

# **Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk**

**Résistance à la compression des granulats en vrac**

**Compressive Strength of Aggregates on the Stack**

**Mineralogisch-petrographisches Expertisenbüro, Malleray  
F. Röthlisberger, Dr. rer. nat. Mineraloge-Petrograph**

**ERTEC S.A., Le Mont-sur-Lausanne  
J.-L. Cuénoud, ing. dipl. EPFL  
L. Chastan, ing. Matériaux dipl. Polytech'Grenoble**

**SBB, Infrastruktur Ingenieurbau-Geotechnik, Bern  
J. Däppen, dipl. Ing. ETHZ  
E. Kurzen, Geotechn.**

**Forschungsauftrag VSS 1993/012 auf Antrag der  
Schweizerischen Verbandes der Strasse- und Verkehrsfachleuten (VSS)**

## INHALTSVERZEICHNIS

# Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk Résistance à la compression des granulats en vrac

Zusammenfassung .....	5
Résumé .....	6
Summary .....	7
<b>1 Einleitung.....</b>	<b>8</b>
1.1 Ausgangslage .....	8
1.2 Auftrag .....	8
1.3 Forschungsziel.....	8
1.4 Methodik.....	8
1.5 Begriffe .....	8
<b>2 Voraussetzung.....</b>	<b>9</b>
2.1 Historischer Rückblick.....	9
2.2 Grundgedanke der Prüfung .....	9
2.3 Prüfverfahren .....	9
2.4 Entwicklung des Verfahrens 1953 - 1993.....	10
<b>3 Bisherige Untersuchungen.....</b>	<b>14</b>
3.1 Bisherige Forschungsprojekte .....	14
3.2 Untersuchungen in Ostermundigen.....	14
3.3 Eignungsprüfungen von Gleisschotter .....	14
3.4 Untersuchungen von 1955.....	14
3.5 Los Angeles Prüfung.....	15
3.6 Schlagzertrümmerung.....	15
<b>4 Durchgeführte Untersuchungen.....</b>	<b>21</b>
4.1 Probenahme.....	21
4.2 Petrographie.....	21
4.3 Aussiebung .....	23
4.4 Einfluss der Kornform .....	23
<b>5 Interpretation der Resultate .....</b>	<b>26</b>
5.1 Wiederholbarkeit .....	26
5.2 Auswertung .....	27
5.3 Variationsbreite der Prüfung und Vergleich zur Gesteinshärte.....	31
5.4 Diskrete oder kontinuierliche Bewertungsmethode.....	31
<b>6 Schlussfolgerungen.....</b>	<b>31</b>
6.1 Aussagekraft der Druckfestigkeit am Haufwerk im Vergleich zu Los Angeles .....	31
6.2 Gleisschotter mit schärferen Anforderungen.....	32
6.3 Aussagekraft für andere Anwendungen.....	32
6.4 Dolomite – Grenzfälle bei den Festigkeitsprüfungen .....	33
6.5 Anpassung der Menge zu untersuchendes Gestein .....	34
6.6 Anpassung an der EN-Korngrößenverteilung und Siebreihe .....	34
6.7 Neue Definition für die Zertrümmerungsprüfung.....	34
6.8 Vereinfachung der Prüfung für Gleisschotter.....	34
6.9 Bleibende Einteilung der Schotterwerke .....	37

---

<b>7</b>	<b>Vorschlag für die Anpassung der SN 670 830 .....</b>	<b>38</b>
7.1	Generell .....	38
7.2	Änderungen an der Versuchsdurchführung .....	38
7.3	Änderung der Auswertungsmethode .....	38
7.4	Grenzwerte .....	38
7.5	Korrekturfaktor .....	38
7.6	Schotterklasse mit höheren Anforderungen .....	38
<b>8</b>	<b>Vorschläge für weitere Forschungen.....</b>	<b>39</b>
8.1	Korrelation mit der einaxialen Druckfestigkeit .....	39
8.2	Teststrecken SBB .....	39
8.3	Referenzmaterialien .....	39
8.4	Einfluss der Kubizität .....	39
<b>9</b>	<b>Schlussvermerk.....</b>	<b>39</b>
<b>10</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>Anhang.....</b>	<b>41</b>
11.1	Grafische Darstellung der Korngrößenverteilungen vor und nach der Prüfung .....	41
11.2	Siebdurchgänge vor und nach den Prüfungen .....	54

## Verzeichnis der Figuren

Abbildung 1: schematische Darstellung des Prüfgerätes .....	11
Diagramm 1: Auswertungsmethode 1963 bis 1989 .....	12
Diagramm 2: Auswertungsmethode ab 1990 .....	13
Diagramm 3: typische Korngrößenverteilung in einem Gleis .....	16
Diagramm 4: Beziehung zwischen Zertrümmerung und Anzahl Stopfungen im Stopfbereich .....	17
Diagramm 5: Untersuchungen 1990. ....	18
Diagramm 6: Untersuchungen 1955. ....	19
Diagramm 7: Beziehung Mohs'sche Härte zu LA-Koeffizient .....	20
Diagramm 8: Einfluss der Kornrundung auf die Resultate der Prüfung .....	25
Diagramm 9: Aussiebung bei 11.2 mm .....	28
Diagramm 10: Aussiebung bei 16 mm .....	29
Diagramm 11: Auswertung bei 22.4 mm.....	30
Diagramm 12: Korrelation zwischen Los Angeles und Druckfestigkeit am Haufwerk.....	35
Diagramm 13: Korrelation mit der approximativen einaxialen Druckfestigkeit. ....	36
Diagramm 14: Vergleich des neuen Grenzwertes für Schotterklasse 1 mit den Resultaten von früheren Eignungsprüfungen.....	37
Diagramm 15: Calcaire siliceux du Lias – Kieselkalk 2.....	44

## Zusammenfassung

Die Norm EN 13450 "Gesteinskörnungen für Gleisschotter" trat am 1.1.2005 in Kraft. Die bis anhin geltende Zertrümmerungsprüfung nach SN 670 830a ist in der EN 13450 nicht mehr vorgesehen. In der EN-Norm wird die Festigkeit des Schotters nur noch mittels Los Angeles Prüfung oder Schlagzertrümmerung gemessen.

Die SBB wollen an der bisherigen Zertrümmerungsprüfung in angepasster Form festhalten, weil sie am besten die Auswirkungen durch Einbau- und Stopfarbeiten des Schotters abbildet.

Mit Einführung der EN-Normen ist der Begriff "Zertrümmerung" besetzt und nicht mehr für ein nationales Verfahren verwendbar. Im Rahmen der vorliegenden Forschung wurde die Prüfung neu "Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk" definiert.

Die bestehende SN 670 830a ist wegen der neuen Siebeinteilung nicht mehr anwendbar. Die Siebeinteilung der EN 13450 erfordert eine Anpassung der bisherigen Prüfung.

Die Daten von früheren Forschungsarbeiten und Eignungsprüfungen wurden ausgewertet und anhand von 28 Proben wurden Versuche gefahren, um die Grundlagen für eine Überarbeitung der SN 670 830a bereitzustellen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Versuchsanordnung beibehalten werden kann. Eine vereinfachte Versuchsdurchführung mit Bestimmung der Feinanteile beim 22.4 mm Sieb wird vorgeschlagen. Dies entspricht der Definition des Verschmutzungsgrads gemäss ERRI und der maschinellen Schotterreinigung in situ.

Der Grenzwert für Schotter der Klasse 1 liegt bei maximal 43 Masse-%, für Schotter der Klasse 2 bei maximal 51 Masse-%. Ein Korrekturfaktor für Schotter mit deutlich abgenutzten Kanten wird empfohlen.

Die Resultate dieser Untersuchung zeigen, dass keine Korrelation zwischen Los-Angeles-Test und Druckfestigkeit am Haufwerk für harte Gesteinssorten auftritt und dass die beiden Prüfungen unterschiedliche Festigkeitseigenschaften der Gesteinskörnungen charakterisieren. Die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk ist aus diesen Gründen nötig, um Schotter aus harten Gesteinssorten aussagekräftig zu differenzieren und Fehlinterpretation auszuschliessen.

Anhaltspunkte für eine lineare Korrelation zwischen der Druckfestigkeit am Haufwerk und der einaxialen Druckfestigkeit am Fels wurden gefunden. In diesem Zusammenhang scheint der Anteil an harten Mineralien bei kompakten Gesteinen einen wichtigen Einflussparameter darzustellen.

Vorschläge für die Anpassung der Norm sind gemacht worden und die Aussagekraft der Methode für Schotterklassen mit schärferen Anforderungen konnte nachgewiesen werden. Der Versuch ist relativ einfach und die Prüfparameter sind einfach einzuhalten. Dadurch bleiben die Fehlerquellen gering.

Die Einführung von Referenzmaterialien für die Eichung der mechanischen Prüfverfahren wäre in diesem Zusammenhang eine sehr sinnvolle Ergänzung für den Los Angeles-Test und die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk.

Die potenzielle Entwicklung bei Strassenbaumaterialien wurde anhand von Vorversuchen an Splitten gezeigt.

## Résumé

La norme EN 13450 "granulats pour ballasts de voies ferrées" est entrée en vigueur le 1.1.2005. L'essai d'écrasement selon la norme SN 670 830a est resté en vigueur jusqu'à présent en Suisse pour les ballasts de voies ferrées. Cet essai n'existe pas dans l'EN 13450. La résistance à la fragmentation du ballast de voies ferrées est déterminée soit par l'essai Los Angeles soit par l'essai de résistance au choc.

Les CFF veulent maintenir cet essai sous une forme adaptée parce qu'il reflète au mieux les effets des travaux de mise en œuvre et d'entretien (bourrage) du ballast de voies ferrées.

La notion de "Zertrümmerung" en allemand étant déjà prise par les normes EN, il n'est plus possible de la conserver pour un procédé national. Il est donc nécessaire de modifier la nomenclature de la norme SN 670 830a. Dans le cadre de ce travail de recherche, l'essai d'écrasement est nouvellement défini "résistance à la compression des granulats en vrac" ou simplement "résistance à la compression en vrac".

La norme SN 670 830a n'est plus applicable à cause de la nouvelle division EN des tamis. La granulométrie de l'EN 13450 nécessite donc une adaptation de l'essai d'écrasement Z.

Les données de travaux de recherche précédents et d'essais de qualification du ballast ont été exploités. 28 essais supplémentaires ont été pratiqués sur des échantillons collectés en carrière dans le but de fournir les bases nécessaires à la révision de la norme SN 670 830a.

Les résultats indiquent que l'essai ne nécessite que peu de modifications et peut être conservé dans sa majeure partie. Une simplification de l'essai est proposée par la détermination des passants au tamis de 22.4 millimètres qui correspond à la définition du degré de pollution du ballast selon l'ERRI ainsi qu'au criblage par machine in situ.

La limite de tolérance proposée pour les passants à 22.4 mm est au maximum de 43 % massiques pour le ballast de classe 1 et de maximum 51 % massiques pour le ballast de classe 2. Un facteur de correction pour le ballast avec les arêtes manifestement émoussées est recommandé.

Les résultats de ces examens indiquent qu'aucune corrélation n'est présente entre l'essai Los Angeles et la résistance à la compression en vrac pour les ballasts composés de roches dures et que les deux examens caractérisent des qualités de résistance bien distinctes des granulats. Pour ces raisons, l'examen de la résistance à la compression en vrac du ballast s'avère nécessaire pour différencier les ballasts composés de roches dures de manière significative et éviter des interprétations éronnées.

Une corrélation linéaire entre la résistance à la compression en vrac et la résistance à la compression uniaxiale de la roche apparaît probable. La teneur en minéraux durs dans les roches compactes semble représenter un paramètre d'influence important.

Des propositions pour l'adaptation de la norme sont indiquées. La pertinence de la méthode pour les classes de ballast avec des exigences plus sévères a été démontrée. L'essai est relativement simple et les paramètres d'essai sont faciles à respecter, ce qui limite les sources d'erreur.

Il s'avère que l'introduction de matériaux de référence pour le calibrage des essais Los Angeles et de résistance à la compression des granulats en vrac serait très judicieux.

L'application potentielle aux matériaux de construction pour les routes a été montrée au moyen d'expériences préliminaires sur des échantillons de gravillons.

## Summary

The Standard EN 13450 "aggregates for railway ballast" has been in use in Switzerland since January 1, 2005. The Swiss Standard SN 670 830a (describing tests to determine crushing resistance of railway ballast) has been used until now in Switzerland for testing railway ballast. This testing method doesn't have any equivalent in the EN13450, where the resistance to fragmentation of railway ballast must be determined with the Los Angeles test method or with the resistance to impact method.

The Swiss Federal Railways would like to maintain and to adapt the Standard SN 670 830a to determine the crushing resistance of railway ballast because this is the best testing method to reflect the effects of tamping in the track and also represents the best method for assessing ballast aging in the track.

With the introduction of EN standards, the German notion "Zertrümmerung" is already in use and can no longer be applied to a national standard or testing method. Thus, it is necessary to modify the German name of SN 670 830a. In this research a new concept is defined as "Compressive Strength of Aggregates on the Stack" or simply "Compressive Strength on the Stack", which represents a better definition of this testing method.

The former standard SN 670 830a has to be adapted to the EN 13450 to take different sieves into account.

The results of previous research projects and data from former ballast examinations have been compiled. 28 additional tests were carried out on samples collected in quarries. The proposals for adapting the Swiss Standard SN 670 830a are based on this data.

The results show that the testing method can be maintained. A simplification of the measurement protocol is proposed by determining the percentage of mass passing through a 22.4 mm sieve. The percentage passing the 22.4 mm sieve is also the degree of undersize in the track according to the ERRI definition, which corresponds to the cleaning of ballast in the track by sieving machines.

The upper limits of tolerance proposed for the percentage passing through the 22.4 mm sieve are 43 for the ballast of class 1 and 51 for the ballast of class 2. An additional correction is recommended for railway ballast with significant rounded edges.

It is also shown that no correlation occurs for hard rocks between the Los Angeles Test and the compressive strength on the stack and that both testing methods characterize different properties of aggregates. For these reasons, the compressive strength on the stack is necessary to specify significant categories for railway ballast composed of hard rocks and thus it is possible to avoid misinterpretations based on the Los Angeles Coefficient alone.

A linear trend between the compressive strength on the stack and the uniaxial compressive strength of rocks is probable but the hard minerals content could represent an important parameter as well.

Proposals for upgrading the standard have been made and it is possible to classify railway ballast in a more precise manner. The testing method is relatively simple and easy to use with few sources of error.

The introduction of accepted reference material suitable for calibrating the Los Angeles testing method and the "Compressive Strength of Aggregates" on the Stack would be very judicious.

Possible applications for aggregates for road pavements was shown with preliminary experiments on fine and coarse aggregates.

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangslage

Die Norm EN 13450 "Gesteinskörnungen für Gleisschotter" [1] trat am 1.1.2005 in Kraft. Die bis anhin für die SBB geltende Zertrümmerungsprüfung nach SN 670 830a (1991) [2] ist in der EN 13450 nicht mehr vorgesehen. In der EN-Norm wird die Festigkeit des Schotters nur noch mittels Los Angeles Prüfung oder Schlagzertrümmerung gemessen.

Die SBB wollen aber im Rahmen der Qualifizierung von Schotterwerken an dieser Norm in angepasster Form festhalten, weil dieser Versuch am besten die Auswirkungen reflektiert, die durch die Einbau- und Stopfarbeiten des Schotters entstehen. Zu diesem Schluss kamen die SBB im Rahmen von eigenen Untersuchungen.

Die Zertrümmerungsprüfung galt bisher auch für Splitte. Zur Zeit ist diese Prüfung nicht mehr vorgesehen. Es ist sinnvoll im Rahmen der laufenden Untersuchungen die Aussagekraft dieser Prüfungsmethode für die Gesteinskörnungen für den Strassenbau zu überprüfen.

## 1.2 Auftrag

Der VSS beauftragte am 29. Juli 2005 Dr. F. Röthlisberger mit der Auswertung von bestehenden Daten und der Durchführung der notwendigen Versuche als Grundlage für die Überarbeitung der SN 670 830a.

## 1.3 Forschungsziel

- a. Nachweis der Notwendigkeit der Zertrümmerungsprüfung, um damit die Widerstandskraft des Gleisschotters gegen Stopfarbeiten charakterisieren zu können.
- b. Grundlage für die Überarbeitung der SN 670 830a "Zertrümmerungsprüfung"
- c. Überprüfung der Aussagekraft der Zertrümmerungsprüfung für die Gesteinskörnungen für den Strassenbau
- d. Grundlage für einen Antrag zur Ergänzung der EN 13450

## 1.4 Methodik

Folgendes Vorgehen wurde gewählt:

- a. Historischer Rückblick
- b. Zusammenstellung der bisherigen Daten
- c. Aktualisierung der Prüfung
- d. Interpretation der Resultate
- e. Auswirkungen für die Gesteinskörnungen für den Strassenbau
- f. Vorschlag für die Anpassung der SN 670 830a

## 1.5 Begriffe

Der Begriff "Zertrümmerungsprüfung" wurde mit der Norm SN 670830a eingeführt. In diesem Bericht gilt der Begriff "Zertrümmerungsprüfung" oder "Z-Wertprüfung" bis 2004. Mit Einführung der EN-Normen ist dieser Begriff "Zertrümmerung" besetzt und nicht mehr für ein nationales Verfahren verwendbar.

Im Rahmen der vorliegenden Forschung wurde die Prüfung neu "Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk" oder kurz "Druckfestigkeit am Haufwerk" definiert.

Der neue Begriff "Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk" beschreibt am besten den Aufbau der Prüfung. Mit diesem Verfahren wird die Bestimmung der Widerstandsfähigkeit eines genormten Haufwerkes einer genormten Gesteinskörnung gegen Druckbeanspruchung ermittelt und gegen Verdichtung gemessen.

## **2 Voraussetzung**

### **2.1 Historischer Rückblick**

Die ursprüngliche Zertrümmerungsprüfung (ursprüngliche Bezeichnung "Schlag- und Druckprüfung im Presstopf") beruht auf den Arbeiten von P. Haller (dipl. Ing., Sektionschef EMPA) und Prof. F. de Quervain (ETH Zürich). Es war eine Anpassung und eine Verbesserung von existierenden ausländischen Methoden. Diese Prüfung wurde in den fünfziger Jahren entwickelt.

Die Festigkeitseigenschaften von Splitt und Schotter wurden zuerst mit der "Schlag- und Druckprüfung im Presstopf" ermittelt (Bestimmung des Zertrümmerungsgrads: Forschungsauftrag Nr. 6/1956 - Splittuntersuchung und Splittnormierung). Die Resultate wurden 1959 in Strasse und Verkehr Nr. 9/1959 publiziert [3], [4].

Die Schlag- und Druckprüfung im Presstopf inklusiv Berechnung des Zertrümmerungsgrads wurde bereits in den technischen Bedingungen für die Lieferung von gebrochenem Schotter und Splitt der SBB von 1964 [5] aufgenommen.

Die Schlag- und Druckprüfung wurde 1975 in die VSS Norm 670 830 (Mineralische Baustoffe - Zertrümmerungsprüfung) für Gesteinskörnungen im Strassenbau eingeführt.

### **2.2 Grundgedanke der Prüfung**

Die Zertrümmerungsprüfung ist als Gegenstück zur Würfeldruckfestigkeitsprüfung entstanden. Die Parallelen sind frappant.

Die Druckfestigkeit von Gesteinen ist ein sehr wichtiger Parameter zur Charakterisierung der Festigkeitseigenschaften von Gesteinen. Sie ermöglicht Aussagen über die potenzielle Verwendbarkeit von Gesteinen für die Aufbereitung von Gesteinskörnungen. Sie gibt aber keine direkte Auskünfte über die effektiven Festigkeitseigenschaften von Gesteinskörnungen wie zum Beispiel gegen Druckbeanspruchungen. Der Grund liegt darin, dass die Widerstandsfähigkeit des Haufwerkes gegen Druckbeanspruchung, bzw. gegen Verdichtungsmechanismen von der Packungsdichte der zu untersuchenden Gesteinskörnung abhängig ist [4].

Die Zertrümmerungsprüfung ist daher entwickelt worden, um die Widerstandsfähigkeit des Haufwerkes gegen gerichtete Druckeinwirkungen zu ermitteln bzw. von genormten Gesteinskörnungen gegen Verdichtungsmechanismen zu erfassen.

### **2.3 Prüfverfahren**

Das Prüfgerät besteht aus einem Stahlbehälter mit Innendurchmesser 220 mm und Höhe 280 mm für die Aufnahme der Analyseprobe und einem Stempel mit 210 mm Durchmesser und 23.8 kg Masse. Die Wandstärke des Stahlbehälters beträgt 25 mm (Abbildung 1).

Eine Prüfpresse muss eine konstante Druckkraft von 500 kN aufbringen können. Innerhalb von 120 Sekunden für Gleischotter ([5], [14]) und 100 bis 200 Sekunden für Splitte [2] wird die Belastung auf 500 kN gesteigert und während 2 Minuten konstant gehalten.

Bei Gleisschotter umfasst eine Laborprobe etwa 100 kg. Durch Sieben mit dem Sieb 45 mm (Z-Wertprüfung) und 31.5 mm wird die Teilkörnung gewonnen und als 2 x 15 kg Messproben bereitgestellt.

Für Splitte oder generell für Gesteinskörnungen kleiner als 31.5 mm beträgt die Masse der Messproben 2 x 10 kg.

## 2.4 Entwicklung des Verfahrens 1953 - 1993

Die erste Auswertungsmethode (von ca. 1953 bis 1989) verwendete die Siebrückstände von Rundlochsieben. Der Zertrümmerungsgrad ist das Verhältnis der Differenz der beiden "Siebrückstandsflächen" (vor und nach der Prüfung) bezogen auf die Fläche der Siebrückstände des Materials vor der Prüfung (Diagramm 1).

Es war eine präzise aber aufwendige Methode mit acht Sieben und entsprechenden Berechnungen.

Bei der ersten Revision der Norm SN 670 830a im Jahre 1991 wurde die Schlagprüfung aufgegeben. Die Mess- und Auswertungsmethoden wurden vereinfacht und die Anpassung für Quadratlochsiebe vorgenommen (Untersuchungen zur Zertrümmerungsprüfung, W. Studer, EMPA-Bericht 1990 [6]).

Das Grundprinzip der ersten Auswertungsmethode wurde behalten. Der ZWert wurde aber mit einer mathematischen Formel vereinfacht berechnet (Diagramm 2).

Die neue Zertrümmerungsprüfung mit Quadratlochsieben (Z-Wert) wurde im Jahre 1991 für Straßenbaumaterialien in Kraft gesetzt und im Reglement der SBB R 211.1 (Ausgabe 1993) [7] eingeführt.

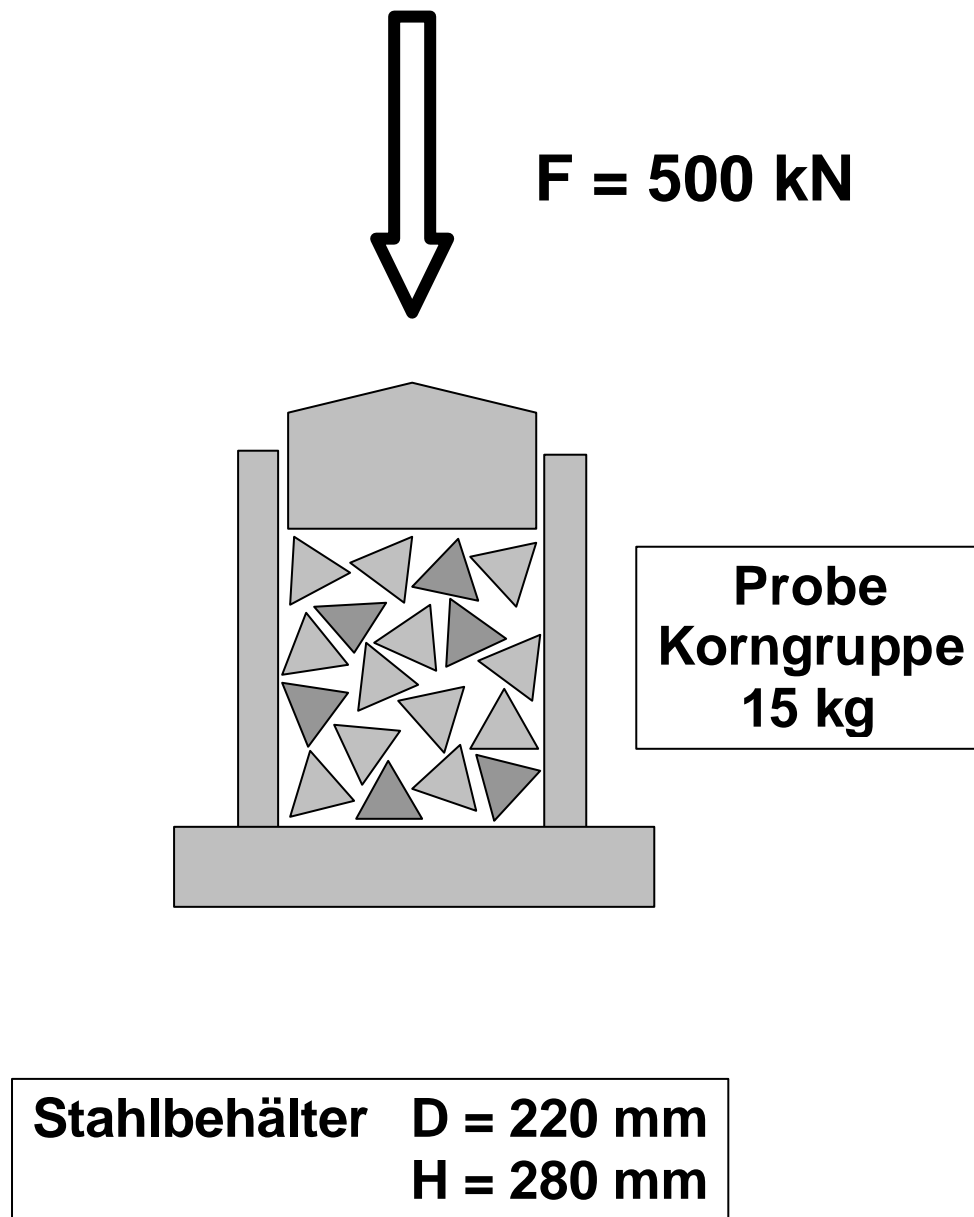
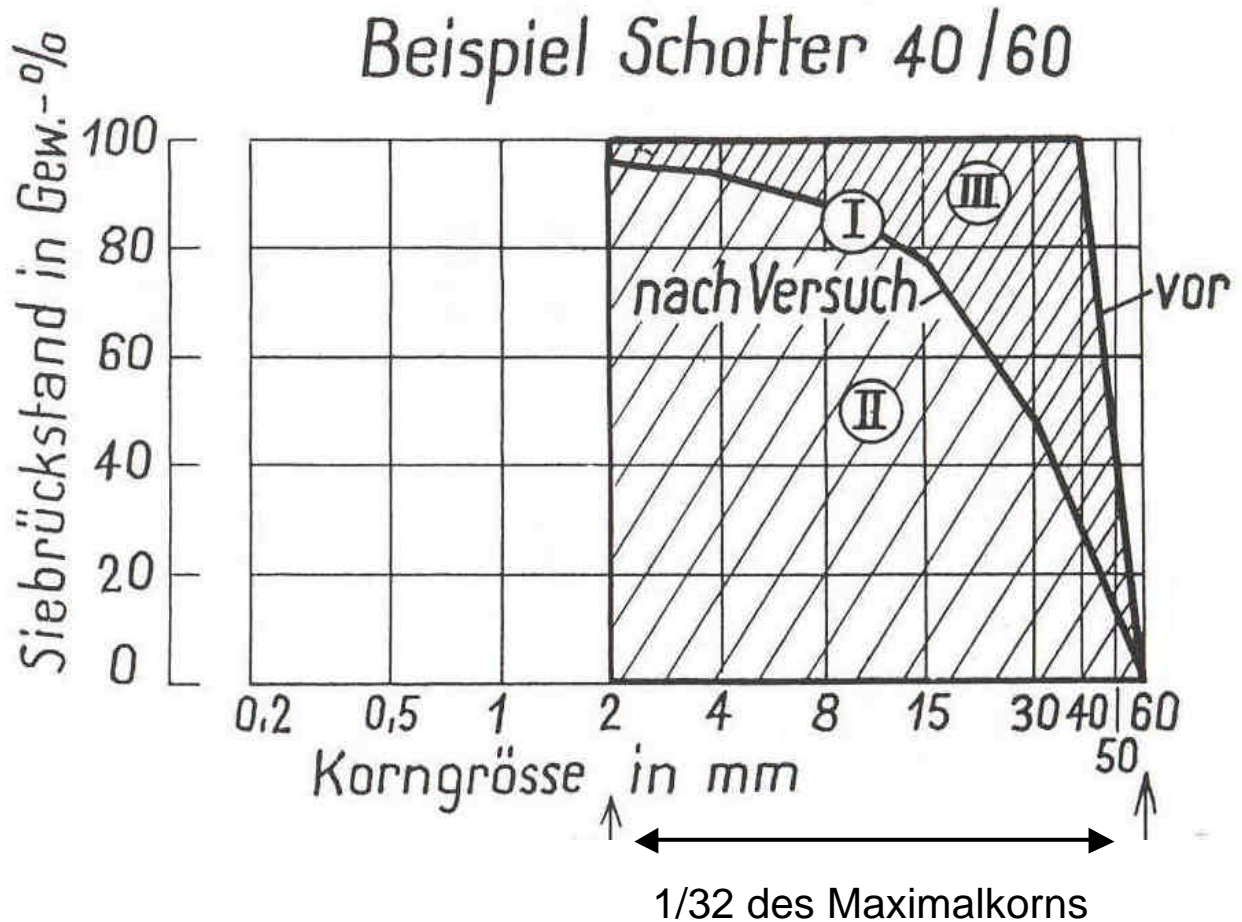


Abbildung 1: schematische Darstellung des Prüfgerätes



#### Berechnung des Zertrümmerungsgrades Z

$$\textcircled{\text{I}} = \textcircled{\text{II}} + \textcircled{\text{III}} = \text{Feinheitsfläche vor Versuch} = F_v$$

$$\textcircled{\text{II}} = \text{Feinheitsfläche nach Versuch} = F_n$$

Zertrümmerungsgrad Z = Fläche  $(F_v - F_n)$  in % der Fläche  $F_v$

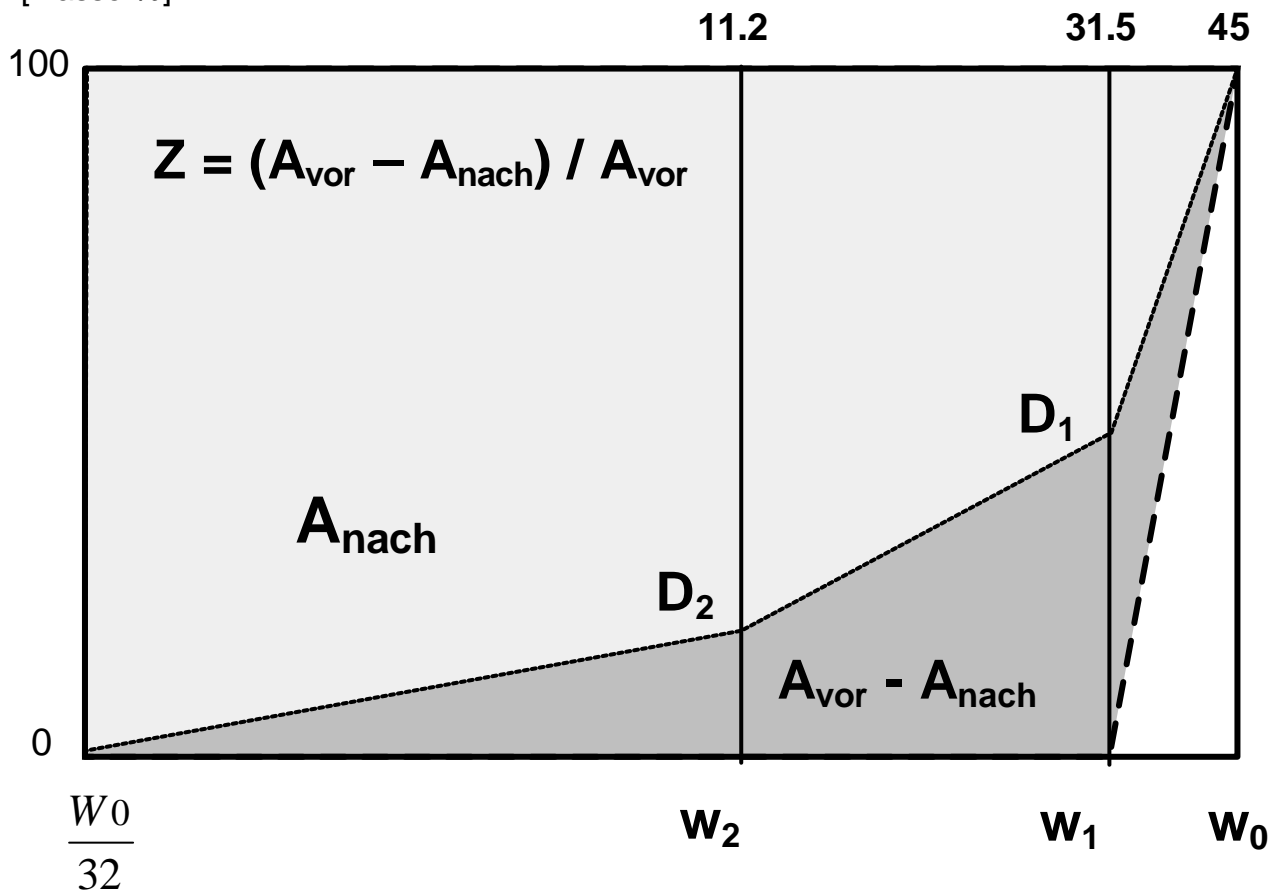
$$\boxed{Z = \frac{F_v - F_n}{F_v} \cdot 100} = \frac{\textcircled{\text{I}} - \textcircled{\text{II}}}{\textcircled{\text{I}}} \cdot 100 = \frac{\textcircled{\text{III}}}{\textcircled{\text{I}}} \cdot 100$$

#### Diagramm 1: Auswertungsmethode 1963 bis 1989

Der Zertrümmerungsgrad ist das Verhältnis der Differenz der beiden "Siebrückstandsflächen" (vor und nach der Prüfung  $F_v - F_n$ ) bezogen auf die Fläche der Siebrückstände des Materials vor der Prüfung

Es war eine präzise aber aufwendige Methode mit acht Sieben und entsprechenden Berechnungen.

Siebdurchgang  
[Masse-%]



$$W_1 = \frac{W_0}{4} \quad W_2 = \frac{W_0}{\sqrt{2}}$$

Körnungen [mm]	Sieböffnung der benötigten Siebe [mm]		
	$W_0$	$W_1$	$W_2$
3/ 6	5,6	4,0	1,4
6/11	11,2	8,0	2,8
11/16	16,0	11,2	4,0
16/22	22,4	16,0	5,6
22/32	31,5	22,4	8,0

### Diagramm 2: Auswertungsmethode ab 1990

Das Grundprinzip der ersten Auswertungsmethode ist erhalten geblieben (Beispiel für Gleisschotter  $W_0 = 45$  mm,  $W_1 = 31.5$  mm und  $W_2 = 11.2$  mm). Die Auswertung wurde allerdings vereinfacht mit dem Siebdurchgang von lediglich drei Sieben durchgeführt. Der Zertrümmerungsgrad ist definiert als:

$$Z = (A_v - A_n) / A_v \cdot 100 [\%]$$

$$Z = 0,21 D_1 + 0,47 D_2$$

## **3 Bisherige Untersuchungen**

### **3.1 Bisherige Forschungsprojekte**

Untersuchungen in situ haben gezeigt, dass die Alterung des Gleisschotters im schweizerischen Eisenbahnnetz primär durch die Einbau- und Stopfarbeiten verursacht wird und dass die kritische Stelle für die Schotteralterung im Schotterbett räumlich sehr lokal auf den Stopfbereich begrenzt ist (Bericht SBB Nr. 96050 vom Januar 1997: Untersuchung der Ursachen der vorzeitigen Alterung von Bahnschotter von SBB-Gleisen. Verfasser F. Röthlisberger [8]).

Die Untersuchungen der Ursachen der vorzeitigen Alterung von Bahnschotter haben nachgewiesen, dass mit zunehmender Belastung vor allem im Stopfbereich sich die Sieblinien des Gleisschotters der Fullerkurve nähern (Diagramm 3). Daraus lassen sich die starken Verhärtungen im Stopfbereich erklären, welche wirksame Gleisregulierungen nicht mehr zulassen (Alterungsphänomene von Gleisschotter - Eisenbahningenieur 06.2005 [9]).

### **3.2 Untersuchungen in Ostermundigen**

Die quantitative Abnutzung des Schotters infolge Einbau- und Stopfarbeiten wurde in situ im Rahmen eines Grossversuchs im Bahnhof von Ostermundigen simuliert. Die wiederholten Stopfungen des Gleisschotters haben gezeigt, dass der Verschmutzungsgrad des Schotters linear mit der Anzahl Stopfungen zunimmt (Bericht Stopfversuch in Ostermundigen – Teil I vom 12. Januar 2000 und Teil II vom 12. Dezember 2000 [10]).

Im Experimentalgleis von Ostermundigen konnte die SBB nachweisen, dass eine Korrelation zwischen Z-Wert und der Anzahl Stopfungen besteht.

Die Korngrössenverteilungen nach der Prüfung nähern sich systematisch mit zunehmender Kraftübertragung einer Fullerkurve (Diagramm 4).

Die auffällige Korrelation zwischen Fullerkurve, Korngrössenverteilung im Stopfbereich und Korngrössenverteilung nach der Zertrümmerungsprüfung hat die potenzielle Aussagekraft dieser Untersuchungsmethode für die Ermittlung der Gebrauchsdauer von Gleisschotter bestätigt.

### **3.3 Eignungsprüfungen von Gleisschotter**

Untersuchungen an Gleisschotterproben gemäss SN 670 830a (mit Quadratlochsieben und vereinfachter Auswertung) haben darauf hingewiesen, dass die einzelnen Messwerte bei einzelnen Bestimmungen erheblich streuen, in zwei Toleranzbereichen auftreten und dass die Abgrenzungen der Toleranzbereiche für die Schottersorten nicht eindeutig sind (Diagramm 5).

Es wurde festgestellt, dass die Zertrümmerungswerte gemäss Norm SN 670 830a im Allgemeinen mit Zunahme des Anteils an harten Mineralien besser (niedriger) werden. Dies trifft für die untersuchten Werke von 1990 generell zu.

Der Anteil an harten Mineralien gemäss SN 670 115 [11] erweist sich als ein wichtiger Faktor. Aber er ist nicht allein massgebend für die Widerstandsfähigkeit gegen Zertrümmerung.

### **3.4 Untersuchungen von 1955**

Zwischen 1953 und 1955 wurden 34 Werke mit der Schlag- und Druckprüfung im Presstopf untersucht. Etwa zwei Drittel dieser Werke sind heute nicht mehr in Betrieb, bereiten keinen Gleisschotter mehr auf oder beuten andere Gesteinssorten ab.

Die Toleranzgrenze für den Z-Wert gemäss der technischen Bedingungen der SBB von 1964 betrug  $Z_{\max} = 28$  [1].

Bestimmte Vorkommen waren schon damals am Limit des Toleranzbereichs für Normalschotter (Diagramm 6). Dies betrifft vor allem Vorkommen mit relativ hohen Anteilen an alpinen Kalken.

### 3.5 Los Angeles Prüfung

Mit zunehmender Gesteinshärte lassen sich die Unterschiede in den Materialien mit der Los-Angeles-Prüfung zu wenig differenzieren (Los Angeles-Prüfung für Gleisschotter – Aussagekraft und Folgerung. Eisenbahntechnische Rundschau vom 6. Juni 2005 [12]). Das heisst, mit zunehmender Gesteinshärte nähert sich der LA-Koeffizient von Gleisschotter einem Grenzwert (Diagramm 7).

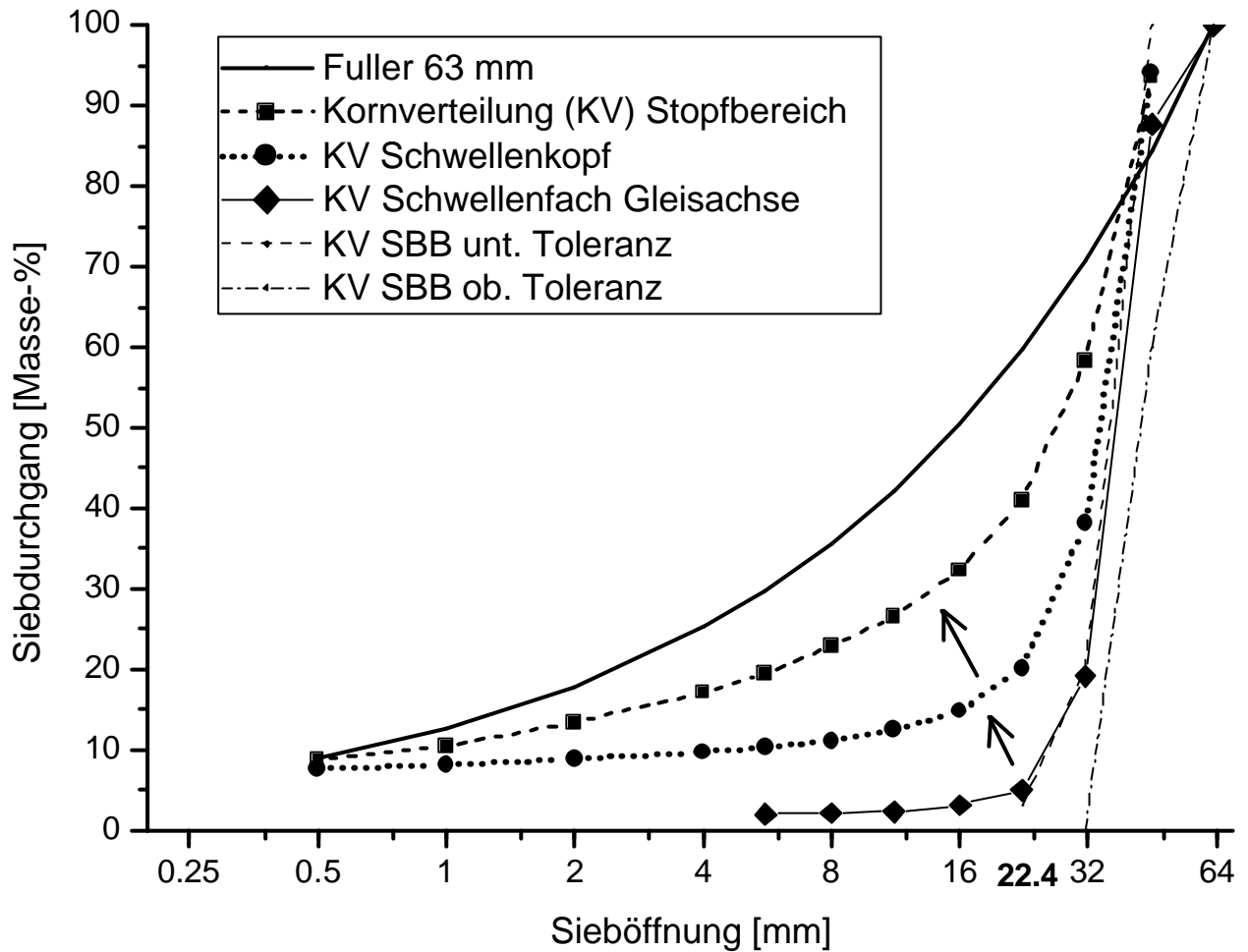
Die Festigkeit von harten Gesteinen kann daher anhand der Los-Angeles-Prüfung alleine nicht aussagekräftig ermittelt werden.

Die Los Angeles-Prüfung entspricht ausserdem eher der Belastung durch den Bahnbetrieb [12].

### 3.6 Schlagzertrümmerung

Ein Vorteil der Druckfestigkeit am Haufwerk liegt ausserdem darin, dass die Kornzerkleinerungen homogen in der ganzen Probe stattfinden und dass die Versuchsanordnung durch Variation der Druckkraft geändert werden kann. Dies trifft für die Schlagzertrümmerung SZ nicht zu, welche sich bei weichen Materialien bereits nach einigen Schlägen der Fullerkurve nähert und das Prüfgut daher weniger beansprucht (Diekmann 2002 [19]).

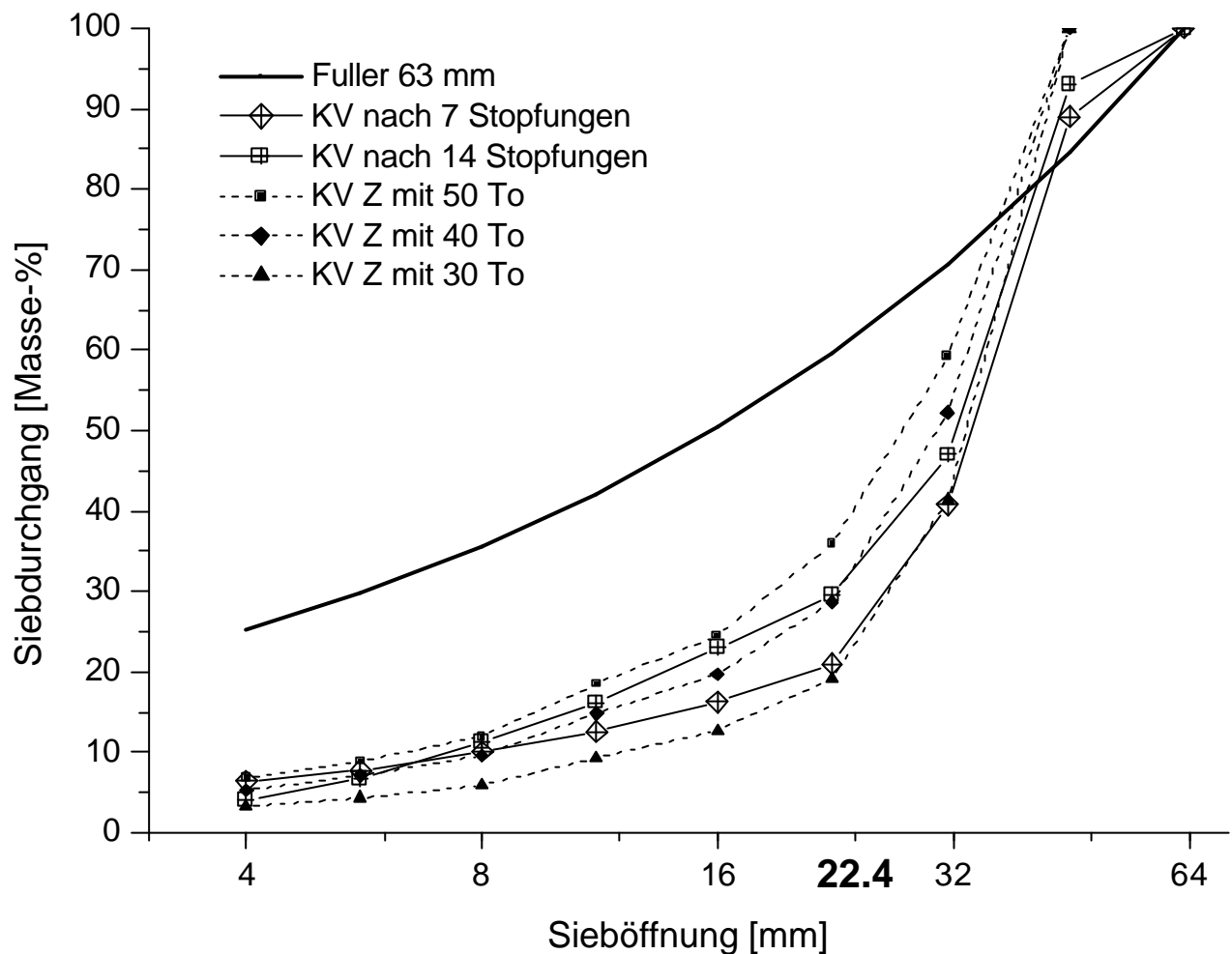
Für die heterogenen Sedimentgesteinsvorkommen der Schweiz ist die Masse der Einzelmessprobe (ca. 2.8 kg) bei der Schlagzertrümmerung SZ zu wenig repräsentativ.



**Diagramm 3: typische Korngrößenverteilung in einem Gleis**

In obigem Diagramm sind die Kornverteilungen aus verschiedenen Bereichen im Gleis dargestellt.

Mit zunehmender Belastung (Gleisachse → Schwellenkopf → Stopfbereich) nähern sich die Sieblinien der Fullerkurve.



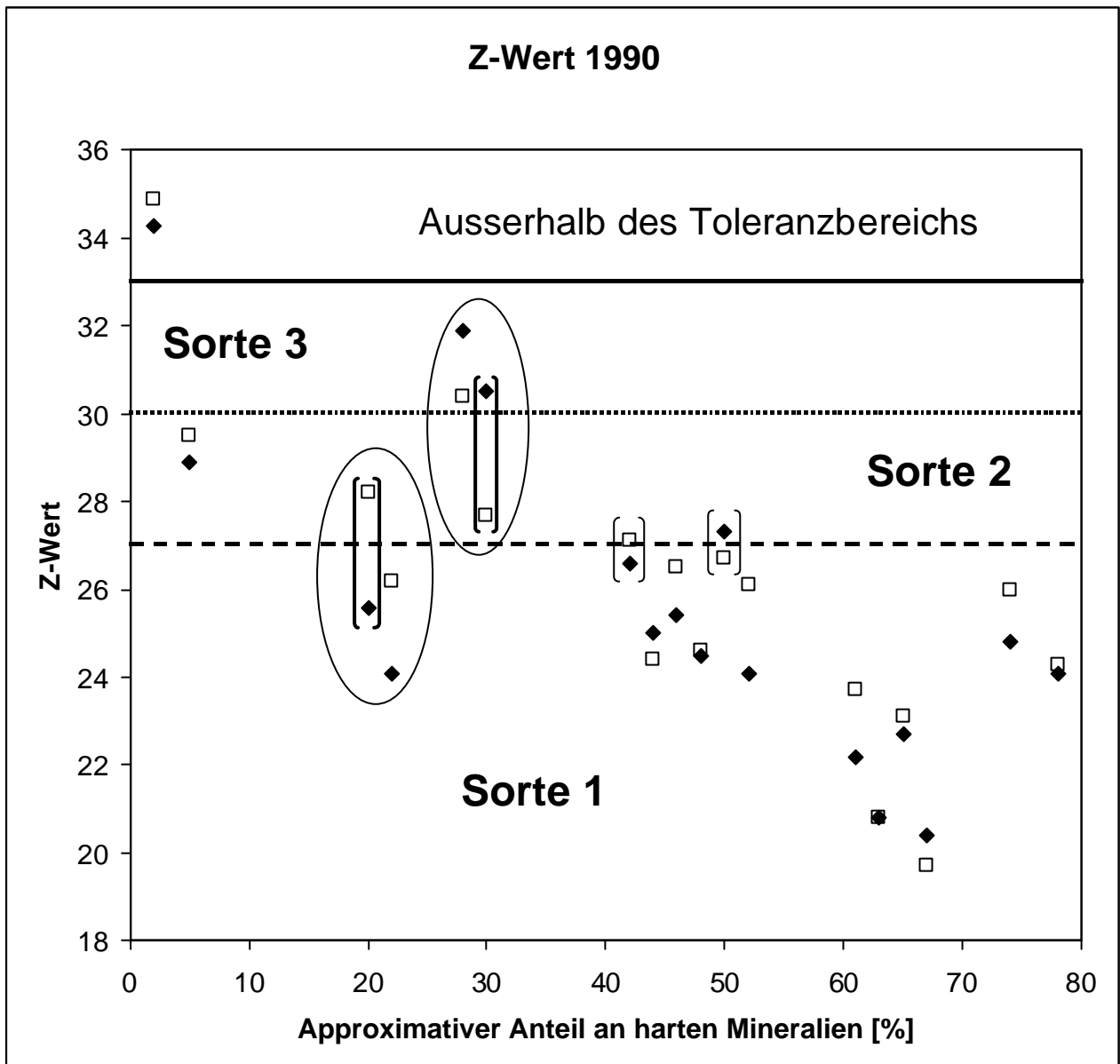
#### Diagramm 4: Beziehung zwischen Zertrümmerung und Anzahl Stopfungen im Stopfbereich

Die Korngrößenverteilungen nach der Z-Wert Prüfung und im Stopfbereich nach 14 Stopfungen verlaufen praktisch gleich. Die Korngrößenverteilungen nach der Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk nähern sich systematisch mit abnehmender Festigkeit der Lithologien, bzw. zunehmender Kraftübertragung einer Fullerkurve. Dies trifft auch für die Korngrößenverteilung im Stopfbereich systematisch zu (Diagramm 3). Die Stopfarbeiten und die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk entsprechen Verdichtungsmechanismen, die zu Kornzertrümmerungen führen.

Kornzertrümmerungen füllen allmählich die Poren des Schotterbettes. Mit zunehmendem Füllungsgrad des Porenraums aus zerbrochenen Schotterkörnern verhärtet sich das Schotterbett allmählich, bis keine wirksame Gleisregulierung erzielt werden kann und eine Schotterreinigung oder -Erneuerung nötig wird. Der Grad der Porenraumfüllung im Schotterbett wird mit dem Anteil < 22.4 mm ermittelt und ist als Verschmutzungsgrad definiert.

Der Verschmutzungsgrad entspricht gemäss Definition des ERRI (European Railway Research Institute) [17] dem Anteil < 22.4 mm im Schotter.

Wenn der Anteil < 22.4 mm ca. 30 Masse-% erreicht hat, ist im Prinzip eine Schottererneuerung nötig.

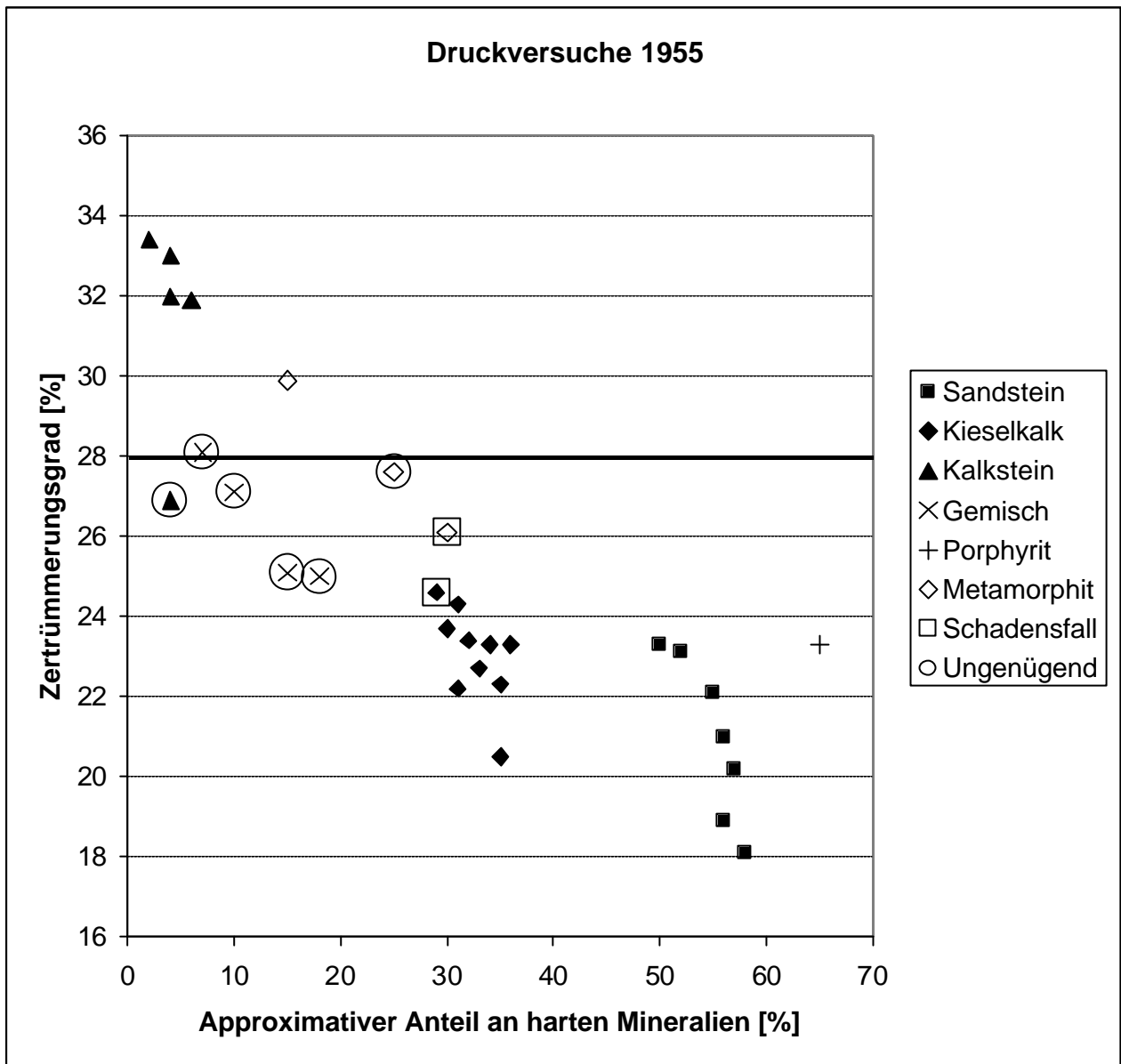


**Diagramm 5: Untersuchungen 1990.**

Die Bestimmungen wurden mit Quadratlochsieben gemäss SN 670 830a durchgeführt. Die einzelnen Bestimmungen des Zertrümmerungsgrads sind angegeben (◆ = Messung 1, □ = Messung 2). Die Z-Wert-Prüfung wurde an der Gleisschotterkörnung 31.5 / 45 mm ermittelt. Der Anteil an harten Mineralien ist nur sehr grob geschätzt worden und teilweise für die grafische Darstellung angepasst (zum Beispiel Quarzanteil 36, 38, 40 % für Kieselkalke). Die Toleranzgrenzen der Schotterarten sind mit horizontalen Linien angegeben.

Probleme sind ersichtlich:

- Streuung der einzelnen Messwerte bei einzelnen Bestimmungen (Beispiele mit Ellipsen angedeutet)
- Einzelne Messwerte treten in zwei Toleranzbereichen auf (Beispiele mit Klammern gekennzeichnet)
- Die Abgrenzungen der Toleranzbereiche (gestrichelte und punktierte Linien) für die Schotterarten 1 bis 3 sind nicht eindeutig.



**Diagramm 6: Untersuchungen 1955.**

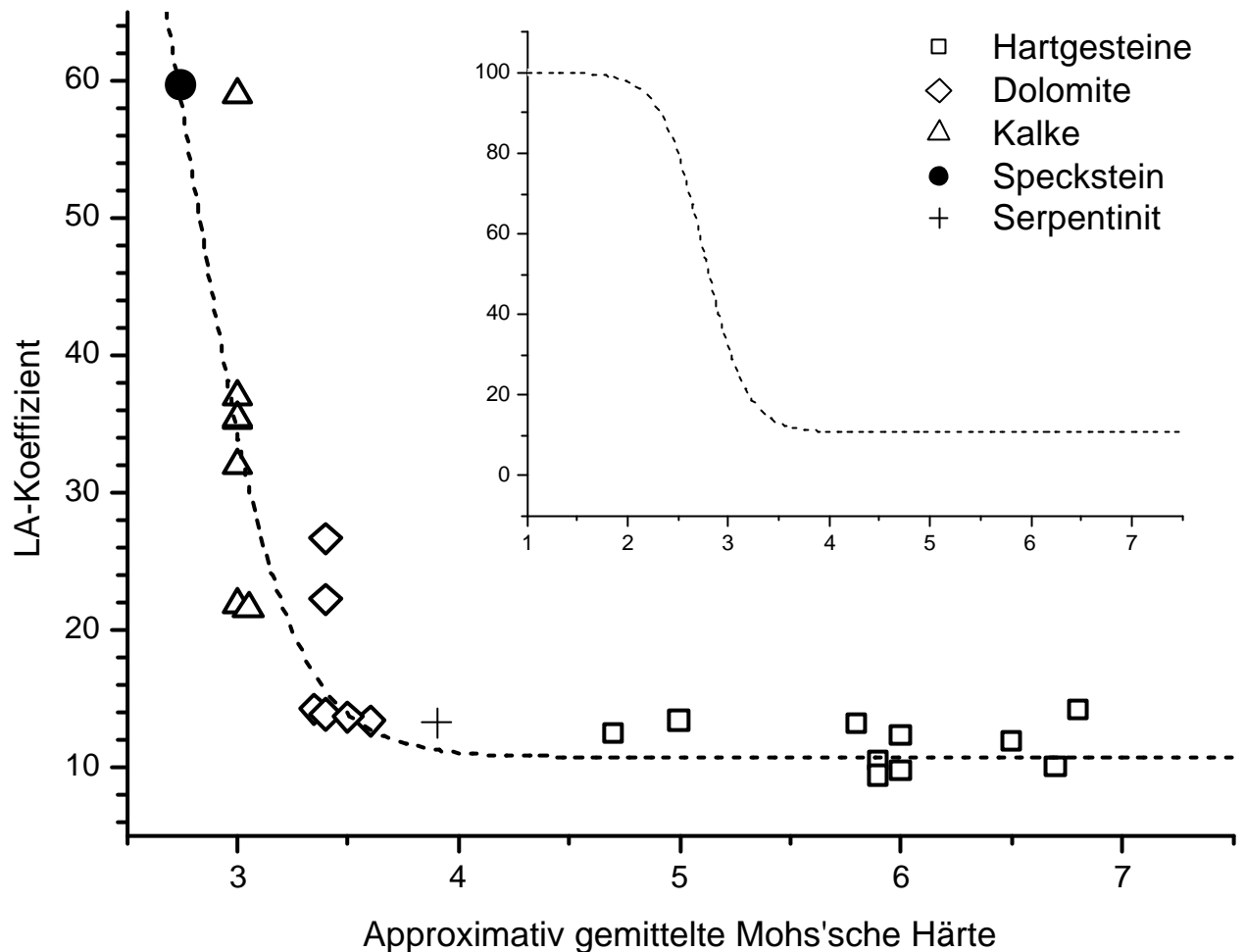
Die Toleranzgrenze (dicke Linie) für den Z-Wert gemäss der technischen Bedingungen der SBB von 1964 entspricht  $Z_{\max} = 28$ .

Bestimmte Vorkommen mit hohen Anteilen an alpinen Kalken waren schon damals am Limit des Toleranzbereichs für Normalschotter.

Die stärkere Beanspruchung der Gleise durch schwerere und schnellere Züge, die Verwendung von Betonschwellen und die Zunahme des Bahnverkehrs haben dazu geführt, dass frühzeitige Alterungserscheinungen bei bestimmten Schottersorten aufgetreten sind (Beispiel mit offenen Quadraten angedeutet). Änderungen im Rohstoffvorkommen (z.B. Auftreten von weichen Kalken) haben auch zu frühzeitigen Alterungserscheinungen geführt.

Analog zu den beobachteten Schottersorten mit frühzeitigen Alterungserscheinungen sind die Schottersorten mit einem Kreis gekennzeichnet, die beim heutigen Bahnbetrieb mit grösster Wahrscheinlichkeit zu frühzeitigen Alterungserscheinungen führen würden.

Schärfere Grenzwerte für den Z-Wert bei den heutigen Bedingungen erscheinen daher sinnvoll.



**Diagramm 7: Beziehung Mohs'sche Härte zu LA-Koeffizient**

Diese Korrelation erscheint sinnvoll für feste und kompakte Gesteine, die keine wesentlichen strukturellen oder texturellen Probleme (z.B. ausgeprägte Schieferung) aufweisen. Diese LA-Koeffizienten (Auszug mit typischen Beispielen) wurden zwischen 1997 und 2005 an relativ homogenen Proben und an speziell präparierten Proben gemäss Norm SBB (5 kg Schotter und 5 kg Kugelladung) ermittelt. Kubizität, Kornform und Korngrösse sind daher nicht immer völlig identisch, was vermutlich bestimmte Abweichungen vom theoretischen Modell erklärt.

Weiche Kalke und Specksteine<sup>1</sup> weisen LA-Koeffizienten von ca. 60 auf. Es ist daher anzunehmen, dass noch weichere Gesteine wie massige Glimmer-, Chlorit- und Talkgesteine (= Giltsteine<sup>2</sup>) LA-Koeffizienten von ca. 100 aufweisen würden. Demgegenüber tendiert der LA-Koeffizient von Schottersteinen aus härteren Mineralien als Stahl wie Granate oder Korund gegen einen Grenzwert. Aus diesen Gründen scheint eine Anpassung mit einer sigmoïdalen Kurve (Modell oben rechts) als angebracht. Die gestrichelte Linie entspricht einer solchen Simulation.

<sup>1</sup> Speckstein aus Finnland (ca. 50% Talk und 50% Magnesit). Magnesit ist ein Magnesiumkarbonat-Mineral mit ausgesprochen guter Spaltbarkeit.

<sup>2</sup> Giltsteine (massige Chlorit- und Talkgesteine) aus dem Wallis und aus Italien wurden in Ultrabasisit-Vorkommen der Alpen gesucht, um die Richtigkeit dieser Annahme zu prüfen. Leider sind die besuchten Vorkommen meistens vollständig ausgebeutet oder schwer zugänglich. Es wurden nur Serpentine angetroffen. Versuche mit Würfeln aus Tulakivi – Ofensteinen (Talk und Magnesit) haben ermöglicht diese Annahme teilweise zu bestätigen (Los Angeles Koeffizient = 60, vermutlich zwischen 70 und 80 bei gebrochenen Materialien mit mehr Kanten als Würfel).

## 4 Durchgeführte Untersuchungen

### 4.1 Probenahme

Die Mehrheit der Proben wurden durch die Fachleute der Schotterwerke entnommen und zur Firma ERTEC geschickt (Tabelle 1). Die Probe aus hartem und feinkörnigem Granit wurde speziell für diese Untersuchung aufbereitet. Die Proben aus dem Wallis wurden durch das Labor ERTEC und Dr. F. Röthlisberger entnommen. Die Proben von Gesteinskörnungen für Asphalt und für Beton wurden von Dr. F. Röthlisberger ausgewählt. Total wurden 17 Schotterproben und 7 Splittproben zusammengestellt sowie 4 Proben mit gerundeten Kanten präpariert und anschliessend ausgewertet (insgesamt 28 Proben).

### 4.2 Petrographie

Für die Gleisschotteruntersuchungen sind nachfolgenden Lithologien ermittelt worden.

Lithologie	Gesteins-härte	Allgemeine Geologie	Lieferwerk SBB
Kristallin. Feinkörniger Granit (Ganggranit).	sehr hart	Kristallin des Schwarzwaldmassivs	Ja
Kristallin. Feinkörniger Basalt.	sehr hart	Veneto (province de Vérona). Italia. Volcanisme péri-adriatique tertiaire.	Ja
Métasediment. Quarzite à grain fin à moyen	hart	Unité de Brigue-Sion-Courmayeur.	Nein
Grès alpin – alpiner Sandstein (sensu lato)	hart	Sédiments tertiaires de l'autochtone du massif des Aiguilles Rouges	Ja
Flyschsandstein (alpiner Sandstein sensu lato).	hart	Oberes Eozän und unteres Oligozän. Parautochton des Nordhelvetikums.	Ja
Kieselkalk 1	hart	Untere Kreide der Mürtschendecke	Ja
Kieselkalk 2	hart	Lias à Cancellophycus des préalpes médianes	Ja
Kieselkalk 3	hart	Kreide der Bürgenstock-Pilatus Teildecke	Ja
Kieselkalk 4	hart	Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)	Ja
Kieselkalk 5 (anderes Prüflabor)	hart	Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)	Ja
Kieselkalk, alpiner Sandstein und Sandkalke	hart	Gault-Formation (mittlere Kreide) der Drusbergdecke (Helvetikum)	Ja
Echinodermbreccie	mittelhart	Dogger der Mürtschendecke (Helvetikum)	Ja
Calcaire oolithique et coralligène	mittelhart	Unterer Hauptrogenstein de l'anticlinal du Mont Terri	Nein
Dolomie à grain fin.	mittelhart	Italie. Région des Pouilles.	Nein
Marbre calcaro-dolomitique. Métaconglomérat très fortement tectonisé.	weich	Unité de Brigue-Sion-Courmayeur.	Nein
Calcaire micritique	weich	Kiméridgien supérieur (?). Anticlinal de la Caquerelle	Nein
Mikritischer Kalk	weich	Malm aus dem Jura (See-Antiklinale). Kanton Solothurn.	Nein

Tabelle 1: Zusammenstellung der Lithologien für Gleisschotter

Für die Gesteinskörnungen für Asphalte sind nachfolgenden Lithologien ausgewählt worden.

Lithologie	Gesteinshärte	Allgemeine Geologie	Schichten
Grès des carrières (grès alpin)	hart	Sédiments tertiaires de l'autochtone du massif des Aiguilles Rouges	Typ S, H
Calcaires oolithiques et coralligènes	mittelhart	Unterer Hauptrogenstein de l'anticlinal du Mont Terri	Typ N, L
Alluvionnaire concassé	hart	Graviers rhénans (teneur en grains durs > 90%)	Typ H, S

**Tabelle 2: Zusammenstellung der Lithologien der Gesteinskörnungen für Asphalt**

Für die Gesteinskörnung für Beton ist die nachfolgende Lithologie ausgewählt worden.

Lithologie	Gesteinshärte	Allgemeine Geologie	Schichten
Alluvionnaire roulé	hart	Graviers rhénans (teneur en grains durs > 90%)	Für alle Klassen

**Tabelle 3: Zusammenstellung der Lithologie für Beton (Rundkies)**

Kontrolle von Proben mit unklarer petrografischen Zusammensetzung.

Lithologien	[Masse-%]
Kieselkalke	97
Anteil an harten Gesteinen	97
Alpine Kalke, Schrattenkalk	3
Anteil an mittelharten Gesteinen	3

**Tabelle 4: Probe "untere Kreide der Mürtshendecke"**

Lithologien	[Masse-%]
Kieselkalk, sandige Kieselkalke	45
Alpine Sandsteine (sensu lato), Glaukonit-sandsteine	40
Anteil an harten Gesteinen	95
Alpine Kalke, Echinodermenbrekzie	5
Anteil an mittelharten Gesteinen	5

**Tabelle 5: Probe "Gault-Formation" der Drusbergdecke**

Lithologien	[Masse-%]
Kieselkalke	98
Anteil an harten Gesteinen	98
Alpine Kalke	2
Anteil an mittelharten Gesteinen	2

**Tabelle 6: Probe "Kreide der Bürgenstock-Pilatus" Teildecke**

### 4.3 Aussiebung

Die Versuche wurden gemäss Norm SN 670 830a und Norm SBB R 211.1 durchgeführt.

Die Probemenge mit der gröberen Gesteinskörnung 31.5/50 mm (anstatt 31.5/45 mm) passt in den Stahlbehälter gemäss Norm 670 830a. Die Masse der Einzelmessprobe für Gleisschotter (15 kg) braucht daher nicht geändert zu werden.

Folgende Siebe wurden für die Präparation und die Auswertung verwendet: 50, 45, 40, 31.5, 22.4, 16, 11.2, 8, 5.6, 4, 2 und 1 mm.

Die Resultate der Aussiebungen vor und nach der Prüfung sind im Anhang 11.2 in Form von Tabellen und von Grafiken angegeben.

### 4.4 Einfluss der Kornform

#### 4.4.1 Kubizität

Die Variation der Kornform ist durch die Kategorie  $Sl_{20}$  der Norm SN 670 110 [13] festgelegt.

Sämtliche Proben wiesen ein vergleichbare Kubizität der Körnung 31.5/50 mm auf. Drastische Unterschiede der Proben im Anlieferungszustand wurden nicht beobachtet.

Die Dolomitprobe aus Italien wies eine ausgesprochen gute Kubizität auf.

Die Variation der petrographischen Beschaffenheit ermöglicht keine direkte Korrelation mit der Kubizität. Diese Beobachtung hat schon Prof. F. de Quervain gemacht (F. de Quervain (1955): Die technologische Prüfung von Schotter [14]). Zitat:

*"zweifellos wirkt sich die nicht kubische Kornform auf den Bruchzustand bei Druckversuch ungünstig aus. Die Beeinflussung der Kubizität konnte nicht nachgewiesen werden. Die petrographische Beschaffenheit hat diesen Effekt verdeckt".*

Die Bestimmung der Zusammenhänge zwischen Kubizität und Druckfestigkeit am Haufen ist aus den folgenden Gründen problematisch:

- Das Füllen von flachen und stengeligen Körnern der Körnung 31.5 / 50 mm bereitet Probleme, weil die Anordnung der Körner im Stahlbehälter eine wesentliche Rolle spielt (senkrecht oder waagrecht, Packungsdichte).

- Der Einfluss der Kubizität ist äusserst problematisch zu erfassen. Die Dicke der Körner, die petrographische Beschaffenheit usw. müssten sehr präzise aussortiert werden, um künstliche Effekte zu vermeiden. Die Versuche sollten ausserdem an einer feineren Körnung als Gleisschotter durchgeführt werden, um die Unsicherheit zu reduzieren, welche mit dem Verfüllen verbunden ist.
- Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass die Anordnung von flachen Schotterkörnern eine entscheidende Rolle spielt. Flache Schotterkörner mit einer ausgeprägten Schichtung, die aufrecht im Presstopf angeordnet sind, weisen sogar signifikant bessere Werte als harte kubische Körner auf.

#### 4.4.2 Kornrundung

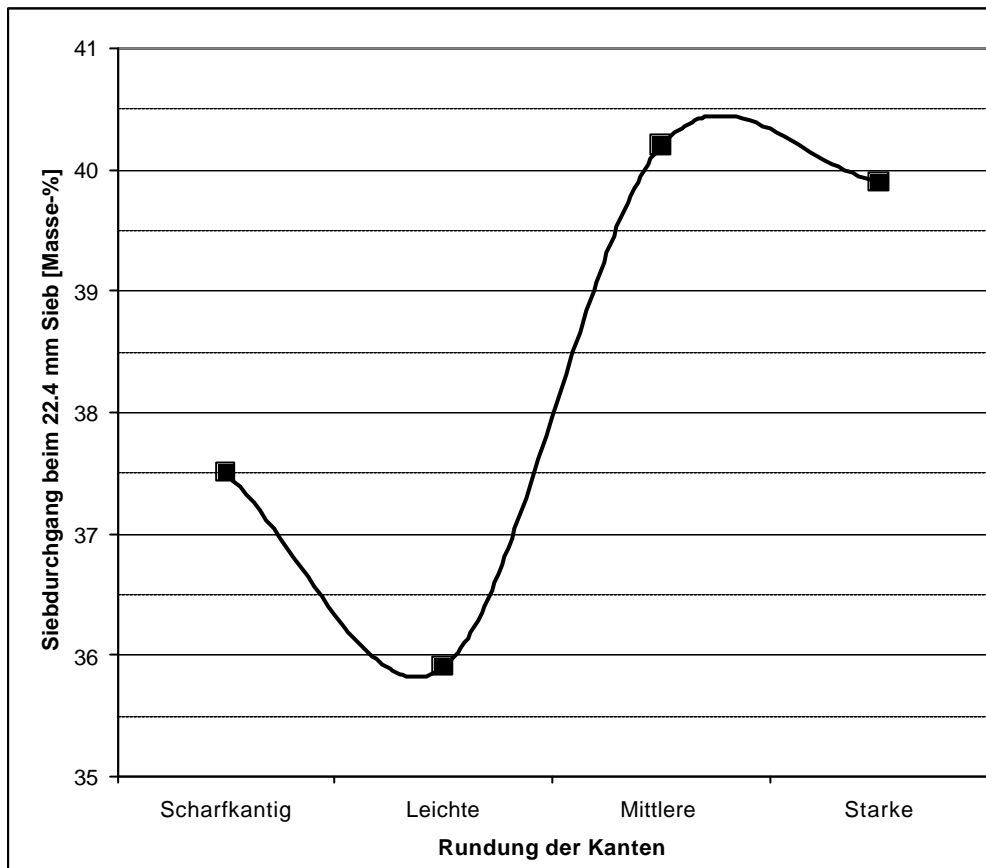
Um den Effekt der Kornrundung zu testen, wurden homogene Kieselkalkproben (Kieselkalk 4) künstlich in der Deval-Maschine gerundet und anschliessend die Druckfestigkeit am Haufwerk geprüft.

Probe-Nr	1	2	3	4
Beurteilung Kornrundung	schwach	mittel	stark	keine
Anzahl Umdrehungen der Deval-Maschine	1500	4500	10000*	-
Probengewicht vor Versuch	18989	18893	18556	20918
Probengewicht nach Versuch	18823	18538	17936	-
Abrieb (g)	166	355	620	-
Abrieb (%)	0.9	1.9	3.3	-
Nicht kubischer Anteil Messschieber 1:3 (g)	1871	1800	1335	1743
Nicht kubischer Anteil (%)	10.2	10.0	7.9	8.3
Stark plattige Körner (%)	2	1.8	1.2	2.6
Deutlich geschichtete bis leicht schiefrige Körner (%)	3.8	4.6	2.9	?
Endgültiges Probengewicht zur Weiterverarbeitung** (g)	18265	17916	16986	-

\* unter Beigabe von Quarzsand

\*\* Nach Bestimmung des Abriebs wurde der Anteil < 31.5 mm nochmals abgesiebt, daher die Differenz zum Gewicht nach Versuch

#### Tabelle 7: Runden von Gleisschotter



**Diagramm 8: Einfluss der Kornrundung auf die Resultate der Prüfung**

Eine leichte Rundung der Kanten bewirkt eine künstliche Verbesserung der Resultate

Bei weiterer Abrundung der Kanten treten Packungs- und Verdichtungseffekte sowie Abweichungen der Korngrößenverteilung auf, was die Zunahme des Siebdurchgangs beim 22.4 mm Sieb erklären könnte.

## 5 Interpretation der Resultate

### 5.1 Wiederholbarkeit

Die Resultate dieser Untersuchung weisen darauf hin, dass die Zertrümmerungsprüfung an der gröberen Gesteinskörnung 31.5 / 50 mm (verglichen mit der Prüfung an der Fraktion 31.5 / 45 mm) Verbesserungen mit sich gebracht und präzisere Resultate zur Folge hat. Dies trifft beispielweise für die folgenden Aspekte zu (vgl. Diagramm 5 mit den Diagrammen 9 bis 11):

- Die Streuung der einzelnen Messresultate ist bei allen Gesteinssorten geringer geworden
- Klare Toleranzbereiche kommen zum Vorschein.
- Die Resultate sind innerhalb einer Gesteinssorte sehr ähnlich, wie zum Beispiel für alle Kieselkalk (Diagramm 9).
- Vergleichbare Messresultate an Schotterproben von unterschiedlichen Schotterwerken, welche die gleiche Gesteinssorte aufbereiten, weisen darauf hin, dass Materialeigenschaften ermittelt wurden, was zur erhöhten Aussagekraft der Messmethode beiträgt.
- Die Wiederholbarkeit der Messungen ist positiv beeinflusst worden. Messungen an Kieselkalken von drei unabhängigen Laboratorien mit unterschiedlichen Maschinen haben dies bestätigt (Diagramm 11, Tabelle 8)

In der nachfolgenden Tabelle werden die Resultate von 1955 (Mittelwerte) für den Kieselkalk (mit gleicher petrografischer Beschaffenheit) mit den Resultaten von 2005 verglichen. Die Nominalöffnungen der Rundlochsiebe wurden für Quadratlochsiebe umgerechnet. Die Körnung von 1955 (Rundlochsiebe 40 / 60 mm) und 1964 (Rundlochsiebe 40 / 63 mm) ergeben für Quadratlochsiebe (32 / 48 mm) und (32 / 50.4 mm). Die zu prüfende Körnung gemäss SN 670 110 weist keinen signifikanten Unterschied mit den zu prüfenden Gesteinskörnungen der früheren SBB-Normen auf. Signifikante Messunterschiede sind daher nicht zu erwarten. Zitat von F. de Quervain aus dem Bericht über die technologische Prüfung von Bahnschotter *"Die Kornabstufung zwischen 40 und 60 mm hat den Druckwiderstand kaum wesentlich beeinflusst"*.

Gleisschotter	Siebdurchgang bei 22.4 mm [Masse-%]			Messunterschied ?
	2005	1998	1955	
Kieselkalk 3	41.4	-	40.1 – 40.6	1.3
Kieselkalk 4	40.4	-	39.9 – 40.1	0.5
Kieselkalk 5	41.5	41.3	41.1 – 40.9	0.6

**Tabelle 8: Vergleich der Resultate 2005 / 1955 für den Kieselkalk**

Es ist ersichtlich, dass die Mittelwerte der Resultate keinen signifikanten Unterschied aufweisen, dies auch nach 50 Jahren. Als Vergleich ist noch ein Resultat aus einer Eignungsprüfung aus dem Jahre 1998 angegeben. Für dieses Vorkommen sind drei unterschiedliche Laboratorien im Einsatz gewesen. Die Messunterschiede (Mittelwerte) sind vernachlässigbar gering und wahrscheinlich gar nicht signifikant.

Im Bericht über die erste Gesamtuntersuchung von Gleisschotter in der Schweiz schrieb F. de Quervain in 1955: *"die Streuungen der Einzelversuche sind dermassen klein, dass der Mittelwert aus je drei Versuchen als ausreichend zuverlässig bewertet werden darf"*.

Die Streuungen der einzelnen Messungen in dieser Untersuchung erscheinen auch vernachlässigbar gering (siehe Anhang 11.1 Kornverteilungskurve 1 - 16)

## 5.2 Auswertung

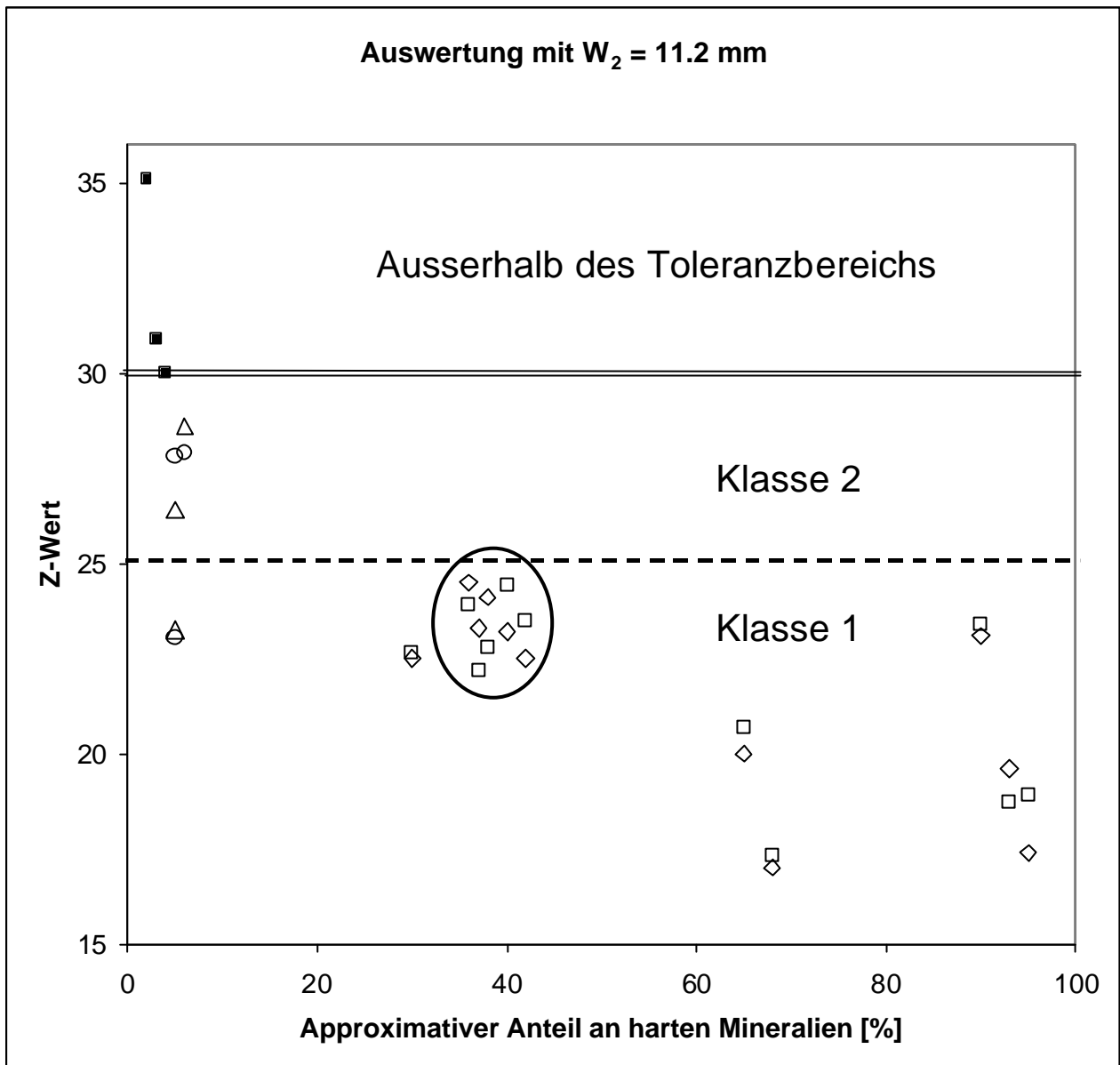
Die Auswertung für Gleisschotter könnte wie bis anhin mit den beiden Sieben  $W_2 = 11.2$  mm und  $W_1 = 31.5$  mm durchgeführt werden. Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass die Auswertung mit anderen Sieben oder Siebkombinationen qualitativ gleich ausfällt.

Eine sehr einfache Auswertungsmethode ergibt sich mit dem Siebdurchgang bei 22.4 mm. Der Bezug zur Praxis [8], die Theorie [10] und einfache Zusammenhänge existieren für diese Auswertungsmethode. Folgende Argumente bestätigen dies:

- Die Definition des Verschmutzungsgrads für Gleisschotter entspricht dem prozentualen Massenanteil des Gleisschotters < 22.4 mm gemäss ERRI (European Rail Research Institute).
- Die Korrelation zwischen dem Verschmutzungsgrad (beim 22.4 mm Sieb) und der Anzahl von Stopfvorgängen wurde beim Stopfversuch in Ostermundigen ermittelt [10].
- Die Korrelation zwischen dem Verschmutzungsgrad und der früheren Z-Wert Prüfung hat sich beim Stopfversuch in Ostermundigen herausgestellt [10].
- Der kritische Zustand der Verschmutzung ist erreicht, wenn der Anteil < 22.4 mm eine prozentuale Masse erreicht hat [9].
- Die maschinelle Schotterreinigung umfasst den Anteil < 22.4 mm.

Ausserdem:

- Der experimentell ermittelte maximale Verschmutzungsgrad von ca. 70 Masse-% (beziehungsweise zwischen 50 und 70 % gemäss R. Guldenfels (Bericht Nr. 4362/39 ETH-Zürich, IGT [15]) lässt sich mit dem maximalen Siebdurchgang der Fullerkurve bei 22.4 mm erklären (63 mm = ca. 60%, 50 mm = ca. 67% und 45 mm = ca. 70%).
- Die Korngrössenverteilung nach der Z-Wert Prüfung hat immer den gleichen Verlauf (diese Beobachtung wurde auch während der ersten Revision der Norm gemacht (siehe Bericht VSS 08/86, W. Studer [6]).
- Vergleichbare Variationen treten bei den Korngrössenverteilungen auf, welche in situ und in den Versuchen im Gleis und im Labor ermittelt wurden.

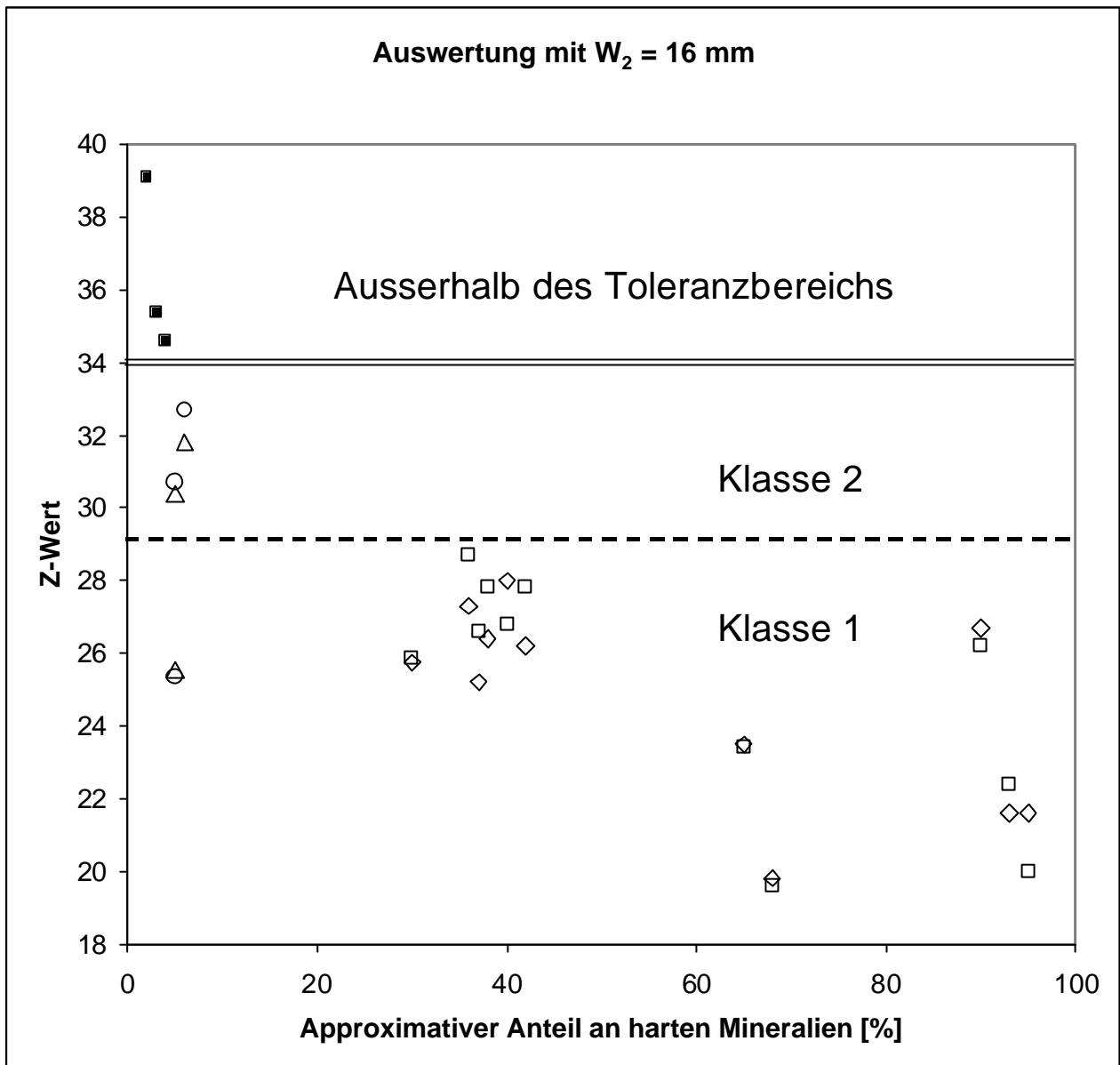


**Diagramm 9: Aussiebung bei 11.2 mm**

Die Proben entsprechen der neuen Gleisschotterkörnung 31.5 / 50 mm der Norm SN 670 110 (01.01.2005). Die einzelnen Bestimmungen sind angegeben:

- Hartgesteine<sup>3</sup>:  $\diamond$  = Messung 1,  $\square$  = Messung 2
  - Mittelharte Gesteine:  $\triangle$  = Messung 1,  $\circ$  = Messung 2
  - Weiche Gesteine:  $\blacksquare$  = Mittelwerte.
- Die Streuung der einzelnen Messresultate ist bei allen Gesteinssorten gering
  - Die Z-Werte innerhalb einer Gesteinssorte sind sehr ähnlich, wie zum Beispiel für alle Kieselkalke (mit einer Ellipse angedeutet).
  - Klare Toleranzbereiche kommen zum Vorschein (Vorschlag für Grenzwert mit gestrichelter Linie)
  - Eine zusätzliche Schotterklasse mit höheren Anforderungen wäre denkbar. Weitere Untersuchungen sind nötig (vor allem in situ), um die Richtigkeit einer zusätzlichen Schotterklasse mit höheren Anforderungen zu evaluieren.

<sup>3</sup> Der Anteil an harten Mineralien ist nur sehr grob geschätzt worden und teilweise für eine klare grafische Darstellung angepasst oder gewählt worden (zum Beispiel Quarzanteil 39, 42, 44 % für Kieselkalke).



**Diagramm 10: Aussiebung bei 16 mm**

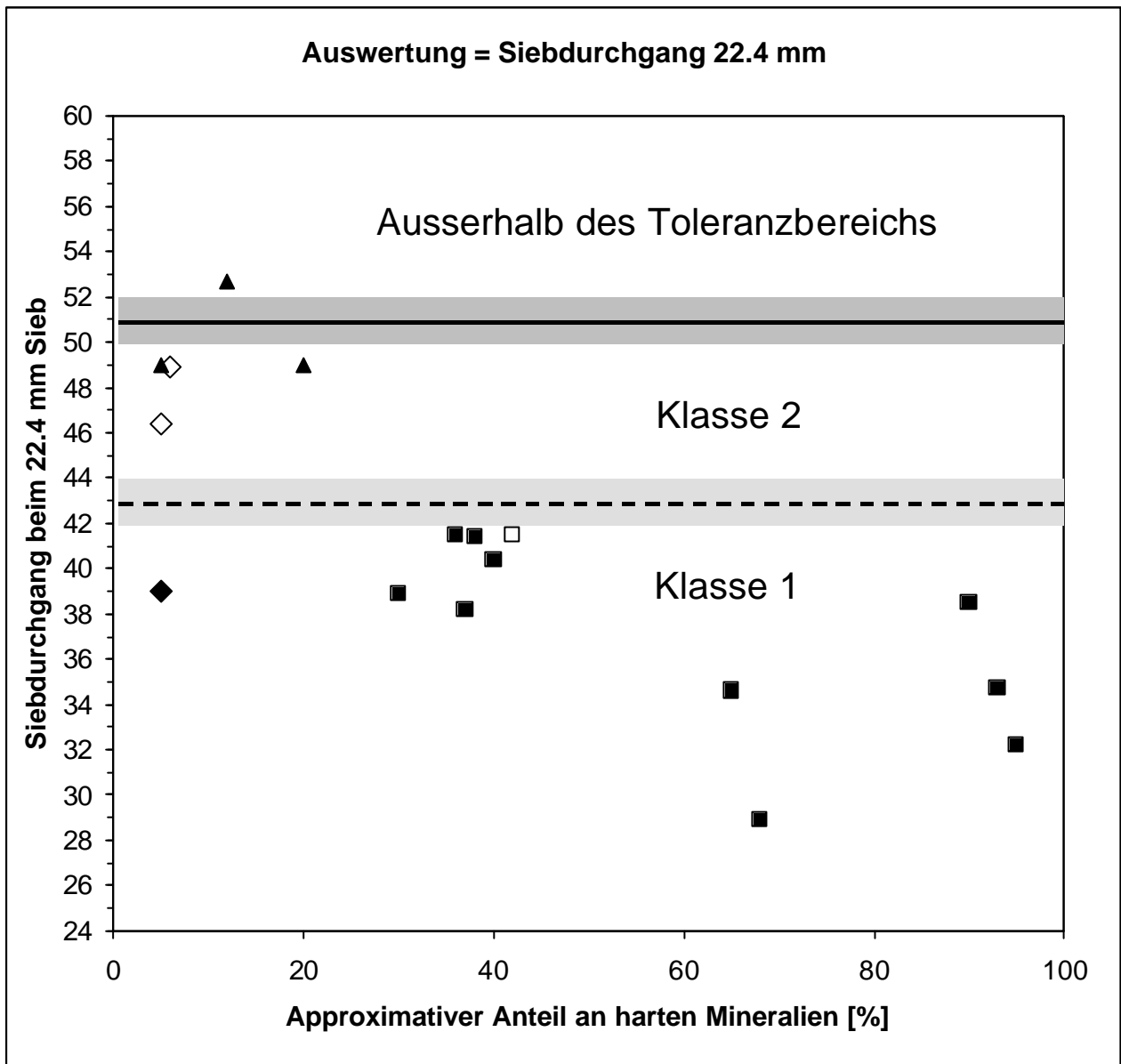
Die Proben entsprechen der neuen Gleisschotterkörnung 31.5 / 50 mm der Norm SN 670 110 (01.01.2005). Die einzelnen Bestimmungen sind angegeben:

- Hartgesteine<sup>4</sup>:  $\diamond$  = Messung 1,  $\square$  = Messung 2
- Mittelharte Gesteine:  $\triangle$  = Messung 1,  $\circ$  = Messung 2
- Weiche Gesteine:  $\blacksquare$  = Mittelwerte.

- Kleine Streuung der einzelnen Messresultate
- Klare Toleranzbereiche (Vorschlag für die Grenzwerte mit gestrichelter Linie)
- Die Gültigkeit einer Schotterklasse mit höheren Anforderungen wäre denkbar
- Die Zertrümmerungswerte werden im Allgemeinen niedriger (besser) mit Zunahme des Anteils an harten Mineralien.

Der Anteil an harten Mineralien gemäss SN 670 115 (01.01.2005) scheint einen wichtigen Faktor darzustellen. Aber er ist nicht allein massgebend für die Widerstandsfähigkeit gegen Zertrümmerung.

<sup>4</sup> Der Anteil an harten Mineralien ist nur sehr grob geschätzt worden und teilweise für eine klare grafische Darstellung angepasst oder gewählt worden (zum Beispiel Quarzanteil 39, 42, 44 % für Kieselkalke).



**Diagramm 11: Auswertung bei 22.4 mm**

Die Verteilung der Schotterarten massgebender Festigkeiten ist die gleiche wie in den Diagrammen 9 und 10. Diese Resultate sind mit der Petrografie korrelierbar und entsprechen den Resultaten der früheren Untersuchungen.

- Hartgesteine<sup>5</sup>: ■ = Mittelwerte, (□ = anderes Labor); Mittelharte Gesteine: ◇ = Mittelwerte
- Dolomit aus Italien: ◆ = Mittelwert
- Kritische Sorten (1990 mit Rundloch), Daten umgerechnet und extrapoliert: ▲ = Mittelwerte

Die Toleranzbereiche für die Schotterklassen 1 und 2 lassen sich vom Stopfversuch Ostermundigen ableiten. Der kritische Verschmutzungsgrad liegt in der Praxis zwischen 30 und 40%. Gemäss Erfahrungen der SBB liegt der kritische Feinkornanteil bei 22.4 mm eher bei 40 % oder sogar leicht darüber. Daraus lassen sich folgende maximale Grenzwerte für die Schotterklassen ableiten:

Klasse 1	zwischen 42 und 44 % (punktierte Fläche)	Vorschlag 43 %
Klasse 2	zwischen 50 und 52 % (schraffierte Fläche)	Vorschlag 51 %
Extraklasse	zwischen 34 und 38 %	Weitere Forschung nötig

<sup>5</sup> Der Anteil an harten Mineralien ist nur sehr grob geschätzt worden und teilweise für eine klare grafische Darstellung angepasst oder gewählt worden (zum Beispiel Quarzanteil 39, 42, 44 % für Kieselkalke).

### 5.3 Variationsbreite der Prüfung und Vergleich zur Gesteinshärte

Bei kompakten und festen Gesteinssorten scheint eine Korrelation mit dem Anteil an harten Mineralien aufzutreten. Eine Korrelation mit der einaxialen zylindrischen Druckfestigkeit (Fels) tritt mit grosser Wahrscheinlichkeit auf.

Die approximative Variationsbreite der Druckfestigkeit am Haufwerk für Gleisschotter ist in den Diagrammen 9 bis 11 angegeben.

### 5.4 Diskrete oder kontinuierliche Bewertungsmethode

Die Resultate dieser Untersuchung weisen darauf hin, dass eine diskrete (mit Schotterklassen) oder kontinuierliche Bewertungsmethode verwendet werden könnte (Diagramm 9 bis 11). Die Grundlagen aus der Praxis für eine kontinuierliche Bewertungsmethode fehlen allerdings noch. Weitere Abklärungen, vor allem in situ sind nötig, um diese Problematik abzuklären.

## 6 Schlussfolgerungen

Unter dem Widerstand gegen Zertrümmerung werden in der EN 1097-2 [16] die Verfahren zur Bestimmung des Los Angeles-Koeffizienten (LA) und des Schlagzertrümmerungswertes (SZ) bezeichnet.

Es gibt Kugelmühle- und Druck- oder Schlagtopfverfahren. Der Los Angeles-Test ist im Prinzip ein Kugelmühleverfahren, die Schlagzertrümmerung ist ein Schlagtopfverfahren und die Druckfestigkeit am Haufwerk ein Drucktopfverfahren. Die Mechanismen der Kornbeanspruchungen weichen in diesen Verfahren stark voneinander ab. Im Los Angeles-Test werden Abrieb- und Schlageinwirkungen erzeugt, welche die Gesteinskörner zu unregelmässigen Kugeln bzw. Ellipsoiden und Sand < 1.6 mm umwandeln [12]. Das Prinzip der Schlagzertrümmerungsprüfung entspricht einer Zertrümmerung von Gesteinskörnungen durch Schlagbeanspruchung.

Weder der Los Angeles-Test noch die Schlagzertrümmerungsprüfung entsprechen einer gerichteten Druckbeanspruchung von Gesteinskörnungen.

Die Druckfestigkeit am Haufwerk bildet aufgrund von separaten Forschungsarbeiten der SBB am besten die Auswirkung der Stopfarbeiten ab [10].

Aus diesen Gründen ist die Druckfestigkeit am Haufwerk eine sinnvolle Ergänzung zum Los-Angeles-Test und zur Schlagzertrümmerungsprüfung.

### 6.1 Aussagekraft der Druckfestigkeit am Haufwerk im Vergleich zu Los Angeles

Die Los Angeles-Prüfung bildet die Belastung durch den Bahnbetrieb ab [12] und die Druckfestigkeit am Haufwerk spiegelt die Einbau- und Unterhaltsarbeiten wieder [10].

Eine Korrelation zwischen Los Angeles-Test und Druckfestigkeit am Haufwerk ist bei bestimmten mittelharten Gesteinen vorhanden (Diagramm 12). Hingegen existiert keine Korrelation zwischen den beiden Verfahren bei den Gesteinskörnungen aus harten oder schlagempfindlichen Lithologien (Diagramm 12).

Die Aussagekraft der Druckfestigkeit am Haufwerk erscheint wesentlich differenzierter bei Hartgesteinen als die der Los Angeles-Prüfung, weil die Bandbreite grösser ist (Diagramm 7, Diagramm 11, Diagramm 12). Die Druckkraft könnte ausserdem erhöht werden, was die Bandbreite bei sehr harten Gesteinen vergrössern würde und dadurch die Aussagekraft verfeinern könnte.

Bei sehr weichen Gesteinen stösst wahrscheinlich die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk an ihren Grenzen, weil die Fullerkurve nahezu erreicht wird (Kornverteilungskurve 16). Dies trifft allerdings wahrscheinlich auch beim Los Angeles Versuch zu (Diagramm 7). Bei der Druckfestigkeit am Haufwerk könnte der Druck reduziert werden, was die Aussagekraft bei sehr weichen Gesteinen erhöhen würde.

Die Versuchsanordnung der Druckfestigkeit am Haufwerk macht diese Prüfung sehr flexibel und lässt viel Spielraum für weitere Anpassungen. Der Druck kann sehr einfach variiert werden im Gegensatz zur festgelegten Masse der Kugeln beim Los Angeles Versuch.

## **6.2 Gleisschotter mit schärferen Anforderungen**

Die tragende Struktur der Gleise besteht zum grössten Teil aus Gleisschotter. Ausnahmen bilden z.B. die Untertagebauten, wie die modernen Tunnels oder die Brücken, wo feste Fahrbahnen Vorteile mit sich bringen. Die hohe Verfügbarkeit des Eisenbahnnetzes bzw. der einzelnen Strecken steht in direkter Korrelation mit den Unterhaltsarbeiten und damit den Schottererneuerungen zusammen. Sämtliche Untersuchungen weisen darauf hin, dass die Schotterqualität ein absolut entscheidender Parameter für die Lebensdauer und für den Unterhalt des Schotterbettes ist.

Die Frage nach dem Bedarf einer Schotterklasse mit schärferen Anforderungen ist bisher offen geblieben, weil u.a. die Festigkeit von harten Gesteinen anhand der Los-Angeles-Prüfung nicht aussagekräftig ermittelt werden kann.

Die Resultate dieser Untersuchungen weisen darauf hin, dass Schotterklassen mit schärferen Anforderungen denkbar wären, welche allerdings nur anhand der Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk aussagekräftig definiert werden könnten. Weitere Untersuchungen (vor allem aus der Praxis) sowie Langzeitbeobachtungen in situ sind allerdings nötig, um diese Problematik abzuklären.

## **6.3 Aussagekraft für andere Anwendungen**

### **6.3.1 Gesteinskörnungen für Beton und Asphalte**

Bei Betonzuschlagstoffen aus Tunnelausbruchmaterial wäre die Bestimmung der Druckfestigkeit am Haufwerk eine sinnvollere Testmethode als die Los-Angeles-Prüfung, weil die Druckfestigkeit am Haufwerk der Prüfung der Würfeldruckfestigkeit des Betons am nächsten kommt. Eine einfache und klare Korrelation mit der einaxialen Druckfestigkeit muss allerdings mit zusätzlichen Forschungen nachgewiesen werden.

Aussagen für Gesteinskörnungen für den Strassenbau (Widerstandsfähigkeit gegen Verdichtung) sind anhand der Druckfestigkeit am Haufwerk möglich. Eine nahezu konstante Abweichung zwischen der Fullerkurve und dem Siebdurchgang scheint für alle Körnungen aufzutreten (Kornverteilungskurve 22). Weitere Forschungen sind allerdings nötig.

Probleme mit der Aussagekraft der Druckfestigkeit am Haufwerk treten möglicherweise bei kleinen Körnungen auf (Anhang 11.1, Kornverteilungskurve 20).

Die Zertrümmerungsprüfung gemäss SN 670 830a ist weder in der SN 670 102a [17] noch in der SN 670 103a [18] vorgesehen. Die Festigkeit der Gesteinskörnungen wird ausschliesslich mittels Los Angeles-Prüfungen bestimmt.

Eine entsprechende Untersuchung wie für den Gleisschotter [12] über die Aussagekraft der Los Angeles-Prüfung für Gesteinskörnungen < 31.5 mm wurde bisher nicht durchgeführt.

Die Druckfestigkeit am Haufwerk weist mit grosser Wahrscheinlichkeit das gleiche Potenzial für den Strassenbau auf wie beim Gleisschotter. Dies scheint für die Korngruppen 8/11, 11/16, 16/22.4 und 22.4/31.5 zuzutreffen (Kornverteilungskurve 22). Bei der Korngruppe 4/8 mm scheint die Prüfung nur noch eine sehr begrenzte (wenn überhaupt) Aussagekraft zu besitzen (Kornverteilungskurve 20). Dies könnte mit der Korngrössenverteilung vor der Prüfung zusammenhängen. Vermutlich sollte die Korngruppe 4/8 mm durch die Fraktion 5.6/8 mm ersetzt werden und möglicherweise noch 4/5.6 mm.

### 6.3.2 Tektonisch beanspruchte Lithologien

Die Aussagekraft der Druckfestigkeit am Haufwerk hat sich für Gesteinskörnungen aus tektonisch stark beanspruchten Lithologien bestätigt (Kornverteilungskurve 13 und Kornverteilungskurve 15). Die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit bei tektonisch beanspruchten Gesteinssorten kann sehr problematisch sogar unmöglich durchgeführt werden, wie dies bei Gesteinen in den Schweizer Alpen oder im Faltenjura oft der Fall ist. Es wäre in diesem Zusammenhang auch nötig, mit weiteren Forschungen die allgemeine Korrelation mit der einaxialen Druckfestigkeit am Fels nachzuweisen (Diagramm 13).

Die Bestimmung der Druckfestigkeit am Haufwerk könnte dadurch entscheidende Rückschlüsse zur Charakterisierung von Lithologien und Gesteinskörnungen ermöglichen, welche aus tektonisch beanspruchten Gesteinsvorkommen gewonnen werden.

Durch diese Untersuchung sind zum Beispiel zwei potenzielle Vorkommen für Schotterklasse 1 und 2 entdeckt worden.

Die Problematik der Verwendung von relativ weichen Materialien wie Jurakalke für die Trag- und Binderschichten könnte mit dieser Methode erhellt werden.

### 6.3.3 Verwertung von Altschotter, Tunnelausbruch, etc.

Die einaxiale Druckfestigkeit von Fels stellt wahrscheinlich einen entscheidenden Faktor für die Druckfestigkeit am Haufwerk dar. Wenn diese Annahme sich bestätigen liesse, könnten Ergebnisse bei Lockergesteinen gewonnen werden, die sonst nicht oder schwer bestimmt werden können (z.B. Tunnelausbruchmaterial, Felssturzmaterial, Gehängeschutt, Altschotter usw.).

## 6.4 Dolomite – Grenzfälle bei den Festigkeitsprüfungen

Die Resultate bei der Gleisschotterprobe aus Dolomit weisen darauf hin, dass die Dolomittypen eine Schlüsselrolle in der Problematik der Aussagekraft der Los Angeles-Prüfung darstellen (Tabelle 9). Der Unterschied zwischen Los Angeles-Prüfung gemäss R 211.1 mit 5 kg oder EN 13450 mit 10 kg Probematerial sind am kubischen Gleisschotter aus Dolomit gering (Differenz = 1.4 LA).

Die Kubizität, eventuell ein bestimmter Quarzanteil, könnten die Resultate der Druckfestigkeit am Haufwerk positiv beeinflusst haben. Trotz allem bleiben die Resultate am Dolomit aus Italien erstaunlich gut, was darauf hinweist, dass dieses Material eine Schlüsselrolle beim Verständnis der

Festigkeitsprüfungen spielen könnte. Es weist auch möglicherweise darauf hin, dass sich bisher nicht verwendete Materialien für die Schotteraufbereitung der Klasse 1 eignen könnten. Weitere Abklärungen sind allerdings nötig, um diese Fragestellungen klären zu können.

Dolomit	Z-Wert	Los Angeles R 211.1	Los Angeles EN 13450
Italien - Apulien	23	<b>13.4</b>	<b>12</b>
Préalpes médianes rigides (Vaud)	28 bis 31	14	n.b.
Préalpes médianes plastiques (Vaud)	n.b.	22.3	n.b.
Marbre dolomitique (Valais)	30	26.7	n.b.

n.b. = nicht bestimmt, weil zum Teil die Vorkommen nicht mehr ausgebeutet werden dürfen und daher kein Material zur Verfügung steht.

**Tabelle 9: Resultate von Festigkeitsmessungen an Dolomit-Proben**

## 6.5 Anpassung der Menge des zu untersuchenden Gesteins

Die Probemenge mit der gröberen Gesteinskörnung 31.5/50 mm (anstatt 31.5/45 mm) von 15 kg passt in den Stahlbehälter gemäss Norm 670 830a. Die Masse der Einzelmessprobe braucht daher nicht geändert zu werden

## 6.6 Anpassung an der EN-Korngrössenverteilung und Siebreihe

Die Siebe (31.5 und 45 mm) der Norm 670 830a müssen durch die Siebe (31.5, 40 und 50 mm) ersetzt werden.

## 6.7 Neue Definition für die Zertrümmerungsprüfung

Folgender Vorschlag erscheint sinnvoll:

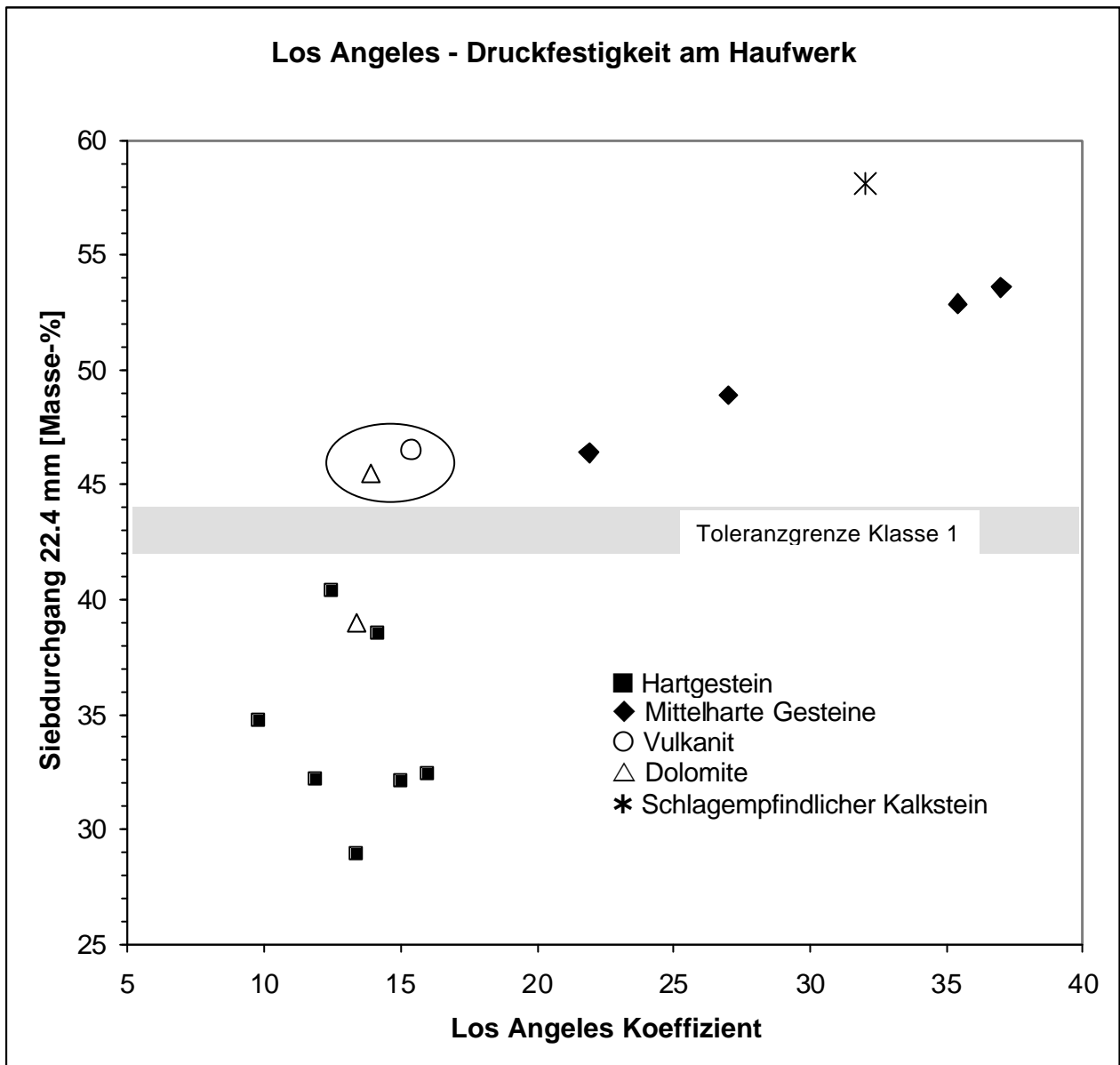
- **Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk**
- kurz: **Druckfestigkeit am Haufwerk**
- **Résistance à la compression des granulats en vrac**
- simplement: **résistance à la compression en vrac**

Der neue Begriff "Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk" entspricht am besten dem Grundsatz nach dem diese Prüfung aufgebaut ist. Mit diesem Verfahren wird die Bestimmung der Widerstandsfähigkeit eines genormten Haufwerkes einer genormten Gesteinskörnung gegen Druckbeanspruchung ermittelt bzw. gegen Verdichtung gemessen.

## 6.8 Vereinfachung der Prüfung für Gleisschotter

Mit der Bestimmung des Durchgangs beim 22.4 mm Sieb wird die Prüfung vereinfacht.

Die Doppelmessungen hingegen sollen beibehalten werden. Falls der Unterschied zwischen den beiden Ergebnissen mehr als 10% des grösseren Wertes ausmacht, ist die Prüfung zu wiederholen.



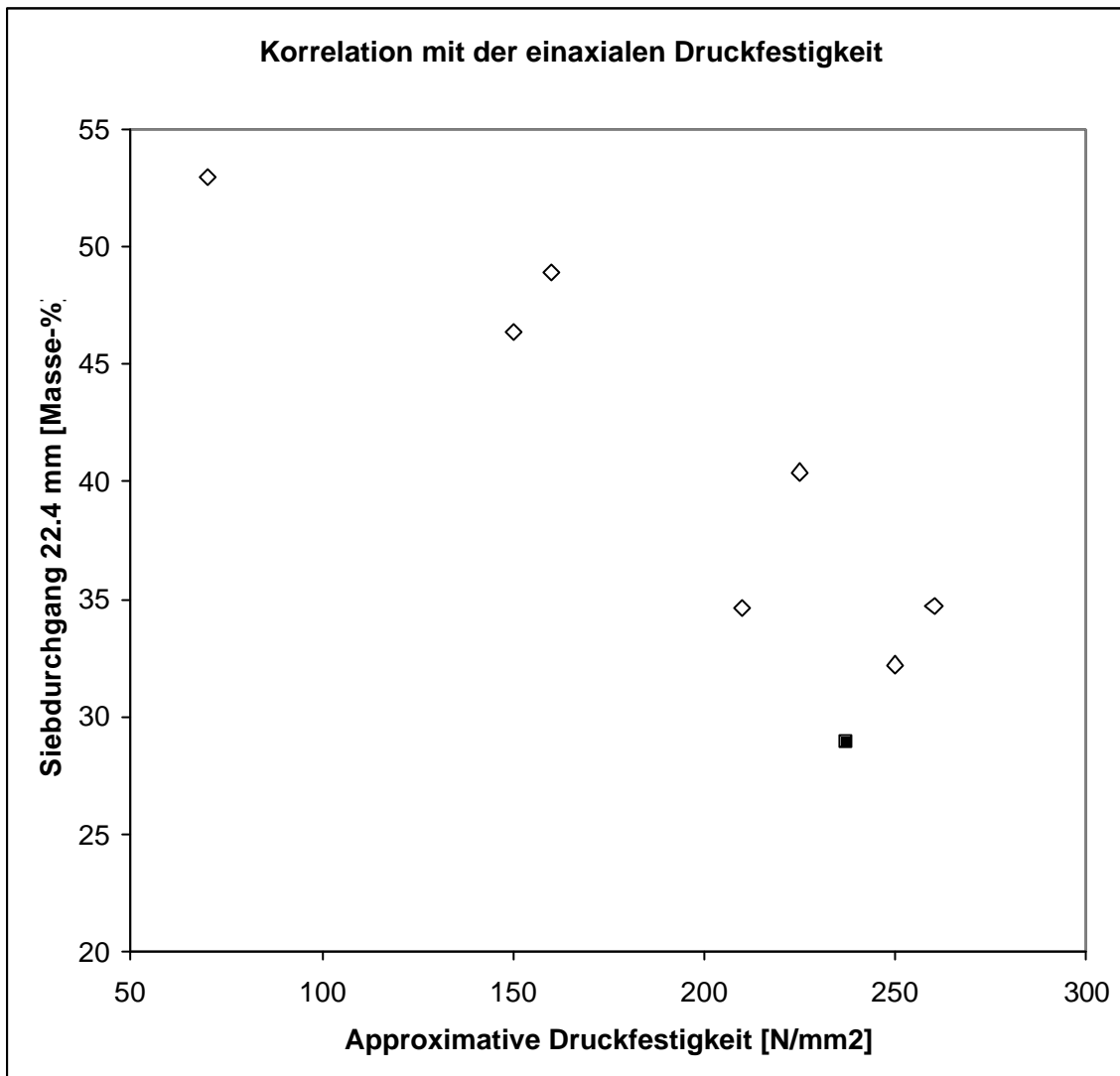
**Diagramm 12: Korrelation zwischen Los Angeles und Druckfestigkeit am Haufwerk**

Um Artefakten (= künstliche, scheinbare oder täuschende Effekte) auszuschliessen und eine Korrelation zu ermöglichen sind nur LA-Werte angegeben, die an präparierten Proben aus kubischen Körnern ermittelt wurden. Proben aus dieser Untersuchung und aus vier Eignungsprüfungen sind angegeben.

Es ist ersichtlich, dass keine generelle lineare Korrelation zwischen Los Angeles Prüfung und Druckfestigkeit am Haufwerk vorhanden ist. Eine Korrelation tritt ausschliesslich bei bestimmten mittelharten Gesteinssorten (◆) auf. Eine Korrelation zwischen Los-Angeles-Test und Druckfestigkeit am Haufwerk gibt es hingegen weder bei schlagempfindlichen Gesteinssorten (\*) noch bei Hartgesteinen (■), (Diagramm 7, [12]).

Diese Vergleiche zeigen, dass die beiden Prüfungen unterschiedliche Festigkeitseigenschaften der Gesteinskörnungen charakterisieren.

Schotter aus Dolomiten, ankeritreichen Karbonatgesteinen, Dolomitbreccien und Vulkaniten wurden während Eignungsprüfungen mit LA-Werten im Toleranzbereich von Schotter Klasse 1 und Z-Werte im Toleranzbereich von Schotter 2 beobachtet (zwei Beispiele sind mit einer Ellipse ange deutet).



**Diagramm 13: Korrelation mit der approximativen einaxialen Druckfestigkeit.**

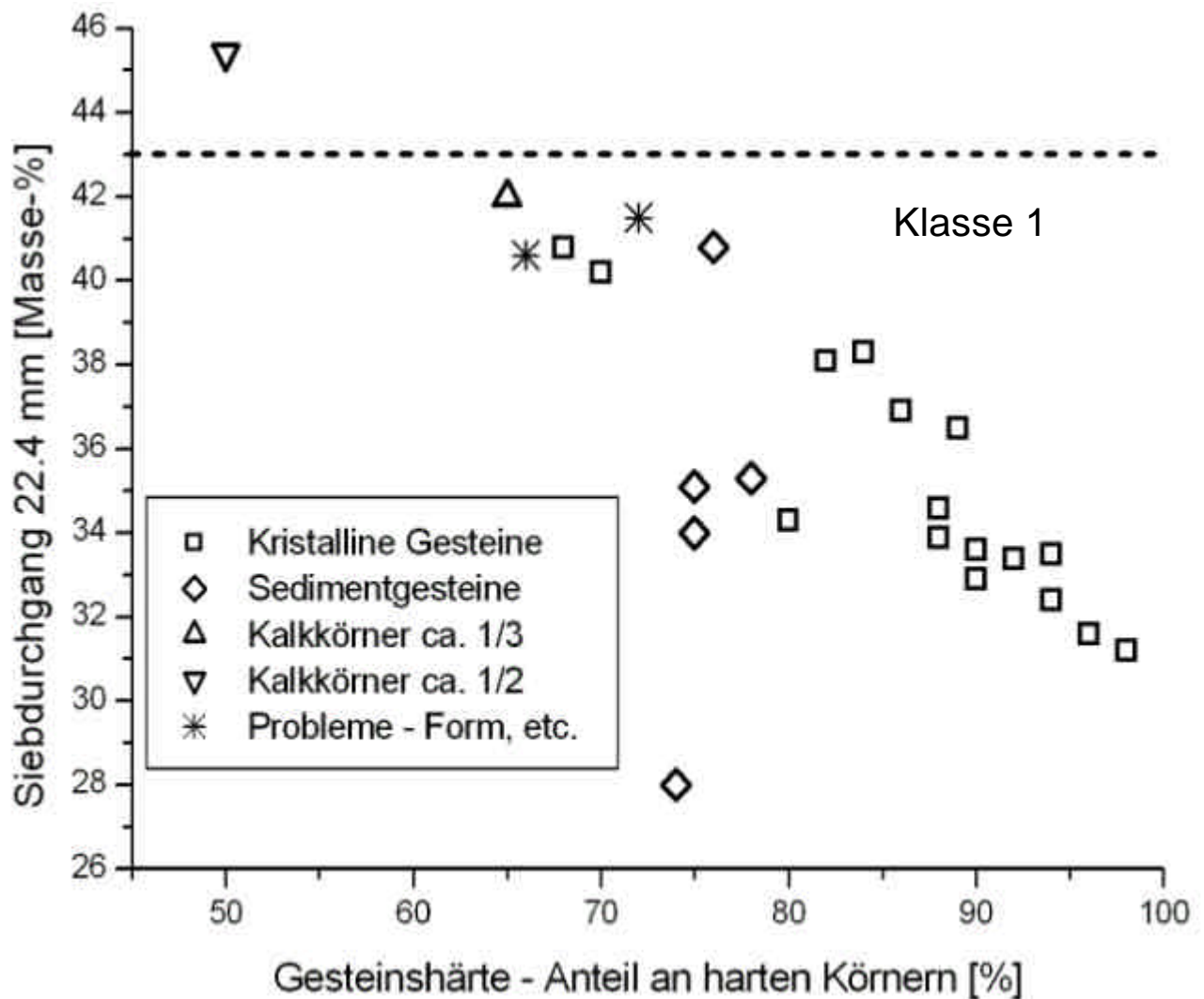
Die Druckfestigkeitsdaten wurden aus der Fachliteratur entnommen und sind mit Rauten angegeben (es handelt sich zum Teil um relativ alte Angaben). Das schwarze Viereck entspricht einer Messung.

Der Siebdurchgang bzw. die Zertrümmerungswerte werden im Allgemeinen niedriger (besser) mit Zunahme der einaxialen Druckfestigkeit des Festgesteins.

## 6.9 Bleibende Einteilung der Schotterwerke

Die neue Schotterklasse 1 entspricht weiterhin der Schottersorte 1 gemäss R 211.1. Das neue Mess- und Auswertungsverfahren bewirkt keine neue Einteilung der Schotterlieferanten der SBB.

Alle Werke, die bisher Schotter der Sorte 1 aufbereitet haben, entsprechen den Anforderungen der Schotterklasse 1 mit dem angepassten Verfahren.



**Diagramm 14: Vergleich des neuen Grenzwertes für Schotterklasse 1 mit den Resultaten von früheren Eignungsprüfungen.**

Die Festigkeitsangaben (Abszisse) für die Schotterproben sind relativ willkürlich angegeben.

Es ist ersichtlich, dass Potenzial für Schotterklassen mit schärferen Anforderungen vor allem bei den kristallinen Gesteinen vorhanden sind.

## 7 Vorschlag für die Anpassung der SN 670 830

### 7.1 Generell

- Die ehemalige ZWert Prüfung des Gleisschotters (gemäss Norm SN 670 830) ist mit der Bestimmung der Druckfestigkeit am Haufwerk weiterzuführen. Die Zertrümmerungsprüfung gemäss Norm SN 670 110 ist mit der Bestimmung der Druckfestigkeit am Haufwerk zu ergänzen.
- Die Revision der Norm 670 830b und 670 110 für Gleisschotter wird beantragt.

### 7.2 Änderungen an der Versuchsdurchführung

- Die europäische Korngrössenverteilung für die Versuchsdurchführung ist zu übernehmen
- Die Siebreihe der europäischen Normen (50 mm Sieb anstatt 45 mm Sieb für Gleisschotter) für den Versuch und die Auswertung sind zu übernehmen

### 7.3 Änderung der Auswertungsmethode

- Die Auswertungsmethode für Gleisschotter ist mit der Bestimmung des Siebdurchgangs beim 22.4 mm Sieb zu übernehmen. Die Auswertung der neuen Prüfung entspricht dem Siebdurchgang beim 22,4 mm Sieb [Masse-%] nach der Druckbeanspruchung.

### 7.4 Grenzwerte

- Weiterhin sind diskrete Auswertungsverfahren zu verwenden
- Grenzwert Schotter Klasse 1           max. 42 bis 44 [Masse-%]
- Grenzwert Schotter Klasse 2           max. 50 bis 52 [Masse-%]

### 7.5 Korrekturfaktor

- Ein Korrekturfaktor von  $k = 1.04$  bis  $1.1$  ( $D_k = 1.04 D$ ) ist für Schotter mit eindeutig gerundeten Kanten einzuführen.

### 7.6 Schotterklasse mit höheren Anforderungen

- Grundlagen und Randbedingungen für neue Schotterklassen mit schärferen Anforderungen sind zu erarbeiten, um zukünftige Schadenfälle zu vermeiden (z.B. Züge mit höheren Geschwindigkeiten).

## 8 Vorschläge für weitere Forschungen

### 8.1 Korrelation mit der einaxialen Druckfestigkeit

Offen bleibt die entscheidende Frage nach der Korrelation zwischen der einaxialen Druckfestigkeit von zylindrischen Probekörpern (Fels) und der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk (gebrochenes Gestein). Damit könnte die Grundlage für eine schweizerische bzw. eine europäische Norm geschaffen werden.

Der Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Druckfestigkeit am Haufwerk könnte entscheidende Rückschlüsse zur Charakterisierung von Lithologien und Gesteinskörnungen ermöglichen, die aus tektonisch beanspruchten Gesteinsvorkommen [Fels mit sehr vielen Diskontinuitäten (Klüfte, Adern, Stylolithen etc.)] gewonnen werden. Dies gilt auch bei Lockergesteinen (Gehängeschutt, Felssturzmaterial), Tunnelausbruchmaterial, Altschotter usw.

### 8.2 Teststrecken SBB

Im Bahnverkehr sind zwei Tendenzen erkennbar, einerseits höhere Geschwindigkeiten, andererseits höhere Belastungen [BRT/d]. Es wäre sinnvoll anhand von Teststrecken für Langzeitbeobachtung zu prüfen, ob die Tendenzen mit strengeren Grenzwerten für die Qualität von Gleis- und Schotter verbunden sind. Die Einrichtung solcher Teststrecken mit typisch schweizerischen Schottern bei stark belasteten Strecken wäre mit wenig Aufwand verbunden. Die laufende Beobachtung der Schotteralterung würde Aufschlüsse über das Langzeitverhalten geben und das allfällige Ergreifen von Korrekturmassnahmen mit kleinem Aufwand ermöglichen.

### 8.3 Referenzmaterialien

Das Fehlen von anerkannten Standards für die Kalibrierung von Festigkeitsprüfungen ist generell zu bemängeln (Wiederhol- und Vergleichspräzision). Es wäre sehr sinnvoll Eichmaterialien für die Kalibrierung der Los-Angeles-Maschine und für die Druckfestigkeit am Haufwerk zu charakterisieren und zu definieren.

### 8.4 Einfluss der Kubizität

Die nicht kubische Kornform weist mit grosser Wahrscheinlichkeit Auswirkungen auf das Bruchverhalten des Schotters im Stahlbehälter auf. Es könnte hilfreiche Auskünfte über das Verhalten der nicht kubischen Körner ergeben.

## 9 Schlussvermerk

Fast visionär schrieb P. Haller in 1956 (Diagramm 3 und 4):

„Ob die Definition des Zertrümmerungsgrads zu recht besteht, ob tatsächlich von der Widerstandsfähigkeit des Schotters und des Splittes ein wahres Bild vermittelt wird, kann schlussendlich nur durch die Erfahrung in der Praxis unter Beweis gestellt werden.“

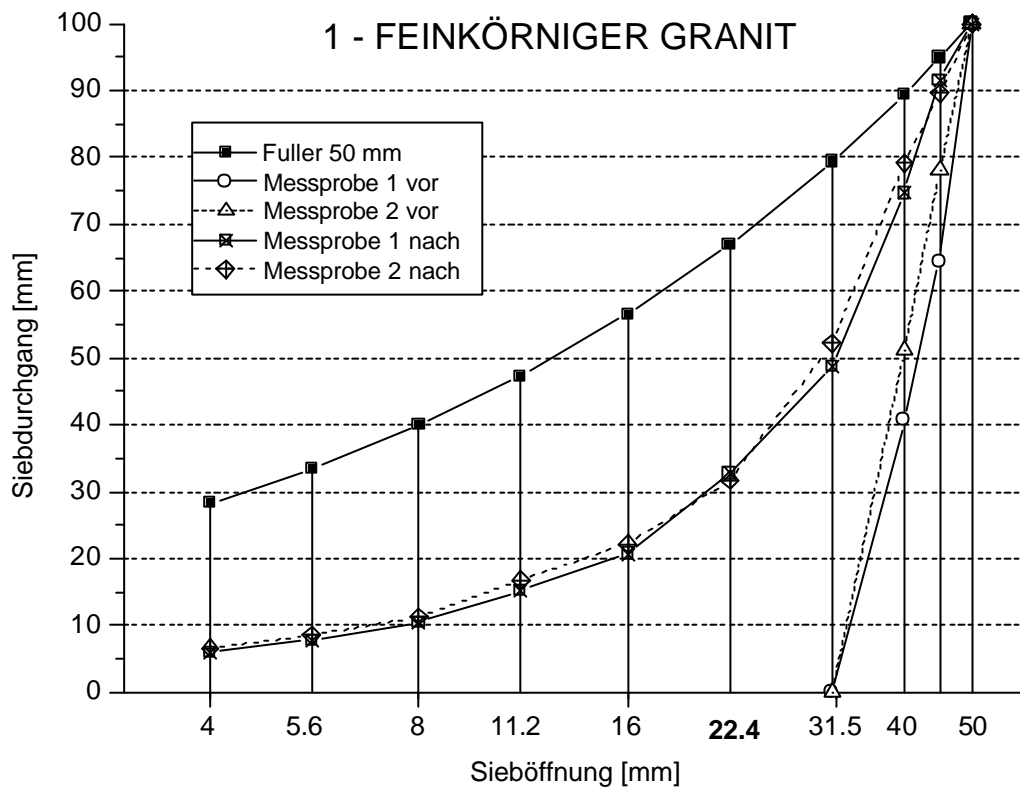
Dies gilt heute weiterhin.

## 10 Literaturverzeichnis

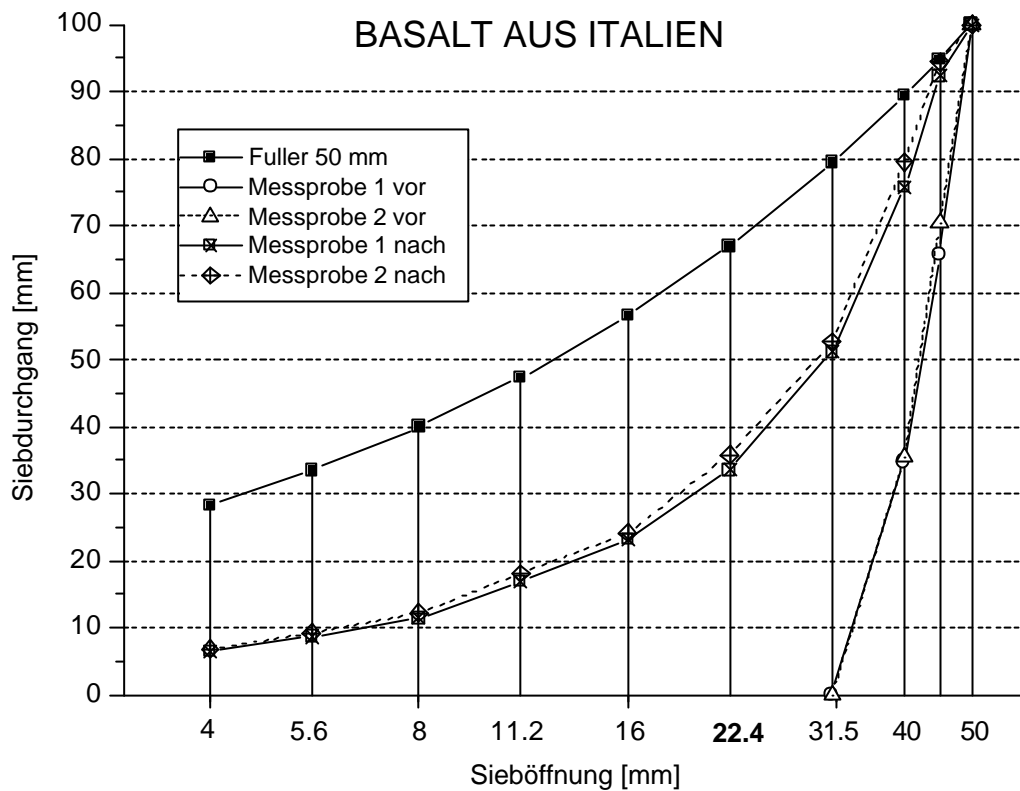
- [1] EN 13450 (2002); Gesteinskörnungen für Gleisschotter.
- [2] SN 670 830a (1991); Mineralische Baustoffe – Zertrümmerungsprüfung.
- [3] Prof. Dr. F. de Quervain (1956); Beziehungen zwischen Gesteinsbeschaffenheit, Form und Festigkeit bei Strassensplitt. Teilbericht zum Forschungsauftrag Nr. 6/1956.
- [4] P. Haller, dipl. Ing., Sektionschef der EMPA, Zürich (1956); Die Prüfung der Festigkeitseigenschaften von Splitt und Schotter. Teilbericht zum Forschungsauftrag Nr. 6/1956.
- [5] SBB (1964); technische Bedingungen für die Lieferung von gebrochenem Schotter und Splitt.
- [6] Studer W. (1990); EMPA: Untersuchungen zur Zertrümmerungsprüfung
- [7] Reglement R 211.1 der SBB (1993; 1997); "Unterbau und Schotter".
- [8] Röthlisberger, F. (Januar 1997); Bericht SBB Nr. 96050: Untersuchung der Ursachen der vorzeitigen Alterung von Bahnschotter von SBB-Gleisen.
- [9] Röthlisberger, F., Schmutz, G., Däppen, J., Kurzen, E., Würsch, E. (2005): Alterungsphänomene von Gleisschotter (Eisenbahningenieur 06.2005).
- [10] Röthlisberger F., Berichte: Stopfversuch in Ostermündigen – Teil I (12. Januar 2000), Teil II (12. Dezember 2000).
- [11] SN 670 115: Gesteinskörnungen. Qualitative und quantitative Mineralogie und Petrographie (2005).
- [12] Röthlisberger, F.; Däppen, J.; Kurzen, E. und Würsch, E. (2005): Los Angeles-Prüfung für Gleisschotter – Aussagekraft und Folgerung. Eisenbahntechnische Rundschau vom 6. Juni 2005.
- [13] SN 670 110 NA (2005): Gesteinskörnungen für Gleisschotter.
- [14] Prof. F. de Quervain (1955): Bericht EMPA 9922. Die technologische Prüfung von Schotter.
- [15] Guldenfels, R. (1995): Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht, 1995. ETHZ, IGT, Band 209 2/96.
- [16] SN 670 903-2a (2005) - EN 1097-2 (1998): Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen – Teil 2: Verfahren zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung.
- [17] SN 670 102a (2004): Gesteinskörnungen für Beton (2004).
- [18] SN 670 103a (2004): Gesteinskörnungen für Asphalte und Oberflächenbehandlungen für Strassen, Flugplätze und andere Verkehrsflächen.
- [19] Vergleichende Untersuchung an vulkanischen Gestein nach DIN EN 1097, Teil 2 (Los Angeles-Prüfverfahren und Schlagversuch). Diekmann Thomas (19.08.2002).

## 11 Anhang

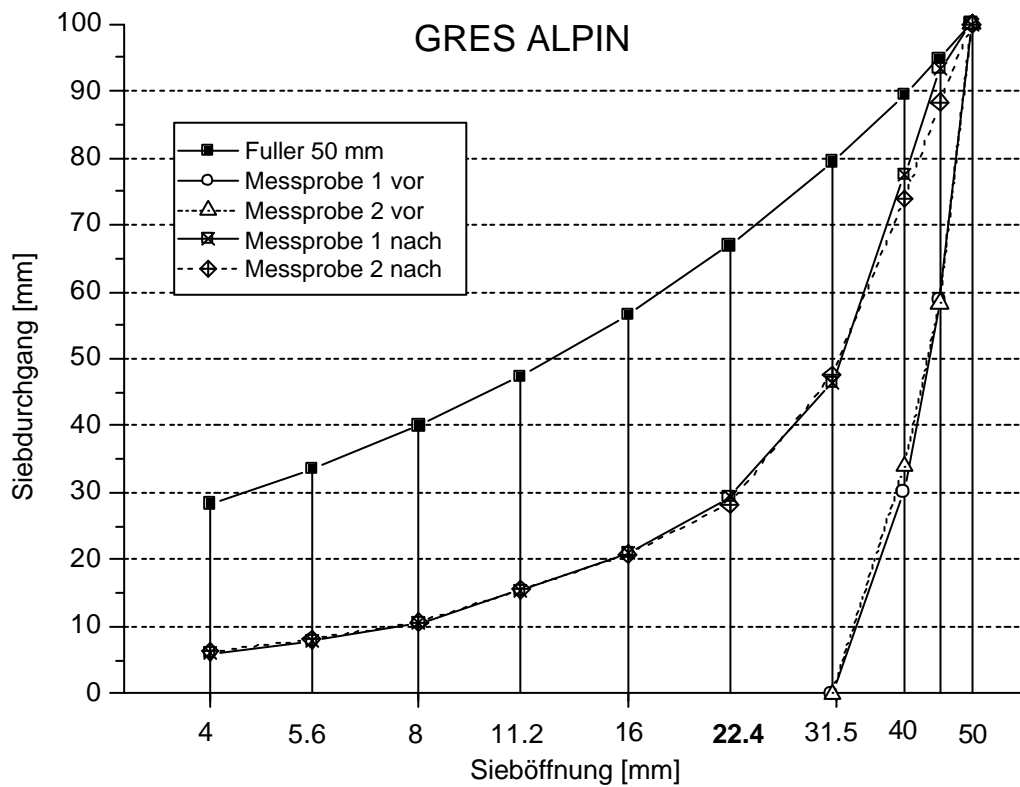
### 11.1 Grafische Darstellung der Korngrößenverteilungen vor und nach der Prüfung



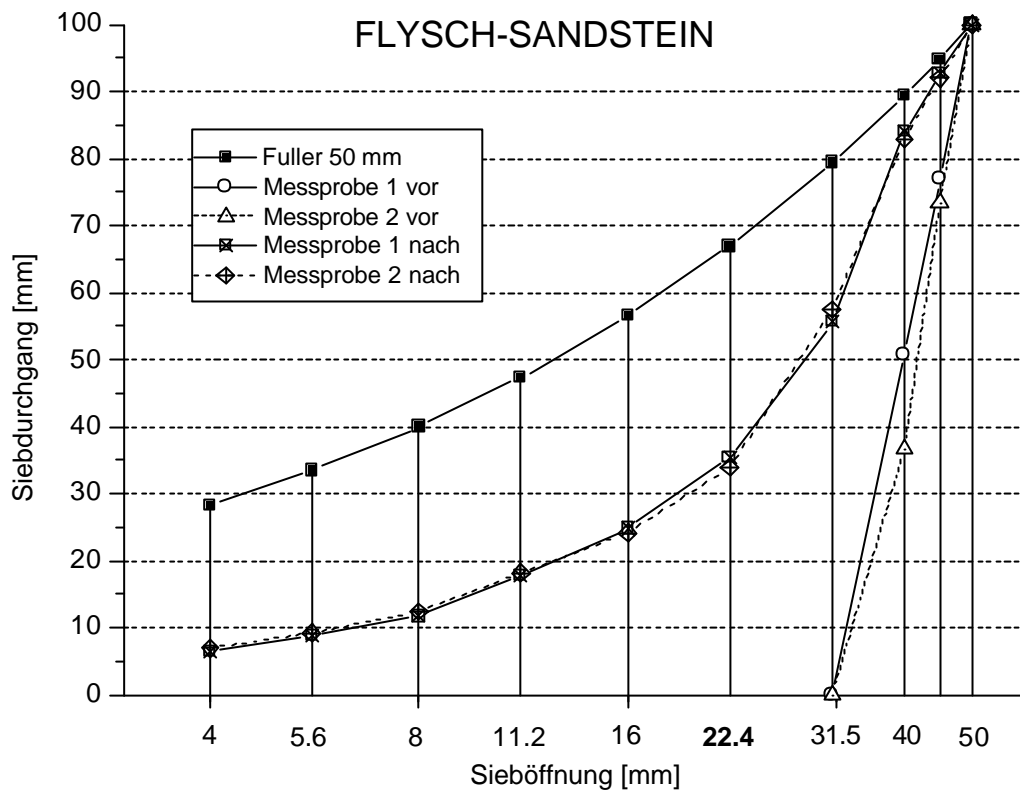
Kornverteilungskurve 1: feinkörniger Granit aus dem Schwarzwaldmassiv (Deutschland)



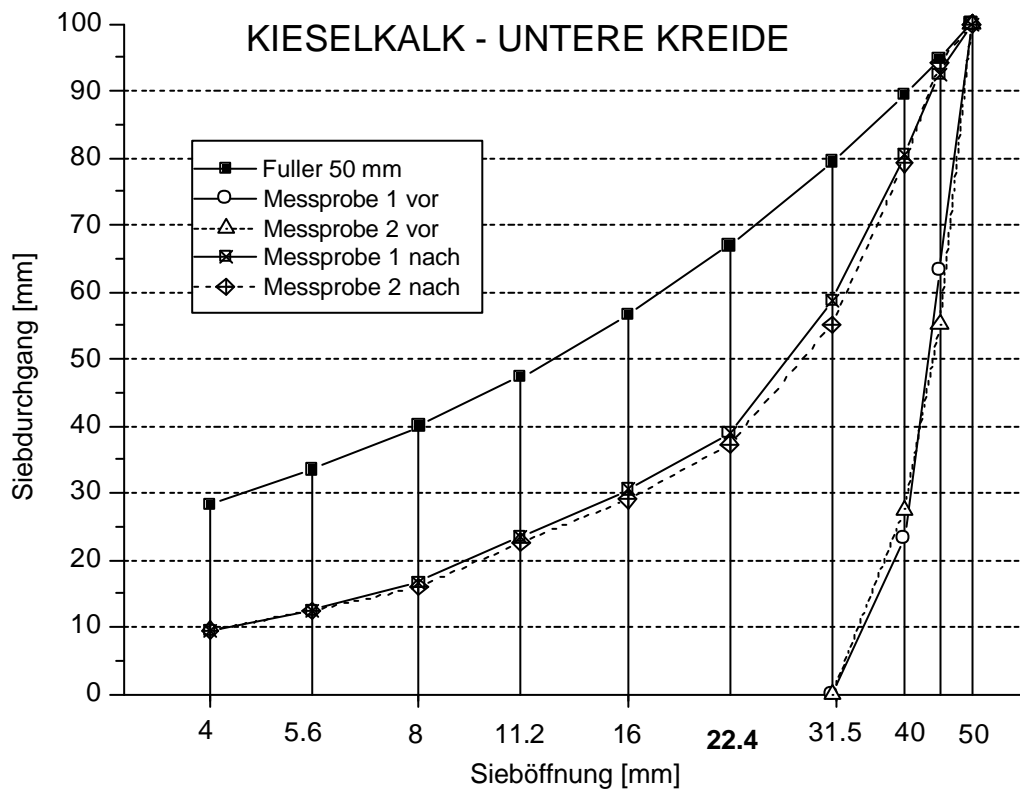
Kornverteilungskurve 2: Basalt aus Italien



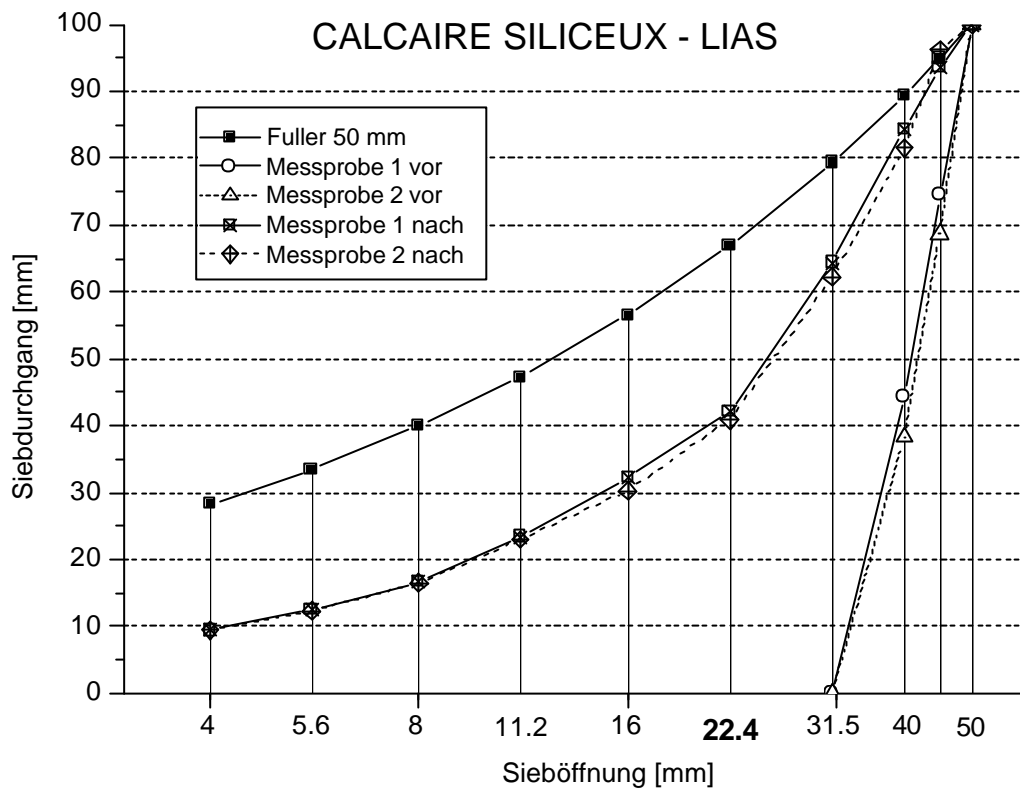
Kornverteilungskurve 3: grès alpin (alpiner Sandstein)



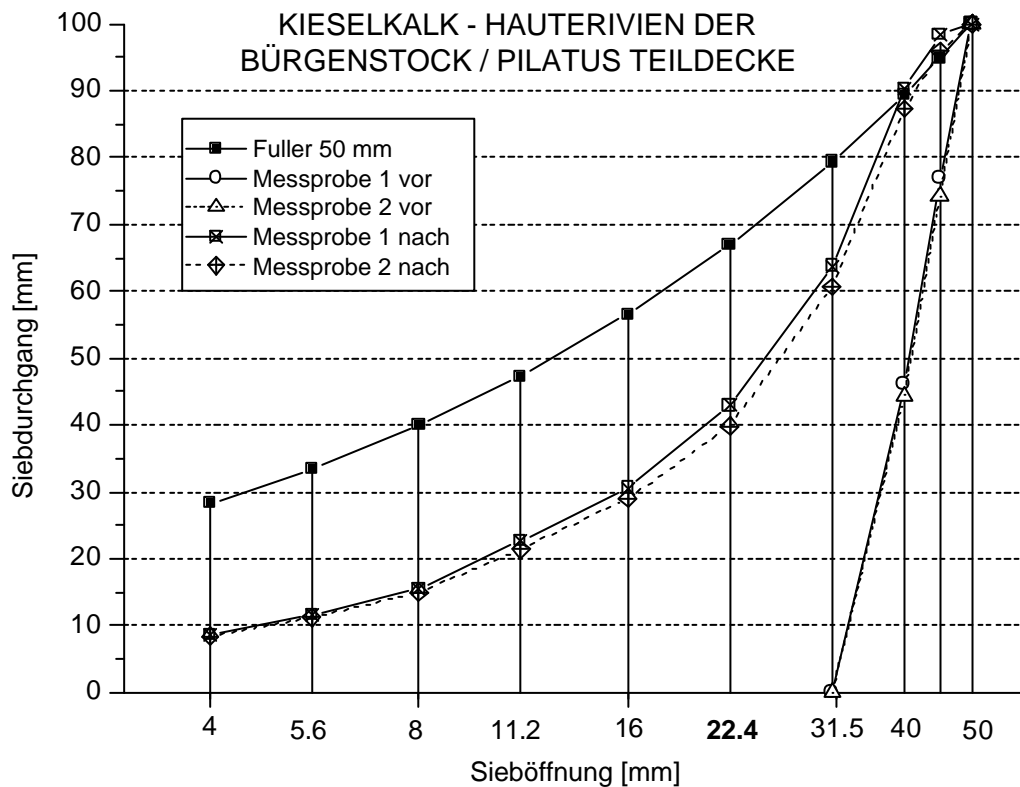
Kornverteilungskurve 4: Flyschsandstein



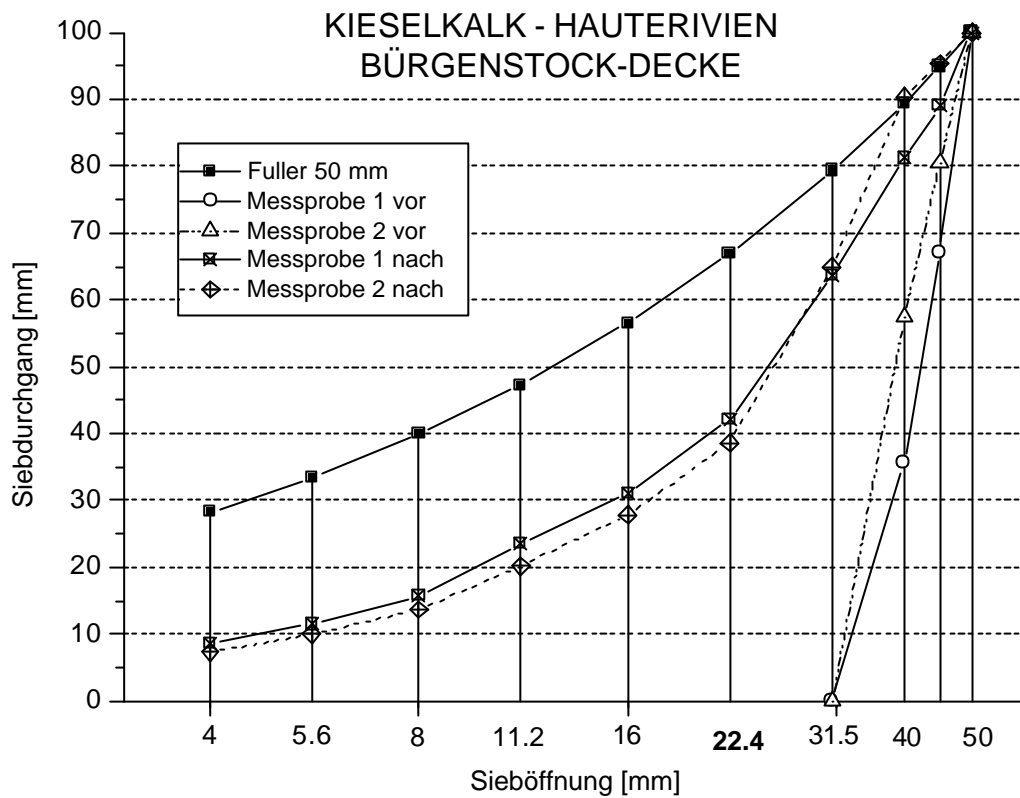
Kornverteilungskurve 5: Kieselkalk 1



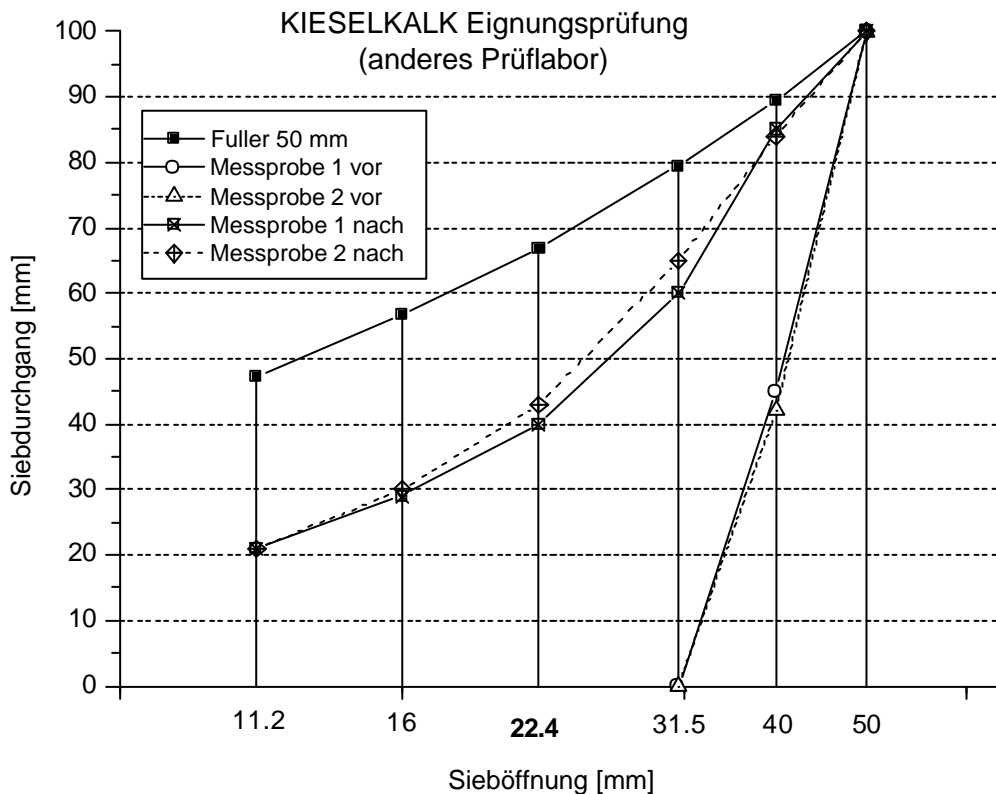
Kornverteilungskurve 6: Kieselkalk 2



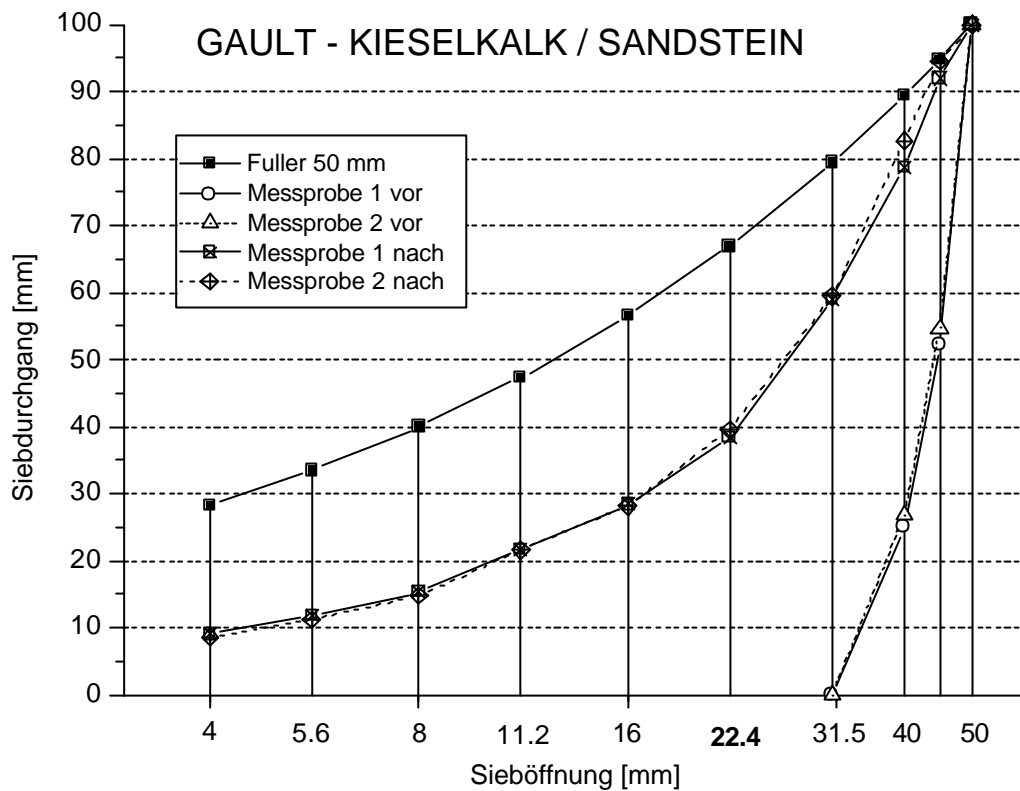
Kornverteilungskurve 7: Kieselkalk 3



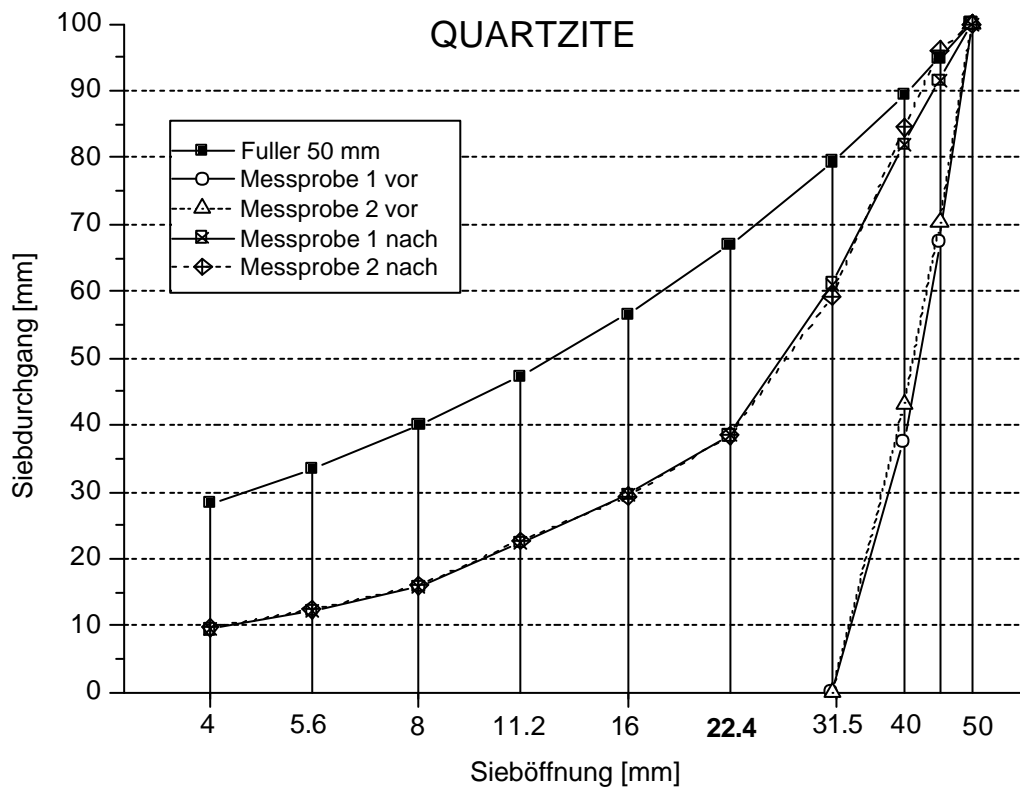
**Kornverteilungskurve 8: Kieselkalk 4**



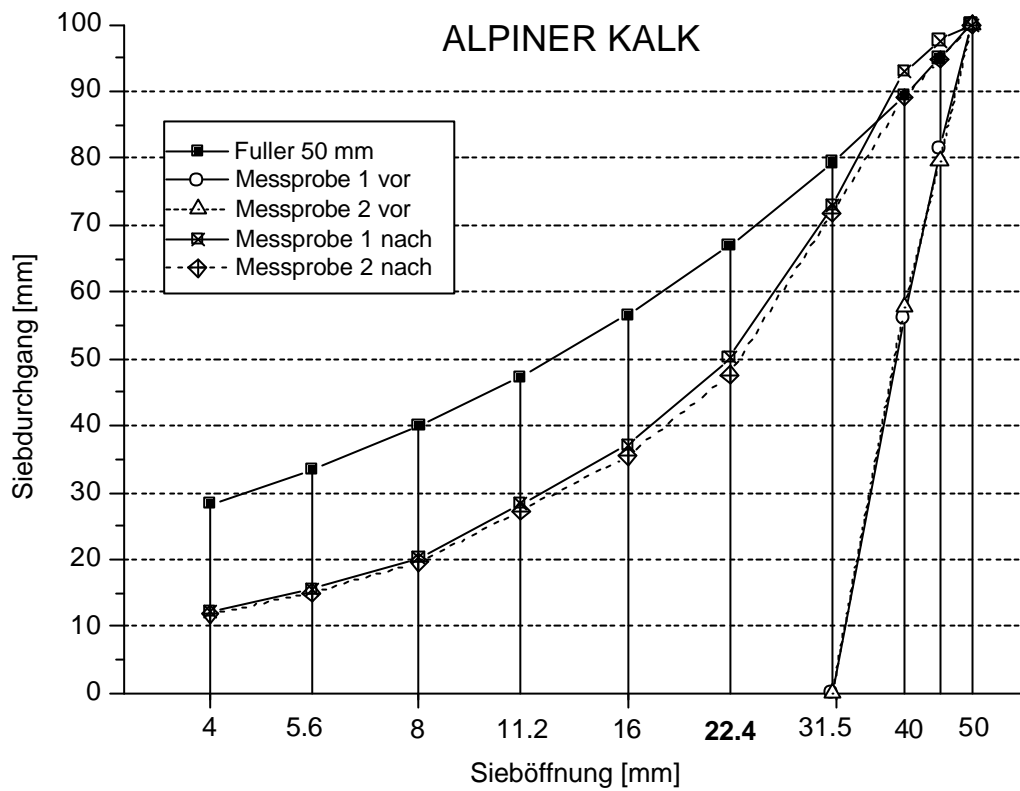
**Kornverteilungskurve 9: Kieselkalk 5**



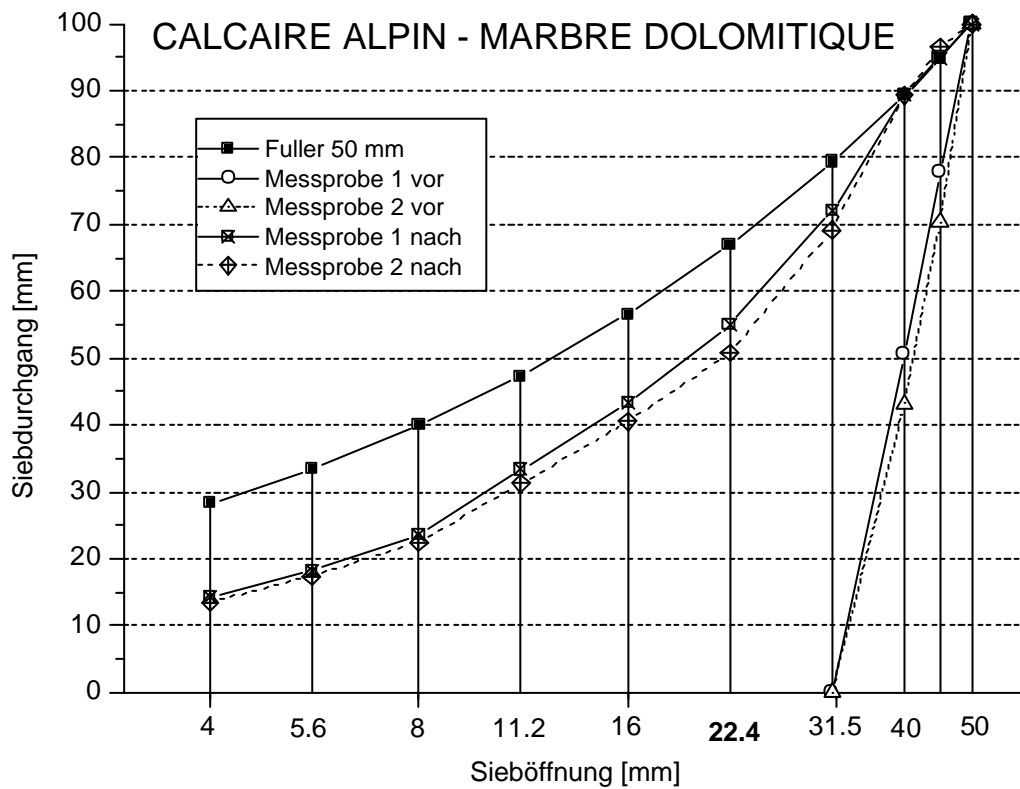
**Kornverteilungskurve 10: "Gault Formation" Kieselkalk / Sandstein**



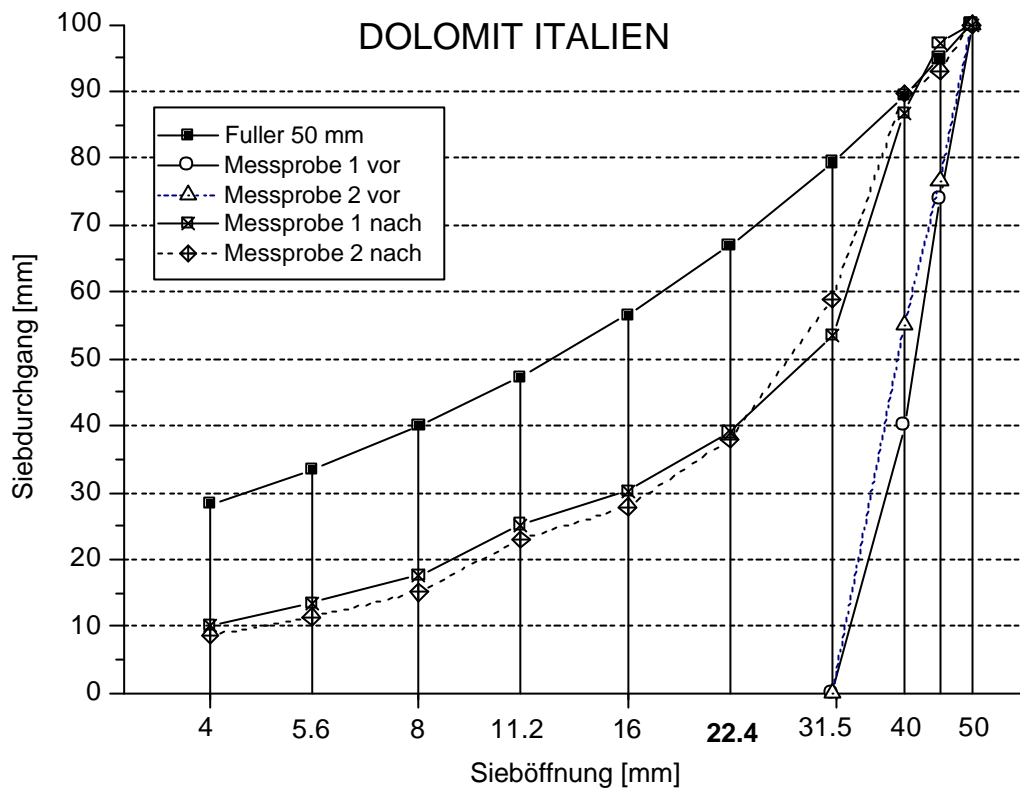
**Kornverteilungskurve 11: Quarzit aus dem Wallis**



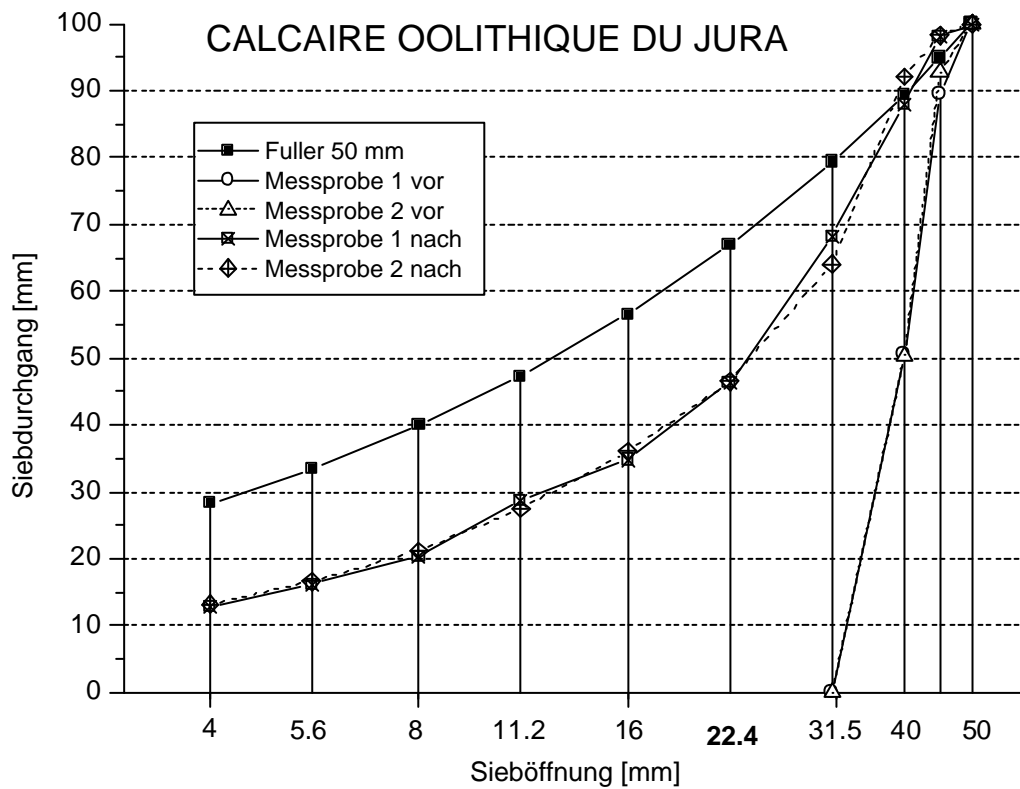
**Kornverteilungskurve 12: alpiner Kalk – Echinodermenbreccie**



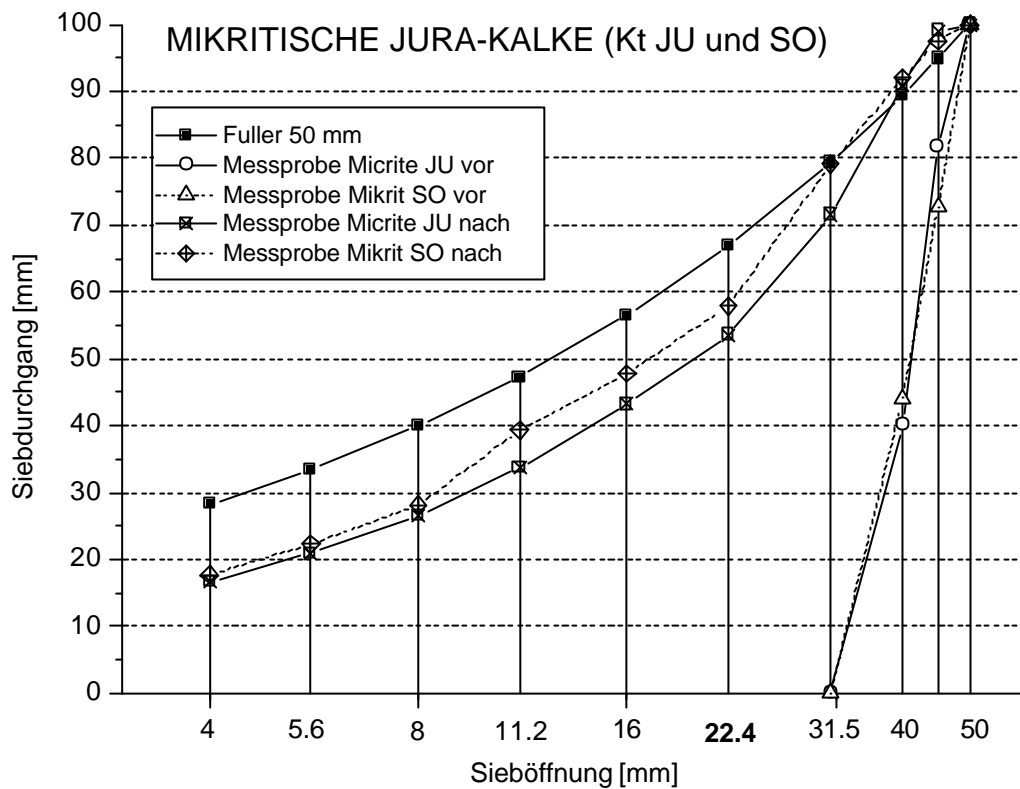
**Kornverteilungskurve 13: alpiner Kalk - Dolomitmarmor**



Kornverteilungskurve 14: Dolomit aus Italien

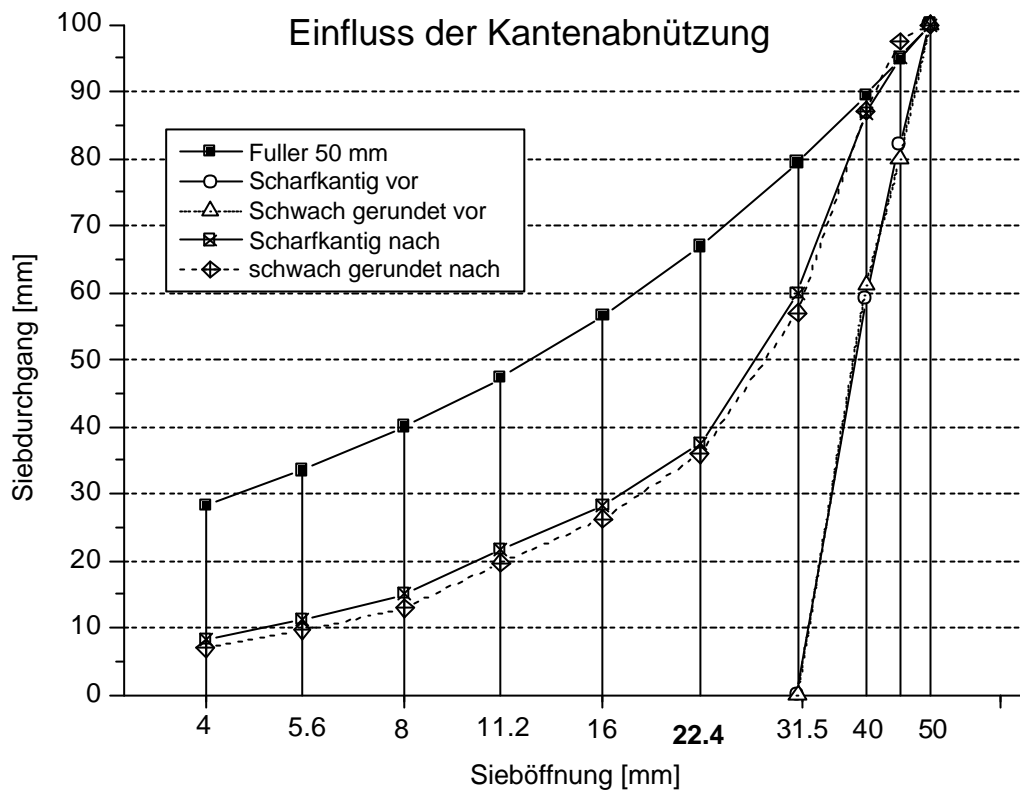


Kornverteilungskurve 15 calcaire oolithique et coralligène (Jura)

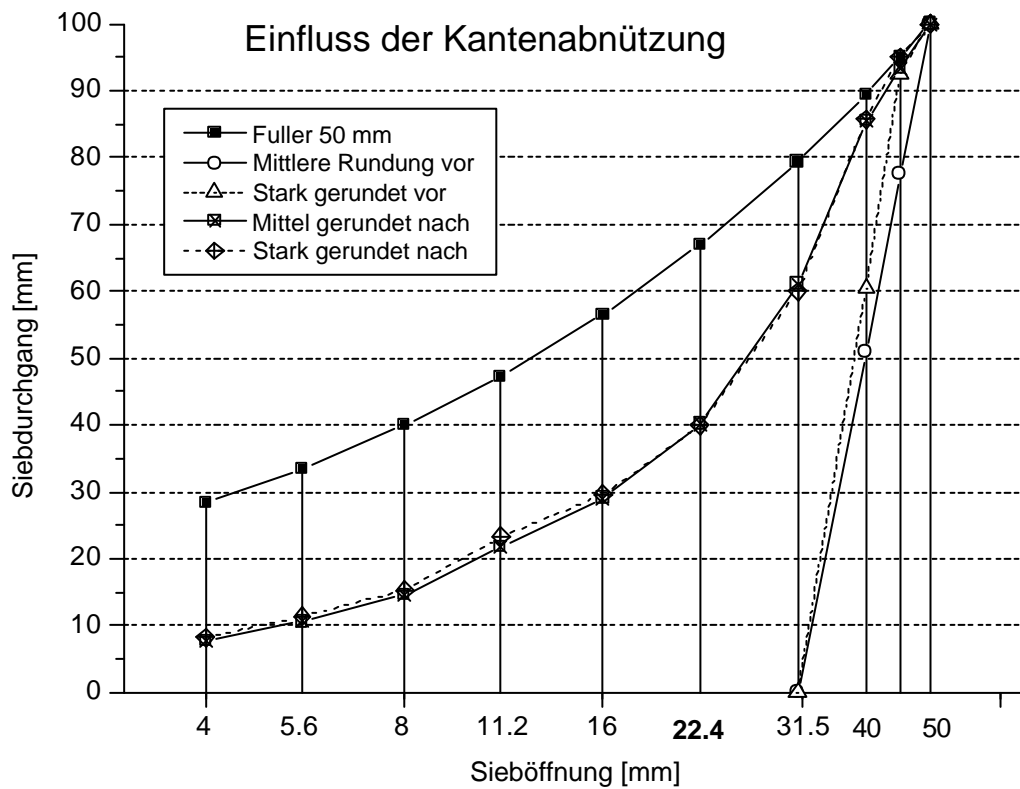


### Kornverteilungskurve 16: Mikritische Kalksteine aus dem Jura

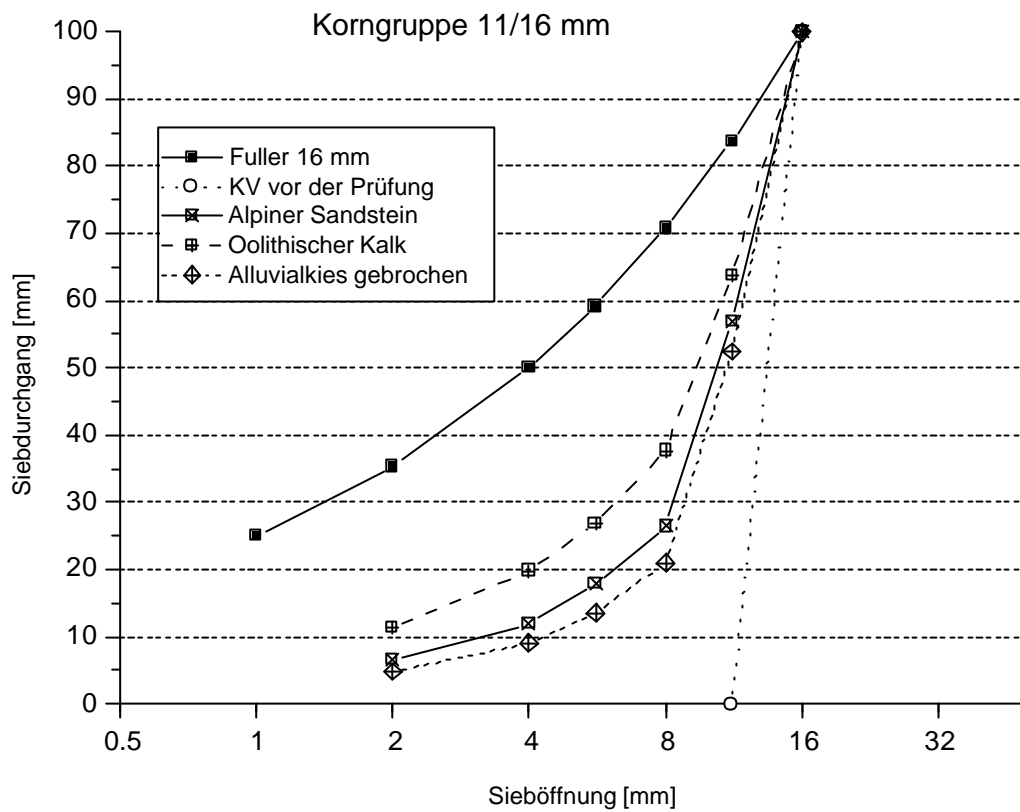
Weiche und relativ poröse Jura-Kalke (Kt. SO und JU). Die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk bleibt auch beim weichen Jura-Kalk aussagekräftig, weil die Fullerkurve nicht erreicht ist.



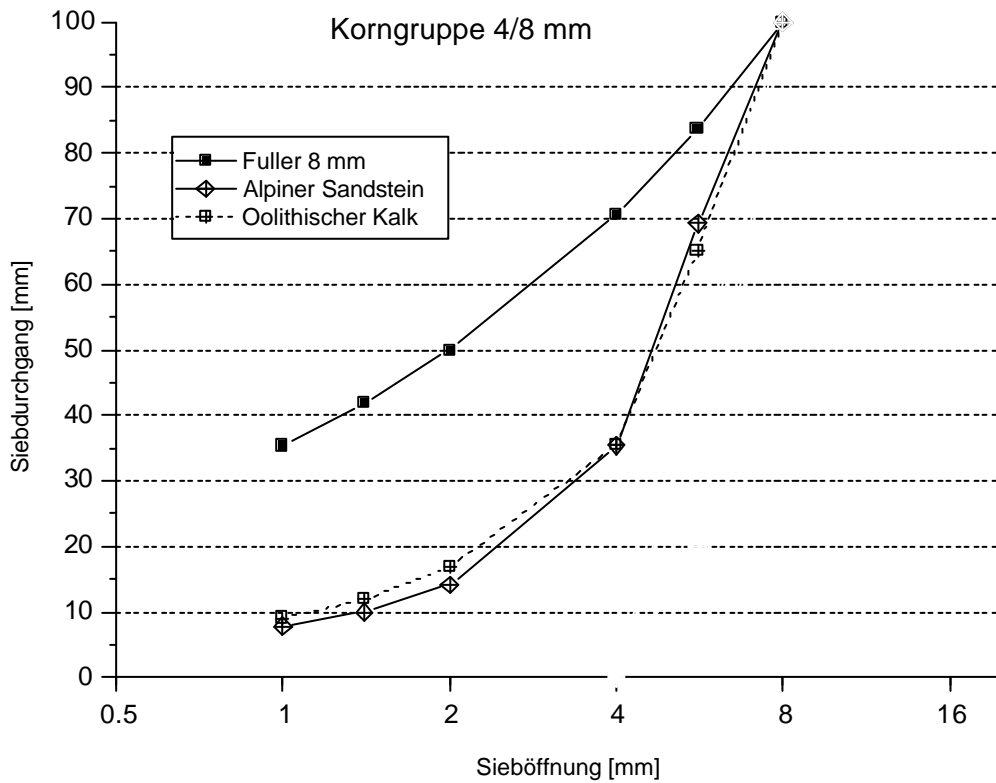
**Kornverteilungskurve 17: Gleisschotter mit scharfen und leicht abgerundeten Kanten**



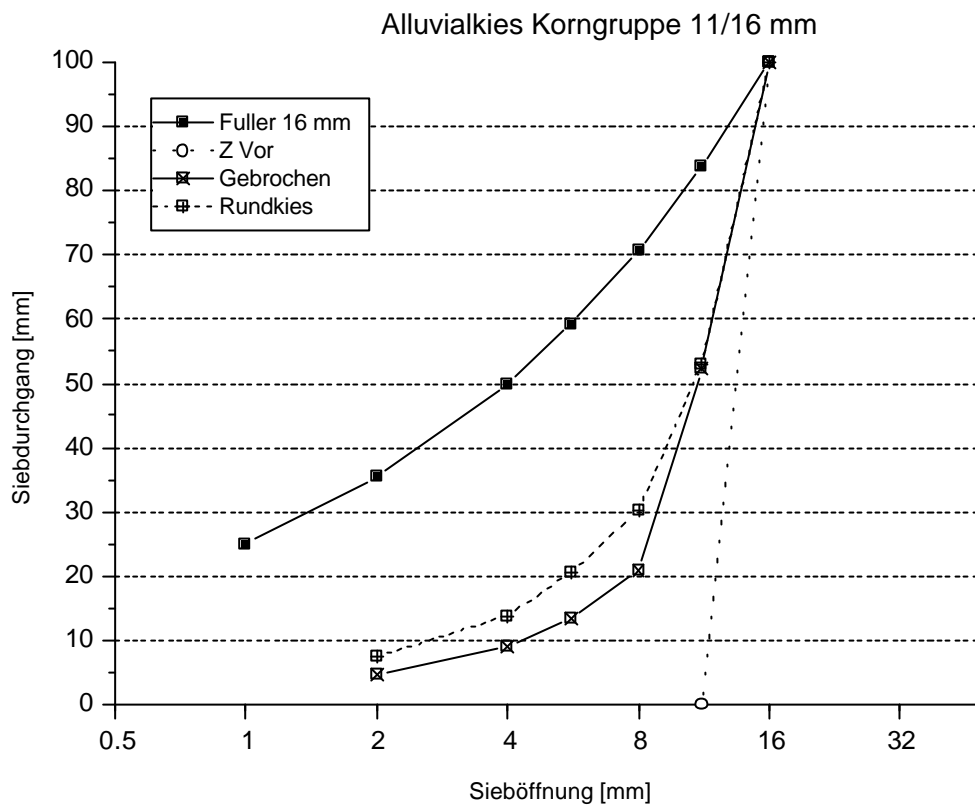
**Kornverteilungskurve 18: Gleisschotter mit mittel bis stark abgerundeten Kanten**



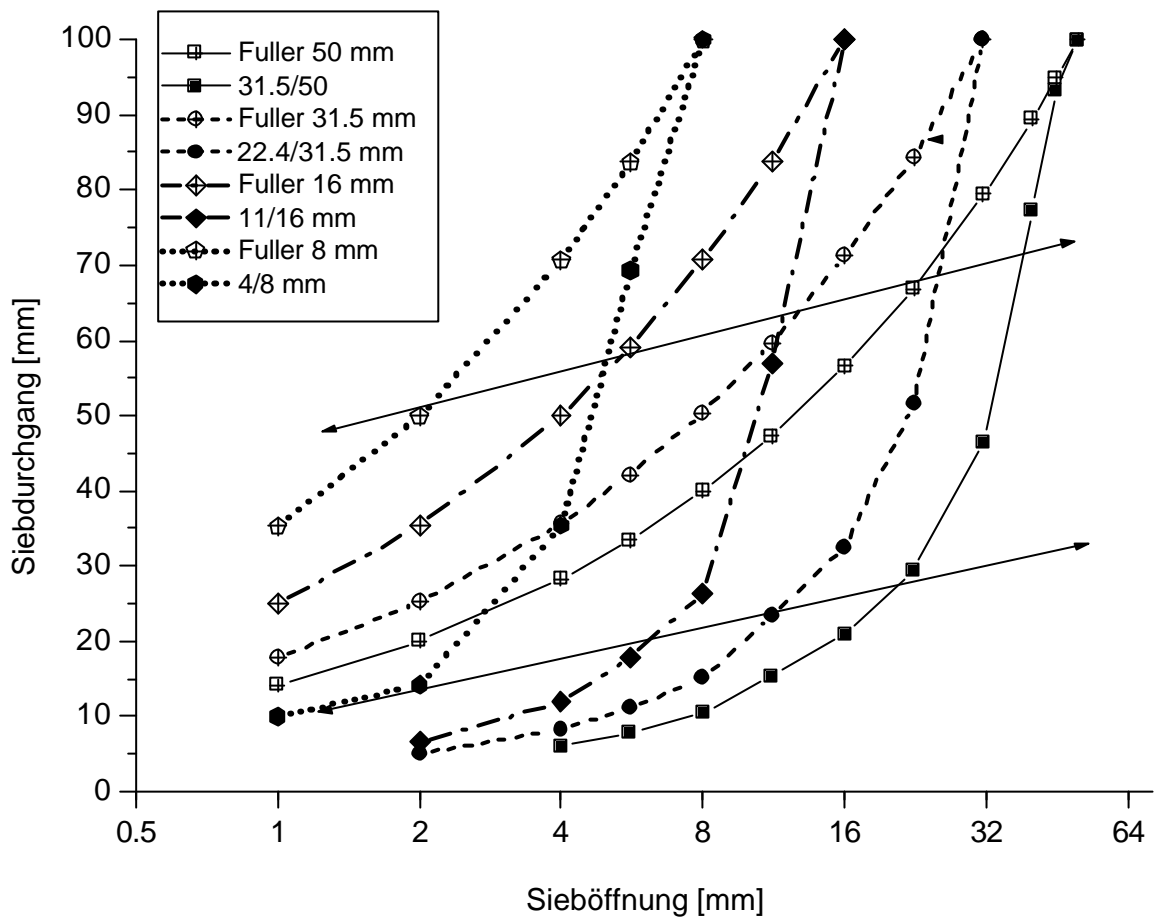
Kornverteilungskurve 19: Messungen an der Körnung 11/16 mm.



Kornverteilungskurve 20: Messungen an der Körnung 4/8 mm.



**Kornverteilungskurve 21: Vergleich von Messungen an gebrochenem Alluvialkies und an Rundkies**



**Kornverteilungskurve 22: Siebdurchgang nach der Prüfung und Fullerkurve für die Körnungen 31.5/50, 22.4/31.5, 11/16 und 4/8 mm.**

Eine nahezu konstante Abweichung zwischen Fullerkurve und Siebdurchgang tritt auf, wenn ein vergleichbares Prinzip wie für Bahnschotter (mit dem Siebdurchgang) angewendet wird (Pfeile).

## 11.2 Siebdurchgänge vor und nach den Prüfungen

Feinkörniger Granit – Kristallin des Schwarzwaldmassivs

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		6.0
# 5.6		7.8
# 8		10.4
# 11.2		15.2
# 16		20.7
# 22.4		32.7
# 31.5	0.0	48.8
# 40	40.7	74.6
# 45	64.5	91.5
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		6.6
# 5.6		8.5
# 8		11.3
# 11.2		16.8
# 16		22.7
# 22.4		31.7
# 31.5	0.0	52.2
# 40	51.1	79.1
# 45	78.0	89.6
# 50	100.0	100.0

Basalti – Veneto - Italia

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		6.5
# 5.6		8.7
# 8		11.4
# 11.2		17.0
# 16		23.2
# 22.4		33.5
# 31.5	0.0	51.1
# 40	34.8	75.8
# 45	65.7	92.3
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		6.8
# 5.6		9.2
# 8		12.2
# 11.2		18.1
# 16		24.1
# 22.4		35.8
# 31.5	0.0	52.7
# 40	35.5	79.5
# 45	70.5	94.4
# 50	100.0	100.0

Quartzite – unité de Brigue-Sion-Courmayeur

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.1
# 8		15.8
# 11.2		22.4
# 16		29.6
# 22.4		38.4
# 31.5	0.0	61.1
# 40	37.6	81.9
# 45	67.4	91.6
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		9.7
# 5.6		12.4
# 8		16.0
# 11.2		22.7
# 16		29.3
# 22.4		38.5
# 31.5	0.0	59.3
# 40	43.2	84.5
# 45	70.4	96.1
# 50	100.0	100.0

Dolomie – Apulia - Italia

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		10.2
# 5.6		13.5
# 8		17.6
# 11.2		25.2
# 16		30.2
# 22.4		39.0
# 31.5	0.0	53.4
# 40	40.1	86.7
# 45	74.1	97.2
# 50	100.0	100.0

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.4
# 8		15.1
# 11.2		23.0
# 16		27.9
# 22.4		38.0
# 31.5	0.0	58.9
# 40	55.1	89.7
# 45	76.5	93.1
# 50	100.0	100.0

## Grès du massif des aiguilles rouges

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		6.0
# 5.6		7.9
# 8		10.5
# 11.2		15.4
# 16		20.9
# 22.4		29.4
# 31.5	0.0	46.5
# 40	30.2	77.4
# 45	58.7	93.3
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		6.3
# 5.6		8.1
# 8		10.7
# 11.2		15.5
# 16		20.8
# 22.4		28.3
# 31.5	0.0	47.6
# 40	34.0	73.9
# 45	58.3	88.3
# 50	100.0	100.0

## Flysch-Sandstein – Parautochton des Nordhelvetikums

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		6.5
# 5.6		8.8
# 8		11.7
# 11.2		17.7
# 16		24.8
# 22.4		35.3
# 31.5	0.0	55.6
# 40	50.9	84.0
# 45	77.1	92.7
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.0
# 5.6		9.2
# 8		12.4
# 11.2		18.2
# 16		24.2
# 22.4		33.9
# 31.5	0.0	57.5
# 40	36.7	83.0
# 45	73.3	92.0
# 50	100.0	100.0

## Kieselkalk 1

## Untere Kreide der Mürtschendecke

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		9.5
# 5.6		12.6
# 8		16.7
# 11.2		23.4
# 16		30.5
# 22.4		39.0
# 31.5	0.0	58.7
# 40	23.4	80.4
# 45	63.2	92.5
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		9.5
# 5.6		12.4
# 8		16.0
# 11.2		22.6
# 16		29.0
# 22.4		37.3
# 31.5	0.0	55.1
# 40	27.5	79.2
# 45	55.2	94.1
# 50	100.0	100.0

## Calcaire siliceux 2

## Lias à Cancelllophycus des préalpes médianes

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.4
# 8		16.6
# 11.2		23.4
# 16		32.2
# 22.4		42.1
# 31.5	0.0	64.4
# 40	44.4	84.3
# 45	74.5	93.5
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.3
# 8		16.5
# 11.2		23.0
# 16		30.3
# 22.4		40.9
# 31.5	0.0	62.2
# 40	38.3	81.5
# 45	68.7	96.2
# 50	100.0	100.0

## Kieselkalk 3

## Hauterivien der Bürgenstock-Pilatus Teildecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.6
# 8		15.5
# 11.2		22.7
# 16		30.6
# 22.4		42.9
# 31.5	0.0	63.8
# 40	46.2	90.4
# 45	76.9	98.3
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		8.4
# 5.6		11.2
# 8		15.0
# 11.2		21.4
# 16		29.0
# 22.4		39.8
# 31.5	0.0	60.7
# 40	44.4	87.3
# 45	74.3	95.9
# 50	100.0	100.0

## Kieselkalk 4

## Hauterivien der Bürgenstockdecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.5
# 8		15.7
# 11.2		23.5
# 16		31.0
# 22.4		42.1
# 31.5	0.0	63.7
# 40	35.6	81.2
# 45	67.2	89.0
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		7.3
# 5.6		10.0
# 8		13.7
# 11.2		20.2
# 16		27.9
# 22.4		38.6
# 31.5	0.0	65.0
# 40	57.4	90.4
# 45	80.5	95.4
# 50	100.0	100.0

Sandsteine, Sandkalke und Kieselkalke  
Gault der Drusbergdecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		9.0
# 5.6		11.8
# 8		15.3
# 11.2		21.6
# 16		28.4
# 22.4		38.3
# 31.5	0.0	59.0
# 40	25.0	78.6
# 45	52.2	92.0
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		8.6
# 5.6		11.2
# 8		14.8
# 11.2		21.6
# 16		28.2
# 22.4		39.5
# 31.5	0.0	59.5
# 40	26.8	82.7
# 45	54.7	94.5
# 50	100.0	100.0

Alpiner Kalk – Echinodermenbreccie  
Dogger der Mürtchendecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		12.2
# 5.6		15.6
# 8		20.2
# 11.2		28.3
# 16		37.1
# 22.4		50.1
# 31.5	0.0	72.9
# 40	56.2	93.0
# 45	81.5	97.6
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		11.8
# 5.6		15.0
# 8		19.6
# 11.2		27.3
# 16		35.5
# 22.4		47.6
# 31.5	0.0	71.9
# 40	57.7	89.1
# 45	79.5	94.8
# 50	100.0	100.0

Calcaire oolithique et coralligène  
Unterer Hauptrogenstein – anticlinal du Mont-Terri - Jura

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		12.8
# 5.6		16.2
# 8		20.3
# 11.2		28.7
# 16		34.8
# 22.4		46.2
# 31.5	0.0	68.2
# 40	50.5	87.9
# 45	89.5	98.1
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		13.2
# 5.6		16.6
# 8		21.2
# 11.2		27.5
# 16		36.1
# 22.4		46.5
# 31.5	0.0	64.1
# 40	50.4	92.1
# 45	92.7	98.3
# 50	100.0	100.0

Marbres calcaro-dolomitiques  
Unité de Brigue-Sion-Courmayeur

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		14.2
# 5.6		18.2
# 8		23.6
# 11.2		33.3
# 16		43.3
# 22.4		54.9
# 31.5	0.0	72.0
# 40	50.5	89.3
# 45	77.8	94.7
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		13.5
# 5.6		17.4
# 8		22.5
# 11.2		31.2
# 16		40.5
# 22.4		50.8
# 31.5	0.0	69.2
# 40	43.2	89.3
# 45	70.3	96.5
# 50	100.0	100.0

Micrite - Kiméridgien supérieur  
Anticlinal de la Caquerelle - Jura

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		16.6
# 5.6		20.9
# 8		26.5
# 11.2		33.7
# 16		43.2
# 22.4		53.6
# 31.5	0.0	71.6
# 40	40.1	91.0
# 45	81.7	99.1
# 50	100.0	100.0

Mikrit - Malm  
Seeantiklinal - Solothurn

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		17.7
# 5.6		22.3
# 8		28.1
# 11.2		39.3
# 16		47.8
# 22.4		57.9
# 31.5	0.0	79.1
# 40	44.1	92.0
# 45	72.7	97.6
# 50	100.0	100.0

Anderes Prüflabor: Kieselkalk 5. Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)

**Untersuchungsergebnisse**

Prüfprobe 1				Prüfdatum 03.06.2005		
Sieb- öffnung [mm]	Vor der Belastung		Nach der Belastung			
	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Durchgang [%]	
50	0	0	100	0	0	100
40	8'255	55	45	2'284	15	85
31.5	6'755	45	0	3'773	25	60
22.4		0	0	2'965	20	40
16		0	0	1'578	11	29
11.2		0	0	1'246	8	21
<11.2		0	0	3'141	21	0
	15'010			14'987		
Zertrümmerungswert $Z_1=0.21 \cdot D_{31.5}+0.47 \cdot D_{11.2}$				$Z_1= 22$		

Prüfprobe 2				Prüfdatum 03.06.2005		
Sieb- öffnung [mm]	Vor der Belastung		Nach der Belastung			
	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Durchgang [%]	
50	0	0	100	0	0	100
40	8'749	58	42	2'447	16	84
31.5	6'264	42	0	2'826	19	65
22.4		0	0	3'265	22	43
16		0	0	1'996	13	30
11.2		0	0	1'263	8	21
<11.2		0	0	3'195	21	0
	15'013			14'992		
Zertrümmerungswert $Z_2=0.21 \cdot D_{31.5}+0.47 \cdot D_{11.2}$				$Z_2= 24$		

<b>Zertrümmerungswert <math>Z=(Z_1+Z_2)/2</math></b>				<b>Z = 23</b>		
--	--	--	--	---------------	--	--

Kieselkalk 4 – Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)

Scharfkantig

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		8.3
# 5.6		11.2
# 8		15.0
# 11.2		21.7
# 16		28.3
# 22.4		37.5
# 31.5	0.0	59.9
# 40	59.1	86.7
# 45	82.0	95.1
# 50	100.0	100.0

Leicht gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.0
# 5.6		9.6
# 8		12.9
# 11.2		19.7
# 16		26.3
# 22.4		35.9
# 31.5	0.0	57.0
# 40	61.1	87.2
# 45	79.9	94.5
# 50	100.0	100.0

Gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.7
# 5.6		10.6
# 8		14.6
# 11.2		21.8
# 16		29.1
# 22.4		40.2
# 31.5	0.0	61.1
# 40	50.9	85.5
# 45	77.5	93.4
# 50	100.0	100.0

Stark gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		8.2
# 5.6		11.4
# 8		15.3
# 11.2		23.3
# 16		29.6
# 22.4		39.9
# 31.5	0.0	60.0
# 40	60.5	85.7
# 45	92.6	95.0
# 50	100.0	100.0

Grès alpin  
22/32

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		5.1
# 4		8.3
# 5.6		11.1
# 8		15.1
# 11.2		23.5
# 16		32.5
# 22.4	0.0	51.5
# 31.5	100.0	100.0

Grès alpin  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		6.6
# 4		11.9
# 5.6		17.9
# 8		26.4
# 11.2	0.0	56.9
# 16	100.0	100.0

Grès alpin  
4/8

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 1		7.8
# 1.4		10.0
# 2		14.2
# 4	0.0	35.4
# 5.6	43.6	69.3
# 8	100.0	100.0

Calcaire oolithique du Jura  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		11.3
# 4		19.8
# 5.6		26.9
# 8		37.7
# 11.2	0.0	63.8
# 16	100.0	100.0

Calcaire oolithique du Jura  
4/8

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 1		9.1
# 1.4		11.9
# 2		16.9
# 4	0.0	35.5
# 5.6	19.9	65.2
# 8	100.0	100.0

Alluvionnaire concassé  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		4.8
# 4		9.0
# 5.6		13.5
# 8		21.0
# 11.2	0.0	52.4
# 16	100.0	100.0

Alluvionnaire rond  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		7.5
# 4		13.8
# 5.6		20.6
# 8		30.2
# 11.2	0.0	53.0
# 16	100.0	100.0

# **Résistance à la compression des granulats en vrac**

**Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk**

**Compressive Strength of Aggregates on the Stack**

**Mineralogisch-petrographisches Expertisenbüro, Malleray  
F. Röthlisberger, Dr. rer. nat. Mineraloge-Petrograph**

**ERTEC S.A., Le Mont-sur-Lausanne  
J.-L. Cuénoud, ing. dipl. EPFL  
L. Chastan, ing. Matériaux dipl. Polytech'Grenoble**

**SBB, Infrastruktur Ingenieurbau-Geotechnik, Bern  
J. Däppen, dipl. Ing. ETHZ  
E. Kurzen, Geotechn.**

**Forschungsauftrag VSS 1993/012 auf Antrag der  
Schweizerischen Verbandes der Strasse- und Verkehrsfachleuten (VSS)**

## TABLE DES MATIERES

# Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk

# Résistance à la compression des granulats en vrac

Zusammenfassung .....	5
Résumé .....	6
Summary .....	7
<b>1 Introduction .....</b>	<b>8</b>
1.1 Situation de départ .....	8
1.2 Mandat.....	8
1.3 Buts du projet .....	8
1.4 Méthodique.....	8
1.5 Terme.....	8
<b>2 Condition.....</b>	<b>9</b>
2.1 Rétrospective historique.....	9
2.2 Idée de base de l'essai .....	9
2.3 Procédure d'exécution de l'essai .....	10
2.4 Développement de la procédure entre 1953 et 1993 .....	10
<b>3 Travaux antérieurs.....</b>	<b>14</b>
3.1 Projets de recherche antérieurs.....	14
3.2 Essais en gare d'Ostermundigen.....	14
3.3 Examens de qualification du ballast de voie ferrée .....	14
3.4 Examens de qualifications en 1955.....	14
3.5 Essai Los Angeles .....	15
3.6 Essai d'impact SZ selon EN 13450.....	15
<b>4 Essais effectués.....</b>	<b>21</b>
4.1 Prélèvements .....	21
4.2 Pétrographie .....	21
4.3 Essai par compression: tamisage.....	23
4.4 Influence de la forme du grain .....	23
4.4.1 Cubicité .....	23
4.4.2 Arrondi du grain.....	24
<b>5 Interprétation des résultats .....</b>	<b>26</b>
5.1 Répétabilité.....	26
5.2 Traitement des résultats.....	27
5.3 Corrélation et comparaison avec la dureté .....	31
5.4 Méthode d'évaluation discrète ou continue .....	31
<b>6 Conclusions.....</b>	<b>31</b>
6.1 Pertinence de la résistance à la compression en vrac en comparaison de l'essai Los Angeles.....	31
6.2 Ballast de voie ferrée avec des exigences plus sévères.....	32
6.3 Pertinence pour d'autres applications.....	32
6.3.1 Granulats pour béton et asphalte .....	32
6.3.2 Lithologies fortement tectonisées .....	33
6.3.3 Utilisation de ballast recyclé, matériaux provenant de tunnels etc.....	33

---

6.4	Dolomie – cas limites pour les essais de résistance.....	33
6.5	Adaptation de la masse de matériel à tester .....	34
6.6	Adaptation à la granulométrie et aux tamis EN.....	34
6.7	Nouvelle définition pour l'essai d'écrasement.....	34
6.8	Simplification de l'essai pour le ballast de voie ferrée .....	34
6.9	Classification non modifiée des producteurs de ballast .....	37
<b>7</b>	<b>Proposition pour une adaptation de la norme SN 670 830.....</b>	<b>38</b>
7.1	En général .....	38
7.2	Changement de mode opératoire .....	38
7.3	Changement du traitement des résultats d'essai .....	38
7.4	Limites .....	38
7.5	Facteur de correction .....	38
7.6	Classes de ballast avec des exigences plus élevées .....	38
<b>8</b>	<b>Propositions pour de futures recherches.....</b>	<b>39</b>
8.1	Corrélation avec la résistance à la compression uniaxiale .....	39
8.2	Voies tests des CFF.....	39
8.3	Matériaux de référence .....	39
8.4	Influence de la cubicité.....	39
<b>9</b>	<b>Remarque finales.....</b>	<b>39</b>
<b>10</b>	<b>Bibliographie .....</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>Annexe .....</b>	<b>41</b>
11.1	Courbes granulométriques avant et après l'essai .....	41
11.2	Tamisats avant et après les essais.....	54

## TABLE DE FIGURES ET DIAGRAMMES

FIGURE 1: REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE L'APPAREILLAGE .....	11
DIAGRAMME 1: MÉTHODE D'EXPLOITATION DES GRANULATS ENTRE 1963 ET 1989 .....	12
DIAGRAMME 2: MÉTHODE D'EXPLOITATION DES GRANULATS À PARTIR DE 1990.....	13
DIAGRAMME 3: COURBES GRANULOMÉTRIQUES TYPQUES DANS UNE VOIE DE CHEMIN DE FER .....	16
DIAGRAMME 4: RELATION ENTRE L'ÉCRASEMENT Z ET LE NOMBRE DE BOURRAGE DANS LA ZONE DE BOURRAGE .....	17
DIAGRAMME 5: EXAMENS DE 1990. ....	18
DIAGRAMME 6: UNTERSUCHUNGEN 1955. ....	19
DIAGRAMME 7: CORRÉLATION ENTRE LA DURETÉ DE MOHS ET LE COEFFICIENT LOS ANGELES .....	20
DIAGRAMME 8: INFLUENCE DE L'ARRONDI DU GRAIN SUR LES RÉSULTATS DE L'ESSAI .....	25
DIAGRAMME 9: TAMISAGE À 11.2 MM.....	28
DIAGRAMME 10: AUSSIEBUNG BEI 16 MM .....	29
DIAGRAMME 11: EXPLOITATION DES RÉSULTATS AVEC LE TAMIS DE 22.4 MM.....	30
DIAGRAMME 12: CORRÉLATION ENTRE L'ESSAI LOS ANGELES ET LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION EN VRAC.....	35
DIAGRAMME 13: CORRÉLATION AVEC LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION UNIAXIALE APPROXIMATIVE.....	36
DIAGRAMME 14: COMPARAISON DES NOUVELLES LIMITES POUR LA CLASSE DE BALLAST 1 AVEC LES RÉSULTATS D'ESSAIS DE QUALIFICATIONS PRÉCÉDENTS. ....	37

## Zusammenfassung

Die Norm EN 13450 "Gesteinskörnungen für Gleisschotter" trat am 1.1.2005 in Kraft. Die bis anhin geltende Zertrümmerungsprüfung nach SN 670 830a ist in der EN 13450 nicht mehr vorgesehen. In der EN-Norm wird die Festigkeit des Schotters nur noch mittels Los Angeles Prüfung oder Schlagzertrümmerung gemessen.

Die SBB wollen an der bisherigen Zertrümmerungsprüfung in angepasster Form festhalten, weil sie am besten die Auswirkungen durch Einbau- und Stopfarbeiten des Schotters abbildet.

Mit Einführung der EN-Normen ist der Begriff "Zertrümmerung" besetzt und nicht mehr für ein nationales Verfahren verwendbar. Im Rahmen der vorliegenden Forschung wurde die Prüfung neu "Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk" definiert.

Die bestehende SN 670 830a ist wegen der neuen Siebeinteilung nicht mehr anwendbar. Die Siebeinteilung der EN 13450 erfordert eine Anpassung der bisherigen Prüfung.

Die Daten von früheren Forschungsarbeiten und Eignungsprüfungen wurden ausgewertet und anhand von 28 Proben wurden Versuche gefahren, um die Grundlagen für eine Überarbeitung der SN 670 830a bereitzustellen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Versuchsanordnung beibehalten werden kann. Eine vereinfachte Versuchsdurchführung mit Bestimmung der Feianteile beim 22.4 mm Sieb wird vorgeschlagen. Dies entspricht der Definition des Verschmutzungsgrads gemäss ERRI und der maschinellen Schotterreinigung in situ.

Der Grenzwert für Schotter der Klasse 1 liegt bei maximal 43 Masse-%, für Schotter der Klasse 2 bei maximal 51 Masse-%. Ein Korrekturfaktor für Schotter mit deutlich abgenutzten Kanten wird empfohlen.

Die Resultate dieser Untersuchung zeigen, dass keine Korrelation zwischen Los-Angeles-Test und Druckfestigkeit am Haufwerk für harte Gesteinssorten auftritt und dass die beiden Prüfungen unterschiedliche Festigkeitseigenschaften der Gesteinskörnungen charakterisieren. Die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk ist aus diesen Gründen nötig, um Schotter aus harten Gesteinssorten aussagekräftig zu differenzieren und Fehlinterpretation auszuschliessen.

Anhaltspunkte für eine lineare Korrelation zwischen der Druckfestigkeit am Haufwerk und der einaxialen Druckfestigkeit am Fels wurden gefunden. In diesem Zusammenhang scheint der Anteil an harten Mineralien bei kompakten Gesteinen einen wichtigen Einflussparameter darzustellen.

Vorschläge für die Anpassung der Norm sind gemacht worden und die Aussagekraft der Methode für Schotterklassen mit schärferen Anforderungen konnte nachgewiesen werden. Der Versuch ist relativ einfach und die Prüfparameter sind einfach einzuhalten. Dadurch bleiben die Fehlerquellen gering.

Die Einführung von Referenzmaterialien für die Eichung der mechanischen Prüfverfahren wäre in diesem Zusammenhang eine sehr sinnvolle Ergänzung für den Los Angeles-Test und die Prüfung der Druckfestigkeit am Haufwerk.

Die potenzielle Entwicklung bei Strassenbaumaterialien wurde anhand von Vorversuchen an Splitten gezeigt.

## Résumé

La norme EN 13450 "granulats pour ballasts de voies ferrées" est entrée en vigueur le 1.1.2005. L'essai d'écrasement selon la norme SN 670 830a est resté en vigueur jusqu'à présent en Suisse pour les ballasts de voies ferrées. Cet essai n'existe pas dans l'EN 13450. La résistance à la fragmentation du ballast de voies ferrées est déterminée soit par l'essai Los Angeles soit par l'essai de résistance au choc dans l'EN.

Les CFF veulent maintenir cet essai sous une forme adaptée parce qu'il reflète au mieux les effets des travaux de mise en œuvre et d'entretien (bourrage) du ballast de voies ferrées.

La notion de "Zertrümmerung" en allemand étant déjà prise par les normes EN, il n'est plus possible de la conserver pour un procédé national. Il est donc nécessaire de modifier la nomenclature de la norme SN 670 830a. Dans le cadre de ce travail de recherche, l'essai d'écrasement est nouvellement défini "résistance à la compression des granulats en vrac" ou simplement "résistance à la compression en vrac".

La norme SN 670 830a n'est plus applicable à cause de la nouvelle division EN des tamis. La granulométrie de l'EN 13450 nécessite donc une adaptation de l'essai d'écrasement Z.

Les données de travaux de recherche précédents et d'essais de qualification du ballast ont été exploités. 28 essais supplémentaires ont été pratiqués sur des échantillons collectés en carrière dans le but de fournir les bases nécessaires à la révision de la norme SN 670 830a.

Les résultats indiquent que l'essai ne nécessite que peu de modifications et peut être conservé dans sa majeure partie. Une simplification de l'essai est proposée par la détermination des passants au tamis de 22.4 millimètres qui correspond à la définition du degré de pollution du ballast selon l'ERRI ainsi qu'au criblage par machine in situ.

La limite de tolérance proposée pour les passants à 22.4 mm est au maximum de 43 % massiques pour le ballast de classe 1 et de maximum 51 % massiques pour le ballast de classe 2. Un facteur de correction pour le ballast avec les arêtes manifestement émoussées est recommandé.

Les résultats de ces examens indiquent qu'aucune corrélation n'est présente entre l'essai Los Angeles et la résistance à la compression en vrac pour les ballasts composés de roches dures et que les deux examens caractérisent des qualités de résistance bien distinctes des granulats. Pour ces raisons, l'examen de la résistance à la compression en vrac du ballast s'avère nécessaire pour différencier les ballasts composés de roches dures de manière significative et éviter des interprétations éronnées.

Une corrélation linéaire entre la résistance à la compression en vrac et la résistance à la compression uniaxiale de la roche apparaît probable. La teneur en minéraux durs dans les roches compactes semble représenter un paramètre d'influence important.

Des propositions pour l'adaptation de la norme sont indiquées. La pertinence de la méthode pour les classes de ballast avec des exigences plus sévères a été démontrée. L'essai est relativement simple et les paramètres d'essai sont faciles à respecter, ce qui limite les sources d'erreur.

Il s'avère que l'introduction de matériaux de référence pour le calibrage des essais Los Angeles et de résistance à la compression des granulats en vrac serait très judicieux.

L'application potentielle aux matériaux de construction pour les routes a été montrée au moyen d'expériences préliminaires sur des échantillons de gravillons.

## Summary

The Standard EN 13450 "aggregates for railway ballast" has been in use in Switzerland since January 1, 2005. The Swiss Standard SN 670 830a (describing tests to determine crushing resistance of railway ballast) has been used until now in Switzerland for testing railway ballast. This testing method doesn't have any equivalent in the EN13450, where the resistance to fragmentation of railway ballast must be determined with the Los Angeles test method or with the resistance to impact method.

The Swiss Federal Railways would like to maintain and to adapt the Standard SN 670 830a to determine the crushing resistance of railway ballast because this is the best testing method to reflect the effects of tamping in the track and also represents the best method for assessing ballast aging in the track.

With the introduction of EN standards, the German notion " Zertrümmerung " is already in use and can no longer be applied to a national standard or testing method. Thus, it is necessary to modify the German name of SN 670 830a. In this research a new concept is defined as " Compressive Strength of Aggregates on the Stack " or simply " Compressive Strength on the Stack", which represents a better definition of this testing method.

The former standard SN 670 830a has to be adapted to the EN 13450 to take different sieves into account.

The results of previous research projects and data from former ballast examinations have been compiled. 28 additional tests were carried out on samples collected in quarries. The proposals for adapting the Swiss Standard SN 670 830a are based on this data.

The results show that the testing method can be maintained. A simplification of the measurement protocol is proposed by determining the percentage of mass passing through a 22.4 mm sieve. The percentage passing the 22.4 mm sieve is also the degree of undersize in the track according to the ERRI definition, which corresponds to the cleaning of ballast in the track by sieving machines.

The upper limits of tolerance proposed for the percentage passing through the 22.4 mm sieve are 43 for the ballast of class 1 and 51 for the ballast of class 2. An additional correction is recommended for railway ballast with significant rounded edges.

It is also shown that no correlation occurs for hard rocks between the Los Angeles Test and the compressive strength on the stack and that both testing methods characterize different properties of aggregates. For these reasons, the compressive strength on the stack is necessary to specify significant categories for railway ballast composed of hard rocks and thus it is possible to avoid misinterpretations based on the Los Angeles Coefficient alone.

A linear trend between the compressive strength on the stack and the uniaxial compressive strength of rocks is probable but the hard minerals content could represent an important parameter as well.

Proposals for upgrading the standard have been made and it is possible to classify railway ballast in a more precise manner. The testing method is relatively simple and easy to use with few sources of error.

The introduction of accepted reference material suitable for calibrating the los angeles testing method and the "Compressive Strength of Aggregates" on the Stack would be very judicious.

Possible applications for aggregates for road pavements was shown with preliminary experiments on fine and coarse aggregates.

# 1 Introduction

## 1.1 Situation initiale

La norme EN 13450 "granulats pour voie ferrée" [1] est entrée en vigueur le 1.1.2005. L'essai d'écrasement qui était en vigueur chez les chemins de fer fédéraux n'a pas d'équivalent dans la norme européenne. La méthode de référence de la norme européenne pour déterminer la résistance du ballast aux contraintes mécaniques est l'essai Los Angeles ou l'essai de choc.

Les CFF souhaitent cependant maintenir cette norme d'écrasement sous forme adaptée dans le cadre de la qualification des carrières de ballast du fait que cet essai reflète au mieux les effets des travaux de mise en oeuvre et d'entretien du ballast, respectivement du bourrage des voies. Les CFF sont arrivés à cette conclusion dans le cadre de plusieurs travaux de recherche.

L'essai d'écrasement tel que défini dans la norme SN 670 830a a également été appliqué aux gravillons utilisés dans la construction routière, mais il ne l'est plus actuellement. Il apparaît donc pertinent d'examiner aussi la validité de cette méthode d'essai modernisée pour ce type de matériaux dans le cadre de cette étude.

## 1.2 Mandat

La VSS a donné mandat au Dr. F. Röthlisberger en date du 29 juillet 2005 pour traiter les données existantes et pour effectuer les essais nécessaires à une base pour la révision de la norme SN 670 830a.

## 1.3 Buts du projet

- a. Démontrer la nécessité de l'essai d'écrasement pour caractériser la résistance du ballast de voie ferrée aux effets du bourrage
- b. Fournir une base pour la révision de la SN 670 830 "essai d'écrasement"
- c. Vérifier la pertinence de l'essai d'écrasement pour les granulats pour la construction routière
- d. Etablir une base pour une requête de complément à l'EN 13450

## 1.4 Méthodique

La méthodique suivante a été choisie:

- a. Rétrospective historique
- b. Compilation des données existantes
- c. Actualisation de l'essai
- d. Interprétation des résultats
- e. Répercussion pour les granulats pour routes
- f. Proposition pour l'adaptation de la SN 670 830a

## 1.5 Terme

Le terme "essai d'écrasement" a été introduit avec la norme SN 670830a. Dans le cadre de ce rapport, le terme "essai d'écrasement" ou "essai Z" est uniquement valable pour les essais réalisés jusqu'à fin 2004. Le terme allemand correspondant à cet essai, "Zertrümmerung" étant utilisé dans le cadre des normes européennes, il ne peut plus être appliqué à une norme nationale.

Dans le cadre de ce projet de recherche, l'essai a été nouvellement défini comme la "résistance à la compression des granulats en vrac"

La nouvelle notion de "résistance à la compression des granulats en vrac" correspond beaucoup mieux au principe de l'essai. Cet essai est pratiqué sur des classes granulaires spécifiques normées. Pour une masse donnée de granulats en vrac, cet essai se définit comme la résistance normée à la compression et au compactage.

## 2 Condition

### 2.1 Rétrospective historique

L'essai d'écrasement initial (dénomination d'origine "méthode d'essai de la friabilité des matériaux au choc et à la compression") repose sur les travaux de P. Haller (ing. dipl., chef de section à l'EMPA) et du prof. F. de Quervain (EPF Zürich). Il s'agissait d'une adaptation et d'une amélioration de procédés existants déjà à l'étranger. Cette méthode a été développée dans le courant des années 1950.

Les propriétés de résistance aux contraintes mécaniques des gravillons et des ballasts ont tout d'abord été mesurées en Suisse avec l'essai de la friabilité des matériaux au choc et à la compression" (détermination du degré d'écrasement): mandat de recherche n° 6/1956 – Essais sur les gravillons et normalisation des gravillons). Les résultats ont été publiés en 1959 dans la revue route et trafic n° 9/1959 [3], [4].

La méthode d'essai de la friabilité des matériaux au choc et à la compression dans un conteneur cylindrique y compris le calcul du degré d'écrasement ont été introduits dans la spécification technique pour la fourniture de ballast et gravillon de carrière des chemin de fer fédéraux de 1963 (édition française) [5].

La méthode d'essai de la friabilité des matériaux au choc et à la compression a été introduite en 1975 dans la norme VSS 670 830 (granulats minéraux – essai d'écrasement) pour les granulats utilisés dans le domaine de la construction routière.

### 2.2 Idée de base de l'essai

L'essai d'écrasement a été conçu comme pendant de la résistance à la compression simple sur cube. Les parallèles entre les deux méthodes sont frappants.

La résistance à la compression uniaxiale des roches est un paramètre très important pour la caractériser la résistance des roches aux contraintes mécaniques. Elle permet d'évaluer les possibilités d'utilisation potentielle de roches pour la fabrication de granulats. Cependant, cette caractéristique ne permet pas de tirer de conclusion directe quant aux qualités effectives de résistance d'une classe granulaire aux effets de compression par exemple. La raison primordiale réside dans le fait que la résistance d'un granulat à la compression ou aux mécanismes de compaction dépend fortement de la densité du granulat en vrac (densité apparente) [4].

L'essai d'écrasement a donc été développé pour déterminer la résistance des granulats en vrac contre les effets de la compression uniaxiale, respectivement pour évaluer la résistance de classes granulaires contre les mécanismes de compaction.

## 2.3 Procédure d'exécution de l'essai

L'appareillage consiste en un cylindre d'acier de 280 mm de hauteur et de 220 mm de diamètre intérieur pour la réception de l'éprouvette d'analyse. Les parois du cylindre d'acier ont 25 mm d'épaisseur. L'éprouvette d'analyse est compressée à l'aide d'un piston de 210 mm de diamètre et d'un poids de 23.8 kg (Figure 1).

La presse d'analyse doit pouvoir atteindre et maintenir une force de pression constante de 500 kN. La force de pression doit atteindre 500 kN en l'espace de 120 secondes pour le ballast ([5], [14]) et en l'espace de 100 à 200 secondes pour les gravillons [2]. La force de pression de 500 kN doit ensuite être maintenue constante durant 2 minutes.

L'échantillon de laboratoire représente environ 100 kg. La fraction granulaire à analyser (essai d'écrasement Z) est obtenue par tamisage entre les cribles de 45 mm (passants) et 31.5 mm (refus). Deux éprouvettes de 15 kg chacune sont préparées pour l'essai.

Pour les gravillons et de façon générale pour les fractions granulaires inférieures à 31.5 mm la masse des éprouvettes est de 2 x 10 kg.

## 2.4 Développement de la procédure entre 1953 et 1993

La première méthode d'exploitation des résultats (depuis 1953 jusqu'à 1989) utilisait les refus d'une série de passoires (tamis à trous ronds). La courbe granulométrique des matériaux était déterminée avant et après l'essai. Le degré de friabilité ou d'écrasement était défini comme la proportion en % de la différence entre les deux surfaces granulométriques par rapport à la surface granulométrique des matériaux avant l'essai (Diagramme 1).

C'était une méthode précise mais laborieuse à l'aide de huit passoires et calculs correspondants.

Lors de la première révision de la norme SN 670 830 en 1991 l'essai de friabilité par choc a été abandonné. Le mode opératoire ainsi que l'exploitation des résultats ont été simplifiés. L'adéquation pour les tamis à trous carrés a été réalisée (Untersuchungen zur Zertrümmerungsprüfung, W. Studer, EMPA-Bericht 1990 [6]).

Cette révision a permis de calculer la valeur de l'essai d'écrasement Z par une formule mathématique simplifiée tout en conservant le principe de base de la première méthode d'exploitation (Diagramme 2).

Le nouvel examen d'écrasement avec tamis à mailles carrées (valeur Z) est entré en vigueur en 1991 pour les matériaux pour revêtements bitumineux et il a été introduit dans l'édition de 1993 du règlement des CFF R 211.1) [7].

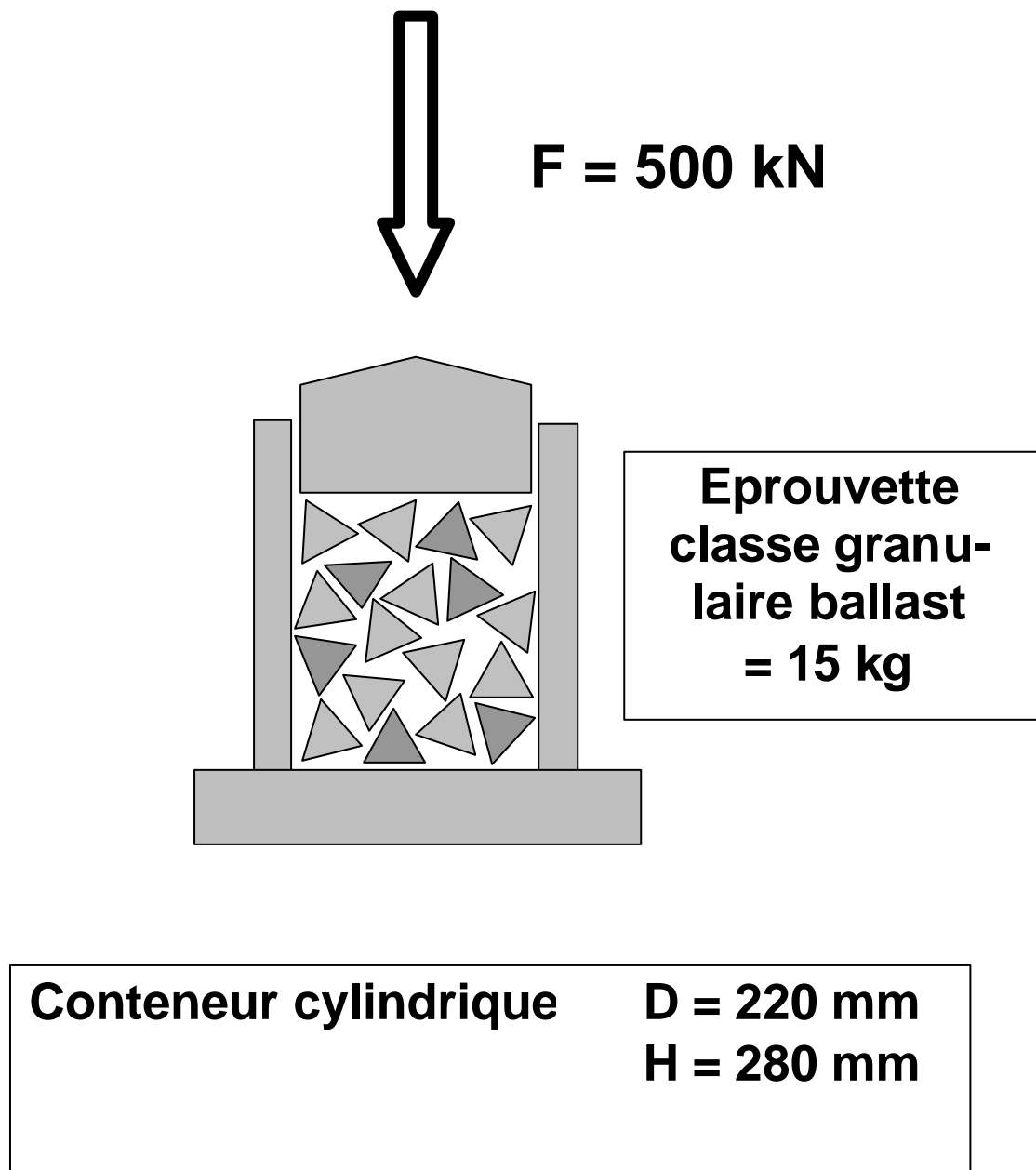
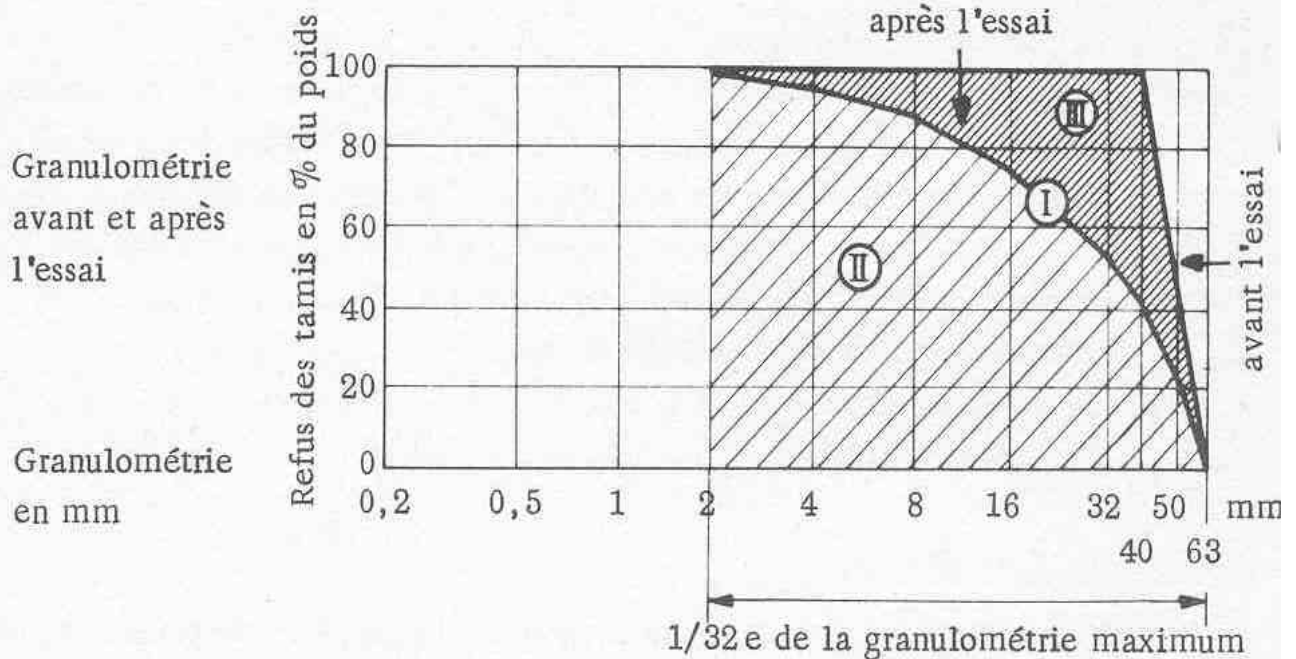


Figure 1: représentation schématique de l'appareillage

### Calcul du degré de friabilité Z



I = II + III = Surface granulosométrique avant l'essai = Fv  
 II = Surface granulosométrique après l'essai = Fn  
 Degré de friabilité = Surface (Fv - Fn) en % de la surface Fv

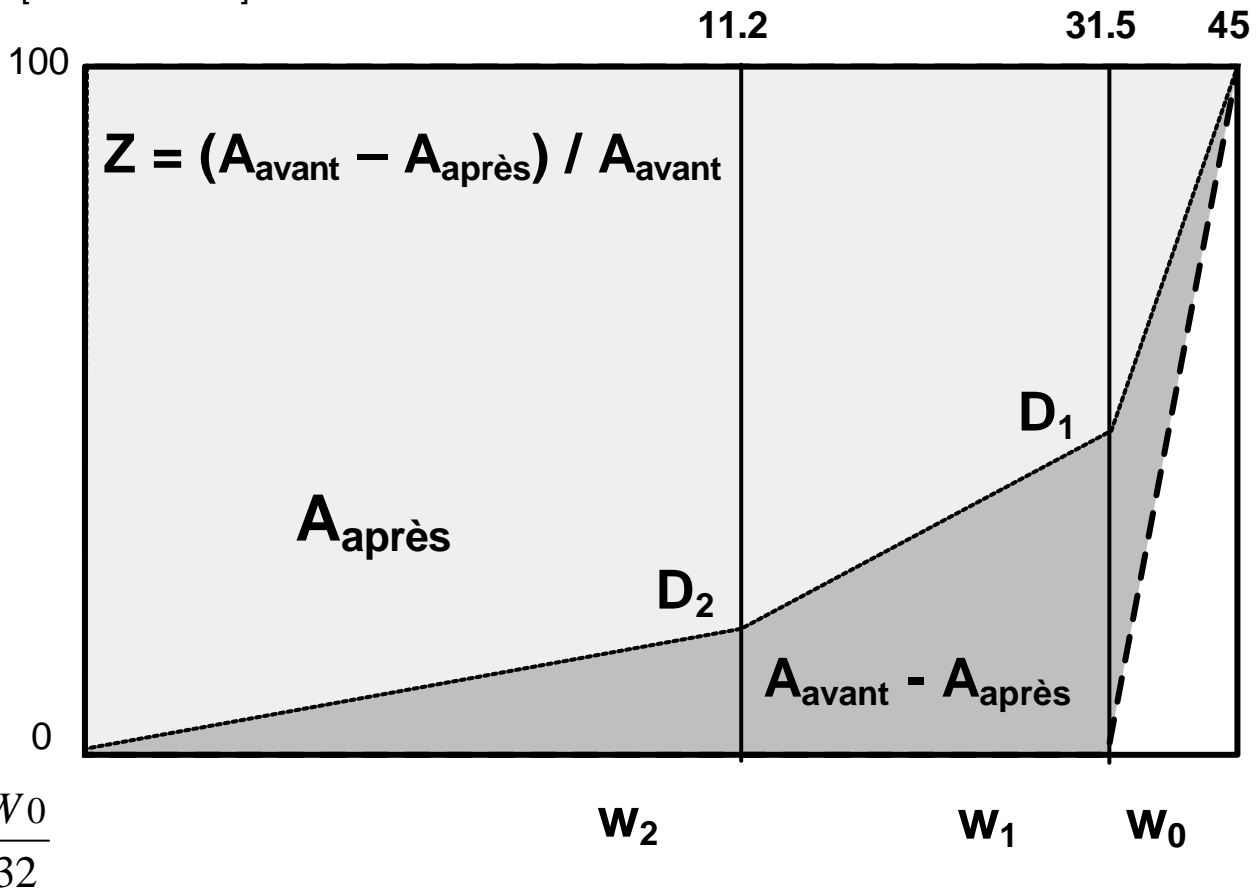
$$Z = \frac{F_v - F_n}{F_v} \cdot 100 = \frac{I - II}{I} \cdot 100 = \frac{III}{I} \cdot 100$$

### Diagramme 1: méthode d'exploitation des résultats entre 1963 et 1989

Le degré d'écrasement est le rapport entre la différence des deux "surfaces granulosométriques" (avant et après l'essai  $F_v - F_n$ ) rapportée à la surface granulosométrique du matériel avant l'essai.

C'était une méthode précise mais laborieuse à l'aide de huit passoirs et calculs correspondants.

Passant  
[% de la masse]



$$W_1 = \frac{W_0}{4} \quad W_2 = \frac{W_0}{\sqrt{2}}$$

Granulats [mm]	Ouverture des tamis [mm]		
	$W_n$	$W_1$	$W_2$
3/5	5,6	4,0	1,4
5/11	11,2	8,0	2,8
10/16	16,0	11,2	4,0
16/22	22,4	16,0	5,6
22/32	31,5	22,4	8,0

**Diagramme 2: méthode d'exploitation des résultats à partir de 1990**

Le principe de base de la première méthode d'exploitation des résultats a été conservé (exemple pour le ballast de voies ferrées  $W_0 = 45$  mm,  $W_1 = 31.5$  mm und  $W_2 = 11.2$  mm). Le traitement des données est toutefois simplifié en utilisant uniquement les passants de trois tamis selon le tableau ci-dessus. Le degré d'écrasement est défini comme suit:

$$Z = (A_v - A_n) / A_v \cdot 100 [\%]$$

$$Z = 0,21 D_1 + 0,47 D_2$$

## 3 Travaux antérieurs

### 3.1 Projets de recherche antérieurs

Des études pratiquées in situ sur le réseau ferroviaire suisse ont montré que le vieillissement du ballast pour voies ferrées est en premier lieu causé par les travaux de mise en œuvre et d'entretien de la voie (travaux de bourrage) et que l'endroit critique du vieillissement du ballast est limité spatialement au volume dans lequel le bourrage s'effectue (rapport CFF numéro 96050 de janvier 1997 : examen des raisons du vieillissement prématuré du ballast de voies ferrées dans les voies des CFF. Rédacteur F. Röthlisberger [8]).

### 3.2 Essais en gare d'Ostermundigen

L'usure quantitative du ballast par les travaux de mise en œuvre et de bourrage a été simulée in situ dans le cadre d'un essai grandeur nature en gare d'Ostermundigen près de Berne. Les bourrages répétés du ballast ont montré que le degré de pollution du ballast (fraction < 22.4 mm) augmentait linéairement avec le nombre de bourrages (rapport essai de bourrage à Ostermundigen - la partie I du 12 janvier 2000 et la partie II du 12 décembre 2000

Sur la base des essais réalisés dans la voie expérimentale d'Ostermundigen, les CFF ont pu démontrer qu'il existait une corrélation entre la valeur d'écrasement Z et le nombre de bourrages. Les courbes granulométriques après essai d'écrasement s'approchent systématiquement d'une courbe de Fuller avec l'augmentation de la force de pression (Diagramme 4).

La corrélation frappante entre la courbe de Fuller, la courbe granulométrique dans la zone de bourrage et la courbe granulométrique après l'essai d'écrasement a confirmé le potentiel de la méthode d'écrasement Z pour la détermination de la durée de vie du ballast de voie ferrée.

### 3.3 Examens de qualification du ballast de voie ferrée

Les examens effectués sur des échantillons de ballast selon SN 670 830 a (avec tamis à mailles carrées et calculs simplifiés selon la méthode de 1990) ont montré que les valeurs mesurées sur certains échantillons pouvaient fortement varier, être réparties dans deux domaines de tolérance et que les délimitations des domaines de tolérance des différentes sortes de ballast ne pouvaient pas être définies de façon univoques (Diagramme 5).

Il a été constaté qu'en général, les valeurs d'écrasement Z selon la norme SN 670 830 a s'amélioraient avec l'augmentation de la teneur en minéraux durs. Ces observations sont valables de façon générale pour les producteurs de ballast examinés lors de la campagne de 1990.

Il s'est avéré que la teneur en minéraux durs selon la norme SN 670 115 [11] était un facteur important pour la résistance à l'écrasement. Mais la teneur en minéraux durs n'est pas seule déterminante pour la résistance à l'écrasement Z.

### 3.4 Examens de qualifications en 1955

Entre 1953 et 1955, 34 échantillons provenant de 34 producteurs suisses de ballast ont été soumis à la "méthode d'essai de la friabilité des matériaux au choc et à la compression". Aujourd'hui, environ deux tiers de ces carrières ne sont plus en activité, ne produisent plus de ballast de voie ferrée ou exploitent d'autres types de roches.

La limite de tolérance pour la valeur de  $Z$  selon les conditions techniques des CFF de 1963 (version française) était de  $Z_{\max} = 28$  [1].

Certains ballasts étaient, déjà à l'époque, à la limite du domaine de tolérance pour le ballast normal de voie de voie ferrée (Diagramme 6). Ces ballasts, situés à la limite de la tolérance, étaient composés d'une forte teneur en calcaires alpins.

### 3.5 Essai Los Angeles

L'essai Los Angeles devient de moins en moins pertinent avec l'augmentation de dureté de la roche (Los Angeles-Prüfung für Gleisschotter – Aussagekraft und Folgerung. Eisenbahntechnische Rundschau vom 6. Juni 2005 [12]). Concrètement cela signifie qu'avec l'augmentation de la dureté de la roche, le coefficient Los Angeles s'approche d'une valeur limite (Diagramme 7).

Par conséquent, la résistance des roches dures ne peut pas être déterminée de manière probante au moyen de l'essai Los Angeles uniquement.

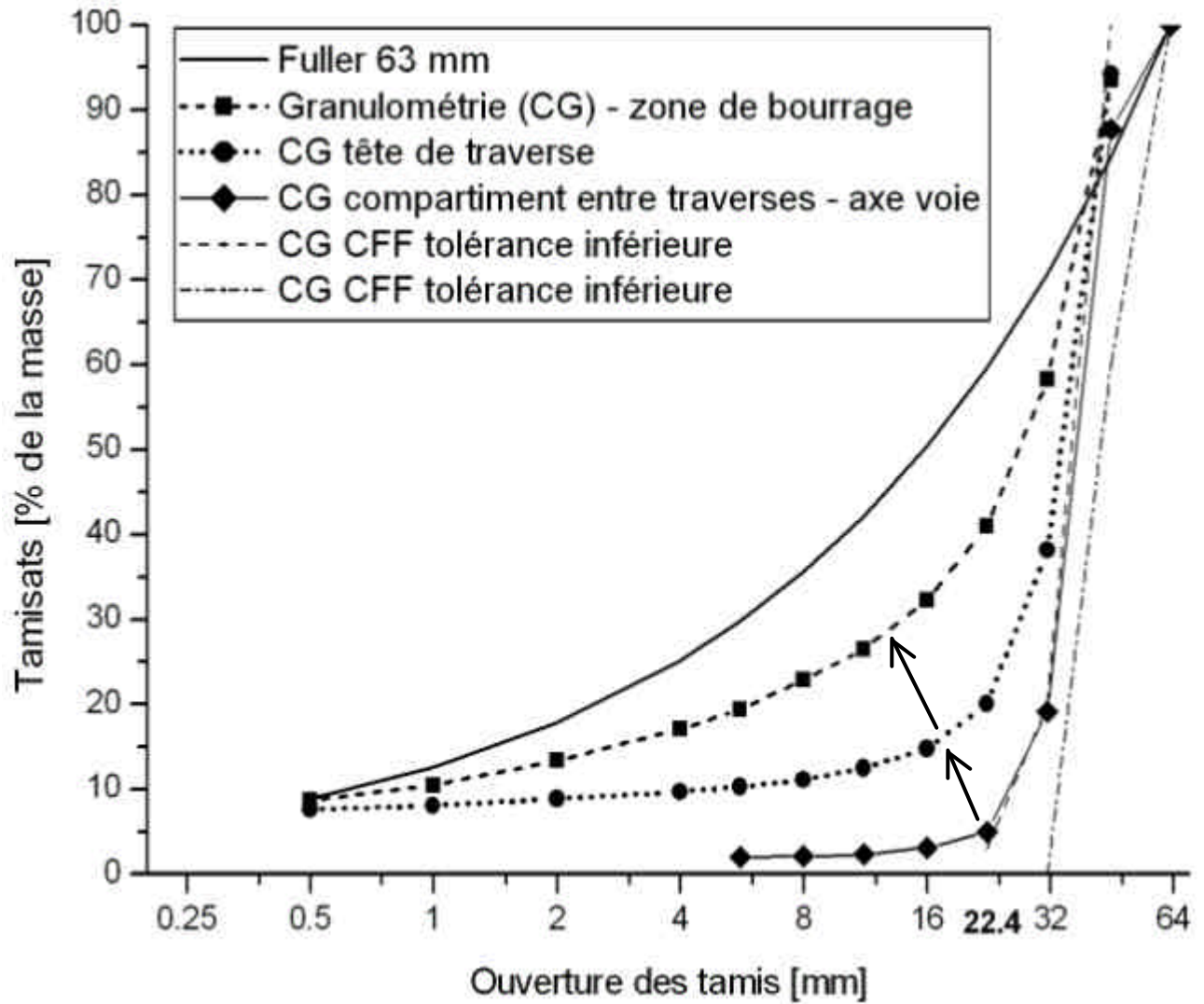
D'autre part, l'essai Los Angeles correspond plutôt aux contraintes induites par la circulation des trains [12].

### 3.6 Essai d'impact SZ selon EN 13450

La méthode de détermination de la résistance à la compression des granulats en vrac selon cette étude présente les avantages que la fragmentation des grains de ballast se déroule de façon homogène dans toute l'éprouvette et que les contraintes de compression peuvent être variées de façon très simple en variant la pression exercée par la presse, ce qui permet une grande flexibilité.

Ces aspects ne se retrouvent pas dans l'essai d'impact SZ. Les matériaux tendres sont tellement broyés dans la partie de l'éprouvette en contact direct avec le marteau que la courbe de Fuller est atteinte et le reste du matériel situé en dessous est bien moins sollicité (Diekmann 2002 [19]).

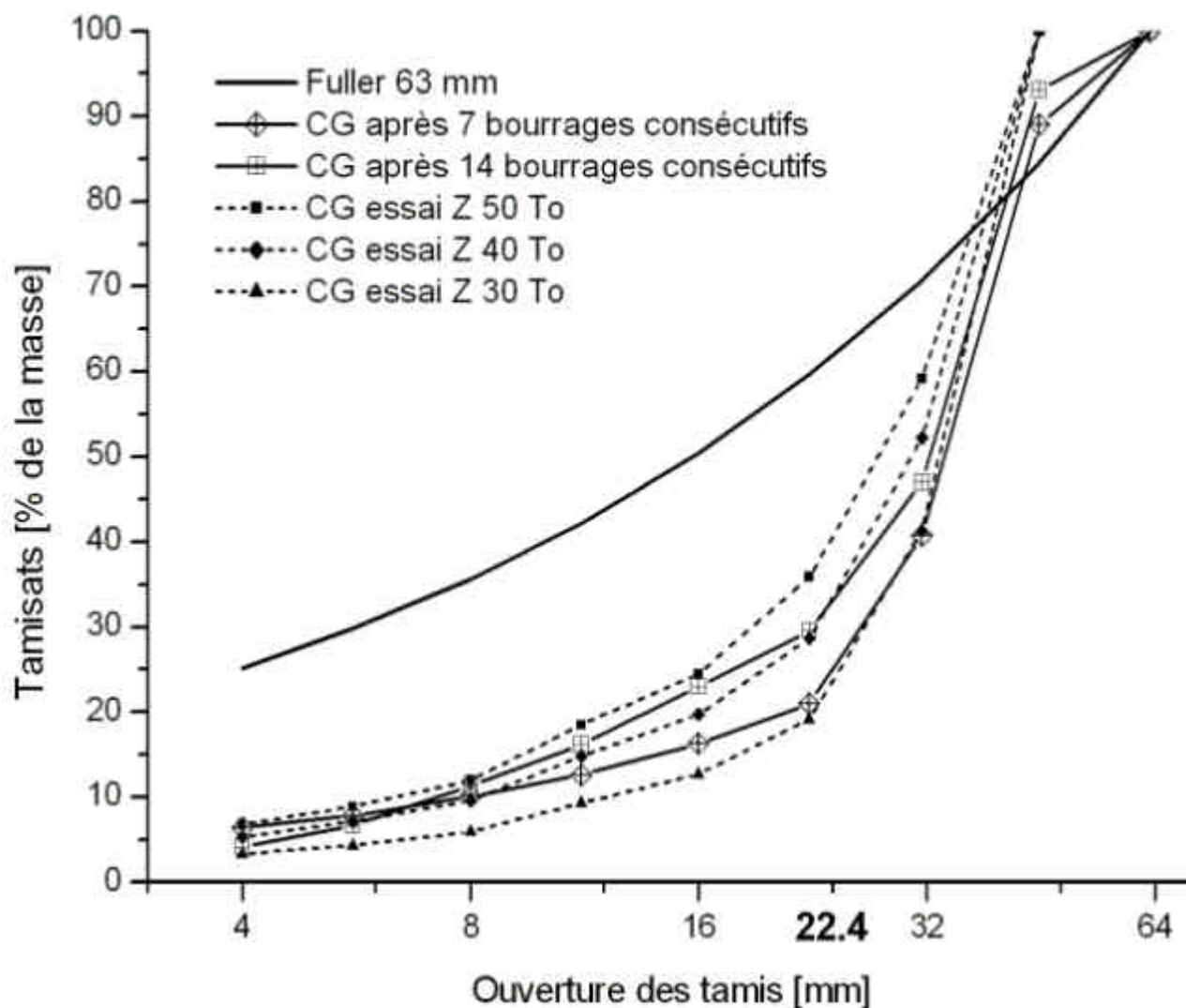
Pour les gisements hétérogènes de roches sédimentaires de la Suisse, la masse d'une éprouvette pour l'essai de résistance aux chocs SZ (environ 2.8 kg) n'est pas suffisamment représentative du gisement.



**Diagramme 3: courbes granulométriques typiques dans une voie de chemin de fer**

Dans le diagramme ci-dessus, les courbes granulométriques de différents domaines de la voie sont représentées.

Avec l'augmentation de la charge (axe de la voie → tête de traverse → zone de bourrage) les courbes granulométriques se rapprochent de la courbe de Fuller.



**Diagramme 4: relation entre l'écrasement Z et le nombre de bourrages dans la zone de bourrage**

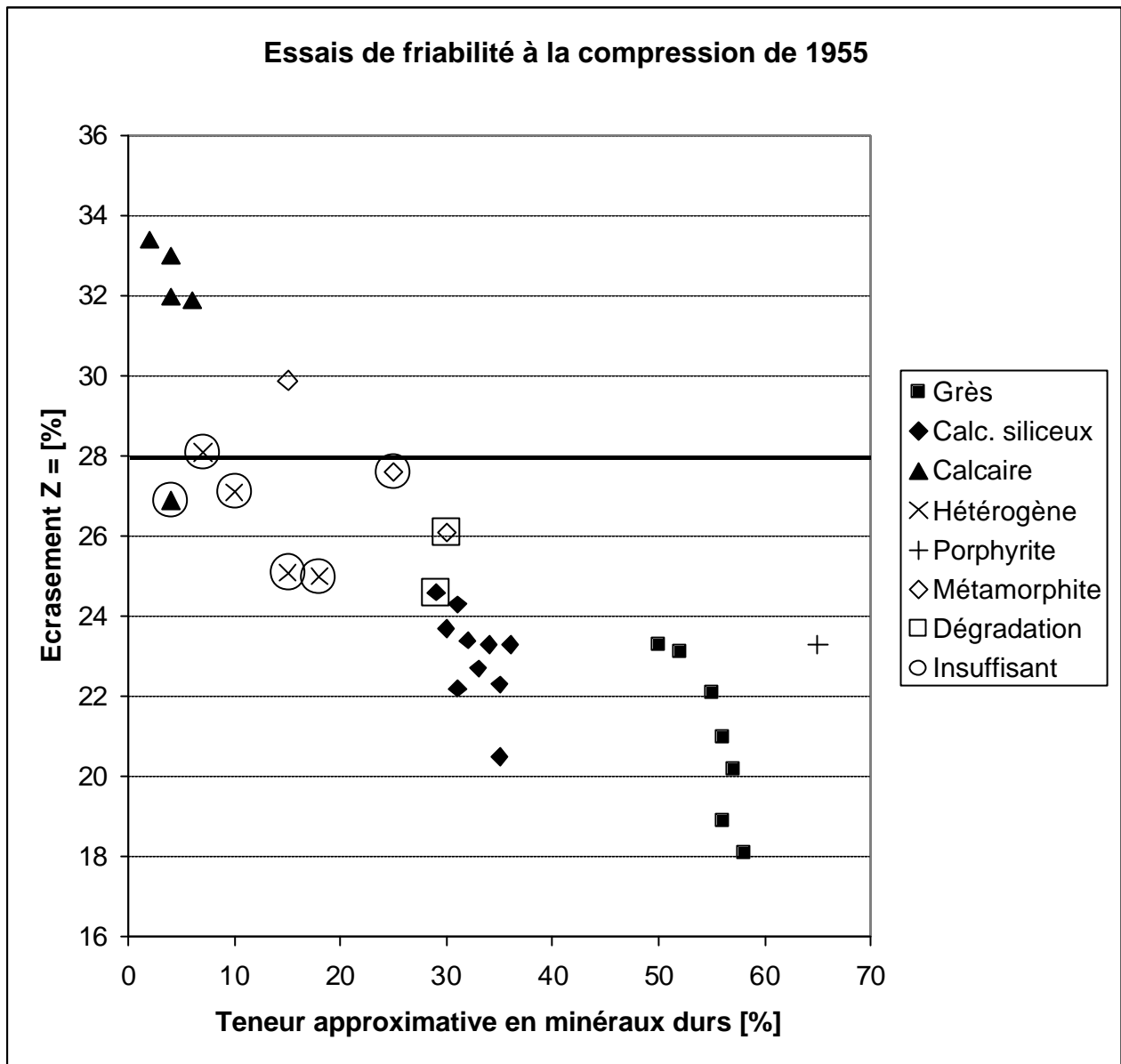
Les courbes granulométriques après l'essai Z et après 14 bourrages successifs correspondent pratiquement à la même courbe. La répartition granulométrique après l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac se rapproche systématiquement de la courbe de Fuller lorsque la dureté des roches diminue ou lorsque la force de compression augmente. Ceci est aussi valable systématiquement pour les répartitions granulométriques dans la zone de bourrage (Diagramme 3). Les travaux de bourrage ainsi que l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac correspondent tous deux à des mécanismes de compaction qui induisent la fragmentation des granulats.

Les grains fragmentés remplissent au fur et à mesure les pores du lit de ballast. Avec le degré de remplissage des pores qui augmente, le lit de ballast se durcit graduellement jusqu'à ce qu'aucun réglage de voie efficace ne puisse plus être réalisé et que le nettoyage ou le renouvellement du ballast s'avère nécessaire. Le degré de remplissage de l'espace poreux dans le lit de ballast est déterminé par la fraction < 22.4 millimètres et est défini comme le degré de pollution du ballast.

Le degré de pollution du ballast correspond à la fraction < 22.4 mm du ballast selon la définition de l'ERRI (European Railway Research Institute) [17].

Lorsque la fraction < 22.4 mm atteint environ 30 % de la masse-%, un renouvellement du ballast de la voie est en principe nécessaire.





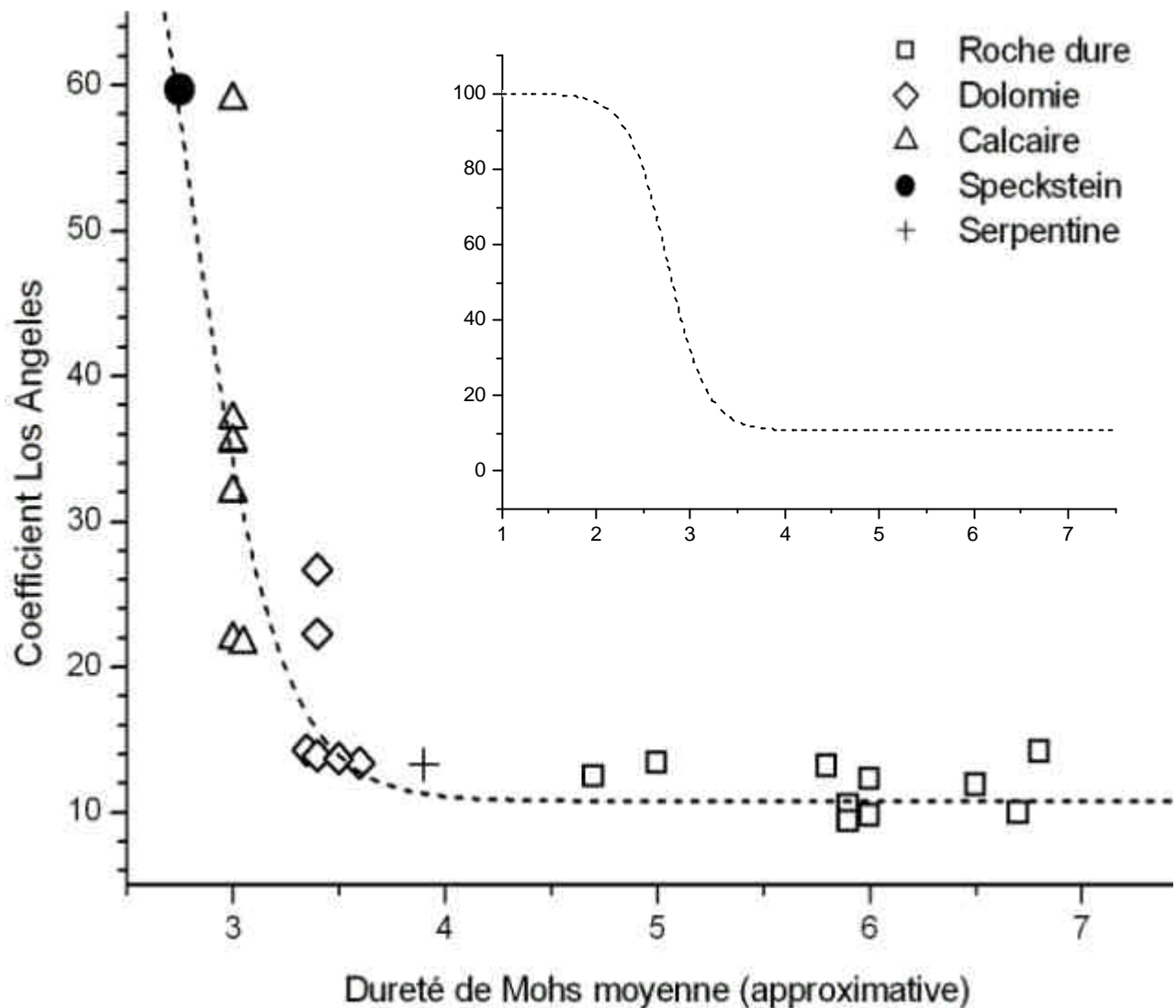
### Diagramme 6: Examens de 1955.

La limite de tolérance (ligne horizontale épaisse) pour la valeur Z selon les spécifications techniques des CFF de 1963 (version française) correspond à  $Z_{\max} = 28$ . Certains gisements avec de hautes teneurs en calcaires alpins étaient déjà à l'époque hors ou à la limite de tolérance pour le ballast normal de voie ferrée.

Les plus fortes sollicitations des voies causées par des trains plus lourds et plus rapides, l'utilisation des traverses en béton et l'accroissement général du trafic ferroviaire ont conduit à l'apparition de phénomènes de dégradations prématurées chez certaines sortes de ballast (exemples marqués par des losanges entourés de cadres = dégradation dans le diagramme). Des changements dans la matière première de certains gisements (par exemple l'apparition de calcaires tendres) ont aussi provoqué des dégradations prématurées du ballast.

Les sortes de ballast qui sont entourées par des cercles O, sont celles qui causeraient très probablement aussi des dégradations prématurées sous le trafic ferroviaire actuel en Suisse. Ceci par analogie avec les sortes de ballast qui ont déjà présenté des dégradations prématurées en voie (= □ dégradation dans le diagramme).

Au vu de ce qui précède, des valeurs limites plus exigeantes pour la valeur du Z correspondraient mieux aux conditions actuelles.



**Diagramme 7: corrélation entre la dureté de Mohs et le coefficient Los Angeles**

Cette corrélation apparaît sensée pour les roches compactes et solides qui ne présentent pas de problèmes importants au niveau de la structure ou de la texture (par exemple une schistosité marquée). Ces coefficients LA (extrait avec les exemples typiques) ont été déterminés selon la norme CFF (5 kg de ballast 31.5/45 mm et 5 kg de charge abrasive) entre 1997 et 2005 sur des éprouvettes relativement homogènes ou spécialement préparées. La cubicité, la forme des grains et la taille des grains ne sont pas toujours complètement identiques, ce qui explique probablement les différences observées par rapport à un modèle théorique (petit diagramme à droite).

Des calcaires tendres et des "speckstein"<sup>1</sup> montrent déjà des coefficients Los Angeles d'environ 60. On peut donc admettre que des roches encore plus tendres telles que des micaschistes, des chloritoschistes ou des talcschistes massifs devraient présenter des coefficients Los Angeles d'environ 100 (par exemple des pierres ollaires<sup>2</sup>). En contrepartie, le coefficient Los Angeles de roches composées de minéraux plus durs (dureté de Mohs) que l'acier, tels que les grenats ou le corindon tend vers une valeur limite. Pour ces raisons, une simulation à l'aide d'une courbe sigmoïdale (modèle en haut à droite) apparaît réaliste. La ligne en traitillé correspond à une telle simulation.

<sup>1</sup> Speckstein de Finlande (env. 50% de talc et 50% de magnésite). La magnésite est un carbonate de magnésium au clivage parfait.

<sup>2</sup> De la pierre ollaire (roche composée de chlorite et de talc) du Valais et d'Italie a été cherchée dans plusieurs gisements d'ultrabasites des Alpes, afin de vérifier cette hypothèse. Malheureusement, les gisements visités ont déjà été exploités complètement ou sont difficilement accessibles. Seule de la serpentinite a été rencontrée. Des essais avec des cubes de pierre à poêle de Tulakivi (talc et magnésite) ont permis de vérifier partiellement cette hypothèse (coefficient Los Angeles = 60, probablement entre 70 et 80 avec du matériel concassé présentant plus d'arrêtes que des cubes sciés).

## 4 Essais effectués

### 4.1 Prélèvements

La plupart des échantillons ont été prélevés par le personnel qualifié des carrières de ballast et envoyés à la société ERTEC (Tableau 1). L'échantillon composé de granit dur à grain fin a été produit spécialement pour cette étude. Les échantillons en provenance du Valais ont été prélevés par le laboratoire ERTEC et le Dr. F. Röthlisberger. Les échantillons de granulats pour l'asphalte et le béton ont été prélevés par le Dr. F. Röthlisberger. Au total, 17 échantillons de ballast et 7 échantillons de gravillons ont été prélevés ainsi que 4 échantillons préparés avec arêtes arrondies. En tout, 28 échantillons ont été soumis à l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac.

### 4.2 Pétrographie

Pour les ballast, les lithologies suivantes ont été déterminées.

Lithologie	Dureté roche	Géologie générale	Producteur CFF
Cristallin. Granite à grain fin (granite filonien).	très dur	Kristallin des Schwarzwaldmassivs	Oui
Cristallin. Basalte à grain fin.	très dur	Veneto (province de Vérona). Italia. Volcanisme péri-adriatique tertiaire.	Oui
Métasédiment. Quarzite à grain fin à moyen	dur	Unité de Brigue-Sion-Courmayeur.	Non
Grès alpin – alpin Sandstein (sensu lato)	dur	Sédiments tertiaires de l'autochtone du massif des Aiguilles Rouges	Oui
Flyschsandstein (grès alpin - sensu lato).	dur	Oberes Eozän und unteres Oligozän. Parautochton des Nordhelvetikums.	Oui
Calcaire siliceux 1	dur	Untere Kreide der Mürtshendecke	Oui
Calcaire siliceux 2	dur	Lias à Cancellophycus des préalpes médianes	Oui
Calcaire siliceux 3	dur	Kreide der Bürgenstock-Pilatus Teildecke	Oui
Calcaire siliceux 4	dur	Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)	Oui
Calcaire siliceux 5 (autre laboratoire)	dur	Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)	Oui
Calcaire siliceux, grès alpin et calcaire gréseux	dur	Gault-Formation (mittlere Kreide) der Drusbergdecke (Helvetikum)	Oui
Brèche à échinodermes	mi-dur	Dogger der Mürtshendecke (Helvetikum)	Oui
Calcaire oolithique et coralligène	mi-dur	Unterer Hauptrogenstein de l'anticlinal du Mont Terri	Non
Dolomie à grain fin.	mi-dur	Italie. Région des Pouilles.	Non
Marbre calcaro-dolomitique. Métaconglomérat très fortement tectonisé.	tendre	Unité de Brigue-Sion-Courmayeur.	Non
Calcaire micritique	tendre	Kiméridgien supérieur (?). Anticlinal de la Caquerelle	Non
Mikritischer Kalk	tendre	Malm aus dem Jura (See-Antiklinale). Kanton Solothurn.	Non

Tableau 1: composition des lithologies des ballast

Pour les granulats pour enrobés bitumineux, les lithologies suivantes ont été choisies.

Lithologie	Dureté roche	Géologie générale	Couches
Grès des carrières (grès alpin)	dur	Sédiments tertiaires de l'autochtone du massif des Aiguilles Rouges	Type S, H
Calcaires oolithiques et coralligènes	mi-dur	Unterer Hauptrogenstein de l'anticlinal du Mont Terri	Type N, L
Alluvionnaire concassé	dur	Graviers rhénans (teneur en grains durs > 90%)	Type H, S

**Tableau 2: composition des lithologies des granulats pour enrobés bitumineux**

Pour les granulats pour béton, les lithologies suivantes ont été choisies.

Lithologie	Dureté roche	Géologie générale	Couches
Alluvionnaire roulé	dur	Graviers rhénans (teneur en grains durs > 90%)	Pour toutes les classes

**Tableau 3: composition des lithologies des granulats pour béton (gravier)**

Contrôle d'échantillons dont la composition pétrographique n'était pas certaine.

Lithologie	[% de la masse]
Calcaire siliceux	97
Teneur en roches dures	97
Calcaire alpin, Schrattenkalk	3
Teneur en roches mi-dures	3

**Tableau 4: échantillon "crétacé inférieur de la nappe de Mürtschen"**

Lithologie	[% de la masse]
Calcaire siliceux, calcaire gréseux	45
Grès alpin (sensu lato), grès à glauconite	40
Teneur en roches dures	95
Calcaire alpin, brèche à échinodermes	5
Teneur en roches mi-dures	5

**Tableau 5: échantillon "Gault" de la nappe de Drusberg**

Lithologie	[% de la masse]
Calcaire siliceux	98
Teneur en roches dures	98
Calcaire alpin	2
Teneur en roches mi-dures	2

**Tableau 6: échantillon "crétacé de la nappe partielle du "Bürgenstock-Pilatus"**

### 4.3 Essai par compression: tamisage

Les essais ont été conduits conformément à la norme SN 670 830a et à la norme CFF R 211.1.

La quantité de matériel avec une granulométrie de 31.5/50 mm (au lieu de 31.5/45 mm) entre bien dans le cylindre d'acier selon la norme 670 830a. Ainsi la masse d'une éprouvette de ballast pour voie ferrée (15 kg) n'a pas besoin d'être changée pour cet essai.

Les tamis suivants ont été utilisés pour la préparation et les mesures: 50, 45, 40, 31.5, 22.4, 16, 11.2, 8, 5.6, 4, 2 et 1 mm.

Les résultats de tamisage avant et après l'examen sont indiqués dans l'annexe 11.2 sous forme de tableaux et de graphiques.

### 4.4 Influence de la forme du grain

#### 4.4.1 Cubicité

Les variations de la forme du grain sont définies par la catégorie  $Sl_{20}$  de la norme SN 670 110 [13].

Toutes les éprouvettes ont présenté une cubicité comparable dans la fraction 31.5/50 mm auf. Des différences drastiques de la forme des grains n'ont pas été observées dans les échantillons.

L'échantillon de dolomie en provenance d'Italie présentait une cubicité particulièrement bonne.

Les variations de la composition pétrographique ne permettent pas de corrélation directe avec la cubicité. Cette observation a déjà été faite par le Prof. F. de Quervain (F. de Quervain (1955): Die technologische Prüfung von Schotter [14]). citation:

*"Sans aucun doute, la forme du grain non cubique exerce un effet défavorable sur l'état des cassure lors de l'essai de friabilité en compression. L'influence de la cubicité n'a pas pu être démontré. La composition pétrographique a dissimulé cet effet".*

La détermination des relations entre la cubicité et la résistance à la compression des granulats en vrac est problématique pour les raisons suivantes:

- Le remplissage de grains plats et allongés de la fraction 31.5 / 50 mm pose problème, du fait que la disposition des grains dans le conteneur d'acier joue un rôle prépondérant (verticalement ou horizontalement, densité apparente, compaction préalable).

- L'influence de la cubicité est extrêmement problématique à mesurer. L'épaisseur des grains, la composition etc. devraient faire l'objet de tris très exacts pour éviter les effets artificiels. En outre, les essais devaient absolument être exécutés sur une fraction plus fine que le ballast afin de réduire l'incertitude liée au remplissage manuel du ballast.
- Des examens précédents effectués sur des grains plats de ballast ont montré que la disposition des grains plats joue un rôle déterminant. Les grains plats de ballast avec une stratification marquée qui sont disposés verticalement dans le conteneur cylindrique donnent de façon significative, de bien meilleures valeurs que des grains durs cubiques.

#### 4.4.2 Arrondi du grain

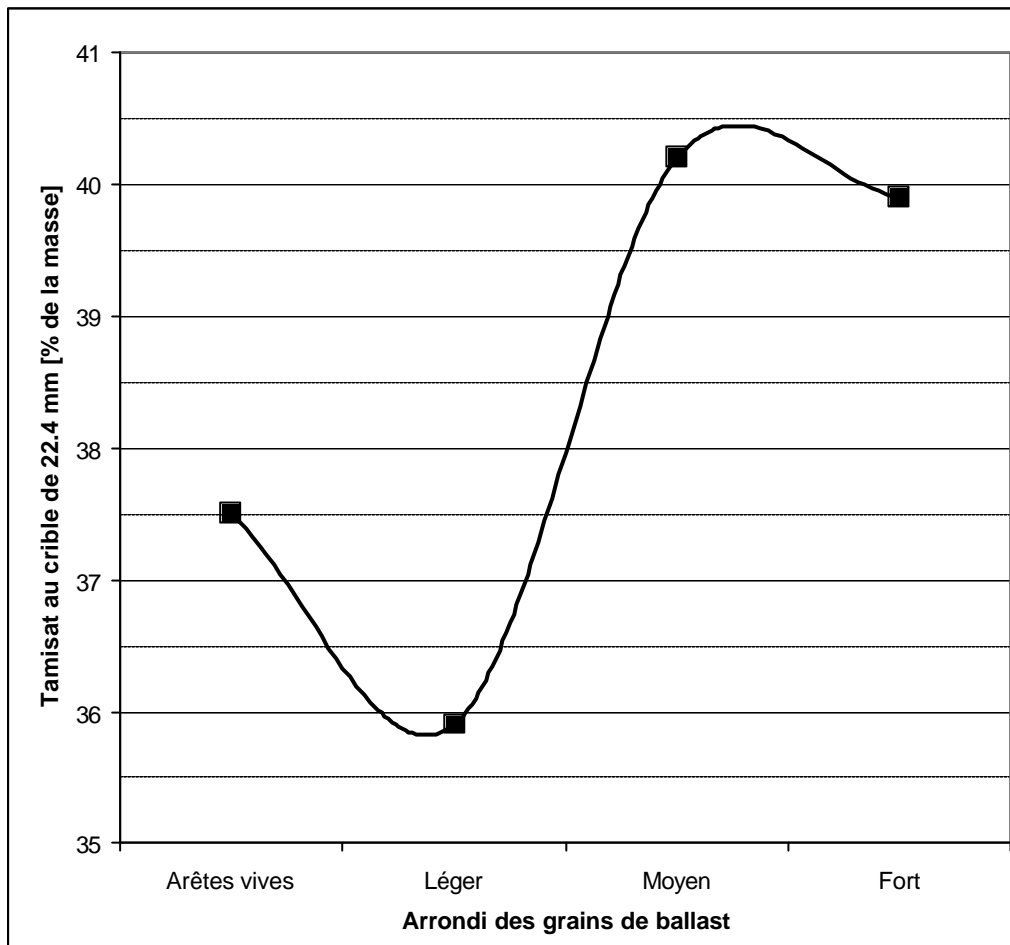
Pour déterminer l'effet de l'arrondi du grain, des éprouvettes homogènes composées de calcaires siliceux (calcaire siliceux 4) ont été arrondies artificiellement dans la machine Deval avant d'être soumises à l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac.

Echantillon n°	1	2	3	4
Evaluation de l'arrondi du grain	faible	moyen	fort	aucun
Nombre de tours dans la machine Deval	1500	4500	10'000*	-
Masse de l'éprouvette avant l'essai	18'989	18'893	18'556	20'918
Masse de l'éprouvette après l'essai	18'823	18'538	17'936	-
Usure (g)	166	355	620	-
Usure (%)	0.9	1.9	3.3	-
Teneur en grains non cubiques. Pied à coulisse 1:3 (g)	1871	1800	1335	1743
Teneur en grains non cubiques (%)	10.2	10.0	7.9	8.3
Teneur en grains fortement plats (%)	2	1.8	1.2	2.6
Grains avec stratification marquée ou légèrement schisteux (%)	3.8	4.6	2.9	?
Poids final avant avant essai ** (g)	18'265	17'916	16'986	-

\* avec ajout de sable de quartz

\*\* Après la détermination de l'usure, la fraction < 31.5 mm a été encore une fois tamisée, d'où la différence entre les poids avant et après la préparation

**Tableau 7: arrondi des grains de ballast**



**Diagramme 8: influence de l'arrondi du grain sur les résultats de l'essai**

Un léger arrondi des arêtes provoque une amélioration artificielle des résultats.

En arrondissant plus les grains, des effets de densité apparente ainsi que de compaction préalable de même que des différences de la distribution granulométrique peuvent se produire qui pourraient expliquer l'augmentation du tamisat à 22.4 mm.

## 5 Interprétation des résultats

### 5.1 Répétabilité

Les résultats de cette recherche montrent que l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac sur la fraction plus grossière du ballast 31.5 / 50 mm (comparés avec ceux de l'écrasement pratiqué sur la fraction 31.5 / 45 mm) a amené des améliorations et des résultats plus exacts. Cela concerne par exemple les aspects suivants (comparer Diagramme 5 avec les diagrammes 9 à 11):

- Les variations des mesures isolées ont diminué pour toutes les lithologies examinées.
- Des domaines de tolérances bien définis apparaissent.
- Les résultats pour une même lithologie sont très semblables, tel que pour les calcaires siliceux par exemple (Diagramme 9).
- Les mesures comparables déterminées sur des éprouvettes de ballast de différents producteurs exploitant la même roche indiquent que des propriétés intrinsèques des matériaux ont été déterminées, ce qui montre une haute pertinence de la méthode d'essai.
- La répétabilité des mesures a été influencée positivement. Des mesures effectuées sur un calcaire siliceux par trois laboratoires indépendants avec des machines différentes ont confirmé cette observation (Diagramme 11, Tableau 8)

Dans le tableau ci-dessous, les résultats de 1955 (moyennes) sont comparés avec ceux de 2005 pour les calcaires siliceux (de composition pétrographique similaire). Les ouvertures nominales pour les passoirs ont été extrapolées pour les tamis à mailles carrées. La classe granulaire de 1955 (passoirs de 40 / 60 mm) et de 1964 (passoirs de 40 / 63 mm) correspondent aux tamis à mailles carrées de (32 / 48 mm) et de (32 / 50.4 mm) respectivement. La classe granulaire à tester selon la norme SN 670 110 ne présente plus de différence notable avec les normes précédentes des CFF. Des différences significatives dans les résultats des mesures ne sont donc pas à attendre. Citation du Prof. F. de Quervain dans son rapport sur les essais technologiques du ballast "*les différences de granulométrie entre 40 et 60 mm n'ont pas influencé fondamentalement les résultats de l'essai en compression*".

Ballast pour voies ferrées	Tamisat à 22.4 mm [% de la masse]			Différence ?
	2005	1998	1955	
Calcaire siliceux 3	41.4	-	40.1 – 40.6	1.3
Calcaire siliceux 4	40.4	-	39.9 – 40.1	0.5
Calcaire siliceux 5	41.5	41.3	41.1 – 40.9	0.6

**Tableau 8: comparaison des résultats de 2005 / 1955 pour le calcaire siliceux**

Les valeurs moyennes des résultats ne montrent aucune différence significative, ceci dans un laps de temps de 50 ans pour des gisements homogènes. A titre de comparaison, le résultat d'un essai de qualification de 1998 est indiqué. Pour ce gisement, trois laboratoires différents ont effectués des mesures totalement indépendantes. Les différences dans les mesures (valeurs moyennes) sont négligeables et probablement pas significatives.

Dans le rapport concernant la première investigation générale sur les ballasts de chemin de fer en Suisse, le Prof. F. de Quervain écrit en 1955: "*la dispersion des mesures individuelles sont tellement petites, que la moyenne de trois essais pour chaque gisement peut être considérée comme suffisamment fiable*".

La dispersion des mesures individuelles dans le cadre de ce projet apparaît aussi négligeable (voir annexe 11.1 Courbe granulométrique 1 - 16)

## 5.2 Traitement des résultats

Le traitement des résultats pour le ballast de voie ferrée pourrait être exécuté comme jusqu'à présent avec les deux tamis  $W_2 = 11.2$  mm et  $W_1 = 31.5$  mm. Les résultats présents montrent que l'exploitation des mesures avec d'autres tamis ou combinaison de tamis est qualitativement égale.

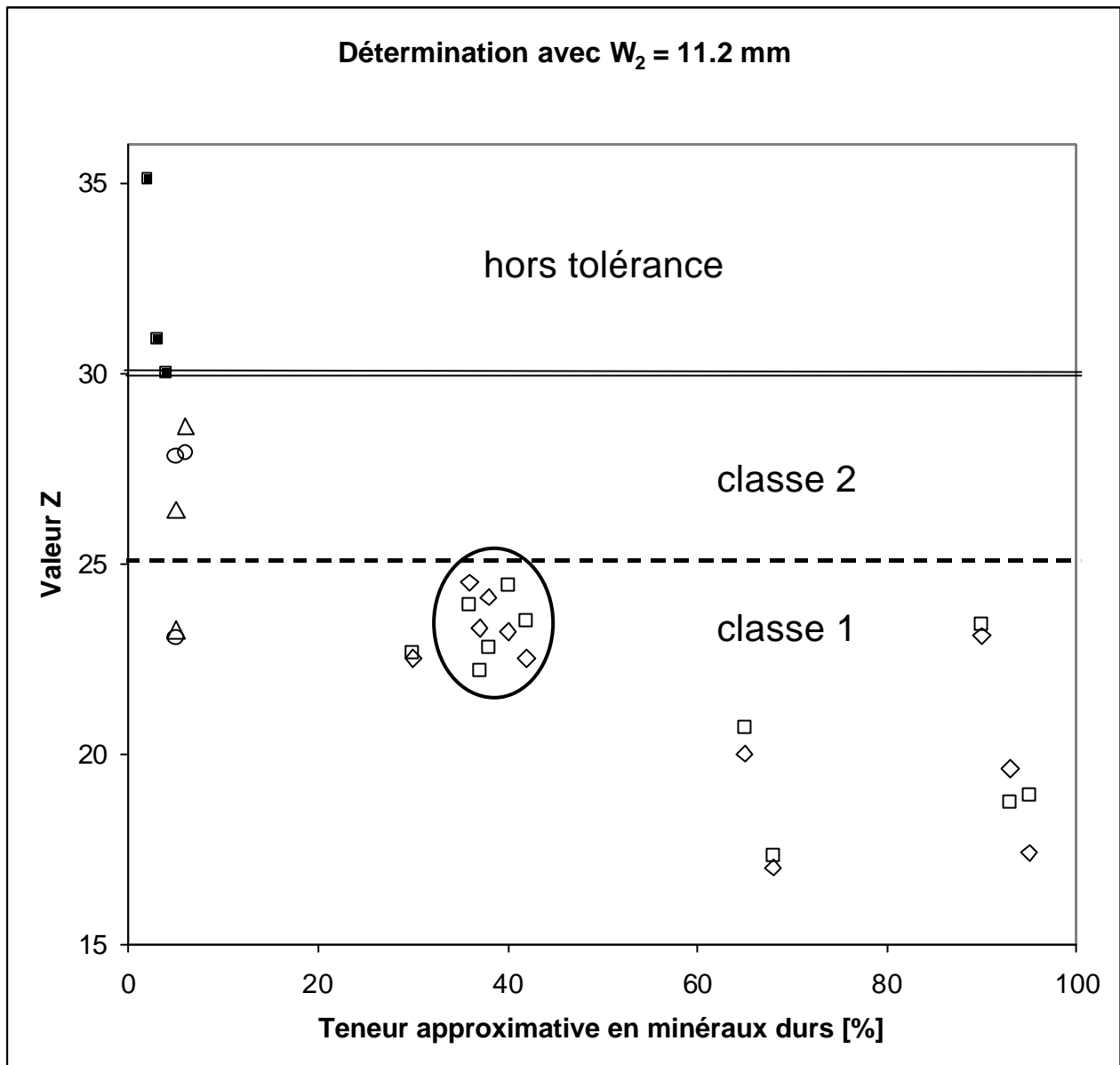
Une méthode d'exploitation très simple réside dans l'utilisation du tamisat à 22.4 millimètres. Une relation directe avec la pratique [8], la théorie [10] ainsi que des corrélations simples existent avec cette méthode de traitement des résultats.

Les arguments suivants le confirment:

- La définition du degré de pollution du ballast de voie ferrée correspond à la part < 22.4 mm [en % de la masse] selon l'ERRI (European Rail Research Institute).
- La corrélation entre le degré de pollution du ballast (tamisat à 22.4 mm) et le nombre de bourrages successifs a été déterminée lors de l'essai en gare d'Ostermundigen [10].
- La corrélation entre le degré de pollution du ballast et l'essai Z a été démontré lors de l'essai de bourrage à Ostermundigen [10].
- Le degré critique de pollution du ballast est atteint, lorsque la part < 22.4 mm a atteint un pourcentage déterminé [9].
- Le nettoyage du ballast par machine comprend la part < 22.4 mm.

En outre:

- Le degré maximal de pollution du ballast déterminé expérimentalement qui est d'environ 70%, (respectivement entre 50 et 70 % selon R. Guldenfels (rapport Nr. 4362/39 ETH-Zürich, IGT [15]) s'explique par le tamisat maximal de la courbe de Fuller au tamis de 22.4 mm (63 mm = environ 60%, 50 mm = environ 67% et 45 mm = environ 70%).
- La courbe granulométrique après l'essai Z a toujours la même forme (cette observation a aussi été faite durant la première révision de la norme (voir rapport VSS 08/86, W. Studer [6]).
- Des variations comparables des courbes granulométriques apparaissent aussi bien in situ que dans les essais en voie et en laboratoire.



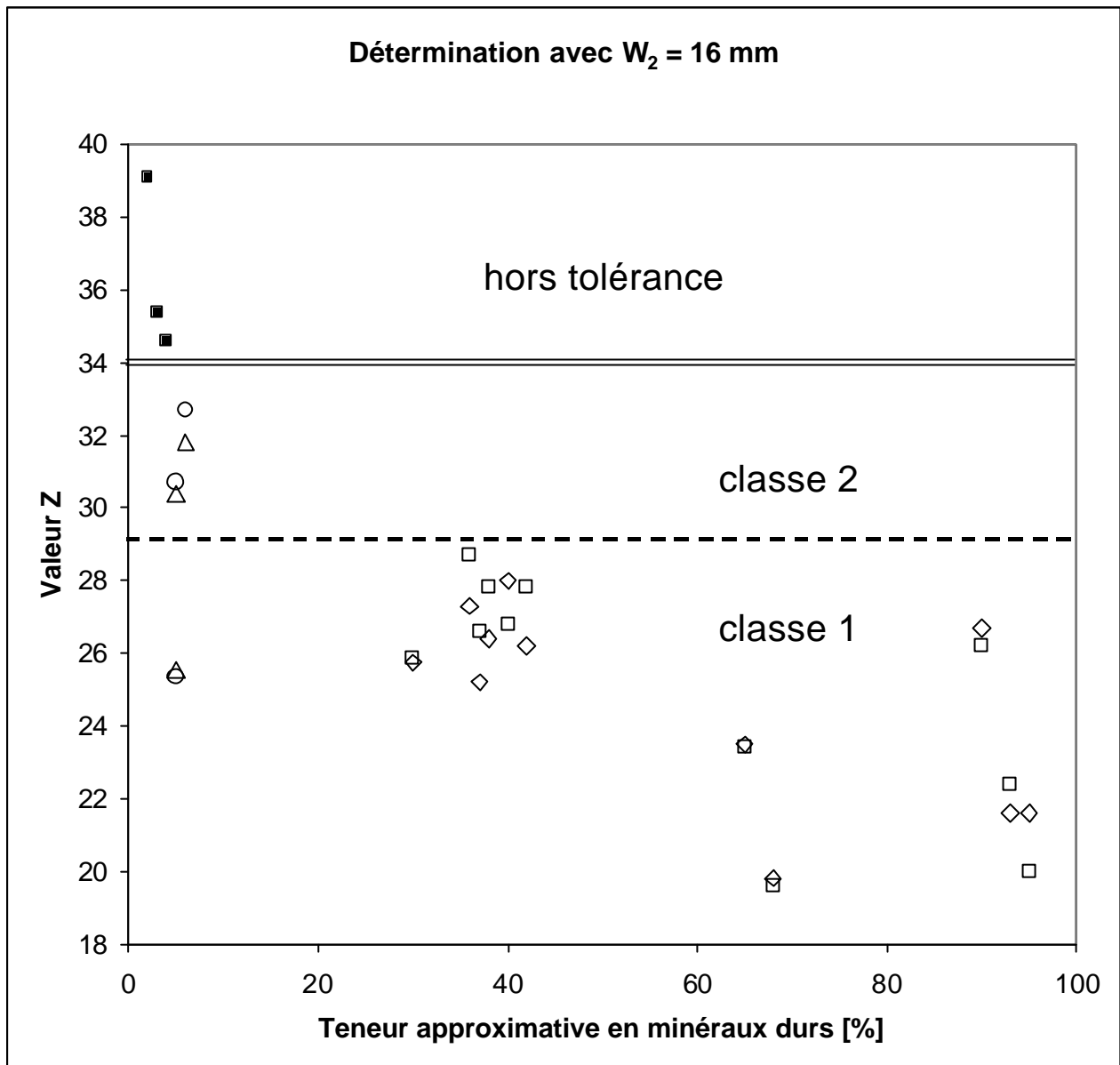
### Diagramme 9: tamisage à 11.2 mm

Toutes les éprouvettes correspondent à la nouvelle classe granulaire 31.5 / 50 mm de la norme SN 670 110 (01.01.2005). Les mesures isolées sont indiquées comme suit:

- Roches dures<sup>3</sup>:  $\diamond$  = mesure 1,  $\square$  = mesure 2
- Roches mi-dures:  $\triangle$  = mesure 1,  $\circ$  = mesure 2
- Roches tendres:  $\blacksquare$  = moyenne.

- La dispersion des mesures est faible pour toutes les lithologies
- Les valeurs Z sont très semblables pour une même sorte de roche, tel que par exemple pour tous les calcaires siliceux (indiqué par une ellipse)
- Des domaines de tolérance apparaissent clairement (propositions pour les limites indiquées par des lignes horizontales)
- Une classe supplémentaire de ballast avec des exigences plus sévères apparaît possible. Des examens supplémentaires sont toutefois nécessaires (surtout in situ), pour déterminer la nécessité d'une nouvelle classe de ballast avec des exigences plus sévères.

<sup>3</sup> La teneur en minéraux durs a été estimée très grossièrement et partiellement adaptée ou choisie pour obtenir une meilleure représentation graphique (par exemple: teneur en quartz de 39, 42, 44 % pour les calcaires siliceux).



### Diagramme 10: tamisage à 16 mm

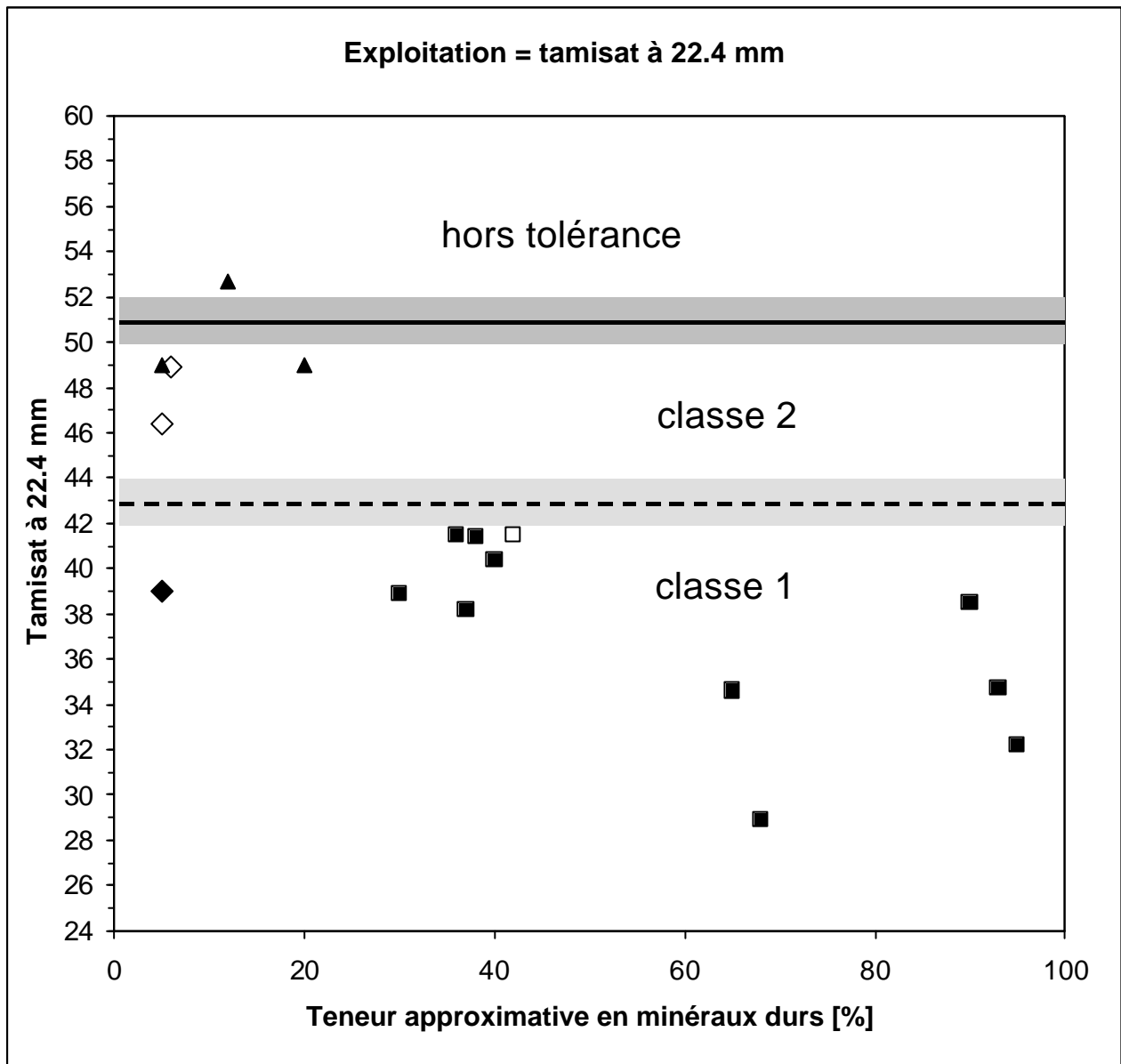
Toutes les éprouvettes correspondent à la nouvelle classe granulaire 31.5 / 50 mm de la norme SN 670 110 (01.01.2005). Les mesures isolées sont indiquées comme suit:

- Roches dures<sup>4</sup>: ◇ = mesure 1, □ = mesure 2
- Roches mi-dures: △ = mesure 1, ○ = mesure 2
- Roches tendres: ■ = moyenne.

- Faible dispersion des mesures
- Domaines de tolérance bien définis (limite proposée indiquée par une ligne en traitillé)
- La création d'une classe supplémentaire avec des exigences supérieures est possible
- Les valeurs d'écrasement deviennent en général meilleures (plus basses) avec l'augmentation de la teneur en minéraux durs.

La teneur en minéraux durs selon SN 670 115 (01.01.2005) semble être un facteur important, mais n'est pas seul significatif pour la résistance à l'essai d'écrasement.

<sup>4</sup> La teneur en minéraux durs a été estimée très grossièrement et partiellement adaptée ou choisie pour obtenir une meilleure représentation graphique (par exemple: teneur en quartz de 39, 42, 44 % pour les calcaires siliceux).



**Diagramme 11: exploitation des résultats avec le tamis de 22.4 mm**

La répartition des différentes sortes de ballast aux propriétés de résistances déterminantes reste la même que dans les diagrammes 9 et 10. Ces résultats sont corrélables avec la pétrographie et correspondent aux résultats des études précédentes.

- Roches dures<sup>5</sup>: ■ = moyennes, (□ = autre laboratoire); roches mi-dures: ◇ = moyennes
- Dolomite d'Italie: ◆ = moyenne
- Sortes critiques (1990 avec passoires), données converties et extrapolées: ▲ = moyennes

Les domaines de tolérance pour les classes de ballast 1 et 2 découlent des essais de bourrage effectués à Ostermundigen. Le degré critique de pollution se situe en pratique entre 30 et 40%. Selon l'expérience des CFF la teneur critique en particules inférieures à 22.4 mm se situe plutôt vers 40 %, voire même légèrement en dessus. On peut donc en tirer les limites de tolérance maximales suivantes pour les classes de ballast:

Classe 1	entre 42 et 44 % (surface ponctuée)	proposition 43 %
Classe 2	entre 50 et 52 % (surface hachurée)	proposition 51 %
Autre classe	entre 34 et 38 %	recherche supplémentaire nécessaire

<sup>5</sup> La teneur en minéraux durs a été estimée très grossièrement et partiellement adaptée ou choisie pour obtenir une meilleure représentation graphique (par exemple: teneur en quartz de 39, 42, 44 % pour les calcaires siliceux).

### 5.3 Corrélation et comparaison avec la dureté

Pour les roches compactes et résistantes une corrélation semble être présente avec la teneur en minéraux durs. Une corrélation avec la résistance à la compression uniaxiale (roche) est probablement très vraisemblable.

Le domaine de variation de la résistance à la compression des granulats en vrac est indiquée dans les diagrammes 9 à 11.

### 5.4 Méthode d'évaluation discrète ou continue

Les résultats de cette étude indiquent qu'aussi bien une méthode avec des valeurs discrètes (classes de ballast) que continues pourrait être appliquée (Diagramme 9 à 11). Cependant, les bases de la pratique pour une méthode d'évaluation continue manquent encore. Des études supplémentaires, avant tout in situ, sont encore nécessaires pour clarifier cette problématique.

## 6 Conclusions

Sous la résistance à la fragmentation dans l'EN 1097-2 [16] sont compris les essais de détermination du coefficient Los Angeles et de la valeur de fragmentation par impact (SZ).

Il existe des procédés de broyeurs rotatifs à charge abrasive, de broyeurs par effets de chocs à l'aide d'un pilon (fragmentation par impact) ou de broyeur par compression à l'aide d'un tampon dans des enclumes cylindriques. L'essai Los Angeles est en principe un broyeur rotatif à boulets d'aciers et l'essai de fragmentation par impact est un broyeur à pilon alors que la résistance à la compression des granulats en vrac est un broyeur par compression uniaxiale. Les mécanismes de sollicitation des grains dans ces divers procédés diffèrent fortement les uns des autres. Lors de l'essai Los Angeles, l'usure est surtout provoquée par des impacts et des frottements qui ont tendance à transformer les grains en boules ou en ellipsoïdes et en sable < 1.6 mm [12]. Le principe de l'essai de fragmentation par impact correspond à un broyage des grains dans une enclume cylindrique sous les effets de chocs violents provoqués par un pilon.

Ni l'essai Los Angeles ni celui de fragmentation par impact ne correspondent à une compression des granulats en vrac.

Sur la base de plusieurs travaux de recherche des CFF, il s'avère que la résistance à la compression des granulats en vrac reflète au mieux les effets des travaux de bourrage [10].

Pour ces raisons, la résistance à la compression des granulats en vrac apparaît comme un complément rationnel aux essais Los Angeles et de fragmentation par impact.

### 6.1 Pertinence de la résistance à la compression en vrac en comparaison de l'essai Los Angeles

L'essai Los Angeles montre une corrélation avec l'usure induite par la circulation ferroviaire [12] alors que la résistance à la compression en vrac reflète les contraintes induites par les travaux de mise en œuvre et de bourrage [10].

Une corrélation entre l'essai Los Angeles et la résistance à la compression en vrac est présente chez certaines lithologies mi-dures (Diagramme 12). Par contre, aucune corrélation entre ces deux

procédés n'a pu être établie pour les roches dures ou les roches sensibles aux effets de chocs (Diagramme 12).

La pertinence de la résistance à la compression en vrac apparaît plus différenciée pour les roches dures que celle de l'essai Los Angeles, parce que la fourchette est plus large (Diagramme 7, 11 et 12). En outre, la force de pression pourrait être augmentée, ce qui étendrait encore la fourchette pour les roches très dures et affinerait la pertinence de l'essai.

Pour les roches très tendres, l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac touche probablement à ses limites du fait que la courbe de Fuller est pratiquement atteinte (Courbe granulométrique 16). Cependant, cela est probablement aussi valable pour l'essai Los Angeles (Diagramme 7). En ce qui concerne la résistance à la compression, la force de pression pourrait être réduite, ce qui augmenterait la pertinence de l'essai pour les roches très tendres.

Le mode opératoire de l'essai de résistance à la compression des granulats en vrac rend cet essai extrêmement flexible et laisse beaucoup de marge de manoeuvre pour des adaptations. La pression peut être variée très simplement au contraire de la masse fixe des boulets de l'essai Los Angeles.

## 6.2 Ballast de voie ferrée avec des exigences plus sévères

La structure porteuse de la voie est constituée en grande partie par du ballast de voie ferrée. Les exceptions comportent par exemple les exploitations en sous-sol, comme les tunnels modernes ou les ponts, où la chaussée solide apporte des avantages par rapport au lit de ballast. La haute disponibilité du réseau ferroviaire ou de chaque ligne considérée séparément est en corrélation directe avec les travaux d'entretien et avec les renouvellements de ballast. Toutes les études effectuées à ce jour ont montré que la qualité du ballast de voie ferrée est un paramètre absolument décisif pour la durée de vie de la voie et pour l'entretien du lit de ballast.

Jusqu'à maintenant, la question du besoin d'une classe de ballast avec des exigences plus élevées est restée ouverte, entre autre, parce que la résistance des roches dures ne peut pas être déterminée de manière suffisamment probante au moyen de l'essai Los Angeles.

Les résultats de ces examens indiquent que des classes de ballast avec des exigences plus élevées seraient envisageables. Elles ne pourraient toutefois être définies de façon probante qu'au moyen de l'examen de la résistance à la compression en vrac. Cependant, des études supplémentaires (avant tout de la pratique) ainsi que des observations de longue durée in situ sont nécessaires pour clarifier cette problématique.

## 6.3 Pertinence pour d'autres applications

### 6.3.1 Granulats pour béton et asphalte

Pour des granulats à béton en provenance de matériaux d'extraction de tunnels, la résistance à la compression des granulats en vrac serait une méthode de test plus pertinente et plus rationnelle que l'essai Los Angeles parce que la résistance à la compression en vrac est plus proche de la résistance à la compression sur cube du béton. Cependant, une corrélation simple et claire avec la résistance à la pression uniaxiale doit encore être établie avec des recherches supplémentaires.

Une utilisation pour les granulats pour la construction routière (résistance à la compaction) sont possibles au moyen de la résistance à la compression en vrac. Une différence presque constante entre la courbe de Fuller et le tamisat semble se produire pour toutes les fractions (Courbe granulométrique 22). Des recherches supplémentaires sont toutefois encore nécessaires.

Des problèmes concernant la pertinence de la résistance à la compression des granulats en vrac apparaît probablement pour les fractions de petite taille (Annexe 11.1, Courbe granulométrique 20).

L'essai d'écrasement d'après SN 670 830a n'est prévu ni dans la SN 670 102a [17] ni dans la SN 670 103a [18]. La résistance des granulats est exclusivement déterminée par essai Los Angeles.

Jusqu'à présent, une étude sur la pertinence de l'essai Los Angeles pour les granulats < 31.5 millimètres correspondant à celle du ballast pour voie ferrée [12] n'a jamais été réalisée.

La résistance à la compression en vrac comporte, avec une bonne probabilité, le même potentiel pour la construction routière que pour le ballast de voie ferrée. Ceci semble s'appliquer aux classes granulaires 8/11, 11/16, 16/22.4 et 22.4/31.5 mm (Courbe granulométrique 22). Pour la classe granulaire 4/8 mm l'essai ne semble plus posséder qu'une pertinence limitée (si elle existe encore) (Courbe granulométrique 20). Toutefois, ce phénomène est peut-être dû à la composition granulométrique de la classe granulaire 4/8 mm. La classe granulaire 4/8 mm devrait probablement être remplacée par la fraction 5.6/8 mm et éventuellement 4/5.6 mm.

### 6.3.2 Lithologies fortement tectonisées

La pertinence de la résistance à la compression en vrac se trouve confirmée pour les granulats en provenance de roches fortement tectonisées (Courbe granulométrique 13 et 15).

La détermination de la résistance à la compression uniaxiale dans des roches tectonisées peut être très problématique, voire impossible, comme c'est souvent le cas pour les gisements dans les alpes suisses ou dans le jura plissé. Il serait aussi nécessaire dans ce contexte de déterminer la corrélation entre la résistance à la compression uniaxiale de la roche et la compression en vrac des granulats avec des recherches supplémentaires (Diagramme 13). La détermination de la résistance à la compression en vrac pourrait contribuer à tirer des conclusions pour la caractérisation de granulats provenant de lithologies qui sont produites à partir de gisements fortement tectonisés.

Dans le cadre de cette étude par exemple, deux gisements ont été découverts qui pourraient potentiellement servir à la fabrication de ballast de classe 1 et 2.

Cette méthode permettrait probablement d'élucider la problématique de l'utilisation de matériaux relativement tendres comme les calcaires du Jura dans la fabrication d'enrobés bitumineux pour couches de base et de liaison.

### 6.3.3 Utilisation de ballast recyclé, matériaux provenant de tunnels etc.

Un facteur décisif pour l'application de la méthode de résistance à la compression des granulats en vrac réside dans la corrélation probable avec la résistance à la compression uniaxiale de la roche. Si cette hypothèse était confirmée, des données pourraient être mesurées sur les roches meubles, qui ne peuvent pas ou difficilement être mesurées (par exemple les matériaux d'excavation de tunnel, d'éboulement, d'ébouillis de pente, d'ancien ballast, etc.).

## 6.4 Dolomie – cas limites pour les essais de résistance

Les résultats de l'essai sur le ballast composé de dolomie montrent que les types de dolomie représentent un rôle clé dans la problématique de la pertinence de l'essai Los Angeles (tableau 9). La différence entre l'essai Los Angeles selon R 211.1 avec 5 kg ou EN 13450 avec 10 kg de matériel d'essai sont minimales pour le ballast cubique de dolomie (différence = 1.4 LA).

La cubicité, éventuellement une teneur en quartz pourraient avoir influencé positivement les résultats d'essai de résistance à la compression en vrac. Malgré cela, les résultats de la dolomie d'Italie restent étonnamment bons, ce qui démontre que ce matériel pourrait jouer un rôle déterminant dans la compréhension des essais de résistance. Ces résultats montrent aussi, que peut-être d'autres matériaux non retenus jusqu'à maintenant, pourraient se prêter à la fabrication de ballast de classe 1. Des études supplémentaires sont toutefois nécessaires pour clarifier cette question.

Dolomie	Valeur Z	Los Angeles R 211.1	Los Angeles EN 13450
Italie - Apulie	23	<b>13.4</b>	<b>12</b>
Préalpes médianes rigides (Vaud)	28 bis 31	14	n.b.
Préalpes médianes plastiques (Vaud)	n.b.	22.3	n.b.
Marbre dolomitique (Valais)	30	26.7	n.b.

n.b. = non déterminé, parce que les possibilités d'exploitation n'existent plus ou qu'il n'y a plus de matériel à disposition.

**Tableau 9: résultats d'essais de résistance sur des éprouvettes de dolomie**

## 6.5 Adaptation de la masse de matériel à tester

La masse de matériel de fraction plus grande (31.5/50 le mm au lieu de 31.5/45 mm) de 15 kg entre complètement dans l'enclume selon la norme 670 830a, ce qui implique que la masse de l'éprouvette n'a pas besoin d'être adaptée.

## 6.6 Adaptation à la granulométrie et aux tamis EN

Les tamis (31.5 et 45 mm) de la norme SN 670 830a doivent être remplacés par les tamis (31.5, 40 et 50 mm).

## 6.7 Nouvelle définition pour l'essai d'écrasement

Les propositions suivantes apparaissent judicieuses:

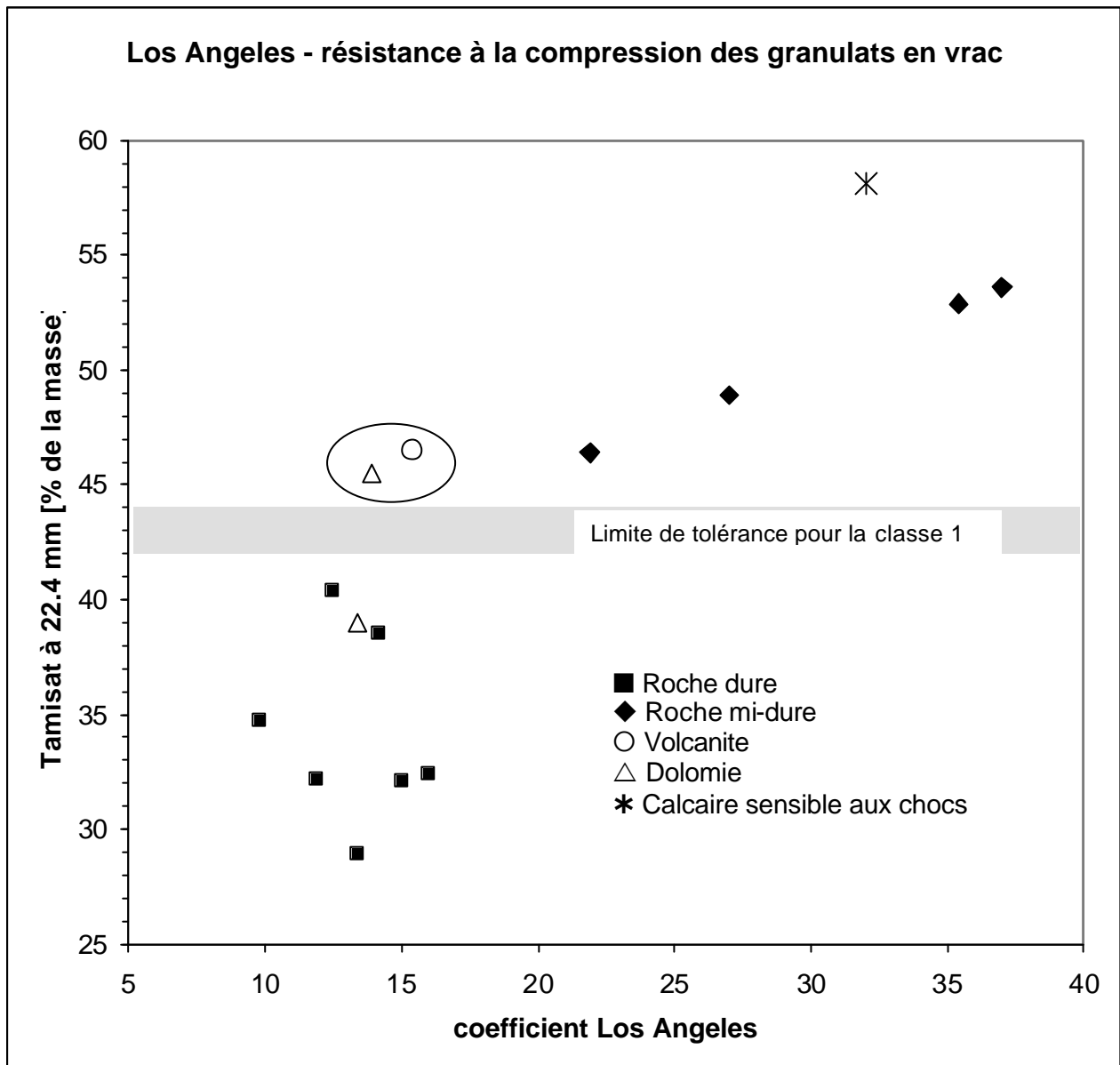
- **Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk**
- kurz: **Druckfestigkeit am Haufwerk**
- **Résistance à la compression des granulats en vrac**
- simplement: **résistance à la compression en vrac**

La nouvelle notion de "résistance à la compression des granulats en vrac" correspond beaucoup mieux au principe de l'essai. Cet essai est pratiqué sur des classes granulaires spécifiques normées. Pour une masse donnée de granulats en vrac, cet essai se définit comme la résistance normée à la compression et au compactage.

## 6.8 Simplification de l'essai pour le ballast de voie ferrée

Avec la seule mesure du tamisat à 22.4 mm, l'examen est très simplifié.

Les doubles mesures doivent au contraire être maintenues. Au cas où la différence entre les deux résultats est supérieure à 10% de la plus grande valeur, l'examen est à répéter.

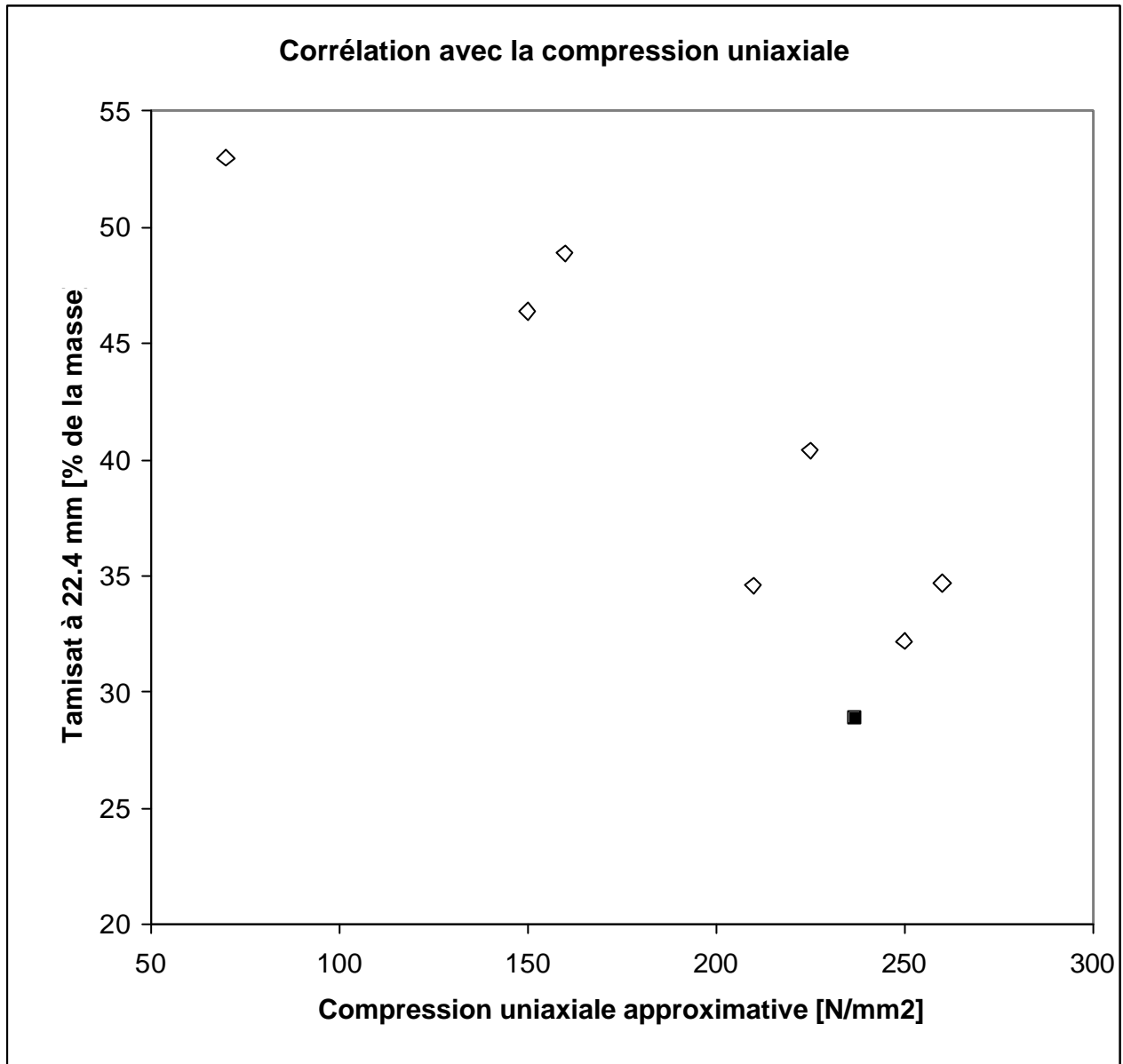


### Diagramme 12: corrélation entre l'essai Los Angeles et la résistance à la compression en vrac

Pour éviter des artefacts (= phénomène d'origine artificielle) et permettre une corrélation, seules les valeurs Los Angeles mesurées sur des éprouvettes de matériaux cubiques sont indiquées. Les valeurs d'échantillons de cette étude ainsi que de quatre essais de qualification sont mentionnés. Il est évident qu'il n'existe pas de corrélation linéaire entre l'essai Los Angeles et la résistance à la compression en vrac. Une corrélation n'existe que pour certaines sortes de roches mi-dures (◆). Par contre aucune corrélation n'a pu être mise en évidence pour les roches dures (■) ou pour les roches sensibles aux effets des chocs (\*), (Diagramme 7, [12]).

Ces comparaisons montrent que les deux essais caractérisent des paramètres différents de résistance des granulats.

Des ballasts composés de dolomie, de carbonates riches en ankérite, de brèches dolomitiques et de volcanites ont montré des coefficients Los Angeles dans le domaine de tolérance de la classe de ballast 1 (LA = 20 selon l'ancienne norme) et des valeurs de résistance à la compression en vrac dans le domaine de tolérance du ballast de classe 2 (deux exemples sont marqués par une ellipse).



**Diagramme 13: corrélation avec la résistance à la compression uniaxiale approximative.**

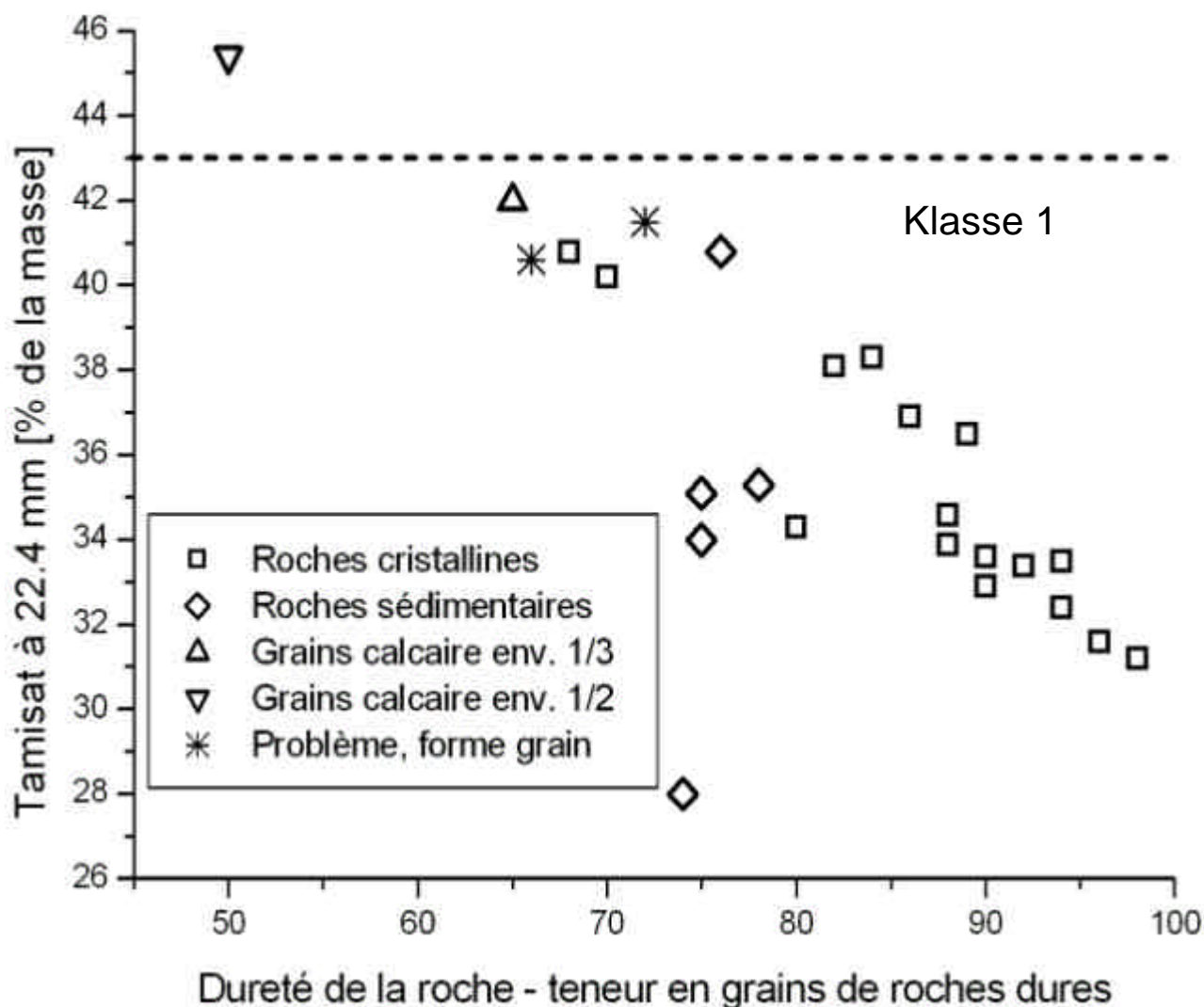
Les données de résistance à la compression uniaxiale des roches ont été tirées de la littérature spécialisée et sont indiquées par des losanges (il s'agit en partie de données relativement anciennes). Le carré noir correspond à une mesure.

Le tamisat à 22.4 mm et les valeurs Z diminuent avec l'augmentation de la résistance à la compression uniaxiales des roches.

## 6.9 Classification non modifiée des producteurs de ballast

La nouvelle classe de ballast 1 correspond toujours à la sorte de ballast 1 selon R 211.1. Le nouveau procédé de mesure et de traitement des résultats ne change pas la classification actuelle des producteurs de ballast des CFF.

Toutes les carrières qui ont fabriqué du ballast de sorte 1 jusqu'à présent correspondent aux exigences de la classe de ballast 1 selon le procédé adapté.



**Diagramme 14: comparaison des nouvelles limites pour la classe de ballast 1 avec les résultats d'essais de qualifications précédents.**

Les données de résistance (en abscisse) pour les éprouvettes de ballast sont indiquées de façon relativement arbitraire.

Il apparaît que le potentiel pour des classes de ballast avec des exigences plus élevées est surtout présent chez les roches cristallines.

## 7 Proposition pour une adaptation de la norme SN 670 830

### 7.1 En général

- L'ancien essai Z pour le ballast de voies ferrées (selon la norme SN 670 830) est à remplacer par la détermination de la résistance à la compression en vrac. L'essai de résistance à la fragmentation selon la norme SN 670 110 est à compléter avec la détermination de la résistance à la compression en vrac.
- La révision des normes 670 830b et 670 110 pour le ballast de voies ferrées est demandée.

### 7.2 Changement de mode opératoire

- La granulométrie européenne est à utiliser pour la réalisation de l'essai
- Les tamis des normes européennes (tamis de 50 mm au lieu du tamis de 45 mm pour le ballast) sont à utiliser pour l'essai et son exploitation

### 7.3 Changement du traitement des résultats d'essai

- La méthode d'exploitation des résultats pour le ballast de voies ferrées est à réaliser avec la mesure du tamisat à 22.4 mm. Le résultat du nouvel examen correspond au passant du tamis de 22.4 mm [% de la masse] après l'essai de compression.

### 7.4 Limites

- A l'avenir, ce seront des valeurs discrètes qui seront utilisées
- Limite pour le ballast de classe 1 max. 42 à 44 [de la masse en %]
- Limite pour le ballast de classe 2 max. 50 à 52 [de la masse en %]

### 7.5 Facteur de correction

- Un facteur de correction  $k = 1.04$  à  $1.1$  ( $D_k = 1.04 D$ ) est à appliquer pour les ballasts avec des arêtes clairement arrondies.

### 7.6 Classes de ballast avec des exigences plus élevées

- Les bases et les conditions cadres pour de nouvelles classes de ballast de voies ferrées avec des exigences plus élevées sont à élaborer pour éviter à l'avenir de futurs cas potentiels de dommages prématurés (par exemple pour les trains à hautes vitesses)

## 8 Propositions pour de futures recherches

### 8.1 Corrélation avec la résistance à la compression uniaxiale

La question importante de la corrélation entre la résistance à la compression uniaxiale d'éprouvettes cylindriques (roche) et de la résistance à la compression des granulats en vrac (roches concassées) reste ouverte. La réponse à cette question pourrait constituer la base d'une future norme suisse ou européenne.

La détermination de la relation entre la résistance à la compression uniaxiale et la résistance à la compression en vrac pourrait contribuer à tirer des conclusions déterminantes pour caractériser les lithologies et les granulats qui sont produits à partir de roches tectonisées [roche avec beaucoup de discontinuités (fissures, veines, stylolites, etc.)]. Ceci est aussi valable pour les roches meubles (éboulis de pente, éboulement), le matériel d'excavation de tunnel, le ballast ancien, etc.

### 8.2 Voies tests des CFF

Le trafic ferroviaire évolue d'une part vers des vitesses plus élevées et d'autre part vers des charges plus grandes [TBC/j]. Il serait rationnel de tester, au moyen de tracés d'essais pour des observations à long terme, si des tendances apparaissent qui justifieraient des limites plus sévères pour la qualité du ballast de voies ferrées. L'installation de telles voies d'essai, sur des lignes fortement chargées avec des ballasts utilisés en Suisse, serait réalisable à peu de frais. L'observation en continu du comportement in situ du ballast donnerait des indications sur le comportement à long terme du ballast et pourrait contribuer à l'introduction de mesure de corrections préventives avec des moyens peu onéreux.

### 8.3 Matériaux de référence

L'absence de standards reconnus pour la calibration des essais de résistance reste un point faible général (précision et répétabilité des essais). Il serait judicieux de caractériser et de définir des matériaux de calibration pour la machine Los Angeles et pour la résistance à la compression en vrac.

### 8.4 Influence de la cubicité

La forme des grains non cubique influence avec une grande probabilité les effets de broyage des granulats dans le conteneur d'acier. Il serait judicieux de déterminer les effets de la cubicité des granulats sur les résultats de l'essai.

## 9 Remarque finales

P. Haller écrivait en 1956 (diagramme 3 et 4):

„Seule l'expérience de la pratique prouvera si la définition du degré d'écrasement est pertinente et si réellement cet essai donne une image effective de la résistance du ballast et des gravillons.“

Ceci est toujours d'actualité.

## 10 Bibliographie

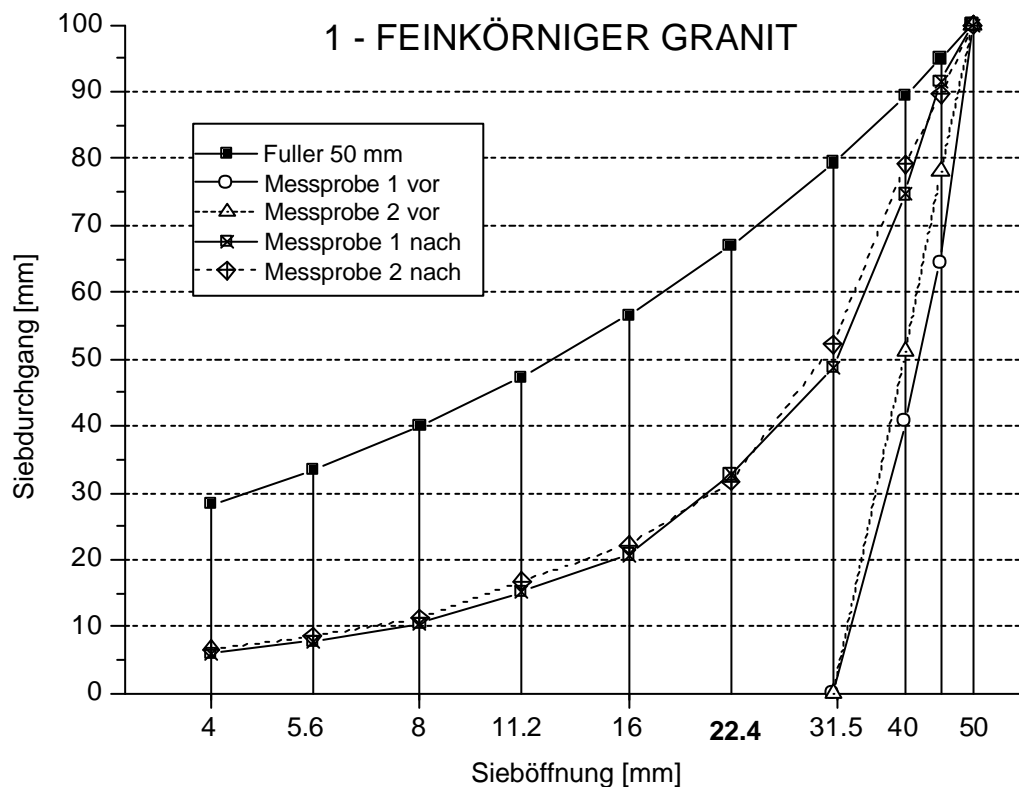
- [1] EN 13450 (2002); Granulats pour voies ferrées.
- [2] SN 670 830a (1991); Granulats minéraux – essai d'écrasement.
- [3] Prof. Dr. F. de Quervain (1956); Beziehungen zwischen Gesteinsbeschaffenheit, Form und Festigkeit bei Strassensplitt. Teilbericht zum Forschungsauftrag Nr. 6/1956.
- [4] P. Haller, dipl. Ing., Sektionschef der EMPA, Zürich (1956); Die Prüfung der Festigkeitseigenschaften von Splitt und Schotter. Teilbericht zum Forschungsauftrag Nr. 6/1956.
- [5] CFF (1963); spécification technique pour la fourniture de ballast et gravillon de carrière
- [6] Studer W. (1990); EMPA: Untersuchungen zur Zertrümmerungsprüfung
- [7] Règlement R 211.1 der SBB (1993; 1997); "Infrastructure et ballast".
- [8] Röthlisberger, F. (Januar 1997); Bericht SBB Nr. 96050: Untersuchung der Ursachen der vorzeitigen Alterung von Bahnschotter von SBB-Gleisen.
- [9] Röthlisberger, F., Schmutz, G., Däppen, J., Kurzen, E., Würsch, E. (2005): Alterungsphänomene von Gleisschotter (Eisenbahningenieur 06.2005).
- [10] Röthlisberger F., Berichte: Stopfversuch in Ostermündigen – Teil I (12. Januar 2000), Teil II (12. Dezember 2000).
- [11] SN 670 115: Granulats minéraux Minéralogie et pétrographie qualitative et quantitative (2005).
- [12] Röthlisberger, F.; Däppen, J.; Kurzen, E. und Würsch, E. (2005): Los Angeles-Prüfung für Gleisschotter – Aussagekraft und Folgerung. Eisenbahntechnische Rundschau vom 6. Juni 2005.
- [13] SN 670 110 NA (2005): Granulats pour ballasts de voies ferrées.
- [14] Prof. F. de Quervain (1955): Bericht EMPA 9922. Die technologische Prüfung von Schotter.
- [15] Guldenfels, R. (1995): Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht, 1995. ETHZ, IGT, Band 209 2/96.
- [16] SN 670 903-2a (2005) - EN 1097-2 (1998): Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation.
- [17] SN 670 102a (2004): Granulats pour béton Beton (2004).
- [18] SN 670 103a (2004): Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zones de circulation.
- [19] Vergleichende Untersuchung an vulkanischen Gestein nach DIN EN 1097, Teil 2 (Los Angeles-Prüfverfahren und Schlagversuch). Diekmann Thomas (19.08.2002).

## 11 Annexe

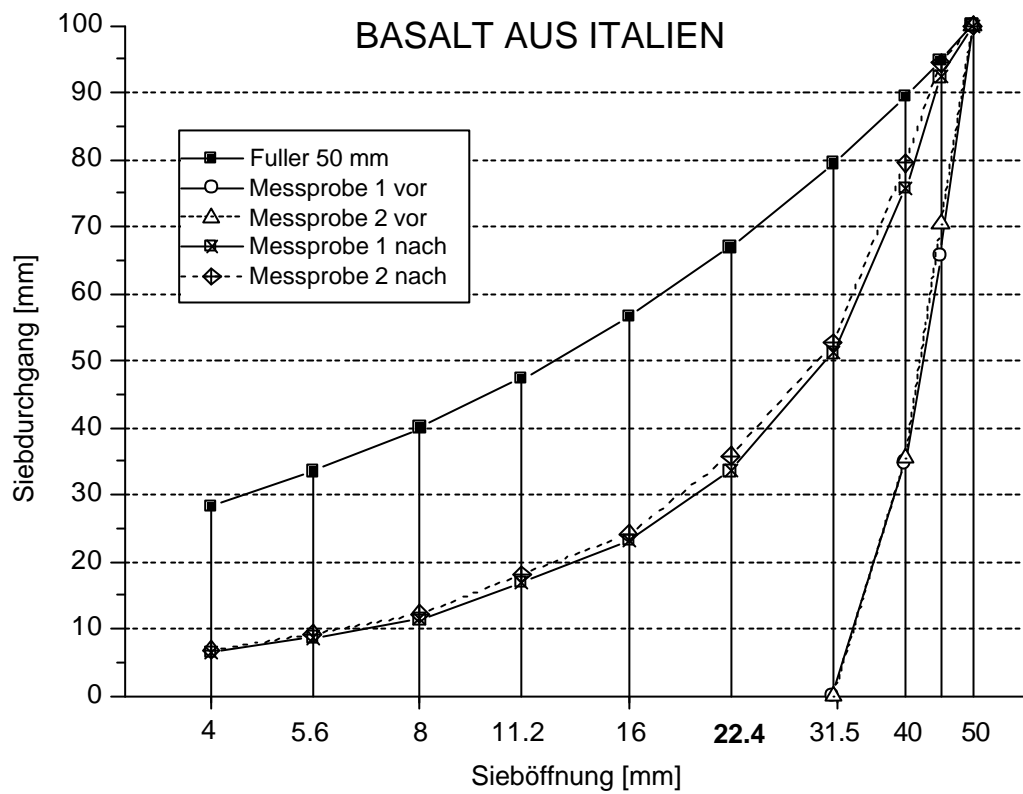
### GLOSSAIRE DE TRADUCTION

Fuller 50 mm	Courbe de Fuller 50 mm
Messprobe 1 vor	Eprouvette 1 avant essai
Messprobe 2 vor	Eprouvette 2 avant essai
Messprobe 1 nach	Eprouvette 1 après essai
Messprobe 2 nach	Eprouvette 2 après essai
Rund	Rond
Scharfkantig	Arêtes vives
Leicht gerundet	Lègèrement arrondi
Mittelstark gerundet	Moyennement arrondi
Stark gerundet	Fortement arrondi
Alluvialkies	Alluvionnaire
Sieböffnung	Ouverture tamis
Siebdurchgang	Passants (tamisats)

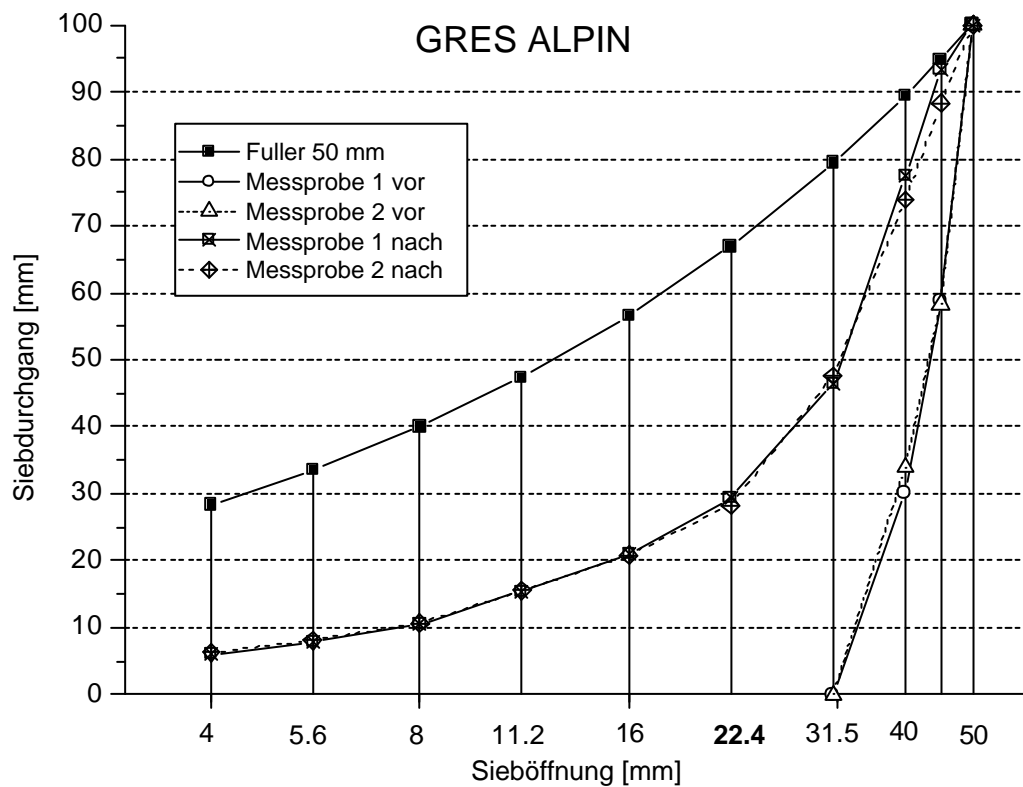
### 11.1 Courbes granulométriques avant et après l'essai



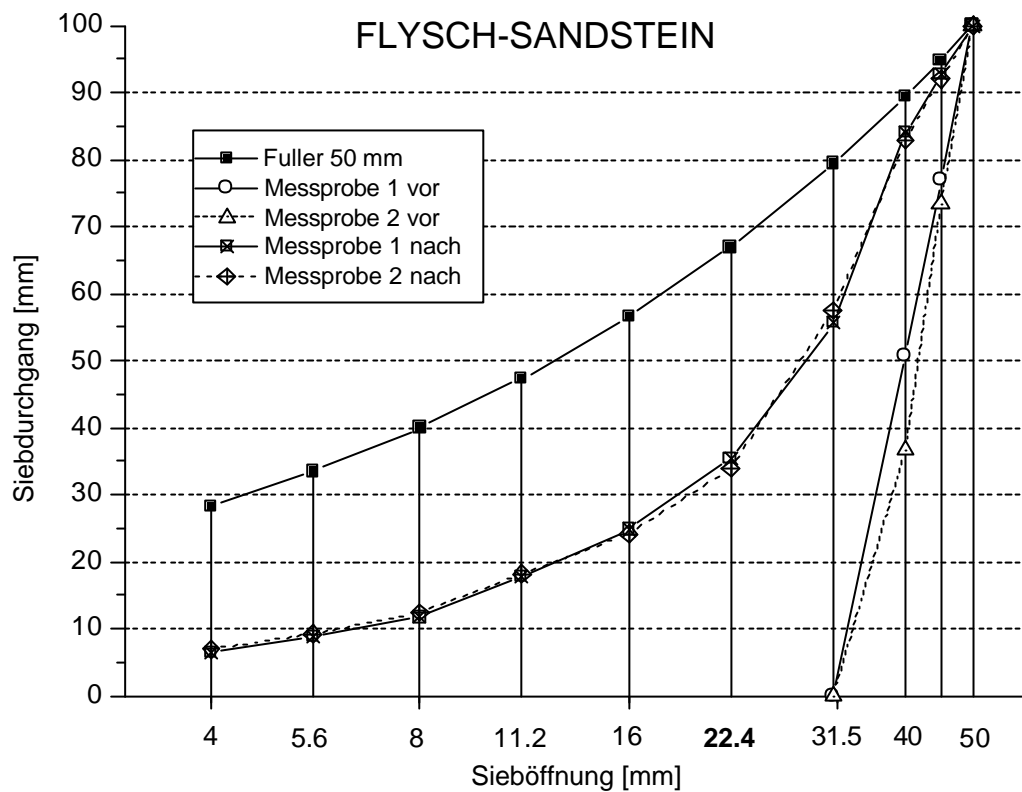
Courbe granulométrique 1: granite à grain fin de la forêt noire (Allemagne)



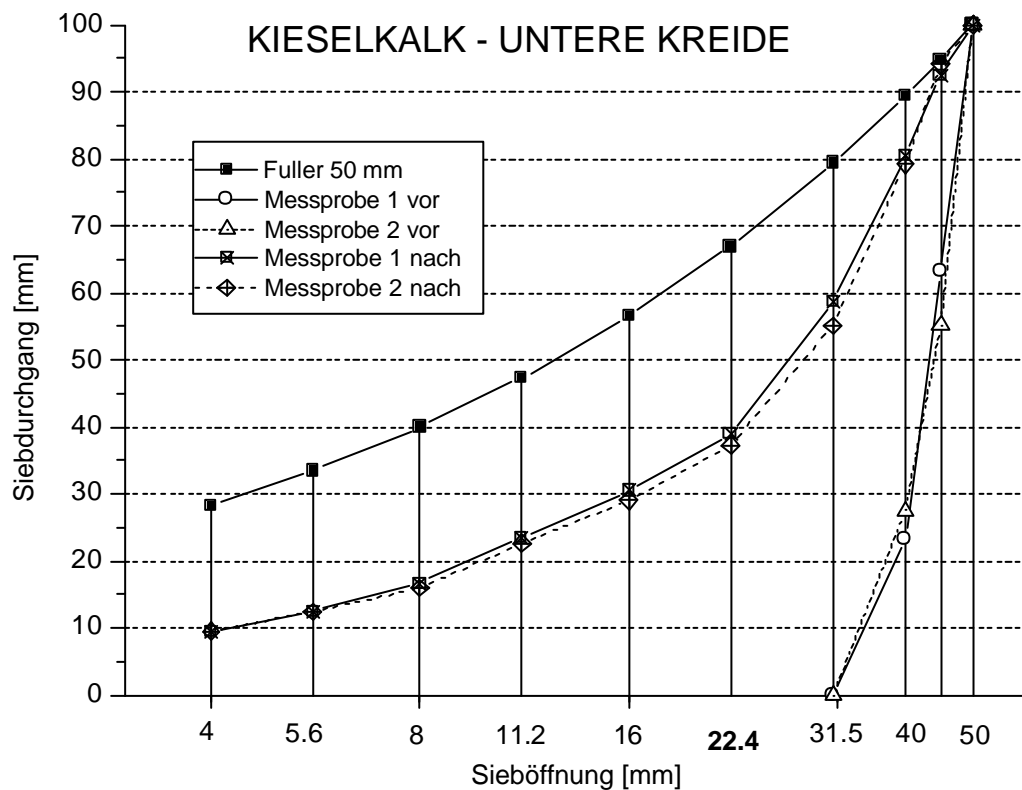
**Courbe granulométrique 2: basalte d'Italie**



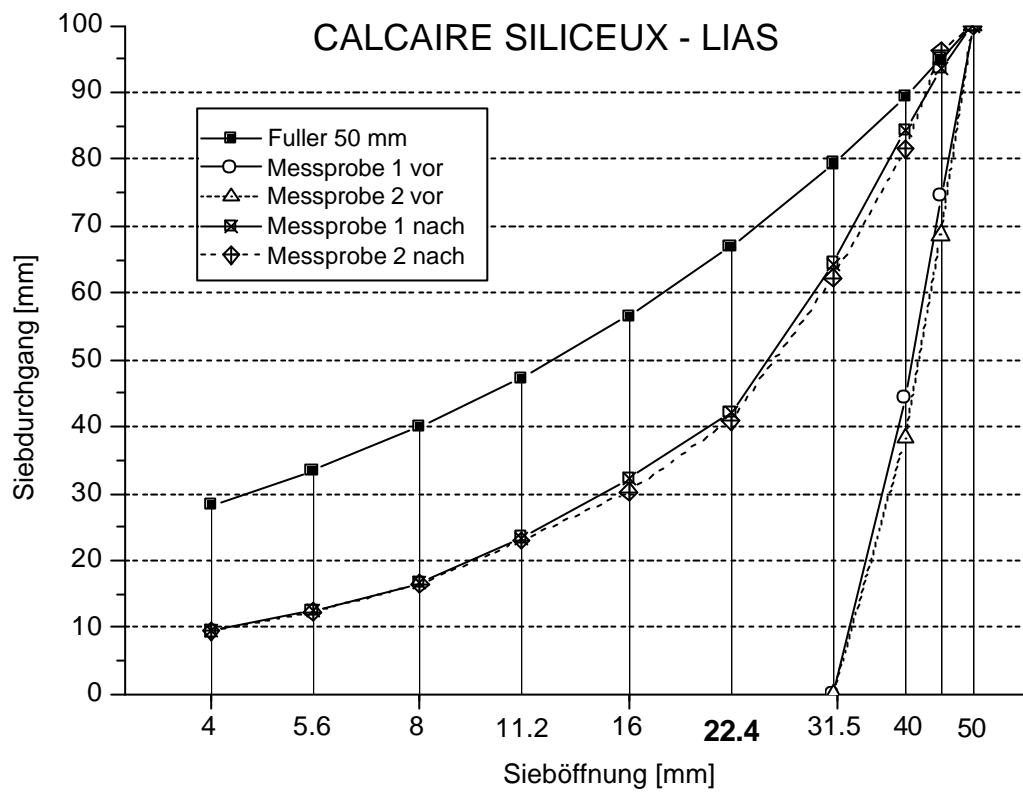
**Courbe granulométrique 3: grès alpin (alpiner Sandstein)**



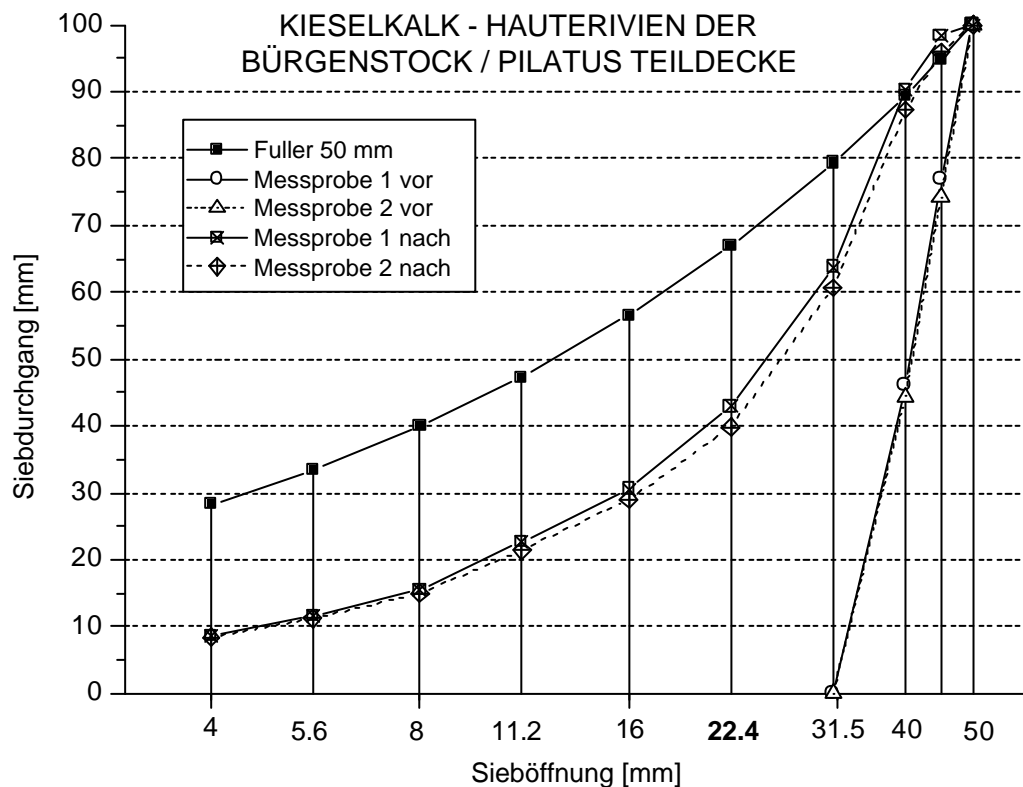
**Courbe granulométrique 4: FLYSCHsandstein (grès alpin)**



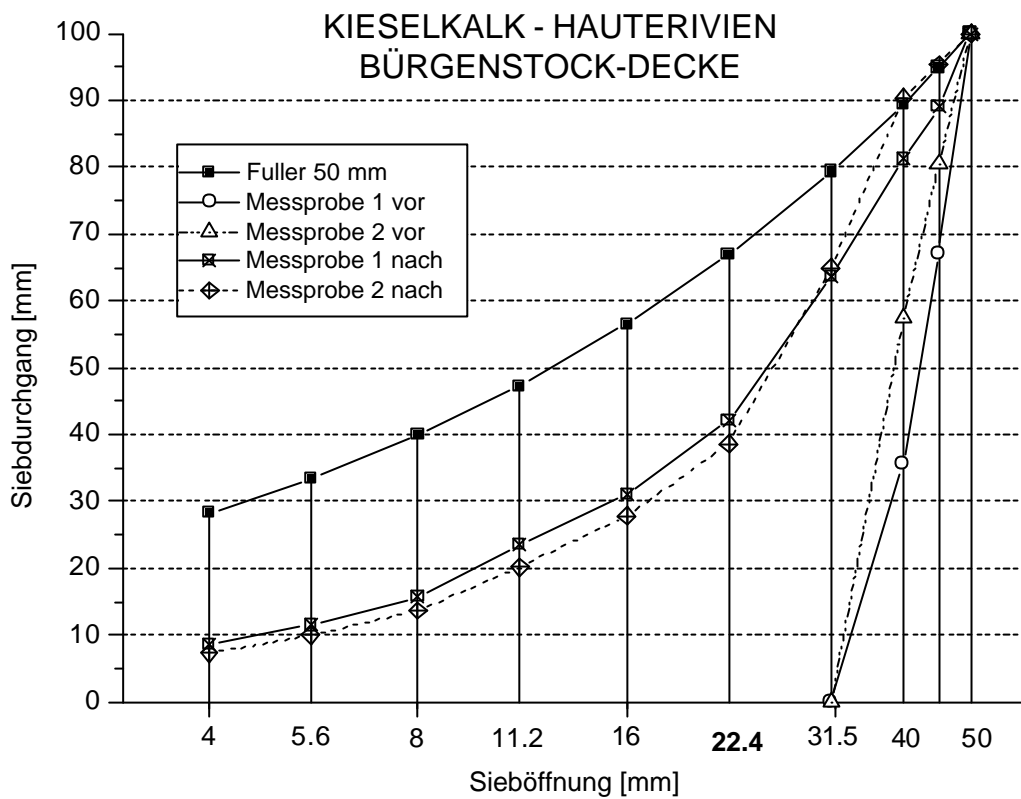
**Courbe granulométrique 5: Calcaire siliceux 1**



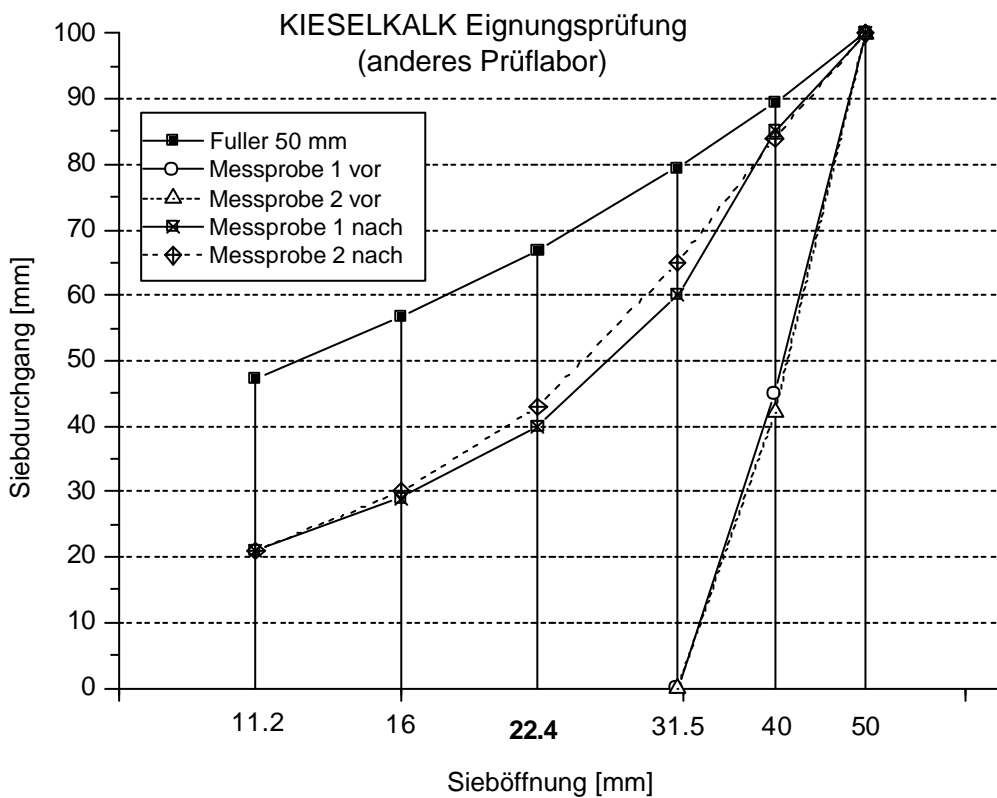
**Courbe granulométrique 6: Calcaire siliceux 2**



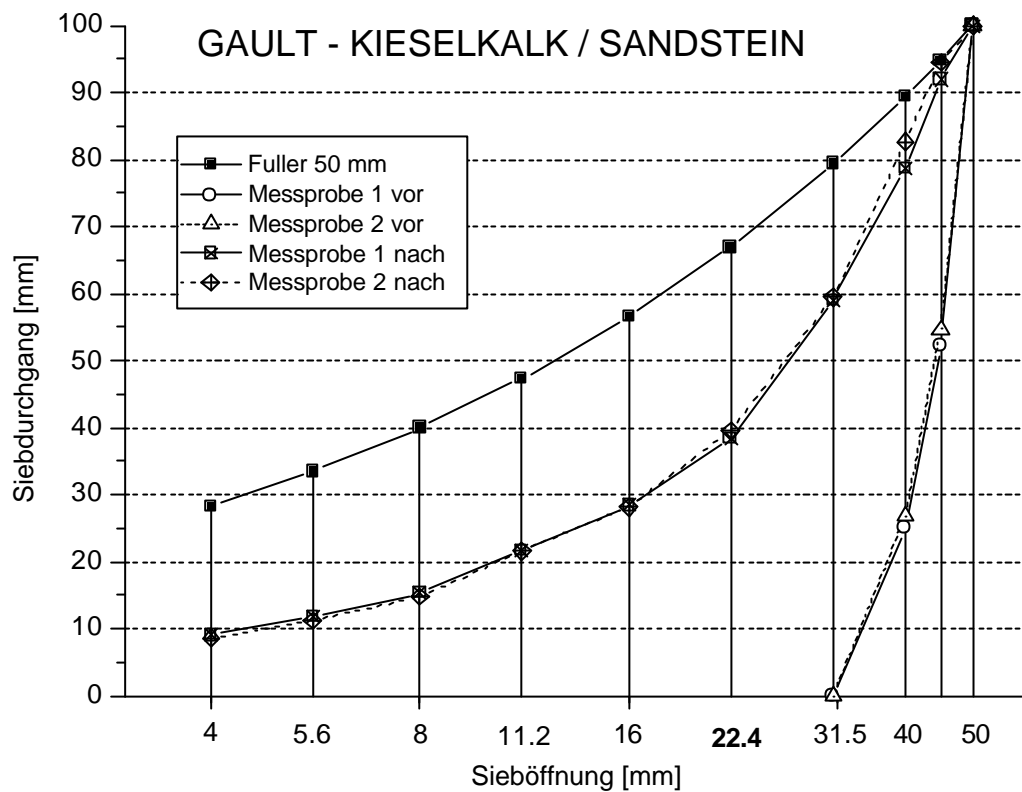
**Courbe granulométrique 7: Calcaire siliceux 3**



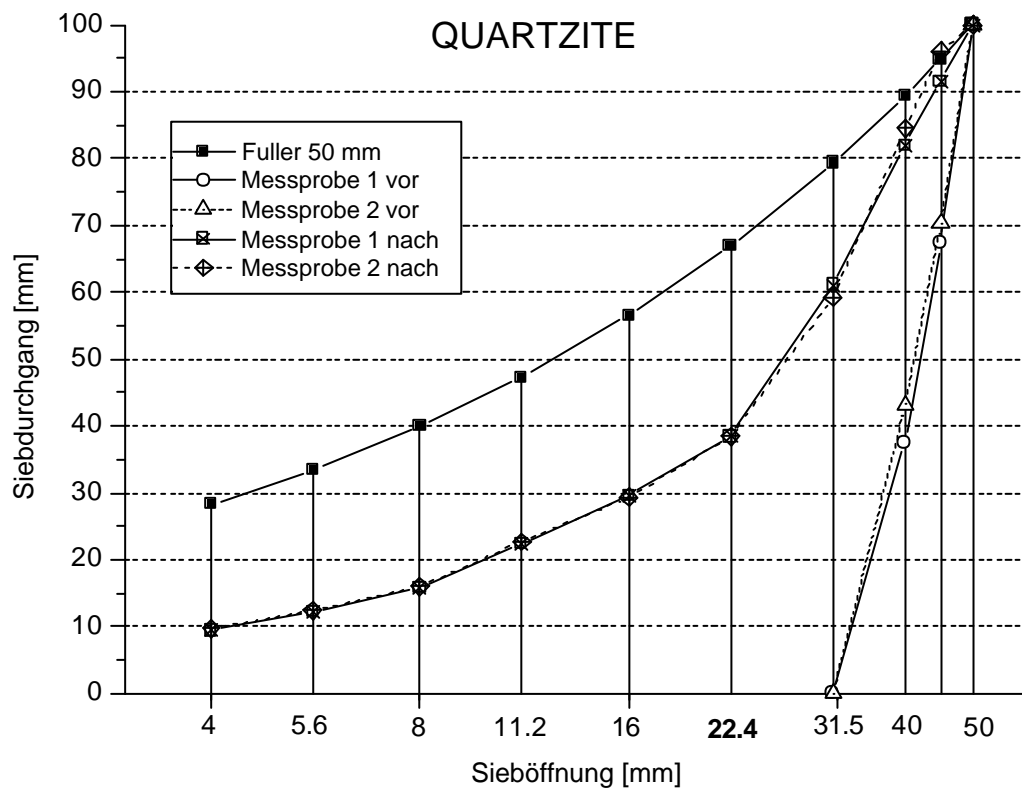
**Courbe granulométrique 8: Calcaire siliceux 4**



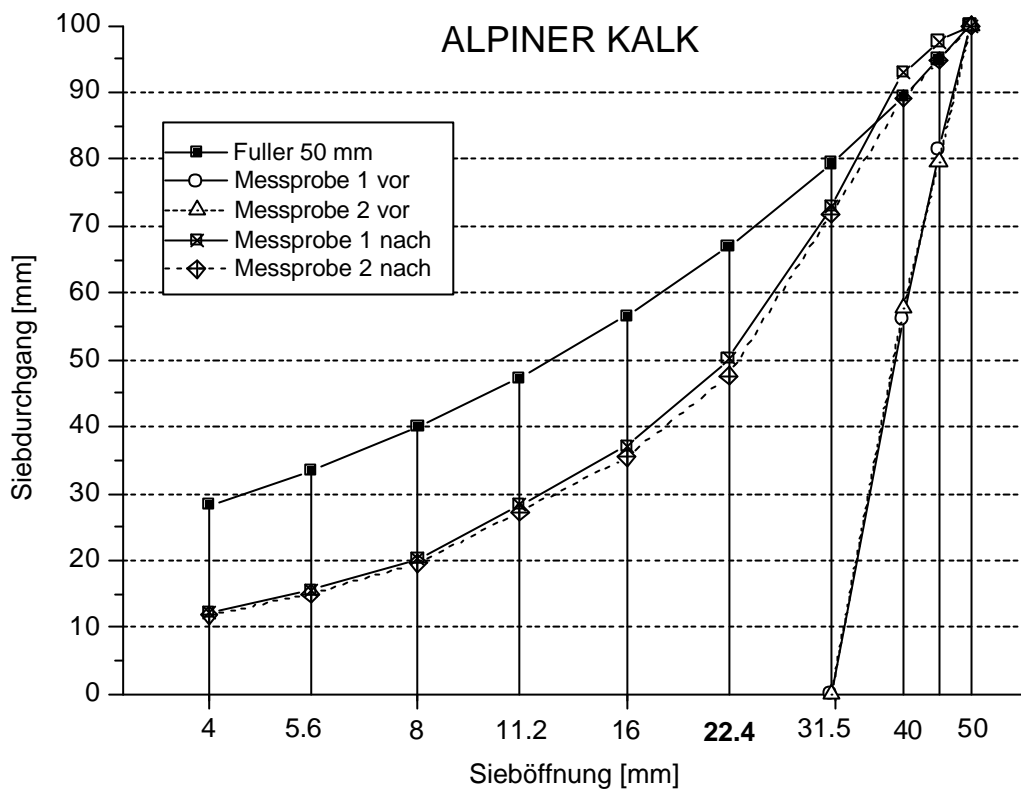
**Courbe granulométrique 9: Calcaire siliceux 5**



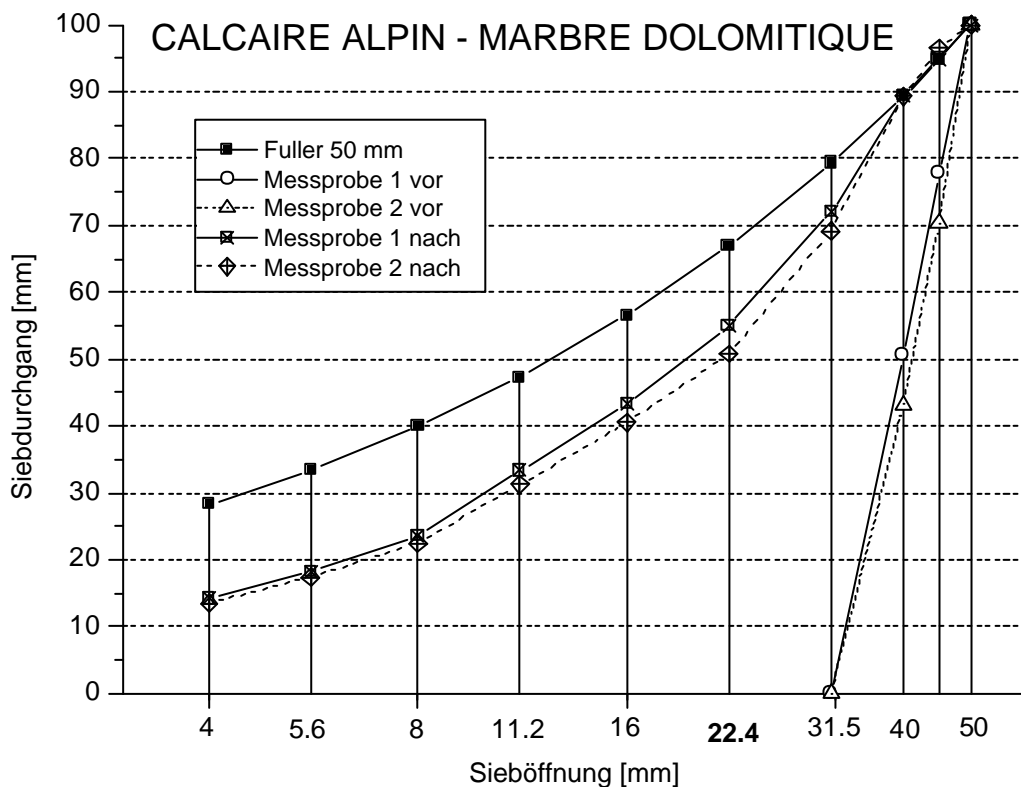
**Courbe granulométrique 10: "Gault Formation" Calcaire siliceux / grès alpins**



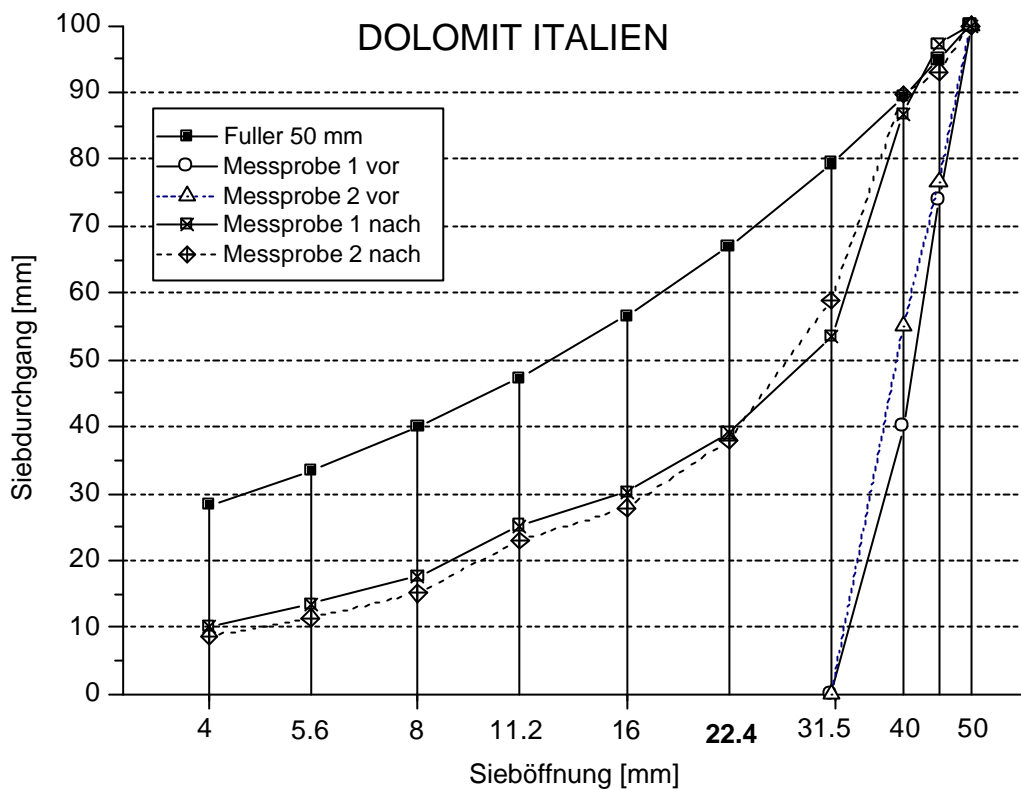
**Courbe granulométrique 11: Quartzite du Valais**



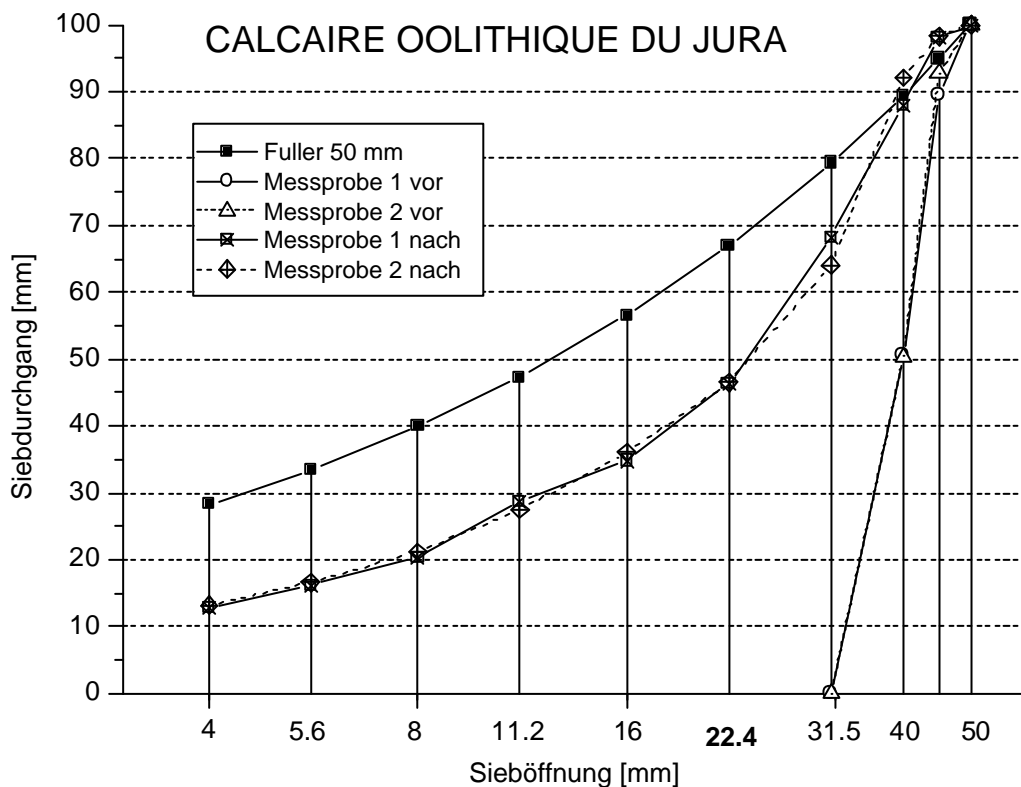
**Courbe granulométrique 12: calcaire alpin – brèche à échinodermes**



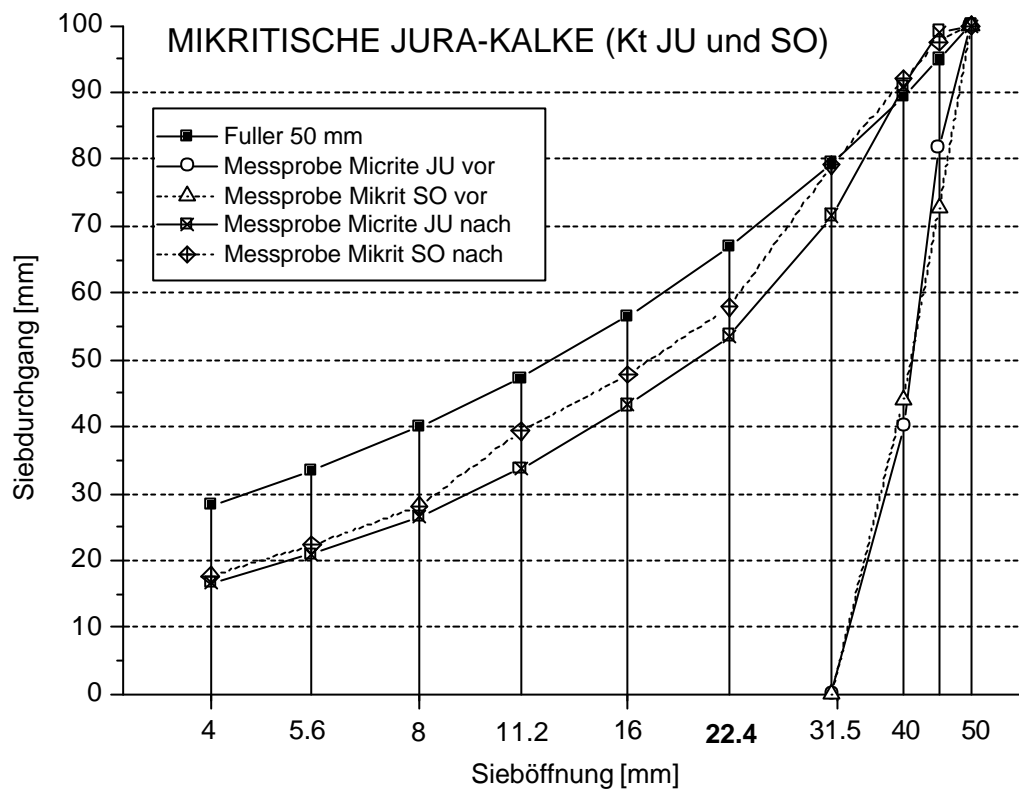
**Courbe granulométrique 13: calcaire alpin – marbre dolomitique**



**Courbe granulométrique 14: dolomie d'Italie**



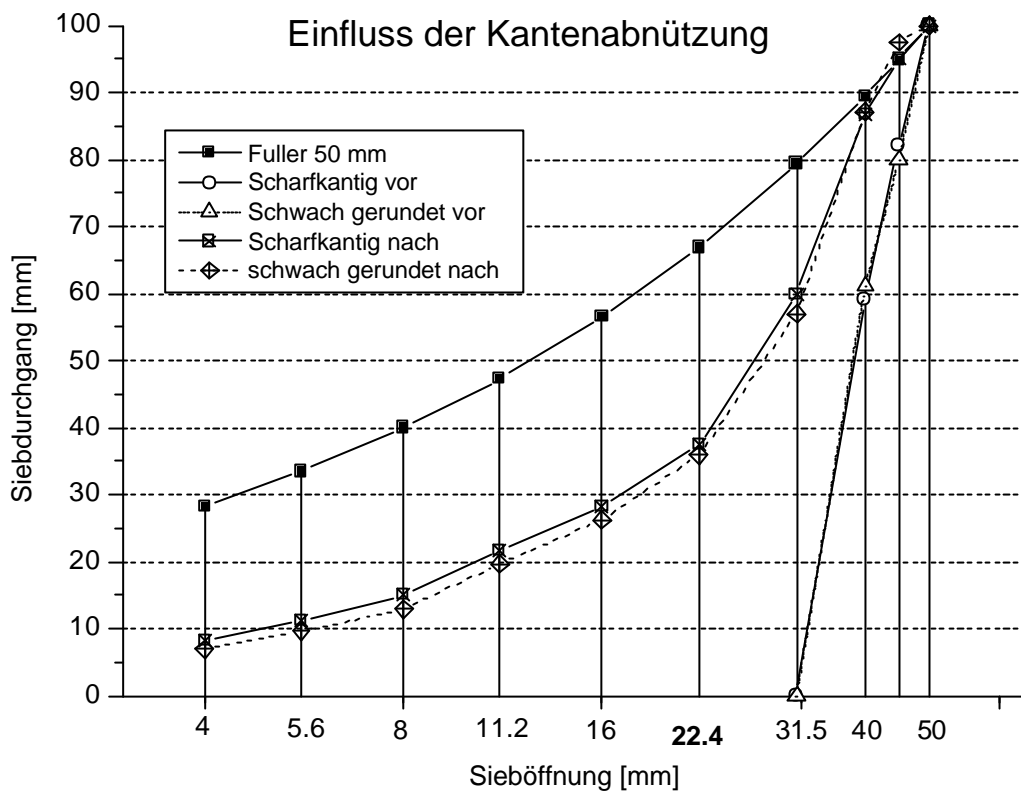
**Courbe granulométrique 15 calcaire oolithique et coralligène (Jura)**



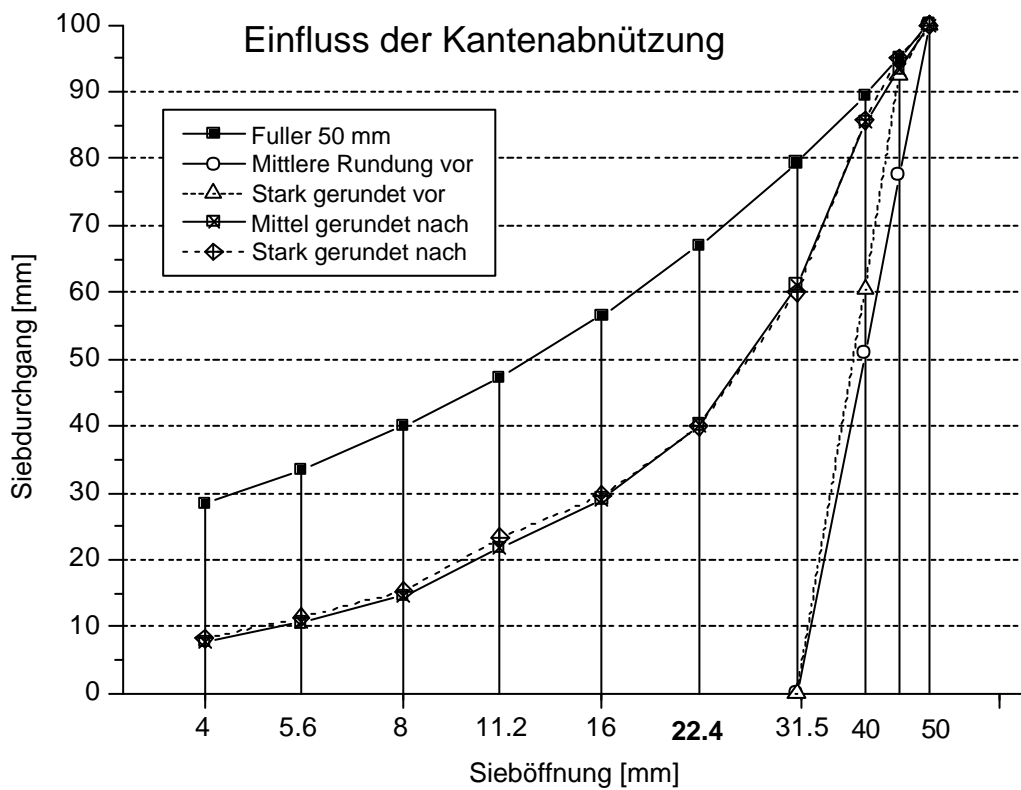
### Courbe granulométrique 16: calcaire micritique du Jura

Calcaires tendres et relativement poreux du Jura (cantons de SO et du JU).

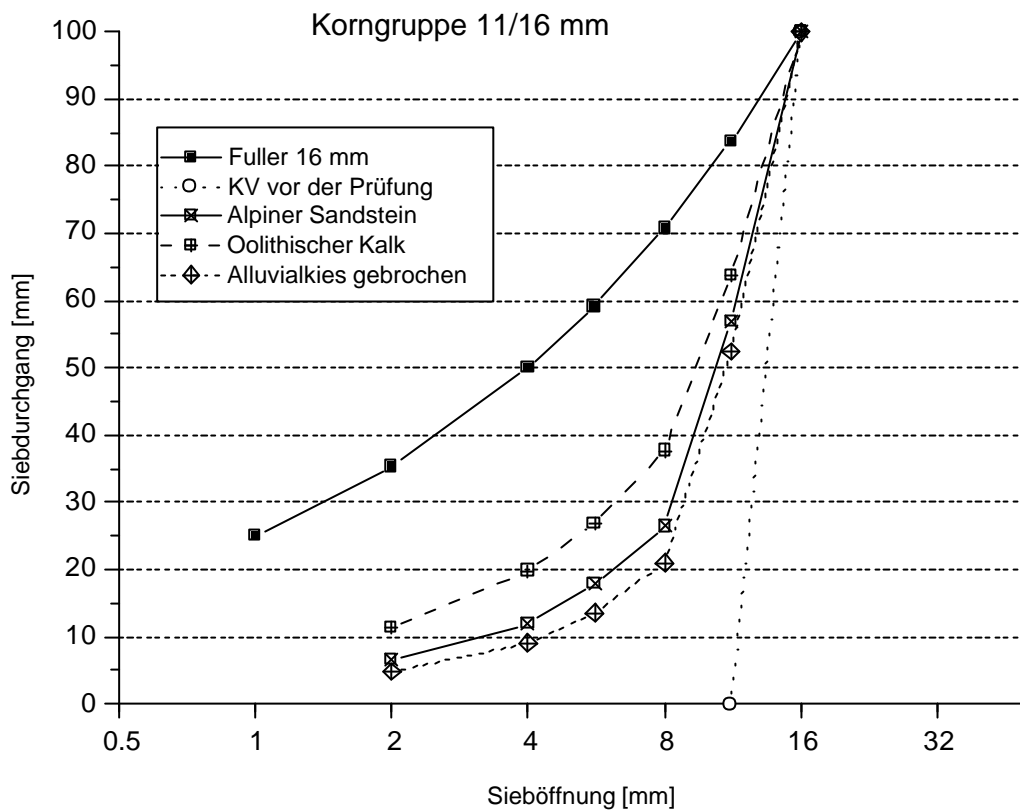
L'essai de résistance à la compression en vrac reste pertinent même pour des roches tendres, du fait que la courbe de Fuller n'est pas atteinte.



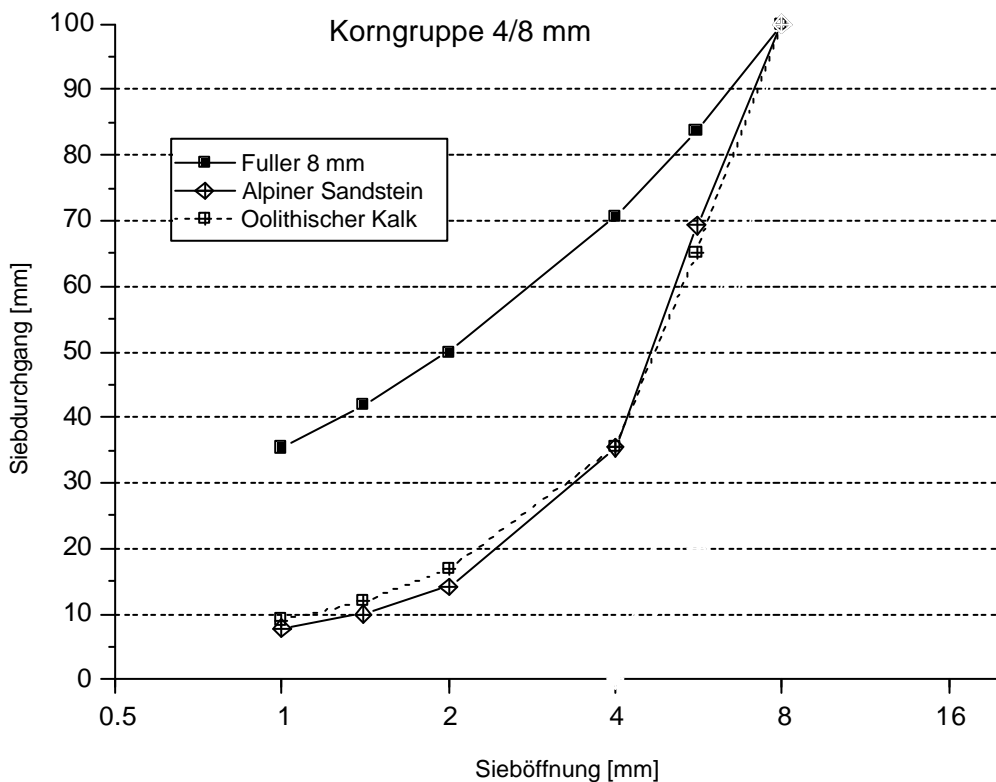
**Courbe granulométrique 17: ballast avec arêtes vives et légèrement arrondies**



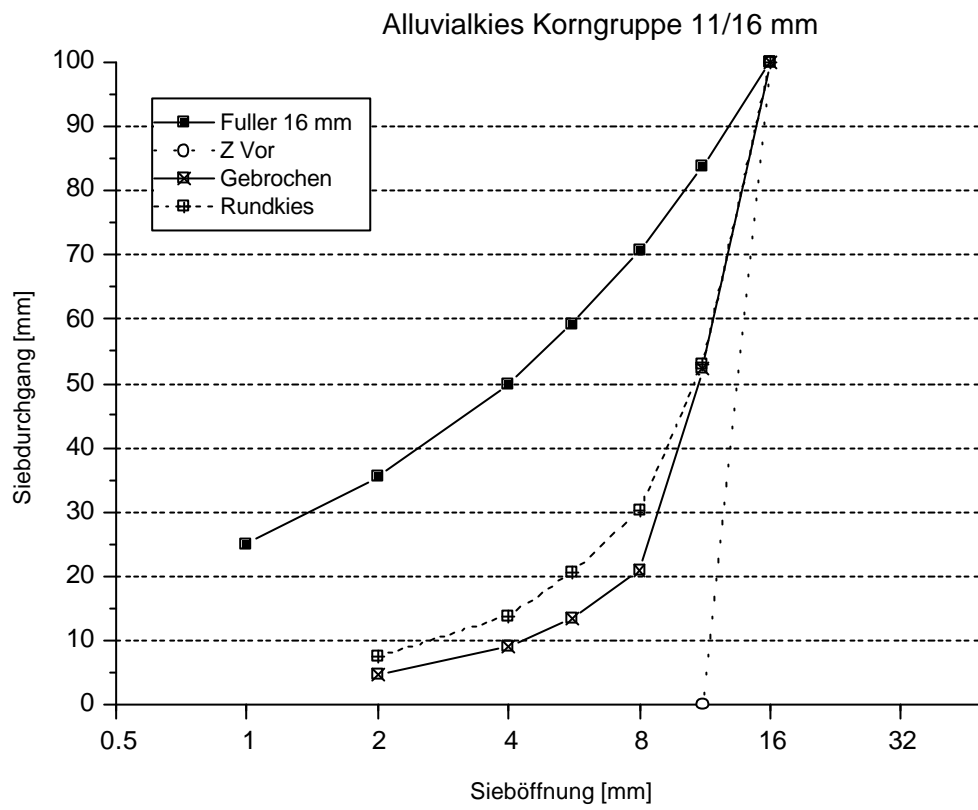
**Courbe granulométrique 18: ballast avec arêtes moyennement et fortement arrondies**



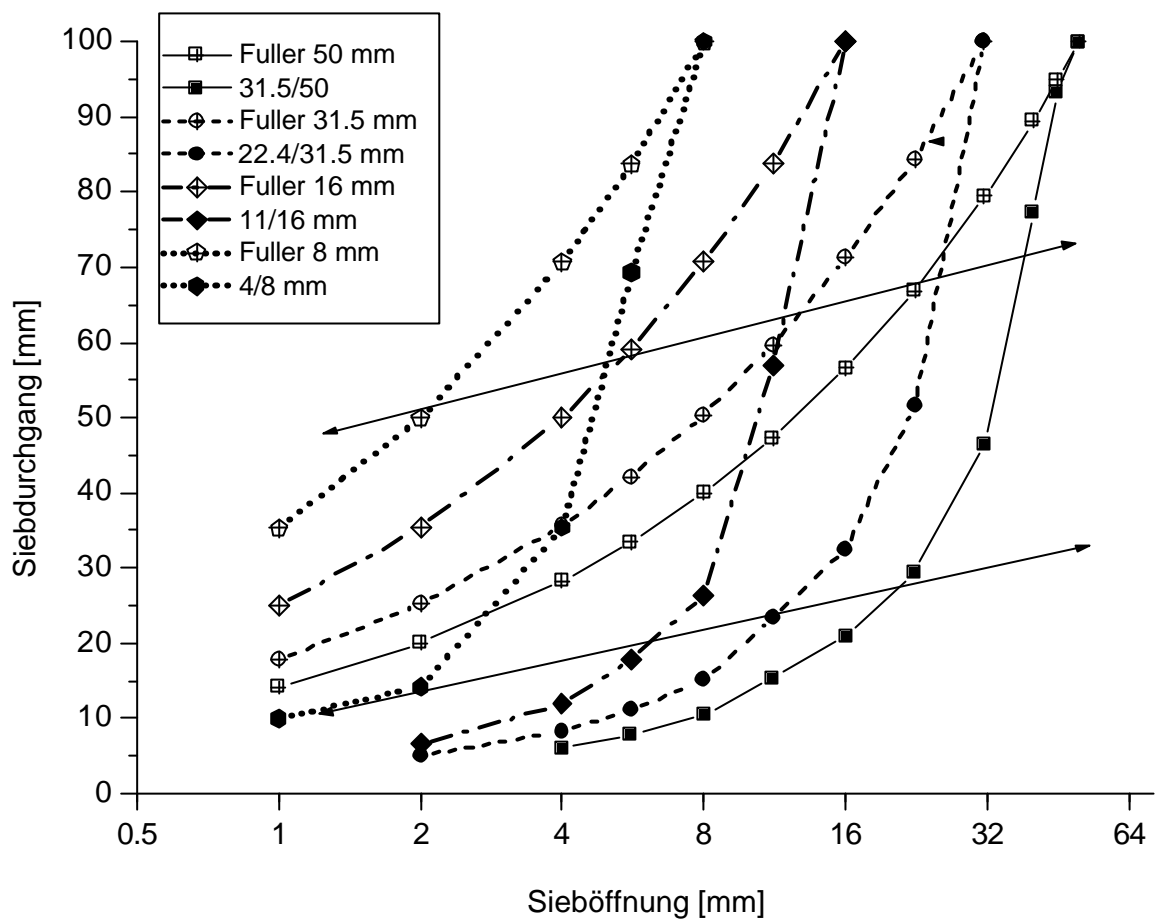
Courbe granulométrique 19: mesures sur la classe granulaire 11/16 mm.



Courbe granulométrique 20: mesures sur la classe granulaire 4/8 mm.



**Courbe granulométrique 21: comparaison de mesures sur du gravier alluvionnaire concasé et rond**



**Courbe granulométrique 22: tamisats après l'essai et courbe de Fuller pour les classe granulaires 31.5/50, 22.4/31.5, 11/16 et 4/8 mm.**

Une différence presque constante entre la courbe de Fuller et le tamisat semble se produire pour toutes les fractions (flèches) lorsqu'un principe similaire à la méthode pour le ballast est appliqué (en considérant les tamisats correspondants).

## 11.2 Tamisats avant et après les essais

Feinkörniger Granit – Kristallin des Schwarzwaldmassivs

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		6.0
# 5.6		7.8
# 8		10.4
# 11.2		15.2
# 16		20.7
# 22.4		32.7
# 31.5	0.0	48.8
# 40	40.7	74.6
# 45	64.5	91.5
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		6.6
# 5.6		8.5
# 8		11.3
# 11.2		16.8
# 16		22.7
# 22.4		31.7
# 31.5	0.0	52.2
# 40	51.1	79.1
# 45	78.0	89.6
# 50	100.0	100.0

Basalti – Veneto - Italia

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		6.5
# 5.6		8.7
# 8		11.4
# 11.2		17.0
# 16		23.2
# 22.4		33.5
# 31.5	0.0	51.1
# 40	34.8	75.8
# 45	65.7	92.3
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		6.8
# 5.6		9.2
# 8		12.2
# 11.2		18.1
# 16		24.1
# 22.4		35.8
# 31.5	0.0	52.7
# 40	35.5	79.5
# 45	70.5	94.4
# 50	100.0	100.0

Quartzite – unité de Brigue-Sion-Courmayeur

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.1
# 8		15.8
# 11.2		22.4
# 16		29.6
# 22.4		38.4
# 31.5	0.0	61.1
# 40	37.6	81.9
# 45	67.4	91.6
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		9.7
# 5.6		12.4
# 8		16.0
# 11.2		22.7
# 16		29.3
# 22.4		38.5
# 31.5	0.0	59.3
# 40	43.2	84.5
# 45	70.4	96.1
# 50	100.0	100.0

Dolomie – Apulia - Italia

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		10.2
# 5.6		13.5
# 8		17.6
# 11.2		25.2
# 16		30.2
# 22.4		39.0
# 31.5	0.0	53.4
# 40	40.1	86.7
# 45	74.1	97.2
# 50	100.0	100.0

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.4
# 8		15.1
# 11.2		23.0
# 16		27.9
# 22.4		38.0
# 31.5	0.0	58.9
# 40	55.1	89.7
# 45	76.5	93.1
# 50	100.0	100.0

## Grès du massif des aiguilles rouges

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		6.0
# 5.6		7.9
# 8		10.5
# 11.2		15.4
# 16		20.9
# 22.4		29.4
# 31.5	0.0	46.5
# 40	30.2	77.4
# 45	58.7	93.3
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		6.3
# 5.6		8.1
# 8		10.7
# 11.2		15.5
# 16		20.8
# 22.4		28.3
# 31.5	0.0	47.6
# 40	34.0	73.9
# 45	58.3	88.3
# 50	100.0	100.0

## Flysch-Sandstein – Parautochton des Nordhelvetikums

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		6.5
# 5.6		8.8
# 8		11.7
# 11.2		17.7
# 16		24.8
# 22.4		35.3
# 31.5	0.0	55.6
# 40	50.9	84.0
# 45	77.1	92.7
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.0
# 5.6		9.2
# 8		12.4
# 11.2		18.2
# 16		24.2
# 22.4		33.9
# 31.5	0.0	57.5
# 40	36.7	83.0
# 45	73.3	92.0
# 50	100.0	100.0

Calcaire siliceux 1  
Untere Kreide der Mürtschendecke

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		9.5
# 5.6		12.6
# 8		16.7
# 11.2		23.4
# 16		30.5
# 22.4		39.0
# 31.5	0.0	58.7
# 40	23.4	80.4
# 45	63.2	92.5
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		9.5
# 5.6		12.4
# 8		16.0
# 11.2		22.6
# 16		29.0
# 22.4		37.3
# 31.5	0.0	55.1
# 40	27.5	79.2
# 45	55.2	94.1
# 50	100.0	100.0

Calcaire siliceux 2  
Lias à Cancellophycus des préalpes médianes

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.4
# 8		16.6
# 11.2		23.4
# 16		32.2
# 22.4		42.1
# 31.5	0.0	64.4
# 40	44.4	84.3
# 45	74.5	93.5
# 50	100.0	100.0

Tamis	Essai Z2	
	avant	après
# 4		9.4
# 5.6		12.3
# 8		16.5
# 11.2		23.0
# 16		30.3
# 22.4		40.9
# 31.5	0.0	62.2
# 40	38.3	81.5
# 45	68.7	96.2
# 50	100.0	100.0

Calcaire siliceux 3  
Hauterivien der Bürgenstock-Pilatus Teildecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.6
# 8		15.5
# 11.2		22.7
# 16		30.6
# 22.4		42.9
# 31.5	0.0	63.8
# 40	46.2	90.4
# 45	76.9	98.3
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		8.4
# 5.6		11.2
# 8		15.0
# 11.2		21.4
# 16		29.0
# 22.4		39.8
# 31.5	0.0	60.7
# 40	44.4	87.3
# 45	74.3	95.9
# 50	100.0	100.0

Calcaire siliceux 4  
Hauterivien der Bürgenstockdecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		8.7
# 5.6		11.5
# 8		15.7
# 11.2		23.5
# 16		31.0
# 22.4		42.1
# 31.5	0.0	63.7
# 40	35.6	81.2
# 45	67.2	89.0
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		7.3
# 5.6		10.0
# 8		13.7
# 11.2		20.2
# 16		27.9
# 22.4		38.6
# 31.5	0.0	65.0
# 40	57.4	90.4
# 45	80.5	95.4
# 50	100.0	100.0

Sandsteine, Sandkalke und Calcaire siliceux  
Gault der Drusbergdecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		9.0
# 5.6		11.8
# 8		15.3
# 11.2		21.6
# 16		28.4
# 22.4		38.3
# 31.5	0.0	59.0
# 40	25.0	78.6
# 45	52.2	92.0
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		8.6
# 5.6		11.2
# 8		14.8
# 11.2		21.6
# 16		28.2
# 22.4		39.5
# 31.5	0.0	59.5
# 40	26.8	82.7
# 45	54.7	94.5
# 50	100.0	100.0

Alpiner Kalk – Echinodermenbreccie  
Dogger der Mürtchendecke

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		12.2
# 5.6		15.6
# 8		20.2
# 11.2		28.3
# 16		37.1
# 22.4		50.1
# 31.5	0.0	72.9
# 40	56.2	93.0
# 45	81.5	97.6
# 50	100.0	100.0

Essai Z2		
Tamis	avant	après
# 4		11.8
# 5.6		15.0
# 8		19.6
# 11.2		27.3
# 16		35.5
# 22.4		47.6
# 31.5	0.0	71.9
# 40	57.7	89.1
# 45	79.5	94.8
# 50	100.0	100.0

Calcaire oolithique et coralligène  
Unterer Hauptrogenstein – anticlinal du Mont-Terri - Jura

Essai Z1			Essai Z2		
Tamis	avant	après	Tamis	avant	après
# 4		12.8	# 4		13.2
# 5.6		16.2	# 5.6		16.6
# 8		20.3	# 8		21.2
# 11.2		28.7	# 11.2		27.5
# 16		34.8	# 16		36.1
# 22.4		46.2	# 22.4		46.5
# 31.5	0.0	68.2	# 31.5	0.0	64.1
# 40	50.5	87.9	# 40	50.4	92.1
# 45	89.5	98.1	# 45	92.7	98.3
# 50	100.0	100.0	# 50	100.0	100.0

Marbres calcaro-dolomitiques  
Unité de Brigue-Sion-Courmayeur

Essai Z1			Essai Z2		
Tamis	avant	après	Tamis	avant	après
# 4		14.2	# 4		13.5
# 5.6		18.2	# 5.6		17.4
# 8		23.6	# 8		22.5
# 11.2		33.3	# 11.2		31.2
# 16		43.3	# 16		40.5
# 22.4		54.9	# 22.4		50.8
# 31.5	0.0	72.0	# 31.5	0.0	69.2
# 40	50.5	89.3	# 40	43.2	89.3
# 45	77.8	94.7	# 45	70.3	96.5
# 50	100.0	100.0	# 50	100.0	100.0

Micrite - Kiméridgien supérieur  
Anticlinal de la Caquerelle - Jura

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		16.6
# 5.6		20.9
# 8		26.5
# 11.2		33.7
# 16		43.2
# 22.4		53.6
# 31.5	0.0	71.6
# 40	40.1	91.0
# 45	81.7	99.1
# 50	100.0	100.0

Mikrit - Malm  
Seeantiklinal - Solothurn

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 4		17.7
# 5.6		22.3
# 8		28.1
# 11.2		39.3
# 16		47.8
# 22.4		57.9
# 31.5	0.0	79.1
# 40	44.1	92.0
# 45	72.7	97.6
# 50	100.0	100.0

Anderes Prüflabor: Calcaire siliceux 5. Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)

**Untersuchungsergebnisse**

Prüfprobe 1				Prüfdatum 03.06.2005		
Sieb- öffnung [mm]	Vor der Belastung		Nach der Belastung			
	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Durchgang [%]	
50	0	0	100	0	0	100
40	8'255	55	45	2'284	15	85
31.5	6'755	45	0	3'773	25	60
22.4		0	0	2'965	20	40
16		0	0	1'578	11	29
11.2		0	0	1'246	8	21
<11.2		0	0	3'141	21	0
	15'010			14'987		
Zertrümmerungswert $Z_1=0.21 \cdot D_{31.5}+0.47 \cdot D_{11.2}$				$Z_1= 22$		

Prüfprobe 2				Prüfdatum 03.06.2005		
Sieb- öffnung [mm]	Vor der Belastung		Nach der Belastung			
	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Rückstand [g]	Durchgang [%]	Durchgang [%]	
50	0	0	100	0	0	100
40	8'749	58	42	2'447	16	84
31.5	6'264	42	0	2'826	19	65
22.4		0	0	3'265	22	43
16		0	0	1'996	13	30
11.2		0	0	1'263	8	21
<11.2		0	0	3'195	21	0
	15'013			14'992		
Zertrümmerungswert $Z_2=0.21 \cdot D_{31.5}+0.47 \cdot D_{11.2}$				$Z_2= 24$		

<b>Zertrümmerungswert <math>Z=(Z_1+Z_2)/2</math></b>				<b>Z = 23</b>		
--	--	--	--	---------------	--	--

Calcaire siliceux 4 – Hauterivien der Bürgenstockdecke (Helvetikum)

Scharfkantig

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		8.3
# 5.6		11.2
# 8		15.0
# 11.2		21.7
# 16		28.3
# 22.4		37.5
# 31.5	0.0	59.9
# 40	59.1	86.7
# 45	82.0	95.1
# 50	100.0	100.0

Leicht gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.0
# 5.6		9.6
# 8		12.9
# 11.2		19.7
# 16		26.3
# 22.4		35.9
# 31.5	0.0	57.0
# 40	61.1	87.2
# 45	79.9	94.5
# 50	100.0	100.0

Gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		7.7
# 5.6		10.6
# 8		14.6
# 11.2		21.8
# 16		29.1
# 22.4		40.2
# 31.5	0.0	61.1
# 40	50.9	85.5
# 45	77.5	93.4
# 50	100.0	100.0

Stark gerundet

Tamis	Essai Z1	
	avant	après
# 4		8.2
# 5.6		11.4
# 8		15.3
# 11.2		23.3
# 16		29.6
# 22.4		39.9
# 31.5	0.0	60.0
# 40	60.5	85.7
# 45	92.6	95.0
# 50	100.0	100.0

Grès alpin  
22/32

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		5.1
# 4		8.3
# 5.6		11.1
# 8		15.1
# 11.2		23.5
# 16		32.5
# 22.4	0.0	51.5
# 31.5	100.0	100.0

Grès alpin  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		6.6
# 4		11.9
# 5.6		17.9
# 8		26.4
# 11.2	0.0	56.9
# 16	100.0	100.0

Grès alpin  
4/8

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 1		7.8
# 1.4		10.0
# 2		14.2
# 4	0.0	35.4
# 5.6	43.6	69.3
# 8	100.0	100.0

Calcaire oolithique du Jura  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		11.3
# 4		19.8
# 5.6		26.9
# 8		37.7
# 11.2	0.0	63.8
# 16	100.0	100.0

Calcaire oolithique du Jura  
4/8

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 1		9.1
# 1.4		11.9
# 2		16.9
# 4	0.0	35.5
# 5.6	19.9	65.2
# 8	100.0	100.0

Alluvionnaire concassé  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		4.8
# 4		9.0
# 5.6		13.5
# 8		21.0
# 11.2	0.0	52.4
# 16	100.0	100.0

Alluvionnaire rond  
11/16

Essai Z1		
Tamis	avant	après
# 2		7.5
# 4		13.8
# 5.6		20.6
# 8		30.2
# 11.2	0.0	53.0
# 16	100.0	100.0