahme des Los Angeles 100-Indexes respektive des Brechbarkeitsindex mit der Bohrleistung festgestellt werden. Dies bedeutet, dass die anfallende Gesteinsqualität mit zunehmender Geschwindigkeit abnimmt.

7.2.4 Schmidt'scher Hammer

Der ursprünglich von SCHMIDT (1951) zur Ermittlung der Betonfestigkeit entwickelte Prüfhammer wurde von den

60er Jahren an in grösserem Umfang zur Bestimmung der Gesteinsfestigkeit im deutschen Kohlebergbau eingesetzt (HAASE, 1965; GEHRING, 1969; GREGOR, 1971). Der Prallhammer als einfaches Testverfahren genügt den Ansprüchen, um die in situ Gesteinsfestigkeit rasch, kostengünstig und mit ausreichender Genauigkeit zu definieren. Die relative Rückprallhärte ist vom Elastizitätsgrad des Gesteins abhängig. Ein Energieverlust infolge Reibung und die je nach Messwinkel unterschiedlich wirkende Schwerkraft auf die Schlagenergie werden bei neuen Gerätemodellen automatisch korrigiert, so dass eine unmittelbare Auswertung vor Ort möglich ist. Ein absoluter Vergleich der Rückprallhärte zur Gesteinsdruckfestigkeit kann aber nur erfolgen, falls eine genügend grosse Serie an Eichmessungen vorliegt. In der Betonprüfung wird der Rückprallhammer als «Mehrpunkt-System» angewandt. Das heisst, dass die Prallhärte aus verschiedenen Einzelwerten ermittelt wird, welche innerhalb einer bestimmten Betonoberfläche definiert wurden. Die zu prüfende Fläche muss vorab gereinigt und glattpoliert werden, damit der Einfluss der Rauigkeit minimal gehalten werden kann. Gemäss DIN 1048 wird für die Betonprüfungen der Mittelwert aus zehn Schlägen verlangt. Im Gegensatz zur «Mehrpunkt-Prüfung» für Beton wurde für die Fels- respektive Gesteinsprüfung auch eine «Einpunkt-Prüfung» vorgeschlagen. Bei dieser Methode erfolgen die Messungen ohne Absetzen des Bolzens auf den gleichen Punkt. In Tabelle 7.2 sind diverse Mess- und Auswertungsverfahren für die Felsprüfung aufgeführt. In Anbetracht dieser vielfältigen Prüf- und Auswertungsempfehlungen für den Rückprallhammer erstaunt es nicht, dass die Qualität und Aussagekraft der Ergebnisse unterschiedlich ist und die Resultate deshalb mit entsprechender Vorsicht zu interpretieren sind. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass der geeignete Einsatzbereich des Hammers für Gesteinsdruckfestigkeiten zwischen 10–100 N/mm² liegt. Im Hinblick auf eine Evaluation des Ausbruchmaterials für eine Verwertung als Betonzuschläge ist dies ein idealer Einsatzbereich. Oberhalb und unterhalb dieser Festigkeitsgrenzen streuen die Resultate stark.

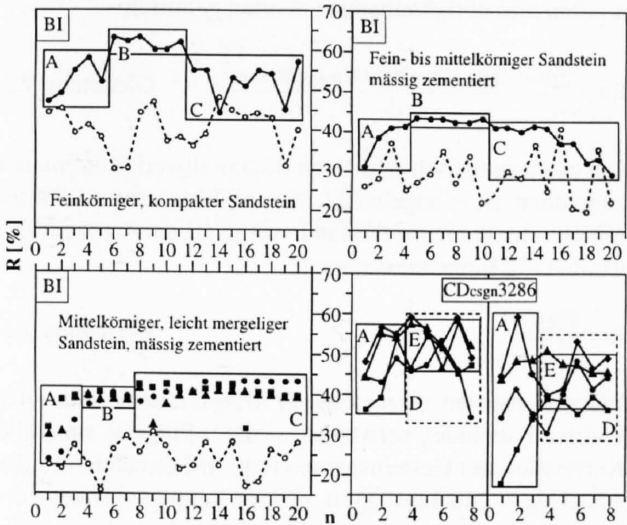
Die in Tabelle 7.2 aufgeführten Messverfahren wurden in die Hauptgruppen «Einpunkt-», respektive «Mehrpunkt-Verfahren» unterteilt, da sie sich grundsätzlich unterscheiden. Das Verfahren mit mehreren einzelnen Messungen (Mehrpunkt-Verfahren) gemäss der Betonprüfung, kann nicht ohne weiteres auf Fels übertragen werden, da die Oberflächenbeschaffenheit und -rauigkeit der Felsoberfläche die Ergebnisse zu stark beeinflussen. Auch eine mit TBM gefräste Stollenwand ist je nach Korngrösse und Kornform der Minerale rau und ungleichförmig. Die Werte können nicht miteinander verglichen werden, weil die Messbedingungen für jeden einzelnen Punkt variieren. WILLIAMS & ROBINSON (1983) konnten an je 100 Einzelmessungen nachweisen, dass die an einem Feldspat-Sandstein ermittelten Rückprallwerte für die unbehandelten Gesteinsoberflächen im Vergleich zum Wert der polierten Oberfläche rund 25% tiefer lagen. Aus diesem Grund sollte das «Mehrpunkt-Verfahren» ohne Vorbehandlung der Fels-

Tabelle 7.2: Diverse Prüf- und Auswertungsempfehlungen für den Umgang mit dem Schmidt'schen Rückprallhammer auf Fels (* M: Mehrpunkt-Verfahren, E: Einpunkt-Verfahren; mi: Mittelwert; sd: Standardabweichung; Vk: Variationskoeffizient; n: Anzahl Schläge).

Verfahren*	Versuchsanordnung	n	Auswertung	Referenz
M	kleiner Messabstand	10	max.-Werte	HUCKA (1965)
M	Abstand der Messungen > 25 mm	15	mi aus 10 max.-Werten; sd ≤ 2.5	DEERE & MILLER (1966)
E	nicht definiert	2 · 20	mi aus max.-Werten	GEHRING (1969)
M	nicht definiert	9–25	mi, min., max., sd, Vk	BSI (1971)
M	Messung in vorbereiteter Fläche von 100 m ²	10	mi ohne Werte ±5 Differenz zu mi	PROCEG SA (1977)
M	Messraster auf Felloberfläche	–	mi	YOUNG & FOWELL (1978)
M	nicht definiert	20	mi aus 10 max.-Werten	ISRM (1978)
E	nicht definiert	5–10	mi aus max.-Werten	FARMER et al. (1979)
M	Messpunkte so nah wie möglich	5	mi aus 3 max.-Werten	PRIEST (1980) in POOLE & FARMER(1980)
M	nicht definiert	35	mi aus 25 max.-Werten	KAZI & AL-MAN-SOUR in HARAMI & DEMARCO (1985)
E	nicht definiert	4 · 10	mi des max.-Wertes aus den 4 Serien	KRAUTER et al. (1985)
E	nicht definiert	10	mi aus max.-Werten	QUEISSER et al. (1985)

oberfläche nicht angewendet werden. Eine Präparation der Prüfoberfläche kommt aber aus zeitlichen Gründen nicht in Frage.

Das «Einpunkt-Verfahren» versucht, den Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit dadurch auszuschalten, dass die Rauigkeit des Messpunktes durch die ersten Schläge eliminiert wird (LEONHARDT, 1965; GEHRING, 1969; GREGOR, 1971). Die ersten 1–5 Rückprallwerte R nehmen in der Regel zu, bis ein Maximum erreicht ist. In Figur 7.5 sind Rückprallwerte R an Molassesandsteinen (Untere Süßwassermolasse, Aquitanien) ab Tunnelbrust im Birchitunnel (Pilotstollen A5 Nordröhre: TM330) bei der Umfahrung Solothurn und an Chlorit-Serizit-Gneisen aus Cleuson-Dixence (CD_{sgn}3286 ab Stollenwand) dargestellt. Daraus geht hervor, dass die Messpunkte des «Mehrpunkt-Verfahrens» im Gegensatz zum «Einpunkt-Verfahren» stark variieren und zwischen 30% bis 40% tiefer liegen. Die ersten Messungen aus einer Serie von 20 Schlägen (Proben BI) des «Einpunkt-Verfahrens» werden infolge der Unebenheiten der Prüffläche gedämpft und liegen deshalb zu tief (Bereich A). Nach der Glättung der Prüffläche folgt eine Serie von mehr oder weniger konstanten Prellwerten (Bereich B). Danach wird die Prüffläche infolge der Schlageinwirkung und in Abhängigkeit der Gesteinsparameter verändert, so dass die Werte wieder deutlich streuen (Bereich C).



Figur 7.5: Rückprallwerte R nach dem «Mehrpunkt-» (°) respektive «Einpunkt-Verfahren» (gefüllte Symbole) an verschiedenen Gesteinstypen ab Tunnelwand. BI: Birchitunnel TM330; A: Oberflächeneinfluss; B: «konstante» Messreihe; C: Zerstörung der Messfläche. CD: Cleuson-Dixence; D: «konstante» Messreihe; E: Auswertungsbereich nach Elimination der max.- und min.-Werte.

In Anlehnung an die Beobachtungen von GEHRING (1969) können für den Bereich C (Zerstörung des Messpunktes) drei verschiedene Verlaufsmuster ausgeschieden werden:

Tiefgreifende Zerstörung, abwechselnd mit Wiederverfestigung des Messpunktes. Dies führt zu starken Schwankungen der Rückprallwerte. Beispiel: Feinkörniger, kompakter Sandstein (Fig. 7.5, oben links).

Tiefgreifende Zerstörung durch kontinuierliches Auflockern des Messpunktes. Jeder Schlag hat eine Abnahme des Rückprallwertes zur Folge. Beispiel: Fein- bis mittelkörniger Sandstein, mässig zementiert (Fig. 7.5, oben rechts).

Vorwiegend oberflächliche Zerstörung mit teilweiser Wiederverfestigung des Messpunktes. Infolge leicht plastischer Verformung mit Kompaktion des Gesteinsmehles führt dies zu konstanten bis leicht erhöhten Rückprallwerten. Beispiel: Mittelkörniger, leicht mergeliger Sandstein, mässig zementiert (Fig. 7.5, unten links).

Die Prüfung mit zwei Serien zu je 20 Einzelmessungen nach dem «Einpunkt-Verfahren» gemäss GEHRING (1969) und LEONHARDT (1965) ist zu ausgedehnt, da der Bereich C (Zerstörung durch Auflockerung) nach 8–10 Schlägen einsetzt. Es genügt, pro Serie 8 Messungen (R_e) durchzuführen. Um die statistischen Auswertungen zu vereinfachen und vor allem immer gleich zu praktizieren, werden die drei ersten Werte R_1 bis R_3 ignoriert. Von den übrigen 5 Daten werden zusätzlich Minimal- und Maximal-Wert gestrichen (R_{max} , R_{min}). Der Prellwert für eine Serie (R_s) wird darauf aus den drei übrigbleibenden Werten gemittelt.

$$R_s = \frac{\sum R_e - (R_1 + R_2 + R_3 + R_{min} + R_{max})}{3}$$

Gleichung 7.2

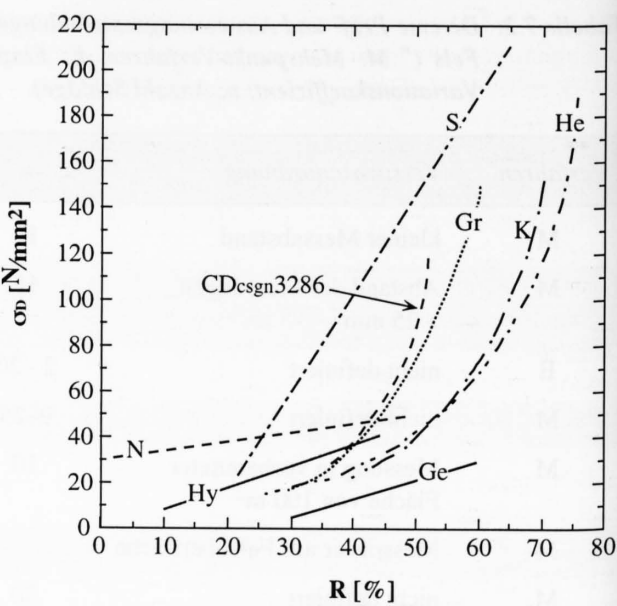
Um einen statistisch erhärteten Rückprallwert R definieren zu können, ist es angebracht, ihn aus 4 Messserien (R_s) zu mitteln, die in einem Abstand von je 10 cm durchgeführt werden (32 Einzelmessungen):

$$R = \frac{\sum R_s}{4}$$

Gleichung 7.3

Wie die meisten dieser Fels-Prüfungssysteme sollte der Prellwert als Index verwendet werden. Für eine sinnvolle Korrelation mit Gesteinsparametern, insbesondere mit der einachsigen Druckfestigkeit, müssen genügend Daten vorhanden sein. Die ermittelten Korrelationen dürfen nur für den entsprechenden Gesteinstyp verwendet werden. Figur 7.6 zeigt, wie unterschiedlich die Korrelationen für verschiedene Gesteinstypen sein können.

Zwischen der einachsigen Druckfestigkeit σ_D und dem Prellwert R besteht eine exponentielle Abhängigkeit. Im Bereich unter 50 N/mm² kann die Korrelation als lineare Funktion angegeben werden. Die lineare Abhängigkeit für den Bereich über 50 N/mm², wie sie von SACHPAZIS (1990) aufgezeichnet wird, erscheint eher unrealistisch. Eigene



Figur 7.6: Vergleich des Rückprallwertes R mit der einachsigen Druckfestigkeit σ_D gemäss diverser Autoren und eigener Daten (ohne Angaben über Standardabweichungen): Ge: GEHRING (1969): Lignit (Braunkohle); Gr: GREGOR (1971): Kohle und Steinstaub-Zement-Gemisch; He: HAASE (1965): Karbongesteine; Hy: HARAMY & DEMARCO (1985): Kohle; K: KRAUTER et al. (1985): Sand- und Kalksteine (Buntsandstein und Rotliegendes); N: NYFFENEGGER (1990): mehrheitlich Quintnerkalk, Troskalk und wenig Zementsteinschichten; S: SACHPAZIS (1990): diverse Karbonatgesteine; CDsgn3286: Chlorit-Serizit-Gneis.

Messungen an Chlorit-Serizit-Gneisen haben gezeigt, dass eine zufriedenstellende Korrelation zwischen σ_D und R besteht, die es erlaubt, erste Hinweise bezüglich der Felsfestigkeit abzuschätzen. Die Messungen wurden in horizontaler Position an der linken Stollenwand ausgeführt (Gerätetyp: Digi-Schmidt Proceq Typ ND mit Anzeigegerät). Der Winkel zwischen Schieferung und Schlagrichtung betrug rund 40°. Prüf- und Auswertungsverfahren erfolgten gemäss Gleichung 7.2 und 7.3 (total 224 Einzelmessungen).

Einige Autoren haben für eine genauere Bestimmung von σ_D die Rohdichte als zusätzlichen Parameter miteinbezogen (DEERE, 1966 in HARAMY & DEMARCO, 1966; MILLER et al. 1965 in SACHPAZIS, 1990). Als zusätzliche Anwendungsmöglichkeit zur Bestimmung von σ_D mit dem Schmidt'schen Hammer wurde von HAASE (1965) vorgeschlagen, die Schlaganzahl zu ermitteln, welche die Spitze benötigt um 3 cm in den Fels einzudringen. Dieses Verfahren eignet sich aber nur für geringe Festigkeiten, da ab 100 N/mm² mehr als 500 Schläge nötig sind und damit der Zeitaufwand zu gross wird. Eine Eichung des Rückprallhammers an Bohrkernen wurde gemäss dem Vorschlag von HERZOG & STARK (1969) in NYFFENEGGER (1990) versucht. Dabei werden die Bohrkerne

in einen mit feinem Quarzsand (nach CEN-Norm) halb gefüllten Stahlzylinder gepresst. Zuerst wird an den Kernen der Wert R und danach σ_D bestimmt. Es hat sich aber herausgestellt, dass der Einfluss durch die Dämpfung zu gross ist. Die Bohrkern (\varnothing/L : 50/100 mm) ergaben auf Grund der zu geringen Prüfmasse und der Dämpfung bis zu 50% tiefere Werte im Vergleich zur Stollenwand. AL-JASSER & HAWKINS (1979) konnten nachweisen, dass Bohrkern mit 30 cm Durchmesser rund 20% tiefere Werte als die Feldmessungen ergaben. Für Kerne mit 70 cm Durchmesser betrug die Abweichung noch rund 10%. Es erscheint deshalb sinnvoller, die Prallhärte für die Eichkurve an der Felswand zu ermitteln, wie dies bei den Proben CD_{esgn}3286 erfolgt ist. Aus dem analysierten Bereich können nachträglich Kerne gezogen werden. Eine Eichung der Werte an grossen Gesteinsbruchstücken ist ebenfalls möglich.

7.3 Bestimmung der Gesteinshärte am Bohrgut mittels Punktlast-Index

Die Bestimmung des Punktlast-Indexes ist weit verbreitet und ein oft verwendeter Gesteinsparameter im Untertagebau. Bei diesem Versuch wird der Prüfkörper zwischen zwei Metallspitzen punktförmig bis zum Bruch belastet. Der Bruchvorgang selbst wird, infolge von induzierten Spannungen, normal zur aufgetragenen Zugspannung im Probeninneren initiiert (GREMINGER, 1988). Mit dem Punktlast-Test wird somit die indirekte Zugfestigkeit ermittelt. Die von BROCH & FRANKLIN (1972) vorgeschlagene Testanordnung wurde von der ISRM-Kommission als Prüfverfahren empfohlen (ISRM, 1972 und 1985). Grundlegende Arbeiten zu diesem Thema stammen von BIENIAWSKI (1975), BROOK (1977, 1980 und 1985) und BROCH (1983). Als Index I_s gilt das Verhältnis der aufgetragenen Kraft P zur Distanz (im Quadrat) der Metallspitzen beim Bruch:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \qquad \text{Gleichung 7.4}$$

Der Test wurde ursprünglich diametral an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 50 mm angewandt. Diese Prüfanordnung gilt als Standardverfahren indem der Indexwert als I_{s50} angegeben wird. Die Methode wurde seither erweitert, so dass auch Bohrkern mit von der «Norm» abweichenden Durchmessern oder Gesteinsbruchstücke geprüft werden können. Hierzu wurde von BROOK (1980) der «Size Correc-

tion Factor» F und der «Equivalent Core Diameter» D_e eingeführt:

$$I_{s50} = F \frac{P}{D_e^2} \qquad \text{Gleichung 7.5}$$

Der «Size Correction Factor» F wird als allgemein gültige Form angegeben (ISRM, 1985):

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \qquad \text{Gleichung 7.6}$$

Der «Equivalent Core Diameter» D_e wurde eingeführt, um die unregelmässige Bruchfläche A eines Probekörpers mit dem entsprechenden Bohrkerndurchmesser vergleichen zu können:

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} A} \qquad \text{Gleichung 7.7}$$

Um den entsprechenden Kerndurchmesser von 50 mm abzuleiten wurden diverse Formeln oder Umrechnungs-Diagramme publiziert, auf die hier nicht eingegangen wird (BROCH & FRANKLIN, 1972; HASSANI et al., 1980; GREMINGER, 1982). Die Umrechnungsfaktoren basieren meistens auf bestimmten, isotropen Gesteinsarten mit isometrischer Gestalt. Eine allgemein gültige Anwendung dieser Auswertungs-Tabellen oder Formeln, zum Beispiel für anisotrope oder unförmige Gesteinsbruchstücke, kann nicht ohne weiteres gemacht werden. PANEK & FANNON (1992) haben mittels multilinearer Regressionsanalysen auf den Einfluss des Form- und Grösseneffektes von unförmigen Gesteinsproben hingewiesen.

Der Punktlast-Versuch am Fräsmaterial wurde an Chips durchgeführt (siehe Definition unter Kapitel 3.2.3.3). Dies gewährleistet eine Prüfung an Probekörpern mit beinahe identischen Formen, so dass ein möglicher Einfluss des Form- und Grösseneffektes konstant bleibt. In Tabelle 7.3 werdent der nach ISRM (1985) empfohlene Probendurchmesser und die Probenpräparation mit zu denjenigen der untersuchten Chips verglichen.

TBM-Chips erfüllen – ausser der isometrischen Kornform – im allgemeinen die Empfehlungen nach ISRM (1985). Das Achsenverhältnis c/b der Chips ist mit 0.2 bis 0.4 deutlich unter dem bevorzugten Wert 1. Dies schlägt sich auch in der im Vergleich zur c-Achse überproportionalen Bruchfläche nieder. Diese Tatsache muss für die Auswertung miteinbe-

Tabelle 7.3: Probenempfehlung für den Punktlast-Versuch gemäss ISRM (1985) und Werte der geprüften TBM-Chips.

Faktor	Empfehlung ISRM (1985)	TBM-Chips
Achsenverhältnis c/b	0.3–1 mit Präferenz für 1	0.2–0.4
Achsenverhältnis c/a	1	0.1–0.3
c-Durchmesser in mm	15–85	13–35
Probenzubereitung	Gleichförmigkeit (zuschneiden)	-
Wassergehalt	gesättigt oder naturfeucht	naturfeucht (gewaschen)
Anzahl Tests für isotrope Gesteine	10	≥ 20
Anzahl Tests für anisotrope Gesteine	>10	20–30

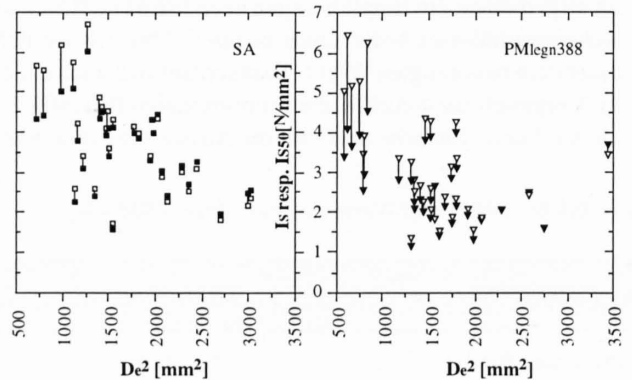
zogen werden. Eine Zubereitung der Chips durch Zuschneiden in gewünschte Proportionen kommt aus zeitlichen Gründen nicht in Frage. Um dennoch einen statistisch aussagekräftigen Wert zu erhalten, wurde die Anzahl Proben auf 20 für isotrope und auf 20–30 für anisotrope Gesteine erhöht.

Gemäss dem Auswertungsverfahren nach ISRM (1985) für ideale Prüfkörper müssten die korrigierten Is50-Werte der Chips in Figur 7.7 mehr oder weniger auf einer Horizontalen liegen und somit einen Mittelwert bilden.

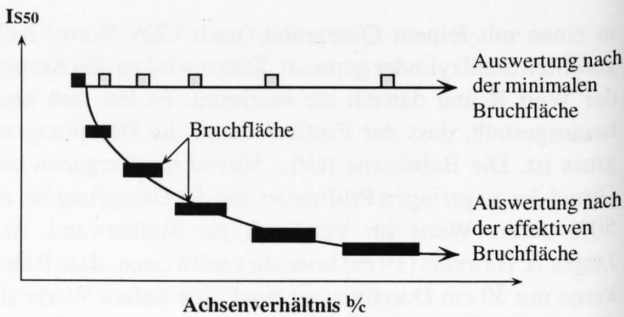
Aus Figur 7.7 geht deutlich hervor, dass der Effekt der Bruchflächengrösse trotz Korrekturfaktor dominiert. Der Einfluss von überdimensionierten Bruchflächen wurde von BROOK (1985) anhand des folgenden Versuches in Figur 7.8 aufgezeigt. In einer Testreihe wurden Prüfkörper mit gleicher Abpressdistanz D aber unterschiedlichen Längen abgepresst (Gesteinsmaterial: Schiefer «Braichgoch slate»). Die Auswertung nach der effektiven Bruchfläche ergab verständlicherweise mit zunehmender Fläche A kleinere Is50-Werte.

Um den Einfluss der überdimensionierten Bruchflächen auszuschneiden, wurde von BROOK (1985) die «Minimum Cross-Sectional Area» eingeführt. Diese ist definiert als kleinste Fläche, die parallel zur Abpressrichtung verläuft und muss nicht unbedingt der Bruchfläche entsprechen.

In Anlehnung an die von BROOK (1985) und die nach ISRM (1985) beschriebene «Minimum Cross Sectional Area» wurde für die Auswertung der TBM-Chips ein ähnliches Verfahren angewandt, indem anstelle der effektiven eine kleinere Bruchfläche definiert wurde. Im Gegensatz zu BROOK (1985), der die ganze Querschnittsfläche A als minimale Bruchfläche angibt, wurde sie bei den Chips mit $A' = D^2$ definiert (vgl. Fig. 7.9). Diese Vereinfachung drängt sich auf, da die schmaler werdenden Chipränder in Richtung der b-Achse den vom Kern aus initiierten Bruchvorgang kaum mehr beeinflussen. Auch ist der Randbereich der Chips



Figur 7.7: Point-load Index Is: leere Symbole = unkorrigierte Werte, Is50: gefüllte Symbole = Werte korrigiert nach der Umrechnungstabelle gemäss BROCH & FRANKLIN (1972). SAakal2670: isotrop; PMiegn388: parallel zur Schieferung.



Figur 7.8: Abhängigkeit Is50 zur effektiven, respektive minimalen Bruchfläche (nach BROOK, 1985).

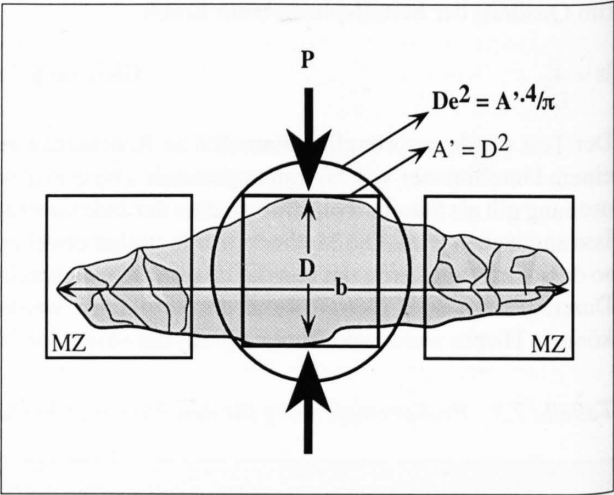
zunehmend mit Mikrorissen (siehe dazu Kapitel 3.2.2) durchsetzt, was diese Zonen nicht aktiv in den Bruchmechanismus einwirken lässt.

Die Berechnung des «Equivalent Core Diameter» für TBM-Chips geschieht gemäss folgender Gleichung:

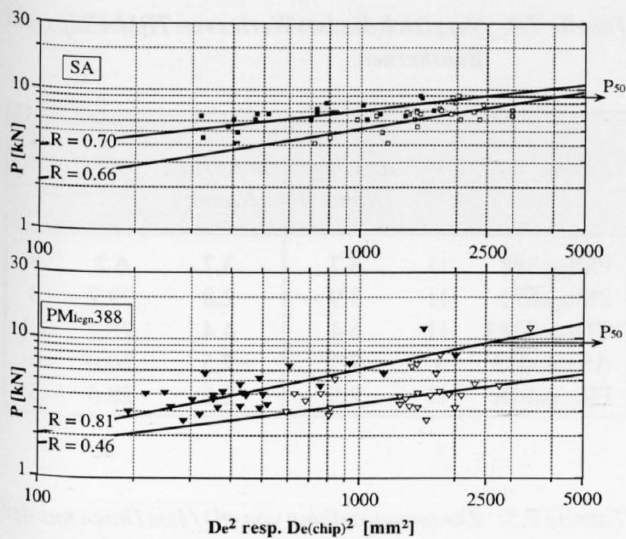
$$De(\text{Chips}) = \sqrt{\frac{4}{\pi} D^2} \quad \text{Gleichung 7.8}$$

Für die Auswertung der Messungen an Chips empfiehlt es sich, die Daten der Bruchkraft P (in kN) und des äquivalenten Kerndurchmessers De^2 (in mm^2) gemäss BROOK (1985) und ISRM (1985) im doppelt-logarithmischen Massstab aufzutragen.

Aus Figur 7.10 geht hervor, dass nicht nur die Streuung der Werte nach De^2 grösser ist als diejenige nach $De(\text{CHIP})^2$, sondern auch die Steilheit der Regressionsgeraden verschieden ist. Die Differenz des Is50-Indexes gemäss der



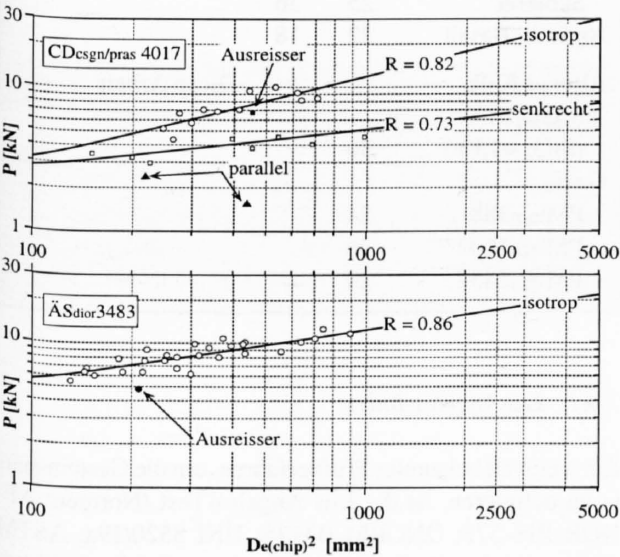
Figur 7.9: Massgebender Bereich, der für die Bruchbildung beim Punktlastversuch an TBM-Chips verantwortlich ist; A': Massgebende Bruchfläche für TBM-Chips; De^2 : äquivalenter Bohrkerndurchmesser; MZ: Mikrorisszone; b: mittlerer Chip-Durchmesser; D: Distanz zwischen den Metallspitzen).



Figur 7.10: Doppelt-logarithmische Darstellung der Bruchkraft P und des äquivalenten Kerndurchmessers De^2 (leere Symbole) respektive $De(CHIP)$ (gefüllte Symbole) zur Bestimmung von Is_{50} an TBM-Chips. SAakal2670: isotrop, PMlegn388: parallel zur Schieferung.

Berechnung mit De^2 respektive mit $De(CHIP)^2$ beträgt für diese Beispiele 14.3% für SAakal2670 respektive 45.9% für PMlegn388. Eine Bestimmung von Is_{50} für Chips mit De^2 ist somit nicht geeignet.

Regressionsgeraden mit einem Faktor R von 0.70 ($De(CHIP)^2$) erscheinen im ersten Moment nicht aussagekräftig. Man muss sich aber vor Augen halten, dass Festigkeitsbestimmungen an Gesteinsproben mit Abweichungen von bis zu



Figur 7.11: Beispiele der Is_{50} -Bestimmung an TBM-Chips mittels Eliminierung von Ausreissern und/oder klarer Kennzeichnung der Gesteinstypen mit Winkel zwischen Abpressrichtung und Gesteinstextur.

50% nichts aussergewöhnliches sind. In Kapitel 4.2 wurden die verschiedenen Einflussfaktoren erwähnt, die zu unterschiedlichen Resultaten innerhalb einer «identischen» Probenserie führen können.

Eine doppelt-logarithmische Aufzeichnung hat den Vorteil, dass die Ergebnisse ohne gesteins- und grössenabhängige Korrekturfaktoren (Gleichung 7.9) oder Umrechnungsdiagramme ausgewertet werden können. Mit Hilfe der Regressionsgeraden wird durch Interpolation respektive Extrapolation bei $De(CHIP)^2 = 2500 \text{ mm}^2$ der Wert P_{50} bestimmt, der einem Bohrkern von 50 mm Durchmesser entspricht:

$$P_{50} = 10^{(A+B \cdot \log 2500)} \quad \text{Gleichung 7.9}$$

A = Ordinatenabschnitt
 B = Steigung der Geraden

Der Is_{50} -Wert kann somit wie folgt berechnet werden:

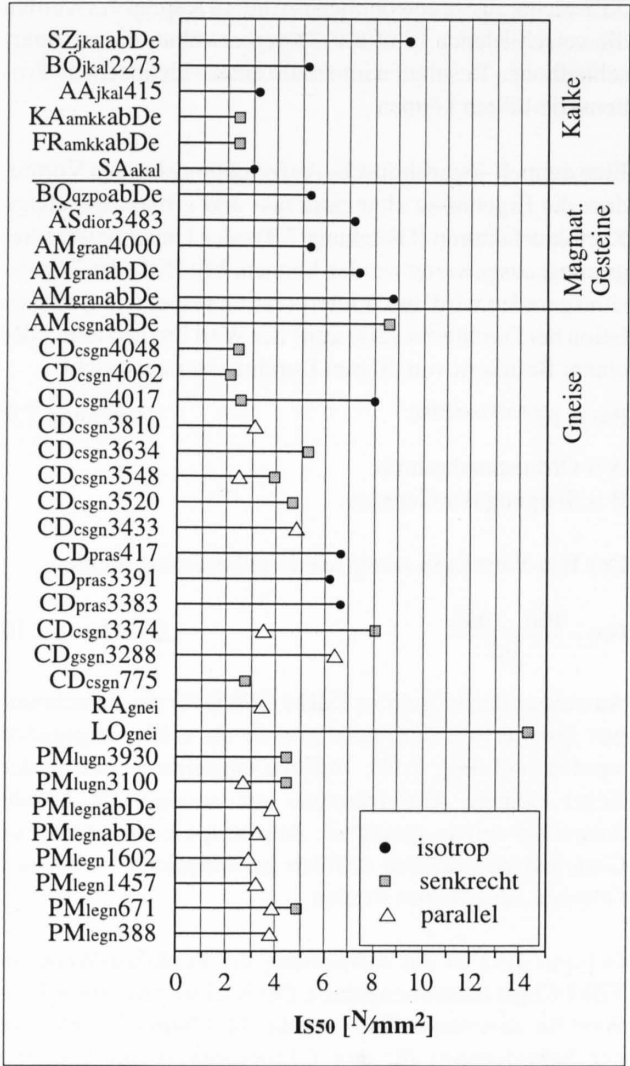
$$Is_{50} = \frac{P_{50} \cdot 1000}{50^2} \quad \text{Gleichung 7.10}$$

Ausreisser dürfen gemäss ISRM (1985) für die Berechnungen ignoriert werden, müssen aber als solche angegeben werden (vgl. Fig. 7.11). Isotrope Gesteine weisen in der Regel kleinere Abweichungen auf, so dass die Anzahl Ausreisser relativ gering ist. Anisotrope oder heterogene Gesteinstypen müssen deutlich gekennzeichnet und nach Gruppen ausgewertet werden.

In Figur 7.12 ist die Auswertung der Punktlast-Werte an TBM-Chips zusammengefasst. Der höchste gemessene Is_{50} -Wert für anisotrope Chips beträgt 14.3 N/mm² (senkrecht zur Schieferung) für den Glimmergneis aus Locarno (TM4959). BAUMER (1991, firmeninterne Mitteilung) bestätigte ähnlich hohe Is_{50} -Werte für diese Gesteine im Bereich TM4570 bis TM4650 bis zu 26.5 N/mm² (senkrecht zur Schieferung).

Ein statistischer Vergleich der an Chips bestimmten Is_{50} -Werte mit den entsprechenden Bohrkernen konnte nicht erfasst werden, da zu wenig Kerne gezogen werden konnten. Eine Gegenüberstellung der wenigen Resultate zeigt Tabelle 7.4. Sie muss aber mit entsprechender Vorsicht gewertet werden, da die Gesteinsproben unterschiedlichen Einwirkungen ausgesetzt waren (Fräsen respektive Bohren).

Ein Vergleich der mittels Punktlast-Index Is_{50} definierten indirekten Zugfestigkeit zur einachsigen Druckfestigkeit σ_D darf nicht ohne weiteres gemacht werden, da beide Verfahren unterschiedliche Parameter benutzen. Die Bezeichnung «Index» für den Point-load-Versuch deutet schon darauf hin, dass diese Grösse als Charakterisierung der Zugfestigkeit zu interpretieren ist. Ein Vergleich dieser Verfahren mittels Umrechnungskoeffizienten darf nur vollzogen werden, wenn für beide Methoden die Mittelwerte durch einen statistisch signifikanten Wert belegt worden sind. Der so bestimmte Koeffizient gilt dann aber nur gerade für den untersuchten Gesteinstyp. Bei Proben mit ausgeprägter Textur spielt zusätzlich der Anisotropiefaktor, der



Figur 7.12: Punktlast-Index Is50 an TBM-Chips diverser Gesteinsproben.

einen Vergleich erschwert, eine Rolle. Im Gegensatz zur σ_D darf ein Vergleich zur Spaltzugfestigkeit σ_s eher gemacht werden. Der Umrechnungsfaktor $\sigma_s/Is50$ beträgt gemäss ISRM (1985) 1.3, nach HASSANI et al. (1980) 2.8. Verschiedene Umrechnungskoeffizienten für das Verhältnisses $\sigma_D/Is50$ sind publiziert worden. Die Mittelwerte variieren zwischen 10 und 30, sie beziehen sich entweder auf einzelne Gesteinstypen oder sind als allgemein gültige Werte definiert worden (vgl. Tabelle 7.5).

7.4 Widerstand gegen Kornzertrümmerung

Neben den oben erwähnten Bestimmungsmöglichkeiten der Gesteinsfestigkeit von Ausbruchmaterial lässt sich die Gesteinshärte sowohl des Bohrgutes als auch der aufbereiteten Splittprodukte durch indirekte Verfahren ermitteln.

Tabelle 7.4: Vergleich des Is50 Wertes von TBM-Chips und Bohrkernen.

Probe	∇	Is50		s%	n
		an Chips [N/mm ²]	an Kernen [N/mm ²]		
PMlegn388		3.7	3.7	6.2	8
PMlegn671		3.9	2.8	29.7	8
CDcsgn3383		6.4	4.4	25.2	10
ASdior3483	i	7.3	7.5	20.0	6
FRakalabDe		2.5	2.6	28.5	3

Tabelle 7.5: Zusammenstellung von $\sigma_D/Is50$ Daten aus der Literatur und aus eigenen Untersuchungen.

Gesteinstyp	$\sigma_D/Is50$	s%	Autor
Schiefer	12.5		
Sandstein	17.4		VALLEJO et al. (1989)
keine Angaben	29.1		HASSANI et al. (1980)
Sandstein, Gneise	24		GREMINGER (1982)
Sandstein, Quarzit, Norite	24	(IS54)	BIENIAWSKI (1975)
Sandstein	23	26	BÜCHI (1984)
Kalk (SiO ₂ >15%)	28	21	
Kalk (SiO ₂ <15%)	29	38	
Granit	24	25	
Gneis	25	32	
Metamorphe Schiefer	25	36	
Andesit, Basalt	22	18	
Alpiner Kalk SAakal2670 (SiO ₂ <15%)	30		Diese Arbeit
Gneis PMlegn388	24		
PMlegn1602	26		
PMlegn1457	20		

7.4.1 Los Angeles-Index

Ein weltweit bekanntes Prüfverfahren, um die Gesteinshärte zu definieren, ist der Los Angeles-Test (Normen: AF-NOR P18-573; ÖNORM B3125; UNI 8520/19a; ASTM C131), welcher die Gesteinsproben bezüglich ihres Widerstandes gegenüber Schlagbeanspruchung und Abriebverhalten charakterisiert. Das Ausmass der Kornverfeinerung ist nicht ausschliesslich von der Härte des Gesteins abhängig, sondern ebenso von der Zähigkeit der Minerale. Im

Tabelle 7.6: Anforderungen und Prüfverfahren für bituminöse Mineralstoffe, Hartschotter und Betonzuschläge gemäss Los Angeles-Verfahren (Probenmenge 5000g; Drehzahl 30 bis 33U/min.).

Verwendungszweck	Typ Parameter	Fraktionen [mm] maximal erlaubter L.A.-Koeffizient				
		Prüfung				
Bituminöse Deckschichten: HMT:		3/6	6/11	11/16	16/22	22/32
	Typ S	20	20	18	–	–
	Typ N / L	23	23	21	–	–
	Typ S/N/L	25	25	23	23	23
	Anzahl Kugeln	6	8	10	10	12
	Gewicht der Kugeln [g]	2500 ± 15	3340 ± 15	4170 ± 25	4170 ± 25	5000 ± 30
	Anzahl Umdrehungen	500	500	500	500	700
SBB		32/45				
	Schotter I	20				
	Schotter II	28				
	Schotter III	35				
	Anzahl Kugeln	12				
	Gewicht der Kugeln [g]	5000				
	Anzahl Umdrehungen	1000				
CEN-Kategorien		10/14		10/14		
	Asphalt			Beton		
	A	15		S1	20	
	B	20		S2	30	
	C	25		S3	40	
	D	30		S4	keine	
	E	40				
	F	50				
	G	keine				
	Anzahl Kugeln	11		11		
	Gewicht der Kugeln [g]	4735 ± 85		4735 ± 85		
	Anzahl Umdrehungen	500		500		

Versuch wird eine definierte Gesteinsfraktion zusammen mit einer Anzahl Stahlkugeln in einer Trommel bei einer bestimmten Drehzahl und Dauer vermischt. Der Los Angeles-Koeffizient (L.A.) wird aus dem Verhältnis der Masse der Anteile feiner als 1.6 mm nach dem Versuch und der ursprünglichen Masse der Analyseprobe bestimmt. Das Konzept zu diesem Test wurde 1916 in Kalifornien entwickelt und 1939 als ASTM-Norm aufgenommen. Erste Versuche in der Schweiz fanden ab 1967 statt, so dass dieses Verfahren schliesslich als VSS 670'835b zur Prüfung von Splitt- und Schotterkörnungen, die zur Herstellung von Asphaltbeton und Oberflächenbehandlungen verwendet werden, eingeführt wurde. Für die Prüfung von Hartschottern im Geleisebau hat die SBB (1993) eigene Vorschriften bezüglich des Los Angeles-Verfahrens erlassen. Die Euro-normen (CEN/TG/07/A5, 1992) werden diese Testmethode auch zur Beurteilung von Betonzuschlägen einführen.

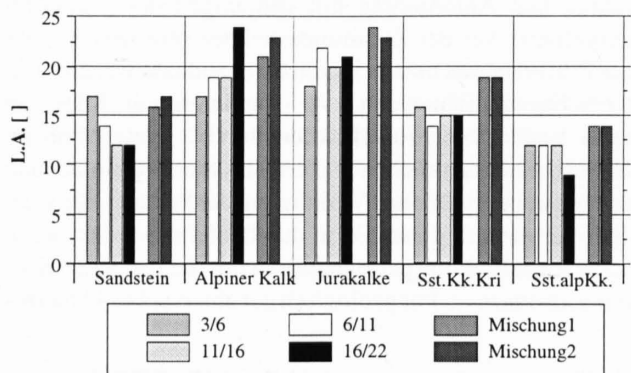
In der Tabelle 7.6 sind die in der Schweiz geltenden Prüfverfahren und Anforderung mit denjenigen der Euronorm aufgeführt. Aus der Zusammenstellung geht hervor, dass die Prüfverfahren unterschiedlich gehandhabt werden. Die CEN-Normen führen den L.A. – ähnlich wie die SBB – an einer bestimmten Einzelfraktion durch*. Diese Methode führt zu einer merklichen und erwünschten Vereinfachung sowie zu einer zeitlichen Verkürzung der Prüfung. Sie kann aber nur dann in dieser Form durchgeführt werden, wenn diese Einzelfraktion petrographisch mit der restlichen Körnung identisch ist. Für geologisch gut untersuchte Abbaue-

*Gemäss informativem Annex der Norm CEN7TG707/A5 kann der L.A. auch an den Fraktionen 4/8 (8); 6.3/10 (9); 8/11.2 (10); 11.2/16 (12) durchgeführt werden. Klammer: Anzahl Kugeln. Als Alternative zum L.A. darf auch der deutsche Schlagversuch verwendet werden (ähnlich dem Zertrümmerungs Test).

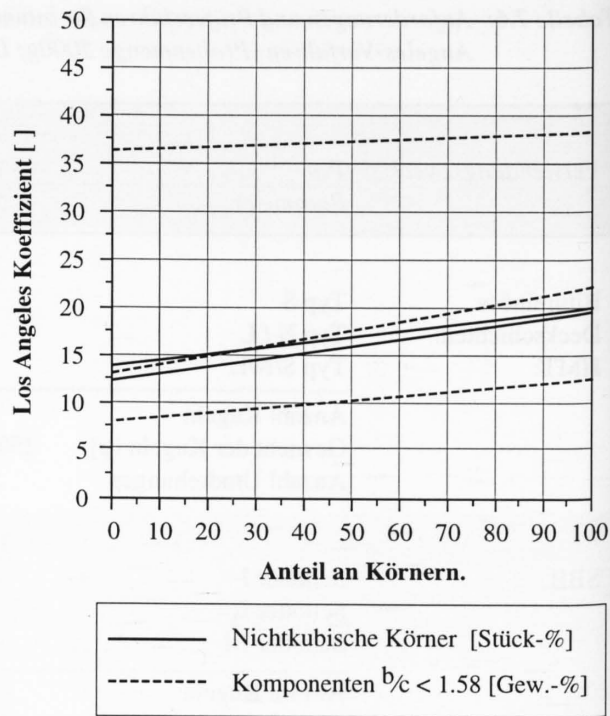
biete und Steinbrüche mag dies der Fall sein, im Untertagebau hingegen können innerhalb kurzer Abstände beachtliche petrographische Abweichungen folgen oder es werden im Vortrieb unterschiedliche Lithologien aufgeföhren. Dies könnte bewirken, dass sich gewisse Gesteinstypen in einzelnen Fraktionen vermehrt anreichern (zum Beispiel harter Sandstein eher in den grööeren, respektive Mergel in den feineren Fraktionen).

Um den L.A. dennoch in einem Durchgang prüfen zu können, föhren einige Löhnder den Test an Körnungsgemischen durch, die aus einzelnen Fraktionen zusammengesetzt werden. Dieses Verfahren garantiert ebenfalls eine einfache und rasche Bestimmung des L.A.-Indexes und bietet Gewähr, dass sämtliche in einem Gemisch vorhandenen Gesteinsarten geprüft werden können. Solche Mischproben-Versuche wurden beispielsweise von DUMONT & TAMBE (1989) durchgeführt.

Aus Figur 7.13 geht hervor, dass die L.A.-Werte der Mischungen 1 und 2 gegenüber Einzelfraktionen erhöht sind. Für die Mischung 1 sind die Indexwerte 1 bis 4 Punkte höher als die entsprechenden Mittelwerte der Einzelfraktionen. Für die Mischung 2 ist der Unterschied zu den Mittelwerten der Einzelfraktionen hingegen konstant 3 bis 4 Punkte höher. Das heisst, dass die L.A.-Werte der Mischung 2 sich innerhalb eines konstanten Wertes zu den Mittelwerten der Einzelfraktionen verschieben. Ein ähnliches Prüfverfahren mit Mischklassen wurde von der CEN/TC/154/SC6 (1991) als Testmethode vorgeschlagen, die dann aber später zurückgezogen wurde. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil solcher Versuche mit Mischproben liegt darin, dass eine Menge von rund 50–60 kg TBM-Rohmaterial genügend Material hergibt, um die benötigten Einzelfraktionen daraus gewinnen zu können. Wird der L.A.-Index hingegen an einer Fraktion (zum Beispiel 10/14) durchgeführt, müssen für jeden Versuch rund 100 kg TBM-Material entnommen werden, was die Handhabung des Probenmaterials erschwert.



Figur 7.13: L.A.-Index an Einzelfraktionen und an Mischungen. Mischung 1: 33% -3/6, 33% -6/11, 33% -11/16; Mischung 2: 25% -3/6; 25% - 6/11, 45% -11/16, 5% -16/22.



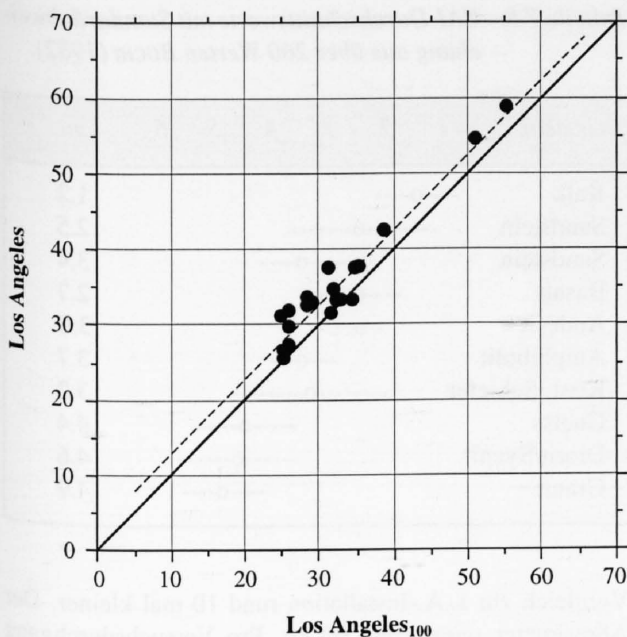
Figur 7.14: Los Angeles-Koeffizient in Abhängigkeit der Kornform. Durchgezogene Linien: Kieselkalke (unveröffentlichter Firmenbericht von GERBER, 1992); gestrichelte Linien: Diorit (ARCHIMBAUD et al., 1972). b: mittlere, c: kleinste Kornachse.

Wie bei allen felsmechanischen Prüfungen übt auch beim L.A.-Test die Kornform einen grossen Einfluss auf die Ergebnisse aus. Untersuchungen des SBB-Hartschotter-Labors (unveröffentlichter Firmenbericht GERBER, 1992) und Ergebnisse aus ARCHIMBAUD et al. (1972) zeigen deutlich eine lineare Abhängigkeit zwischen der Kornform und dem L.A.-Index (vgl. Fig. 7.15).

Gemäss Figur 7.14 nimmt der L.A.-Koeffizient gemessen an nicht kubischen Körnern, für Kieselkalke pro 10 Stück-% um 0.6 bis 0.7 Punkte zu. Für Diorite mit Körnern, die ein Kornachsenverhältnis $b/c < 1.58$ aufweisen, beträgt die Erhöhung des Koeffizienten 0.3 bis 0.8 Punkte pro 10 Gewichts-%. Damit der L.A.-Koeffizient an TBM-Ausbruchmaterial durchgeführt werden kann, muss der Einfluss der Kornform möglichst klein oder sogar konstant gehalten werden. Im Folgenden werden zwei Methoden aufgezeigt, die eine Anwendung des L.A. mit Bohrgut erlauben.

7.4.1.1 Los Angeles₁₀₀

Auf der Hochgebirgsbaustelle von Cleuson-Dixence wurden Chlorit-Serizit-Gneise und Prasinite im Hinblick auf eine Wiederverwertung als Betonzuschläge mit dem L.A.-Test bewertet (unveröffentlichter Firmenbericht CICT, 1996; Die Versuche fanden unter der Leitung der Herren Pralong, Jacquemoud und Carron statt). Es wurden jeweils 5000 g der Fraktion 16/26 nach 700 Umdrehungen mit 12 Kugeln



Figur 7.15: Vergleich des an TBM-Ausbruchmaterialien durchgeführten Los Angeles-Tests: L.A.100 mit L.A.

geprüft. Nach den ersten Versuchsserien zeigte sich, dass härtere Gesteinsbruchstücke der Fräsmaterialien im Vergleich zu weicheren Körnern dünnplattiger und scharfkantiger anfielen (siehe Kapitel 3.2.3.3). Dies hatte zur Folge, dass die härteren Komponenten in der L.A.-Stahltrommel im Vergleich zu den dickeren aber weicheren Körnern schneller auseinanderfielen und somit einen schlechteren L.A.-Koeffizienten ergaben. Um diesen Kornform-Effekt aususchalten oder zumindest konstant zu halten, wurden die Proben vorab in der Trommel mit 100 Umdrehungen (L.A.100) vorbehandelt.

Figur 7.15 zeigt, dass der Unterschied L.A. zu L.A.100 durchschnittlich 2.8 Index-Punkte beträgt. Die Vorbehandlung der Proben führt dazu, dass der Form-Effekt stark eingedämmt wird und die Ergebnisse besser mit den visuellen Beurteilungen übereinstimmen.

7.4.1.2 Los Angelesd/1.3

In Anlehnung an den Vorschlag CEN/TC/154/SC6 (1991) wurden einzelne Fraktionen des TBM-Ausbruchmaterials in einem definierten Verhältnis als eine Mischklasse in einem Durchgang geprüft. Die Probenzubereitung des Bohrgutes erfolgte entsprechend üblicher Zubereitungsschritte, wie sie in den meisten L.A.-Normen empfohlen werden. Das heisst, das Fräsmaterial wurde vorab gewaschen, getrocknet und anschliessend in die in Tabelle 7.6 gezeigten Fraktionen aufgetrennt.

Nach der Auftrennung des Bohrgutes in drei Fraktionen werden plattige Komponenten durch Stangensiebung mit einem Spaltabstand d/1.3 ausgeschieden (d: unteres, feineres Quadratsieb; vgl. Fig. 4.2) so dass die zu prüfenden

Tabelle 7.7: Probenzubereitung für das Los Angelesd/1.3-Verfahren.

Quadratsieb Fraktion [mm]	Spaltsieb Abstand [mm]	Menge [g]
4/8	3.15	1500
8/16	6.3	2500
16/20	12	1000
4/20	d/1.3	5000

Fraktionen aus «gedrungenen» Komponenten bestehen, die den entsprechenden gebrochenen Splittprodukten nicht unähnlich sind. Die einzelnen Fraktionen werden gemäss den Gewichtsangaben in Tabelle 7.7 unten zu einer Mischprobe zusammengeführt. Der Test wird mit 11 Kugeln durchgeführt die ein Totalgewicht von rund 4800 g bei einer Toleranz von -150 g respektive +20 g aufweisen müssen. Die Drehdauer beträgt 500 Umdrehungen bei 30–33 Umdrehungen pro Minute. Die Auswertung erfolgt gemäss den üblichen Verfahren.

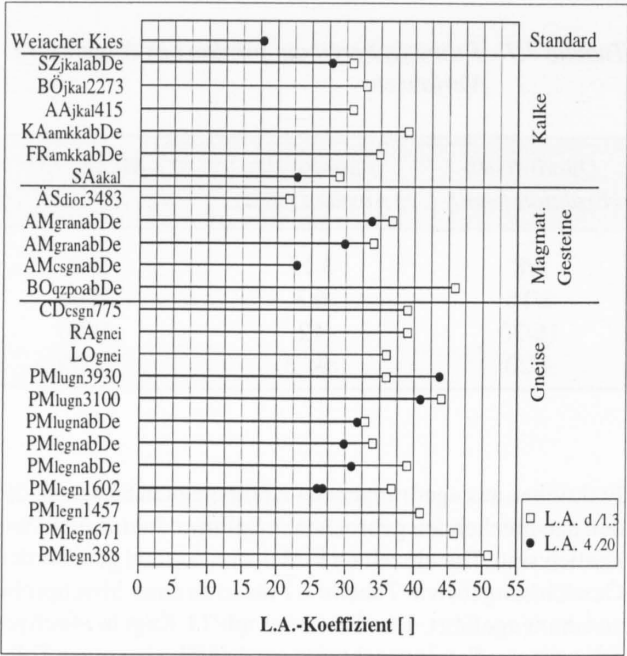
$$L.A.d/1.3 = \frac{G_0 - G_1}{G_0} \cdot 100 \quad \text{Gleichung 7.11}$$

G₀: Gewicht der Analysenprobe vor dem Versuch

G₁: Gewicht des Siebrückstandes ≥1.6 mm nach dem Versuch

Die Prüfmethode für gebrochene Splittprodukte erfolgt ohne Abänderung der Methode gemäss CEN/TC/154/SC6 (1991), ebenfalls als Mischklasse-Verfahren aber ohne Abtrennung der plattigen Komponenten. Der Index wird als L.A.4/20 bezeichnet. Die L.A.4/20-Koeffizienten der gebrochenen Splittprodukte sind im Vergleich zu den L.A.d/1.3-Werten der Rohmaterialien im Mittel um 5.3 Punkte tiefer. Dies bedeutet, dass der L.A.-Index für gebrochene Materialien besser ausfällt als für die entsprechenden Rohmaterialien. Dadurch ist eine gewisse «Sicherheitsmarge» für die Prüfung der Fräsmaterialien gegeben. Die einzige Ausnahme bildet die Probe PMl_{ugn}3940, die für das Rohmaterial einen L.A.d/1.3 von 36 und für die Splitte einen L.A.4/20 von 44 ergab. Ein Grund für diesen Ausreisser ist nicht ersichtlich. Um mögliche Fehler auszuschneiden, kann die Prüfung gemäss VSS 670'835b doppelt durchgeführt und daraus der Mittelwert verwendet werden. Die Differenz der beiden ermittelten Werte muss ≤10% des gemeinsamen Mittelwertes betragen.

Für gebrochene Betonzuschläge setzt die Euronorm den L.A.-Index auf ≤40. Diese Anforderung ist ebenfalls als Richtwert für die gebrochenen Splitte nach dem Verfahren L.A.4/20 zu übertragen. Aus Figur 7.16 geht hervor, dass die meisten geprüften Splittprodukte diese Anforderung erfüllen. Im Vergleich zu einem Rundkies (EMPA-Standard-Material aus Weiach) mit einem L.A.4/20-Koeffizienten von 18 liegen die meisten Splitzuschläge über 25.



Figur 7.16: Los Angeles-Koeffizient an verschiedenen TBM-Rohmaterialien (L.A.d/1.3) und an entsprechenden gebrochenen Splittprodukten (L.A.4/20).

7.4.2 Brechbarkeits- und Abrasivitäts-Index

Zur Einschätzung von Verschleissraten respektive des Werkzeugverbrauches (von TBM, TSM oder Bohrkronen) wird oft der international bekannte Cerchar-Abrasivitäts-Test (CAI) als Indexbestimmung angewandt. Der CAI-Test besteht im wesentlichen darin, dass Metallspitzen mit einer normierten Metallhärte und einer vorgegebenen Kraft über eine Länge von 1cm auf einer frischen Gesteinsbruchfläche geschoben werden. Dieser Vorgang wird sechsfach mit jeweils einem neuen Metallstift wiederholt und zwar in verschiedenen Richtungen zur Textur. Der Durchmesser des durch den Abrieb entstandenen Kegelstumpfes der Metallspitze wird ausgemessen. Ein Indexpunkt entspricht einem Kegelstumpfdurchmesser von 0.1 mm. In Tabelle 7.8 sind Erfahrungswerte gemäss BÜCHI (1984) aufgeführt.

Als weiteren Abrasivitäts-Versuch ist in den letzten Jahren der sogenannte LCPC-Abrasivitäts- und Brechbarkeits-Test* aufgekommen (AFNOR P18-579). Der Versuch wird an 500 g ± 2 g der Probenfraktion 4/6.3 mm durchgeführt. Das zu prüfende Material wird in einen zylindrischen Behälter eingefüllt, worin ein Metallplättchen (5 x 25 x 50 mm; Härte: Rockwell B 60 – 75 HRB) während 5 Minuten mit einer Drehzahl von 4500 U/min dreht. Das Metallplättchen selbst weist sandgestrahlte Oberflächen auf und wiegt zwischen 46 und 48 g. Die Apparatur «abrasimetre» weist eine Grösse von L45 x B22.5 x H47.5 cm auf und ist im

* Essai d'abrasivité et de broyabilité vom LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris) Hersteller MLPC (Materiels des Laboratoires des Ponts et Chaussées)

Tabelle 7.8: CAI-Durchschnittswerte mit Standardabweichung aus über 200 Werten BÜCHI (1982).

Gestein	1	2	3	4	5	6	mi
Kalk	---	o	---				1.2
Sandstein		---	o	---			2.5
Sandstein			---	o	---		3.4
Basalt		---	o	---			2.7
Andesit		---	o	---			3.0
Amphibolit			---	o	---		3.7
Krist. Schiefer		---	o	---	---		3.2
Gneiss				---	o	---	4.4
Diorit/Syenit				---	o	---	4.6
Granit				---	o	---	4.9

Vergleich zur L.A.-Installation rund 10 mal kleiner. Der Abrasimeter wiegt rund 60 kg. Pro Versuchsdurchgang lassen sich zwei verschiedene Index-Werte bestimmen.

7.4.2.1 LCPC-Abrasivitätskoeffizient ABR

Mit dem Abrasivitätskoeffizient ABR lässt sich das Abrasionsvermögen des zu bohrenden Felsens bestimmen. Dieser Index kann für alle Verschleisssteile, die in Kontakt zum Gesteinsmaterial stehen, wichtige Informationen liefern. So lässt sich zum Beispiel die Verschleissrate der Metallteile in Brechersystemen besser vorausbestimmen. Auch über den Verschleiss der Schneidrollen oder von Bohrkronen können Aussagen gemacht werden, die eine wichtige Kenngrösse zur Gebirgsklassierung liefern. Schliesslich kann der ABR-Index auch als Kontrollinstrument für die Abrechnung der Verschleisskosten eingesetzt werden.

Ein nicht zu unterschätzender Vorteil des ABR-Indexe ist es, die Verschleissrate der Gesteinsproben bei unterschiedlichem Wassergehalt prüfen zu können. Die Verschleissrate nimmt bekanntlich bei zunehmendem Wassergehalt zu. Somit kann der ABR-Index der Gesteinsprobe mit dem effektiv angetroffenen Feuchtigkeitsgehalt des Felses geprüft werden.

Der Abrasivitätskoeffizient ABR ist als Gewichtsverlust des Metallplättchens pro Tonne Probenmaterial definiert:

$$ABR = \frac{M_0 - M_1}{G_0} \quad \text{in [g/t]} \quad \text{Gleichung 7.12}$$

- M0: Gewicht des Metallplättchens vor dem Versuch [g]
- M1: Gewicht des Metallplättchens nach dem Versuch [g]
- G0: Gewicht der Proben [t]

Der Hersteller (MLPC) gibt folgendes Klassifikationsschema für ABR an:

ABR [g/t]	0	500	1000	1500	2000
Abrasivität:	sehrschwach	schwach	mittel	stark	sehr stark

Diese Klassifikation eignet sich nicht zur Anwendung auf die Gesteinsprüfung, da sie auch eine Beurteilung von nicht mineralischen Werkstoffen beinhaltet. Der höchste gemessene ABR-Koeffizient an Gesteinen liegt bei 1500 g/t für reine Quarzite (BÜCHI et al., 1995). Es ist sinnvoller die Klassifikation für die Gesteinsprüfung wie folgt zu definieren:

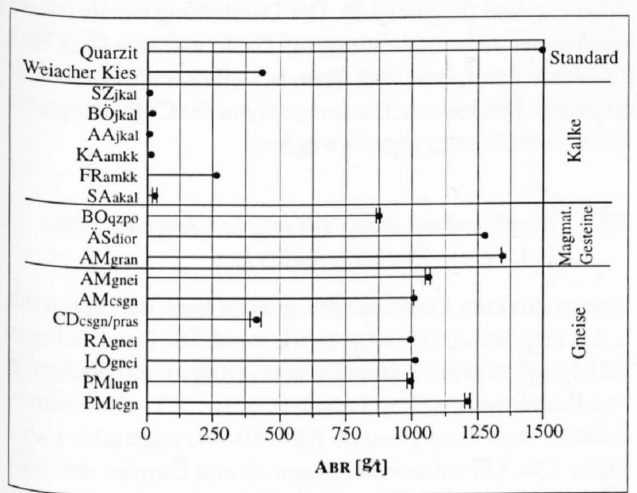
ABR [g/t]	0	250	500	1000	1500
Abrasivität:	sehrschwach	schwach	mittel	stark	sehr stark

In Figur 7.17 sind die Mittelwerte diverser Proben aufgetragen. Als stark abrasiv können – neben dem Quarzit – Granit (AM) und Diorit (ÄS) bezeichnet werden. Gneise sind im Grenzbereich zwischen mittel bis stark abrasiv anzusiedeln, mit Ausnahme der Leventinagneise (stark) und der Chlorit-Serizit-Gneise aus Cleuson-Dixence (schwach). Kalke weisen auf Grund ihres geringen Anteils an harten Mineralien einen sehr schwachen ABR-Index auf. Eine Ausnahme bilden die alpinen Malmkalke aus Frutigen die infolge des Gehaltes an quarzhaltigen Tavayannaz-Sandsteines (<3%) schwach abrasiv sind.

Gemäss BÜCHI et al. 1995 besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den beiden Prüfverfahren CERCHAR- und ABR-Abrasivitätsindex. 1 Indexpunkt CAI entspricht dabei einem Abrasivitätskoeffizienten ABR von rund 300 g/t.

7.4.2.2 LCPC-Brechbarkeitskoeffizient BR

Im Anschluss der ABR-Bestimmung lässt sich im gleichen Prüfverfahren ein sogenannter LCPC-Brechbarkeitsindex BR (Broyabilité lässt sich auch durch «Mahlbarkeit» übersetzen) bestimmen. Die Gesteinsprobe wird infolge des sich drehende Metallplättchens einem Abriebprozess (Mahleffekt) unterworfen, der sich mit L.A.-Verfahren vergleichen lässt. Der BR-Index wird – analog dem Los Angeles-



Figur 7.17: Abrasivitätskoeffizient ABR für diverse Proben (n total 76) mit Standardabweichung (s%).

Koeffizienten – als Gewicht des nach der Prüfung ausgesiebten Feinanteils ≥1.6 mm in Prozenten des Ausgangsgewichtes bestimmt:

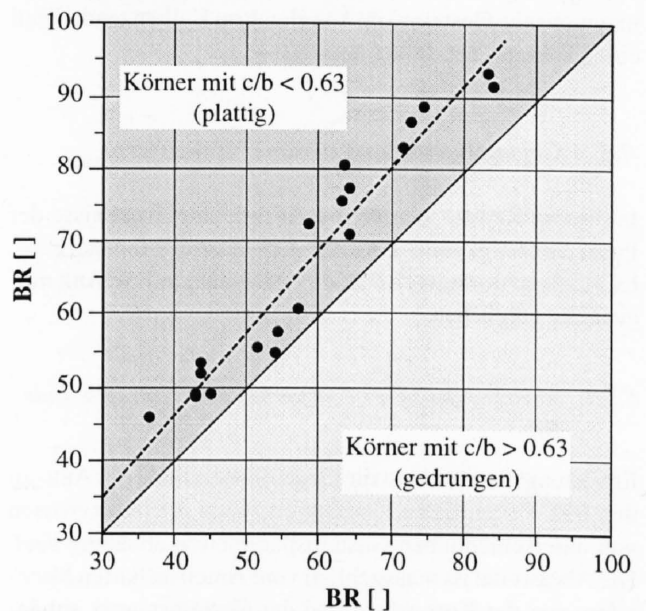
$$BR = \frac{G_0 - G_1}{G_0} \quad \text{Gleichung 7.13}$$

- G₀: Gewicht der Analysenprobe vor dem Versuch
G₁: Gewicht des Siebrückstandes ≥1.6 mm nach dem Versuch

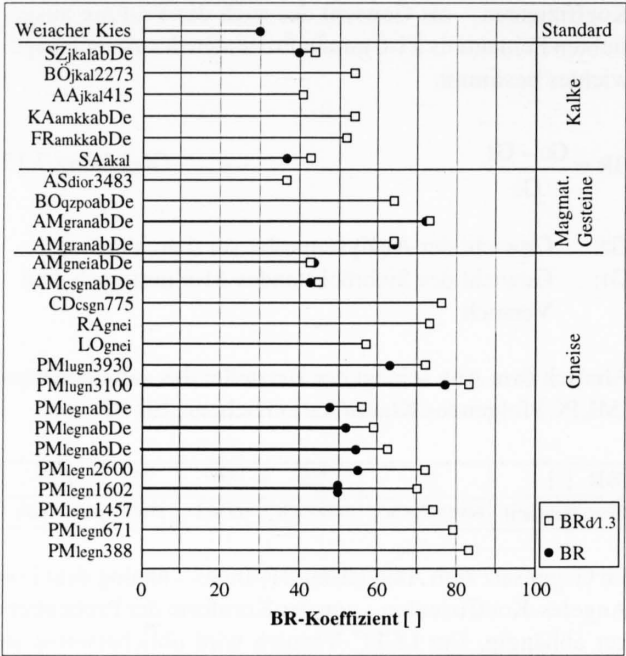
Ähnlich dem ABR schlägt der Hersteller des «abrasimetre» (MLPC) folgendes Klassifikationsschema für BR vor:

BR []	0	25	50	75	100
Brechbarkeit:	sehrschwach	schwach	mittel	stark	sehr stark

Im Gegensatz zum ABR- ist der BR-Index – analog dem Los Angeles-Koeffizienten – von der Kornform der Probenkörner abhängig. Der LCPC-Versuch wird üblicherweise an Komponenten ausgeführt, die aus grösseren Handstücken und Bohrkernen mit Laborbrechern auf die Fraktion 4/6.3 heruntergebrochen werden. Für die Gewinnung von 500 g Probenmaterial der Fraktion 4/6.3 genügen rund 2 kg Gesteinsmaterial. Durch den Brechvorgang wird eine relativ konstante Kornform in der Fraktion erreicht. TBM-Bohrgut der Fraktion 4/6.3 kann im Vergleich zur entsprechend gebrochenen Splittfraktion eine unterschiedliche Kornform aufweisen. Der Einfluss der Kornform auf den BR-Index ist aus Figur 7.18 ersichtlich. Die Differenz zwischen dem BR-Wert an gedrunenen Körnern (mit einem Achsenverhältnis c/b > 0.63) zu plattigen Komponenten (mit c/b < 0.63) beträgt zwischen 5 bis 10 Indexpunkte. Der Kornformeinfluss ist für Gesteine mit hohen BR-Werten (leicht brechbar) deutlich höher als für diejenigen mit tiefem BR.



Figur 7.18: Abhängigkeit des Brechbarkeitsindexes BR zur Kornform (R: 0.97; n: 20).



Figur 7.19: Brechbarkeits-Koeffizienten an diversen TBM-Rohmaterialien (BRd1.3) und an entsprechender gebrochener Splittfraktion (BR).

Um den Kornformfaktor möglichst gering zu halten, wurden zur BR-Bestimmung – analog dem L.A.-d/1.3 -Verfahren – die plattigen Körner aus TBM-Rohmaterial mittels Spaltsiebung (Spaltabstand d/1.3 = 3.15 mm) ausgeschieden. Die BR-Bestimmung der gebrochenen Splittfraktion 4/6.3 erfolgte hingegen ohne Abtrennung der eventuell vorhandener plattiger Körner (gleich dem L.A.4/20-Verfahren).

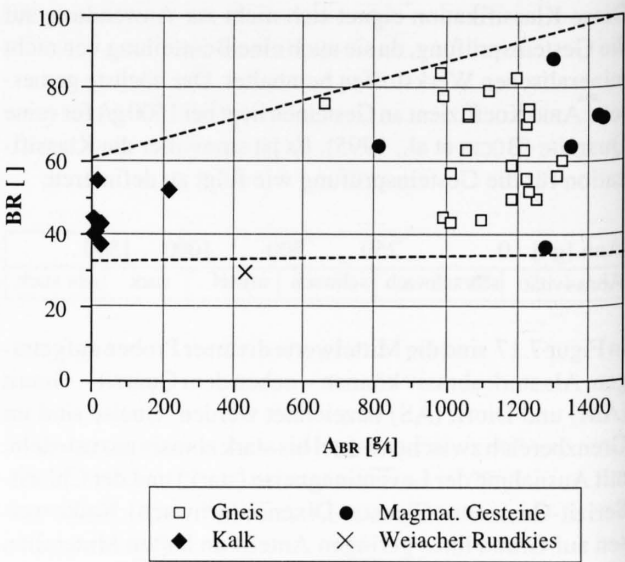
Der BRd1.3-Index des TBM-Materials ist im Vergleich zu den entsprechenden Splittprodukten tiefer, und zwar im Mittel um 7.4 Punkte. Einzige Ausnahme bildet die Aaregranit-Probe (AM) mit einer Differenz um +1. Aus der Figur 7.19 geht hervor, dass kristalline Gesteine (Gneise und magmatische Gesteine) im Vergleich zu Kalken tendenziell einen höheren BR-Index aufweisen.

7.5 Gegenüberstellung diverser Indexwerte

In diesem Kapitel werden die Auswertungsergebnisse der Punktlastfestigkeiten Is50, der Los Angeles-Indexe L.A., LCPC-Brechbarkeits- BR und Abrasivitäts-Indexe ABR miteinander verglichen.

7.5.1 Abrasivitäts-Index ABR versus Brechbarkeits-Index BR

Erwartungsgemäss lässt die Gegenüberstellung der ABR- zu den BR-Werten keine Korrelation zu, da die Indexgrössen von unterschiedlichen Gesteinsparametern abhängig sind. Die Abrasivität ist massgeblich vom Anteil an harten Mineralen, von der Korngrösse und der Gesteinsmatrix abhängig. Im Gegensatz dazu wird der Brechbarkeitskoeffizient eher vom Grad der Zähigkeit und Sprödigkeit sowohl der



Figur 7.20: Abrasivitäts-Index ABR versus Brechbarkeits-Index BR.

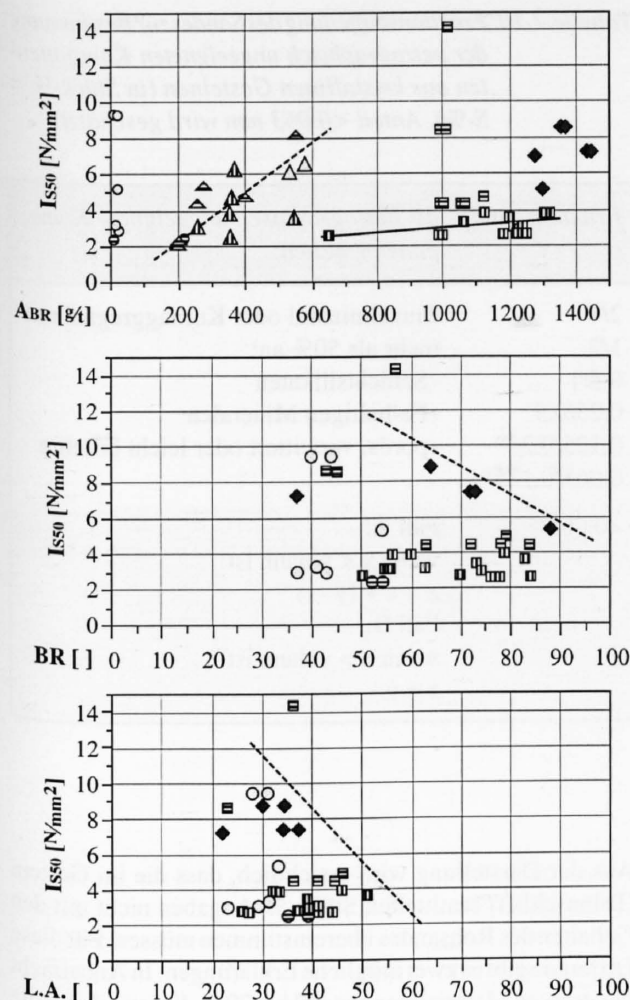
einzelnen Minerale als auch der Mineralaggregate bestimmt. Dazu kommt ein möglicher Einfluss der Textur mit eventuell vorhandenen, intra- und/oder intergranular-verlaufenden Rissen, die das Brechverhalten respektive «Mahlbarkeitsverhalten» der Gesteinsproben steuern. Dadurch können Gesteine mit unterschiedlichem ABR-Wert ähnliche BR-Werte aufweisen (Figur 7.20).

7.5.2 Abrasivitäts-Index ABR versus Punktlast-Index Is50

Figur 7.21 zeigt die Gegenüberstellung von ABR-Werten mit entsprechenden Punktlast-Werten Is50. Auch hier ist keine eindeutige Korrelation zu erwarten, da diese Kenngrössen von zahlreichen und unterschiedlichen Parametern abhängig sind (Kapitel 4.2). Die Darstellung der Resultate gemäss der Abpressrichtung zur Gesteinstextur lässt eine Zunahme der Abrasivität ABR bei erhöhten Is50-Werten erkennen. Die kleinste Streuung zeigen die Chips die parallel zur Schieferung geprüft wurden.

7.5.3 Brechbarkeits-Index BR und Los Angeles-Index L.A. versus Punktlast-Index Is50

Keinen direkten Zusammenhang weist auch der Vergleich L.A.-, respektive BR-Index zum Is50 auf. Die Daten in Figur 7.21 lassen erkennen, dass Gesteinsgruppen mit ähnlichen Is50-Koeffizienten (zum Beispiel Gneise: 2.7 – 3.9 N/mm², parallel) stark divergierende BR- (50–84) respektive L.A.-Werte (26–51) aufweisen können. Somit kann es vorkommen, dass Gesteine mit genügend hohen Is50-Koeffizienten die L.A.-Anforderung für Betonzuschläge (≤40) nicht erfüllen. Auf der anderen Seite können Gesteine mit zufriedenstellenden L.A.-Werten zu niedrige Is50-Koeffizienten aufweisen (siehe dazu auch Kapitel 8).

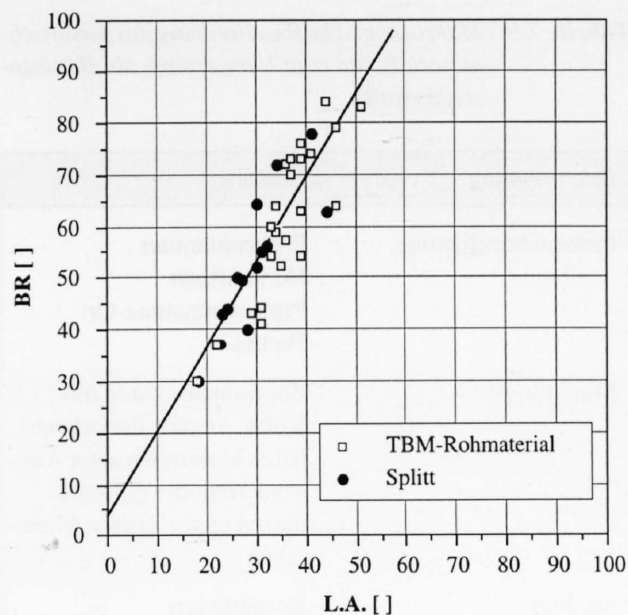


Figur 7.21: Abrasivitäts-Index ABR, Brechbarkeits-Index BR respektive Los Angeles-Index L.A. versus Punktlast-Index I_{ss0} .

Gesteins- typen Abpress- richtung zur Textur	Kalke	Mag- matite	Gneise	Chlorit- Serizit- Gneise und Prasinite aus CD
senkrecht	⊖		⊖	△
parallel			⊖	△
isotrop	○	◆		△

7.5.4 Los Angeles-Index L.A. versus Brechbarkeits-Index BR

Figur 7.22 zeigt den linearen Zusammenhang zwischen dem L.A.- und dem BR-Index. In Anbetracht der verschiedenen Gesteinstypen (12 Arten) mit ihren unterschiedlichen Gesteinsparametern und unter Berücksichtigung der ungleichen Probengrößen (L.A.: 4/20; BR: 4/6.3) und Probenzubereitungen (L.A. d/1.3 – L.A. 4/20 respektive BR d/1.3 – BR), ist



Figur 7.22: Los Angeles-Index L.A. versus Brechbarkeits-Index BR.

die Korrelation mit $R=0.85$ als befriedigend zu bezeichnen. Ein L.A.-Index von 40 entspricht somit einem BR-Index von rund 70 (68.4):

$$BR = 3.25 (\pm 5.93) + 1.63 (\pm 0.17) \cdot L.A. \quad \text{Gleichung 7.14} \\ (R: 0.85; n: 36)$$

Ein Vergleich dieser beiden Prüfmethode mit ähnlichen Gesteinsarten ergibt eine bessere Korrelation. Für eine erste Annäherung lassen sich diese Methoden aber durchaus miteinander vergleichen.

7.6 Petrographie

Neben der Bestimmung der Gesteinshärte stellt die petrographische Beschreibung ein weiteres Kriterium für die Evaluation des Ausbruchmaterials dar. Für eine primäre Beurteilung genügt eine makroskopische Beschreibung und Klassifikation des Bohrgutes. In Anlehnung an die CEN/TC/154/SC6/N137E (1991) erfolgt die petrographische Beschreibung durch Geologen (-innen) mit betontechnologischen Kenntnissen: «It is assumed that the examination will be carried out by a qualified geologist (petrographer), with experience of materials used in civil engineering.» Im wesentlichen sollte die Beschreibung die in Tabelle 7.9 aufgelisteten Punkte beinhalten.

7.6.1 Petrographisch ungeeignete Komponenten im Sand

Im Hinblick auf eine Wiederverwertung des anfallenden Rohsandess muss der Gehalt an ungeeigneten Komponenten bestimmt werden (siehe dazu auch Kapitel 6.3.2). In Sedimentgesteinen sind es vor allem weiche, leicht mergelige Gesteinsbruchstücke und größere Kalzitkristalle mit ausgeprägter Spaltbarkeit, die als ungeeignet bezeichnet werden.

Tabelle 7.9: Makroskopische Beschreibung des Ausbruchmaterials für eine Verwertung als Betonzuschlagstoffe.

Beschreibung	Parameter
Probenidentifikation	<div>- Probennummer</div> <div>- Herkunftsort</div> <div>- Probenentnahme-Ort</div> <div>- Datum</div>
Mineralogie	<div>- Zusammensetzung mit Vol%-Angabe der erkennbaren Mineralien unter Aussonderung der petrographisch ungeeigneten Mineralien</div>
Struktur (genetisches Gefüge) (falls erkennbar)	<div>- Korngrößen</div> <div>- Korngestalt</div> <div>- wechselseitige Beziehung der Gemengteile</div>
Textur (räumliches Gefüge)	<div>- Charakterisierung der räumlichen Anordnung der Gemengteile</div> <div>- Anisotropie</div> <div>- Porosität</div>
Gestein	<div>- Nomenklatur</div>
ungeeignete Komponente	<div>- Betontechnologisch ungeeignete Gesteinsfragmente (verwitterte, mürbe, usw.)</div>

Für die Bestimmung der ungeeigneten Komponenten in kristallinen Gesteinen wird vorgeschlagen, die Untersuchungen der Sandfraktion 0/4 an den in Tabelle 7.10 aufgelisteten Unterfraktionen mittels Binokular durchzuführen.

Der Anteil an ungeeigneten Komponenten nimmt in der Regel mit abnehmender Fraktionsgrösse leicht zu. Es kommt zu einer Anreicherung in den feineren Fraktionen. Die Menge der ungeeigneten Körner (pro Fraktion in Stück-%) wird gemäss ihrem prozentualen Anteil im Sand gewichtet. Die Fraktion <0.063 mm kann im Binokular nicht mehr vernünftig bestimmt werden. Aus diesem Grunde ist es sinnvoll, die Menge gemäss Tabelle 7.10 zu ermitteln. Bei genauer Kenntnis der Glimmer-Reduktion durch die Sandaufbereitung können rückschliessend maximal zulässige Grenzwerte definiert werden, die der Rohsand respektive das Ausgangsgestein aufweisen dürfen, damit ein qualitativ geeigneter Sand produziert werden kann. In Figur 7.23 ist der Anteil petrographisch ungeeigneter Komponenten im Festgestein respektive im Rohsand und im aufbereiteten Sand aus unterschiedlichen Aufbereitungsanlagen aufgeführt.

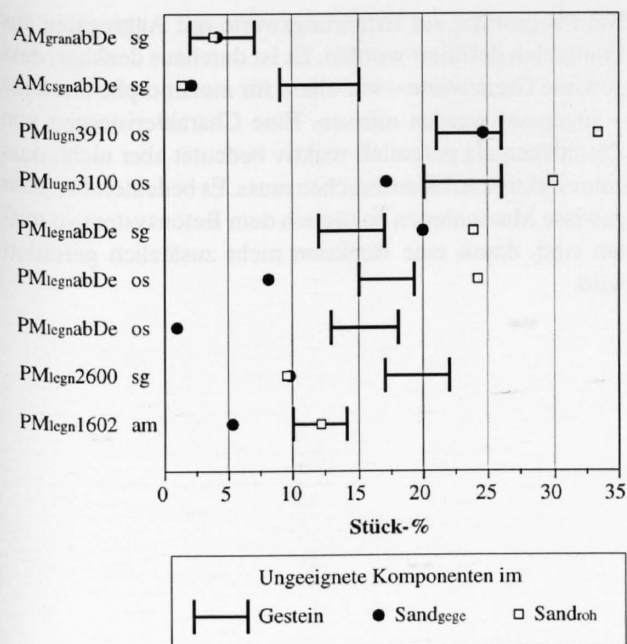
Tabelle 7.10: Fraktionsaufteilung des Sandes zur Bestimmung der petrographisch ungeeigneten Komponenten aus kristallinen Gesteinen (in Stück-% = S-%). Anteil <0.063 mm wird geschätzt.

Fraktion [mm]	als petrographisch ungeeignete Komponente gelten:
2/4	Einzelmineral oder Kornaggregate mit
1/2	mehr als 50% an:
0.5/1	- Schichtsilikaten
0.25/0.5	- Fe-haltigen Mineralen
0.125/0.25 ^x	- porös, verwittert oder leicht brüchig
0.063/0.125 ^y	
<0.063 ^z	Fall A: wenn $x < y$ dann ist: $z = x + (y - x)$ Fall B: wenn $x > y$ dann ist: $z = y$

Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass die im Gestein (Dünnschliff) ermittelten Stück-%-Angaben nicht mit den Gehalten des Rohsand übereinstimmen müssen. Für diese Differenz gibt es zwei mögliche Erklärungen: In Anbetracht der grossen Materialmengen (50 bis 70 t), die jeweils für die einzelnen Aufbereitungsversuche eingesetzt wurden, ist eine repräsentative Aussage auf Grund einzelner Dünnschliffuntersuchungen mit Vorsicht zu interpretieren, auch dann, wenn die Angabe als Streubereich aufgeführt wird (Fig. 7.23). Weiter ist es denkbar, dass der Bohrvorgang zu einer Zerkleinerung und Aufspaltung der Schichtsilikate und somit zu einer Häufung im Rohsand führt.

Entscheidend ist aber letztlich der Anteil ungeeigneter Komponenten im aufbereiteten Sand respektive im gesamten Betonzuschlagsgemisch. Die im Vergleich zum Rohsand (in der Regel) geringere Menge an schädlichen Komponenten im aufbereiteten Sand ist nicht (oder kaum) auf einen Entglimmerungs-Prozess der Sandaufbereitung zurückzuführen. Die Abnahme der Schichtsilikate wird hauptsächlich durch die geänderte Siebkurve und durch das Abschlämmen der Feinstfraktionen (<0.063 mm) hervorgerufen (siehe Kapitel 9).

Als alternative Prüfmethode zur Glimmerbestimmung im Sand wurde von SPÜHLER (1996) versucht, mittels Ultraschallmessung einen berechenbaren Zusammenhang zwischen Schichtsilikaten und den restlichen Mineralen herzu-leiten. Die Unterschiede des spezifischen Gewichtes, der Kornform und der Mineralstruktur zwischen Schichtsilika-ten und vorwiegend Quarz-Feldspatgemischen lässt vermuten, dass der Glimmergehalt einen messbaren Einfluss auf

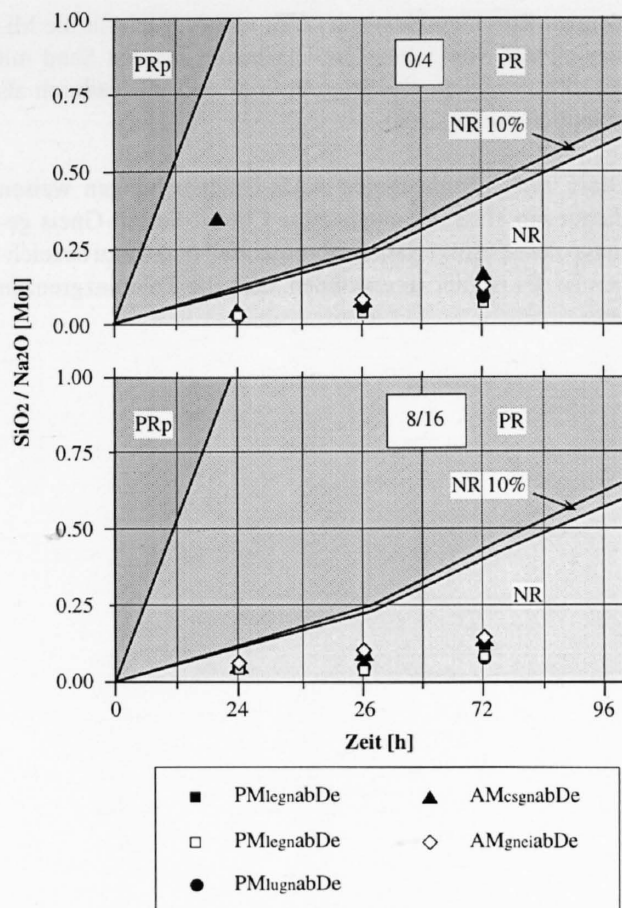


Figur 7.23: Anteil petrographisch ungeeigneter Komponenten (vorwiegend Schichtsilikate) im Festgestein (Dünnschliff); im Rohsand und im aufbereiteten Sand aus diversen Aufbereitungsanlagen: am= KW-Amsteg; os= O. Scerri SA; sg= Sgrussa SA (nähere Angaben über die Aufbereitungsanlagen Tabelle 9.1).

die Ultraschallgeschwindigkeiten ausübt. Nach anfänglich positiven Resultaten hat sich gezeigt, dass die Probenzubereitung ein äusserst heikles Unterfangen darstellt, welches ein einfaches und praxisfreundliches Verfahren verunmöglicht.

7.6.2 Alkali-Aggregat-Reaktion

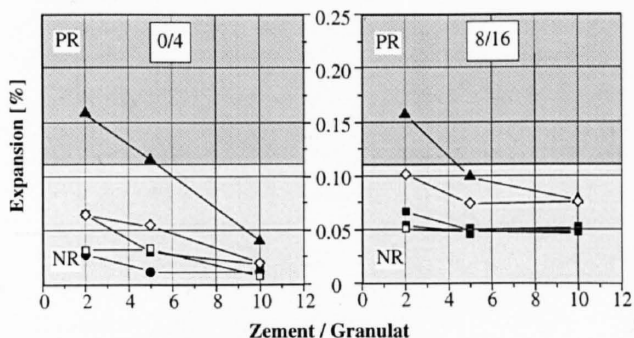
Um das Verhalten von Gesteinen bezüglich Alkali-Aggregat-Reaktionen abzuschätzen, ist es angebracht, eventuell gefährdete Betonzuschläge zu prüfen. Verschiedene Prüfmöglichkeiten werden im Kapitel 6.3.3 vorgestellt. In der Figur 7.24 ist die potentielle Reaktivität diverser kristalliner Zuschläge gemäss dem kinetischen Test (AFNOR P18-589) dargestellt. Die Bestimmung der Löslichkeit von SiO_2 in alkalischer Lösung wurde an der Sandfraktion 0/4 und an aufbereiteten Aggregaten der Fraktion 8/16 durchgeführt. Aus der Figur 7.24 geht hervor, dass die Ergebnisse der untersuchten Gesteinsproben gemäss den vorgegebenen Zeitintervallen von 24 Stunden als nicht reaktiv gelten. Die Werte kommen auch nicht näher als 10% der Grenze NR-PR zu liegen (NR10%). Wäre dies der Fall gewesen, müsste gemäss Norm die Mikrobar-Schnellprüfung (AFNOR P18-588) durchgeführt werden (Figur 7.25). Der Chlorit-Serizit-Gneis zeigt aber interessanterweise eine erhöhte SiO_2 -Löslichkeit nach 20 Stunden für den Sand, was diesen Gesteinstyp als potentiell reaktiv einstuft.



Figur 7.24: Potentielle Reaktivität diverser Ausbruchmaterialien nach AFNOR P18-589 bestimmt an Sanden 0/4 und Aggregaten 8/16 (NR: nicht reaktiv; PR: potentiell reaktiv; PRp: potentiell reaktiv bei Pessimum; NR10%: 10%-Grenze zu nicht reaktiv).

Neben der SiO_2 -Löslichkeit der Sande und Aggregate wurde auch die Mikrobar-Schnellprüfung an den gleichen Gesteinsproben durchgeführt (AFNOR P18-588).

Figur 7.25 zeigt die über der Toleranzgrenze von 0.11% liegenden Mörtel-Expansionswerte der Sande (0.158%) und Aggregate (0.157%) aus Chlorit-Serizit-Gneis bei einem



Figur 7.25: Mikrobar-Schnellprüfung an denselben Sanden und Aggregaten aus Figur 7.25.

Zement-Zuschlag-Gemisch (Z/Z) von 2. Auch für die Mischung Z/Z von 5 liegt die Expansion für den Sand mit 0.116% über dem akzeptierten Wert und gilt dadurch als potentiell reaktiv (PR).

Diese zwei unabhängigen AAR-Untersuchungen weisen darauf hin, dass der untersuchte Chlorit-Serizit-Gneis gemäss diesen Prüfverfahren als potentiell reaktiv zu bezeichnen ist. Es ist hier zu erwähnen, dass die Toleranzgrenzen

NR-PR gestützt auf Erfahrungswerte mit Aggregaten aus Frankreich definiert wurden. Es ist durchaus denkbar, dass gewisse Grenzwerte – vor allem für metamorphe Gesteine – angepasst werden müssen. Eine Charakterisierung von Zuschlägen als potentiell reaktiv bedeutet aber nicht, dass eine effektive AAR ausbrechen muss. Es bedeutet aber, dass gewisse Massnahmen bezüglich dem Betonsystem zu treffen sind, damit eine Reaktion nicht zusätzlich gefördert wird.

8 VORSCHLAG FÜR EIN GEZIELTES PRÜFVERFAHREN ZUR QUALITÄTSKONTROLLE

In diesem Kapitel wird ein Vorschlag präsentiert, welcher eine qualitative Beurteilung des Ausbruchmaterials erlaubt. Ziel des Prüfverfahrens ist es, das anfallende Gesteinsmaterial einerseits bezüglich den definierten Wiederverwertungs-Klassen einteilen zu können und andererseits die Qualität des Roh- und Splittproduktes im Sinne einer Qualitätskontrolle zu erfassen. Für die Auswahl der Gesteinsprüfungen waren folgende drei Kriterien ausschlaggebend:

- Verfahren und Apparaturen, die in der Fachwelt gebräuchlich und anerkannt sind und die sowohl am anfallenden Rohmaterial als auch am aufbereiteten Aggregat durchgeführt werden können.
- Grosse Aussagekraft und hohe Reproduzierbarkeit.
- Rasch durchführbar und wirtschaftlich vertretbar.

Das Prüfprozedere ist modular aufgebaut und besteht aus verschiedenen Methoden mit unterschiedlichen Aussagen der Gesteinsqualität. Je nach Bedarf (z.B. bei visueller Änderung der Gesteinsqualität) können Module einzeln oder kombiniert durchgeführt werden. Die Prüfkriterien für das anfallende Ausbruchmaterial basieren im wesentlichen auf den petrographischen Eigenschaften, insbesondere auf dem Anteil an ungünstigen Komponenten sowie auf der Gesteins Härte.

8.1 Vergleich der Prüfverfahren

Die Gesteins Härte wird am effektivsten mittels Punktlast- (Is50), Los Angeles (L.A.)- oder LCPC-Brechbarkeits-Index (BR) ermittelt. Die für Ausbruchmaterial abgeänderten Prüf- und/oder Auswertungsverfahren, unter Begrenzung des Kornformeinflusses, wurden bereits in Kapitel 7 erläutert. Aus der Zusammenstellung in Tabelle 8.1 wird deutlich, dass der L.A.-Test zeitintensiv ist. Vor allem das Verfahren an drei verschiedenen Fraktionen gemäss VSS 670'835b kann für die Prüfung von Ausbruchmaterial nicht angewandt werden. Ebenso ist die benötigte Probenmenge von Rohmaterial (Ausscheidung der plattigen Komponenten) als nicht praxisfreundlich zu bezeichnen. Die Durchführung des L.A.-Tests an einer Fraktion, respektive an einer Mischklasse, kann rund doppelt so schnell durchgeführt werden und weist dennoch eine gute Aussagekraft aus. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil des Mischklassenverfahrens ist die relativ geringe Menge an Ausbruchmaterial, die für den Versuch benötigt wird (50 kg für TBM, 40 kg für Sprengvortrieb, beim Sprengvortrieb erfolgt die Probenentnahme auch dem Vorebrecher) .

Bezüglich Probenmenge und Laborzeit ist der LCPC-Brechbarkeitsindex (BR) für eine rasche Beurteilung des Gesteinsmaterials äusserst interessant. Neben dem BR-Index wird im gleichen Arbeitsgang der Abrasivitäts-Koeffizient ABR be-

Prüfmethode:	L.A			BR		P.L.	
Verfahren:	3 Fraktionen		1 Fraktion	1 Mischklasse		1 Fraktion	Chip
Aufbereitung:	roh	gege	roh	gege	roh	gege	TBM
Probenmenge [kg]	225 (150)	30	75 (50)	10	50 (40)	15	5 2 Stück
Zeitaufwand:							
Zubereitung [h]	5(3.5)	2	1.5(1)	1	2	1.5	1
Prüfung [h]	3.5	3.5	2	2	0.5	0.5	1.5
Total [h]	8(7)	5.5	3.5(3)	3	4	3.5	1.5
Aussagekraft	sehr gut		gut		genügend		gut

Tabelle 8.1: Benötigte Probenmengen pro Analyse und zeitlicher Aufwand der Untersuchungen für TBM-Material respektive Ausbruch aus dem Sprengvortrieb (in Klammern). Zeitangabe ohne Probenentnahme-Zeit. Trocknungszeit der Proben: 30 Min. (L.A.: Los Angeles; BR: LCPC-Brechbarkeitsindex; P.L.: Punktlast-Index; roh: Ausbruchmaterial; gege: gebrochen, gewaschen; Gstbr -Konv.: Gesteinsbruchstücke aus dem konventionellen Sprengvortrieb).

stimmt, der zusätzliche Informationen über die Verschleisskraft der Materialien liefert (Schneidrollen-, Bohrkronen-Verbrauch, Verschleisssteile der Brecheranlagen). Die Aussagekraft dieses Verfahrens wurde als genügend taxiert. In Grenzfällen kann der Test wiederholt werden oder allenfalls eine L.A.-Prüfung durchgeführt werden. Die L.A.-Mischklassen-Methode ist somit als Standardverfahren zu betrachten die Bestimmung des BR-Indexes als Alternativverfahren. Bezüglich dem zeitlichen Aufwand ist das Punktlast-Verfahren abhängig von der benötigten Probenmenge. Der Aufwand ist vergleichbar mit der BR-Prüfung.

Somit kann festgehalten werden, dass eine Qualitätsaussage bezüglich Gesteins Härte mittels BR-Verfahren bereits nach 1 1/2 Stunden möglich ist (exklusive der Zeit für Probenentnahme und Transportweg). In Grenzfällen kann eine Aussage erst nach Durchführung des Punktlast-Versuches, das heisst nach 4 Stunden gemacht werden. Der Zeitbedarf für petrographische Untersuchungen ist abhängig vom Gesteinstyp und der Anzahl der zu untersuchenden Fraktionen.

8.2 Prüfablauf

8.2.1 Erstbeurteilung

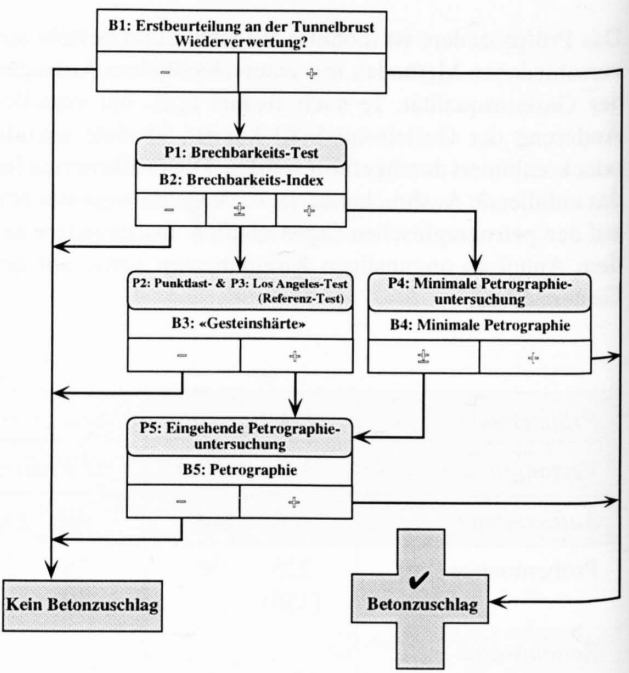
Die Materialbewirtschaftung und insbesondere das Prüfprozedere dürfen den Bohrfortschritt in keiner Weise verzögern. Eine erste visuelle Beurteilung des Ausbruchmaterials mit einer ja/nein-Beurteilung entscheidet, ob das Material als Betonzuschlag weiterverwendet werden kann oder allenfalls deponiert werden muss. Auf Grund einer laufenden Auswertung und Begutachtung verschiedener Daten, die vor und während dem Tunnelvortrieb zur Verfügung stehen, kann eine solche Vorentscheidung äusserst genau getroffen werden (Figur 8.1: B1). Zu diesen Daten gehören geologische Prognosen, Erfahrungswerte, geophysikalische Vorabklärungen während dem Vortrieb, TBM- und Bohrparameter, Vorausbohrungen, Schmidt'scher Hammer und weitere Kennwerte (siehe auch Kapitel 7). Eine Erstbegutachtung des Ausbruchmaterials ist bei einem Wechsel der petrographischen Eigenschaften oder bei Anzeichen auf eine andere Lithologie notwendig. Die Laborprüfungen tragen im ersten Schritt dazu bei, die getroffene Entscheidung zu bekräftigen oder allenfalls zu korrigieren. Handelt es sich um eine Fehlentscheidung, muss damit gerechnet werden, dass je nach System des Materialtransportes 50 bis 100 m³ Ausbruchmaterial bereits in den Aufbereitungsprozess gelangt und als Betonzuschlag aufbereitet worden sind. In Anbetracht der täglichen Aufbereitungsmengen von bis zu 2000 t – wie es zum Beispiel für die NEAT-Gotthard geplant ist – wird eine solche Fehlentscheidung kaum gravierende Folgen auf die Betonqualität ausüben, da die Menge an «schlechtem» Material relativ gering ist.

8.2.2 Laborprüfung am Rohmaterial

Die Proben für die Prüfung am Rohmaterial müssen unmittelbar nach der Erstbegutachtung (Figur 8.1: B1) im Labor

geprüft werden. Als erstes Prüfverfahren wird der Brechbarkeitsindex BR vorgeschlagen, der nach rund 1 1/2 Stunden eine Aussage erlaubt (P1). Ist das Ergebnis eindeutig positiv (B2: Anforderungen erfüllt), können die petrographischen Untersuchungen gemäss P4 durchgeführt werden. Kommt der BR_{d/1.3}-Index hingegen in den Grenzbereich der Anforderungskriterien zu liegen, muss entweder der BR_{d/1.3}-Versuch wiederholt (P1) oder der L.A./1.3-Test (P3) durchgeführt werden. Zusätzlich muss der Punktlast-Index P.L. (P2) bestimmt werden. Auf Grund dieser zusätzlichen Untersuchungen kann eine Zwischenentscheidung getroffen werden (B3), ob das Material weiterhin zu Betonzuschlägen aufbereitet werden darf. Wenn ja, erfolgt die petrographische Beschreibung unter P5.

Petrographische Untersuchungen sind je nach Gesteinstyp aufwendig und zeitraubend. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, bei gleichbleibender Petrographie eine reduzierte Untersuchung an einer Sand-Unterfraktion (zum Beispiel 0.125/0.25) und einer Splittfraktion (zum Beispiel 16/20) durchzuführen (P4). Umfassende Analysen (P5) müssen in Grenzfällen oder bei abnehmender Gesteinsqualität (B4) angeordnet werden. Nach diesen Untersuchungen kann der



Figur 8.1: Prüfschema zur Beurteilung des Tunnelausbruchmaterials für die Wiederverwertung zu Betonzuschlagstoffen. B: Beurteilung; P: Laborprüfung. BR: Brechbarkeitsindex; L.A.: Los Angeles-Index; P.L.: Punktlast-Index; minimale Petrographie: Untersuchungen an je einer Sand- respektive Splittfraktion; Anforderungen: - nicht erfüllt, ± Grenzbereich, + erfüllt.

definitive Entscheid betreffend der Eignung des problematischen Rohmaterials gefällt werden (B5).

8.2.3 Laborprüfung an den Aggregaten

Es empfiehlt sich, den Plattigkeitsindex FI (Tabelle 8.2: P11) sowohl am Rohmaterial – vor allem des TBM-Bohrgutes – als auch an den entsprechenden Aggregaten zu bestimmen (siehe auch Kapitel 4.3.1.3 und 4.5.4). Die Kornform der aufbereiteten Aggregate sollte nicht nur bezüglich des Anteils an kubischen, respektive gedrunenen Komponenten beurteilt werden, sondern auch bezüglich dem erreichten Formverbesserungseffekt infolge des Brechvorganges. Der maximal erreichbare Anteil an gedrunenen Komponenten wird für extrem kleinstückiges und stark plattiges TBM-Rohmaterial nur durch einen optimalen Brechprozess gesteuert. Ebenfalls müssen in regelmässigen Abständen oder bei sichtbaren Veränderungen der Korngrössenverteilung Siebanalysen des TBM-Rohmaterials erstellt werden, um die Stückigkeit (Grösse) der Komponenten festzuhalten (P12). Dies erlaubt Rückschlüsse auf die prozentuale Verteilung der produzierten Splittfraktionen zu ziehen.

Als Schlusskontrolle, aber auch zur Verifizierung respektive Eichung der Prüfmethode P1 und P2 (siehe Figur 8.1) empfiehlt es sich, in regelmässigen Abständen oder nach Bedarf die Nachprüfungen P6 respektive P7 an den aufbereiteten Aggregaten durchzuführen. Falls erwünscht, kann der L.A.-Index gemäss CEN-Norm durchgeführt werden (P8). Als Qualitätskontrolle, vor allem bei Abgabe an Dritte, können (oder müssen) die am Rohmaterial vorgenommenen petrographischen Untersuchungen P4 oder P5 verifiziert werden (P9 oder P10). Ebenfalls zur Qualitätskontrolle gehören Kornformbestimmungen und Siebanalysen der Sand- und Splittprodukte (P11 und P12). Bei prognosti-

Tabelle 8.2: Qualitätskontrolle respektive Qualitätsbestimmung der Aggregate (* Prüfung auch an TBM-Ausbruchmaterial). Durchführung der einzelnen Prüfverfahren siehe Kapitel 7 (bB: bei Bedarf; Petrographie min.: reduzierte petrographische Untersuchung an je einer Sand- und Splittfraktion).

Prüfung Nr.	Labortest	Abnehmer der Betonzuschlagstoffe: Tunnelbau Dritte	
P6	LCPC-BR	x	bB
P7	L.A.4/20	bB	x
P8	L.A.-CEN	bB	bB
P9	Petrographie min.	x	bB
P10	Petrographie 0/20	bB	x
P11	* FI u/o Kubizität	x	x
P12	* Siebanalysen	x	x
P13	Alkali-Aggregat-R.	x	x
P14	Diverse	bB	bB

zierten mächtigen lithologischen Einheiten oder homogenen Gesteinskomplexen, aus denen grössere Mengen an Betonzuschlägen produziert werden sollen, empfiehlt es sich, das Material auf eine mögliche Alkali-Aggregat-Reaktion (P13) hin zu prüfen (siehe auch Kapitel 6.3.3 und 7.6.2). Erste Resultate liegen je nach Prüfmethode und Ergebnis nach einem bis drei Tagen vor. Unter P14 sind diverse Prüfungen an Aggregaten und Sand zusammengefasst, die je nach Bedarf durchzuführen sind (Frost-, Tauwechsel-Verhalten, Gehalte an Chlorid, schwefelhaltige Bestandteile, Radioaktivität der Zuschläge, usw).

8.3 Vorgeschlagene Richtgrössen für das Ausbruchmaterial und dessen Aggregat

Auf Grund der Untersuchungen und Ergebnisse der mechanischen Gesteinsprüfungen (Kapitel 7) und der Betonversuche (Kapitel 10) wird vorgeschlagen, folgende Richtwerte für das Ausbruchmaterial und für die daraus hergestellten Aggregate zu stellen, welche die Herstellung eines Betons der Festigkeitsklassen $\geq B\ 40/30$ erlauben. Falls die Richtwerte nicht erreicht werden heisst dies nicht, dass die gestellten Betonanforderungen nicht erfüllt werden können. Im Sinne der Betonnorm SIA 162 wird aber empfohlen, die gestellten Anforderungen erst durch Vorversuche zu bestätigen. Dies erlaubt auch eine gewisse Anpassung der Indexwerte (Tabelle 8.3).

B1: Die Festlegung eines maximalen Schichtsilikatgehaltes von ≤ 20 Stück-% im Festgestein ist als Richtgrösse zu betrachten, die dem heutigen Stand der Kenntnisse entspricht. Es hat sich gezeigt, dass die Betonqualität der Zuschläge, bestehend aus Lucomagnogneisen mit über 20 Stück-% Glimmer im Gestein (entspricht 17 bis 25 Stück-% im aufbereiteten Sand), nicht immer einem Beton B 40/30 entsprochen haben (Kapitel 10). Mit Zuschlägen bestehend aus ≤ 20 Stück-% Glimmer im Gesteinsverband (2 bis 8 Stück-% Glimmer im Sand) wurde mehrheitlich ein Beton $\geq B\ 40/30$ erreicht (siehe dazu Kapitel 10).

P4/P5: Der maximal zulässige Gehalt an freien Glimmerblättchen in den gesamten Betonzuschlägen wurde auf ≤ 8 Stück-% gesetzt und ist ebenfalls als Empfehlung zu betrachten. Diese Menge entspricht rund 1 Gew-% an freien Schichtsilikaten, die in den gesamten Zuschlägen tolerierbar sind (siehe dazu Kapitel 6.3.2). Diese Limite bei ≤ 8 Stück-% entspricht auch den Erfahrungen aus den Betonuntersuchungen in Kapitel 10. Eine Beurteilung des anfallenden Sandes im Rohmaterial bezüglich des Glimmergehaltes kann dann durchgeführt werden, wenn das Entglimmerungsvermögen der Sandaufbereitungsanlage bekannt ist.

P9/P10: Die Begrenzung des Gehaltes an petrographisch ungeeigneten Komponenten (ohne Schichtsilikate) in den Fraktionen $>4\text{ mm}$ ist in Anlehnung an SIA 162/1 übernommen worden.

Tabelle 8.3: Richtwertempfehlung für das anfallende Rohmaterial und dessen Splittprodukte für den Gebrauch als Betonzuschläge (in Klammern: grober Richtwert; a: kann festgelegt werden falls das Entglimmerungsvermögen der Sandaufbereitungsanlage bekannt ist; b: abhängig von der gewählten Norm).

Test Nr.	Prüfverfahren	[]	Rohmaterial		Aggregate	
			Anforderung	Grenzbereich	Anforderung	Grenzbereich
B1	Gehalt an Schichtsilikaten im Gesteinsverband	Stück-%	(≤ 20)	?	(≤ 20)	?
P4/P5	Gehalt an freien Schichtsilikaten im Sand bezogen auf Gesamtzuschläge im Beton	Stück-%	(≤ 8 + a)	?	(≤ 8)	?
P4/P5 P9/P10	Gehalt an petrographisch ungeeigneten Komponenten >4mm (exklusive Schichtsilikate)	Gew-%	≤ 5	5 – 10	≤ 5	–
P1/P6	Brechbarkeitsindex BR _{d1.3} / BR	[]	≤ 75	73 – 78	≤ 70	70 – 73
P3/P7	Los Angeles L.A. _{d1.3} / L.A. _{4/20}	[]	≤ 43	42 – 45	≤ 40	40 – 42
P2	Point-Load Is50: zur Schieferung isotrop		≥ 2.5	?	–	–
			≥ 3.5	?	–	–
P11	Plattigkeit FI	Gew-%	–	–	≤ 35	?
P12	Siebanalysen	[]	–	–	b	
P13	Alkali-Aggregat-Reaktion	[]	–	–	b	

P1/P6: Die Anforderung an den Brechbarkeitsindex BR wurde mittels Korrelation zu entsprechenden Los Angeles-Werten definiert (siehe Kapitel 7.5.4). Da die Abweichung der BR-Indexe im Vergleich zu den L.A.-Werten leicht höher ist, wurde der Grenzbereich entsprechend vergrößert (Durchführung des modifizierten BR-Versuches siehe Kapitel 7.4.2.2)

P3/P7: Die L.A.-Anforderungen wurden gemäss dem Norm-Entwurf CEN/TC154/SC2/N135 (November 1994) übernommen (Durchführung des modifizierten L.A.-Versuches siehe Kapitel 7.4.1).

P2: Die minimale Gesteinsfestigkeit (Punktlast-Versuch Is50) für Betonzuschläge sollte parallel zur Schieferung mindestens 2.5 bis 3N/mm² betragen. Für einen theoretischen Umrechnungsfaktor von rund 25 ergibt dies eine minimale einachsige Druckfestigkeit von 60 bis 75 N/mm². Für isotrope Gesteine sollte Is50 3.5 N/mm² betragen.

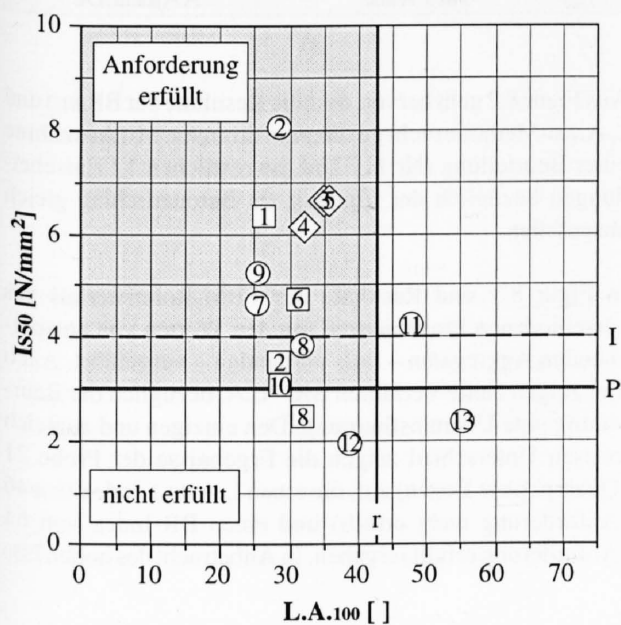
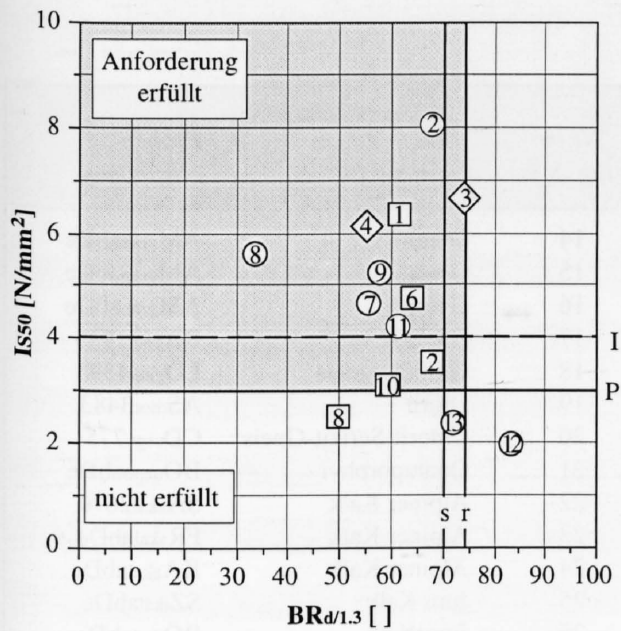
P11: Falls Anforderungen an die Kornform der Aggregate gestellt werden, empfiehlt es sich den Plattigkeits-Index zu verwenden, da dieser für die Charakterisierung des Rohmaterials verwendet wird. Die Begrenzung des FI-Indexes gemäss dem Norm-Entwurf CEN/TC154/SC2/N135 (November 1994) auf ≤35 entspricht einem Wert von rund 70% nicht kubischer Komponenten (Kapitel 4.3.2 respektive 4.5.5.1).

P12: Die Anforderungen der Siebkurven für Sand und Splittprodukte sind gemäss den gewählten Normen einzuhalten.

P13: Für die Bestimmung von AAR-gefährdeten Aggregaten und für die Festlegung von Grenzwerten gibt es verschiedene Möglichkeiten, die in Kapitel 6.3.3 und 7.6.2 erörtert wurden.

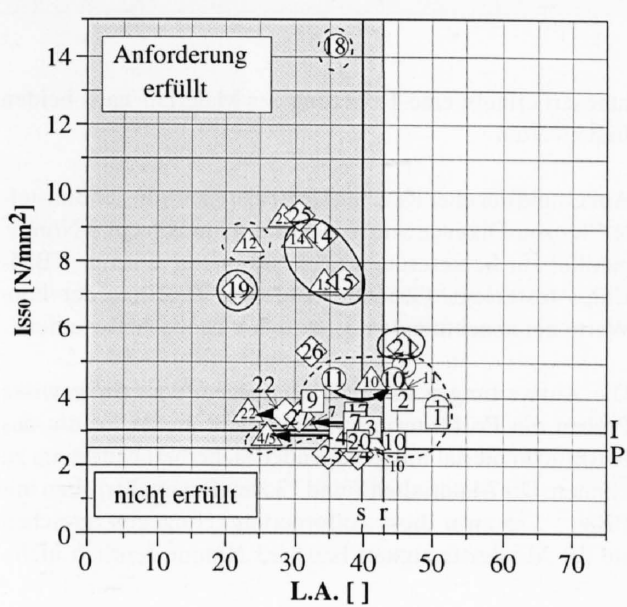
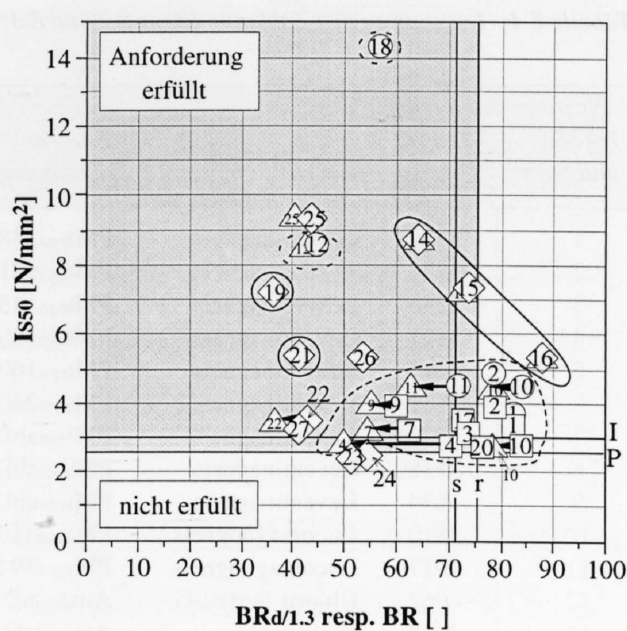
8.4 Beispiele der angewandten Prüfsysteme

Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde auf der Hochgebirgsbaustelle Cleuson-Dixence (Anhang B) das Fräsmaterial im Hinblick auf eine Verwertung als Betonzuschlag untersucht. Die makroskopisch oft schwer voneinander unterscheidbaren, dunkelgrünen Chlorit-Serizit-Gneise und Prasinite weisen zum Teil beachtliche Unterschiede in der Gesteins Härte auf. Auf der Baustelle selbst wurde der modifizierte L.A.100-Test durchgeführt, bei welchem das Fräsmaterial der Fraktion 16/26 bei 100 Umdrehungen vorbehandelt wird. Damit konnte der Kornformeffekt ausgeschaltet respektive konstant gehalten werden (siehe dazu auch Kapitel 7.4.1.1). Von den gleichen Gesteinsproben wurden parallel zu den Baustellenversuchen der Brechbarkeits-Index BR und der Punktlast-Index Is50 bestimmt. Die Gegenüberstellung dieser beiden Index-Werte BR – Is50 respektive L.A.100 – Is50 erlaubt eine einfache Identifikation des Materials nach seiner Qualität und zeigt, ob die Anforderungen erfüllt werden (Figur 8.2 und 8.3). Diese Darstel-



Is50-Anforderungen:	L.A. Anforderung für:
P: parallel	r: TBM-Rohmaterial
I: isotrop	s: Splitt
Prüfrichtung Is50 zur Gesteinstextur	senkrecht ○
	parallel □
	isotrop ◇

Figur 8.2: Vergleich der Punktlast-Werte Is50 der TBM-Chips zum Brechbarkeits-Index BRd/1.3 (oben) respektive Los Angeles-Index L.A.100 (unten). TBM-Bohrgrut bestehend aus Chlorit-Serizit-Gneis und Prasinit aus Cleuson-Dixence. Legende zu den Proben-Nummern in Tabelle 8.4.



Is50-Anforderungen:	L.A. Anforderung für:
P: parallel	r: TBM-Rohmaterial
I: isotrop	s: Splitt
Prüfrichtung Is50 zur Gesteinstextur	senkrecht ○
	parallel □
	isotrop ◇
	Aufbereitete Aggregate △

Figur 8.3: Vergleich der Punktlast-Werte Is50 der TBM-Chips zum Brechbarkeits-Index BRd/1.3 - BR (oben) respektive Los Angeles-Index L.A.d/1.3 - L.A.4/20 (unten). Umrahmung mit durchgezogener Linie: Magmatite; gestrichelt: Gneise; ohne: Kalke. Legende zu den Proben-Nummern in Tabelle 8.4.

Tabelle 8.4: Legende zu den Zahlen in Figur 8.2 und 8.3.

Nr.in Fig. 8.2 und 8.3	Stollenmeter		Proben- abkürzung	Nr.in Fig. 8.3	Gesteinstyp	Proben- abkürzung
	Cleuson- Dixence	Gesteinstyp				
1	3288	Leventinagneis	PMlegn388	14	Granit	AMgranabDe
2	3374	Leventinagneis	PMlegn671	15	Granit	AMgranabDe
3	3383	Leventinagneis	PMlegn1457	16	Granit	AMgranabDe
4	3391	Leventinagneis	PMlegn1602	17	Gneis	RAgnei1983
5	3417	Leventinagneis	PMlegn1602	18	Glimmergneis	LOgnei4595
6	3433	Leventinagneis	PMlegn2600	19	Diorit	ÄSdior3483
7	3520	Leventinagneis	PMlegnabDe	20	Chlorit-Serizit-Gneis	CDcsgn775
8	3548	Leventinagneis	PMlegnabDe	21	Quarzporphyr	BOqzpoabDe
9	3634	Leventinagneis	PMlegnabDe	22	Alpiner Kalk	SAakal2670
10	3810	Lucomagnogneis	PMlugn3100	23	Alpiner Kalk	FRakalabDe
11	4017	Lucomagnogneis	PMlugn3940	24	Alpiner Kalk	KAakalabDe
12	4062	Chlorit-Serizit-G.	AmcsgnaDe	25	Jura Kalk	SZjkalabDe
13	4048	Biotitgneis	AmgneiabDe	26	Jura Kalk	BÖjkalabDe
				27	Jura Kalk	AAjkalabDe

lungsart erlaubt eine Taxierung des Materials nach beiden Indexwerten.

Auf Grund der eher weichen Gesteinstypen von der Baustelle Cleuson-Dixence wurde der minimale Is50 auf 3 N/mm² parallel zur Schieferung und 4 N/mm² für isotrope TBM-Chips festgelegt. Generell kann eine Zunahme der Is50-Werte bei abnehmendem L.A.-Index beobachtet werden.

Die Auswertungen in Figur 8.2 zeigen, dass für gewisse Proben ein Prüfkriterium alleine nicht ausreicht, um das Ausbruchmaterial mit genügender Sicherheit beurteilen zu können. Die Materialien 8 und 13 zum Beispiel erfüllen mit BRd/1.3 ≤75 zwar diese Anforderung. Hingegen erreichen sie die Mindestfestigkeit Is50 II ≥3 N/mm² deutlich nicht.

Aus Figur 8.2 geht hervor, dass die Resultate der BRd/1.3 und L.A.100-Methode recht gut übereinstimmen. Mit Ausnahme einer Beurteilung (Nr.11) sind die restlichen 12 Entscheidungen bezüglich der Eignung als Betonzuschlag gleich ausgefallen.

In Figur 8.3 sind Resultate des TBM-Rohmaterials aus verschiedenen Provenienzen mit den Werten von entsprechenden Aggregaten – falls vorhanden – aufgeführt. Auch hier zeigen beide Verfahren BR – L.A. bezüglich der Beurteilung gute Übereinstimmung. Den einzigen und zugleich krassen Unterschied zeigen die Ergebnisse der Probe 21 (Quarzporphyr Bozen) auf, die einen L.A.d/1.3-Index von 46 (Anforderung nicht erfüllt) und einen BR-Index von 64 (Anforderung erfüllt) ergaben. In Anbetracht des hohen Is50

Tabelle 8.5: Rohmaterialien und deren Aggregate, die eine oder mehrere Richtgrössen nicht erfüllen (fettgedruckt). roh: TBM-Rohmaterial; gege: gebrochene, gewaschene Aggregate; Glimmer 0/8 bis 0/32: Gehalt an freien Glimmerblättchen bezogen auf die Gesamt-Zuschläge für Spritzbeton 0/8 respektive 0/16 und Beton 0/32 gemäss SIA Betonsiebkurven; *: potentielle Gefährdung auf Alkali-Aggregat-Reaktion.

Probe	Schlag- und Abriebverhalten				Is50 [N/mm ²]			Glimmer [Stück-%]			
	LAd/1.3 roh	LA4/20 gege	BRd/1.3 roh	BR gege	II	⊥	iso- trop	Gestein	0/8	0/16	0/32
PMlegn388	51	-	83	-	3.7	-	-	≤20	<8	<8	<8
PMlegn671	46	-	79	-	3.9	4.9	-	≤20	<8	<8	<8
PMlugn3100	44	41	84	78	2.7	4.5	-	≥20	11	10	6
PMlugn3940	36	(44)	72	63	-	4.5	-	≥20	16	14	9
AMcsgnaDe	23	-	45	43	-	8.6	-	*	4	3	2
CDcsgn775	39	-	76	-	2.7	-	-	≥20	?	?	?
FRamkkaDe	35	-	52	-	-	2.5	-	<<1	<<1	<<1	<<1
KAamkkaDe	39	-	54	-	-	2.5	-	<<1	<<1	<<1	<<

von 5.4 N/mm² erscheint der L.A.-Wert von 46 eher fragwürdig. Unklar sind auch die Ergebnisse der Probe 11 (PM_{lgn}3490), welche sämtliche Anforderungen – mit Ausnahme des L.A.4/20 der mit 44 einen schlechten Wert angibt – erfüllt.

In der Tabelle 8.5 sind diejenigen Proben aus der Figur 8.3 aufgeführt, die entweder den Richtgrößen bezüglich Gesteins Härte und/oder Petrographie nicht gerecht werden oder im Grenzbereich liegen. Mit diesen Zuschlagstoffen wurde die Betonfestigkeitsklasse B 40/30 durch Orsbetonversuche in der Regel nicht erreicht.

PM_{lgn}388: Die Leventinagneis-Probe erfüllt die L.A.- und BR-Richtgrößen deutlich nicht. Das Gestein weist neben zwei Schieferungsgenerationen eine markante Gefügauflockerung mit zahlreichen Mikrorissen auf, die sowohl circum- als auch intergranular durch Quarzkörner verlaufen (Figur 8.4) und dadurch die Gesteins Härte deutlich schwächen.

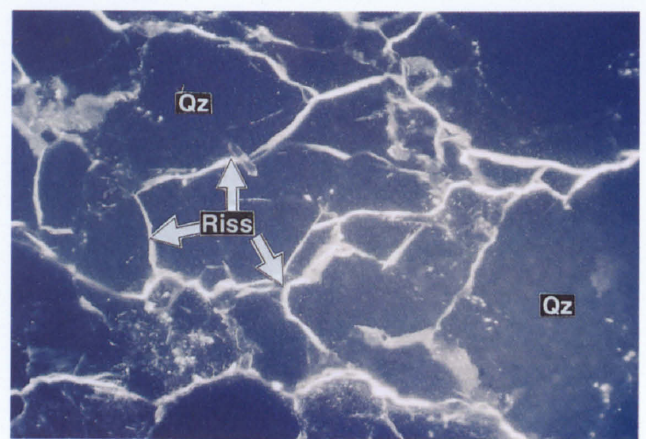
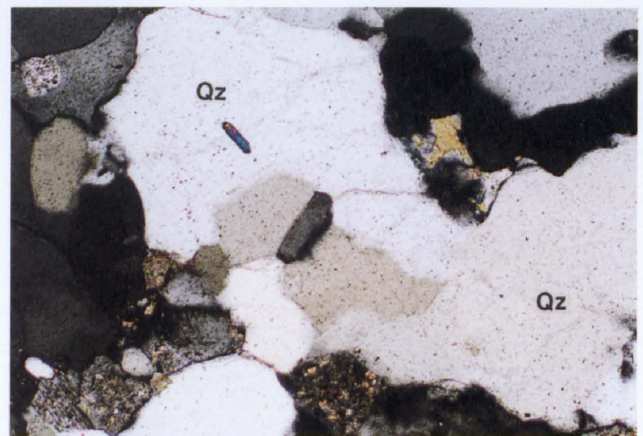
PM_{lgn}671: L.A.- und BR-Index des Leventinagneises liegen im Grenzbereich. Die Prüfungen müssten wiederholt werden.

PM_{lgn}3100: Sämtliche L.A.- und BR-Werte sowohl am Rohmaterial wie auch am Splitt (Lucomagnogneis) sind zu gering. Für einen Beton B 40/30 mit Zuschlägen 0/8 und 0/16 liegt der Glimmeranteil in diesem Sand zu hoch.

PM_{lgn}3940: Im Gegensatz zur oberen Probe ist die Gesteins Härte genügend (L.A.4/20-Wert ist wahrscheinlich ein Ausreisser). Die Glimmergehalte sind aber für diesen Sandtyp hoch.

AM_{csnabDe}: Der Chlorit-Serizit-Gneis erfüllt die in der Tabelle 8.3 aufgeführten Richtgrößen. Das Gestein ist jedoch hinsichtlich der Alkali-Aggregat-Reaktion als potentiell gefährdet zu beurteilen (Details in Kapitel 7.6.2). Mit entsprechenden Massnahmen kann auch dieses Gestein als Betonzuschlag eingesetzt werden.

CD_{csn}775: Die Gesteins Härte liegt im Grenzbereich. Die Tests müssten somit wiederholt werden. Der Glimmeranteil im Gesteinsverband ist hoch. Es ist jedoch nicht



Figur 8.4: Leventinagneis PM_{lgn}388 mit deutlicher Gefügauflockerung infolge intensiver circum-granularer- und intergranularer Rissbildung in den Quarzkörnern. (oben: Aufnahme bei doppelt polarisiertem Licht; unten: gleiche Aufnahme mit Fluoreszenzlicht, Vergrösserungen je 220x)

vorgesehen, Roh- oder Brechsand dieser Gesteine für die Betonproduktion zu verwenden (Fremdsand).

FR_{amkkabDe} und KA_{amkkabDe}: Die alpinen Malm-Kalke weisen trotz genügender L.A.- und BR-Werte einen sehr tiefen P.L.-Index auf.

9 AUFBEREITUNG VON TUNNELAUSBRUCHMATERIAL ZU BETONZUSCHLAGSTOFFEN

Im Rahmen der NEAT-AlpTransit-Vorprojekte wurden diverse Aufbereitungsversuche mit unterschiedlichen kristallinen TBM-Ausbruchmaterialien durchgeführt (FM: SCHWEIZERISCHE BUNDESBAHNEN, PROJEKTLEITUNG ALPTRANSIT GOTTHARD, 1995). Für die Versuche standen folgende Aufbereitungsanlagen zur Verfügung: Amsteg (Baustelle KW Amsteg), Kieswerk Gunzgen, Kieswerk O. Scerri SA

in Buzza di Biasca und Kieswerk Sgrussa SA in Preonzo (Tab. 9.1). Ein Aufbereitungsversuch mit alpinen Kalken konnte bei der Kiestag AG in Wimmis durchgeführt werden (THALMANN, 1994b). Des weiteren wurden die Resultate der Aufbereitungsversuche in Sargans mit den maschinell gewonnen Gneisen aus dem Umfahrungstunnel Mappo-Morrettina bei Locarno (FM: INGENIEURGEMEINSCHAFT GOTTHARD

Tabelle 9.1 Verwendete Anlagen und Verfahrenstechniken für die Aufbereitungsversuche mit TBM-Rohmaterial.

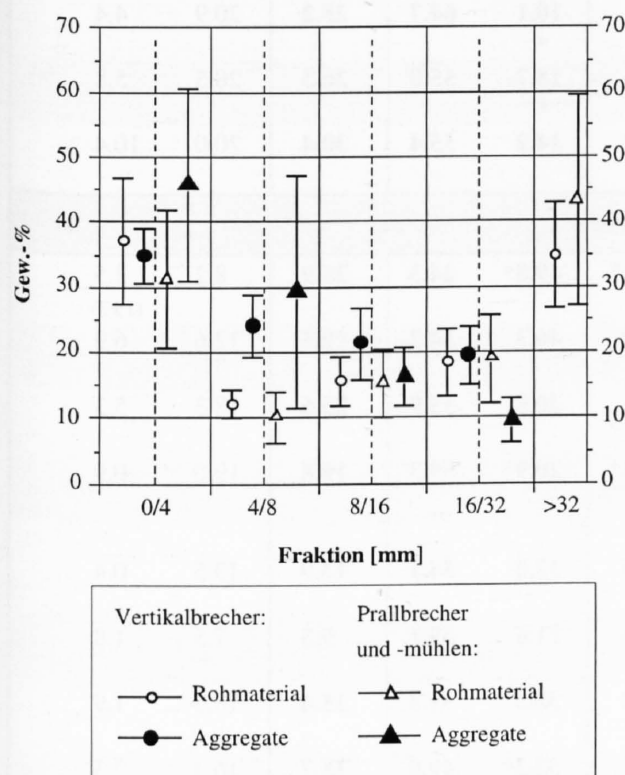
Anlagen [Ab- kürzungen]	KW Amsteg [am]	Sgrussa SA [sg]	O. Scerri SA [os]	Sargans [sa]	Cleuson- Dixence [cd]	Kiestag AG [ki]	Gunzgen [gu]
Geprüftes Material	PMlegn1602 AMgranabDe AMgneiabDe	AMcsgnabDe PMlegn2600 PMlegnabDe AMgneiabDe AMgranabDe PMlegnabDe	PMlegnabDe PMlugn3100 PMlugn3940	LOgneiabDe	CDcsgnabDe	SAamkk	PMlegn1602
Primär- brecher	mobiler Einschwingen- backenbrecher	Einschwingen- backenbrecher	-	-	- (Trennung >16mm)	-	mobiler Einschwingen- backenbrecher
Sekundär- brecher	Prallbrecher (nur für Versuch AMgneiabDe)	Einschwingen- backenbrecher	-	-	Prallmühle	Prallbrecher	-
Tertiär- brecher	Prallmühle reversierbar	Vertikal- brecher	Prallbrecher	Prallbrecher	Turbo-Brecher mit Vertikal- Welle*	Kreiselbrecher (für Rücklauf >22mm)	Vertikal- brecher
Wasch- zyklus	kein	Trommel- wäsche	Waschanlage mit Schöpfrad	kein	-	-	-
Splitt- klassierung	Nass- klassierung	Nass- klassierung	Nass- klassierung	Nass- klassierung	Nass- klassierung	Nass- klassierung	-
Sand- klassierung	keine (Freifall- klassierer vorhanden)	Zyklon	Trogsand- abscheider ohne Sandentwäs- serungsmaschine	Nasssiebung	(keine Sand- wiederver- wertung)	Sandschnecke	-
Feinsand- rück- gewinnung	Pumpen- Zyklonanlage	integriert in Zyklonanlage	Absetztank mit Kettenkratz- förderer	Zyklonanlage	-	Zyklonanlage	-
Bemerkung				Kornrundungs- anlage	*dient der Kornrundung		nur Brech- versuche

74

TBM-Bohrgrutes anfällt, als auch denjenigen des Brechvorganges. Ebenso ist jener Anteil nicht berücksichtigt, der infolge von Umlagerungen, Transporten und Aufbereitungsprozessen verloren ging. Diese nicht zu unterschätzende Menge beträgt bis zu 10 Gew.-% des Ausgangsmaterials.

In Figur 9.2 sind die durchschnittlichen Sand- und Splittmengen aufgetragen, die bei den Aufbereitungsversuchen anfielen. Daraus geht hervor, dass Prallmühlen und -brecher im Vergleich zu Vertikalbrechern einerseits mehr Sand und Splitt 4/8 und andererseits deutlich weniger gröbere Splitte 8/16 und 16/32 liefern (Grösstkorn zum Teil auch 26 mm).

Am Beispiel der Splittfraktion 16/32 wird deutlich, dass Vertikalbrecher im Mittel 20 Gew.-% Aggregate dieser Fraktion hervorbringen. Die mit Prallbrechern produzierte Aggregatmenge 16/32 betrug hingegen nur 10 Gew.-% des Brechgutes. Somit kann festgehalten werden, dass bei der Aufbereitung von TBM-Ausbruchmaterial mit Prallbrecher und -mühlen im Gegensatz zu Vertikalbrechern in der Regel nur die Hälfte der Aggregatmenge 16/32 anfällt.



Figur 9.2: Durchschnittliche Sand- und Aggregat-Produktion, die aus dem Brechprozess anfallen (mit Standardabweichung in Gew.-%), im Vergleich zum TBM-Ausgangsmaterial, aufgeteilt nach Brechertypen (n: 17).

Vertikalbrecher zeichnen sich dadurch aus, dass sich die Komponenten durch gegenseitigen Aufprall schonend brechen lassen. Bei Prallmühlen und -brechern dagegen werden die Körner auf Metallplatten geschleudert und dadurch stärker beansprucht.

9.3 Produktebilanzen

Im Untertagebau werden hauptsächlich Spritzbeton 0/8 und Ortsbeton 0/32 benötigt. Theoretisch lassen sich mit den aufbereiteten Aggregaten die in Tabelle 9.2 aufgeführten Betonprodukte nach SIA 162 zusammensetzen. In der Produktebilanz sind auch die ungebrochenen, aber gewaschenen Fraktionen 0/4 und 4/8 berücksichtigt. Die Zusammenstellung in Tabelle 9.2 zeigt, dass Prallmühlen und Prallbrecher in der Regel weniger als 20% des Betongemisches 0/32 hervorbringen. Ausnahmen bilden die extrem grobstückigen Materialien der Lucomagnogneise (PMlugn3100 und PMlugn3930), deren Bohrgut zu 35 respektive 49% aus Komponenten >32 mm bestehen (Fig. 4.18). Das Grösstkorn der Kalke aus Sachseln betrug 22 mm. Dies führte mit 33% zu einer hohen Menge des Betongemisches 0/22. Vertikalbrecher ermöglichen es, durchschnittlich über 30% eines Betons 0/32 respektive 0/26 zu produzieren. Ausnahmen bilden hier die kleinstückigen Leventinagneise (PMleugn2600 und PMleugnabDe), die nur zu rund 10% aus Komponenten >32 mm bestehen und somit nach dem Brechprozess nur 20% einer Mischung 0/32 hervorbringen. Der Anfall der Splittfraktion 0/8 auf Vertikalbrechern beträgt rund gleich bis doppelt soviel wie das Gemisch 0/32 und ist dadurch ausgeglichener als bei Prallbrechern.

9.4 Sandaufbereitung

Nicht nur die petrographische Zusammensetzung des Sandes, sondern auch die Kornverteilung übt einen wesentlichen Einfluss auf Frisch- und Festbetoneigenschaften aus. Das Ziel der Sandaufbereitung mit TBM-Material ist, nicht nur eine optimale Siebkurve erreichen zu können, sondern möglichst eine Gleichmässigkeit der Kornverteilung zu garantieren. Grössere Schwankungen der Sandsiebkurven führen zu unterschiedlichem Wasserbedarf im Betongemisch. Dadurch leidet die Verarbeitung und letztlich auch die Qualität des Festbetons.

Figur 9.3 veranschaulicht deutlich den hohen Gehalt an abschlämmbaren Teilen (<0.063 mm) im Sand des TBM-Ausgangsmaterials. Zudem weisen Siebkurven von TBM-Rohmaterialien infolge einer Anreicherung in der Fraktion 0.125/0.25 oft einen unsteten Verlauf auf. Übliche Sandaufbereitungsanlagen, wie sie für diese Versuche verwendet wurden, sind oft nicht in der Lage, diese Anreicherungen in einzelnen Fraktionen auszubessern. Unregelmässigkeiten innerhalb der Kornverteilung lassen sich aber mittels Freifallklassierer glätten, indem gezielt einzelne Fraktionen innerhalb des Sandes abgetrennt werden können.

Tabelle 9.2: *Produktebilanzen (in Gew.-%) der verschiedenen Brechversuche, mit Angaben der daraus produzierbaren Mengen an Spritzbeton 0/8 und Ortsbeton 0/32 (*0/26; °0/22) gemäss der Zusammensetzung nach SIA-Norm 162. Der Schlammanteil und die Verlustmengen sind nicht berücksichtigt. Mengenangaben in kursiver Schrift: gewaschenes TBM-Rohmaterial 0/4 und 4/8, welches ebenfalls zur Betonproduktion verwendet wird; kursiv in Klammer: TBM-Rohmaterial 8/16 und 16/32, welches nicht verwendet wurde).*

Probe	An- lage	Auf- gabe- gut	Fraktion Aggregate und Rohmaterial [mm]				Beton- produkt		Überschuss		
			0/4	4/8	8/16	16/32	0/32	0/8	Total	0/4	8/16 (16/32)
Prallmühlen und Prallbrecher											
SAakal2670	ki	>8	17.2 24.5	22.6 13.5	15.6	16.6°	32.9°	49.7	17.4	10.0	7.4
LOgneiabDe	sa	>0	60.8	17.1	13.8	8.3	27.6	47.6	24.8	17.9	6.9
PMlegnabDe	os	>32	6.1 45.3	3.3 11.2	2.4 (14.3)	0.7 (16.7)	2.4	47.1	50.5	17.7	16.1 16.7
PMlugn3930	os	>32	21.7 24.2	9.5 6.0	9.0 (8.0)	8.9 (12.7)	29.8	35.6	34.6	12.4	9.5 (12.7)
PMlugn3100	os	>32	15.4 30.7	7.8 7.9	6.8 (10.4)	5.2 (15.8)	17.2	40.1	42.7	14.0	12.4 (15.8)
PMlegn1602	am	>32	9.5 25.5	6.2 14.8	4.3 (18.2)	1.9 (19.7)	6.3	41.6	52.1	11.5	20.9 (19.7)
AMgneiabDe	am	>8	20.1 43.1	8.3 18.7	6.9	3 *	10.1 *	64.7	25.2	20.9	4.4
AMgranabDe	am	>8	27.6 37.5	9.8 9	10.5	5.6 *	18.7 *	55.0	26.3	20.5	5.8
PMlegn1602	am	>4	36.7 25.5	19.6	13.9	4.2	14.2	55.4	30.4	20.0	10.4
Vertikalbrecher											
CDcsgnabDe	cd	>15	20.3 32.2	9.5 10.0	35.2 (15.2)	35.1*	49.8*	24.3	25.9	8.2	2.5 (15.2)
PMlegn1602	gu	4/32	26.6 25.5	15.5	18.5	13.9	46.3	34.2	19.5	12.6	6.9
PMlegn2600	sg	>8	13.5 46.0	8.3 15.6	10.4	6.1	20.5	55.9	23.6	18.3	5.3
PMlegnabDe	sg	>8	14.5 47.0	11.2 15.0	6.1	6.3*	20.9*	59.3	19.8	19.0	0.9
PMlegn/lugnabDe	sg	>8	24.0 25.7	18.0 14.2	8.4	9.6	32.0	54.1	13.9	13.5	0.4
AMcsgnabDe	sg	>8	15.1 24.3	11.0 19.4	14.7	15.5	51.6	39.1	9.3	7.5	1.8
AMgneiabDe	sg	>8	18.4 31.8	14.2 15.4	10.2	10.0	33.3	51.3	15.4	13.5	1.9
AMgranabDe	sg	>8	18.6 39.5	12.3 9.5	10.4	9.7*	32.3*	49.0	18.7	16.4	2.3

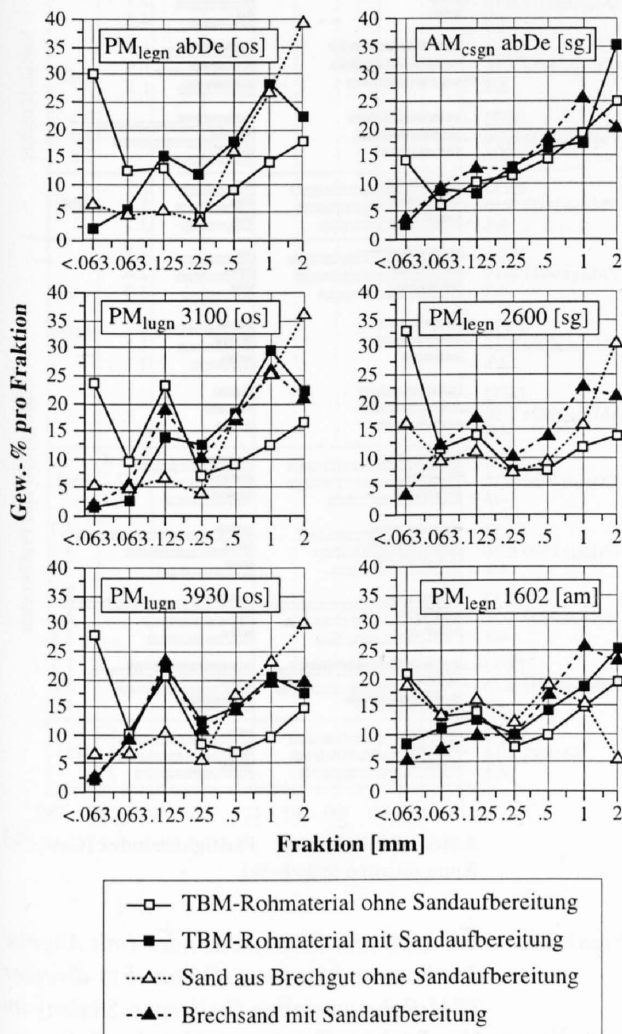
Im Sandaufbereitungsprozess wird der grösste Teil der Feinstfraktion ausgewaschen, so dass nur noch rund 1/6 der Gesamtmenge <0.063 mm im Sand zurückbleibt. Der Rest fällt als Filterkuchen an. Durch den Waschvorgang des TBM-Materials und aus dem Brechprozess fallen bis zu

10% Schlamm an. Eine Wiederverwertung dieser Materialien als mögliches Magerungsmittel für die Backstein- oder Ziegelproduktion ist Gegenstand einer Forschungsarbeit an der Uni Bern (RICKLI, in Vorb.).

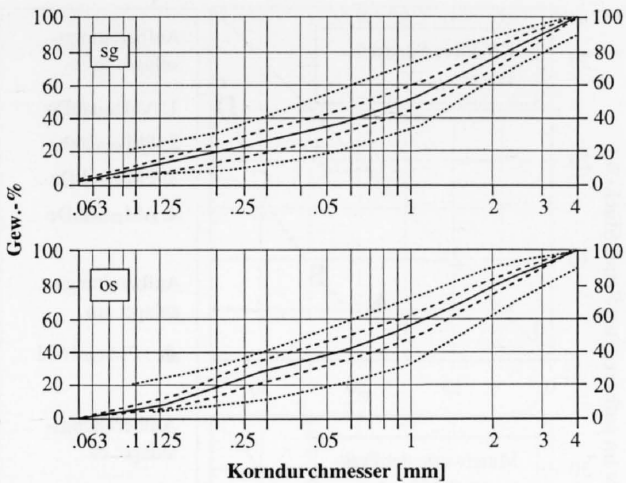
In Figur 9.4 sind Siebkurven bestehend aus gemischten Brech- und Rohsanden dargestellt. Die mittleren Korngrößenverteilungen zeigen, dass auch auf bestehenden Anlagen eine gewisse Regelmässigkeit der Sandverteilung gewährleistet werden kann. Die Rückgewinnung von Feinstsand mit der Zyklonanlage (sg) führt zu einer ausgewogenen Verteilung mit einem ausreichenden Mehlkornanteil (<0.125 mm) von durchschnittlich 11.2 Gew.-%. Der Trogsandabscheider mit Kettenkratzförderer (os) führt einerseits zu einer Ansammlung im Bereich 0.25 mm und andererseits zu einer übermässigen Ausscheidung des Mehlkorngehaltes (7.8 Gew.-%). Der ideale Mehlkorngehalt für Brechsande liegt erfahrungsgemäss zwischen 10 und 13 Gew.-%.

9.5 Entglimmerungsvermögen der Sandaufbereitungsanlage

Auf die schädlichen Eigenschaften der freien Schichtsilikate in Betonzuschlägen wurde in Kapitel 6.3.2 eingegangen. Eine Reduktion des Glimmeranteils durch die Sandaufbereitungsanlage wäre wünschenswert, um dadurch die Sand-



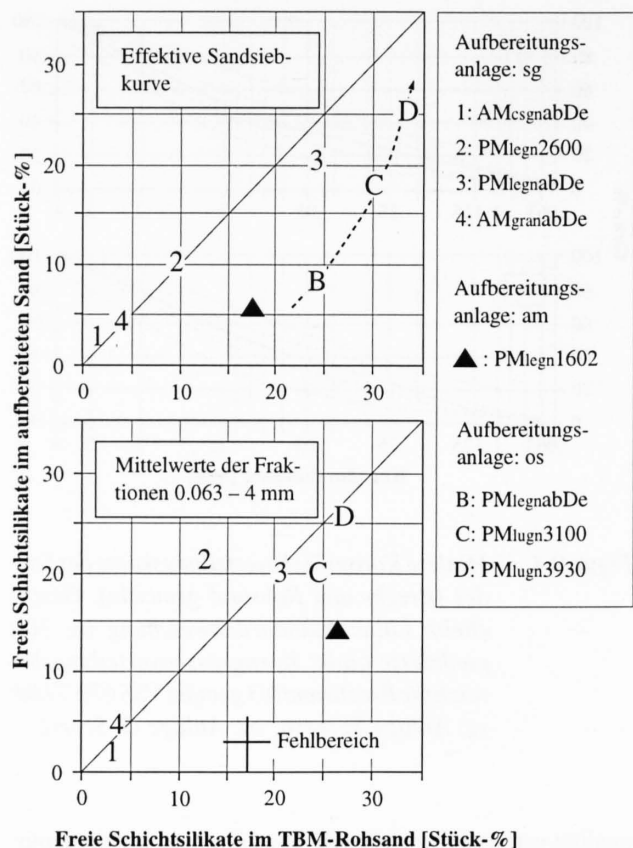
Figur 9.3: Sand-Korngrößenverteilungskurven.



Figur 9.4: Mittlere Korngrößenverteilungskurve des Sandes (Brech- und Rohsand gemischt). Gestrichelte Linie: Standardabweichung (n: 10); punktuelle Linie: Korngrößenverteilungsbe-reich für Brechsand 0/3 gemäss VSS 670'710d; sg: Anlage Sgrussa; os: Anlage O. Scerri.

qualität verbessern zu können. Die Glimmerplättchen müs-sen infolge ihres Formwiderstandes eine wesentlich gerin-gere Sinkgeschwindigkeit als Quarz- und Feldspatkörner haben. Somit sollten sie in turbulentem Wasser ausge-schwemmt werden können. Auf Grund des höheren spezi-fischen Gewichtes der Schichtsilikate (δ : 2.8 - 3.2 g/cm³) im Vergleich zu Quarz und Feldspat (δ : 2.6 - 2.7 g/cm³) steigt jedoch die Absinkgeschwindigkeit der Plättchen wieder an. Figur 9.5 zeigt den Gehalt an freien Schichtsilikaten im unaufbereiteten TBM-Rohsand respektive in der aufberei-teten Sandfraktion. Die Betrachtung des effektiven Glim-mergehaltes im Sand (Fig. 9.5 oben) täuscht für die Aufbe-reitungsanlage (os) – mit Trogsandabscheider und Absetz-tank mit Kettenkratzförderer – einen Entglimmerungspro-cess vor. Betrachtet man jedoch den mittleren Glimmerge-halt in den Fraktionen 0.063 bis 4 mm (Fig. 9.5 unten), so wird deutlich, dass kaum freie Glimmerblättchen aus den einzelnen Fraktionen ausgeschwemmt werden. Die Ver-minderung des Glimmergehaltes mit der Anlage (os) beruht vorwiegend auf der stark abgeänderten Siebkurve unter Ausschalten des Mehlkornanteils (Fig. 9.4 unten). Auch die Zyklonanlage (sg) führt zu keiner ersichtlichen Glim-merreduktion. Einzig die Pumpen-Zyklonanlage der Feinsand-rückgewinnungsanlage (am) scheint eine gewisse Menge an Schichtsilikaten ausschwemmen zu können. Da es sich hier aber um eine Einzelmessung handelt, ist diese Aussage mit Vorsicht zu geniessen. Untersuchungen von HUBER (1971) über das Entglimmerungsvermögen einer sogenann-ten Rheaxanlage (ähnlich einem Sandaufstromklassierer) haben ebenfalls keine Abnahme des Glimmergehaltes im Sand ergeben.

Eine Reduktion des Glimmeranteils kann möglicher-weise durch Abtrennen von magnetischem Biotit



Figur 9.5: Gehalt an freien Schichtsilikaten im TBM-Rohsand respektive im aufbereiteten Sand. Oben: Glimmergehalte gemäss effektiver Sandsieb-kurve; unten: Glimmergehalte als Mittelwert der Fraktionen 0.063 bis 4 mm.

$K(Mg,Fe^{2+})_3[(OH)_2/Si_3AlO_{10}]$ mittels leistungsfähigen Magnetabscheidern erreicht werden. Ein Laborversuch mit stark glimmerhaltigem, trockenem Sand hat erste positive Resultate erbracht. Ob sich dieses Verfahren aber in der Praxis an nassen Sanden eignet, muss erst noch bewiesen werden.

9.6 Kornform der Aggregate

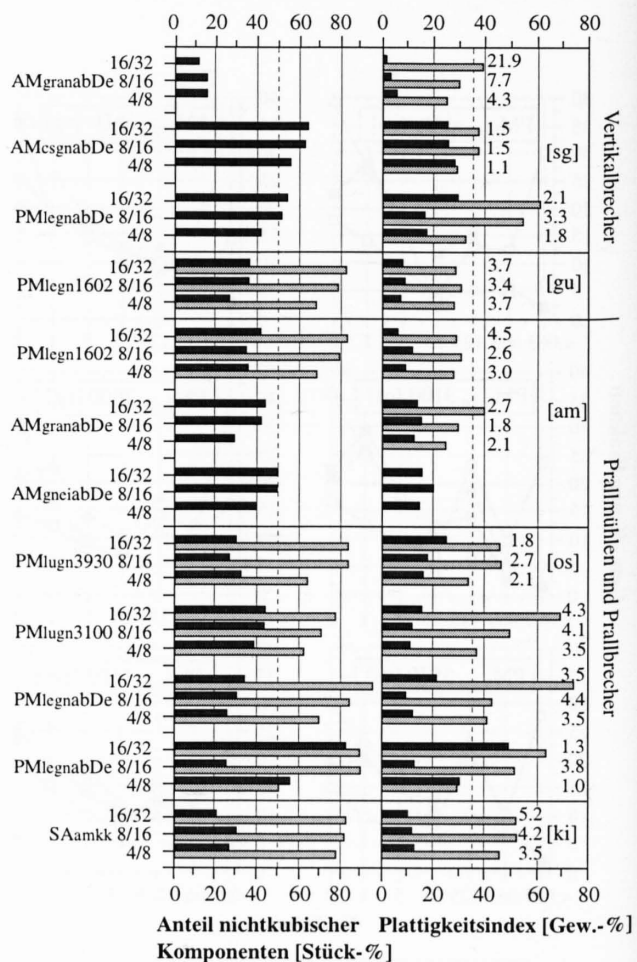
Aus TBM-Materialien lassen sich Aggregate mit zufriedenstellender bis guter Kornform produzieren (Fig. 9.6). Die Aggregate >16 mm können zwar über 50 Stück-% an nicht kubischen Komponenten respektive einen Plattigkeitsindex $FI < 35$ (FI -Anforderung an Betonzuschläge ≤ 35 ; vgl. auch Kap. 4.3.3, 4.5.5.1 und 6.1) aufweisen. Es ist aber wichtig, dass man für die Kornformbeurteilung der nicht kubischen respektive plattigen Splittprodukte nicht nur deren Endform bewertet, sondern auch den Formverbesserungsfaktor F_v berücksichtigt. Dieser ermöglicht eine Aussage über das qualitative Brechvermögen der Anlage. F_v wird durch das Verhältnis des Plattigkeitsindex FI_d/D_{roh} einer Bohrgutfraktion zur entsprechenden Splittfraktion FI_d/D_{gege} bestimmt.

$$F_v = \frac{FI_d/D_{roh}}{FI_d/D_{gege}}$$

Gleichung 9.1

Mit zunehmendem Formverbesserungsfaktor F_v steigt auch der Anteil an Aggregaten mit günstiger Kornform. F_v variiert gemäss Beispiel in Figur 9.6 zwischen 1 und maximal 21.9. Am Beispiel der mit Prallbrecher gebrochenen Probe PMlagnabDegege 16/32 wird ersichtlich, dass das TBM-Rohmaterial mit einem $FI_{16/32roh}$ von 64.2 und einem entsprechenden $FI_{16/32gege}$ von 48.8 einen mässigen Formverbesserungsfaktor von 1.3 aufweist. Auch für die gebrochene Fraktion 4/8 beträgt F_v nur gerade 1 (keine Kornformverbesserung). Das Brechen des gleichen Gesteinstyps mittels Vertikalbrecher hingegen führte zu einem F_v von 2.1 für die Fraktion 16/26 und einem F_v von 1.8 für die Fraktion 4/8.

Der Formverbesserungsfaktor F_v stellt somit ein weiteres Hilfsmittel dar, im Falle von eher ungünstigen Kornformen der Aggregate das Brechvermögen des Gesteines respektive des Brechertyps zu beurteilen.



Figur 9.6: Kubizität und Plattigkeitsindex (mit Angabe des Formverbesserungsfaktors F_v) diverser TBM-Rohmaterialien (hellgraue Säulen) im Vergleich zu den entsprechenden Splittprodukten (dunkelgraue Säulen).

9.7 Erkenntnisse

Im folgenden sind die wichtigsten Erkenntnisse aus den Aufbereitungsversuchen zusammengefasst:

- Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Vortrieb weist einen Wassergehalt von 3 bis 8% auf. Der relativ hohe Feinanteil zusammen mit dem Wassergehalt führt beim Einbringen des Materials in Schutterwagen, auf Zwischendeponien oder in Silos zu einer starken Zementierung. Dies hat zur Folge, dass TBM-Material schon kurze Zeit nach dem Ablagern nur noch mit schweren Fahrzeugen gelöst werden kann. Die Lagerung von gefrästen Gesteinen in üblichen Silos ist nach Möglichkeit zu vermeiden, da dies zu Verstopfungen führt.
- Ausbruchmaterial ist immer wieder mit Abfall vermischt (Plastik, Metall, Stoff, Holz, Spritzbetonrückprall mit eventuellen Stahlfaserrückständen). Metallrückstände können die Brecheranlagen beschädigen, Stoff und Plastikteile verstopfen Siebe und Sandaufbereitungsanlagen. Somit müssen leistungsfähige Metallabscheider sowohl grössere Metallstücke als auch Spritzbetonstahlfasern aussortieren können.
- Da auch im gefrästen Tunnelausbruchmaterial gröbere Komponenten mit einer Kantenlänge von über 200 mm vorhanden sein können, müssen diese Gesteinsbruchstücke mittels Primärbrecher zerkleinert werden.
- Das Rohmaterial muss vor dem Brech- (Sekundärbrecher) und Siebprozess einem intensiven Waschvorgang unterworfen werden, da der relativ stark zementierte, feinkörnige Saum um kristalline Gesteinsbruchstücke sowie bindige Tonminerale aus Kluftfüllungen ausgeschwemmt werden müssen. Die Feuchtigkeit des Bohrgutes macht eine Trockensiebung weitgehend unmöglich.
- Der Brechvorgang während der Aufbereitung muss für Ausbruchmaterial aus dem maschinellen Vortrieb im Gegensatz zum konventionell gewonnenen Material eher schonungsvoller erfolgen, da die a priori zu geringen Kleinstdurchmesser der Grobfractionen nicht allzu stark zerkleinert werden dürfen. Es ist bekannt, dass das Gestein im Prallbrecher durch dynamische Beanspruchung einem schonungsvolleren Brechvorgang unterliegt und eine bessere Kornform erreicht als durch Druckbeanspruchung im Backen- oder Kegelbrecher. Ausgeglichene Materialbilanzen haben Brechversuche auf Vertikal-Brecheranlagen hervorgebracht. Dieser Brechertyp zeichnet sich durch den geringen Platzanspruch,

die geringen Verschleisskosten und der Möglichkeit aus, sowohl auf die Siebkurve als auch auf die Kornform Einfluss auszuüben. Das Korn wird nicht nur schonend gebrochen, sondern zusätzlich noch kantengerundet. Die anderen Brechertypen – insbesondere Prallbrecher und Prallmühlen – produzieren reichlich Sand aber relativ wenig grobe Körner. Im Gegensatz zum Vertikalbrecher fallen die Komponenten eher scharfkantig an.

- Gebrochenes Material kann weiter mittels einer Friktionstrommel einem künstlichen Rundungsprozess unterworfen werden, um so die natürliche Kornform der Alluvialkiese nachzuahmen (SCHMIDL, DACHROTH & ROHR, 1986). Die Wirtschaftlichkeit solcher Friktionstrommeln und der Rundungsprozess ganz allgemein werden in der Fachwelt aber kontrovers beurteilt, da 5 bis 10 Prozent Ausschuss anfallen. Als Alternative wäre eine Schwertwaschanlage denkbar, wie sie beispielsweise in der Aufbereitungsanlage am Vereinatunnel Nord im Einsatz war. Der effektive Nutzen einer solchen Anlage bedarf jedoch weiterer Untersuchungen.
- Grosse Sorgfalt muss man der Sandaufbereitung schenken, damit eine optimale Siebkurve erreicht und eingehalten werden kann. Der abschlämmbare Feinanteil (Filterkuchen: <0.063 mm) des Ausgangsmaterials und aus dem Brechprozess kann zusammen über 10% der Gesamtmenge betragen. Die Schlammaufbereitungsanlage muss somit leistungsfähig sein und sollte die Möglichkeit gewähren, den Feinanteil je nach petrographischer Eignung als Filler dem Sand wieder beimischen zu können. Ist der Feinanteil petrographisch ungeeignet – zum Beispiel stark glimmerhaltig – kann dieser mit einem geeigneten Ersatzprodukt ausgetauscht werden.
- Die verschiedenen Brechversuche haben bewiesen, dass auch aus TBM-Material ein Maximalkorn von 32 mm resultieren kann. Ein Grösstkorn zwischen 22 und 26 mm – wie es oft im Ausland für gebrochene Betonzuschläge verwendet wird – erlaubt sowohl eine erhöhte Produktion an gröberen Komponenten, als auch eine bessere Verarbeitung des Frischbetons.
- Ein Beispiel eines Aufbereitungsschemas zu Herstellung von Splittprodukten aus TBM-Material, welches den oben genannten Punkten Rechnung trägt, kann in Anhang F eingesehen werden. Das Konzept dieses Aufbereitungsschemas – erarbeitet von der FM: A.S.E.-Technik (1996) – diente als Grundlage für die Anlage Amsteg des NEAT Gotthard-Basistunnels.

10 BETONHERSTELLUNG – VERSUCHSERGEBNISSE

Ziel dieser Betonversuche war, die Eignung von TBM-Ausbruchmaterial als Betonzuschlagstoff nachzuweisen. Diese Versuche sollten auch dazu dienen, den Bereich der möglichen Betonqualitäten aufzuzeigen. Die Untersuchungen verfolgten hingegen nicht den Zweck, in dieser Phase bereits breitabgestützte und detaillierte Rezepte zur Betonherstellung zu ermitteln.

10.1 Laborversuche Ortsbeton

Im Rahmen der NEAT-Vorprojekte und dieser Forschungsarbeit wurden an der EMPA (Abteilung Beton und Bindemittel) über 150 Laborversuche mit diversen TBM-Gesteinstypen durchgeführt (vgl. auch KRUSE & WEBER, 1995). Als Novum in der Betontechnologie wurden auf Anregung von Herrn Studer (EMPA) Untersuchungen an ungebrochenen und ungewaschenen (Rohmaterial), beziehungsweise an ungebrochenen aber gewaschenen TBM-Materialien durchgeführt (OLBRECHT & STUDER, 1995a). Für die Ver-

suchsreihen standen somit diverse Betonzuschläge mit verschiedenem Aufbereitungsgrad zur Verfügung.

Damit die heutzutage gebräuchlichen hohen (nicht selten allzu hohen) Frisch- und Festbetonanforderungen erreicht werden können, ist auch bei Rundkies der Gebrauch von Zusatzmitteln unumgänglich. Der Markt bietet eine grosse Produktauswahl mit unterschiedlichem Leistungsvermögen an. Auf Vorzüge und Eigenschaften dieser Zusatzmittel kann hier nicht eingegangen werden. Auswahl und Dosierung der Produkte für die Laborversuche schlugen die Spezialisten der EMPA vor. Für die Versuche setzte man vorwiegend Hochleistungsverflüssiger (HBV) und Luftporenbildner (LP) ein. HBV-Mittel ermöglichen eine bessere Geschmeidigkeit des Frischbetons bei gleichzeitiger Verminderung des Wassergehaltes. Luftporen werden in der Regel für eine hohe Frost-Tausalzbeständigkeit zugegeben. Das LP-Mittel hat aber auch die positive Nebenwirkung, das Zementleimvolumen zu vergrössern, ohne dass die Zement- und Wasserdosierung erhöht werden muss. Weiter

Tabelle 10.1: Versuchsanordnung und eingesetzte Gesteinstypen der Labor- und Baustellenversuche.

Proben	Aufbereitungsgrad der Zuschläge			Art der Versuche	
	gebrochen gewaschen klassiert (gege)	ungebrochen gewaschen klassiert (ugge)	unbe- handelt 0/32 (roh)	Labor- versuch	Baustellen- versuch
Leventinagneis:					
PM _{legn} 388	-	-	X	X	X
PM _{legn} 1602	X	X	X	X	X
PM _{legn/lugn} abDe	X	-	-	X	X
Lucomagnagneis:					
PM _{lugn} 3100	X	X	X	X	-
PM _{lugn} 3930	X	X	X	X	-
PM _{lugn} 4600	-	-	X	-	X
Gneise:					
AM _{cs} gnabDe	X	X	X	X	-
AM _{gnei} abDe	X	-	-	X	X
CD _{cs} gnabDe	-	-	X	X	-
Kalke:					
SA _a kal	X	X	X	X	-
KA _{am} kkabDe	-	X	X	X	X
FR _{am} kkabDe	-	X	X	X	X

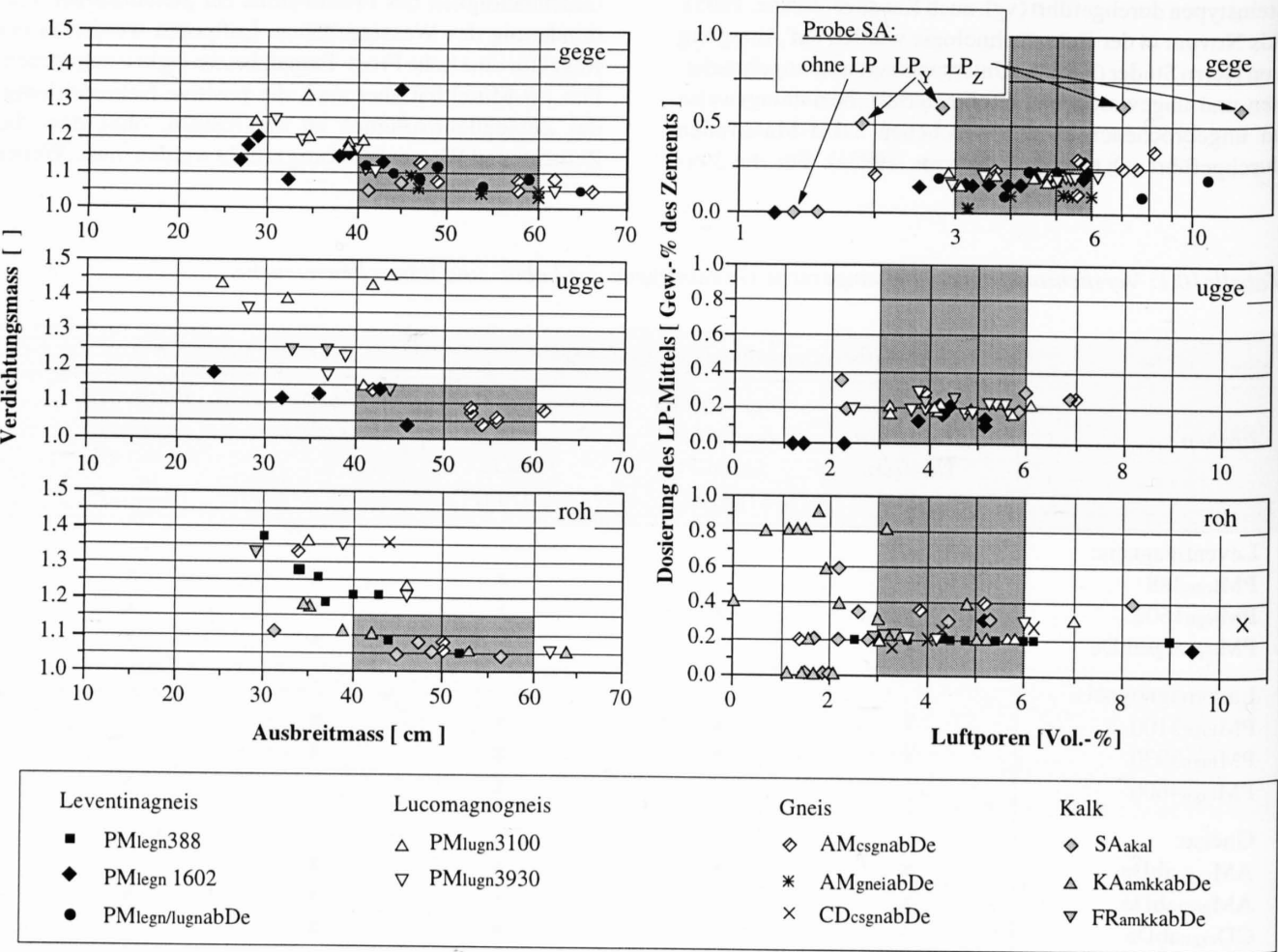
tragen die LP dazu bei, übermässiges Schwinden oder übermässige Wärmeentwicklung einzudämmen. Letztlich dienen die Luftporen auch als Expansionsraum für sich eventuell infolge Sulfattreibens bildende Nebenprodukte wie Ettringit und Thaumazit sowie für Alkali-Silikat-Gel. Für die Versuche wurde vorwiegend Zement der Klasse CEM I 42.5 eingesetzt, für jene Versuche mit den Zuschlägen PMlegn/lugnabDe kam ein CEM I 52.5 zum Einsatz.

Druckfestigkeits-, Biegezug- und E-Modul-Bestimmungen der Laborproben erfolgten jeweils an zwei Prismen (120x120x350 mm). Da die Resultate unter Laborbedingungen generell höher als diejenigen der Praxis ausfallen, wurde für die Auswertung der niedrigere Wert der beiden Messungen verwendet, wobei der Unterschied unter 5% liegt.

In den Figuren 10.1 bis 10.4 sind diverse Frisch- und Festbetonresultate aus den Laborversuchen dargestellt. Die Ergebnisse sind nach Gesteinstyp und Aufbereitungsgrad der Zuschläge aufgeteilt (gege, ugge, roh; Tab. 10.1). Um eine Vergleichsmöglichkeit der Resultate zu erhalten, sind die empfohlenen Qualitätsbereiche für Pumpbeton jeweils

als dunkelgraue Felder angegeben. Die hellgrauen Felder entsprechen dem Anforderungsbereich für Beton, wie er von der NEAT-Projektleitung (Gotthard) für Betonvorversuche angegeben wird (FM: PROJEKTLEITUNG GOTTHARD, 1996). Gemäss aktuellem Planungsstand (Gotthard und Lötschberg) ist eine zweischalige Betonbauweise vorgesehen. Nach einer primären Spritzbetonschicht zur Felssicherung wird im Endausbau eine Betonschale hergestellt. In Bereichen mit betonaggressiven Wässern ist eine Schutzfolie zwischen den beiden Betonschichten geplant. Dieses Baukonzept verlangt – im Gegensatz zur einschaligen Bauweise – Betonsorten, die aus Ausbruchmaterial und mit vertretbarem Aufwand produziert werden können. Die wichtigsten Anforderungen und Randbedingungen an die Prüfbetons sind gemäss PROJEKTLEITUNG GOTTHARD (1996) folgende:

- Ortsbeton B 40/30, Pumpbeton: mit Frühfestigkeit: >5 N/mm² nach 12 Stunden, Wasserdichtigkeit: ≤30 mm (DIN 1048).
- Ortsbeton B 40/30, Pumpbeton: mit Frühfestigkeit: >5 N/mm² nach 12 Stunden, Wasserdichtigkeit: ≤25 mm (DIN 1048), Widerstandsfähigkeit gegen che-



Figur 10.1: Frischbetoneigenschaften: links: Verdichtungs-mass (VM) im Vergleich zum Ausbreit-mass (AM); rechts: Dosierung von Luftporen LP im Vergleich zur Luftporen-Menge im Frischbeton. Dunkelgrauer Bereich: geeignet für Pumpbeton (oben rechts: logarithmische Darstellung).

- mischen Angriff XA2 (prEN 206).
- Nass-Spritzbeton B35/25 mit Frühfestigkeit $>3 \text{ N/mm}^2$ nach 4h, $>10 \text{ N/mm}^2$ nach 12h, $>15 \text{ N/mm}^2$ nach 24h, Wasserdichtigkeit $\leq 30 \text{ mm}$ (DIN 1048).
 - Nass-Spritzbeton B35/25 mit Frühfestigkeit $>3 \text{ N/mm}^2$ nach 4h, $>10 \text{ N/mm}^2$ nach 12h, $>15 \text{ N/mm}^2$ nach 24h, Wasserdichtigkeit $\leq 25 \text{ mm}$ (DIN 1048), Widerstandsfähigkeit gegen chemischen Angriff XA2 (prEN 206). Randbedingungen: $\text{WZ} \leq 0.5$, Zement gemäss SIA 215.002, alkalifreie Zusatzmittel ($\leq 1.0\% \text{ Na}_2\text{O}$ -Äquivalent).

10.1.1 Verarbeitbarkeit und Luftporengehalt

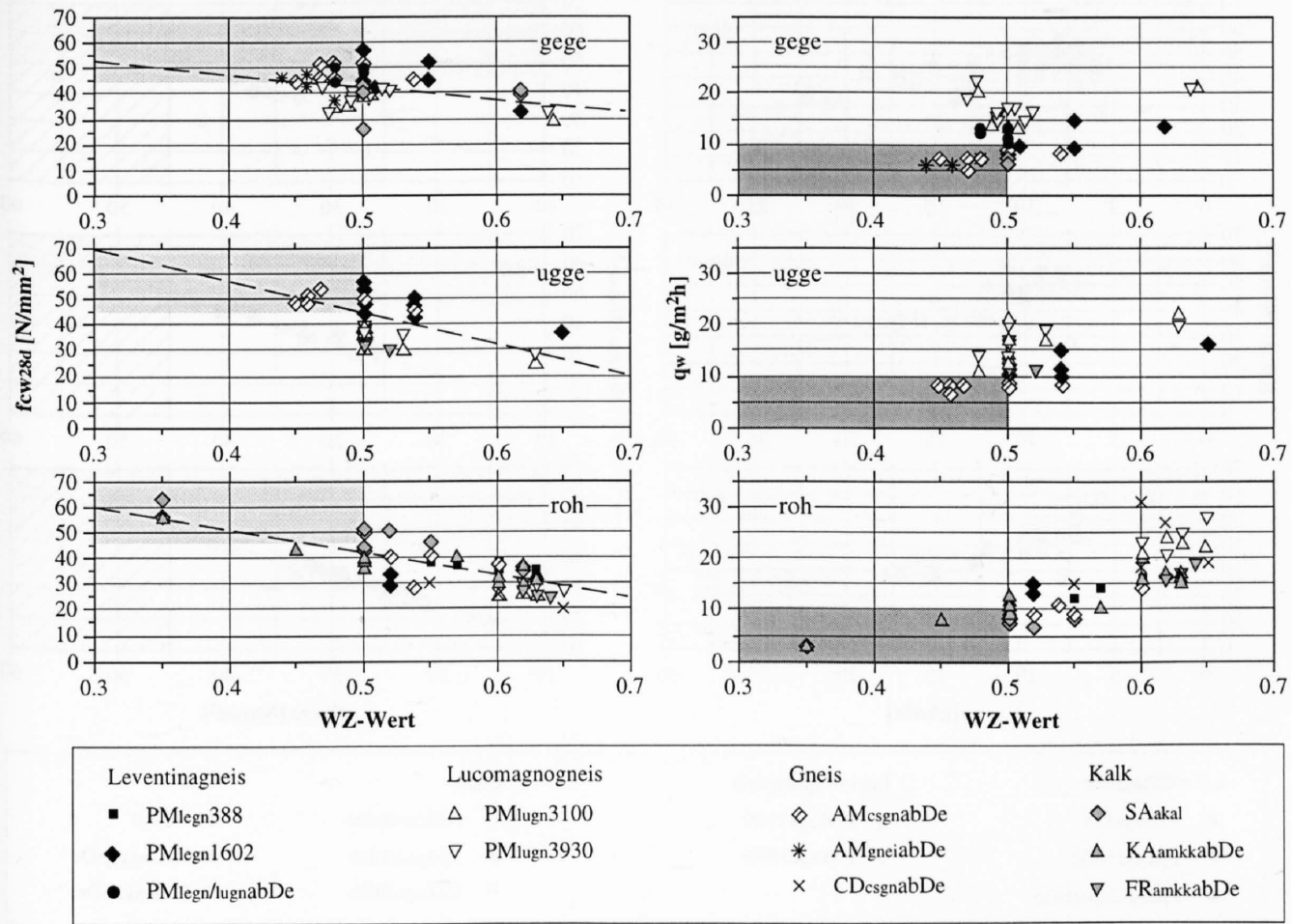
In Figur 10.1 links wird das Verdichtungs-mass VM des Frischbetons dem Ausbreit-mass AM gegenübergestellt. Mit den meisten Gesteinsarten lassen sich eine oder mehrere Mischungen herstellen, die mit einem $\text{VM} < 1.15$ und einem $\text{AM} > 40$ eine gute Verarbeitbarkeit des Betons voraus-sagen. Ausnahmen bilden die unaufbereiteten Lucoma-gnogneise ($\text{PM}_{\text{lugn3100roh}}$ und $\text{PM}_{\text{lugn3930roh}}$). Diese schneiden in Bezug auf die Frischbetonkonsistenz am tiefsten ab.

Bei diesen Betonversuchen konnte generell beobachtet werden, dass die Verdichtung und das Entmischungs-verhalten des Frischbetons nicht nur von der Dosierung, sondern auch von der Art der Zusatzmittel abhängig ist und dadurch die Verarbeitbarkeit beeinflusst werden kann.

Figur 10.1 rechts verdeutlicht, dass sich Luftporen je nach Dosierung und Gesteinsart unterschiedlich im Frischbeton ansammeln. Ein grosser Teil der Mischungen, insbesondere mit gebrochenen und ungebrochenen-gewaschenen Zuschlägen, weisen einen günstigen Luftporengehalt von 3 bis 6 Vol.-% auf. Eine Zunahme des LP-Gehaltes bei entspre-chender Mengenerhöhung des LP-Mittels ist nicht zu erken-nen. Am Beispiel des alpinen Kalkes (SAgege) wird zudem ersichtlich, dass die LP-Wirkung zweier verschiedener Her-steller (Y und Z) von LP-Mittel unterschiedlich ausfällt.

10.1.2 Wassermengefaktor und Wasserleitfähigkeit

Ein Wassermengefaktor WZ von < 0.50 ohne Beimischung von weiteren Zusatzmitteln ist für einen gut verarbeitbaren Splittbeton nicht leicht zu erreichen (Fig. 10.2). Ein WZ-



Figur 10.2: Wasser-Zementgehalt (WZ) im Vergleich zur einachsigen Druckfestigkeit während 28 Tagen (f_{cw28d}) respektive zur Wasserdurchlässigkeit (q_w). Hellgrau: Anforderungsbereich gemäss NEAT-Projektleitung. Dunkelgrauer Bereich: geeignet für Pumpbeton.

Wert zwischen 0.50 und 0.55 lässt sich mit gebrochenem Material hingegen mit vernünftigen Aufwand noch produzieren. Mit TBM-Rohmaterial oder gewaschenen und ungebrochenen Zuschlägen (ugge) betragen die minimalen WZ-Werte 0.50, in der Regel aber deutlich mehr. Die niedrigen WZ-Werte von 0.35 für die ungebrochenen Kalkzuschläge SA_{roh} und KA_{roh} wurden mit Zementgehalten von 400 kg/m^3 und 40 kg Mikrosilika-Zusatz für die Probe SA_{roh} erreicht.

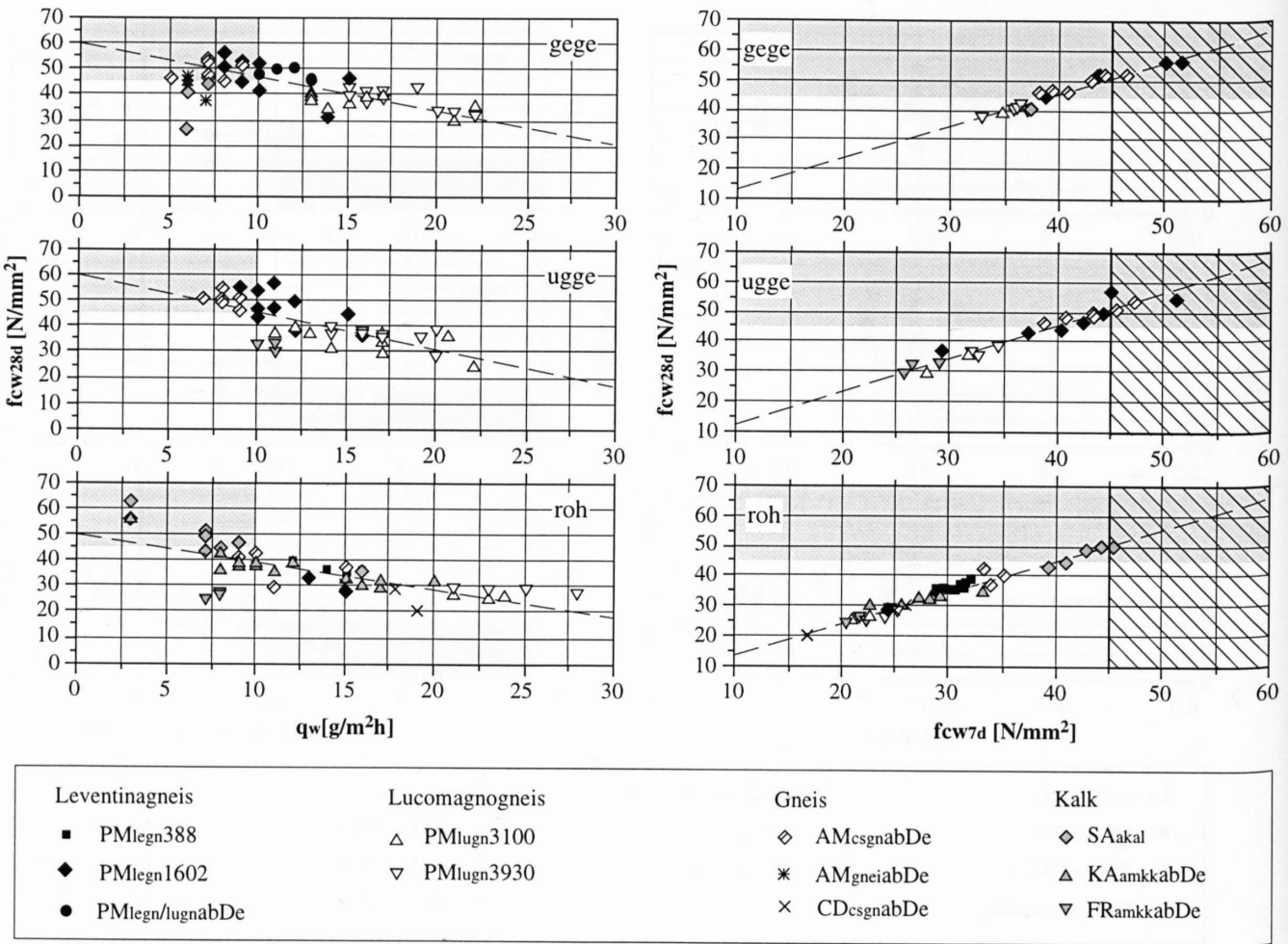
Die Ergebnisse in Figur 10.2 bestätigen die Tatsache, dass erhöhte Wassermengen im Frischbeton die Festbetoneigenschaften wie Druckfestigkeit und Wasserleitfähigkeit verschlechtern. Die Ergebnisse der Wasserleitfähigkeit sind für Bauteildicken von 20 cm umgerechnet (Verfahren nach SIA 162/2, Prüfung Nr.5). Eine Betonfestigkeit der Klasse B 40/30 kann mit den meisten aufbereiteten (gege) Gesteinstypen erreicht werden. Eine Ausnahme bilden auch hier die Lucomagnogneise. Da Laborresultate erfahrungsgemäss leicht höhere Druckfestigkeits-Werte als die Praxis hervorbringen, wurde der Mindestwert für einen B 40/30 mit einem Vorhaltemass von 5 N/mm^2 bei 45 N/mm^2 angelegt (hellgrauer Bereich).

Der Gehalt an Kapillarporen bestimmt massgeblich die Wasserleitfähigkeit q_w des Betons. Beton mit einer Wasserleitfähigkeit q_w unter $10\text{ g/m}^2\text{h}$ gilt als dicht und somit als undurchlässig. Der mit ungebrochenen TBM-Betonzuschlägen (roh) hergestellte Beton gilt – im Gegensatz zum Beton mit gebrochenen Materialien – nur selten als wasserundurchlässig (Fig. 10.2 rechts). Wiederum schneiden die Lucomagnogneise für alle drei Aufbereitungstypen am schlechtesten ab.

10.1.3 Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Elastizitätsmodul

Dass die Kapillarporosität in direktem Zusammenhang zur Druckfestigkeit steht, geht aus Figur 10.3 links hervor. Ein Beton B 40/30 mit kleiner Wasserleitfähigkeit kann am ehesten mit gebrochenen Zuschlägen – mit Ausnahme der Lucomagnogneise – eingehalten werden.

Aus Figur 10.3 rechts wird ersichtlich, dass der Beton mit gebrochenen und ungebrochen aber gewaschenen Zuschlägen (mit Ausnahme der Lucomagnogneise) bereits



Figur 10.3 Festbetoneigenschaften: links: Wasserleitfähigkeit q_w versus 28-Tage-Druckfestigkeit; rechts: 7-Tage-Druckfestigkeit versus 28-Tage-Festigkeit. Hellgrau: Anforderungsbereich gemäss NEAT-Projektleitung. Schraffierter Bereich: Beton mit 7-Tage-Druckfestigkeiten $\geq 45\text{ N/mm}^2$.

nach 7 Tagen Festigkeiten über 35 N/mm² erreicht. Gewisse Betonsorten mit Zuschlägen der Materialien PM_{legn}1602 und AM_{csgnab}De erreichen bereits nach 7 Tagen eine Festigkeit von über 45 N/mm² (schraffierter Bereich).

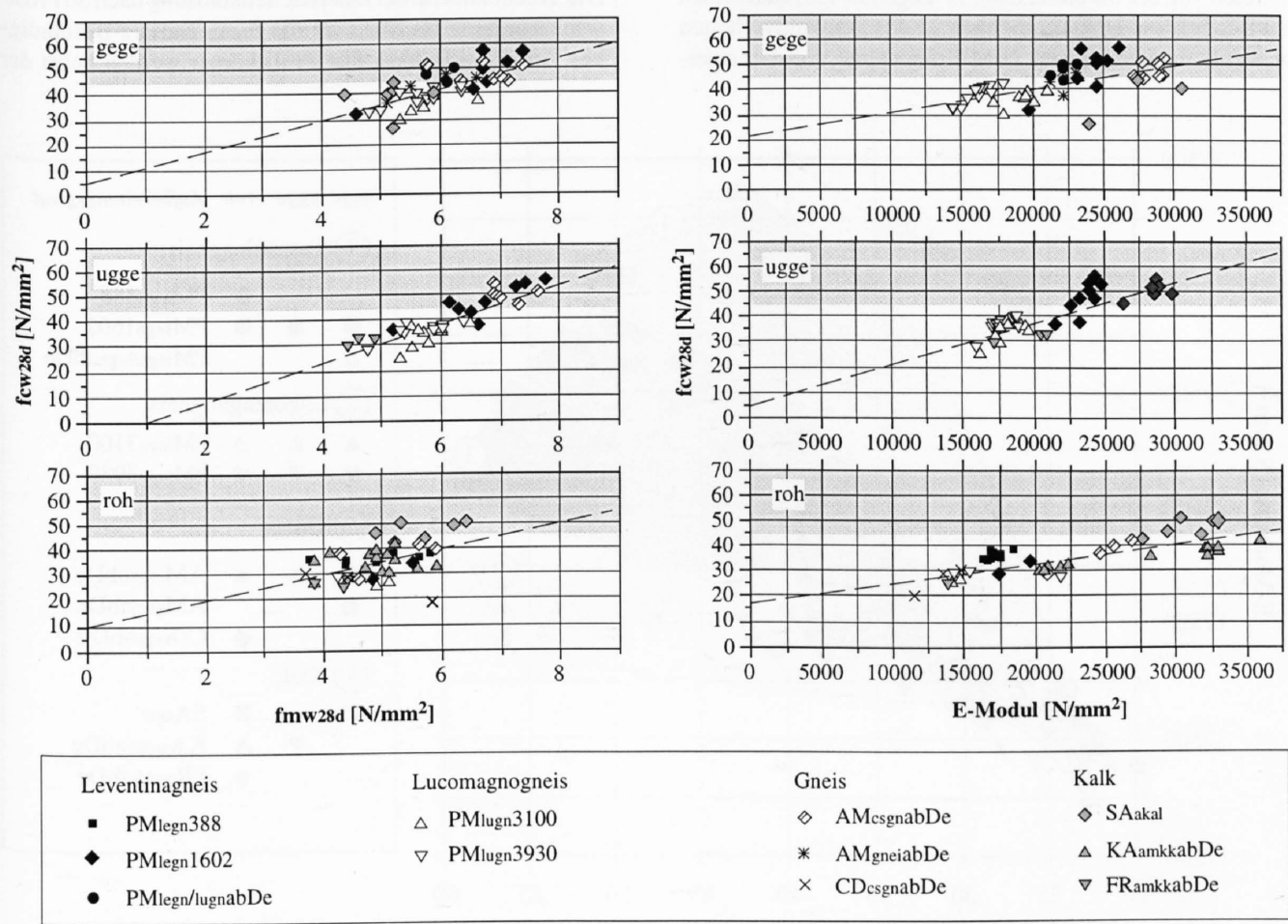
Die in Figur 10.4 links aufgetragene Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit (fm28d) und Druckfestigkeit (fcw28d) liegt für einen B 40/30 mit gebrochenen Aggregaten innerhalb der üblichen Grössenordnung (LEONHARDT, 1984). Eine Druckfestigkeit von 40 N/mm² entspricht somit einer Biegezugfestigkeit von 5.5 N/mm². Für ungebrochene Betonzuschläge liegt die Biegezugfestigkeit für den gleichen Beton durchschnittlich 15% höher. Diese Erhöhung mit ungebrochenen TBM-Materialien ist auf die plattig-stengelige Kornform der Komponenten zurückzuführen, die zu einem verbesserten Verbund des Betongefüges führen.

Der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit fcw28d und Elastizitätsmodul (E-Modul) in Figur 10.4 rechts widerspricht deutlich der gewohnten Beziehung E-Modul = 6000·fcw28d^{0.5} (SIA 162). Für einen Beton der Festigkeitsklasse 40 N/mm² liegt das E-Modul rund 25 bis 50%

tiefer. In Figur 10.5 ist die Relation dieser Kenngrössen nach Gesteinstypen und Aufbereitungsgrad der Zuschläge aufgetragen.

Aus Figur 10.5 geht hervor, dass der Entwicklungsverlauf des E-Moduls zur Druckfestigkeit nicht vom Aufbereitungsgrad der Zuschläge abhängig ist. Hingegen ist eine deutliche Gruppierung des Elastizitätsmoduls nach Gesteinstypen ersichtlich. Die alpinen Kalkgesteine (KA_{amkk}abDe) liegen rund 10% tiefer, als es für Rundmaterial üblich ist. Für die alpinen Kalke der Probe SA_{akal} beträgt die Differenz 30%. Mit metamorphen Betonzuschlägen steigt der Unterschied gegenüber den sonst üblichen Werten auf 40% für die Proben AM_{csgnab}De und AM_{gneiab}De, auf 45% für die Leventinagneise und auf 55% für die Lucomagnogneise.

Das relativ geringe E-Modul für Beton aus metamorphen Gesteinen ist bis zu einem gewissen Grad den Schichtsilikaten zuzuschreiben. Je höher die Glimmergehalte sind, desto kleiner ist das E-Modul bei gleichbleibender Druckfestigkeit. Die Höhe des Einflusses von Gefügauflockerung und



Figur 10.4: Festbetoneigenschaften: Biegezugfestigkeit (fm28d) respektive E-Modul versus Druckfestigkeit (fcw28d). Hellgrau: Anforderungsbereich gemäss NEAT-Projektleitung.

Mikrorissen innerhalb der Gesteine auf das E-Modul lässt sich nur schwer abschätzen. Unklar ist auch der Unterschied zwischen dem Beton mit Kalken KA_{amkkabDe}, die ein höheres E-Modul aufzeigen, und dem Beton mit Kalkzuschlägen der Probe SA_{akal}.

Tiefe E-Module sind für den Beton der Tunnelbauten nicht unbedingt als Negativpunkt zu betrachten. Betonauskleidungen mit kleinem Elastizitätsmodul vermögen einen hohen Gebirgsdruck besser aufzufangen.

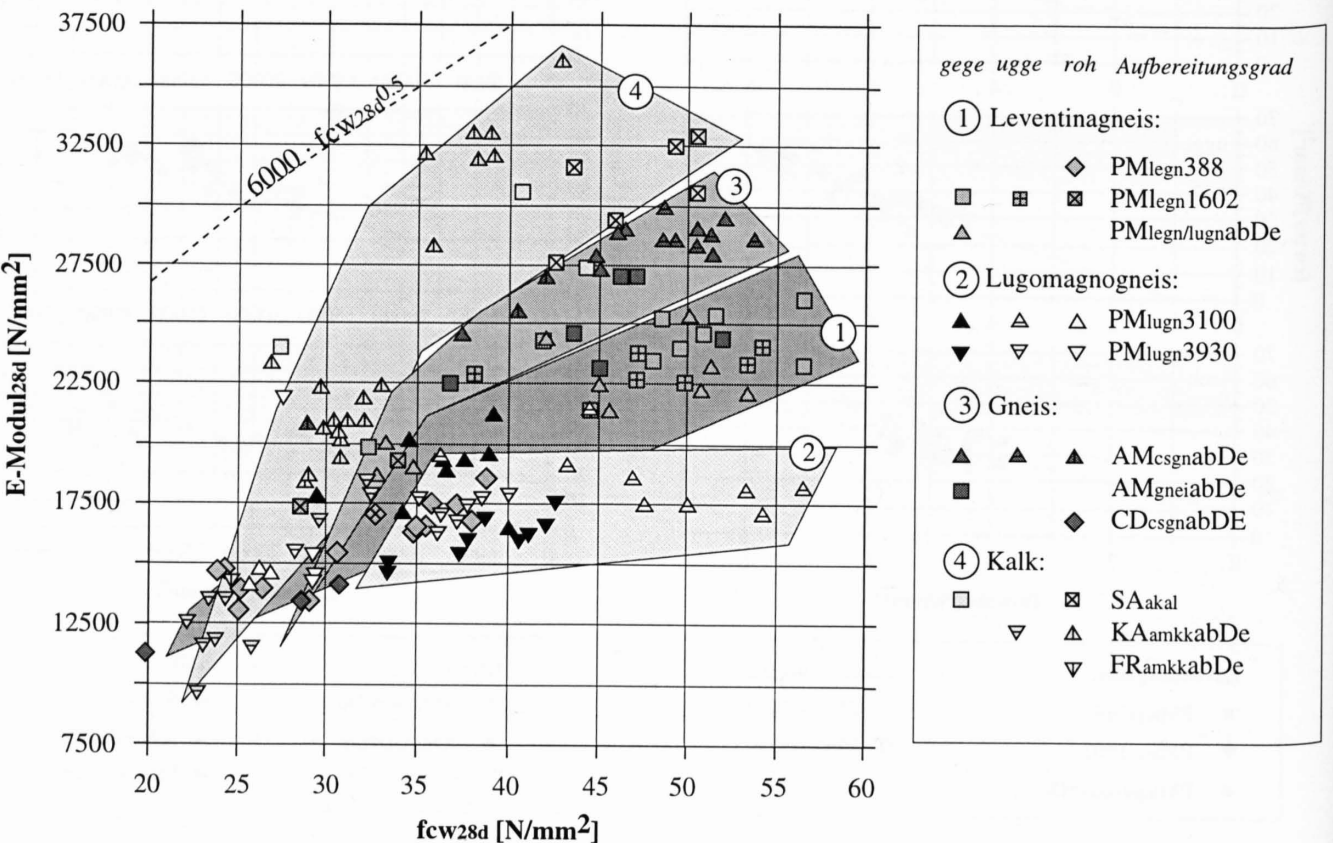
10.1.4 Schwinden, Frost- und Frosttausalzbeständigkeit

Wird ein junger Beton der Luft ausgesetzt, so zieht er sich infolge der Verdunstung des nicht gebundenen Wassers aus den Poren der Zementstein-Gelmasse zusammen. Eine Lagerung des Betons in Wasser führt hingegen zu einer H₂O-Aufnahme in die Poren, so dass der Beton quillt. Das Schwindmass wird gemäss SIA (162) in ‰ der Längenänderung angegeben, wobei 1‰ einer Änderung von 1 mm auf eine Länge von 1 m entspricht. In Figur 10.6 ist die Abhängigkeit zwischen dem Schwinden und der Wassermenge für gebrochene (gege) respektive ungebrochene aber gewaschene Aggregate (ugge) erkennbar. Der erhaltene Schwindbereich von 0.3 bis 0.6‰ nach 91 Tagen ist als relativ hoch zu bezeichnen. Unklar hingegen ist das Schwindverhalten von Beton mit gewissem TBM-Rohmaterial, welches einer-

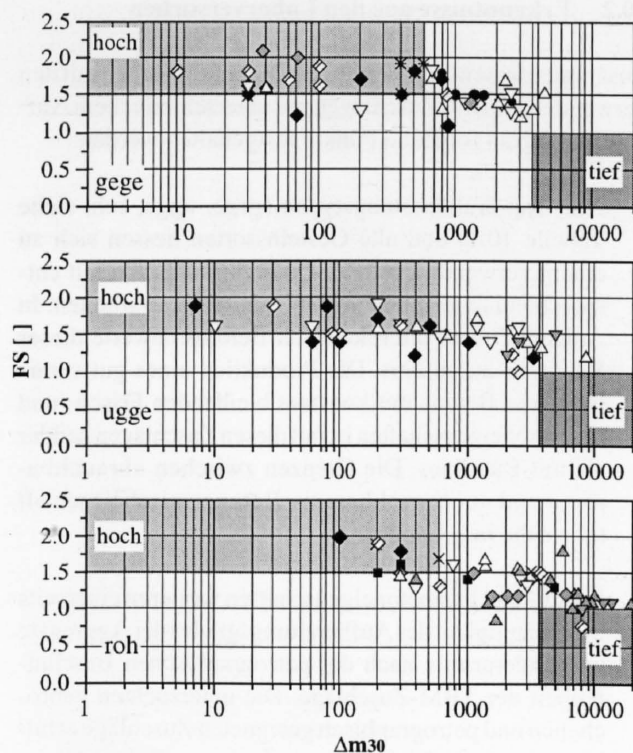
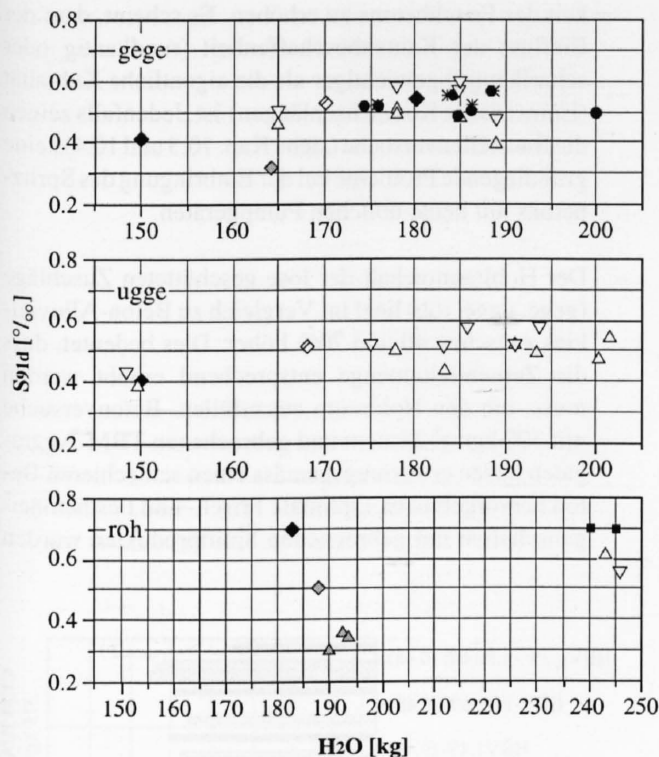
seits keine lineare Abhängigkeit zur Wassermenge aufzeigt und andererseits bis über 0.7‰ betragen kann. Am Beton selbst konnten aber keine Schwindrisse beobachtet werden. Dies ist möglicherweise dem tiefen E-Modul zuzuschreiben.

Frostbeständiger und Frost-Tausalz-beständiger Beton wird im Untertagebau vor allem in portalnahen Bereichen oder für Strassentunnels eingesetzt. Für lange Tunnelbauten mit hohen Temperaturen im zentralen Bereich stellt die Frostgefährdung weniger ein Problem dar. Die Ergebnisse solcher Prüfungen lassen aber generelle Aussagen über die Beständigkeit des Betons zu. Die Frostbeständigkeit FS wird über den sogenannten kritischen Wassergehalt ermittelt. Ein FS-Wert von 1.5 und mehr wird als hohe, von 1 und weniger als tiefe Frostbeständigkeit angesehen. Aus Figur 10.6 rechts geht hervor, dass die Werte der gebrochenen (gege) und ungebrochen-gewaschenen (ugge) Aggregate über 1 liegen und somit der Beton als mittel bis hoch frostbeständig gilt. Die tiefsten Ergebnisse weisen nach wie vor die Lucomagnogneise auf. Von den Rohmaterialien (roh) sind es vor allem die mergeligen Kalke, die einen mässig bis tief frostbeständigen Beton hervorbringen.

Die Trockenmasse der Oberflächenablösung nach 30 Frostwechseln dient als Mass für die Frost-Tausalz-Beständigkeit Δm₃₀ des Betons. Die Probekörper werden nebst der

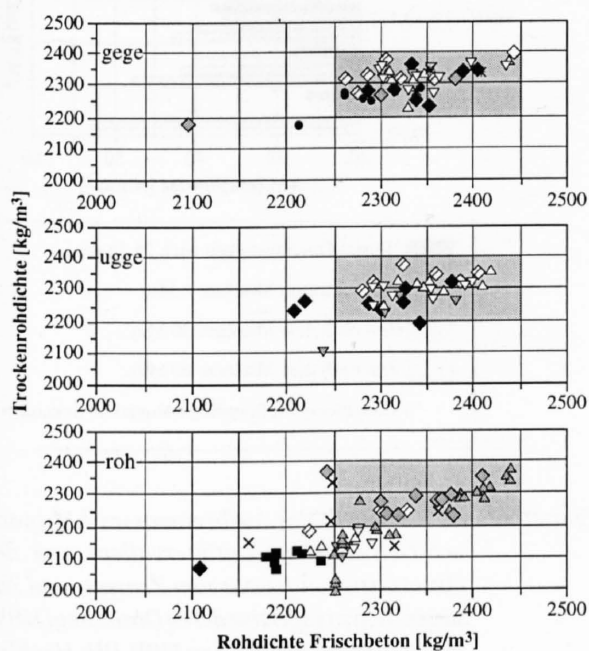


Figur 10.5: Druckfestigkeit fcw_{28d} versus Elastizitätsmodul, aufgeteilt nach Gesteinstyp und Aufbereitungsgrad der Betonzuschläge (gege: Material gebrochen und gewaschen; ugge: ungebrochen aber gewaschen; roh: Rohmaterial unbehandelt 0/32 mm).



Leventinagneis	Lucomagnogneis	Gneis	Kalk
■ PMlegn388	△ PMlugn3100	◇ AMcsgnabDe	◇ SAakal
◆ PMlegn1602	▽ PMlugn3930	* AMgneiabDe	△ KAamkkabDe
● PMlegn/lugnabDe		× CDcsgnabDe	▽ FRamkkabDe

Figur 10.6 Festbetoneigenschaften: links: Wassermenge versus Schwindmass nach 91 Tagen S_{91d} (unten links anderer Massstab); rechts: Frostbeständigkeit FS versus Frosttausalzbeständigkeit Δm_{30} .



Figur 10.7: Vergleich von Rohdichte des Frischbetons und Trockenrohddichte des Festbetons. Grauer Bereich: Rohdichte des Betons mit Rundkieszuschläge (Legende: siehe Fig.10.6).

Frostwechselbelastung einer Tausalzlösung ausgesetzt. Beton mit weniger als 600 g/m² Abplatzmenge gilt als hoch Frost-Tausalz-beständig. Beträgt Δm_{30} über 3800 g/m², weist der Beton eine tiefe Frost-Tausalz-Beständigkeit auf. Aus Figur 10.6 rechts geht hervor, dass Beton mit gebrochenen Aggregaten – ausser einigen Proben mit Lucomagnogneisen – eine mittlere bis gute Widerstandsfähigkeit gegenüber Frost und Tausalz aufweist. Die Resistenz sinkt mit abnehmendem Aufbereitungsgrad der Zuschläge deutlich und ist für Rohmaterial teilweise als tief zu beurteilen.

10.1.5 Rohdichte

Die Trockenrohddichte stellt einen weiteren Faktor dar, um die Betonqualität zu charakterisieren. Sie ist abhängig von der Rohdichte der Zuschläge, des Zementes und des Frischbetons. Beton mit Rundkieszuschlägen weist in der Regel eine Frischbeton-Rohdichte von 2250 bis 2450 kg/m³ und eine Trockenrohddichte von 2200 bis 2400 kg/m³ auf. Aus Figur 10.7 geht hervor, dass die meisten Betongemische mit gebrochenen und ungebrochen-gewaschenen Aggregaten in diesem Bereich zu liegen kommen. Beton mit unbehandeltem TBM-Bohrgrut weist – infolge des hohen Sandgehaltes – oft geringere Rohdichten auf.

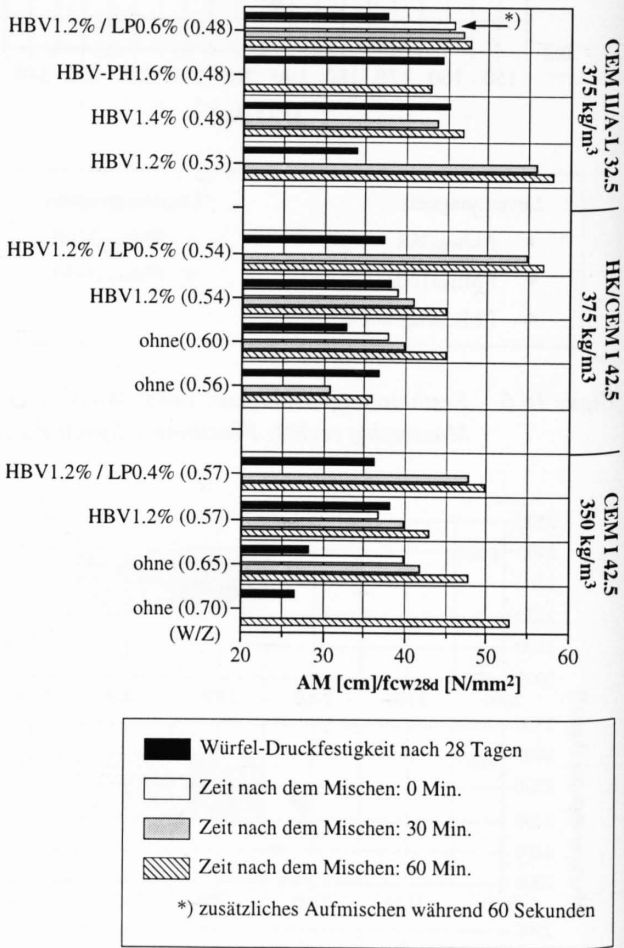
10.2 Erkenntnisse aus den Laborversuchen

Zusammenfassend können aus den Laborversuchen mit den verwendeten TBM-Zuschlägen mit unterschiedlichem Aufbereitungsgrad folgende Punkte festgehalten werden:

- Alle drei Aufbereitungstypen (gege, ugge, roh; siehe Tabelle 10.1) und alle Gesteinssorten liessen sich zu einem verwendbaren und klassierbaren Beton mit entsprechend unterschiedlichen Qualitäten verarbeiten. In Anhang D sind die relevanten Betonkennwerte dieser Versuche aufgeführt. Die Produktion eines gut verarbeitbaren Betons mit konstant bleibenden Frisch- und Festbetoneigenschaften ist mit diesen Zuschlägen heikler als mit Rundkies. Die Grenzen zwischen «brauchbarem» und «unbrauchbarem» Betongemisch liegen oft sehr nahe beieinander.
- Frisch- und Festbetoneigenschaften variieren einerseits in Abhängigkeit des Aufbereitungsgrades der Aggregate und andererseits nach der petrographischen Beschaffenheit der TBM-Zuschläge. Die untersuchten gebrochenen und petrographisch geeigneten Zuschläge erfüllen meist die Anforderungen, wie sie zum Beispiel beim Gotthard-Basistunnel für einen Beton B 40/30 vorgeschlagen werden. Infolge des hohen Glimmergehaltes entsprechen die Lucomagnogneise diesen Anforderungen hingegen nicht. Mit diesen Zuschlägen kann aber durchaus ein Beton der Festigkeitsklasse B 35/25 produziert werden.
- Frisch- und Festbetonqualitäten der ungebrochenen aber gewaschenen Aggregate unterscheiden sich kaum von denjenigen der gebrochenen Splittprodukte. Aufgrund des hohen Spritzbetonbedarfes im Untertagebau muss eine Verwertung der ungebrochenen Komponenten der Fraktionen 4/8 und nach Bedarf 8/16 – durchmischt mit denselben gebrochenen Fraktionen – gewährleistet sein. Somit werden Betonzuschläge aus TBM-Bohrgut bis zu einem gewissen Grad aus ungebrochenen, aber gewaschenen Rohmaterialien bestehen (siehe Anhang F).
- Die Betonversuche mit TBM-Rohmaterial haben bewiesen, dass auch mit «extremen» Zuschlagstoffen Beton produziert werden kann. Um auch bei diesem Verfahren optimale Ergebnisse zu garantieren, müssen die eingesetzten Zuschläge minimale Voraussetzungen erfüllen. Neben jener der Lucomagnogneise sind die Betonqualitäten der mergeligen Kalkzuschläge der Proben KA_{amkkabDe} und FR_{amkkabDe}, aber auch diejenigen der Grüngesteine CD_{sgnabDe} im Vergleich zu den anderen Gesteinstypen niedriger ausgefallen. Die mit unbehandelten Fräsmaterialien erhaltenen Betonkennwerte liegen generell tiefer als diejenigen mit gebrochenem Splitt.
- Im Vergleich zu den ungebrochenen Aggregaten trägt interessanterweise die durch den Brechvorgang verbesserte Kornform nur wenig dazu bei, die Verarbeitbar-

keit des Frischbetons zu erhöhen. Es scheint, dass der Einfluss der Kantenbeschaffenheit (rundkantig oder scharfkantig) gewichtiger als die eigentliche Kubizität (isometrische Kornachsenlängen) ist. Jedenfalls zeigen die Baustellenversuche (siehe Kap. 10.3 und 10.4) keine grundlegende Probleme bei der Einbringung des Spritzbetons mit heute üblichen Pumpgeräten.

- Der Hohlraumgehalt der lose geschütteten Zuschläge (gege, ugge, roh) liegt im Vergleich zu Beton-Alluvialkies zwischen 40 und 70% höher. Dies bedeutet, dass die Zementleimmenge entsprechend erhöht werden muss, um den Hohlraum auszufüllen. Betonversuche mit 300 kg/m³ Zement und gebrochenen TBM-Aggregaten haben erwartungsgemäss einen schlechteren Beton hervorgebracht. Optimale Frisch- und Festbetoneigenschaften mit gebrochenen Splittprodukten wurden



Figur 10.8: Abhängigkeit des Ausbreitmasses AM (nach unterschiedlichen Zeitintervallen) und der Druckfestigkeit fcw28d zum Zement- und Zusatzmitteltyp respektive deren Dosierung (HBV: Hochleistungsverflüssiger; HBV-PH: Hochleistungsverflüssiger mit integrierter Pumphilfe; LP: Luftporen; W/Z: Wasser-Zement-Faktor). Verwendeter Zuschlagstoff: PM_{legn1602gege}. Daten aus FM: SIKA (1995).

mit Zementzusätzen von 330 bis 380 kg/m³ erreicht. Für ungebrochene aber gewaschene Splittprodukte liegt der ideale Zementgehalt bei 345 bis 390 kg/m³. TBM-Rohmaterial benötigt zwischen 360 und 400 kg/m³ Zement, damit ein Optimum bezüglich den Betonkennwerten erreicht werden kann. Der Gesamtmehlkornanteil im Betongemisch setzt sich aus dem Feinsandanteil ≤ 0.125 mm und der Zementmenge zusammen. Mehlkorngehalte zwischen 400 und 425 kg/m³ gelten als ideale Mengen für eine gute Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Gehalte über 450 kg/m³ beanspruchen hingegen vermehrt Wasser bei gleichbleibender Frischbetonkonsistenz. Für die gebrochenen und gewaschenen Sand- und Splittkörner beträgt der Gesamtmehlkornanteil 390 bis 430 kg/m³. Für ungebrochene aber gewaschene Zuschläge liegt dieser bei 420 bis 460 kg/m³. Infolge der relativ hohen Schwankungsbreite des Feinsandgehaltes im TBM-Ausgangsmaterial beträgt der Mehlkornanteil im Betongemisch hier zwischen 420 und 630 kg/m³.

- Um möglichst viele Einflussfaktoren bei diesen Betonversuchen konstant zu halten, wurden gleiche Zement- und Zusatzmittelsorten eingesetzt. Es ist anzunehmen, dass der Gebrauch von anderen Produkten und Dosierungen die Frisch- und Festbetoneigenschaften beeinflusst. Laborversuche der Firma Sika (FM: Sika, 1995) mit Leventinagneisen PM_{legn}1602 zeigen den Einfluss diverser Zementsorten und der Zusatzmittel auf. Aus Figur 10.8 geht hervor, dass optimale Dosierung und Auswahl des Zements und Zusatzmittels sowohl die Verarbeitung (auch nach einer Stunde) als auch die Festigkeit des Betons beeinflussen.

10.3 Baustellenversuche

Im Rahmen der AlpTransit-Voruntersuchungen fanden verschiedene Baustellenversuche mit aufbereiteten (gebrochen, gewaschen, klassiert) Materialien statt. Interessante Pumpbetonversuche mit TBM-Rohmaterialien wurden unter Initiative der EMPA zusammen mit Unternehmern der Beton- und Zementindustrie durchgeführt (OLBRECHT & STUDER, 1995b). Dabei kamen verschiedene Rohmaterialien zum Einsatz (siehe Tab. 10.1). Für diese Versuche wurden jeweils rund 6 bis 8 m³ Beton in einem Betonwerk hergestellt und nach 15 Minuten Fahrt aus einem Fahrmischer in eine Schalung (170x80x200 cm) gepumpt.

Die Baustellenversuche bestätigen, dass mit TBM-Rohmaterial (0/32 bis 40, ausser mit den mergeligen Kalken FR_{amkkabDe}) ein klassierbarer Beton B30/20 hergestellt werden kann. Die relevanten Betonkennwerte sind in Anhang D aufgelistet. Interessanterweise liessen sich Betonmischungen ohne grössere Probleme durch Rohrleitungen mit diversen 90°-Umbiegungen rund 35 m weit pumpen, ohne dadurch an die Maximalleistung der Pumpen zu kommen. Ein bleibendes Problem mit dem Umgang von Rohmaterial ist jedoch der grosse Schwankungsbereich der Siebkurve. Das Material müsste vorab auf grossen Zwi-

schlenlagern homogenisiert werden. Dass der Umgang mit ungewaschenem TBM-Rohmaterial mit grösseren Schwierigkeiten verbunden ist, wurde in Kapitel 9 behandelt.

Unter Leitung der AlpTransit Gotthard wurden drei weitere Betonversuche mit aufbereiteten Splittprodukten (gebrochen, gewaschen, klassiert), bestehend aus einem Gemisch von Leventina- und Lucomagnogneisen (PM_{legn}/lugnabDe) aus dem Sondierstollen der Pioramulde und kristallinen Gesteinen aus der migmatitischen Biotitgneissserie (AM_{gneisabDe}) aus dem TBM-Vortrieb des KW Amsteg, durchgeführt. Beim ersten Baustellenversuch betonierte man im Sondierstollen der Pioramulde (TM4600) eine Bodenplatte in eine seitliche Nische ein. Dafür wurden rund 750 Liter Beton hergestellt und während einer rund 15-minütigen Fahrt in den Stollen gefahren. Der zweite Baustellenversuch fand beim Aufbereitungs- und Betonwerk Sgrussa in Preonzo statt. In diesem Fall konnte eine Bodenplatte eines Zuschlagsilos betoniert werden. Pro Mischung wurde rund 1m³ Beton hergestellt. Nach rund 300 m Fahrt in einem Fahrmischer wurde der Beton gepumpt. In Anhang D sind Frisch- und Festbetonkennwerte dieser Baustellenversuche aufgeführt.

Es ist festzuhalten, dass auch sogenannte Baustellenversuche letztlich Betonversuche im kleineren Massstab sind. Damit sich ein Betonwerk auf ungewohnte Splittprodukte umstellen kann, braucht es eine Anpassungs- und eventuell Korrekturphase der Rezepturen. Dies war für die Versuche mit jeweils nur rund 1 m³ Mischung nicht möglich. So musste zum Beispiel im Werk Sgrussa (sg) die Sand-Splitt-Mischung im Fahrmischer vorbereitet werden, da die Materialsilos für diese Versuche verständlicherweise nicht geleert werden konnten. Dies führte zu Splittmischungen, so dass die vorgesehene Siebkurve deutlich vom Sollwert abwich*. Weiter wurde die notwendige Wassermenge des Frischbetons über den Ampèrezähler des Mixers reguliert. Dieses Verfahren eignet sich wohl für bekannte Standard-Betonzuschläge eines Betonwerkes, kann aber mit anderen Aggregattypen nicht ohne weiteres übernommen werden.

Trotz diesen äusserlichen Erschwernissen bei Baustellenversuchen kann zusammengefasst werden, dass die Frisch- und Festbetonergebnisse durchwegs positiv ausgefallen sind. Das Pumpen und Einbringen der Betonmischungen erfolgte ohne nennenswerte Zwischenfälle. Die in Anhang D aufgeführten Kennwerte zeigen, dass auf Grund der oben erwähnten Schwierigkeiten bei Baustellenversuchen Differenzen

* Angestrebte Zuschlagsmischung mit den Materialien PM_{legn}/lugnabDe und AM_{gneisabDe} gemäss Laborversuchen der EMPA: 0/4: 35%; 4/8: 15%; 8/16: 16%; 16/26: 34%. Tatsächliche Zuschlagsmischung des Baustellenversuches (Rezeptur EMPA): 0/4: 44–56%; 4/8: 12–13%; 8/16: 19–25%; 16/26: 12–18%. Zuschlagsmischung Rezeptur Sgrussa: 0/4: 39–59%; 4/8: 6; 28–32%; 16/26: 15–23%)

zu den Resultaten der Laborversuche bestehen. Infolge der heiklen Wasserdosierung bei diesen Betonwerken sind die W/Z-Werte deutlich höher ausgefallen als die prognostizierten Werte aus den Laborversuchen. Dies führte mit den Zuschlägen PM_{legn/lugn}abDe unter anderem zu tieferen Druckfestigkeitswerten von rund 20% für die Bodenplatte im Stollen Polmengo, respektive 15% (Mischung sg) und 25% (Mischung EMPA) für die Betonplatte im Betonwerk. Mit den Zuschlägen AM_{gnei}abDe betrug die Differenz rund 5% (Mischung sg) respektive 20% (Mischung EMPA) gegenüber den Laborwerten.

Das Betongemisch des Betonwerkes Sgrussa bestand aus einer Ausfallskörnung im Bereich 4/8. Im Gegensatz zu einer stetig verlaufenden Beton-Siebkurve mit 12 bis 13 Gew.-% der Fraktion 4/8 benutzte das Betonwerk nur 6 Gew.-% dieser Fraktion. Die Versuche ohne Ausfallskörnung haben bezüglich der Verarbeitung zu keinen negativen Störfällen geführt (Verstopfung der Pumpenleitung). Aus der Sicht einer möglichst hohen Wiederverwertung von Ausbruchmaterial und solange keine betontechnologischen Schwierigkeiten auftreten, ist auf eine Ausfallskörnung möglichst zu verzichten. Die Fraktion 4/8 ist bekanntlich diejenige Splittgruppe, die bei der Aggregataufbereitung prozentual am häufigsten anfällt.

10.4 Spritzbetonversuche

Diverse TBM-Ausbruchmaterialien konnten auch als Zuschläge für Spritzbetonversuche geprüft werden. Im Versuchsstollen der Firma Laich SA wurden zwei Trockenspritzversuche mit Kalkzuschlägen (SA_{akal} und KA_{amkk}abDe) jeweils in drei Schichten aufgetragen. Hierbei handelte es sich um ungebrochene aber gewaschene Zuschläge mit 79 Stück-% an nichtkubischen Komponenten (Plattigkeitsindex FI: 46) für die Probe SA_{akal} und 85 Stück-% an nichtkubischen Körnern (FI: 53) für die Probe KA_{amkk}abDe (Kornformbestimmung erfolgten an den Fraktionen 4/8). Diese Versuche haben gezeigt, dass sich ungebrochene aber gewaschene Zuschläge ohne Probleme über eine Schlauchlänge von rund 100 m ohne Verstopfung fördern lassen. In Anhang D sind die Resultate der Festbetoneigenschaften aufgelistet. Neben der guten Festigkeit weisen die Betonproben gemäss der Wassereindringprüfung q_w und der Wasserdichtheitsprüfung nach Darcy eine hohe Dichtigkeit bezüglich Wasser auf (Fig. 10.9).

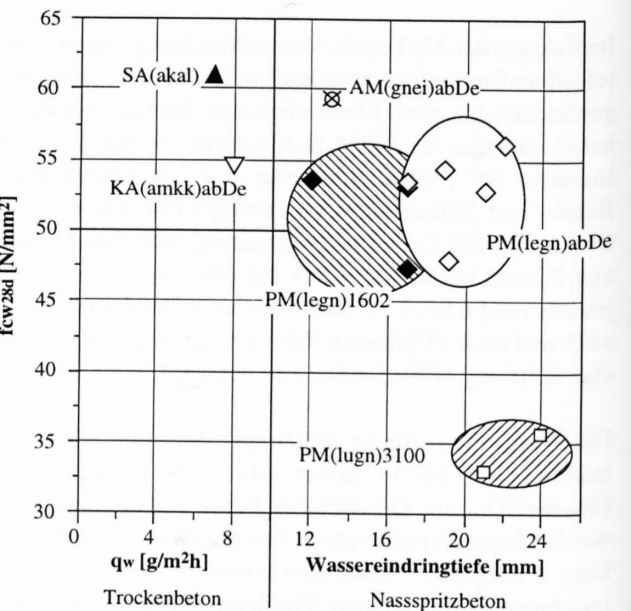
Im Tunnelbau wird die Betondichtigkeit oft nach DIN 1048 bestimmt, die vom europäischen Normenwerk (ENV 206) übernommen wird. Im Unterschied zur SIA-Prüfung (Wassereindringtiefe q_w), werden die Betonproben beim DIN-Verfahren im Wasser gelagert und an ihrer Oberfläche einem Wasserdruck von 1.3 und 7 bar ausgesetzt. Die Wassereindringtiefe wird nach dem Aufspalten der Proben in cm angegeben. Beton gilt als wasserundurchlässig, wenn die Eindringtiefe <2 cm und maximal 5 cm beträgt. Die Technische Forschung und Beratung, Wildegg (TFB) entwickelte eine weitere Prüfmethode, die auf dem Durch-

strömungsmodell von Darcy beruht. Die Prüfung erfolgt an Bohrkernen mit 50 mm Durchmesser und einer Höhe von rund 20 mm bei einem Druckpotential von 0.1 bar. Bestimmt wird der Durchlässigkeitsbeiwert k in cm/sec. Beton mit einem k-Wert ≤2.7x10⁻⁸ cm/sec gilt als wasserdicht.

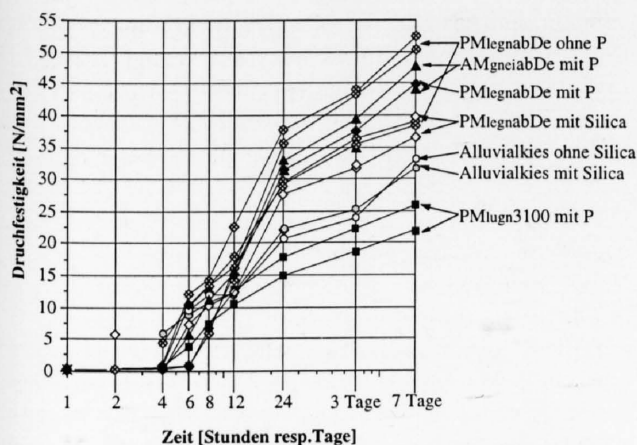
Die gemessenen Haftzugfestigkeiten zeigen (Anhang D), dass das Haftvermögen des Nassspritzbetons auf Granitplatten relativ gering ist (<0.5 N/mm²). Sie stimmen aber mit den Erfahrungen von TEICHERT (1991) überein, der für einen granitischen Baustoffuntergrund Haftzugfestigkeiten von 0.1 bis 1.5 N/mm² bestimmt hat. Bei einem Gneisuntergrund besteht die Haftzugfestigkeit 0.5–2.0 N/mm². Die höchsten Werte von 0.2–2.7 N/mm² werden gemäss TEICHERT beim Applizieren von Spritzbeton auf Kalkwänden erreicht.

Im Rahmen einer Forschungsarbeit am Institut für Bauplanung und Baubetrieb der ETH Zürich (IBETH; FM: SEITH, 1995) über das Verhalten von Spritzbeton bei hohen Temperaturen wurden auch Nassspritzbetonversuche, bestehend aus einem Gemisch von gebrochenen (gege) und ungebrochenen, aber gewaschenen (ugge) TBM-Ausbruchmaterialien (PM_{legn}1602), durchgeführt. Aus diesen Untersuchungen geht hervor, dass sich diese Zuschläge durchaus mit den Standardmaterialien vergleichen lassen. In Anhang D und Figur 10.9 sind die wichtigsten Betonkennwerte dargestellt.

Unter der Leitung der AlpTransit Gotthard fanden weitere Nassspritzbeton-Versuche mit Leventinagneisen (PM_{legn}abDe), Lucomagnagneisen (PM_{lugn}3100) und kristallinen Gesteinen der migmatitischen Biotitgneisserie AM_{gnei}abDe aus



Figur 10.9: Spritzbetonversuche: Wasserleitfähigkeit q_w respektive Wasserdichtheit (nach DIN 1048) versus Bohrkerndruckfestigkeit (Mittelwert aus fünf Kernen).



Figur 10.10: Frühfestigkeitsentwicklung von Spritzbeton mit diversen Zuschlägen und Zusatzstoffen respektive Zusatzmitteln (P: Pumpherle 0.8%; Silica: Silicafume).

dem KW-Amsteg statt (Anhang D). Bei diesen Versuchen bestanden die Zuschläge bis zu 85% aus ungebrochenen aber gewaschenen Komponenten. Rund 60% der Probe PMlegnabDe bestand aus nichtkubischen, respektive plattigen und stengeligen Komponenten. Auch bei diesen Versuchen liessen sich die Betongemische störungsfrei applizieren. Analog zu den Ortsbetonversuchen konnte auch hier festgestellt werden, dass die Grenzen zwischen einem gut verarbeitbaren und einem kaum verwendbaren Betongemisch sehr nahe beieinander liegen. In Figur 10.9 ist die Wasserdichtigkeit und zum Teil auch Wasserleitfähigkeit zur Bohrkerndruckfestigkeit gegenübergestellt.

Aus Figur 10.9 geht hervor, dass Beton mit Zuschlägen bestehend aus Leventinagneisen oder kristallinen Gestei-

nen der Probe AMgneiabDe, im Gegensatz zu den Lucomagnogneisen, Dichtigkeiten unter 25 mm erreichen. Auch die Trockenspritzversuche mit Kalkzuschlägen haben einen Beton mit geringer Wasserdurchlässigkeit q_w respektive mit hoher Wasserdichtigkeit hervorgebracht. Diese Betongemische können somit mit Ausnahme der Lucomagnogneise (B 30/20) der Festigkeitsklasse B 40/30 (WD) und höher zugeordnet werden. Die Nassspritzbetonfestigkeiten mit kristallinen Zuschlagstoffen stimmen mit den Festigkeiten aus den Laborversuchen überein. Interessanterweise weisen die Spritzbetonfestigkeiten mit Kalkzuschlägen, die im Trockenverfahren gespritzt wurden, rund 50% höhere Festigkeiten als diejenigen der Laborversuche auf.

In Figur 10.10 ist der Verlauf der Frühfestigkeit aufgezeichnet. Eine Festigkeit von $>3 \text{ N/mm}^2$ nach 4 Stunden, wie sie von der Projektleitung Gotthard für Spritzbeton vorgesehen wurde, konnte – im Gegensatz zum Reverenzversuch mit Alluvialkies – mit den gebrochenen Betonzuschlägen nicht erreicht werden. Die grösste Festigkeitsentwicklung fand in der Zeit zwischen 4 und 6 Stunden nach dem Auftragen des Betons statt. Nach 6 Stunden weisen die meisten Betongemische – mit Ausnahme einer Mischung mit Leventinagneisen und denjenigen mit Lucomagnogneisen – Druckfestigkeiten über 6 N/mm^2 auf. Nach 12 Stunden betragen sämtliche Werte (inklusive der Lucomagnogneise) über 10 N/mm^2 .

Zusammenfassend kann unterstrichen werden, dass sich TBM-Ausbruchmaterialien, seien sie gebrochen, ungebrochen oder gemischt, für Spritzbeton-Zuschläge eignen (Nass- und Trockenverfahren). Analog zu den Ortsbetonversuchen sind Frisch- und Festbetoneigenschaften nicht nur von der Betonrezeptur, sondern auch von der petrographischen Beschaffenheit und Gesteinshärte der eingesetzten Sande und Splittprodukte abhängig.

11 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Dank der Mithilfe zahlreicher Exponenten aus der Privatindustrie und staatlichen Institutionen konnten die unter Kapitel 2.2 aufgeführten Fragenkomplexe beantwortet werden. Diverse Labor- und Baustellenversuche belegen, dass aus geeignetem TBM-Material Aggregate für qualitativ hochwertigen Beton und Spritzbeton produziert werden können. Bei der Wiederverwertung von geeignetem Tunnelausbruchmaterial zu Betonzuschlagsstoffen gilt es die folgenden Hauptpunkte zu beachten:

- Um eine ausreichende Menge an grobkörnigen Zuschlägen der Fraktion >16 mm zu erhalten, sollte der TBM-Schneidrollenabstand möglichst gross sein. Denkbar wäre eine TBM, die es erlauben würde, bei geeigneten lithologischen Einheiten einen Teil der Schneidrollen im Brustbereich zu entfernen. Kosten und zeitlicher Aufwand für diese Umstellungen halten sich in akzeptablen Grössenordnungen.
- Als zweite Massnahme zur Erhöhung der Kornfraktion >16 mm wird vorgeschlagen, das Maximalkorn von den üblichen 32 mm auf 22 bis maximal 26 mm zu senken. Diese Maximalgrösse entspricht der heutigen Splittbeton-Technologie.
- Damit aus aufbereiteten Ausbruchmaterialien ein Beton der Festigkeitsklasse B 40/30 und höher hergestellt werden kann, muss das Ausgangsgestein minimale Voraussetzungen erfüllen. Diese basieren einerseits auf der Petrographie (insbesondere dem Anteil an betonschädlichen Komponenten im Sand) und andererseits auf der Gesteinshärte. Für ein gezieltes und rasch durchführbares Prüfverfahren zur Qualitätskontrolle wird vorgeschlagen, die Gesteinshärte mittels LCPC-Brechbarkeitsverfahren und Punktlastindex zu bestimmen. In Grenzfällen kann auch der Los Angeles-Test durchgeführt werden. Diese Testverfahren lassen sich – unter Eliminierung des Kornformeinflusses – sowohl am TBM-Bohrgut und am Ausbruchmaterial aus dem konventionellen Sprengvortrieb als auch an den aufbereiteten Splittprodukten vornehmen. Als petrographisch heikelste Minerale für die Betonherstellung gelten – nebst den bekannten schädlichen Komponenten – die freien Schichtsilikate im Sand (nicht im Kornverband). Es hat sich gezeigt, dass Kornmischungen mit Glimmergehalten unter 8 Stück-% eine Betonqualität der Klasse B 40/30 erreichen.
- Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR) treten nachweislich auch im Alpenraum auf. Betonkonstruktionen im Tunnelbau gelten schon wegen ihrer extremen Exposition und äusserlichen Einflüssen als empfindlich auf mögliche AAR. Um eine Dauerhaftigkeit des Betons zu gewährleisten, sind grössere lithologische Einheiten, aus welchen Zuschläge gewonnen werden sollen, auf ihre potentielle AAR-Gefährdung hin zu untersuchen. Falls potentiell gefährdete Aggregate aus Rohstoffmangel trotzdem zum Einsatz gelangen, müssen betontechnologische Massnahmen getroffen werden.
- Die Aufbereitung von Fräsmaterialien bedingt spezielle verfahrenstechnische Vorkehrungen. Insbesondere muss TBM-Material vor und nach dem Brechprozess intensiv gereinigt werden. Dies bedingt eine leistungsfähige Wasch- und Schlämmanlage. Als geeignete Brechsysteme haben sich beispielsweise Vertikalbrecher erwiesen, die sowohl ein schonendes Brechen als auch eine ausgewogene Sand- und Aggregat-Verteilung aufzeigen. Körner unter 8 mm (zum Teil auch grösser) müssen nicht gebrochen werden, da sie oftmals eine geeignete Kornform aufweisen. Diese ungebrochenen, aber gewaschenen Komponenten können nach Bedarf mit den entsprechenden Fraktionen der gebrochenen Aggregate vermischt werden. Eine möglichst optimale und konstante Sandsiebkurve mit idealem Mehlkorngehalt (10 bis 13%) ist anzustreben. Dies wird beispielsweise mit Freifallklassierern erreicht.
- Der Umgang mit gebrochenen Aggregaten ist generell heikler als mit Rundkies. Die bekannten technologischen Erfahrungen mit Alluvialkies sind nicht ohne weiteres auf Splittbeton übertragbar. Der Einsatz von Zusatzmitteln für akzeptable Frischbetoneigenschaften ist unabdingbar. Ebenso muss die Zementdosierung um rund 15% erhöht werden, um den grösseren Hohlraumgehalt mit Zementleim füllen zu können. Um die Anforderungen einzuhalten, müssen die verwendeten Splittprodukte einer intensiven Frisch- und Festbetonkontrolle unterliegen. Aus der Sicht einer optimalen Wiederverwertung mit möglichst wenig Überschuss ist von einer Ausfallkörnung (4/8) abzusehen.

LITERATURVERZEICHNIS

- ABRECHT, J (1994): Geologic units of the Aar massif and their pre-Alpine rock associations: a critical review. Schweiz. Mineral. Petrogr. Mitt. 74.
- AL-JASSER, S. & HAWKINS (1979): Geotechnical properties of the carboniferous limestone of the Bristol area – the influence of petrography and chemistry. Proc. 4th Int. Congr. ISRM Montreux, 1.
- AMSTAD (1993): Vorabklärung zur Vorauserkundung an der Ortsbrust im Tunnelbau. Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, 273.
- ARCHIMBAUD, C., PANET, M. & MALDONADO, A. (1972): Forme et angularité des granulats. Définitions et spécification. Revue Générale des Routes et des Aérodrômes, 481.
- BACCINI, P. (1992): Vom Abfall zum Stein der Weisen. Bulltin der ETH-Zürich Nr. 243.
- BALDINGER, G.-H. (1993): Die volkswirtschaftliche Bedeutung des schweizerischen Kiesgewerbes. Schweizer Baustoffindustrie 11/93.
- BAUMANN, L. & ZISCHINSKY, U. (1994): Neue Löse- und Ausbautechniken zur maschinellen Fertigung von Tunneln in druckhaftem Fels. Felsbau 12/1.
- BAUMGARTNER, K. (1992): Sand- und Kiesgewerbe in der Schweiz – Genutzt wird nur auf Zeit. Schweizerische Handelszeitung 12/92.
- BEAUDOIN, J. (1982): properties of portland cement paste reinforced with mica flakes. Cement and Concrete Research 13.
- BIENIAWSKI, Z. (1975): The point load test in geotechnical practice. Engng. Geol. 9, Amsterdam.
- BLÜMLING, P., COSMA, C., GELBKE, G., CASSEL, B., KORN, M. (1992): Geophysical methods for detection of discontinuities ahead of a tunnel face. Nagra, Technical Report 90-07.
- BROCH, E. & FRANKLIN, J. (1972): The point-load strength test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 9.
- BROCH, E. (1983): Estimation of strength anisotropy using the point load test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 20.
- BROOK, N. (1977): A method of overcoming both shape and size effects in point-load testing. Proc. Conf. Rock Engng., Newcastle-upon-Tyne.
- BROOK, N. (1980): Size correction for point load testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 17.
- BROOK, N. (1985): The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22.
- BÜCHI, E. (1984): Einfluss geologischer Parameter auf die Vortriebsleistung einer Tunnelbohrmaschine. Diss Uni Bern.
- BÜCHI, E. (1995): TBM Schneidrollen – Einflüsse auf die Vortriebsleistung. TBM Know-How zum Projekt NEAT, Atlas Copco-Robbins Symposium, 16. März 95, Luzern.
- BÜCHI, E., MATHIER, J. & WYSS, CH. (1995): Gesteinsabrasivität - ein bedeutender Kostenfaktor beim mechanischen Abbau von Fest- und Lockergestein. Tunnel 5/95.
- BÜCHI, E. & THALMANN, C. (1994): Reuse of TBM-muck versus cutter spacing. TBM-Symposium Lucia, Stockholm 1994.
- BÜCHI, E. & THALMANN, C. (1995): Wiederverwertung von TBM-Ausbruchmaterial . Einfluss des Schneidrollenabstands. TBM Know-How zum Projekt NEAT, Atlas Copco-Robbins Symposium, 16. März 95, Luzern.
- BÜCHI, E. & THALMANN, C. (1996): Wiederverwendung des Haufwerks bei konventionellem Vortrieb im Vergleich zu TSM- und TBM-Vortrieb. Atlas Copco & Dynamit Nobel Bohr- und Sprengtechnik- Symposium, 18. Januar 1996, Zürich.
- CAILLEUX, A. (1964): Petrographische Eigenschaften der Gerölle und Sandkörner als Klimazeuge. Geologische Rundschau, 54.
- CEMENTBULLETIN (1996): Zuschlagstoffe. Nr. 7/8, Juli 96, Jahrgang 64. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeggen.
- CHEN, J. & VOGLER, U. (1992): Rock cuttability / boreability assessment research at the CSIR. Tuncon '92, design and construction of tunnels, Maseru, Lesotho, Sept. 29.
- DANEK, Th. (1994): Platznahme und mechanisches Verhalten von Gangesteinen im Grundgebirge des Südschwarzwaldes. Diss ETHZ, Nr. 296.
- DANIELSEN, S. & RUESLATTEN, H. (1984): Feldspar and mica - key minerals for fine aggregate quality. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 30.
- DARLING, P. (1993): CMM: undercutting the traditional competition. Tunnels & Tunneling, 12/93.
- DEERE, D. & MILLER, R. (1966): Engineering classifications and index properties of intact rock. Tech. Report Univ. of Illinois, Nr. AFWL-TR 65-116.
- DESPOND, J.-M. & RECORDON, E. (1993): Compactage de dechets rocheux de tunnels. Essais en laboratoire. Matériaux provenant du tunnel Mappo - Morettina a Locarno. EPFL, Lausanne; Crédit de rechrs de l'OFR No 60/91.
- DEWAR, A. (1963): Effect of mica in the fine aggregate on the water requirement and strength of concrete. C & CA technical report TRA/370.

- DUBUISSON, B. (1959): Encyclopédie pratique de la construction et du bâtiment. Exécution de la construction traditionnelle Titre II-3e Partie, Paris.
- DUMONT, A. & TAMBE, A. (1989): Actualisation de l'essai Los Angeles. Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement; Bundesamt für Strassenbau, 9/86.
- EGGENBERGER, U. (1996): Mineral weathering in soils: experiments, field studies, and modeling. Diss. Uni Bern.
- ENGELHARDT, V., FÜCHTBAUER, H. & MÜLLER, G. (1973): Die Bildung von Sedimentgesteinen (Teil 3). E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.
- FARMER, I., HIGNETT, H. & HUDSON, J. (1979): The role of geotechnical factors in the cutting performance of tunnelling machine in rock. Proc. 4th Int. Congr. ISRM Montreux, 1.
- FOOKES, P. & REVIE, W. (1982): Mica in concrete – a case history from Eastern Nepal, Concrete March 82.
- FOWELL, R., JOHNSEN, S. & SPEIGHT, H. (1984): Boom tunneling machine studies for improved excavation performance. Proceedings of Design and Performance of Underground Excavations. ISRM/BGS, Cambridge.
- FÜCHTBAUER, H. & MÜLLER, G. (1977): Sedimente und Sedimentgesteine (Teil 3). E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.
- GEHRING, K. (1969): Prallhammermessungen, ein einfaches Hilfsmittel zur Bestimmung von Festigkeitswerten. Berg- und Hüttenmännische Monatshefte 114/8.
- GEHRING, K. (1995): Leistungs- und Verschleissprognosen im maschinellen Tunnelbau. Felsbau 13, Nr.6.
- GILLOT, J., DUNCAN, M. & SWENSON, E. (1973): Alkali-aggregat reaction in Nova Scotia. Part IV. Character of the reaction. Cement and Concrete Research 3.
- GRASMÜCK, M.P. (1995): Development of a georadar system for three-dimensional imaging of the subsurface and its application to studies of crystalline rock bodies. Diss ETHZ Nr. 11040.
- GREGOR, M. (1971): Theoretische und experimentelle Untersuchungen über Anwendungsmöglichkeiten des Prallhammers. Glückauf-Forschungshefte 32/4.
- GREMINGER, M. (1982): Experimental studies of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 20.
- GREMINGER, M. (1988): Untersuchungen zur Bruchbildung beim Punklast-Versuch unter besonderer Berücksichtigung anisotroper Festgesteine. Geotechnik 11.
- HAASE, O. (1965): Gesteinsmechanische Untersuchungen mit dem Prallhammer. Glückauf 101/17.
- HAI-HUI, L., LINDQVIST, P.A. & RANMAN, K.E. (1980): Microscopic observations of the fragmentation in rock cutting. University of Lulea, research report Tulea 20.
- HAMMERSCHLAG J.-G. & REGAMEY J.-M. (1995): Barrage de l'Ilsee - assainissement. Research and development in the field of dams, proceedings, september 1995 Crans-Montana, Switzerland
- HARAMI, K. & DEMARCO, M.: (1985): Use of the Schmidt hammer for rock and coal testing. South Dakota school of mines & technology, Rapid City, 26–28 june 1985, Vol. 1.
- HASSANI, F., SCOBIE, M. & WHITTAKER, B. (1980): Application of the point-load index test to strength determination of rock and proposals for a new size-correction chart. Proc. 21st. U.S. Symp. On Rock Mechanics, Rolla, Missouri.
- HAUBER, L. (1994): Die Geologie des Bözbergtunnels der Nationalstrasse N3. Brugger Neujahrsblätter 104.
- HOFMANN, F. (1960): Prüfverfahren zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche, der Kornform und der Kornstruktur von Giessereisanden. Giesserei 3.
- HOWARTH (1987): Mechanical rock excavation – assessment of cuttability and borability. RETC Proceedings, Vol. 1.
- HUBER, H. (1971): Der Einfluss von gebrochenen Gneisszuschlagstoffen auf den Beton der Zerkunftwerke. Unveröff. Diss. Uni Innsbruck.
- HUCKA, V. (1965): A rapid method for determining the strength of rocks in situ. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. 2.
- ISHIDA, I. & SAITO, I. (1995): Oservatin of core discing an in situ stress measurements; stress criteria causing core discing. Roch Mech. Roch Engng. 28/3.
- JÄCKLI, H. & SCHINDLER, C. (1986): Möglichkeiten der Substitution hochwertiger Alluvialkiese durch andere mineralische Rohstoffe. Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie 68. Verlag Kümmerly & Frey, Bern.
- JAECKLIN, P. & CERESOLA, R. (1968): Der erste maschinelle Tunnelvortrieb in der Schweiz. Schweizerische Bauzeitung, 86/17.
- KÖSTER, E & LESER, H. (1967): Geomorphologie I, Labormethoden, Das Geographische Seminar – Praktische Arbeitsweisen, Kapitel: Formeigenschaften von Geröllen und Mineralien, Braunschweig.
- KRAUTER, E., WOSZIDLO, H. & BÜDINGER, H. (1985): Festigkeitsuntersuchungen an Gesteinen und an Gesteinsverbänden mit dem Prallhammer nach Schmidt. Ingenieur-geologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg.
- KRUMBEIN, W. & PETTJOHN, E. (1938): Manual of sedimentary petrography. New York.
- KRUMBEIN, W. (1941): Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles. Journal of Sedimentary Petrology, 11.
- KRUSE M. & WEBER R. (1995): Beton aus TBM-Ausbruchmaterial. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 47.
- KUNZ, U., GIUDICETTI, F. & JENK, K. (1983): Fundamentalschichten, Bauwerks- und Belagsbeton mit 100% gebrochenem Gestein – Einbau an der Nationalstrasse N8 am Brienersee. Schweizer Ingenieur u. Architekt, 46/83.
- LAVATSCHEK, J. (1990): Mengen- und Wertbetrachtung der 50 wichtigsten mineralischen Rohstoffe der Welt. Inaug. Diss., Erlangen.
- LCPC (1991): Provisional recommendations for the prevention of damage by the alkali-aggregate reaction. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

- LEES, G. (1963): A new method for determining the angularity of particles. *Sedimentology*, 3.
- LEONHARDT, J. (1965): Vorläufige Richtlinien zur Anwendung des Prallhammers. *Mitt. Markscheidewesen*, 3.
- LEONHARDT, F. (1984): Vorlesungen über Massivbau, Teil I - Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag Berlin.
- McFEAT-SMITH, I. & TARKOY, P. (1979): Assessment of tunnel boring machine performance. *Tunnels & Tunneling*, December 1979.
- MEAN, PH. (1994): Le projet Cleuson-Dixence. Schweizer Ingenieur und Architekt, Dokumentation D 0119.
- MUMENTHALER, TH., PETERS, T.J. & IBERG, R. (1987): Kiesel-schlammverwertung, ein Beitrag zur Nutzbarmachung und Bewirtschaftung stark verlehmtter Kiesvorkommen. *Beiträge zur Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie*, 71.
- MURRAY, M., MUTTON, P. & WATSON, J. (1982): Abrasive wear mechanisms in steels, *Lubrication Technology* 104.
- NATHANAIL, P. (1990): Rock aggregate suitability - A simple approach to creating classification schemes. 6th International IAEG Congress, 4.
- NYFFENEGGER, K. (1990): Genese und geotechnische Eigenschaften der Sallerenbreccie am Kerenzerberg (Kanton Glarus, Schweiz). *Mitteilungen aus dem geologischen Institut der ETHZ und Uni. Zürich, Diss., Neue Folge* 281.
- OLBRECHT, HP. & STUDER, (1995a): Beton aus TBM-Chips. *Schweizer Ingenieur und Architekt* Nr. 47.
- OLBRECHT, HP. & STUDER, (1995b): Kiessubstitution durch Tunnelausbruchmaterial. *Die Schweizer Baustoff-Industrie* Nr. 8.
- PANEK, L. & FANNON, T. (1992): Sieze and shape effects in point load tests of irregular rock fragments. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 25.
- POOLE, R. & FARMER, I. (1980): Consistency and repeatability of Schmidt hammer rebound data during field Testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 17.
- PRELAZ-DROUX, R & MUSY, A. (1991): Revalorisation des matériaux d'excavation de tunnel: le cas du rehaussement des Terreni Carcale, au Tessin. *Pulication de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches*.
- PROCEG SA. (1977): Operating Instructions - concrete Test Hammer Type N and NR, Zürich.
- QUEISSER, A., PLATTEN, H. & FÜRST, M. (1985): Rebound and ultrasonic investigations on Freestones of Bamberg area, RF Germany. *Proc. Of the Intern. Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Lausanne, Vol 1*.
- REICHEL, G. (1961): Über Schotterformen und Rundungsgradanalysen als Feldmethode. *Tettermanns Mitteilungen*, 105.
- RICKLI, M. (in Vorbereitung): Schlamm - Wiederverwertung aus dem Anfall der Aufbereitung von Tunnelausbruchmaterial. *Diss Uni Bern*.
- ROSSLEIN, D. (1941): Steinbrecheruntersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Kornform. *Forschung Stassenwesen*, Bd. 32, Berlin.
- ROSTAMI, J. & OZDEMIR, L. (1993): A new model for performance prediction of hard rock TBMs. *RETIC Proceedings*.
- SACHPAZIS, C. (1990): Correlating Schmidt hardness with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. *Bulltin of the Intern. Assoc. of Engineering Geology* Nr. 42.
- SATTEL, G., FREY, P. & AMBERG, R. (1991): Geophysikalische Vorauserkundung von Schwäche zonen. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 91/40.
- SAXER, A. & LUKAS, W. (1996): Beurteilung des stofflichen Astrages aus deponiertm Tunnelausbruchmaterial. *Tunnel* 7/96
- SCHÄREN (1994) Les conditions géologiques et les travaux de reconnaissance. *Schweizer Ingenieur und Architekt, Dokumentation D 0119*.
- SCHEIFELE, C. et al. (1994): Erfahrung beim Vortrieb und Ausbau des Tunnels Sachseln. *Tunnel* 6/94.
- SCHINDLER, C. (1991): Wie sicher sind geologische Prognosen? *Sammelband des Symposiums «Sicherheit und Risiken bei Untertagebauwerken» vom 21./22. März 1991, ETH Zürich*.
- SCHINDLER, C., CUENOD, Y., EISENLOHR, TH., JORIS, C.L. (1993): Die Ereignisse vom 18 April und 9. Mai 1991 bei Randa (VS) - ein atypischer Bergsturz in Raten. *Eclogae geol.* 86/3.
- SCHINDLER, C. (1972): Zur Geologie der Gotthard-Nordrampe der Nationalstrasse N2. *Eclogae geol.* 65/2.
- SCHMIDLE, H., DACHROTH, W. & ROHR, W. (1986) Die künstliche Rundung von Splitt und Schotter. *Aufbereitungs-Technik* 3/86.
- SCHMIDT, E.: (1951): A non-destructiv concrete tester. *Concrete*, 59/8.
- SMITH, M. & COLLIS, L. (1993): Aggregates - sand, gravel and crushed rock for construction purposes. *Geological Society Engineering Geology Special Publication* No 9, published by the Geological Society, London.
- SPÜHLER, M. (1986): Die Drei-Koeffizienten-Ultraschall-spektroskopie als zerstörungsfreie Methode zur Prüfung von Gesteinen. *Diss. Nr. 11665, ETHZ*.
- STADIE, U. (1987): Konvergenz, Nachbruch und Ausbauverformung in gebohrten Strecken im Ruhrkarbon. *Diss. Technische Univ. Clausthal*.
- STEINER, CH. (1995): Assainissement des produits d'excavation du tunnel Lötschberg (tronçon sud): Etude hydro-géologique du projet de dépôt définitif dans l'aquifère du Rhône, Raron (VS). *Travail présenté pour le certificat de maîtrise de spécialisation en géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement, EPF Lausanne*.
- STUDER, W. (1996): Beziehung zwischen den europäischen Normen für Betonzuschlag und Beton. *Neue Euro-normen für Kies und Beton, Schweiz. Fachverband für Sand und Kies, Januar 1996 in Windisch-Brugg*.
- TEICHERT (1991): Spritzbeton. *Laich SA, Avegno*.
- THALMANN, C. (1994a): Tunnelausbruchmaterial aus dem maschinellen Tunnelvortrieb als Kieselersatz - Ein Beispiel für eine praxisorientierte Forschungszusammenarbeit in angewandter Geologie. *Rencontre internationale*

- des jeunes chercheurs en géologie appliquée. Lausanne 21 avril 94.
- THALMANN, C. (1994b): Wiederverwertung von Ausbruchmaterial aus dem konventionellen und maschinellen Tunnelvortrieb zu Kiesersatzprodukten - eine Herausforderung an die Kieswerke. Schweizer Baustoff-Industrie 6/94.
- THALMANN, C. (1995): Optimale Wiederverwertung von TBM-Ausbruchmaterial. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 47.
- TRASK, P. (1932): Origin and environment of source sediments of petroleum. Houston, Gulf Publ. Co.
- TUCKER, M. (1982): The Field Description of Sedimentary Rocks. Open University, Milton Keynes.
- UNIVERSITY OF TRONDHEIM (1979): Hard Rock Tunnel Boring. Norwegian Institut of Technology, Division of Construction Engineering, Drillability - drilling rate index catalogue. Projekt report 8/79.
- UNIVERSITY OF TRONDHEIM (1988): Hard Rock Tunnel Boring. Norwegian Institut of Technology, Division of Construction Engineering. Projekt report 1/88.
- VALLEJO, L., WELSH, R. & ROBINSON, M. (1989): Correlation between unconfined compressiv and point load strengths for Appalachian rocks.
- WANG, F.D., OZDEMIR, L. & SNYDER, L. (1978): Prediction and verification of TBM performance, presented at: Euro Tunnel, Basel, March 1978.
- WANNER, H. (1980): Klüftigkeit und Gesteins-Anisotropie beim mechanischen Tunnelvortrieb. Rock Mechanics Suppl. 10.
- WILLIAMS, R. & ROBINSON, D. (1983): The effect of surface texture on the determination of the surface hardness of rock using the Schmidt hammer. Earth surface and landforms, Vol. 8.
- WRIGHT, P. (1955): A method of measuring the surface texture of aggregate. Mag. Concrete Research, 7.
- YOUNG, R. & FOWELL R. (1978): Assessing rock discontinuities. Tunnels & Tunnelling, 10.
- ZEILSTRA, P. (1992): Bewirtschaftung des Ausbruchmaterials aus den Tunnelbauten des Alptransits im Tessin. Optimierung aus der Sicht der Funktion und Gestalt der Landschaft - Konzepte und deren planerische Umsetzung. Unveröff. Studienarbeit im Rahmen des Nachdiplomstudiums 1991/92 in Raumplanung am ORL - Institut der ETH Zürich.
- ZINGG, TH. (1935): Beitrag zur Schotteranalyse - Die Schotteranalyse und ihre Anwendung auf die Glattalschotter. Schweiz. Mineral. Petrog. Mitt., 15/1.

FIRMENBERICHTE

- A.S.E.-TECHNIK (1996): Plan zur Verfahrenstechnik für TBM-Ausbruchmaterial - Aufbereitungsanlage Amsteg. Nr. EBP-F045.
- BAUMER DR. (1990): Galleria Mappo-Moretina cunicolo 4.50 (0 - 4809m). Rilievo geologico.
- BAUMER DR. (1991): Galleria Mappo-Moretina, Progetto esecutivo, relazione geologica scavo del cunicolo mt. 2500-4809.1.
- CICT - Communauté d'Ingénieurs Chargeur-Tortin (1996): Amenagement Cleuson-Cixence, Lots A/B granulats & beton. Fabrication des granulats au chargeur avec le marin TBM, Rapport Nr. PAQ 8811/2300B-101.
- EMPA (1988): Nachträgliche Bestimmung der Betonzusammensetzung mit Hilfe des automatischen Bildanalysators. Untersuchung zur Beziehung zwischen der Korngrössenverteilung und der Siebkurve. Bericht-Nr. 11'300/1.
- EMPA (1993): Anwendungsbezogene Charakterisierung von Zuschlag - Vorbereitungsarbeiten - Untersuchungen zum zulässigen Gehalt an Glimmerblättchen im Zuschlag für Beton. Nr. 140'288/1
- EMPA (1994): CPA: Automatische Kornform- und Grössenanalysen. Interner Bericht.
- ERNST BASLER & PARTNER (1992): Untersuchung über die Wiederverwertung von Tunnelausbruchmaterial. Bundesamt für Verkehr.
- ETTER, U. (1992): Geologische Untersuchungen zwischen der Piora-Zone und dem Leventinagneis. Bundesamt für Verkehr.
- GEOTEST AG (1994): Äspö-Project, Sweden - Robbins Jarva MK 15-1680/5.0. Bericht Nr. A9312-1.
- GEOTEST AG (1995): Lötschberg Scheiteltunnel, Polmengo Sondierstollen, Feld- und Laboruntersuchungen an Bohrkernen, Bericht Nr. 95084.
- GEOTEST AG (1996): TBM-Vortrieb Druckstollen, Natursteinprüfung Zentraler Aaregranit, Prüfbericht Labor Nr. 96006.062.
- GERBER DR. (1992): Qualitätsanforderungen an Bahnschotter SBB. Nr. 92/3316.
- GEOLOGISCH-PALÄONTOLOGISCHES INSTITUT UNI BASEL (1992): Beobachtungen aus der TBM (TM 2104 - 2325; 5 Aufnahmen), M3/602 Bözbergtunnel - Oströhre.
- KANTONALEN AUTOBAHNAMT BERN, STRASSENBAULABOR (1993): Diverse Korngrössenverteilungskurven aus dem Tunnel Eggfluh (Umfahrung Grellingen).
- KANTONALEN AUTOBAHNAMT BERN, STRASSENBAULABOR (1989): Diverse Korngrössenverteilungskurven aus dem Sondierstollen der N16, Pierre-Pertuis.
- INGEMA (1993): Réutilisation de chips de tunnelier pour la galerie de l'aménagement hydro-électrique de Matamta, Maroc. Unvollständige Berichtsauszüge der Firma INGEMA
- INGENIEURGEMEINSCHAFT GOTTHARD BASISTUNNEL (1993): Betonzuschlagstoffe aus Tunnel-Ausbruchmaterial. Schweizerische Bundesbahnen Genraldirektion, Projektleitung AlpTransit Gotthard.
- PROJEKTL EITUNG GOTTHARD (1996): Gotthard Basistunnel, Prüfungssystem für Betonmischungen Nr. 96096.26-03.
- SCHNEIDER, DR AG (1994): Abschnitt Gotthard-Basistunnel Technischer Bericht - Geologie, Geotechnik und Hydrogeologie, Vorprojekt, Bericht-Nr. 425bg.
- SCHNEIDER, DR. AG (ohne Datum): Geologische Stollenaufnahmen «Entwurf», Sondiersystem Piora-Mulde Phase 1, Massstab 1:200, Sm 0-5200 m.
- SCHNEIDER, DR. AG (ohne Datum): Geologische Stollenaufnahmen «Entwurf», Erneuerung KW Amsteg, Bauilos 4: Druckstollen, Massstab 1:200, Stm 7005.79-3400 m.
- SCHWEIZERISCHE BUNDESBAHNEN, PROJEKTL EITUNG ALPTRANSIT (1995): Aufbereitungs- und Betonversuche von August 1994 bis März 1995. Schweizerische Bundesbahnen.
- SEITH, O. (1995): Spritzbeton und seine Eigenschaften - Spritzbeton bei hohen Temperaturen. IBETH-Forschungsprojekt, ETH Zürich.
- SIKA (1994): Ergebnisse über Beton - Laborversuche mit Zuschlägen aus Cleuson-Dixence. Ohne Nr.
- SIKA (1995): Betonversuche mit TBM-Ausbruchmaterial - Leventinagneis aufbereitet in Amsteg. Nr. A-9535.

NORMEN UND BESTIMMUNGEN

- AFNOR P 18-561 (1990): Granulats – mesure du coefficient d'aplatissement. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-301 (1990): Indice de forme. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-564 (1990): Granulats – déterminations du coefficient d'écoulement des sables. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-579 (1990): Granulats – essai d'abrasivité et de broyabilité. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-588 (1991): Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai accéléré sur mortier microbar. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-589 (1992): Réactivité potentielle de type alcali silice et alcali silicate – test cinétique-méthode chimique. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-590 (1993): Stabilité dimensionnelle en milieu alcalin – Essai accéléré sur mortier par autoclavage. Association Française de Normalisation, Paris.
- AFNOR P 18-573: Granulats – essai Los Angeles. Association Française de Normalisation, Paris.
- ASTM C131: Resistance to abrasion of small size coarse aggregate by use of the Los Angeles machine.
- BSI – BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1971): Recommendations for nondestructive methods of Test for concrete, Part 4 BS 4408.
- CEN/TC154/SC2/N153 (1994): Proposed draft for aggregates for concrete including those for use in roads and pavements. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- CEN/TG/07/A5 (1992): Method for determination of the resistance to fragmentation: Los Angeles-Test. Europäisches Komitee für Normung.
- CEN/TC/154/SC6: (1991) Draft method for determination of resistance to fragmentation: Los Angeles-Test. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- CEN/TC/154/SC6/N137E: (1991): Draft simplified method for description and petrography submitted to SC6 for approval in november 1991. Europäisches Komitee für Normung.
- DIN 4226 (1983): Zuschlag für Beton. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- ISRM Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests (1972): Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point load strength index. ISRM, Lisbon.
- ISRM (1978): Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 15.
- ISRM Commission on Testing Methods (1985): Suggested method for determining point load strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22.
- ÖNORM B3125: Prüfung von Naturstein und von anorganischen Baustoffen – Prüfung von Körnungen in der Los Angeles-Trommel. Österreichische Normierung.
- prEN 933-4 (1995): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 4: Bestimmung der Kornform. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- prEN 933-6 (1995): Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 6: Bestimmung der Kornform – Plattigkeitskennzahl. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- SBB (1993): Unterbau und Schotter – Vorschriften für Neubau und Erneuerung. SBB Baudirektion, R211.1, Bern.
- SIA 162/1 (1989): Betonbauten – Materialprüfung. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- UNI 8530/19a: Aggregati per confezione di calcestruzzi – determinazione della perdita di massa degli aggregati grossi. Italienische Normierung.
- VSS 670'120b: (1980) Kiessande für Fundationsschichten. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich.
- VSS 670'710d (1988): Sand, Kies, Splitt und Schotter für Beläge. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich.
- VSS 670'835b (1980): Mineralische Baustoffe, Los Angeles-Versuch. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Zürich.

ANHANG A: PROBENBESCHRIEB

Abkürzungen siehe Anhang F.
Kursiv: unbehandeltes Rohmaterial, normal: gebrochene, gewaschene Aggregate

Fraktion [mm]	nicht Kub. Komp.	Fl	ISS0	L.A.	BR	ABR	Petro. unge. Komp. 0/4 [Stück-%]	Bemerkungen	Mineralogie [Vol.-%] (Korngrösse in mm)	Gesteinstyp / Lithologie	Her- kunft	Probenbe- zeichnung
4/8	73	42	i: 3.3	31	41	10	-	-	-	hellbrauner bis gelblicher, mikritischer Kalk mit schwacher Textur; Geissberg-Schicht (Malm)	Aarau	AAjkal415
4/8	-	30	L: 8.6	-	45	992	1.5	Qz undulös aus- löschend, relativ feinkörnig rekrystal- lisiert; ehem. Biotit vollständig chloritisiert	Qz: 20% (0.04-0.6) Al: 35% (0.1-0.8) Kf: 20% (0.2-1.8) Sz: 15% (0.01-0.04) Cl: 8% (0.04-0.2) Ez: 2% (0.04-0.08) Akz: Ap, Zi, Ka	hellgrünlicher serizitführender granitoider Gneis mit Lagen von Chlorit und Erzmineralien (Cholrit-Serizit-Gneis)	Amsteg	AM _{esgnab} De
8/16	-	38	R: 0.81	23	43	1012	2.1	(potenziell AAR- gefährdet)				
16/32	-	39	n:12									
4/8	57	28										
8/16	63	26										
16/32	65	26										
4/8	41	-	-	-	43	1014	-	stark heterogones Gemisch aus der migmatitischen Biotit- Serie des Altkristallins	4/8 8/16 16/26 (s%) 28 37 46	- hellgrauer migmatitischer, granitoider Fels, reich an Fsp.; kaum ausgeprägte Paralleltex.	Amsteg	AM _{gneiab} De
8/16	50		stark hetero- genes Material	24	44	1095			24 21 20	- helle, feinkörnige aplitische Gesteine z.T. mit Einschlüssen von granitoiden Partien		
16/32	50								22 17 19	- dunkler, fein- bis mittel- körniger Hornblendeschiefer		
									18 23 14	- feinkörniger Cl-Sz-Schiefer		
									5 1 1	- migmatitischer Biotitgneis		
									1 1 0	- feinkörn. Aktinolithschiefer		
									2 0 0	- (Glimmergn. Fremdgestein)		
4/8	30	13	i: 8.8	34	64	1353	-	Qz undulös aus- löschend mit Sub- kornbildung längs den Korngrenzen	Qz: 30% (0.1-4.0) Kf: 35% (0.8-3.6) Al: 22% (0.6-2.0) Bi: 5% (0.1-1.0) Cl: 2% (0.04-0.12) Akz: Ap, Ep, Ti,Sz, op	massiger Granit mit porphyro- klastischem Gefüge aus Kf und Mikroklin - Einsprenglingen. Grundmasse aus Qz, Al	Amsteg	AM _{granab} De
8/16	42	17	R: 0.78	30	64	1348						
16/32	45	15	n: 22									
			i:7.4	37	73	1427						
			R: 0.81	34	72	1442						
			n: 24									

Frak- tion [mm]	nicht Kub. Komp.	FI	ISSO	L.A.	BR	ABR	Petro. unge. Komp. 0/4 [Stück-%]	Bemerkungen	Mineralogie [Vol.-%] (Korngrösse in mm)	Gesteinstyp / Lithologie	Her- kunft	Probenbe- zeichnung
4/8 8/16 16/32	- 78 75 79	78 75 79	i: 7.2 R: 0.86 n: 29	22	37	1273	-		Qz: 15% Kf: 15% Pl: 45% Gl: 15% Cl: 2% div. Akz.	dunkelroter, porphyrischer Granodiorit, mit bis zu cm- grossen Kf.	Äspö (Schwe- den)	ÄS _{dior} 3483
4/8 8/16 16/32	72 76 -	33 43 57	i: 5.4 R: 0.81 n: 19	46	64	811	-	Pl zu Karbonat, Bi zu Cl und Sz umgewandelt, Risse im Qz	Qz: 25% (0.04-4.0) Fsp: 30% (0.04-2.0) Bi: 5% (0.1-0.8) Matrix: 40% Akz: Ti, Zi	rötlicher Quarzporphyr mit groben Einsprenglingen aus Qz, Fsp und Bi	Bozen (Italien)	BO _{qzpoab} De
4/8 8/16 16/32	76 87 97	46 55 66	i: 5.3	33	54	22	-	(Geissberg-Schichten)	Cc: 90% (div) Qz: 8% (0.02-0.1) Gk: 1% (0.04-0.08) Akz. Op (0.04-0.4)	hellbeiger, feinkörniger Mikrit mit einzelnen z.T. verkieselten Fossilbruchstücken (Crinoiden), detritischem Qz und Gl	Bözberg	BÖ _{jkal} 2273
-	-	-	li: 2.7 R: 0.83 n: 21	39	76	657	-	Qz, leicht undulös auslöschend; Krenulations- schieferung (Altkristallin der Bernhard-Decke)	Sz: 40% (0.12-0.8) Qz: 20% (0.2-0.6) Cl: 15% (0.08-0.2) Ka: 8% (0.1-0.6) Kf: 8% (0.3-1.4) Ep: 5% (0.12-1.0) Op: 4% (0.02-0.3) Tu: akz. (0.06-0.2)	grau-grünlicher, stark paralleltexturierter Serizit- (Muskowit)-Gneis mit idiomorphem Epidot und Schlieren aus rekr. Qz.; einzelnen Fsp-Blasten.	Cleuson Dixence	CD _{esgnab} De
4/8 8/16 16/32	54 70 81	30 27 24	Li: 2.5 R: 0.85 n: 22	35	52	216	-	(Dachschiefer)	-	beig.-schwarzer, kalkig-toniger feinkörniger Kalkschiefer. z.T. verschiefert und mit Cc- Adern, detritischer Qz u. Cl.	Frutigen	FR _{amkkab} De
4/8 8/16 16/32	85 90 96	53 64 77	Li: 2.5 R: 0.63 n: 19	39	54	16	-	Neubildung von Do, Qz undulös aus- löschend, opake Min. entlang Drucklösungs- flächen	Cc: 95% (div) Do: 3% (0.04-0.2) Py: 2% (0.04-0.12) Qz: akz (0.02-0.04)	dunkelgrauer, mikritischer Kalkstein mit schieferungs- parallelen Drucklösungs- flächen. (Zementstein-Schichten; Öhrlimer gel)	Kander- steg	KA _{amkkab} De

Abkürzungen siehe Anhang F.

Kursiv: unbehandeltes Rohmaterial. normal: gebrochene, gewaschene Aggregate

Fraktion [mm]	nicht Kub. Komp.	Fl	ISSO	L.A.	BR	ABR	Petro. unge. Komp. 0/4 [Stück-%]	Bemerkungen	Mineralogie [Vol.-%] (Korngrösse in mm)	Gesteinstyp / Lithologie	Her- kunft	Probenbe- zeichnung
4/8	69	42	42	14.3	36	57	1010	-	Qz: 30% (0.2-1.6) Kf: 25% (0.2-1.6) Bi: 12% (0.04-1.6) Mu: 10% (0.06-1.6) Al: 10% (0.2-1.0) Si: 5% (0.08-0.8) Cl: 8% (0.04-0.2) Akz: Ap, Gr, Op	mittelkörniger Biotit-Muskowit -Gneis, z.T. mit Sillimanit und Lagen von Kf, rekristallisierter Qz und Al, Bi z.T. chloritisiert	Locarno	LO _{gneis} 4595
8/16	71	39	39	0.88								
16/32	76	41	41	n: 24								
4/8	97	54	54	3.7	51	83	1199	(Leventinagneis)	-	paralleltexturierter, quarz- reicher Gneis	Pol- mengo	PM _{leegn} 388
8/16	96	67	67	0.68								
16/32	97	78	78	n: 33								
-	-	-	-	3.1	46	79	1121	(Leventinagneis)	-	paralleltexturierter, quarz- reicher Gneis	Pol- mengo	PM _{leegn} 671
				0.73								
				n: 15								
-	-	-	-	3.9	41	74	1230	(Leventinagneis)		paralleltexturierter, quarz-reicher Gneis	Pol- mengo	PM _{leegn} 1457
				0.64								
				n: 8								
4/8	70	28	28	2.8	37	70	1225	(Leventinagneis)	Qz: 45% (0.1-0.6) Fsp: 40% (0.2-1.0) Mu: 9% (0.04-1.6) Bi: 3% (0.06-1.6) Cl: 1% (0.04-0.2) Gr: 1% (0.15-0.2) Op: 1% (0.1-0.6)	paralleltexturierter - gefällter, leicht flasiger, porphyrischer Augengneis	Pol- mengo	PM _{leegn} 1602
8/16	80	31	31	0.71	26	50	1252	5.3				
16/32	83	30	30	n: 18								
4/8	36	9	9									
8/16	35	12	12									
16/32	42	7	7									
4/8	33	14	14	-	-	72	1234	9.6	Qz: 45% (0.1-0.6) Mu: 9% (0.04-1.6) Bi: 6% (0.06-1.6) Cl: 1% (0.04-0.2) Ap: 1% (0.15-0.2) Op: 3% (0.1-0.6)	leicht flasiger, porphyrischer Augengneis	Pol- mengo	PM _{leegn} 2600
8/16	51	26	26		-	55	1226	9.8				
16/32	75	46	46									

Fraktion [mm]	nicht Kub. Komp.	FI	ISSO	L.A.	BR	ABR	Petro. unge. Komp. 0/4 [Stück-%]	Bemerkungen	Mineralogie [Vol.-%] (Korngrösse in mm)	Gesteinstyp / Lithologie	Her- kunft	Probenbe- zeichnung
4/8	63	38	4.5	44	84	985	30.0	(Lucomagnogneis)	Qz: 40% (0.2-1.0) Fsp: 35% (0.1-0.5) Mu: 13% (0.1-0.4) Bi: 9% (0.1-0.3) Cl: 1% (0.1-0.2) div: 2%	feinkörniger, gefältelter Glimmergneis bis -schiefer	Pol- mengo	PMlugn3100
8/16	72	50	0.75	41	78	995	17.1					
16/32	79	69	n: 11									
4/8	39	11	ll: 2.7									
8/16	43	12	0.78									
16/32	45	16	n: 8									
4/8	65	34	4.5	36	72	1063	33.5	(Lucomagnogneis)	Qz: 35% (0.1-1.5) Fsp: 35% (0.1-0.4) Bi: 20% (0.2-2.5) Cl: 5% (0.1-0.3) Am: 2% (0.8-1.0) div: 3%	feinkörniger, stark gefältelter Glimmergneis bis -schiefer	Pol- mengo	PMlugn3930
8/16	85	47	0.66	44	63	1055	24.6					
16/32	85	46	n: 20									
4/8	33	16										
8/16	27	18										
16/32	31	25										
4/8	78	36	3.5	39	73	1064		Qz rekristallisiert und undulös auslöschend	Qz: 35% (0.06-0.4) Kf: 30% (0.2-2.4) Al: 15% (0.1-0.4) Mu: 15% (0.06-0.6) Se: 5% (0.02-0.08) Ka: akz (0.1-0.4)	muskovitführender, leicht augiger Gneis mit Kf-Klasten in Grundmasse aus Qz, Al, Mu	Randa	RAgnei1983
8/16	84	40	0.72									
16/32	88	62	n: 28									
4/8	79	46	3.0	29	43	23		Drucklösungs- flächen	Cc: 93% (div) Qz: 3% (0.02-0.1) Gk: 2% (0.04-0.2) div: 2%	fossilreicher Kalkstein mit zahlreichen Nummuliten und Assilinen, wenig Glaukonit und autigenem Qz	Sach- seln	SAaakal2670
8/16	82	52	0.68	23	37	25						
16/32	84	53	n: 33									
4/8	27	13										
8/16	31	13										
16/32	21	90										
4/8	62	33	9.4	31	44	8		-	-	hellbeiger, feinkörniger und massiger Mikrit	Sonce- boz	SZjkalabDe
8/16	69	37	0.90	28	40	3						
16/32	69	55	n: 16									

ANHANG B

KURZBESCHRIEB DER BEPROBTEN UNTERTAGEBAUTEN

Es folgt ein Kurzebeschrieb der Untertageprojekte, aus welchen die Materialproben stammen. Die Gesteinsproben werden makroskopisch beschrieben und lithologisch klassifiziert. Gemäss ihrer Provenienz lassen sich die entnommenen Proben geologisch in folgende Gesteinstypen unterteilen:

Alpine Kalke und Mergelkalke

FR, Frutigen: Das Fräsmaterial stammt aus dem Sondierstollen Lötschberg (NEAT) bei Frutigen. Der Sondierstollen (SOST) verläuft in einem Abstand von rund 30 m zur projektierten Achse des Basistunnels und wird bis zu einer Länge von 9390 m maschinell aufgefahren. Im Einsatz stand eine offene Hartgesteins-TBM der Firma Robbins Europe AB vom Typ 1610-279. Der Bohrkopf hat einen Durchmesser von 5.0 m mit einer Überbohrvorrichtung auf 5.2 m. Gesteinsproben für Labor- und Betonversuche wurden ab Deponie entnommen und sind in der Anfangsphase des Vortriebs (TM: 100 – 1500) anzusiedeln. Beim Material handelt es sich mehrheitlich (>97%) um einen hellbeigen bis schwarzen, kalkig-tonigen und feinkörnigen Kalkschiefer (Dachschiefer) aus der tertiären Tavayannaz-Serie. Das Gestein ist stark verschiefert und von calcitischen Adern und Adernetzen durchsetzt. Neben dem hohen Calcit- und Tonanteil treten untergeordnet Schichtsilikate (u.a. Chlorit) und detritischer Quarz auf. Ein grünlicher, fein- bis mittelkörniger Sandstein des Typs Tavayannaz-Sandstein ist nur in kleinen Mengen vorhanden (<3%). Das Schichtfallen verläuft in dieser Zone mehrheitlich parallel zur Stollenachse. Es wird erwartet, dass die gesamte Felsstrecke zu rund je 50% aus stark mergeligen Gesteinen respektive aus Sandsteinen und Kalken besteht.

KA, Kandersteg: Das Bohrgut stammte aus einem militärischen Untertagebau aus dem Raum Kandersteg, über welchen leider keine näheren Angaben gemacht werden dürfen. Das TBM-Ausbruchmaterial (Typ Robbins 1610/279, Durchmesser 5.03 bis 5.23 m) wurde zwecks Beton- und Laborversuchen einem Zwischendepot entnommen. Das Gestein besteht aus einem vorwiegend massigen, leicht mergeligen Kalk von dunkelgrauer Farbe. Auffallend ist der stark abfärbende, feine Graphitstaub. Unregelmässig verlaufende Quarz- und Calcitadern durchziehen den mikritischen Kalk. Das Gestein kann lithologisch den Zementsteinschichten und Öhrli-mergeln bis -kalken der Doldenhorn-Decke (untere

Kreide: Berriasien – Valanginien) zugeordnet werden. SA, Sachseln: Der 5151 m lange Tunnel Sachseln wurde in Fortsetzung der bestehenden Autobahn A8 gebohrt. Beide Portale wurden im Tagbau (221 m) erstellt. Vorgängig wurde ein Pilotstollen von 3.70 m Durchmesser mechanisch aufgefahren (Wirth TBII 300/360 H). Der Hauptausbruch erfolgte mit einer Vollschnitt-Schildmaschine (Typ Robbins 352/128, Durchmesser 11.77 m) deren Durchmesser für diesen Einsatz von 11.52 m auf 11.77 m vergrössert wurde. Rund 85% der Tunnelstrecke liegt gemäss SCHEIFELE et al. (1994) im Mergelschiefer (hauptsächlich Amdener Mergel, daneben Globigerinenmergel und südhelvetischer Flysch). Gegen 9% entsprechen dem Habkern-Mélange und weiteren «Wildflysch»-Typen. Das Fräsmaterial wurde grösstenteils zur Rekultivierung der für das Projekt ausgebeuteten Kiesgruben verwendet. Nur gerade 6% des Ausbruchmaterials besteht aus massigen Kalken und Sandsteinen. Aus diesem Bereich (TM2670) wurden Materialproben für Labor-, Aufbereitungs- und Betonversuche entnommen. Das Gestein gehört lithologisch der tertiären (Lutétien) Bürgen-Formation an und besteht aus einem massigen, grünlich-grauen und leicht sandigen, glaukonitführenden Kalk, reich an Assilinen und Nummuliten. Gegenüber der Tunnelachse fallen die Bürgen-Schichten mit rund 65° ein.

Jurakalke

AA, Aarau: Im Rahmen des Konzeptes Bahn 2000 entstand südseitig zum 1858 erstellten 466 m langen Bahntunnel ein zweiter Stadttunnel mit einer Länge von 522 m. Davon wurden 61 m im Rohrschirm- und 29 m im Jettingverfahren vorangetrieben. Die Felsstrecke wurde mit einer Teilschnittmaschine vom Typ ET250 Atlas Copco- Eickhoff mit Querkopf gefräst. Die Probenentnahmestelle lag bei TM415 und zwar im Sohlenbereich. Das Gestein ist ein hellbrauner bis gelblicher, mikritischer Kalk. Stellenweise ist eine schwache Textur zu beobachten, die als Folge von Bioturbation als Schichtung oder in Form von \pm parallel verlaufenden Stylolithen vorliegt. Diese Kalke gehören den Geissberg-schichten des Malms an (unteres Sequan).

BÖ, Bözberg: Die Verbindung der Autobahnstrecke A3 vom Fricktal ins Aaretal wird durch zwei rund 3.7 km lange Tunnelröhren hergestellt. Davon wird die Weströhre mit 2522.5 m und die Oströhre mit 3579 m bergmännisch aufgefahren. Die restlichen Strecken

werden im Tagbau erstellt. Beginnend im Südosten wurde zuerst die mit rund 40° gegen Süden einfallende und zum Teil verschuppte Triasserie des Kettenjuras (rund 750 m) durchstossen, welche aus Kalken und Dolomiten des Muschelkalkes (Trigonodusdolomit, Hauptmuschelkalk) besteht (HAUBER, 1994). Dabei wurden auch Mergel und Evaporite der Anhydritgruppe angetroffen. Der Übergang zum Tafeljura besteht vor allem aus gefalteten, mergeligen Kalken des Malms (Effingerschichten) gefolgt von der Molasse (Mergel, Nagelfluhbänke, Sandstein), die den Kern der Synklijalen bilden. Die anschliessend flach gegen Süden einfallenden Sedimente des Tafeljuras (Malmkalke der Geissberg- bis Wangener-Schichten, gefolgt von mergelig-kalkigen Effingerschichten), wurden auf einer Strecke von rund 300 m schleifend angefahren. Im Einsatz stand eine Schildmaschine von Herrenknecht-Robbins mit einem maximalen Bohrdurchmesser von 11.93 m. Laut Angaben von Herrn Herzog (Baudepartement Kt. Aargau) sind rund 150'000–200'000 m³ der Malmkalke der Weiterverwertung zugeführt worden. So verwendete man rund 60'000 m³ als Verschleisschicht für Güterstrassen und Waldwege. Eine Abnahme der Effingerschichten durch die Zementindustrie musste nach rund 10'000 m³ auf Grund der entstandenen Transportemissionen eingestellt werden. Weiter sind 30'000–50'000 m³ Opalinuston als Deponieabdichtung für die Schlackendeponie der Kehrichtsverbrennungsanlage Buchs benutzt worden. Grosse Mengen an Ausbruchmaterial setzte man zudem als Auffüllmaterial von Steinbrüchen und Kiesgruben oder als Foundationsschicht ein. Unsere Gesteinsproben wurden in der Oströhre bei der Abwurfstelle des Förderbandes in den Schutterwagen auf dem TBM-Nachläufer entnommen (TM2273). Es handelt sich mehrheitlich (≈70%) um einen feinkörnigen, massigen Mikrit von hellbeiger Farbe. Daneben sind bräunliche, leicht mergelige Kalke vorhanden. Das Gestein gehört – wie die Probe aus Aarau – zu den Geissbergschichten des Malms. Gemäss Beobachtungen von Dr. Diebold (FM: GEOLOGISCH-PALÄONTOLOGISCHES INSTITUT UNI BASEL, 1992) ist die Schichtung im Bereich der entnommenen Proben undeutlich ausgeprägt und verläuft subhorizontal. Der Fels ist vereinzelt zerklüftet und fällt mit 30–40° gegen S ein.

GR, Grellingen: Der Eggflue-Tunnel ist Bestandteil der Jurastrasse J18, welche La Chaux-de-Fonds mit Basel verbindet. Der 2790 m lange, von West nach Ost verlaufende Tunnel bildet die Ortsumfahrung von Grellingen und hat einen Durchmesser von ca. 10 m (Zweispurtunnelröhre). Zu Beginn der Fräsarbeiten (1991) stand eine Teilschnittmaschine vom Typ ET250 Atlas Copco-Eickhoff im Einsatz. Diese wurde anfangs 1992 durch eine ET450 ausgetauscht, die nach Bedarf mit Quer- oder Längskopf ausgestattet war. Der Tunnel durchstösst meist leicht nach W einfallende Dogger- und Malmsedimente. Rund 63% der Tunnelstrecke bestehen aus harten Kalken (σ_D : 85–142 MPa; Rauracien-Korallenkalke 4%; Hauptroggenstein-oolithische Kalke

18%; «Unterer Dogger»-sandige Mergelkalke 34%). In der restlichen Strecke wurden vorwiegend weiche Mergel und mergelige Kalke angefahren (σ_D : 5–60 MPa; Abfolge Liesberg- bis Variansschichten). Von diesem Projekt sind selber keine Proben entnommen worden. Diverse Korngrössenanalysen und Kornachsenausmessungen stellten uns freundlicherweise Dr. Giudicetti und Herr Zwahlen vom KANTONALEN AUTOBAHNAMT BERN (1993) zur Verfügung.

SZ, Sonceboz: Im Rahmen der Autobahnverlängerung A16 (Transjurane) sind zwischen la Heutte und Tavannes diverse Untertagebauten in Angriff genommen worden. Das Kernstück in diesem Bereich ist der 2090 m lange, doppelröhrige Tunnel Pierre-Pertuis, der im konventionellen Sprengvortrieb durchstossen wurde. Zuerst fräste man einen Pilotstollen mit einer TBM vom Typ Wirth TBII 300/306E (Durchmesser 3.60 m). Es handelt sich bei den Gesteinen vorwiegend um Kalke und Mergel der Twannbach-Formation (Portlandien), Reuchenette-Formation (Kimmeridgien), Verenaschichten (oberes Sequan), Humeralis-Schichten (mittleres Sequan) und Natica-Schichten (unteres Sequan). Von dem angefallenen Ausbruchmaterial (rund 3 Mio. m³) ist rund ein Drittel für die eigene Herstellung von Betonzuschlägen verwendet worden. Ein weiteres Drittel übernahm die Zementindustrie. Das untersuchte Probenmaterial wurde ab Deponie entnommen. Dabei handelt es sich um einen hellbeigen, sehr feinkörnigen und massigen, mikritischen Kalk.

Magmatische Gesteine

ÄS, Äspö: Die Ortschaft liegt im Süden Schwedens in der Nähe von Oskarshamn ist Standort einer Atomkraftwerkanlage. Hier entsteht ein Hartgesteinslaboratorium der SKB (Svensk Kärnbränslehantering AB), der staatlichen Atomenergie und -entsorgungsabteilung. Die rund 2.6 km lange, spiralförmig verlaufende Tunnelstrecke (bis zur Kote -345 m) und der folgende, gradlinig verlaufende Abschnitt (Kote -345 m bis rund -430 m) wurden im konventionellen Sprengvortrieb erstellt. Um ein möglichst schonendes Ausbrechen des Felsens zu garantieren, wurde anschliessend die als Felslabor dienende Untersuchungsstrecke von rund 420 m Länge (bis zur Kote -450 m) mit einer offenen TBM (Robbins Jarva MK 15-1680/5.0) mit 5.0 m Bohrdurchmesser angefahren. In diesem Abschnitt fanden TBM-Versuche mit vergrösserten Schneidrollenabständen statt (Kap. 5.2). Der angetroffene Fels (TM3483) ist ein dunkelroter, porphyrischer Granodiorit (Smalands Granite) mit bis zu cm-grossen Kalifeldspäten. Das Gestein besteht vorwiegend aus Plagioklas, Kalifeldspat, Quarz und Biotit.

BO, Bozen: Die Modernisierung der Bahnstrecke zwischen Verona und Innsbruck durch den Brenner führt zu einer Anzahl neuer Tunnelbauten. In der Nähe von Bolzano (Bozen), zwischen Cardano und Prato Tires wurde in

den Jahren 1991 bis 1992 ein 2878 m langer Pilotstollen mit einer offenen TBM (Atlas Copco Jarva MK-12) vorangetrieben. Der Stollen befindet sich vollständig im bekannten Bozener Quarzporphyr. Die untersuchte Probe wurde ab Deponie entnommen. Es handelt sich um einen leicht rötlichen bis grünlichen, massigen rhyolitischen Ignimbrit. Neben der feinkörnigen Matrix besteht das Gestein aus bis zu cm-grossen Kristallen vor allem aus Quarz, Plagioklas und Alkalifeldspat. Der Plagioklas verwittert teilweise zu Karbonat. Untergeordnet tritt stark verwitterter Biotit in Form von Chlorit auf.

AM, Amsteg: Im Zuge der Massnahmen zur Förderung des öffentlichen Verkehrs wie Taktfahrplan, S-Bahn Zürich, Bahn 2000, NEAT oder vermehrten Huckepack-Verkehr, soll der steigende Energie- und Leistungsbedarf der SBB mittels Sanierung und Neubau der Kraftwerke Amsteg AG abgedeckt werden. Neben dem 1286 m langen Unterwasser-Ausgleichsstollen werden zahlreiche weitere Untertagebauten (Wasserschloss, Kavernenzentrale mit diversen Zuleitungsstollen) im konventionellen Sprengverfahren erstellt. Ein beachtlicher Teil des gesprengten Materials besteht aus dem sogenannten Erstfelder Gneis und aus Chlorit-Serizit-Gneis. Rund 200'000 t (Gesamtanfall rund 1.2 Mio. t) dieser Gesteine werden an Ort zu Betonzuschlägen aufbereitet. Der Rest – insbesondere Fräsmaterial – wird per Bahn in den Raum der Zentralschweiz abtransportiert und teilweise als Kiesersatzprodukte weiterverwertet. Bergseits zum bestehenden und weiterhin genutzten Druckstollen wird ein neuer, 7285 m langer Stollen mit einer offenen TBM (Robbins Jarva MK 15-1680/5.0) mit 5.0 m Bohrdurchmesser angefahren. Aus diesem Druckstollen «Pfaffensprung» wurden drei Materialproben für Aufbereitungs- und Betonversuche ab Deponie entnommen.

AM-gran, Aaregranit: Heller, mittel- bis grobkörniger, massiger Granit aus dem nördlichen Bereich des zentralen Aaregranites. Gemäss den Stollenaufnahmen von Herrn Meier (FM: DR. T. SCHNEIDER; ohne Datum) treten helle Granite des Guetli-Granits (Anfang Aaregranit) ab TM3584 auf. Das Gestein besteht hauptsächlich aus Quarz, Kalifeldspat und Plagioklas. Untergeordnet treten Schichtsilikate wie Biotit, Chlorit, Serizit auf. Das Gestein ist teilweise durch engständige, unterschiedlich orientierte Kluftsysteme durchtrennt (bis 3/m'). Nicht selten sind in diesem Gestein Niederbrüche und seitliche Abplatzungen (berg- und talseits) zu beobachten.

Metamorphe Gesteine

AM - csgn, Chlorit-Serizit-Gneis (bis Schiefer): Das grünlich-graue Gestein fällt durch seine feinkörnige Grundmasse auf. Der Texturierungsgrad zeigt ein stark variierendes Erscheinungsbild, so dass Gneise, Schiefer und Phyllite vorliegen. Im Feinsand konnten schwarze Graphitkomponenten beobachtet werden. Die Gesteinspro-

be kann der Startphase des TBM-Vortriebes zugeordnet werden. Gemäss den geologischen Aufnahmen von Herrn Visser (FM: DR. T. SCHNEIDER; ohne Datum) wurde in diesem Abschnitt ein Chlorit-Serizit-Schiefer mit vielen von Quarz und Chlorit gefüllten Zerrklüften angefahren. Die Kluftdichte beträgt 1-2 Klüfte pro 10m. Mit 60° bis 80° fällt die Schieferung steil zur Stollenachse ein. In diesem Bereich sind zudem verschiedene, subparallel zur Schieferung verlaufende, kataklastische Scherzonen (<10 cm) mit Graphitanreicherungen zu beobachten (1-3 Kataklastite pro 10 m). Firstablösungen fanden an dieser Strecke mit einer Ausnahme (TM6: Grösse 0.3m) keine statt.

AM-bign, Biotitgneis: Vor dem eigentlichen Aaregranit tritt ein sehr heterogener Gesteinskomplex auf, der aus Biotitgneis, Amphibolit und ehemaligen Sedimentgesteinen besteht (SCHINDLER, 1972; ABRECHT, 1994). Granitoide Intrusiva führten zu einer Migmatisierung der Biotitgneise und zu einer Verbreitung zahlreicher aplitischer und pegmatitischer Gänge. Weiter treten massige oder gebänderte Amphibolitschollen und ultrabasische Linsen auf. Die ab Deponie entnommene Gesteinsprobe besteht zu rund 40% aus einem hellgrauen, migmatitischen granitoiden Fels mit schwacher Paralleltexur. Der restliche Anteil besteht zu je rund 20% aus aplitischen Gesteinen, aus einem fein- bis mittelkörnigen Hornblendeschiefer und feinkörnigen Chlorit-Serizit-Schiefern. Der eigentliche migmatitische Biotitgneis tritt nur untergeordnet auf. Die entnommenen Proben sind gemäss den Aufzeichnungen von Dr. W. Schaad (FM: DR. T. SCHNEIDER; ohne Datum) dem Abschnitt TM2400 bis 3200 zu zuordnen.

CD, Cleuson-Dixence: Durch ergänzende Zuleitungs- und Druckstollensysteme sollen die Energiereserven des Stausees Grande Dixence optimal genutzt werden. Die Staumauer selbst wird nicht erhöht. Von einer neuen Wasserfassung in der Staumauer aus wird auf einer Gebirgshöhe von 2200 m ein zusätzlicher Zuleitungsstollen (Lots A et B) mit einer Länge von 15.85 km und einem Durchmesser von 5.60 bis 5.80 m maschinell angefahren. Von der anschliessenden Ausgleichskammer wird ein bis zu 68% einfallender Schrägschacht mit einer Gesamtlänge von 4.23 km teils konventionell, teils maschinell vorangetrieben. Die Höhendifferenz beträgt rund 1600 m (MEAN, 1994). Der weitaus grösste Teil der Untertagebauten befindet sich im Altkristallin der Bernhard-Decke, die in diesem Bereich vorwiegend aus Paragneisen, Schiefern und Phylliten mit Einschaltungen von Permo-Karbon besteht. Ein kurzer Teil kommt in die Zone «Sion Courmayeur» zu liegen (dolomitische Kalke, Sandsteine und Schiefer). Die untersuchten Proben stammen alle aus dem Zuleitungsstollen (Lots A et B), der gemäss SCHÄREN (1994) zu 60% aus massiven, sehr harten Prasiniten und Ovarditen, zu 30% aus harten Chlorit-Serizit-Schiefern und zu 10% aus massiven, sehr hartem Augengneis besteht. Da der Transport von Betonzuschlägen auf die Gebirgsbaustelle

einen hohen technischen und finanziellen Aufwand bedeutet hätte und basierend auf den geologischen Prognosen, war eine Aufbereitung des Fräsmaterials an Ort vorgesehen. Entgegen den Erwartungen ist ein grosser Teil der Prasinite und Chlorit-Serizit-Schiefer als weich bis mässig hart zu bezeichnen. Diese Ausgangslage ergab die Möglichkeit, zusammen mit der Bauleitung ein geeignetes Prüfverfahren zu entwickeln, welches eine Trennung von geeigneten respektive ungeeigneten Materialien erlaubt (Kapitel 8).

LO, Locarno: Zur Umfahrung der Agglomeration von Minusio, Muralto und Locarno wurde der 5515 m lange Strassentunnel Mappo-Moretina maschinell angefahren. Davon sind 654 m im Tagbau ausgeführt worden. Zuerst wurde ein Pilotstollen mit 4.50 m Durchmesser gefräst. Die Aufweitung erfolgte mit einer Wirth Hartgesteins-TBM (TBS 390/482) mit einem Durchmesser von 10.80 m. Zweiglimmergneise (rund 60%), helle Gneistypen (rund 30%) und Grünschiefer mit Amphibolit (10%) sind die wichtigsten Gesteinsarten, die angefahren wurden. Die Probe wurde bei TM4590 ab Förderband der Ausweitungs-TBM entnommen. Das Gestein, ein stark verschieferter, mittelkörniger Biotit-Muskowit-Gneis mit hellen Schlieren, fällt bergseits mit 75° gegen den Tunnel ein. Zudem treten in diesem Bereich Intrusionen von unregelmässig verlaufenden, pegmatitischen Gängen auf, die bis 50 cm breit sind. In diesem Tunnelabschnitt sind mehrere kataklastische Störungen mit einer Mächtigkeit bis zu 20 cm und mit unterschiedlicher Orientierung sichtbar. Die Kluftdichte beträgt gemäss den geologischen Aufnahmen des Büros Dr. BAUMER (FM: 1990) in diesem Intervall etwa 1 Kluft pro 1.2 m. Das Fräsmaterial untersuchte man hinsichtlich seiner Eignung als Schüttmaterial zur Hebung der Magadinoebene (PRELAZ-DROUX & MUSY 1991). Weiter wurden Verdichtungsversuche durch DESPOND & RECORDON (1993) durchgeführt. Im Rahmen der AlpTransit-Abklärungen sind ebenfalls diverse Beton- und Spritzbetonversuche mit aufbereiteten Aggregaten aus diesem Untertagebau durchgeführt worden (FM: INGENIEURGEMEINSCHAFT GOTTHARD BASISTUNNEL, 1993).

PM, Polmengo: Der im Rahmen der NEAT entstehende, 57 km lange Gotthard-Basistunnel ist das Kernstück der Neubaustrecke zwischen Arth-Goldau und Lugano. Die zwischen dem Gotthard-Massiv und der penninischen Gneiszone liegende Pioramulde birgt für den Tunnelbauer einige geologische Geheimnisse. Zur Vorerkundung der Geologie im Bereich der Pioramulde wird ein rund 5.5 km langer Sondierstollen von Polmengo (bei Faido) gegen Norden vorangetrieben. Der Stollen verläuft rund 300 m über dem Niveau des Gotthard-Basistunnels und hat eine Gebirgsüberlagerung von bis zu 1600 m. Im Einsatz stand eine offene TBM vom Typ Wirth TBS III 450/500E mit 5 m Durchmesser. Die Gesteinstypen können grob in zwei Hauptgruppen, den Leventina- und den Lucomagnogneis unterteilt werden.

PM-legn, Leventinagneis: Im groben Massstab kann der Leventinagneis als recht homogen bezeichnet werden. Im Kleinbereich treten hingegen zahlreiche Varietäten auf: lagig bis flaserig mit unterschiedlich vielen Feldspatäugen; mehr oder weniger glimmerreich; gleichkörnig bis porphyrisch; fein- bis grobkörnig. Dazwischen treten nicht selten helle quarzitisches Gänge und Linsen auf. Die Schieferung im Leventinagneis verläuft gegenüber dem Stollen mehr oder weniger subhorizontal. Neben den eigenen geologischen Aufzeichnungen, wurden Aufnahmen des Stollengeologen R. Volpers (FM: Dr. T. SCHNEIDER, ohne Datum) miteinbezogen. Laut seinen Angaben liegt der Übergang vom Leventina- zum Lucomagnogneis bei TM (=Sm) 2887. Der Leventinagneis wurde durch R. Volpers in fünf Gesteinstypen unterteilt:

Tabelle B1 Leventinagneis (TM0 - 2887), nach Gesteinstypen gemäss R. Volpers.

Gesteinstyp	Strecke in %
Leventinagneis porphyrisch	30
Leventinagneis gefaltet	30
Leventinagneis quarzreich	20
Leventinagneis laminar	15
Leventinagneis biotitreich	5

Zudem sind bei den Stollenaufnahmen Kakiritzonen festgestellt worden, so im Leventinagneis 18 Stück mit einer Mächtigkeit von 10 cm bis rund 3.5 m. Herr Volpers klassierte das anfallende Fräsmaterial gemäss seiner Stückigkeit in folgende Gruppen: feinkörnig (kleinstückig) ≤15 cm, mittelkörnig (mittelstückig) >15 bis ≤20 cm, grobkörnig (grobstückig) >20 cm. Aus dieser Einteilung geht hervor, dass 24% des gebohrten Leventinagneises kleinstückig anfällt. Infolge von Niederbrüchen und blockartigem Anfall von Felsbruchstücken an der Tunnelbrust sind weitere 24% und 35% als kleinstückig mit 10% respektive 20% grobstückigen Komponenten zu bezeichnen. Der Rest (17%) ist ebenfalls kleinstückig, aber vermischt mit 10% mittelstückigem Ausbruch aus Störungszonen. Der Anteil an Niederbrüchen entspricht für den Leventinagneis einer Gesamtstrecke von rund 27%. Die entnommenen Proben sind in Tabelle D2 zusammengestellt.

PM-lugn, Lucomagnogneis: Ab TM2887 erfolgt ein abrupter Übergang zum Lucomagnogneis, der zu Beginn mit rund 40° zur Stollenachse einfällt. Im Bereich TM5550 endet der Lucomagnogneis mit dem Übergang zu quarzitisches Gesteinen und einer Abfolge von serizitreichem Gneis / Schiefer / Phyllit bis zu kohäsionslosem Sand (Quarten-Serie). Anschliessend wurde der von ETTER (1992) prognostizierte Dolomit bei TM5595 angebohrt. Im Gegensatz zum Leventinagneis ist der Lucomagnogneis eher grobkörnig, stark verschert und weist einen deutlich höheren Glimmeranteil auf (Muskowit und

Tabelle B2: Probeentnahmen des Leventinagneises aus Polmengo (Stückigkeit: k = klein-, m = mittel-, g = grobstückig; Niederbruch: Mächtigkeit der Felsbruchstücke; ε = Winkel zwischen Stollenachse und Textur; h = Hauptschieferung; p = Primärschieferung).

Leventinagneis	Schieferung	TM	Stückigkeit	Niederbruch	Kluft pro m	ε	Bemerkung
mässiger Glimmergehalt, quarzreich	parallel	388	k +	kein	1	20°	TM: 387.8 –390.8 m
mässiger Glimmergehalt, quarzreich	gefaltet	671	10%g	0.5 m	2	0°	Quarzitlinse
mässiger Glimmergehalt, flaserig – porphyrisch	parallel	1457	k +	0.3 m	4	45°	Quarzitlinsen
mässiger Glimmergehalt, flaserig – porphyrisch	parallel-gewellt	1602	20%g	0.3–0.4 m	4	h20° p60°	TM: 1600.80 –1603.80 m
Sohle: Top Kakirit 0.5 m hell, Serizit-Muskovit-führend	parallel	2014	k	kein	2	8°	
mässiger Glimmergehalt, flaserig – porphyrisch	parallel-gewellt	2600	k + 10%m	kein	1–3	8°	

Serizit). Neben diesen Orthogneisen treten Paragneise bis Paraschiefer in verschiedenen Varietäten auf. Ähnlich dem Leventinagneis wurde auch der Lucomagnogneis in 8 Gesteinstypen unterteilt (Tab. D3). Die Angaben beziehen sich auf die Strecke TM2900 bis 5200.

Tabelle B3: Lucomagnogneis (TM 2887-5200) nach Gesteinstypen gemäss R. Volpers

Gesteinstyp	Strecke in %
Lucomagnogneis gefaltet	44
Lucomagnogneis porphyrisch	13
Lucomagnogneis laminar	7
Lucomagnogneis mesokrat	11
Hornblendegneis z.T. mit Amphibolitlagen	13
Amphibolit	6
Muskovit-(Serizit)-Gneis	3
Kakirit	3

Der Anteil an Niederbrüchen beträgt rund 37% der angefahrenen Strecke (bis TM5200). Das Fräsmaterial des Lucomagnogneises ist bis TM5400 gemäss Herrn Volpers zu 34% mittelstückig (15-20 cm) mit einem Anteil an 25% grobstückigen Komponenten (>20 cm). Die restlichen 66% wurden als fein- (≤15 cm) bis mittelstückig mit rund 5% grobstückigem Material klassiert. Die Probeentnahmestellen sind in Tabelle D4 aufgelistet.

RA, Randa: Nach dem spektakulären Felssturz in Randa (rund 30 Mio. m³) im Mattertal im Frühling 1991 wurde der Abfluss der Matter-Vispa stark eingeeengt (SCHINDLER et al., 1993). Um Überflutungen infolge Hochwasser zu verhindern, wurde ein Umleitungsstollen geplant. Der südliche Angriff erfolgte konventionell, der nördliche maschinell mit einer Doppelschild-TBM vom Typ Robbins, deren Durchmesser 3.82 m betrug. Von der gesamten Stollenstrecke (3860 m) wurden nach gewissen Startschwierigkeiten 2441 m maschinell angefahren. Im konventionellen Vortrieb wurden 1271 m vorangetrieben. Das angefahrne Gestein besteht aus hellem, leicht grünlichem Randagneis.

Tabelle B4: Probeentnahmen des Lucomagnogneises aus Polmengo (Stückigkeit: k = klein-, m = mittel-, g = grobstückig; Niederbruch: Mächtigkeit der Felsbruchstücke; ε = Winkel zwischen Stollenachse und Textur; A: Amphibolit).

Lucomagnogneis	Schieferung	TM	Stückigkeit	Niederbruch	Kluft pro m	ε	Bemerkung
Feinkörniger biotitreicher Gneis – Schiefer mit Quarzbänder	parallel-gewellt	3100	m + 25%g	kein	4	0°	Quarzitlinsen
Granat- und hornblendeführender Biotitgneis mit Quarzit u. Amphibollagen	parallel-gewellt	3930	k-m, + 5%g	0.2–0.5 m auf 10 m	0.5	84°	TM3920 – 3940 A und Quarzitlinsen

ANHANG C

MÖGLICHE PRÜFVERFAHREN BEZÜGLICH DER ALKALI-AGGREGAT-GEFÄHRDUNG VON BETONZUSCHLAGSTOFFEN

Mögliche Prüfverfahren zur Bestimmung der Alkali-Aggregat-Gefährdung der Betonzuschläge gemäss französischen AFNOR-Normen:

Alkalienbilanz

Die Alkalienbilanz wird in Na₂O-Äquivalenten angegeben: % Alkalien = %Na₂O + 0.658 · %K₂O (0.658: Molare Masse Na₂O/K₂O). Der Anteil an Na₂O und K₂O im ganzen Betongemisch darf einen gewissen Wert nicht überschreiten: Zement (inklusive Zusatzstoffe) + Aggregat + Zusatzmittel + Wasser < T_{mi} und T_{max}. T_{mi} ist definiert durch: 3.5 / (1+2·Sc) kg/m³ wobei Sc die Standardabweichung des Alkaligehaltenes im Zement (über die letzten 12 Monate bestimmt) darstellt. T_{max} ist auf 3.5 kg/m³ beschränkt. Diese Bestimmungsmethode setzt voraus, dass die Alkalienbilanzen des Zementes bekannt sind. Sind diese unbekannt wird T_{min} auf 3.0 kg/m³ und T_{max} auf 3.3 kg/m³ beschränkt.

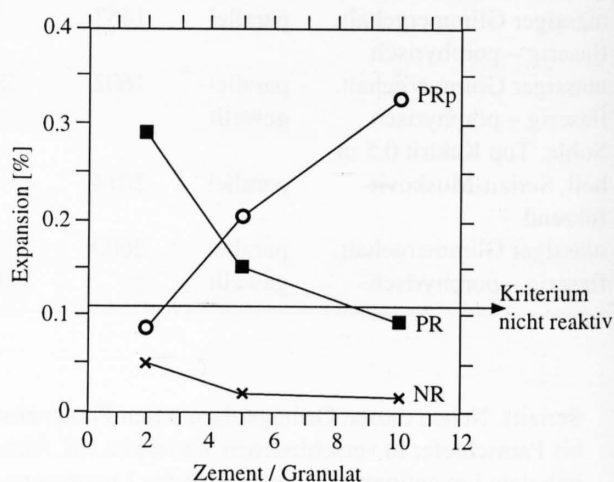
Potentielle Reaktivität der Aggregate

Das molare Verhältnis SiO₂/Na₂O wird bestimmt, indem das lösliche SiO₂ des zu prüfenden Gesteins als Fraktion 0/0.315 aufgemahlen und mit einer Natrium-Hydroxid-Lösung bei 80°C getränkt wird (AFNOR P18-589). Das Verhältnis SiO₂/Na₂O wird nach 24, 48 und 72 Stunden bestimmt. Die Ergebnisse lassen folgende Beurteilung der Probe in drei Bereiche zu (siehe Figur 7.25): nicht reaktiv (NR), potentiell reaktiv (PR) und potentiell reaktiv bei Pessimum (PRp).

Mikrobar-Mörtel Schnellprüfung

Dieser Versuch dauert ebenfalls drei Tage (AFNOR P18-588). Hierbei wird die Gesteinsprobe bis auf Fraktion 0.16/0.63 heruntergemahlen. Mit dieser Feinfraktion werden 3 Mörtelproben (1 x 1 x 4 cm) im Verhältnis Zement/Granulat: 2, 5 und 10 hergestellt. Die Proben werden vorab mit Wasserdampf besprüht und danach einer alkalischen Kur (10%-KOH) unterworfen. Nach drei Tagen wird die Expansion (in %) der Prüfkörper gemessen. Die Resultate sind in Figur C1 dargestellt.

In der Norm AFNOR P18-590 wird eine ähnliche Prüfung (Dauer drei Tage) an drei Mörtelproben durchgeführt die aber eine Grösse von 4 x 4 x 16 cm aufweisen. Die Sandfraktion 0.16/5 wird dabei mit einem alkalireichen Zement



Figur C1: Möglicher Ergebnisverlauf der Mikrobar-Mörtel-Prüfung (AFNOR P18-588). NR: nicht reaktiv; PR: potentiell reaktiv; PRp: potentiell reaktiv bei Pessimum.

vermischt. Aufbewahrt werden die Prüfkörper in ≥90% Luftfeuchtigkeit. Die letzten 5 Stunden verbringen die Proben bei 127°C und einem relativen Druck von 0.15 MPa. Als nicht reaktiv gelten die Mörtelproben, wenn die mittlere Expansion ≤0.15% beträgt.

Performance Test

Bei diesem Versuch werden mit der effektiv geplanten Rezeptur Betonwürfel (0/20) vorbereitet, denen ein gewisser Prozentsatz an Natriumhydroxid beigemischt wird. Der Zusatz an NaOH (d) wird folgendermassen bestimmt: $d = C [A_m(1 + 2 \cdot Sc) - A_{probe}]$ kg/m³ (C: Zementmenge; A_m: mittlerer Alkaligehalt des Zementes; Sc: Standardabweichung des Alkaligehaltes im Zement; A_{probe}: Alkaligehalt des Zementes, der für die Versuche verwendet wird). Die Zuschläge gelten als nicht reaktiv, wenn die Expansion in einem Zeitraum von 3 bis 5 Monaten <0.02% beträgt (3 Monate für Splitt bestehend aus Kalk, Sandstein, Quarzit; für Kies bestehend aus siliziumhaltigen Kalken, Silex, Cherts; 5 Monate für alle anderen Gesteinsarten). Der Performance Test kann auch an Prismen (7 x 28 cm) durchgeführt werden, die bei 60°C und 100% Luftfeuchtigkeit aufbewahrt werden. Die Messungen erfolgen bis zur achten Woche 1 x wöchentlich und danach im Abstand von 4 Wochen.

ANHANG D

BETONVERSUCHE

Ortsbeton:

Betontechnologische Kenngrößen von zwei jeweils ausgewogensten Betonrezepturen einer Laborserie. Das Mischungsverhältnis der Betonzuschläge betrug für die aufbereiteten (gege) und ungebrochenen gewaschenen Aggregate (ugge) in der Regel: 0/4: 32-35%; 4/8: 15-16%; 8/16: 16-17%, 16/maxKorn: 34-35% (Ausnahme AM_{gnei}abDe: 0/4: 46%; 4/8: 14%; 8/16: 18%; 16/32: 22%). Abkürzungen siehe Anhang F.

Rezeptur				Frischbeton				Festbeton					
Zu- schlag- stoff	Auf- berei- tung	Zu- schlag [kg/m³]	PC	W/Z []	HBV/ LP [in % des PC]	VM []	AM cm	LP Vol-%	fcw28d [N/mm²]	E-M28d	q _w g/m²h	FS []	Δm ₃₀ g/m²
PM _{legn} / lugn abDe	gege	1775	370	0.50	1.2/0.22	1.06	54	5.1	45.6	21300	13	1.8	800
	0/26	1735	365	0.48	1.2/0.23	1.08	47	5.0	50.4	23100	12	1.5	1000
PM _{legn} 1602	gege	1830	335	0.50	1.5/0.15	1.13	43	4.3	50.8	24600	8	1.6	30
	0/32	1770	330	0.55	1.5/0.20	1.15	39	5.2	45.2	23200	10	1.5	1100
	ugge	1770	350	0.50	1.5	1.04	36	1.2	44.6	21400	10	1.2	60
	0/32	1835		0.54	0-0.25	1.13	45	7.0	53.4	23400	15	1.4	1000
	roh	1575	350	0.52	1.5/0.25	1.51	–	9.4	28.5	17400	13	2.0	100
	0/32	1715	360	0.52	1.4/0.2	1.59	–	5.1	34.2	19500	15	1.8	300
PM _{legn} 388	roh	1585	375	0.60	1.5/0.2	1.21	43	5.4	35.3	16800	16	1.6	–
	0/32	1580	380	0.63	1.5/0.2	1.08	44	4.8	34.7	16300	–	1.5	200
PM _{lugn} 3100	gege	1780	375	0.50	1.2/0.2	1.18	39	4.5	40.3	19500	16	1.5	4300
	0/32	1780	365	0.51	1.2/0.2	1.16	39	5.1	39.7	19400	13	1.3	3800
	ugge	1730	390	0.50	1.2/0.2	1.21	32	4.7	36.7	18000	13	1.6	200
	0/32	1730	400	0.50	1.2/0.2	1.21	44	4.5	36.4	18500	17	1.2	8500
	roh	1640	380	0.65	1.2/0.2 1.	1.23	46	4.4	–	23600	22	1.6	1400
	0/32	1600	490	0.62	2/0.2	1.24	–	5.7	26.2	14700	24	1.5	300
PM _{lugn} 3930	gege	1800	370	0.50	1.2/0.2	1.16	40	5.0	41.3	16300	17	1.4	1200
	0/32	1800	360	0.51	1.2/0.2	1.11	42	6.2	42.2	16700	15	1.3	2900
	ugge	1770	390	0.50	1.2/0.22	1.18	37	5.4	37.5	17400	16	1.6	1200
	0/32	1720	390	0.50	1.2/0.23	1.14	43	5.5	40.0	18000	14	1.6	2400
	roh	1655	385	0.65	1.2/0.2	1.21	46	3.6	27.4	21800	29	1.3	3000
	0/32	1630	395	0.62	1.2/0.2	1.05	62	4.2	29.6	15400	21	1.3	400
AM _{cs} gn abDe	gege	1810	330	0.54	1.5/0.22	1.08	49	3.7	45.2	27100	8	1.5	900
	0/32	1730	375	0.45	1.0/0.25	1.13	47	7.5	44.8	27600	7	1.9	100
	ugge	1723	375	0.47	1.5/0.28	1.06	56	6.0	53.8	28500	8	1.5	100
	0/32	1750	375	0.45	1.0/0.25	1.14	42	6.9	48.8	28400	8	1.9	30
	roh	1735	385	0.52	1.5/0.35	1.33	34	3.8	40.4	25500	9	1.3	600
	0/32	1705	385	0.54	1.5/0.4	1.05	50	5.1	42.1	26900	10	1.5	3800
AM _{gnei} abDe	gege	1835	390	0.46	1.2/0.1	1.04	60	4.0	47.2	26900	6	1.8	500
	0/26	1800	380	0.44	1.2/0.1	1.05	54	5.3	46.4	26900	6	1.9	400
CD _{sgn} abDe	roh	1655	420	0.60	1.5/0.15	1.11	–	4.0	28.9	13600	18	1.4	3500
	0/32	1600	405	0.62	1.2/0.25	1.36	44	6.2	–	–	27	1.7	600

Rezeptur				Frischbeton				Festbeton					
Zu- schlag- stoff	Auf- berei- tung	Zu- schlag [kg/m ³]	PC	W/Z []	HBV/ LP [in % des PC]	VM []	AM cm	LP Vol-%	fcw28d [N/mm ²]	E-M28d	q _w g/m ² h	FS []	Δm ₃₀ g/m ²
SAakal	gege	1900	340	0.50	1.0/0.5	1.13	–	1.9	48.4	–	–	–	–
	0/22	1665	315	0.50	1.0/0.6	1.07	45	7.0	40.8	30500	6	2	70
	<i>roh</i>	1755	400	0.52	1.5/0.2	1.05	49	2.8	50.5	29300	9	1.2	2200
	<i>0/32</i>	1730	375	0.50	1.5/0.3	1.05	44	2.6	50.3	32400	7	1.5	1100
KAamkk abDe	<i>roh</i>	1825	385	0.50	1.0/0.8	1.15	–	1.3	38.0	31900	9	1.8	5500
	<i>0/32</i>	1865	395	0.45	1.5/0.8	1.13	–	1.2	42.6	36000	8	1.0	6700
FRamkk abDe	<i>ugge</i>	1765	380	0.50	1.4/0.24	1.25	33	3.9	32.8	18100	11	1.2	2100
	<i>0/32</i>	1730	375	0.52	1.4/0.25	1.14	44	4.5	29.8	16800	11	1.4	2500
	<i>roh</i>	1640	380	0.63	1.2/0.21	1.23	–	2.9	26.0	–	17	1.0	8100
	<i>0/32</i>	1610	395	0.61	1.4/0.24	1.14	42	3.3	25.1	14000	19	1.1	11600

Pumpeton:
 Betonkennwerte der Baustellenversuche im Sondierstollen Polmengo (POLM) und beim Aufbereitungs- und Betonwerk Sgrussa (SG) mit aufbereiteten TBM-Zuschlägen (gebrochen, gewaschen, klassiert). Als Vergleich zu den Baustellenversuchen sind jeweils die Kennwerte der Laborvorversuche aufgeführt (fett). Die Rezepturen stammen von der EMPA und vom Werk Sgrussa (SG/SG). Betonkennwerte wurden bestimmt an Kernen (Mittelwert aus fünf Kernen, Durchmesser 50mm) und Prismen (Einzelwerte). Ausser der Probe PM_{legn/lugnabDe} im Sondierstollen Polmengo wurden die restlichen Kennwerte an Proben nach dem Pumpvorgang bestimmt. PC: CEM I 52.5. Das Betonwerk Sgrussa benutzte ein anderes HBV- und LP-Produkt als die EMPA. Abkürzungen siehe Anhang F.

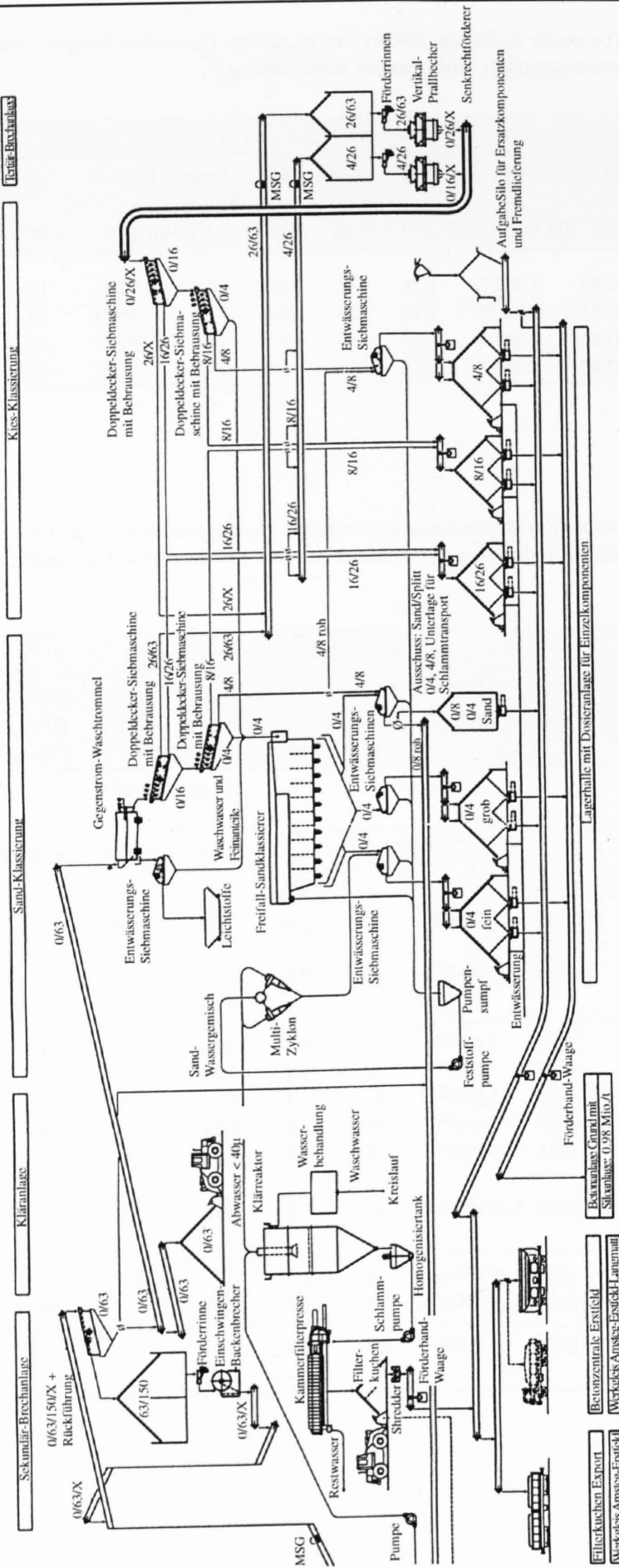
Rezeptur			Frischbeton				Festbeton					
TBM- Rohmaterial 0/26	Zu- schlag [kg/m³]	PC	W/Z []	HBV/ LP [in % des PC]	VM []	AM cm	LP Vol-%	fc(w) ^{28d} [N/mm²]	E-M ^{28d}	q _w g/m²h	FS []	Δm ₃₀ g/m²
PM _{legn/lugnabDe} (POLM/EMPA) Kerne Prismen Prismen Prismen (SG/SG) Prismen (SG/EMPA) Prismen	1720	370	0.51	1.2/0.2	1.10	44	7.7	29.0	14500	15	1.6	–
			0.53		1.08	59	3.9	29.7	17100	13	1.7	
								25.5	14600	19	1.6	
								32.3	18900	12	2.0	200
								34.1	19000	14	1.5	1000
								35.8	17800	11	1.7	600
	1750	350	0.59	1.7/0.029	1.09	42	3.0	35.0	19800	16	1.3	3400
		330	0.62	1.7/0.03	1.26	31	1.4	36.2	20800	14	1.3	4900
	1750	370	0.57	1.2/0.15	1.20	–	3.7	30.3	18400	13	2.0	300
Laborvorver- suche Prismen	1800 1800	370 360	0.50 0.51	1.2/0.2 1.2/0.2	1.16 1.11	40 42	5.0 6.2	41.3 42.2	16300 16700	17 15	1.4 1.3	1200 2900
AM _{gneiabDe} (SG/SG) Prismen (SG/EMPA) Prismen	1750	370	0.57	1.7/0.03	1.06	47	3.2	44.7	–	11	1.3	2300
												3200
	1750	370	0.55	1.2/0.15	1.08	46	5.5	37.0	22600	11	1.7	300
Laborvorver- suche Prismen	1835 1800	390 380	0.46 0.44	1.2/0.1 1.2/0.1	1.04 1.05	60 54	4.0 5.3	47.2 46.4	26900 26900	6 6	1.8 1.9	500 400

Pumpbeton:
 Betonkennwerte der von der EMPA (OLBRECHT & STUDER, 1995b) durchgeführten Baustellen-Pumpbetonversuche mit TBM-Rohmaterialien (PMlugn4600 wurde nicht gepumpt). Abkürzungen siehe Anhang F.

Rezeptur			Frischbeton					Festbeton				
TBM-Rohmaterial 0/32 bis 40)	Zu- schlag [kg/m³]	PC	W/Z []	HBV/ LP [in % des PC]	VM []	AM cm	LP Vol-%	fc28d (Kerne) [N/mm²]	E-M28d	q _w g/m²h	FS []	Δm30 g/m²
PMiegn388	1680	380	0.63	1.5/0.2	1.26	36	4.8	30.5	13500	19	1.6	3250
PMlugn4600	1630	385	0.61	1.5/0.25	1.14	34	2.4	37.1	17800	17	1.1	8400
KAamkkabDe	1660	380	0.66	1.2/0.4	1.13	39	3.3	34.4	19700	23	0.8	14500
FRamkkabDe	1610	390	0.67	1.4/0.3	1.25	37	3.8	23.9	11800	25	1.3	9100

Spritzbeton:
 Betonkennwerte der Spritzbetonversuche. (Zur Bestimmung der mittleren Haftzugfestigkeit wurden jeweils nur die Werte verwendet, die parallel zur Kontaktfläche Fels/Beton gebrochen sind. Der Felsuntergrund bestand aus Granitplatten.) Abkürzungen siehe Anhang F.

Rezeptur			Frischbeton					Festbeton				
Zuschlag- stoff	Auf- berei- tung	PC- Typ [kg/m³]	PC	W/Z MI oder P [% PC]	HBV/ BE	AM cm	LP Vol-%	fc28d (Kerne) [N/mm²]	Haft- zug [N/mm²]	DIN 1048 (*q _w)	Darcy cm/s	Roh- dichte kg/m³
SAakal	ugge	CEM I 42.5	350	-	-	-	-	60.8	(2.9) ^{fm}	(7) ^{qw}	8.7x10 ⁻⁹	2318
KAamkk abDe	ugge	CEM I 42.5	350	-	-	-	-	54.7	(2.9) ^{fm}	(8) ^{qw}	1.1x10 ⁻⁸	2336
PMiegn1602 (T: 16°C) (T: 60°C)	gege/ ugge	BTC	425	0.54	1.5/6.5 ^{BE}	39	2.6	53.5	(3.4) ^{fm} 2.0	12	-	-
	gege/ ugge	BTC	425	0.54	1.5/6.5 ^{BE}	39	2.6	47.4 53.1	(3.7) ^{fm} 1.9	17	-	-
PMiegnabDe	gege/ ugge	CEM I 42.5	450	0.52	1.0/5 ^{MI}	42	0.7	52.8	0.5	21	-	2262
				0.53	1.0/5 ^{MI}	42	0.8	48.0	1.4	19		2280
		CEMII 52.5	450	0.52	1.0/5 ^{BE}	40	1.1	53.5	0.4	17	-	2249
				0.49	1.0/5 ^{BE}	36	1.6	54.4	0.2	19		2261
		CEMII 52.5	450	0.51	1.0/5 ^{MI}	38	0.8	54.3	-	-	-	2270
PMlugn3100	gege/ ugge	CEMII 52.5	450	0.54	1.0/5 ^{BE} /0.8 ^P	42	1.2	56.1	0.4	22	-	2277
				0.57	1.0/5 ^{BE} /0.8 ^P	48	1.5	33.0	0.3	21	-	2281
Alluvialkies	rund	CEMII 52.5	450	0.50	1.0/5 ^{BE}	49	0.7	51.7	1.1	-	-	2888



Verfahrenstechnik für TBM-Ausbruchmaterial Aufbereitungsanlage Amsteg

Gezeichnet : AK Datum : 21.05.96
Geprüft : RW/JQ.W Datum : 21.05.96

Format : A3

Plan Nr. EBP-F045

Aktiengesellschaft für die Beratung,
Planung und Submission in der
Industrie Steine & Erden

Hasling 1
CH-6032 Emmen



ANHANG F: ABKÜRZUNGEN

Beton:
 AM: Ausbreitmass
 BE: Beschleuniger (Zusatzmittel)
 Darcy: Wasserdichtigkeitsprüfung nach Dary
 DIN 1048: Wassereindringtiefe
 Δm30: Frost-Tausalz-Beständigkeit
 E-M28d: Elastizitätsmodul nach 28 Tagen
 fc28d: Bohrkerndruckfestigkeit nach 28 Tagen
 fcw7d: Würfeldruckfestigkeit nach 7 Tagen
 fcw28d: Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
 fmw28d: Biegezugfestigkeit (Prismen) nach 28 T.
 FS: Frostbeständigkeit
 HBV: Hochleistungsverflüssiger (Zusatzmittel)
 LP: Luftporen (-Mittel) (Zusatzmittel)
 MI: Silicafume-Pulver (Zusatzstoff)
 P: Pumphilfe (Zusatzmittel)
 PC: Zement
 qw: Wasserleitfähigkeit
 VM: Verdichtungsmass
 W/Z: Wasser-Zement-Verhältnis

Fels und Aggregate:
 AAR: Alkali-Aggregat-Reaktion
 ASR: Alkali-Silikat-Reaktion
 abDe: ab Deponie
 Abpressrichtung zur Textur: ⊥ senkrecht;
 || parallel; i isotrop
 ABR: Abrasivitätsindex
 AK: AFNOR-Koeffizient (Kornform)
 BR: Brechbarkeits-Index (LCPC)
 Cerchar oder CAI: Abrasivitäts-Index
 ε: Winkel zwischen Stollenachse und
 Felstrennflächen
 FI: Plattigkeitsindex (Kornform)
 Iss0: Punktlast-Index
 L.A.: Los-Angeles-Index
 nicht kub. Komp oder NnkK: Anteil nicht kubischer
 Komponenten in Stück-% (Kornform)
 Petro. unge. Komp: Anteil petrographisch
 ungeeigneter Komponenten
 R: Rückprallwert (Schmidt'scher Hammer)
 σD: einachsige Druckfestigkeit
 σS: Spaltzugfestigkeit
 TM: Stollen- oder Tunnelmeter
 ∇: Winkel zwischen Abpressrichtung und
 Gesteintextur

Minerale:

Akz:	Akzessorische Minerale	Ep:	Epidot
		Ez:	Erz
Al:	Albit	Fsp:	Feldspat
Am:	Amphibol	Gk:	Glaukonit
Bi:	Biotit	Gl:	Glimmer
Cc:	Calcit	Gr:	Granat
Cl:	Chlorit	Ka:	Karbonat
Do:	Dolomit	Kf:	Kalifeldspat

Pl:	Plagioklas	Si:	Sillimanit
Qz:	Quarz	Sz:	Serizit
Mu:	Muskowit	Tu:	Turmalin
Op:	Opake Minerale		

Diverse:
 a: Jahr
 BP: Before Present
 FM: Firmenberichte (unveröffentlicht)
 L: Länge
 max.: Maximaler Wert
 min.: Minimaler Wert
 mi: Mittelwert
 md: Median
 n: Anzahl Proben
 R: Korrelationskoeffizient
 s%: Standardabweichung in %
 sd: Standardabweichung
 T: Temperatur
 VK: Variationskoeffizient
 Ø: Durchmesser

Aufbereitungsprozess:
 roh: kein Aufbereitungsprozess, Rohmaterial
 ugge: ungebrochen, gewaschen, ausgesiebt
 gege: gebrochen, gewaschen, ausgesiebt

Probenabkürzungen

Projekt- Abk.	Projekt	Gesteins- typ-Abk.	Gesteinstyp
AA	Aarau (SBB-Tunnel)	jkal	Malm-Kalk (Geissberg-Schicht)
AM	Amsteg (Druckstollen)	csgn gnei gran	Chlorit-Serizit-Gneis Biotitgneis Aaregranit
ÄS	Äspö (Schweden; Versuchsstollen)	dior	Äspö-Diorit
BI	Birchi (Autobahntunnel)	-	Molassesandstein
BO	Bozen (Bahntunnel)	qzpo	Quarzporphyr
BZ	Bözberg (Autobahntunnel)	jkal	Malm-Kalk (Geissberg-Schicht)
CD	Cleuson-Dixence (Wasserstollen)	pras csgn	Prasinit Chlorit-Serizit-Gneis
FR	Frutigen (Sondierstollen NEAT)	amkk	Kalkschiefer (Dachschiefer)
GR	Grellingen (Umfahrung)	jkal	Kalke und Mergel
KA	Kandersteg (Militär)	amkk	Mergelkalke
LO	Locarno (Umfahrung)	gnei	Glimmergneis
PM	Polmengo (Sondierstollen NEAT)	legn lugn	Leventinagneis Lucomagnogneis
RA	Randa (Wasser- umleitungsstollen)	gnei	Randagneis
SA	Sachseln (Umfahrung)	akal	Nummulitenkalk
SZ	Sonceboz (Autobahntunnel)	jkal	Kalk