

41. JAHRGANG

|

HEFT 2

**NOBEL
HEFTE**

APRIL — JUNI

1975

	Vorwort	41
Gaul, Theodor, und Hué, Günter	Abbruch des Oberteils eines Fördermaschinengebäudes durch Schonendes Sprengen mit 40-g-Sprengschnur	43
Arnold, Karlheinz	Schonendes und maßgerechtes Sprengen im Stahlbeton mit 40-g-Sprengschnur	50
Rotzetter, Georges, und Golta, Aldo	Sprengladungen mit 80-g-Sprengschnüren beim Abbrechen von Widerlagerfundamenten und Herstellen von Tunnelnischen	54
Herrmann, Ruprecht	Untersuchungen zur mechanischen Festigkeit und zur Wasser- beständigkeit von Sprengschnüren	60
Bendel, Hermann	Erschütterungen und Gebäudeschäden	64
Borgers, Manfred	Der Entwicklungsstand der Erschütterungsmessgeräte der WASAG CHEMIE GmbH	71
Bildbericht	Vorspalten einer Steinbruchwand mittels Sprengschnurladungen zur Gewinnung von Werkstein (Marmor)	79

NOBEL HEFTE

SPRENGMITTEL IN FORSCHUNG UND PRAXIS

HEFT 2

APRIL — JUNI 1975

41. JAHRGANG

Vorwort

Mit weiteren Beiträgen setzen wir die Berichterstattung über die Entwicklung und den erfolgreichen Einsatz von Sprengschmüren unterschiedlichen Füllgewichtes fort, nachdem wir in den Heften 1/1973, 4/1973 und 1/1975 Beispiele für profilgerechtes, schonendes Sprengen aus den Bereichen des Bergbaus, der Steine und Erden, des Tiefbaus und des Abbruchgewerbes gebracht haben.

Der Einsatz von Sprengschmüren mit 40 g/m Füllgewicht beim maßgerechten Abbruch von Stahlbetonbauten in nächster Nähe von Gebäudeteilen verlief in 2 Fällen ohne Beschädigungen und Ribbildungen sowie ohne Auftreten gefährlicher Erschütterungen. Ein anderer Beitrag behandelt das maßgerechte Lösen von Fundamenten eines Tunnelmauerwerks und das profilgerechte Herstellen von Tunnelmischen ohne Gefährdung der Umgebung und ohne Erschütterungsschäden beim Einsatz von 80-g/m-Sprengschmur. Ein Bildbericht aus einem Marmorbruch zeigt den Erfolg beim Einsatz von Sprengschmüren in der Werksteingewinnung zum Lösen großer Blöcke aus der Bruchwand.

Mit der mechanischen Festigkeit von Sprengschmüren mit 12 g/m Füllgewicht und deren Wasserfestigkeit befaßt sich schließlich eine nach den Vorschriften erforderliche Prüfung. Die Ergebnisse weisen bei Fabrikaten der Dynamit Nobel AG und der WASAGCHEMIE GmbH dynamische Zerreißfestigkeiten von 95 bis 115 kp (\approx 950 bis 1150 N) aus, während die Prüfbestimmungen nur 40 kp (\approx 400 N) fordern.

Um den Einsatz von Sprengschmüren noch vielseitiger zu gestalten, haben inzwischen die hiesigen Hersteller weitere Arten entwickelt: Außer den seit Jahren bewährten Sprengschmüren Dynacord und Wasacord mit einem Füllgewicht von 12 g Nitropenta je lfd. m sind bereits die Typen Supercord 20 (20 g/m Füllgewicht) und Supercord 40 (40 g/m Füllgewicht) sowie Multicord 40 (40 g/m Füllgewicht) zugelassen. Im Steinkohlenbergbau wurde eine schlagwittersichere Sprengschmur des Typs „Wetter-Dynacord 4“ erfolgreich erprobt und in jüngster Zeit ebenfalls zugelassen. In trockenen Betrieben, insbesondere im Steinsalzbergbau, werden die kaum eine Schwarzfärbung des Salzes hinterlassenden Sprengschmüre Supercord 40 t (Füllgewicht 40 g/m) und Supercord 100 t (Füllgewicht 100 g/m) mit Erfolg eingesetzt.

Für eine Sprengschmur mit 100 g/m Füllgewicht (Supercord 100) üblicher Ausführung mit PVC-Umhüllung ist das Zulassungsverfahren eingeleitet. Außerdem sind Spezial-Sprengschmüre sowohl für seismische Zwecke als auch für höhere Drücke und Temperaturen entwickelt worden.

Über den weiteren Fortgang und die praktischen Erfahrungen auf diesem neuartigen Gebiet der Sprengtechnik werden wir unsere Leser auch in Zukunft nach Möglichkeit unterrichten.

Die Schriftleitung

Editor's Foreword

In three previous issues of the NOBEL HEFTE (1/1973, 4/1973 and 1/1975) we have given some examples of successful smooth blasting in different fields such as the mining industry, quarries, underground engineering and pulling-down work. In the present issue the same subject is dealt with in a series of articles which are intended to give a survey of the efficient use of detonating cord of different power for smooth blasting.

In two cases, detonating cord with 40 g of explosive per metre was used to pull down two reinforced-concrete structures without causing any damage to other buildings close by or generating dangerous vibrations. A second paper describes the removal of the abutments of a railway tunnel lining and the excavation of recesses in tunnel walls by smooth blasting, without exposing the environs to any risk or nuisance. In this case, the weight of the charge was 80 g/m of detonating cord. A third article, with illustrations, shows how big stone blocks were obtained in a marble quarry by smooth blasting using detonating cord.

The last article of the series deals with the tensile strength and the resistance to moisture of detonating cord. By tests made on cord with 12 g of nitropenta per metre it was proved that the dynamic tensile strength of the products of DYNAMIT NOBEL and WASAGCHEMIE varies between 95 and 115 kp (ca. 950 to 1150 N), whereas only 40 kp (ca. 400 N) are required in the relevant standards.

To enlarge even more the field of application of detonating cord the German manufacturers have developed new types. In addition to "Dynacord" and "Wasacord", both with 12 g of nitropenta per metre, which are well-known since a couple of years, also the types "Supercord 20" (20 g/m), "Supercord 40" (40 g/m) and "Multicord 40" (40 g/m) have met with approval. For coal mines, a flame-proof type "Wetter-Donarit 4" has recently been approved after successful tests. In dry workings, especially in rock salt mines, two types of detonating cord, "Supercord 40 t" (40 g of explosive per metre) and "Supercord 100 t" have become popular, because they leave hardly any black traces behind on the salt.

For a 100 g/m detonating cord (Supercord 100) with a conventional PVC sheath the procedure of approval is under way. Finally, special detonating cords have been developed for seismic purposes and resistant to high pressures and temperatures.

It is our intention to keep our readers informed on the future development and practical experience in this new and interesting field of blasting technique.

Préface de la rédaction

Dans les numéros 1/1973, 4/1973 et 1/1975 nous avons donné quelques exemples de dynamitages à contours précis, réduisant à un minimum les vibrations causées par la détonation, dans les domaines de l'industrie minière, de l'exploitation de carrières et des travaux de génie civil et de démantèlement. Le numéro présent y fait suite avec une série de communications qui donnent une vue d'ensemble du développement et de l'efficacité de la méthode d'utiliser à ces fins du cordeau détonant plus ou moins puissant.

En deux cas, le démantèlement à contours précis d'immeubles en béton armé a été mené à bien à l'aide de cordeau détonant contenant 40 g d'explosif par mètre, sans endommager ou ébranler les maisons avoisinantes. Un deuxième rapport a pour objet le démantèlement des fondements de la muraille et l'excavation de niches dans les parois d'un tunnel à l'aide de cordeau détonant contenant 80 g d'explosif par mètre, sans effets nuisibles et sans mettre en danger l'environnement. Un troisième article illustré décrit l'emploi efficace de cordeau détonant pour abattre de gros blocs de marbre dans une carrière.

Le dernier article traite de la résistance de cordeaux détonants à la traction et à l'humidité. Des essais faits sur des cordeaux contenant 12 g d'explosif par mètre ont démontré que la résistance à la traction dynamique des produits des sociétés DYNAMIT NOBEL et WASAGCHEMIE se situe entre 95 et 115 kp (environ 950 à 1150 N) tandis que les normes y relatives ne demandent que 40 kp (400 N).

Pour élargir encore le champs d'application de cordeaux détonants les fabricants allemands ont mis à point de nouveaux types. En complément des marques «Dynacord» et «Wasacord», l'une et l'autre avec 12 g de nitropenta par mètre, qui ont fait leurs preuves depuis longtemps, l'agrément a été obtenu pour les types «Supercord 20» (20 g de nitropenta par mètre) «Supercord 40» (40 g/m) et «Multicord 40» (40 g/m). Dans l'industrie charbonnière, un cordeau détonant anti-déflagrant nommé «Wetterdynacord 4» a reçu l'agrément après des essais préalables. Dans les chantiers non humides, surtout dans les mines de sel gemme, on emploie avec succès les cordeaux «Supercord 40 t» (40 g/m) et Supercord 100 t (100 g/m) qui ont l'avantage de ne noircir guère le sel abattu.

Pour un nouveau type à 100 g (Supercord 100), avec la gaine normale en PVC, l'agrément vient d'être demandé. Des cordeaux spéciaux ont été développés pour des applications sismiques et capables de résister à des pressions et températures élevées.

La rédaction ne manquera pas d'informer nos lecteurs sur l'évolution future et les expériences pratiques dans ce domaine nouveau et intéressant de la technique des explosifs.

Abbruch des Oberteils eines Fördermaschinengebäudes durch Schonendes Sprengen mit 40-g-Sprengschnur

Von Theodor Gaul und Günter Hué

Inhalt

Bei der Umstellung eines Schrägschachtes der Schwerspatgrube Dreislar der Sachtleben Bergbau GmbH auf Skipförderung wurde nach dem Errichten der Neuanlage der obere, aus Stahlbeton bestehende Teil des alten Fördermaschinengebäudes durch Sprengarbeit innerhalb eines kurzen Zeitraumes beseitigt. Hierbei durften die darunter befindlichen elektrischen Einrichtungen der neuen Anlage und das vorhandene Unterteil nicht beschädigt werden.

Nach Durchführung von Probesprengungen mit der Sprengschnur Supercord 40 und mit dem Gesteinsprengstoff Proflex 2 wurde der Abbruch durch Bohrlochladungen mit der Sprengschnur und Millisekundenzündern schonend vollzogen. An den elektrischen Anlagen traten keinerlei Beschädigungen auf. Der untere Teil des alten Schachtgebäudes konnte unmittelbar für das Auflagen der Förderbrücke verwendet werden.

Das angewandte Verfahren wird beschrieben. Das Sprengergebnis wird an Hand zahlreicher Bilder erörtert.

Summary

A change in the winding system of the heavy-spar mine Dreislar, operated by Sachtleben Bergbau Co., where a new skip had to be installed in the existing inclined shaft, made it necessary for the upper part of the old shaft building, consisting of reinforced concrete, to be pulled down by blasting as quickly as possible after installation of the new winding system.

The problem was to carry out the blasting operations without causing damage to the electric equipment of the new winding installations, and to the part of the shaft remaining in place.

After some tentative blasts using detonating cord Supercord 40 and Proflex 2, an explosive for rock blasting, the pulling-down work was successfully performed by smooth blasting. To this end, drill-holes were charged with detonating cord and fired with short-delay detonators. No damage was caused to the electric installations, and the remaining lower part of the building could be used to serve as support for the new gantry.

The blasting method and the effects are described in detail and illustrated by a series of pictures.

Résumé

Au cours de la modernisation du système d'extraction de la mine de barytine Dreislar, exploitée par la Société Sachtleben Bergbau — il s'agissait de l'installation d'un nouveau skip dans le puits incliné existant — on devait démolir aussitôt que possible après la mise en place des nouvelles installations d'extraction la partie supérieure du vieux bâtiment du puits, construit en béton armé. Comme on envisageait d'exécuter les travaux de démantèlement par dynamitage, il se posait le problème de ne pas endommager les installations électriques du nouveau système d'extraction, et la partie inférieure du puits qui restait en place.

Après quelques tirs d'essai, avec emploi de cordeau détonant Supercord 40 et de Proflex 2, un explosif pour tir au rocher, les travaux de démantèlement ont été menés à bien par tir ménagé; à cet effet, des trous de mine furent chargés de cordeau détonant et amorcés avec détonateurs à micro-retard. Les installations électriques ne subirent aucun dommage, et la partie inférieure du vieux bâtiment pouvait servir d'appui à la nouvelle passerelle avec bande transporteuse. Les auteurs décrivent le méthode et les résultats du tir qui sont illustrés par une série de photos.

Einleitung	43	Durchführung der Sprengungen	45
Aufgabenstellung	44	Decke	45
Versuchssprengungen	44	Wände	46
		Sprengergebnis	47

Einleitung

Die Schwerspatgrube Dreislar der Sachtleben Bergbau GmbH ist durch einen Schrägschacht aufgeschlossen. Im Zuge des weiteren Teufenaufschlusses war es notwendig, die Schachtkapazität durch den Bau einer neuen Skipförderanlage zu erweitern. Um die Ausfallzeiten, die für die Umstellung nötig waren, möglichst gering zu

halten, wurde die übertägige Neuanlage, bestehend aus Fördermaschinenhaus, Bunkern und Förderbrücke über den Bunkern, bereits während des dreischichtigen Förderbetriebes der alten Anlage vollständig gebaut und wurden alle maschinellen und elektrischen Einrichtungen installiert (Bild 1). Auch das Skipgefäß wurde bereits in die neue Förderbrücke über den Bunkern eingebracht, um schon frühzeitig die Funktionen der vollautomatisierten Anlage überprüfen zu können. Ebenso wurden die Skipfüllanlage unter Tage eingebaut und die vollständige Signalanlage im Schacht verlegt. Dazu mußten

Dipl.-Ing. Theodor Gaul, Betriebsleiter, Ing. (grad.) Günter Hué, Obersteiger der Grube Dreislar, Mitarbeiter der Sachtleben Bergbau GmbH, Meggen.

die Steuerleitungen durch das alte Fördermaschinenhaus geführt und die Verteilung für die Signalanlage an der Hängebank im unteren Teil des alten Gebäudes angebracht werden.

Aufgabenstellung

Nach Einstellen des Betriebes mußten zum Umstellen auf die neue Förderung die alte Förderanlage abgebaut und das alte Fördermaschinengebäude in der Schachtachse abgebrochen werden. Nach dem Einbau einer Förderbrücke als Verbindungsstück zwischen Schacht und Bunker sowie dem Auflegen des Förderseils sollte die Umstellung in möglichst kurzer Zeit vollzogen werden. Der abzubrechende Gebäudeteil (Bild 1) umfaßte rd. 100 m³ armierten Beton.

Es war vorgesehen, den Unterteil des Gebäudes als Auflage und Abstützung der Förderbrücke weiter zu benutzen; ferner sollte die Gebäuderückwand beim Bau der Bunker mitverwendet werden.

Für den Abbruch des oberen Teils des alten Fördermaschinengebäudes (Bild 1) wurden folgende Bedingungen auferlegt:

1. Das durchgehende 84-adrige Kabel der Schachtsignalanlage und die im alten Gebäude bereits installierte Verteilung für die Signalanlage auf der Hängebank durften nicht beschädigt werden.
2. Der Unterteil des Gebäudes und die statische Tragfähigkeit der Wände mußten erhalten bleiben. Beim Absprengen des Oberteils durften die Mauern nicht beschädigt und der Bau nicht zerstört werden. Die

Armierung mußte vor dem Umlegen der Mauerteile abgetrennt werden, um sie nicht aus den stehbleibenden Teilen durch übermäßigen Druck oder Zug aus dem Verbund zu reißen.

Um die Abbrucharbeiten zu beschleunigen und nicht 100 m³ Beton abspitzen zu müssen, wurde Sprengarbeit für den Abbruch vorgesehen und der Sprengtechnische Dienst der Dynamit Nobel AG hinzugezogen. Von diesem wurden Sprengversuche am Sprengobjekt vor der eigentlichen Sprengung vorgeschlagen. Hierbei durfte der statische Zustand des Gebäudes ebenfalls nicht beeinträchtigt werden, weil die alte Förderanlage bis zum Umstellungstag weiter in Betrieb bleiben mußte.

Versuchssprengungen

Wie schon erwähnt, konnten die Versuchssprengungen nur am Objekt selbst durchgeführt werden, nachdem die neue Anlage bereits weitgehend installiert war und die alte Anlage noch voll förderte. Sie mußten daher sehr vorsichtig ausgeführt werden und konnten gemäß der Lage nur Anhaltspunkte, keine fertige Lösung bringen. Als Sprengmittel wurden die 40-g-Sprengschnur Supercord 40 und der Gesteinsprengstoff Proflex 2 eingesetzt. Versuche an den 60 cm dicken Seitenwänden mit Bohrlöchern (30 mm Durchmesser) ergaben, daß bei einer Doppelreihe im Abstand von 20 cm und gleichem Abstand der Bohrlöcher — gegenseitig versetzt — mit 2 Sprengschnurlängen Supercord 40 von insgesamt etwa 1 m je Ladung der Beton ausreichend zertrümmert werden konnte, und zwar nahezu

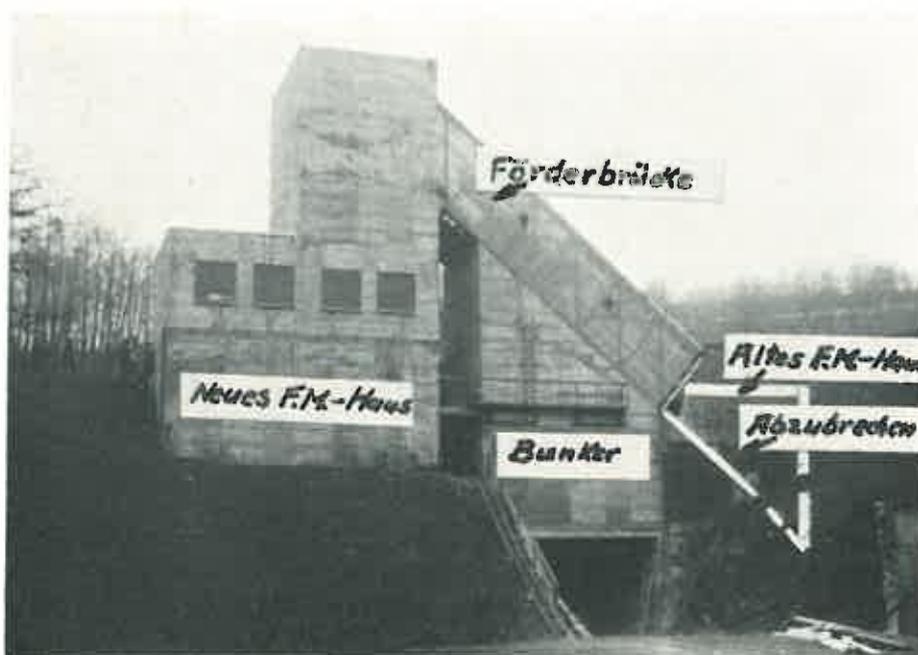


Bild 1.
Schrägschacht der Schwerspatgrube Dreislar. Links die Neuanlage, rechts der abzubrechende Oberteil des alten Schachtgebäudes.



Bild 2. Vorbereitungen zum Absprengen der Decke.

ohne Nebenwirkung auf den Bereich außerhalb der Bohrlochreihen. Bei Zuladung von Proflex 2 wurde der Sprengerfolg — ebenfalls ohne Wirkung auf den Beton außerhalb des Bohrlochbereichs — zwar wesentlich verbessert, der zertrümmerte Beton aber so stark weggeschleudert, daß die Neuanlage gefährdet war. An der 25 cm dicken Decke des Gebäudes konnten Vorversuche wegen Gefährdung der alten Förderanlage nicht durchgeführt werden.

Durchführung der Sprengungen

Nachdem der ursprüngliche Plan, den oberen Teil des Gebäudes mit etwa 100 m³ armiertem Beton an einem schweren Autokran aufzuhängen und mit einer einzigen Sprengung vom Unterteil abzutrennen, aus Kostengründen aufgegeben werden mußte, wurde der Abbruch in mehreren Teilen durchgeführt.

Wegen der begrenzten Leistungsfähigkeit der vorhandenen Winden und Transportgeräte wurde der abzubrechende Gebäudeteil so abgebohrt, daß zunächst die Decke des Gebäudes abgetrennt und die aufgehenden Wände in vier Teilen nacheinander abgesprengt werden konnten.

Decke

Die Sprengarbeiten begannen nach dem Abbau der alten Förderanlage mit dem Abtrennen der 25 cm starken Decke. Die Decke wurde von oben zwei Seitenwände entlang mit zwei Reihen Bohrlöchern in 20 cm Abstand mit 30 mm Durchmesser abgebohrt (Bild 2), desgleichen unterhalb der Decke an der nördlichen Seitenwand



Bild 3. Sprenglöcher an der nördlichen Seitenwand des abzubrechenden Teiles.

(Bild 3). Auf diese Weise konnte sie nach dem Freilegen über die im Gebäude befindlichen alten Montageträger zur Seite abgezogen werden.

Die vierte Seite war schon bei Beginn der Bauarbeiten zur Auflage der Förderbrücke über den Bunkern mit Preßlufthämmern abgespitzt worden.

Der erste Sprengversuch mit doppelt eingeführter Sprengschnur Supercord 40 — etwa 40 cm je Bohrloch — brachte keinen Erfolg. Lediglich eine flache Mulde an der Ober- und der Unterseite der Decke platzte im Bereich der Bohrlöcher ab.



Bild 4. Doppelt eingebrachte Sprengschnur.



Bild 5. Erste Teilsprengung der Decke. (In der Mitte ein aufgestelltes Rundholz.)



Bild 6. Ein nachgearbeiteter Sprengspalt.



Bild 7. Decke nach dem seitlichen Absprengen.

Ein Versuch mit doppelt durch die Bohrlöcher geführten Sprengschnüren (Bild 4), womit auch ein Einwirken von oben und unten auf den Beton bezweckt wurde, brachte ebenfalls keinen besseren Sprengerfolg. Der nach außen wirkende Luftdruck war dabei so stark, daß die zum Schutz der Förderbrücke angebrachte Bretterwand beschädigt wurde.

Mit 3 bis 4 in die Bohrlöcher eingebrachten Sprengschnurlängen wurde der 25 cm starke Beton dann ausreichend zertrümmert (Bild 5). Stehengebliebene Reste konnten mit einem Hammer bzw. Preßlufthammer in kürzester Zeit aus dem vorgesehenen Schlitz herausgebrochen werden (Bild 6). Das seitliche Absprengen der Decke in Höhe der alten Montageträger verlief mit zwei Sprengschnurenden in den Bohrlöchern dagegen sofort erfolgreich (Bild 7). Die Decke legte sich wenige Millimeter tiefer auf die vorsorglich auf die alten Montageträger gelegten Rundeisen. Die Armierung wurde dann durchgetrennt, und die Decke konnte, wie vorgesehen, seitlich abgezogen werden (Bild 8).

Es wurde die Erfahrung bestätigt, daß das Sprengen derart dünner Stahlbetondecken mittels Bohrlochladungen schwierig ist. Die Verwendung von Auflagerladungen kam aber in diesem Fall wegen des zu erwartenden Streufluges nicht in Betracht.

Wände

Die 60 cm starken Seitenwände wurden zunächst in gleicher Weise mit zwei Sprengschnurstücken von rd. 50 cm je Bohrloch in möglichst großen Serien abgesprengt. Zum Zünden wurden Millisekundenzünder der Zeitstufen 1—18 mit 20 ms Verzögerungsintervall und nachgeschaltete Zünder mit 30 ms Verzögerungsintervall der Zeitstufen 13—18 in 3 bis 4 Serien, d. h. 72 bis 96 Zünder in einem Zündgang, verwendet. Es zeigte sich, daß die bei den Versuchssprengungen mit Einzelbohrlöchern ermittelte Lademenge — je Bohrloch zwei Sprengschnüre mit 40 g/m Füllgewicht — nicht immer ausreichte. Die in größeren Reihen hintereinander liegenden Bohrlöcher mußten zum Teil stärker geladen werden.

In unmittelbarer Nähe der Kabel und Schaltelemente wurden daher die Bohrlöcher mit drei Sprengschnurlängen (insgesamt je 1,50 m) geladen. Weiter entfernt von gefährdeten Teilen wurde zu der doppelt eingeführten Sprengschnur in einzelnen Bohrlöchern der beiden Bohrlochreihen rd. 50 g Ammon-Gelit 3 beige-laden. Vor allem in den Gebäudeecken, die wesentlich stärker armiert waren, konnte nur durch das Beiladen geringer Mengen Ammon-Gelit 3 der Beton ausreichend zertrümmert werden.



Bild 8. Seitliches Abziehen der losgesprengten Decke.

Sprengergebnis

Wie die Bilder 9 bis 17 zeigen, konnte die Sprengarbeit mit bestem Erfolg durchgeführt werden. Die Betonteile wurden in der vorgesehenen Weise geschlitzt, auf Holzklötzen abgefangen und nach Durchtrennen der Bewehrungseisen mit Hilfe einer Zugmaschine über Stahlseile und Umkehrrollen seitlich abgekippt.



Bild 10. Seitenwände und Kopfwand nach erfolgreichen Teilsprengungen.



Bild 9. Sprengung eines südlichen Seitenwandteils (Rückwand).



Bild 11. Seitliches Abziehen eines nördlichen Oberteils.

Das Gebäude wurde so exakt abgetrennt (Bild 17), daß das anschließend eingelegte Förderbrückenstück, die Verbindung vom alten Schachtteil zur Neuanlage, ohne Nacharbeiten auf die verbleibenden Mauern aufgelegt werden konnte (Bild 18).



Bild 12. Seitliches Abziehen des ersten südlichen Oberteils.



Bild 13. Zum Teil freigelegter Unterteil des Schrägschachtes.



Bild 14. Vorkehrung zum seitlichen Abziehen des zweiten südlichen Oberteils.



Bild 15. Freigelegter Unterteil des Schrägschachtes ohne Beschädigungen der stehenbleibenden Betonwände.



Bild 16. Seitliches Abziehen des letzten nördlichen Oberteils; dahinter die glatte Fläche der stehenbleibenden Betonmauer.

Zu beachten ist, daß das auf die Decke gestellte etwa 1 m lange Rundholz mit rd. 10 cm Durchmesser (Bild 5) bei den Deckensprengungen trotz des Zündens von Serien bis zu 36 Ladungen immer stehen blieb. Dies zeigt, daß beim Sprengen mit Sprengschnur mit 40 g/m Füllgewicht die Erschütterungen im angrenzenden Beton äußerst gering waren.



Bild 17. Ergebnis der Spreng- und Räumarbeiten mit dem gut erhaltenen Unterteil des Schachtgebäudes.



Bild 18. Auflegen der Förderbrücke auf den Unterteil des alten Schachtgebäudes.

Die einzigen geringen Schäden — zerstörte Fensterscheiben im Fördermaschinengebäude und Beschädigung der Brückenverkleidung — entstanden durch Luftdruckeinwirkung bei dem nachträglich notwendigen weiteren Zerkleinern der Betonteile durch Auflegersprengungen mit Seismo-Gelit 2. Dieses nachträgliche Zerkleinern der Betonteile wurde notwendig, weil die vorbereiteten Festpunkte für die Befestigung von Umkehrrollen für Stahlseile zum Wegziehen der abgesprengten Betonklötze nicht den notwendigen Anforderungen genügten.

Bei derartigen Sprengungen mit engen Bohrlochabständen ist darauf zu achten, daß die Zünder mit der Sprengschnur fest verbunden werden und sich in ihrer ganzen Länge im Bohrloch befinden.

Außerdem müssen die Ladungen im Bohrloch fest verkeilt oder gut besetzt werden. Sonst können beim Detonieren früherer Zeitstufen von Zeitzündern nachfolgende Zünder vorzeitig aus den Bohrlöchern herausgerissen werden, so daß in diesen Bohrlöchern keine Detonation mehr erfolgt. Dies kann zum Mißerfolg ganzer Bohrlochreihen führen.

Schonendes und maßgerechtes Sprengen im Stahlbeton mit 40-g-Sprengschnur

Von Karlheinz Arnold

Inhalt

Beim Umbau der Turbinenanlage des Wasserkraftwerkes Donaustetten mußten die vorhandenen, aus Stahlbeton bestehenden Turbinenhäse erweitert werden. Da das Abbrechen mit Druckluftwerkzeugen schwierig und zu aufwendig war, wurden Sprengladungen aus Sprengschnur mit 40 g/m Nitropenta eingesetzt und gleichzeitig die Sprengerschütterungen an der Außenwand des Gebäudes gemessen.

Der Verlauf der Bohr- und Sprengarbeiten wird beschrieben. Ihre Durchführung erfolgte bei maßgerechtem Lösen des Stahlbetons und tragbaren Kosten ohne Erschütterungsschäden.

Summary

The reconstruction of the turbines of the Donaustetten water power plant made it necessary for the outlet channels, consisting of reinforced concrete, to be enlarged. As the reduction in size of the existing structures by means of pneumatic tools proved rather difficult and too expensive, explosive charges in form of detonating cord containing 40 g/m of nitropenta were used with this end in view. The vibrations caused by the detonations were measured at the outside walls of the building. The author describes the execution of the drilling and blasting operations which made it possible to remove the reinforced concrete true to size at reasonable costs and without detrimental vibrations.

Résumé

Lors de la reconstruction des turbines de la station hydro-électrique de Donaustetten on devait élargir les chenaux de sortie construite en béton armé. Comme l'emploi de marteaux brise-béton pour le travail de démantèlement était pratiquement impossible, à cause du rendement insuffisant et des coûts excessifs, on utilisait à cet effet des charges explosives sous forme de cordeau détonant contenant 40 g de nitropenta par mètre. En même temps on mesurait les vibrations causées par les détonations dans les murs extérieurs de l'immeuble. L'auteur décrit l'exécution des travaux de tir et de dynamitage qui ont permis de réduire les constructions en place exactement aux dimensions voulues et cela à des coûts raisonnables et sans vibrations nuisibles.

Einleitung	50
Abbruchvorhaben	50
Bohr- und Sprengverfahren und Erschütterungsmeßwerte	51
Ergebnis	53
Schrifttum	54

Einleitung

Schonendes und maßgerechtes Sprengen mittels Sprengschnüren verschiedener Füllgewichte gewinnt zur Lösung besonderer Aufgaben immer mehr an Bedeutung [1—13]. Von dem sich ausbreitenden Anwendungsgebiet haben Fries [4] und Delémont [5] über die Einsatzmöglichkeit der 40-g-Sprengschnur beim Herstellen von Straßenböschungen bzw. von Baugruben in gebirgigem Gelände berichtet. Fries weist richtig darauf hin, daß die Sprengschnur, ursprünglich als Zündmittel entwickelt, von den Sprengberechtigten immer häufiger als gestreckte Sprengstoffladung eingesetzt wird, um bei kritischen Sprengungen die Erschütterungswirkung auf die Umgebung in den Griff zu bekommen. Dabei

kommen, wie auch Fischer [11], Gaul/Hué [12] und Rotzetter [13] zum Ausdruck bringen, zwei Gesichtspunkte in Betracht, nämlich das maßgerechte Herstellen von Löseflächen mit minimaler Zertrümmerung des zu belassenden Gesteins bzw. Baustoffs und eine verminderte Bodenerschütterung, um angrenzende Baulichkeiten nicht zu beeinträchtigen.

Beide Gesichtspunkte spielten eine wesentliche Rolle beim Abbruchsprengen von Stahlbeton im Turbinenhaus des Wasserkraftwerkes in Donaustetten bei Ulm, worüber im folgenden berichtet wird.

Abbruchvorhaben

Beim Umbau des Turbinenhauses waren vier bis zu 7 m tiefe sogenannte Turbinenhäse mit einem Durchmesser von rd. 3,4 m teilweise abzubereiten, wobei 0,22 bis 0,40 m des aus Stahlbeton bestehenden Innenmantels entfernt werden mußten, ohne daß der äußere Teil des Mantels seine statische und dynamische Belastbarkeit verlieren durfte. Versuche, den sehr harten Stahlbeton mittels Preßluftwerkzeugen abzutragen, schlugen gänzlich fehl. Die in den dreißiger Jahren hergestellten Turbinenhäse wiesen eine derartig hohe Betongüte auf, daß die Schichtleistung je Arbeiter und Druckluftwerkzeug weit unter 0,1 m³ an gelöstem Stahlbeton lag. Da die Abbruchfirma die Arbeiten in Unkenntnis der

Assessor des Bergfachs Dipl.-Ing. Dr. rer. nat. Karlheinz Arnold, vereidigter Sachverständiger, Bodelshausen.

Güte des Stahlbetons pauschaliert mit 600 DM je m³ angeboten hatte, war abzusehen, daß die Vergütung nur knapp ein Drittel der tatsächlichen Abbruchkosten decken würde. Darüber hinaus drohte die Bauherrschaft mit empfindlichen Konventionalstrafen, wenn vereinbarte Fristen nicht eingehalten würden.

Um aus der mißlichen Lage herauszukommen, wurde geprüft, ob und unter welchen Umständen der Einsatz schonend wirkender Sprengstoffe möglich war und vertreten werden konnte. Die Verwendung herkömmlicher, kleinkalibriger Sprengstoffpatronen schied aus, weil sich mit diesen die von der Bauherrschaft geforderte uneingeschränkte Erhaltung des stehengebliebenen äußeren Stahlbetonmantels voraussichtlich nicht erreichen ließ. Da sich die Sprengstellen innerhalb des Turbinengebäudes teilweise nur 2 m von dessen tragenden Außenwänden entfernt befanden, mußte auch die uneingeschränkte Erhaltung des Putzes und des Mauerwerkes gewährleistet werden. Somit war der Spielraum für den Einsatz von Explosivstoffen von vornherein sehr eingengt. Bild 1 zeigt einen Turbinenhals vor Beginn der Bohrarbeiten. Im Hintergrund sind die Kacheln am Fuße der Wand des Turbinengebäudes zu erkennen.

Bohr- und Sprengverfahren und Erschütterungsmeßwerte

Im Abstand von 20 bis 25 cm — dieser Spielraum war durch die Lage der Armierungsseisen bedingt — und mit Vorgaben von 20 cm bis 40 cm wurden 1 m tiefe Bohrlöcher mit einem Durchmesser von 30 mm senkrecht in den abzutragenden Betonmantel gebohrt. Die Bohrlöcher wurden mit Sprengschnur Supercord 40 geladen und diese mit Millisekundenzündern des Typs HU von

30 ms Zeitstufenabstand gezündet. Wegen der wechselnden Vorgabe von 40 cm im oberen Bereich und nur 20 cm im unteren Teil der Turbinenhäse mußten Bohrlochabstände und Lademengen, d. h. Zahl der Sprengschnüre je Bohrloch, entsprechend angeglichen werden.

Für die erste Sprengung (Probesprengung) mit gleichzeitiger Erschütterungsmessung ergaben sich folgende Bohr- und Sprengparameter:

Bohrlochvorgabe und Bohrlochabstand: 20 bzw. 40 cm,
Bohrlochtiefe: 1 m,

Bohrlochdurchmesser: 30 mm,

Bohrlochzahl: 18,

Zündung: Millisekunden-Zünder, Zeitstufen 1 bis 18,

Erbohrtes Betonvolumen / Bohrloch: 0,075 m³,

Sprengstoff / Bohrloch: 1 m Sprengschnur = 40 g Nitropenta,

Sprengstoff insgesamt: $18 \times 40 \text{ g} = 720 \text{ g}$ Nitropenta,

Spez. Sprengstoffverbrauch: rd. 550 g/m³ Stahlbeton.

Die Sprengwirkung war mäßig. Es zeigte sich lediglich ein von Bohrlochmitte zu Bohrlochmitte durchgehender feiner Haarriß. Steinflug trat nicht auf, da die gesamte Sprengstelle mit Bohlen mehrfach abgedeckt war. Die in 2 bis 7 m Entfernung aufgestellten Erschütterungsmeßgeräte (Dreikomponenten-Geberstationen ZEB/GS 3 mit Lichtpunktschreiber ZEB/LS der WASAG CHEMIE GmbH) registrierten Erschütterungen zwischen $v_R = 3,52$ und 9,03 mm/s neben den tragenden Außenwänden. Die Meßwerte lagen damit weit unter dem tatsächlichen Schadensgrenzwert. Auf Bild 2 ist vorne links die Aufnahme station ZEB/GS 3 zu erkennen. Rechts neben dem Bohlenstapel befand sich die Sprengstelle für die Probesprengung.



Bild 1. Zu erweiternder Turbinenhals.



Bild 2. Erschütterungsmeßgerät an der Außenwand des Turbinengebäudes im Vordergrund links; Sprengstelle rechts neben dem Bohlenstapel.

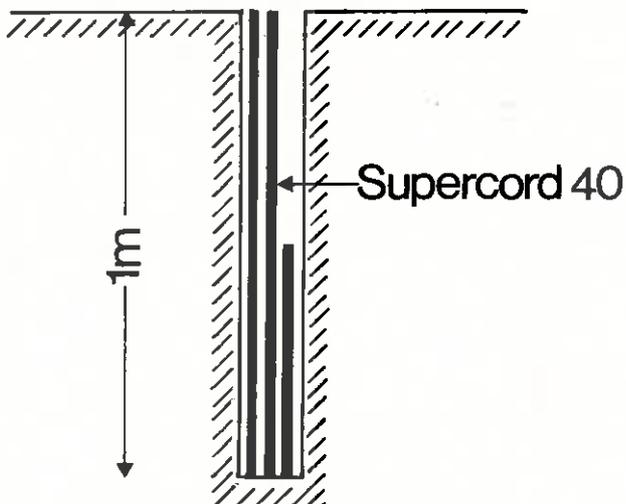


Bild 3. Skizze: Laden eines 1 m tiefen Bohrloches mit 2,5 m Sprengschnur (je 2 Längen zu 1 m und 1 Länge zu 0,5 m).

Da mit der Probesprengung der gewünschte vollständige Abriß der Bohrlochvorgabe nicht erzielt wurde und die gemessenen Gebäudeerschütterungen weit unter dem vom Verfasser ermittelten Schadensgrenzwert für Putz von $v_R = 20 \text{ mm/s}$ [14] lagen, war es vertretbar, die Sprengstoffladung zu erhöhen.

Bei sonst gleichen Bohrparametern wie bei der ersten Probesprengung wurde die Ladung je Bohrloch und Zündstufe auf 100 g Nitropenta erhöht, d. h., in jedes 1 m tiefe Bohrloch wurden $2\frac{1}{2}$ m Sprengschnur Supercord 40 eingebracht (Bild 3). Außerdem wurde die zweite Sprengung, um den unter Gewölbedruck stehenden Innenmantel des Turbinenhalses zunächst zu entspannen, auf vier Sprenglöcher mit Millisekundenzündern der Zeitstufen 1 bis 4 beschränkt.



Bild 4. Bohrarbeiten an einem Reststück des Innenmantels.



Bild 5. Freigelegte Ablösungsfläche.

Ergebnis

Die Wirkung der zweiten Sprengung war zufriedenstellend. Aus Bild 4 ist zu erkennen, daß der Innenmantel des Turbinenhalses bis auf eine Tiefe von rd. 2 m abgetragen ist; ein Teil der Bohrlochwandungen ist sichtbar. Nahaufnahmen der Abbruchstellen zeigen die Bilder 5 und 6. Der Stahlbeton war so weit aufgelockert, daß er entfernt werden konnte. Im rückwärtigen Außenmantel zeigten sich keinerlei Rißbildungen. Die in Entfernungen von 3 bis 4 m gemessenen Schwinggeschwindigkeiten lagen zwischen $v_R = 8,31$ und $11,8$ mm/s; das sind Werte, welche die uneingeschränkte Erhaltung des Turbinengebäudes gewährleisten.

Bei weiteren Sprengungen zeigte sich, daß — abgesehen von der Einbruchsprengung (erste Sprengung in dem

jeweiligen Mantelring) — eine Lademenge von 80 g Nitropenta (zwei Meterstücke Supercord 40) ausreichte, wobei alle 18 Zeitstufen der Millisekundenzünder zum Einsatz kamen.

Im vorliegenden Falle lag die Wirtschaftlichkeit des Einsatzes von Supercord 40 außerhalb jeder Erörterung. Die von der Bauherrschaft geforderte Unversehrtheit des Turbinengebäudes und die uneingeschränkte Beschaffenheit des äußeren Stahlbetonmantels der Turbinenhäule konnten sichergestellt werden. Gleichzeitig war es möglich, die Ausbruchleistung je Mann und Schicht gegenüber dem manuellen Abbruch mittels Preßluftwerkzeugen zu verdreifachen. Dies bedeutete im Hinblick auf den pauschalierten Kubikmeterpreis, daß die Lohn- und Sprengstoffkosten gedeckt werden konnten.



Bild 6. Oberer, bereits abgetragener Bereich eines Turbinenhalses.

Schrifttum

- [1] Henniger, G.: Organisation des Sprengmittelwesens und Durchführung der Sprengarbeit auf dem Steinsalzbergwerk Borth der Deutsche Solvay-Werke GmbH. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 2—17.
- [2] Meerbach, H.: Versuche zum Schonenden Sprengen mit 40-g-Sprengschnur und schlagwettersicherer Sprengschnur im Streckenvortrieb. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 17—25.
- [3] Prinz, J.: Anwendungsmöglichkeiten von Sprengschnüren im Steinkohlenbergbau unter Tage. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 26—32.
- [4] Fries, F.: Profiligenauigkeit beim Schonenden Sprengen im Abspalt-Verfahren unter Verwendung von Sprengschnur mit 40 g/m Sprengstoff. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 33—39.
- [5] Delémont, R.: Das Vorspalt-Verfahren bei Sprengarbeiten in Bebauungsgebieten unter Verwendung von Sprengschnur mit 40 g/m Sprengstoff. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 39—42.
- [6] Bildbericht: Verwendung der Sprengschnur beim Herrichten von Werksteinblöcken in einem Marmorbruch. Nobel Hefte 39 (1973), H. 1, S. 43—44.
- [7] Bildbericht: Abspalten eines Sandsteinblockes aus der Bruchwand unter Verwendung einer 80-g-Sprengschnur. Nobel Hefte 39 (1973), H. 4, S. 157—158.
- [8] Jankowiak, H. und H. von Depka: Erfahrungen im Steinkohlenbergbau bei der Verwendung von Patronen größeren Durchmessers (Gesteinsprengstoff) und beim Schonenden Sprengen mit 40-g-Sprengschnur im Streckenvortrieb. Nobel Hefte 40 (1974), H. 1, S. 9—19.
- [9] Kroiß, S.: Einsatz von 40-g-Sprengschnüren im Steinkohlenbergbau zum Schonenden Sprengen in der Streckenerweiterung. Nobel Hefte 40 (1974), H. 1, S. 28—32.
- [10] Ehrhardt, K. und M. Herbert: Ergebnisse beim Schonenden Sprengen im Salzbergbau mit Andex 1, Donarit 1 und Sprengschnur. Nobel Hefte 40 (1974), H. 3, S. 85—90.
- [11] Fischer, J.: Vergleich von Erschütterungen durch Rammen und durch Sprengen bei Abbrucharbeiten und deren Durchführung. Nobel 41 (1975), H. 1, S. 31—33.
- [12] Gaul, Th. und G. Hué: Abbruch des Oberteils eines Fördermaschinengebäudes durch Schonendes Sprengen mit 40-g-Sprengschnur. In diesem Heft.
- [13] Rotzetter, G. und A. Golta: Sprengladungen mit 80-g-Sprengschnur beim Abbrechen von Widerlagerfundamenten und Herstellen von Tunnelnischen. In diesem Heft.
- [14] Arnold, K.: Von Steinbrüchen ausgehende Sprengerschütterungen im Muschelkalk, Lias, Dogger und Malm Württembergs und Erschütterungsmessungen an einem auffälligen Gebäude. Bericht über im Auftrag des Arbeits- und Sozialministeriums des Landes Baden-Württemberg durchgeführte Messungen, Tübingen 1970.

Sprengladungen mit 80-g-Sprengschnüren beim Abbrechen von Widerlagerfundamenten und Herstellen von Tunnelnischen

Von Georges Rotzetter und Aldo Golta

Inhalt

Nachdem sich bei Erneuerungsarbeiten im Ricken-Tunnel der Schweizerischen Bundesbahn herausgestellt hatte, daß das Abbrechen der Widerlager der alten Gewölbemauer mit mechanischen Verfahren sehr aufwendig und zeitraubend war, wurden die Abbrucharbeiten im Sprengverfahren unter Einsatz von Sprengschnüren mit 80 g/m Füllgewicht fortgesetzt. Dieses Schonende Sprengen verursachte nur geringe Erschütterungen und keine Zerstörungen der verbleibenden Wandung. Sprengversuche und endgültiger Sprengplan werden beschrieben und die Ergebnisse im Bild gezeigt.

Aufgrund der Erfahrungen im Ricken-Tunnel wurde ein gleichartiges Verfahren für das Herrichten von zwei Nischen im Bühl-Tunnel der Schweizerischen Bundesbahn entwickelt. Die Ergebnisse waren ebenfalls technisch und wirtschaftlich voll befriedigend. Im Ricken-Tunnel bei den Sprengarbeiten durchgeführte Erschütterungsmessungen werden beschrieben und die Ergebnisse erörtert. Durch die Verwendung der Sprengschnüre ergaben sich nur ungefährliche Schwingungsgeschwindigkeiten.

Summary

In the course of repair work to be carried out in the Ricken railway tunnel in Switzerland the method chosen for the removal of the abutments of the old vault, using the conventional mechanic tools, was found to be so expensive and lengthy that the decision was taken to resort to blasting. In order to protect from damage the brickwork to be left in place, smooth blasting was practised using detonating cord with 80 grams of explosive per metre. In this way the vibrations were substantially reduced and the project was successfully carried out. The authors describe the first tests and the final drilling and blasting pattern. The results are shown by a series of photos. After the good experience made in the Ricken tunnel a similar method was developed for the excavation of two recesses in the walls of the Bühl tunnel. Here, too, the technical and economic results were very satisfactory.

The authors give a description of vibration measurements made during the blasting operations in the Ricken tunnel and discuss the results. Owing to the use of detonating cord, the vibrations remained below the limits of risk.

Résumé

Au cours de travaux de réparation dans le tunnel de Ricken des Chemins de Fer Fédéraux Suisses, la méthode prévue pour le démantèlement des contreforts de l'ancienne voûte, à l'aide de moyens mécaniques conventionnels, se révélait tellement onéreuse et lente que l'emploi d'explosifs s'imposait pour l'exécution du projet. Afin de ménager la muraille qui devait rester en place on se servait de cordeau détonant, contenant 80 g d'explosif par mètre, ce qui permit de réduire les vibrations à un minimum et de mener les travaux à bonne fin. Les auteurs décrivent les essais préliminaires et le plan de tir définitif; les résultats sont illustrés par une série de photographies.

En vue des bonnes expériences faites dans le tunnel de Ricken, une méthode similaire fut mise au point pour l'excavation de deux niches dans les parois du tunnel de Bühl. Là, également, les résultats techniques et économiques étaient très satisfaisants.

Les auteurs décrivent les mesures de vibrations effectuées lors des travaux à l'explosif dans le tunnel de Ricken et donnent une analyse des résultats. Grâce à l'emploi de cordeau détonant, les vitesses de vibration restaient en-dessous des limites admissibles.

Ingenieur Georges Rotzetter, Sprengberater der Société Suisse des Explosifs, Gamsen-Brig, und Dipl.-Ing. ETH
Aldo Golta, Zürich.

Einleitung	55	Herstellen der Tunnelnischen im Bühl-Tunnel	57
Sprengversuche im Ricken-Tunnel.	55	Erschütterungsmessungen	57
Abbruch der Fundamente im Ricken-Tunnel .	55	Schlußwort	59

Einleitung

Im Ricken-Tunnel der Schweizerischen Bundesbahn sollten bei Erneuerungsarbeiten die Fundamente der Widerlager der alten Gewölbemauer beseitigt werden. Dies wurde zunächst mit konventionellen Mitteln, d. h. mit Pick-, Abbau- und Montaberthammer, Dardagerät usw., durchgeführt. Bei dem aus hartem Sandstein bestehenden und gut vermauertem Material zeigte sich schon nach wenigen Monaten, daß die Leistung zu gering war, die Abbruchkosten zu hoch wurden und der vorgesehene Zeitplan nicht eingehalten werden konnte. Die ausführende Bauunternehmung stellte daher die Frage, ob unter Berücksichtigung aller Sicherheitsfaktoren der Abbruch durch Sprengarbeit möglich wäre. Sprengtechnisch war das Problem nicht sehr schwierig, jedoch mußten die Erschütterungen in zulässigen Grenzen bleiben, um Risse in der vorhandenen Tunnelverkleidung oder Zerstörungen zu vermeiden. Dabei galt es, ein einfaches und sicheres Ladeverfahren zu finden, um ein Überladen der Sprengbohrlöcher mit den Folgen zu großer Wurfweiten des Haufwerks zu verhindern.

Sprengversuche im Ricken-Tunnel

Nach Prüfung der örtlichen Gegebenheiten wurde im ersten Sprengplan (Bild 1) eine Sprengschnur mit 40 g/m Füllgewicht als Sprengladung der Bohrlöcher vorgesehen. Die Sprengschnur wurde gewählt, weil damit den zwei erwähnten Bedingungen entsprochen werden konnte. Bei der geringen spezifischen Lademenge von etwa 200 g/fm³ konnte erwartet werden, daß die Erschütterungen gering bleiben würden. Ein weiterer Vorteil bestand darin, daß die Ladungen gebrauchsfertig angeliefert werden konnten.

Der erste Versuch brachte keinen Erfolg, wie Bild 2 zeigt. Das Tunnelmauerwerk war viel härter und zäher, als angenommen worden war. Der Sprengplan wurde deshalb unter Beibehaltung des Bohrlochschemas dahingehend geändert, daß die 40-g-Sprengschnur durch eine Sprengschnur mit 80 g/m Füllgewicht ersetzt wurde. Das Ergebnis der so durchgeführten Sprengung war schon besser, wie aus Bild 3 zu ersehen ist. Das Tunnelmauerwerk wurde zwar aufgelockert, jedoch nicht

genug, um ohne Einsatz von Druckluflhämmern entfernt werden zu können. Bei dem dritten Sprengversuch wurde die 80-g-Sprengschnur im Bohrlochtiefsten dreifach eingesetzt. Die Sprengung war diesmal erfolgreich und entsprach den Erwartungen (Bild 4).

Abbruch der Fundamente im Ricken-Tunnel

Für die drei Sprengversuche war eine zweite freie Stirnfläche in langwieriger und kostspieliger Pickhammerarbeit geschaffen worden. Um davon abzukommen, wurde zur Vereinfachung der Abbrucharbeit im endgültigen Sprengplan ein Keileinbruch vorgesehen.

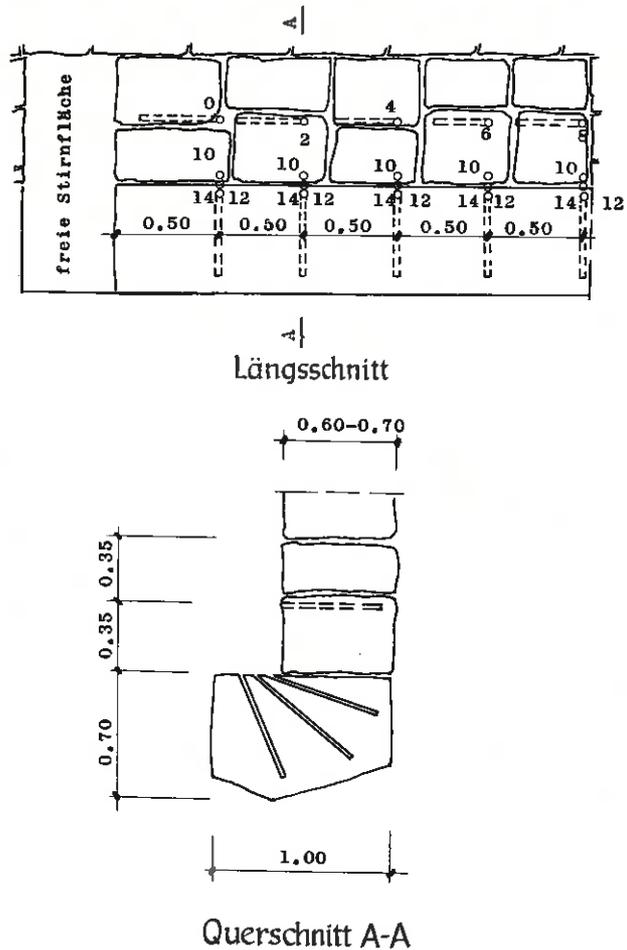


Bild 1. Erster Sprengplan für das Gewölbefundament.



Bild 2. Ergebnis der ersten Versuchssprengung.



Bild 3. Ergebnis der zweiten Versuchssprengung.



Bild 4. Ergebnis der dritten Versuchssprengung.

Das Sprengen eines Abschlags mit Doppelkeil-Einbruch gemäß Bild 5 ohne Änderung der Sprengladungen zeigte ein befriedigendes Ergebnis (Bild 6). Durch eine angemessene Abdeckung der Abschläge (Bild 7) wurden Schäden durch Stein- und Splitterwurf vermieden.

Durch die Anwendung dieses Sprengverfahrens konnten im Ricken-Tunnel fünfmal größere Leistungen als mit konventionellen Abbruchverfahren erreicht werden. Bisher wurden insgesamt rd. 600 lfd. m Fundament erfolgreich gesprengt. Wiederholt wurden mit Hilfe desselben Bohr- und Sprengplanes auch harte Sandsteinrippen in der Tunnelsohle für den Einbau neuer Sohlengewölbe mit sehr gutem Erfolg gesprengt.

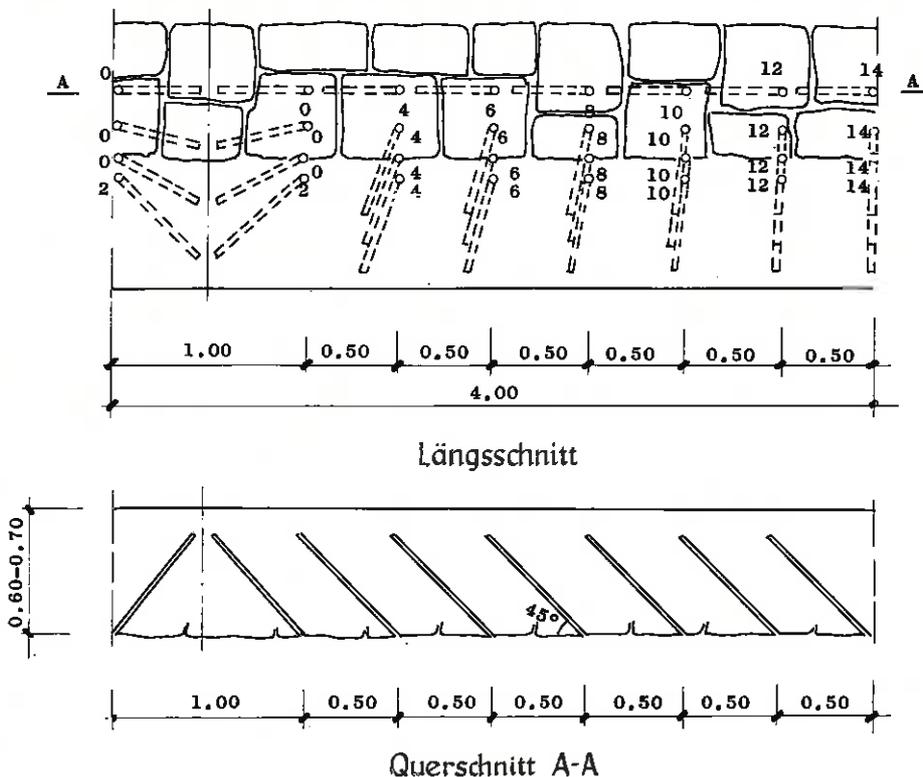


Bild 5. Endgültiger Sprengplan.



Bild 6. Ergebnis der Sprengung mit Doppelkeil-Einbruch.



Bild 7. Abdeckung der Sprengstellen.

Herstellen der Tunnelnischen im Bühl-Tunnel

Um die Sicherheit des Bahnpersonals besser zu gewährleisten, mußten in dem 90 m langen Bühl-Tunnel zwei Nischen aus dem Mauerwerk und der dahinter anstehenden Nagelfluh ausgebrochen werden. Aufgrund der im Ricken-Tunnel erzielten guten Ergebnisse entschied man sich hier auch zum Sprengen der Mauer mit 80-g-Sprengschnur. Das Ergebnis der Sprengung nach dem Bohr- und Zündplan des Bildes 8 bestätigte die Erwartungen.

Für den folgenden Ausbruch in der harten Nagelfluh wurde der gleiche Sprengplan angewandt, wobei in den Einbruchlöchern die Ladung verstärkt und im Bohrloch tiefsten die Sprengschnur vierfach eingelegt wurde. Das Ergebnis war auch in der Nagelfluh voll befriedigend. Es wurde damit gezeigt, daß selbst im Hartgestein unter ausschließlicher Verwendung von 80-g-Sprengschnur Abschläge wie im Streckenvortrieb herein-

geholt werden können. Bemerkenswert war die Genauigkeit des herausgesprengten Profils der Nischen, die mit Spritzbeton gesichert wurden.

Erschütterungsmessungen

Um Beschädigungen und Rißbildungen in der Gewölbemauer des Ricken-Tunnels zu verhindern, wurden zur Überwachung von der Firma Geotest AG, Bern, während planmäßiger Sprengungen Erschütterungsmessungen durchgeführt, wozu Beschleunigungs- bzw. Geschwindigkeitsaufnehmer verwendet wurden.

Die Lage der Meßpunkte und der Sprengstellen zeigt Bild 9. Die x-Achse der Messungen verläuft parallel, die y-Achse rechtwinklig zur Tunnelachse. Die drei gewählten Meßpunkte waren mit folgenden Aufnehmern belegt:

- Meßpunkt 1 (Gewölbemauer):
3 Beschleunigungsaufnehmer in den Richtungen x, y und z,

Zahlentafel. Meßergebnisse (b = Beschleunigung; v = Geschwindigkeit; f = Frequenz; g = Erdbeschleunigung $\approx 10 \text{ m/s}^2$)

Sprengung	Zündstufe	Meßpunkt 1									Meßpunkt 2			Meßpunkt 3	
		b (g)			f (Hz)			v (mm/s)			b (g)	f (Hz)	v (mm/s)	v (mm/s)	f (Hz)
		x	y	z	x	y	z	x	y	z	y	y	y	z	z
1	0	—	1.43	—	—	200	—	—	11.5	—	7.15	400	28	3	200—300
	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.1	400	8	—	
2	0	—	3.6	—	—	200	—	—	28	—	10	400	40	2—3	80—100
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4.5	300—400	20	—	
3	0	Aus-	14.3	30	—	450	640	—	50	75	1.4	400	5.5	1	200
	2	fall	3.6	16	—	400	640	—	14	38	0.7	400	3	2	
4	0	20	8.5	24	600	640	600	53	21	64	1	400	4	2	80—100
5	0	—	2.8	1	—	200	400	—	23	4	14.3	400	57	—	—
	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5.7	300	20	2—3	

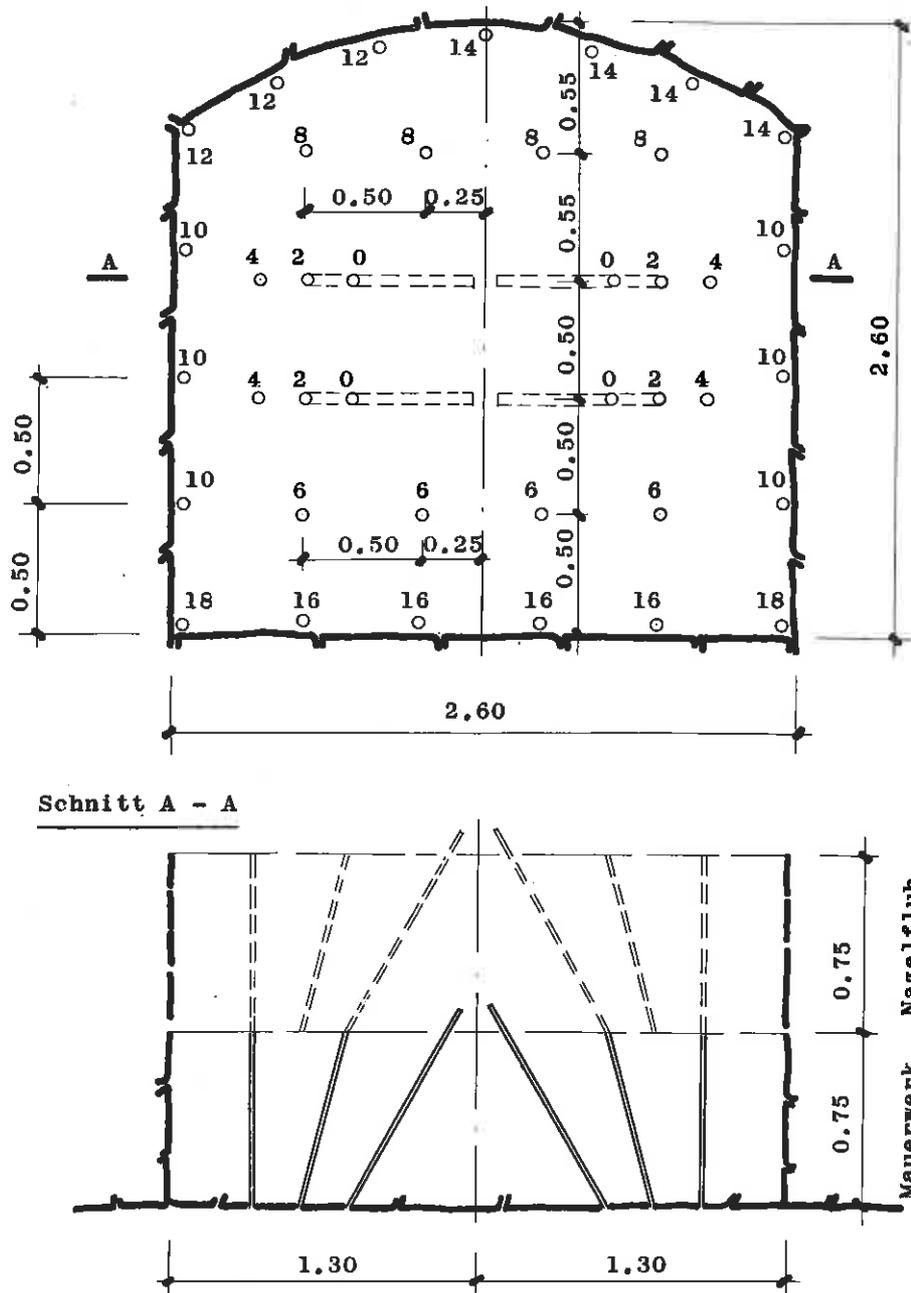


Bild 8. Bohr- und Zündplan für die Tunnelnischen.

- Meßpunkt 2 (Gewölbemauer):
1 Beschleunigungsaufnehmer in Richtung y,
- Meßpunkt 3 (Fundament der Gewölbemauer):
1 Geschwindigkeitssaufnehmer in Richtung z (vertikal).

Es wurden die Erschütterungen von 5 Sprengungen gemessen. Die Sprengungen 3 und 4 wurden unmittelbar

unter Meßpunkt 1, die Sprengung 5 unter Meßpunkt 2 ausgeführt. Die Ergebnisse der Messungen sind in der Zahlentafel zusammengestellt, in der die Meßwerte für die Zünderzeitstufe 0 (Einbruch), für welche die stärksten Erschütterungen registriert wurden, angegeben sind. Zum Vergleich sind auch einige Meßwerte für die Zünderzeitstufe 2 angeführt. Die Umrechnung

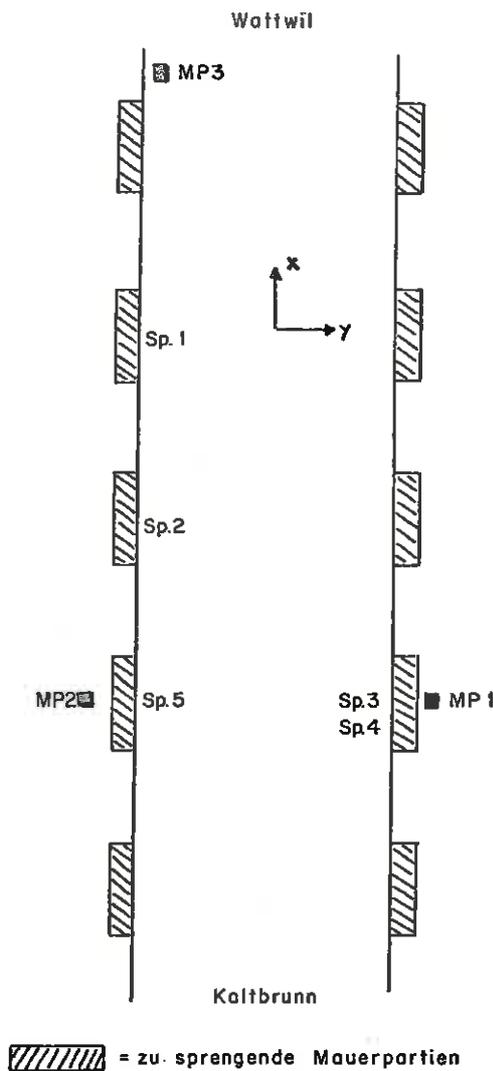


Bild 9. Schema der Anordnung beim Erschütterungsmessen (Sp = Sprengstelle, MP = Meßpunkt).

der Beschleunigungswerte b in Geschwindigkeitswerte v erfolgt nach der Beziehung (f = Frequenz in Hz)

$$v = \frac{b}{2\pi \cdot f}$$

Am Gewölbe (Meßpunkte 1 und 2) verzeichnete man für jede Zünderzeitstufe einen kurzen (10–20 ms) und harten (Frequenz > 200 Hz) Schlag. Die Erschütterungen verschiedener Zünderzeitstufen überlagerten sich nicht. Dem größten gemessenen Wert der Schwinggeschwindigkeit in vertikaler Richtung (Sprengung 3, Meßpunkt 1) entspricht bei einer Frequenz von 640 Hz ein Schwingweg von 0,02 mm.

Die Erschütterungen im Gewölbe, die als kurze und harte Schläge von hoher Frequenz auftraten, erwiesen sich trotz ihrer hohen Schwinggeschwindigkeit wegen der geringen auftretenden Schwingwege als ungefährlich. Die Grenzen der Schadensanfälligkeit nach den bekannten Kriterien in Abhängigkeit von der auftretenden Schwinggeschwindigkeit können bei derart hohen Frequenzen überschritten werden.

Schlußwort

Der Einsatz der Sprengschnüre mit hohem Füllgewicht je lfd. m hat ergeben, daß selbst hartes Mauerwerk und Gestein sprengtechnisch einwandfrei unter schwierigen Umständen ausgebrochen werden können. Dabei haben sich drei besondere Vorteile herausgestellt:

1. Mit Sprengschnurladungen ist eine hohe Profilgenauigkeit zu erzielen.
2. Die Sprengerschütterungen können auf ein unschädliches Maß verringert werden.
3. Bei Abbrucharbeiten gestaltet sich dieses Sprengverfahren weitaus wirtschaftlicher als Lösen von Hand.

Untersuchungen zur mechanischen Festigkeit und zur Wasserbeständigkeit von Sprengschnüren

Von Ruprecht Herrmann

Inhalt

Für den Einsatz von Sprengschnüren, vor allem in geneigten Großbohrlöchern, sind ihre mechanische Festigkeit und ihre Wasserbeständigkeit für die Sicherheit der Sprengarbeit von großer Wichtigkeit. Zur Feststellung dieser Eigenschaften wurden entsprechende Versuche an zwölf verschiedenen Sprengschnüren im Laboratorium und zum Teil auch in der Praxis durchgeführt. Es hat sich gezeigt, daß Sprengschnüre, die den höheren mechanischen Anforderungen der neuen Prüfbestimmungen entsprechen, ausreichend dynamisch belastbar und zerreifest sind. Auch ihre Wasserbeständigkeit reicht für den Normalfall aus.

Summary

When detonating cord is used for large-hole blasting, especially in inclined holes, its tensile strength and resistance to moisture are essential for the safety of operation. To check these properties 12 different detonating cords were tested in the laboratory and one of them also in practice. It was found that cords which meet the more severe mechanical-strength requirements of the new testing rules, have in fact a sufficient capacity of absorbing dynamic load and a sufficient breaking strength in practice. Also their resistance to moisture is sufficient under normal conditions.

Résumé

Si l'on utilise du cordeau détonant pour le tir avec gros trous, surtout dans des trous inclinés, la sécurité d'exploitation dépend en grande partie de la résistance du cordeau à la traction et à l'humidité. Pour déterminer ces propriétés 12 différents cordeaux détonants ont été mis à l'essai au laboratoire et l'un d'entre eux aussi en pratique. On a constaté que les cordeaux qui satisfont aux exigences plus sévères du nouveau règlement pour l'essai de résistance mécanique, sont en fait satisfaisants en pratique concernant leur faculté de supporter des efforts de traction dynamique et leur charge de rupture. De même, leur résistance à l'humidité suffit dans des conditions normales.

Einleitung	60	Prüfung der Wasserbeständigkeit	63
Prüfung der mechanischen Festigkeit	60	Versuche	63
Laboratoriums-Prüfungen	60	Beurteilung	63
Prüfungen in der Praxis	62	Schlußbemerkung	64

Einleitung

Bei Sprengschnüren sind neben den spezifisch sprengtechnischen Eigenschaften auch die Zugfestigkeit und die Wasserbeständigkeit, besonders für den Einsatz in Großbohrlöchern, von sicherheitlicher Bedeutung. Zur Belastung durch eine an der Sprengschnur befestigten Sprengstoffladung kommen noch die Kräfte hinzu, die beim Durchfallen oder Lösen einer im Bohrloch festgeklemmten Ladung auftreten. Als Grundlage zur Neufassung von Prüfbestimmungen¹ wurden deshalb von der Berggewerkschaftlichen Versuchsstrecke in Dortmund-Derne mit den in der Bundesrepublik Deutschland erhältlichen Sprengschnüren verschiedener Hersteller Versuche durchgeführt, die Aufschluß über folgende Fragen geben sollten:

1. Wie hoch können die dynamischen Belastungen bei Sprengschnüren in der Praxis sein?

2. Kann das bei dynamischer Belastung gegebene Verhalten mit einem statischen Verfahren geprüft werden?
3. Wie groß ist die Wasserbeständigkeit der Nitropentafüllung?

Prüfung der mechanischen Festigkeit

Laboratoriums-Prüfungen

Im Anschluß an praktische Verhältnisse sollten Gewichte von 2,5 bzw. 5 kg und Fallhöhen bis zu 3 m zugrunde gelegt werden. Für die Versuche standen insgesamt zwölf Sprengschnüre von acht Herstellern zur Verfügung. Das Ergebnis der Versuchsreihen ist in der Zahlentafel zusammengestellt. Spalte 1 gibt die Nummer an, unter der die untersuchten Sprengschnüre der Übersicht halber nach ihrer mittleren Standzeit bei der statischen Belastung mit 400 N (Spalte 2)² geordnet sind. In dem

Dr. phys. Ruprecht Herrmann, Mitarbeiter der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Abteilung Berggewerkschaftliche Versuchsstrecke, Dortmund-Derne.

¹ Anmerkung der Schriftleitung: Die Prüfbestimmungen wurden inzwischen veröffentlicht im Bundesanzeiger Nr. 161 vom 30. 8. 1974, Beilage Nr. 18/74.

² 10 N \approx 1 kp.

Zahlentafel. Mechanische Festigkeit von Sprengschnüren.

Sprengschnur Nr.	Mittlere Standzeit mit 400 N, statisch h	Fallversuche Sprengschnur gerissen				Fallversuche Sprengschnur gehalten			
		Fallhöhe m	Fallgewicht N	Energieaufnahme m · N	Dynamische Belastung N	Fallhöhe m	Fallgewicht N	Energieaufnahme m · N	Dynamische Belastung N
1	(Kleinstwert) 0	0,5	25	12,5	300	—	—	—	—
2	2,3 (0,2)	0,5	25	12,5	550	—	—	—	—
3	3 (0,05)	0,5	25	12,5	620	—	—	—	—
4	19,5 (2,9)	0,5	50	25	950	1,5	25	37,5	830
5	25 (4,8)	1	25	25	820	0,5	25	17,5	730
6	78,7 (57,5)	1	50	50	1120	0,5	50	25	910
7	> 96	1	50	50	1050	0,5	50	25	820
8	> 96	1,4	100	140	1150	1,5	50	75	890
9	> 96	1,4	100	140	1150	1,5	50	75	890
10	> 96	1,4	100	140	1150	1,5	50	75	890
11	> 96	1,4	100	140	1150	1,5	50	75	890
12	> 96	—	—	—	—	1,4	100	140	1120

darauf folgenden Zahlenblock sind die Meßwerte der dynamischen Prüfung zusammengestellt, bei der die Schnüre jeweils gerissen sind, während die im nächsten Block angegebenen dynamischen Belastungen von den Sprengschnüren eben noch ausgehalten wurden. Bei den Sprengschnüren unter Nr. 7 bis 12 wurde die statische Belastungsprüfung mit 400 N nach 96 Stunden abgebrochen, da gegenüber der geplanten Prüfdauer von 24 Stunden ein ausreichender Abstand vorhanden war und sich die Dauer der Untersuchungen nur unverhältnismäßig verlängert hätte. Die Sprengschnur unter Nr. 12 hat eine beträchtlich größere mechanische Festigkeit, als sie bei üblichen Sprengschnüren angetroffen wird.

Bevor im einzelnen auf die gestellten Fragen eingegangen wird, muß noch eine Besonderheit der dynamischen Beanspruchung von Sprengschnüren durch ein Fallgewicht hingewiesen werden. Beanspruchungen durch Fallgewichte werden üblicherweise durch das Produkt aus Fallhöhe und Gewicht $m \cdot N$ angegeben. Das Verhalten der Sprengschnur unter Nr. 4 zeigt bei den unter Energieaufnahme angegebenen Werten, daß sie mit einer Belastung von 50 N bei 25 m · N gerissen ist, während sie mit 25 N 37,5 m · N ausgehalten hat. Diese Anomalie mit der Umkehrung der Energieaufnahme, der kein Meßfehler zugrunde liegt, muß damit zusammenhängen, daß Sprengschnüre im Anschluß an den elastischen Bereich bei weiterer Dehnung einen ausgeprägten unelastischen Bereich haben. Daraus kann entnommen werden, daß die Fallhöhen, bei der die

Schnüre unter Nr. 8 bis 11 gerissen sind, über 3 m liegen würden, wenn sie nicht mit einem Gewicht von 100 N, sondern von 50 N durchgeführt worden wären. Bei diesen Fallversuchen mußten jedoch Gewichte von 100 N verwendet werden, weil nur eine Fallhöhe von 1,5 m zur Verfügung stand.

Diese Abhängigkeit der dynamischen Festigkeit von Sprengschnüren von der Größe des Fallgewichts legt an sich nahe, als Kriterium nicht die Fallenergie, sondern die beim Fall auftretende dynamische Belastung zu wählen. Da diese aber von dem Elastizitätsmodul und der Elastizitätsgrenze der Sprengschnur abhängt, würde der Entwicklung neuer Sprengschnüre jedoch eine Richtung gegeben, deren Auswirkungen nicht übersehbar sind. Eine solche Sprengschnur, die mehr gummiartig sein müßte, könnte schon wegen der dabei auftretenden Dichteschwankungen der Sprengstoffseele zu Schwierigkeiten führen.

Im Hinblick auf die eingangs gestellten Fragen zeigt die dynamische Prüfung, daß nur die Sprengschnüre unter Nr. 8 bis 12 in der Lage wären, den Fall einer Sprengstoff-Patrone mit einem Gewicht von 25 N aus 3 m Höhe auszuhalten. 50 N aus 3 m Höhe würde nur die Sprengschnur unter Nr. 12 aushalten, von der schon gesagt wurde, daß es sich hierbei nicht um eine normale Ausführung handelt. Schnüre, die 24 Stunden lang mit 400 N belastbar sind (Nr. 6 bis 12), würden durch 50 N aus 0,5 m Höhe oder 25 N aus 1 m Höhe nicht zerrissen werden.

Sprengschnüre, die die bisherige statische Prüfung (400 N, 5 min) gerade bestehen (Nr. 2 und 3), reißen schon bei einem Fall von 25 N aus 0,5 m Höhe. Hieraus folgt, daß die Festigkeit der Sprengschnüre 1 bis 3 zu gering ist, wenn ein Durchfallen einer an einer Sprengschnur befestigten Schlagpatrone mit einem Gewicht von 25 N um 0,5 m nicht ausgeschlossen werden kann. Die Sprengschnüre unter Nr. 4 und 5 unterscheiden sich nur um den Faktor 2 hiervon, obwohl sich ihre statische Standzeit schon der jetzt geforderten 24-Stunden-Prüfung nähert. Die Sprengschnüre, die die geforderte Prüfung (400 N, 24 Stunden) bestehen (ab Nr. 6), halten etwa 4mal mehr aus. Sie zerreißen nicht durch den Fall eines Gewichtes von 50 N aus 0,5 m Höhe bzw. 25 N aus 1 m Höhe.

Der Zusammenhang zwischen der statischen und der dynamischen Belastungsprüfung ist in dem Bild wiedergegeben. Im wesentlichen steigt mit der statischen auch die dynamische Festigkeit. Demnach wären beide Prüfungen bei den vorgelegten Sprengschnüren gleichwertig. Wegen der oben erwähnten Abhängigkeit der dynamischen Prüfung von dem Fallgewicht und dem Elastizitätsmodul der Sprengschnur ist aber der statischen Prüfung der Vorzug zu geben.

Prüfungen in der Praxis

Anordnung

Ergänzend zu den Laboratoriumsprüfungen wurden in einem Steinbruch praktische Versuche durchgeführt. Hier standen 14 m tiefe Großbohrlöcher von 80 mm Durchmesser mit 80° Neigung zur Verfügung. Für die Versuche wurden an die mit Nr. 3 bezeichnete Sprengschnur 2,5-kg-Patronen eines gelatinösen Gesteinsprengstoffs mit 65 mm Durchmesser angebunden. Um einen Anhaltspunkt über die auftretenden Zugbelastungen zu bekommen, wurde über dem Bohrloch ein Dreibein aufgestellt, an dem ein Dynamometer mit Schleppzeiger und eine Laufrolle montiert waren.

Durchführung

1. Versuch

Eine Patrone wurde frei fallen gelassen und kurz über dem Wasserspiegel im Bohrloch von Hand abgebremst; Ergebnis: 250 N Belastung.

2. Versuch

Zwei hintereinander angelegte Patronen wurden frei fallen gelassen; Ergebnis: 100 N Belastung. Die gefundene Minderbelastung gegenüber Versuch 1 rührte

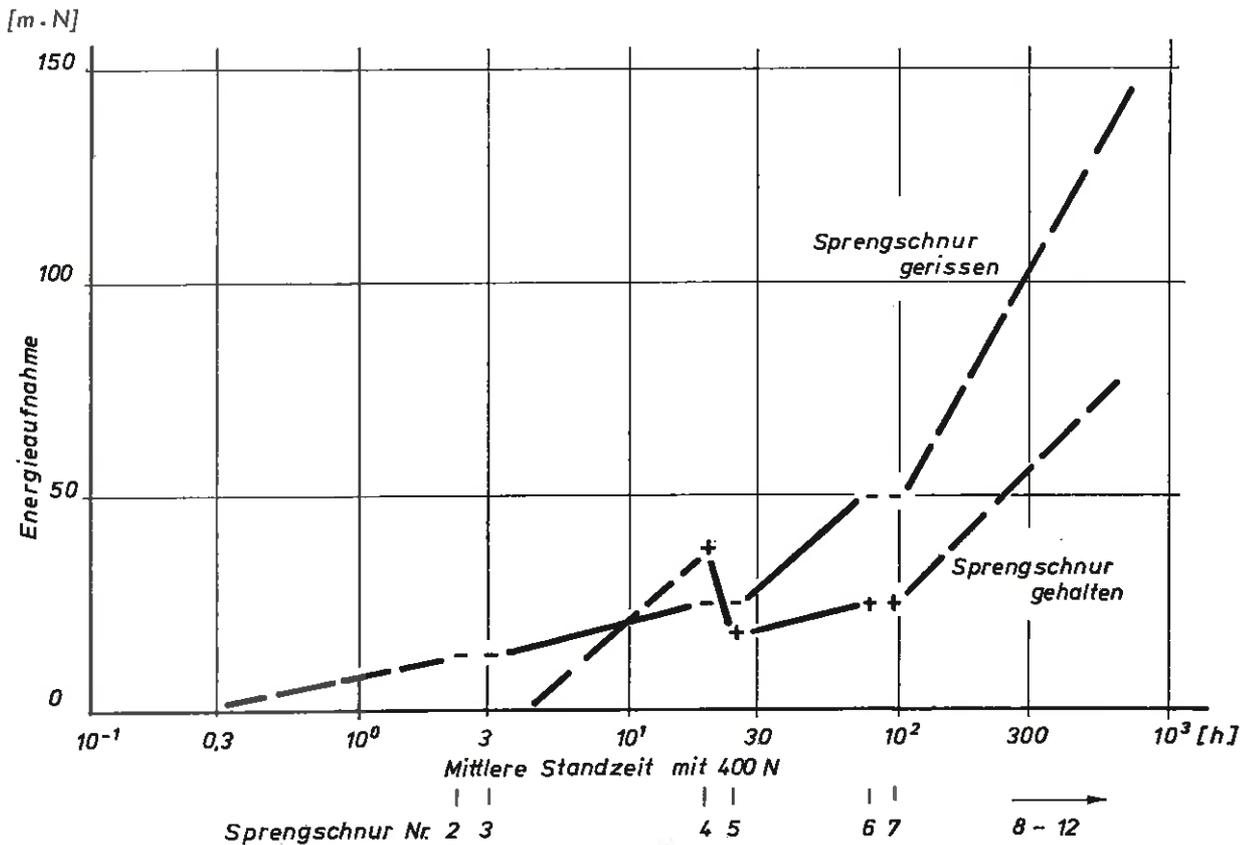


Bild. Ergebnisse der statischen und der dynamischen Belastungsprüfungen.

daher, daß sich die zwei Patronen im freien Fall gegenseitig beeinträchtigten. Im Anschluß daran wurde versucht, die beiden Patronen wieder herauszuziehen; dabei traten Belastungen von 600 N auf.

3. Versuch

Um die Festigkeit von Verbindungsstellen von Sprengschnüren gegenüber dynamischen Belastungen zu prüfen, wurden zwei Sprengschnürenden auf 20 cm Länge mit Isolierband zusammengebunden und dann kräftig auseinandergezogen. Bei einer Belastung von 400 N riß die Schnur neben der Flickstelle. Die Flickstelle selbst war nicht aufgetrennt worden.

Weitere Versuche

Anschließend wurden fünf Fallversuche in gleicher Anordnung wie bei den Versuchen 1 und 2 durchgeführt, bei denen die Patronen etwa 10 m herabfielen. Es wurden 150 N, 250 N, 200 N, 700 N, 400 N gemessen. Wurden zwei Patronen angehängt, so ergaben sich beim Abbremsen 700 N. Beim Wiederherausziehen wurden einmal 250 N und einmal 450 N gemessen.

Ferner sollte geklärt werden, inwieweit bereits ins Bohrloch eingebrachter Sprengstoff nachträglich die eingeführte Sprengschnur auf Zug beansprucht. Eine Schlagpatrone wurde bis ins Bohrlochtiefste eingeführt, oberhalb des Bohrlochs am Dynamometer befestigt und dann nachgeladen. Dabei traten keine zusätzlichen Belastungen auf. Bei einem zweiten Versuch wurde die Patrone 1 m über dem Bohrlochtiefsten festgehalten, wobei sie sich im Wasser befand. Beim Nachladen traten 100 N Belastung auf.

Ein weiterer Versuch wurde in der Weise durchgeführt, daß beim Herablassen der Schlagpatrone die übrigen Patronen sofort nachgeladen wurden. Es ergaben sich 125 N und 150 N Belastung. Dabei betrug die Gesamtsprengstoffmenge 20 kg.

Der Versuch, bei dem eine Schlagpatrone 1 m über dem Bohrlochtiefsten festgehalten und dann nachgeladen wurde, wurde wiederholt; Ergebnis: 90 N Belastung. Dieser Versuch wurde in einem neuen Bohrloch so abgewandelt, daß die Schlagpatrone nun 1 m über der Wasseroberfläche festgehalten und dann das Bohrloch geladen wurde. Dabei traten stoßartige Belastungen von 500 N auf; die statische Belastung betrug 200 N.

Beurteilung

Aus diesen Versuchen geht hervor, daß beim praktischen Einsatz von Sprengschnüren Kräfte auftreten, die eine

Prüfung mit 400 N für die Dauer von 24 Stunden rechtfertigen. Es ist daraus weiter zu entnehmen, daß sorgfältig hergestellte Flickstellen, kurzzeitig beansprucht, eine gleichwertige Festigkeit haben.

Prüfung der Wasserbeständigkeit

Versuche

Sprengschnüre haben normalerweise einen wasserfesten Überzug, dessen Wirksamkeit bei der Zulassungsprüfung untersucht wird. Für die Praxis ist es darüber hinaus wichtig zu wissen, welche Wirkungen Bohrlochwasser hat, das am offenen Ende einer Sprengschnur eindringt. Es ist keineswegs so, daß Sprengschnüre beliebig viel Wasser aufnehmen können, ohne daß dadurch ihre Detonationsfähigkeit beeinträchtigt wird. Zwar konnte ein 24 cm langes Stück einer Sprengschnur (ähnlich wie unter Nr. 12), das senkrecht 19 cm tief in Wasser eintauchte, nach 43 Stunden am trockenen Ende mit einer zugelassenen Aluminium-Sprengkapsel vollständig gezündet werden. Jedoch war das bei einer Sprengschnur, die nach vorherigem Evakuieren wirksamer durchfeuchtet wurde, nicht mehr der Fall.

Eine Reihenuntersuchung hat gezeigt, daß bei nur 11 cm Wasserhöhe nach 8 Stunden eine zuverlässige Zündung nicht mehr möglich ist. Der Wassergehalt des Nitropentas an dieser Zündstelle betrug etwas mehr als 6%. Um einen Überblick über das Wasseraufnahmevermögen der Sprengschnüre zu bekommen, wurden 30 cm lange Stücke 20 cm tief in Wasser eingetaucht. Die äußeren Enden befanden sich also 10 cm über dem Wasserspiegel. Nach 24 Stunden Lagerdauer ergaben sich folgende Wasseranteile:

im Tiefsten	9,45%,
in 10 cm Höhe	4,02%,
an der Wasseroberfläche	1,07%,
am äußeren Ende	0,29%
(10 cm über der Wasseroberfläche).	

Trockenes Nitropenta aus der gleichen Sprengschnur enthielt 0,1% Wasser. Wie zu erwarten, waren diese Sprengschnüre vom Tiefsten her nicht mehr zu zünden, während an ihrem anderen Ende eine Zündung möglich war.

Beurteilung

Aus diesen Versuchsergebnissen kann entnommen werden, daß sich Sprengschnüre mit ungeschützten

offenen Enden nicht beliebig lange unter Wasser befinden dürfen, ohne in ihrer Wirksamkeit beeinträchtigt zu werden. Die Zeit, die bis zur Phlegmatisierung vergeht, hängt von der Wasserhöhe ab. Eine zahlenmäßige Erfassung dieser Abhängigkeiten in einer für die Praxis brauchbaren Form wäre nur mit großem Aufwand möglich, der angesichts der Zuverlässigkeit der Sprengschnurzündung auch in nassen Bohrlöchern nicht gerechtfertigt erscheint. Auf jeden Fall sollten aber die Sprengschnurenden abgedichtet werden, wenn bei größeren Wasserhöhen längere Standzeiten vor der Sprengung zu erwarten sind (vgl. Unfallverhütungsvorschrift „Sprengarbeiten“ § 43 Abs. 1).

Schlußbemerkung

Aufgrund von systematischen Laborversuchen konnte gezeigt werden, daß Sprengschnüre bei den angenommenen dynamischen Belastungen während der Ladearbeit ausreichend zerreifest sind, wenn sie bei einer Prüfung 24 Stunden lang eine statische Belastung von 400 N ausgehalten haben. Dieses Ergebnis wurde durch praktische Versuche bestätigt.

Die Wasserfestigkeit der Sprengschnüre ist für den Normalfall ausreichend. Die offenen Enden sollten jedoch abgedichtet werden, wenn längere Standzeiten bei größerer Wasserhöhe zu erwarten sind.

Erschütterungen und Gebäudeschäden

Von Hermann Bendel

Inhalt

Das Ausmaß der Schadenswirkung von Erschütterungen durch Sprengen oder Rammen hängt sowohl von der Schwinggeschwindigkeit und der Frequenz der Erschütterungswellen als auch von der Entfernung betroffener Gebäude und deren Zustand ab. Die Zusammenhänge werden untersucht und die Ergebnisse in Zahlentafeln übersichtlich geordnet.

Für die Planung von Sprengarbeiten in besiedelten Gebieten werden eine Vorausberechnung der zulässigen Sprengstofflademengen und die Anlegung eines entsprechenden Zonenplanes empfohlen. Bei der Überwachung von Sprengarbeiten werden zwei Geräteanlagen verwendet, mit denen die Erschütterungen laufend gemessen und aufgezeichnet werden.

Bei der Beurteilung von Gebäudeschäden ist von einer Bestandsaufnahme der gefährdeten Gebäude auszugehen, damit zwischen alten und neuen Rissen im Mauerwerk unterschieden werden kann. Eine statistische Beurteilung von Gebäuderissen erlaubt an Hand von Diagrammen die Aussage, mit welcher Wahrscheinlichkeit Rizunahmen eingetreten sind. An einem Beispiel wird diese Möglichkeit erörtert.

Summary

The extent of damages caused to buildings by blasting or ramming operations in the vicinity depends on the velocity and the frequency of the vibration waves on the one hand and the distance and the state of repair of the buildings on the other. These interrelations are investigated by the author; the results are represented in clearly arranged tables.

For the planning of blasting operations in inhabited areas it is recommended to precalculate the admissible weight of the charges and to prepare a plan subdivided into zones of risk. To control the effect of blasting operations and to measure continuously the vibrations two types of recorders are used.

A correct assessment of the damages caused to buildings pre-supposes a preliminary survey of the state of the buildings exposed to damages so that old and new fissures in the brickwork can be distinguished. A statistical assessment of the fissures, based on diagrams, permits to determine the degree of probability of new fissures having formed. An example is given to show the application of this method in practice.

Résumé

Le degré de dégradation d'un immeuble causée par des travaux à l'explosif ou au mouton dans le voisinage dépend d'une part de la vitesse et la fréquence des ondes de vibration et d'autre part de la distance et de l'état des édifices en question. Ces relations font l'objet d'une étude de l'auteur; ses résultats sont présentés sous forme de tableaux succincts.

Avant de passer à l'exécution de dynamitages dans des régions habitées on devrait précalculer les charges admissibles d'explosifs et établir un plan de tir subdivisé en zones de risque. Pour le contrôle de l'exécution des travaux on se sert de deux types d'instruments qui permettent la mesure et l'enregistrement continue des vibrations.

Un jugement objectif sur la dégradation d'immeubles doit se baser sur une inspection préalable et un inventaire des édifices exposés au risque afin qu'on puisse distinguer les fissures nouvelles dans la muraille d'avec les fissures préexistantes. Une analyse statistique des fissures, à l'aide de diagrammes, permet de déterminer le degré de probabilité de la formation de fissures récentes. L'auteur donne un exemple pour expliquer l'application pratique de cette méthode.

Dr. Hermann Bendel, Geotechnisches Ingenieurbüro,
Luzern.

Einleitung	65	Beurteilung von Gebäudeschäden	67
Schadenswirkung von Erschütterungen	65	Bestandsaufnahme	67
Erschütterungsintensitäten	66	Statistische Beurteilung von Gebäuderissen	68
Messen	66	Beispiel	69
Zulässige Sprengstofflademengen und Zonenplan	66		
Dauerüberwachung	67	Schrifttum	71

Einleitung

Durch Sprengen oder Rammen wird Energie im Boden freigelegt, die sich in Form von Erschütterungswellen fortpflanzt. In einem homogenen, isotropen, elastischen Halbraum entstehen drei hauptsächliche Wellentypen, die sich mit unterschiedlicher Geschwindigkeit im Gestein ausbreiten. Sie haben unterschiedliche Frequenzen; ihre Intensität wird mit zunehmender Distanz verschieden stark gedämpft.

In Abhängigkeit von der freiwerdenden Energie und von der Entfernung des Bauwerks überwiegt der eine oder andere Wellentyp intensitätsmäßig, und zwar überwiegen im

- nahen Bereich: die höherfrequenten Longitudinalwellen ($f > 80$ Hz),
- mittleren Bereich: die mittelfrequenten Transversalwellen,
- entfernten Bereich: die niederfrequenten Oberflächenwellen ($f < 20$ Hz).

Schadenswirkung von Erschütterungen

Das Durchlaufen einer Erschütterungswelle regt ein Bauwerk zu Schwingungen an. Maßgebend für die Schwingungsform eines Gesamtbaus oder eines Bauteils ist das Verhältnis der Eigenfrequenz zur aufgezwungenen Frequenz durch die eintreffende Welle (Zahlentafel 1).

Für die Beanspruchung eines Bauteiles durch Erschütterungen sind die dynamischen Zusatzspannungen maßgebend. Diese lassen sich im Frequenzbereich 10—300 Hz wie folgt abschätzen:

- Bei mittleren Frequenzen treten Resonanzerscheinungen an Decken und Wänden (als Platten) durch Biegeschwingungen auf. Dadurch entstehen Biegezugspannungen. Der Scheitelwert der Biegezugspannungen σ_{dyn} — und somit die Schadenswirkung einer Erschütterung — ist der Maximalamplitude der Bewegungsgeschwindigkeit V eines Gebäudeteiles proportional [1]:

$$\sigma_{dyn} = \alpha \sqrt{E\rho} \cdot V \tag{1}$$

Zahlentafel 1. Einfluß der Frequenz auf die Erschütterungsbeanspruchung.

Frequenzbereich Hz	0 bis 5	5 bis 10	10 bis 80	> 80
Erschütterungsquelle	Maschinen			
	Erdbeben	Verkehr und Rammen	Rammen und Sprengungen	Sprengungen
Eigenfrequenzen	Ganzes Haus		Wände u. Decken quer zur Mittelachse	Wände u. Decken parallel zur Mittelachse
	Hochbauten	Niedrige Bauten		
Schwingungsform	Das Haus führt als Ganzes Scher- u. Biegeschwingungen aus		Kombination	Wände u. Decken führen Biege- und Dehnungsschwingungen aus
Dynamische Beanspruchung	Durch Trägheitskräfte			Durch Biege- und Dehnungsspannungen
Kennzeichnende kinematische Größe	Beschleunigung			Schwinggeschwindigkeit

Hierin ist

- E = Elastizitätsmodul des Materials,
- ρ = Materialdichte,
- α = Formbeiwert = $1 \div 2,5$.

- Bei hohen Frequenzen über 80 Hz treten Resonanzerscheinungen an Decken und Wänden (als Scheiben) durch Dehnungsschwingungen auf. Der Scheitelwert der Zugspannungen σ_{dyn} — und somit die Schadenswirkung von Erschütterungen — ist ebenfalls dem Maximalwert V der Bewegungsgeschwindigkeit proportional:

$$\sigma_{dyn} = \beta \sqrt{E\rho} \cdot V \tag{2}$$

Der Formbeiwert β liegt nahe bei 1 [2].

Die maßgebende materialtechnische Kenngröße der Be-

anspruchung ist der Wellenwiderstand $\sqrt{E\rho}$. In Abhängigkeit des Werkstoffes und seiner Zugfestigkeit lassen sich die in der Zahlentafel 2 angeführten Schadensschwelle bestimmen.

Zahlentafel 2. Schadensschwelle für verschiedene Werkstoffe.

Werkstoff	Zugfestigkeit σ_z	Wellenwiderstand $\sqrt{E\rho}$	Schadensschwelle $V_{max} = \frac{\sigma_z}{\sqrt{E\rho}}$
	kg/cm ²	kg s/cm ³	mm/s
Kalkmörtel	0,5	0,25 ÷ 0,5	10
Backsteinmauerwerk	2 ÷ 4	0,2 ÷ 0,4	50
Unbewehrter Beton	10 ÷ 15	0,7 ÷ 1	100

1 kg = 1 kp

Ausgehend von diesen Schadensschwelle läßt sich eine allgemeine Schadensskala in Abhängigkeit von der Bewegungsgeschwindigkeit V (Zahlentafel 3) aufstellen [9], die für Biegeschwingungen gilt.

Zahlentafel 3. Schadensskala in Abhängigkeit der Bewegungsgeschwindigkeit V.

Geschwindigkeit V mm/s	Schadenswirkung
0 ÷ 5	Leichte Schäden sehr unwahrscheinlich (Erschütterungen sind spürbar)
5 ÷ 10	Leichte Schäden unwahrscheinlich (Klirren von Fensterscheiben)
10 ÷ 20	Abblättern des Kalkanstriches, dünne Putzrisse
20 ÷ 30	Abbröckeln von Putz, dünne Risse in Trennwänden
30 ÷ 50	Risse in Trennwänden
50 ÷ 100	Risse in Tragwänden
> 100	Risse in Eisenbeton

Für die praktische Durchführung von Erschütterungsmessungen ist nicht so sehr diese Schadensskala wesentlich, sondern die Frage nach der Schadensschwelle, die erfahrungsgemäß in dem in der Zahlentafel 4 angegebenen Bereich liegt und oberhalb der die ersten Schäden auftreten können. Darüber besteht ein umfangreiches Schrifttum, wobei die Angaben stark streuen. Bei der Schadensempfindlichkeit sind mehrere Faktoren zu berücksichtigen:

— Da der Ort größter Schwingungsausschläge unbekannt ist, wird empirisch als Meßpunkt die Eintrittsstelle der Erschütterung in das Bauwerk festgelegt, d. h. die Fundamentmauer auf Terrainhöhe in Richtung

der Immissionsstelle (zumeist ein Kellerfenstersims). Bei großen Gebäuden empfiehlt es sich, zusätzliche Meßpunkte in den oberen Stockwerken und auf den der Immissionsstelle abgewandten Fundamenten anzuordnen. Dadurch können die Dämpfungseigenschaften des Gebäudes einigermaßen erfaßt werden.

— Höhere Frequenzen (von etwa 80 Hz ab) sind weniger schädlich als niedrigere.

— Das Baumaterial (Zahlentafel 2).

— Der bauliche Zustand.

Es ist sehr fragwürdig, gemäß DIN 4150 [4] für Gebäude mit sichtbaren Schäden niedrigere Schadensgrenzen anzunehmen. Neuere Gebäude sind eher schadenanfällig als alte, da letztere ihren Spannungsgleichgewichtszustand schon besser erreicht haben.

— Die Anzahl der Erschütterungen.

Dauernde Erschütterungen, z. B. bei Rammarbeiten, sind schädlicher als gelegentliche (z. B. bei Sprengungen).

Erschütterungsintensitäten

Messen

Innerhalb des bei technischen Erschütterungen (Rammen, Sprengen) hauptsächlich auftretenden Frequenzbereiches ($\sim 5 - 300$ Hz) beansprucht das Messen der Bewegungsgeschwindigkeit eines Gebäudeteils und der ihr zuzuordnenden Hauptfrequenz das größte Interesse.

In der Praxis hat sich allgemein durchgesetzt, nicht nur die cartesischen Einzelkomponenten V_x , V_y , V_z , sondern direkt den räumlichen Erschütterungsvektor V_R zu messen. Für eine sachgemäße Beratung bei Erschütterungsproblemen infolge Rammarbeiten (Spundwände, Pfähle) oder bei Sprengungen (Steinbrüche, Baugrubenaushub, Stollenbauten) sind zwei wesentliche Maßnahmen erforderlich: die Beschränkung der Sprengstofflademengen und die Überwachung.

Zulässige Sprengstoffladungen und Zonenplan

Die Abhängigkeit zwischen dem Erschütterungsvektor, der Energie und der Entfernung wird durch folgendes semiempirisches Gesetz ausgedrückt.

$$V_R = K \frac{Q^\alpha}{D^\beta} \quad (3)$$

Darin bedeutet

V_R = Gesamterschütterungsvektor in mm/s,

Q = Lademenge je Zünderzeitstufe in kg oder Rammenergie je Schlag in tm,

D = Distanz Sprengstelle — Meßstelle in m.

Über den Streubereich der drei Koeffizienten α , β , K liegen viele Untersuchungen vor. Ergänzt durch eigene Messungen lassen sich diese wie folgt zusammenfassen:

- Der Ladungsexponent α variiert von 0,5—1. Meistens darf $\alpha = 0,5$ gesetzt werden.
- Der Abklingexponent β variiert je nach vorherrschendem Wellentypus von 1—1,5.
- Der Übertragungsfaktor K variiert in Abhängigkeit des Gesteins, und zwar bei Sprengungen
 - für $\beta = 1$ von 100 bis 400,
 - für $\beta = 1,5$ von 800 bis 3500.

Bei einer Baustellenberatung wird bei Versuchssprengungen mit verschiedenen Lademengen und in verschiedenen Entfernungen mit einer Großmeßanlage (Bild 1)

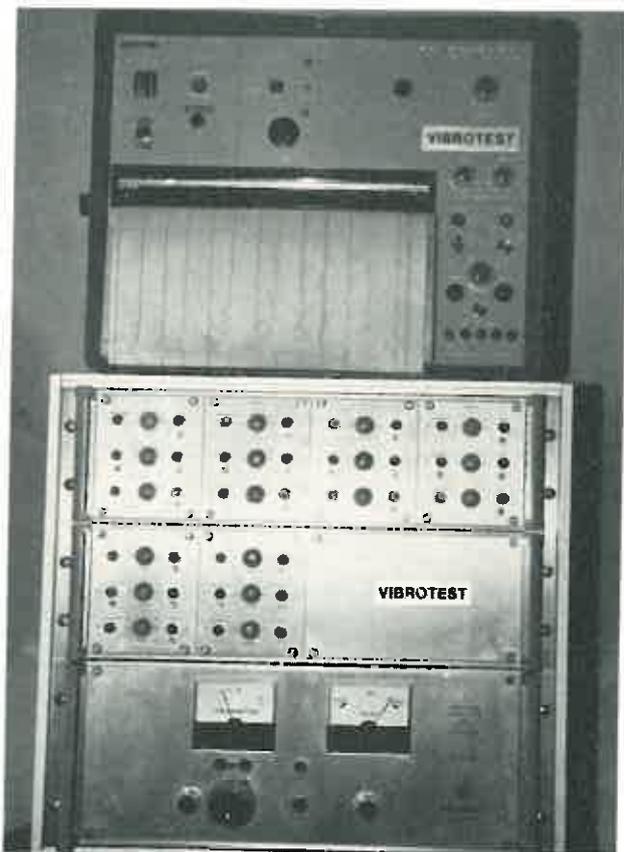


Bild 1. Erschütterungsmeßanlage.

an mehreren Stellen die Erschütterungsintensität gemessen. Die Erschütterungsvektoren V werden auf doppeltlogarithmischem Papier aufgetragen. Abschnittsweise, d. h. im Bereich eines vorherrschenden Wellentyps, ordnen sich die Meßergebnisse gemäß Formel (3) auf einer Schar von Geraden mit dem Parameter Q . Daraus lassen sich die 3 Koeffizienten α , β , K berechnen. Für die gewählte zulässige Erschütterungsintensität werden hierauf die kritischen Distanzen berechnet und in Form

eines Zonenplanes der zulässigen Lademenge aufgezeichnet (Bild 2).

Dauerüberwachung

Das aus den Versuchsmessungen gewonnene Erschütterungsbild gilt örtlich. Das Gestein wechselt jedoch seine Eigenschaften, und damit ändern sich auch die Erschütterungsverhältnisse. Es ist zweckmäßig, die während der Arbeiten tatsächlich auftretenden Erschütterungen mit einer Dauerüberwachungsanlage unter Kontrolle zu halten. Damit wird folgendes bezweckt:

- Überwachung des Betriebes auf Einhaltung des vorgeschriebenen Sprengschemas.
- Anpassung der zulässigen Energie an die örtlichen Verhältnisse im Sinne einer Optimierung der Sprengarbeiten.
- Schaffung einer Dokumentation für den Fall späterer Auseinandersetzungen.

Für die Überwachungen haben sich bei den Verhältnissen in der Schweiz zwei Geräteanlagen bewährt: der Vibroprinter und der Vibroscript mit Spezialzündmaschine. Bei dem Vibroprinter (Bild 3) wird von jeder Erschütterung die Zeit, das Datum, die resultierende Geschwindigkeit $V_{R \max}$ und die Hauptfrequenz ausgedruckt. Bei der Meßanlage des Vibroscripts (Bild 4) wird bei jeder Sprengung der rasche Papiervorschub des Schwingungsmeßgerätes durch eine Spezialzündmaschine selbsttätig ausgelöst und nach der Sprengung wieder gestoppt. Der Verlauf der Erschütterung wird in einem vollständigen Schwingungsbild festgehalten.

Bei jeder Dauerüberwachung der Sprengerschütterungen hat der ausführende Sprengunternehmer ein unterteiltes Sprengprotokoll zu führen.

Beurteilung von Gebäudeschäden¹

Erschütterungen können Gebäudeschäden verursachen. Sie bewirken besonders Ärger bei Auseinandersetzungen unter den Beteiligten, wenn es um die Abschätzung dieser Schäden und der daraus erwachsenden Kosten geht. Im folgenden wird ein Verfahren dargelegt, mit dem eine möglichst neutrale Beurteilung angestrebt wird.

Bestandsaufnahme

Vor Beginn immissionsverursachender Bauarbeiten sind amtliche Bestandsaufnahmen aller Bauwerke zu erstellen. Der Radius der Zone, in welcher Objekte aufzunehmen sind, wird von der Erschütterungsempfindlichkeit der Gebäude und von den zu erwartenden Erschütterungsintensitäten bestimmt. Diese wiederum hängen von den

¹ Anmerkung der Schriftleitung: Vgl. Böttcher/Wüstenhagen „Über die Beurteilung von Sprengerschütterungen und Bauwerksschäden“. Nobel Hefte 41 (1975), H. 1, S. 1—14.

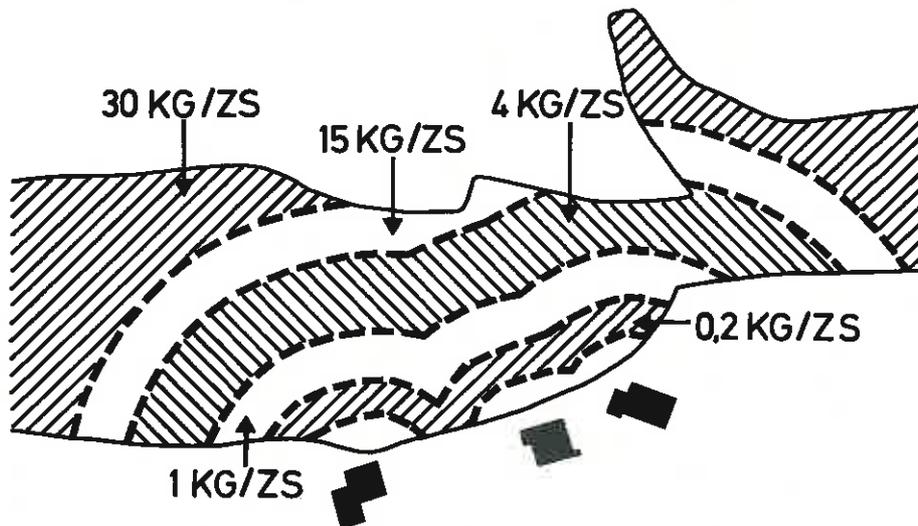


Bild 2. Zonenplan der zulässigen Sprengstofflademengen im Falle N 3 Altendorf.

Lademengen, den Bodenübertragungseigenschaften sowie den örtlichen Verhältnissen ab. Eine Abschätzung des Gefahrenradius kann mit der Formel (3) erfolgen. Setzt man die höchsten Übertragungsfaktoren K bzw. eine für Backsteinhäuser in der Regel zulässige Erschütterungsintensität $V_R = 10 \text{ mm/s}$ ein, so ergeben sich folgende Richtwerte:

$Q = 0,1 \text{ kg/Zünderzeitstufe}$ bei $D \sim 15 \text{ m}$ Abstand,

$Q = 1 \text{ kg/Zünderzeitstufe}$ bei $D \sim 50 \text{ m}$ Abstand,

$Q = 10 \text{ kg/Zünderzeitstufe}$ bei $D \sim 120 \text{ m}$ Abstand.

Nach Abschluß der Sprengarbeiten empfiehlt es sich, unmittelbar anschließend Schlußprüfungen über den Zustand der Häuser vorzunehmen. Zusätzliche Risse entstehen nämlich in jedem Hause auch ohne Immissionswirkung. Die nächste Aufgabe besteht darin, bei den festgestellten neuen Schäden zu beurteilen, inwieweit es sich um Eigenriß- bzw. Immissionsrißbildung handelt.

Statistische Beurteilung von Gebäuderissen

Unmittelbar nach Erstellen eines Gebäudes entstehen Risse. Diese Schadensbildung setzt sich über Jahrzehnte fort. Die Rißzunahme ist von verschiedenen Faktoren

abhängig, beispielsweise von den verwendeten Baustoffen, von der Bauweise, von der Gründung, vom Alter und von allfälligen Ausbesserungen. Über diese Eigenrißbildung weiß man wenig. — Mit der statistischen Beurteilung hat sich Maurer [8] befaßt. — Die einzige für alle Haustypen verwendbare Vergleichsgröße ist das Gebäudealter a . Vor Baubeginn werden x Risse gezählt. Die Bauzeit beträgt t Jahre. Während der Bauzeit entstanden r Risse. Die Frage, wie viele der r -Risse der Immission bzw. der natürlichen Alterung des Gebäudes zuzuschreiben sind, kann mittels eines wahrscheinlichkeitstheoretischen Modells behandelt werden.

Die beste Schätzung der mittleren natürlichen Rißzunahme während einer Bauzeitdauer ist

$$\hat{\mu} = \frac{x}{a} \cdot t.$$

Dieser Wert $\hat{\mu}$ ist mit etwa 50% Wahrscheinlichkeit größer oder kleiner als die wahre, aber unbekannt natürliche Rißzunahme. Die Streuung von $\hat{\mu}$ beträgt

$$s(\hat{\mu}) = \frac{\sqrt{x} \cdot t}{a}.$$

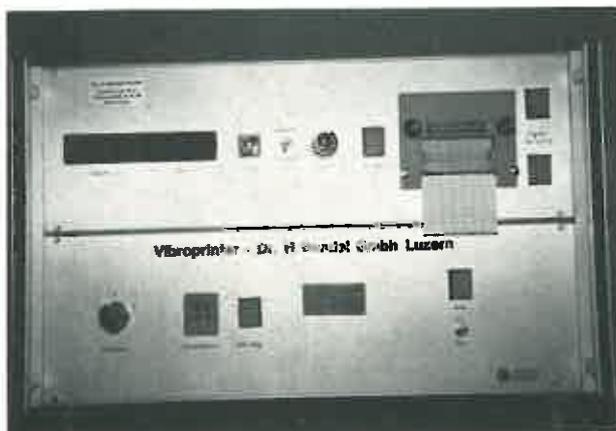


Bild 3. Vibroprinter.



Bild 4. Vibroscript und Spezialzündmaschine.

Je älter das Gebäude, desto kleiner ist die Streuung von $\hat{\mu}$. Damit lassen sich einfache untere Vertrauensschranken für die mittlere natürliche Rißzunahme definieren:

$$\hat{\mu}(0,84) = \frac{(x - \sqrt{x}) \cdot t}{a}$$

$$\hat{\mu}(0,97) = \frac{(x - 2\sqrt{x}) \cdot t}{a}$$

Ausgehend von der gewählten mittleren natürlichen Rißzunahme (m) läßt sich nun die Frage beurteilen, ob die Sprengarbeiten einen Einfluß auf die Rißbildung hatten. Das Beurteilungskriterium ist die Wahrscheinlichkeit, daß m größer oder kleiner als r ist. Zur Erklärung kann Bild 5 mit folgendem Beispiel dienen. Eine für m = 10 festgestellte Rißzunahme von 16 Rissen hat nur eine Wahrscheinlichkeit von 5%, daß die Bautätigkeit keinen Einfluß hatte; bei r = 5 Rissen beträgt diese Wahrscheinlichkeit 95%.

Beispiel

Für einen Baugrubenaushub durch Sprengungen mitten in Olten wurden bei 32 Häusern Zustandsaufnahmen und Schlußprüfungen ausgeführt. Unter Zugrundelegung der „gerechtesten“ Schadenserwartung ($m = \frac{x}{a} \cdot t$,

ungefähre Wahrscheinlichkeit 50%) läßt sich die Kurve der zu erwartenden anteiligen Rißzunahme normieren (Bild 6). In dieses Bild sind die beobachteten Risse eingetragen. Beim Gebäudealter ist zu berücksichtigen, daß Ausbesserungen eine Altersverschiebung bedingen. Ein renoviertes Haus verhält sich vor allem in den ersten 5 bis 10 Jahren wieder wie ein neues Haus.

Der Aussagewert der Kurve der theoretischen Eigenrißbildung besteht darin, daß die festgestellten Rißbildungen r, die unterhalb der Kurve liegen, mit mindestens 50% Wahrscheinlichkeit als Eigenrißbildungen gedeutet werden können. Bei diesen Gebäuden wurde eine Entschädigung abgelehnt.

Bei den übrigen Gebäuden wurde eine Kostenberechnung für die Behebung der Rißschäden durchgeführt, indem vorerst eine Einteilung in feine, mittlere und kräftige Risse vorgenommen wurde. Die Länge der Risse wurde ermittelt und unter Ansatz von Einheitspreisen für das Ausbessern und für die erforderlichen Umgebungsarbeiten eine theoretische Schadenssumme errechnet. Davon wird dem Hausbesitzer jedoch nur der prozentuale Anteil vergütet, der über der Eigenrißbildungskurve liegt. Dies entspricht einer Wahrscheinlichkeit von näherungsweise 50%; d. h. diese Schätzung

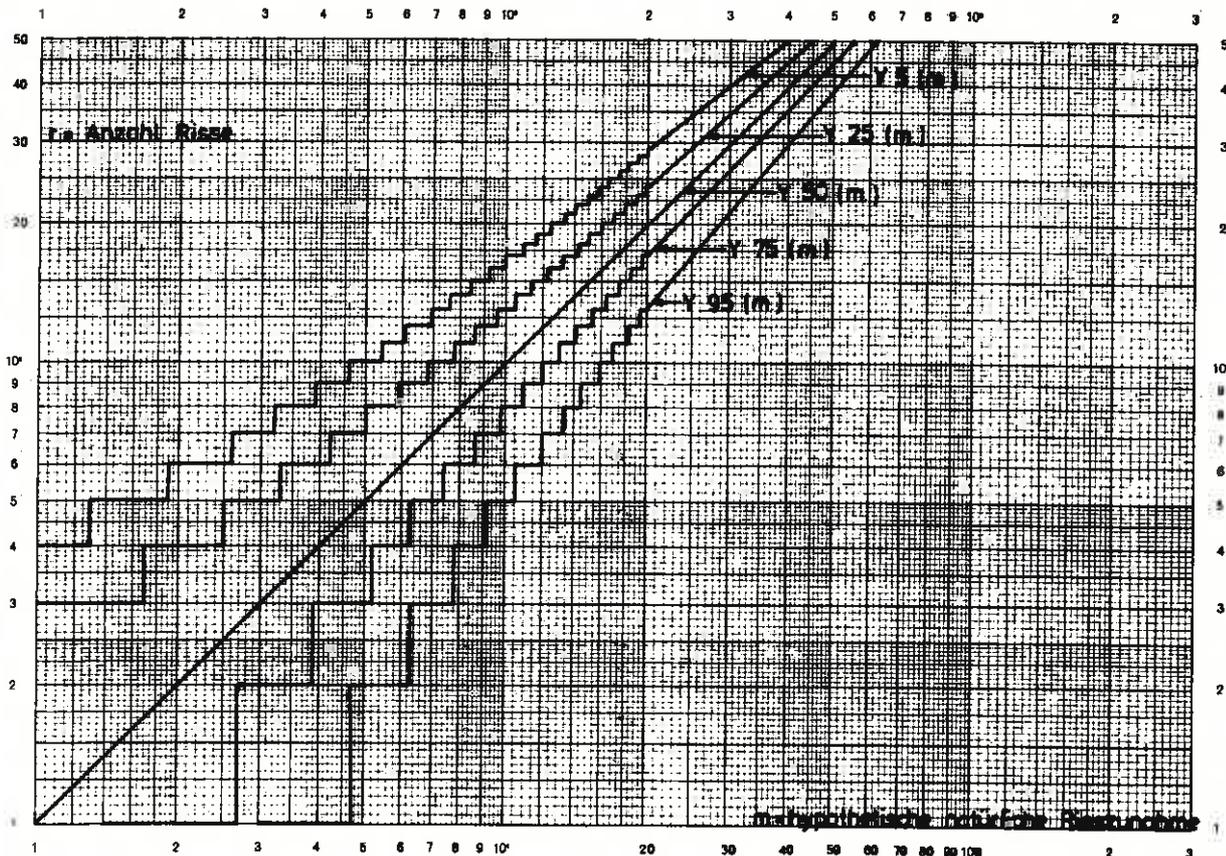


Bild 5. Wahrscheinlichkeit natürlicher Rißzunahmen.

Zahlentafel 4. Die Schadensschwelle von Erschütterungen. Meßgröße: Maximalamplitude des Gesamtvektors der Bewegungsgeschwindigkeit des Meßpunktes

$$V_{R \max} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2 + V_z^2} \text{ in mm/s.}$$

Baumaterial	Bruchsteinmauerwerk,		Backsteinmauerwerk		Eisenbeton, Stützmauern,	
Bauwerk	Ruinen, Riegelbauten		Wohnhäuser		Industriebauten	
Erschütterungen	gelegentliche (Sprengungen)	dauernde (Rammungen)	gelegentliche (Sprengungen)	dauernde (Rammungen)	gelegentliche (Sprengungen)	dauernde (Rammungen)
Frequenzbereich						
8 — 80 Hz	5—10	2,5—5	10—15	5—10	30—50	15—25
> 80 Hz	≥10		≥15		≥50	

Schadenswahrscheinlichkeit an Häusern bei geringfügiger Überschreitung der Schadensschwelle:

leichte Schäden = Öffnen bestehender Risse, Entstehen von Putzrissen, Abbröckeln von Putzteilen, Ablättern des Anstriches

Meßort:

Eintrittsstelle der Erschütterung in das Bauwerk (Fundamentmauer auf Terrainhöhe)

Schrifttum:

Haller, Süssstrunk, Norm DIN 4150, Ciesielski, Bendel, Baule [unveröffentl.] [3] [4] [5] [6] [7]

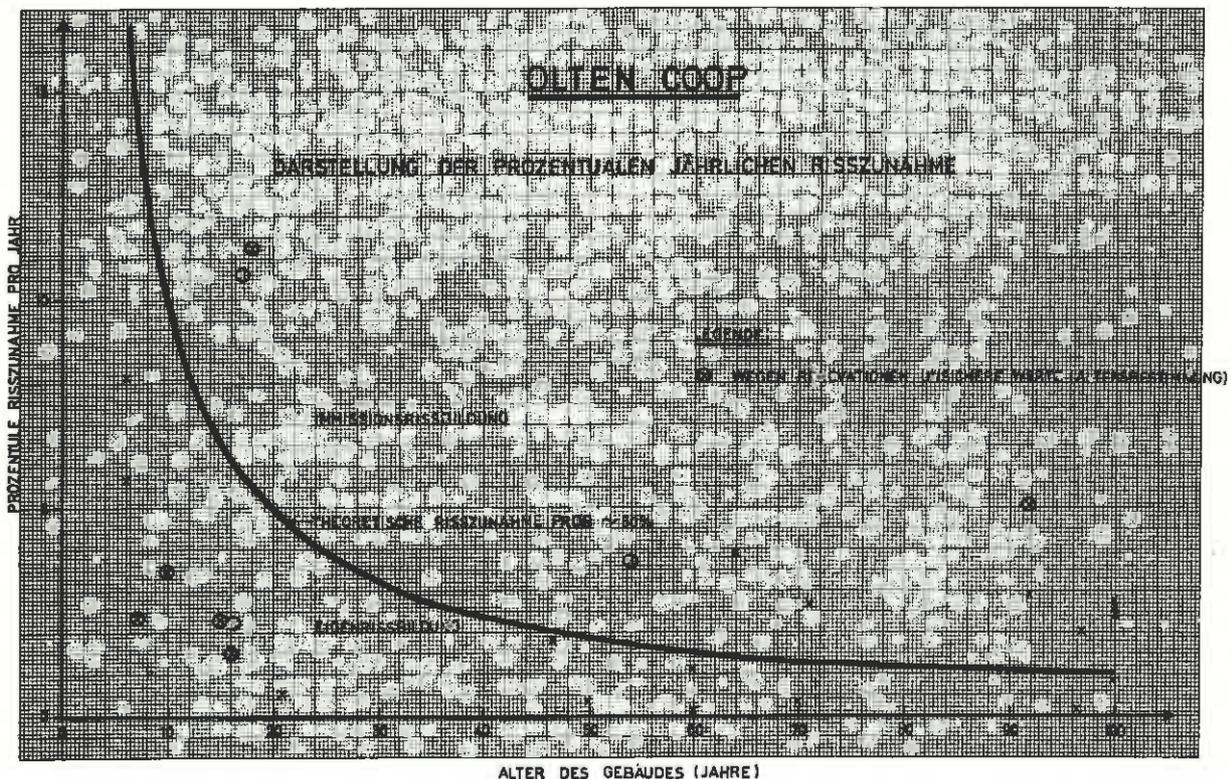


Bild 6. Wahrscheinliche Rißzunahmen in Abhängigkeit vom Alter eines Gebäudes.

macht einen Irrtum zuungunsten einer der beiden Parteien etwa gleichwahrscheinlich, wenn man die richtige Schätzung der natürlichen Rißzunahme ist.

Die Gebäude, an denen eine Immissionsrißbildung angenommen wurde, wurden je nach der Entfernung von der Baugrube klassiert (Zahlentafel 5). Dabei ergab sich deutlich, daß die Immissionsrißbildung mit zunehmender Entfernung abnimmt.

Zahlentafel 5. Klassierung der Gebäude nach der Entfernung von der Sprengstelle.

Entfernung von der Baugrube	Anzahl der Häuser	Häuser mit Immissionsrißbildung
<20 m	10	7
20—32 m	10	5
>32 m	10	1

Die festgestellten Rißbildungen traten vorwiegend in nichttragenden Gebäudeteilen auf. Die Auszahlung eines Minderwertes wurde grundsätzlich verneint, da nach dem Ausbessern eine raschere Alterung des Gebäudes nicht anzunehmen ist.

Schrifttum

[1] Gasch, R.: Schwingungsmessungen in Bauteilen. Berichte aus der Bauforschung; Heft 58, Wilhelm Ernst Verlag, Berlin 1968.
 [2] Splittgerber, H.: Untersuchungen über das Verhalten einer rechteckigen Wand aus Mauerwerk bei erzwungener, harmonischer Anregung eines Randes im Hinblick auf die Beurteilung von Gebäudeerschütterungen. Mitteilungen

aus dem Curt Risch Institut der Techn. Hochschule Hannover, Heft 2, 1961.
 [3] Süssstrunk, A.: Erschütterungsprobleme bei Tiefbauarbeiten in überbauten Gebieten. SBZ 1967, Heft 50, S. 917.
 [4] Entwurf DIN 4150, Blatt 1—3 (1971): Erschütterungen im Bauwesen.
 [5] Ciesielski, R.: Barèmes pour la taxation de l'influence des vibrations et des chocs dus aux causes extérieures sur les constructions de brique. RILEM 1963, Budapest, Vol. II.
 [6] Bendel, H.: Erschütterungsbeanspruchung von Bauwerken. SBZ 1971, Heft 21.
 [7] Baule, H.: Bekämpfung von Erschütterungen. Nobel Hefte 32 (1966), H. 5/6, S. 170—179.
 [8] Maurer, W.: Die statistische Beurteilung von Rißkontrollen. Privatgutachten 1974, unveröffentlicht.
 [9] Dvorák, A.: Seismische Einwirkung der Explosion von Sprengstoffen auf Bauten. UTEIN, Prag, 1964.

Der Entwicklungsstand der Erschütterungsmeßgeräte der WASAG CHEMIE GmbH

Von Manfred Borgers

Inhalt

Unter Berücksichtigung der fortlaufenden Entwicklung werden die heute zur Verfügung stehenden Typen von Erschütterungsmeßgeräten in ihrem Aufbau und ihrer Wirkungsweise sowie nach den verschiedensten Anforderungen der Praxis unter Berücksichtigung der DIN 4150 — Erschütterungen im Bauwesen — beschrieben. Anwender haben so die Möglichkeit, aus einem umfangreichen Lieferprogramm die für sie erforderlichen und zweckmäßigsten Meßstationen auszuwählen.

Summary

From the viewpoint of technical progress the author gives a survey of the available instruments for vibration measurements; he describes their design and mode of operation, taking into account their suitability for the different requirements they have to meet in practice. Thus, the paper will enable users to make their appropriate choice among the many diversified types offered by the suppliers.

Résumé

Sous l'aspect du progrès technique, l'auteur passe en revue les types d'instruments pour la mesure de vibrations qui sont disponibles sur le marché; il décrit leur construction et le mode d'action en tenant compte des différentes tâches auxquelles elles sont destinées en pratique. Ainsi, la communication permettra aux utilisateurs de choisir parmi le grand nombre de divers types offerts les stations de mesure les plus appropriées.

Einleitung	71	Meßstation ZEB/DGAMs 5 mit ZEB/LS 2	77
Auswertungsverfahren	72	Meßstationen in Sonderausführung	77
Analogrechner	72	Meßstation ZEB/ARS	77
Meßgeräte	72	Wartung	78
Meßstation ZEB/DGL 5	72	Ausblick	78
Meßstation ZEB/DGALs 5	73	Schrifttum	79
Meßstation ZEB/DGAMs 5	75		

Einleitung

Neben der Herstellung und dem Vertrieb von Zündmaschinen, Zündmaschinenprüfgeräten und Zündkreisprüfern befassen sich die Zünderwerke Ernst Brün, Haltern-Sythen, Zweigniederlassung der WASAG-CHEMIE GmbH, seit dem Jahre 1971 mit der Entwicklung und Fertigung von Erschütterungsmeßgeräten.

Manfred Borgers, Betriebsleiter der Zünderwerke Ernst Brün, Haltern-Sythen, Zweigniederlassung der WASAG-CHEMIE GMBH.

Zu den Ursachen von Immissionen durch Schall, Abgase, Erschütterungen usw. und deren Auswirkungen auf den Menschen sowie Bauwerke soll in diesem Beitrag keine Stellung bezogen werden. Es werden lediglich der Norm DIN 4150 [5] entsprechende Meßverfahren behandelt und die dazu dienenden Meßgeräte des genannten Herstellers in Aufbau und Wirkungsweise vorgestellt.

In Anlehnung an die grundsätzlichen Entwicklungen von Sprengerschütterungsmeßgeräten für die Beurteilung von Schadenswirkungen auf Gebäude nach

Baule [1] erfolgt die Messung von Bodenerschütterungen, z. B. bei Sprengungen, Rammen usw., in drei Richtungskomponenten: horizontal in der Schwingungsrichtung zur erschütterungsauslösenden Stelle (X) und rechtwinklig hierzu (Y), ferner vertikal (Z). Elektrodynamische Erschütterungsaufnehmer (Geophone) dienen als Meßgeräte, deren Ausgangsspannung der Schwinggeschwindigkeit der Bodenerschütterungen proportional ist. Ein geeignetes Registriergerät, Lichtstrahloszillograph oder Lichtpunktschreiber mit ultraviolett-empfindlichem Registrierpapier (UV-Schreiber), zeichnet die Größe und den Verlauf der Schwinggeschwindigkeit in allen drei Komponenten (V_x , V_y , V_z) auf [1,2].

Auswertungsverfahren

Für die Beurteilung der Schadenswirkung von Bodenerschütterungen wird die resultierende Schwinggeschwindigkeit zugrunde gelegt. Sie kann aus den Höchstwerten der aufgenommenen drei Einzelkomponenten rechnerisch als sogenannte „Ersatzresultierende“ wie folgt ermittelt werden:

$$V_R = \sqrt{V_{x \max}^2 + V_{y \max}^2 + V_{z \max}^2} .$$

Da die Höchstwerte der drei Komponenten gewöhnlich nicht im gleichen Zeitpunkt auftreten, liegt der auf diese Weise errechnete Wert im allgemeinen über der tatsächlichen resultierenden Schwinggeschwindigkeit $V_{R \max}$, wie die Auswertung zahlreicher Meßergebnisse gezeigt hat.

Häufig müssen aus den aufgenommenen Kurven der drei Schwinggeschwindigkeiten mehrere Zeitpunkte zur Berechnung ausgewählt werden, bei denen die Quadratsumme der Schwinggeschwindigkeiten der drei Einzelkomponenten das Maximum V_R zu ergeben scheint. Der auf diese Weise ermittelte Höchstwert wird dann als V_R angenommen.

Analogrechner

Dieses in Kurzform beschriebene Auswertungsverfahren ist zeitraubend und mit verschiedenen Fehlern behaftet. Ein elektronischer Analogrechner kann hier Abhilfe schaffen. In jedem Augenblick errechnet er aus den drei Einzelkomponenten V_x , V_y , V_z die resultierende Schwinggeschwindigkeit V_R und schreibt diesen Wert als vierte Spur auf einem Registrierstreifen eines Lichtstrahloszillographen oder UV-Schreibers mit. Mit einem Wahlschalter können verschiedene Empfindlichkeitsstufen eingestellt werden, so daß der gesamte in der Praxis vorkommende Schwinggeschwindigkeitsbereich erfaßt werden kann.

Das Prinzip eines elektronischen Rechengertes (Analogrechner) hat bereits Schomann [3] ausführlich beschrie-

ben. Der von den Zünderwerken Ernst Brün entwickelte Analogrechner ZEB/AR wurde mit den modernsten auf dem elektronischen Markt befindlichen Bauelementen ausgerüstet und wird serienmäßig mit einem Netzteil für den Anschluß AC¹ 220 V \pm 5% bestückt. Auf Wunsch ist der Analogrechner auch für Batteriebetrieb DC² 12 V lieferbar. Bild 1 zeigt das Prinzipschaltbild des elektronischen Analogrechners, Bild 2 den Aufbau der Leiterplatte mit allen erforderlichen Bauelementen für den Rechner.

Der Analogrechner ZEB/AR kann mit verschiedenen Geräten kombiniert werden, so daß eine Reihe von Meßstationen für den Anwender zur Verfügung steht und die Auswahl nach den Erfordernissen der Praxis vorgenommen werden kann.

Meßgeräte

Meßstation ZEB/DGL 5

Die in einem Gerätekofter untergebrachte Meßstation ZEB/DGL 5 (Bild 3) kann als Grundausrüstung für das Messen von Bodenerschütterungen betrachtet werden. Sie besitzt keinen Analogrechner und besteht aus dem Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T mit den drei Geophonen für X, Y und Z und einem Anschlußkabel von 5 m Länge sowie einem Lichtpunktschreiber (UV-Schreiber), Netzanschluß AC 220 V, zur Registrierung der drei Kurvenzüge für V_x , V_y und V_z .

Für die Wahl des Aufstellungsortes des Dreikomponenten-Gebers ZEB/GS 3 T gelten die Ausführungen im folgenden Abschnitt „Meßstation ZEB/DGLs 5“.

Die nach dem elektrodynamischen Prinzip arbeitenden Geophone, deren Eigenfrequenz rd. 4,5 Hz beträgt, erzeugen eine der Schwinggeschwindigkeit proportionale elektrische Spannung. Diese wird über die Leitungsverbindung direkt ohne Verstärkung dem Lichtpunktschreiber zugeführt. Die Lichtzeiger rufen auf dem abrollenden Registrierpapier drei Kurvenzüge hervor, deren Amplituden den Schwinggeschwindigkeiten der drei Richtungskomponenten X, Y und Z proportional sind. Ein Zeitmarkengeber, mit der Zeitmarke 10 Hz entsprechend 0,1 s, ist im Lichtpunktschreiber enthalten. Die Vorschubgeschwindigkeiten des Registrierpapiers sind einstellbar auf 1, 5, 10 oder 50 cm/s. Zur Erleichterung der Auswertung können Amplitudenlinien eingeblendet werden, deren Abstand untereinander 2 mm beträgt und deren jede fünfte Linie stärker ausgeprägt ist. Als Registrierpapier dient handelsübliches photoempfindliches UV-Papier von 92 mm ($3\frac{3}{8}$ ") Breite und 30 m (100') Länge.

¹ AC = alternative current = Wechselstrom

² DC = direct current = Gleichstrom

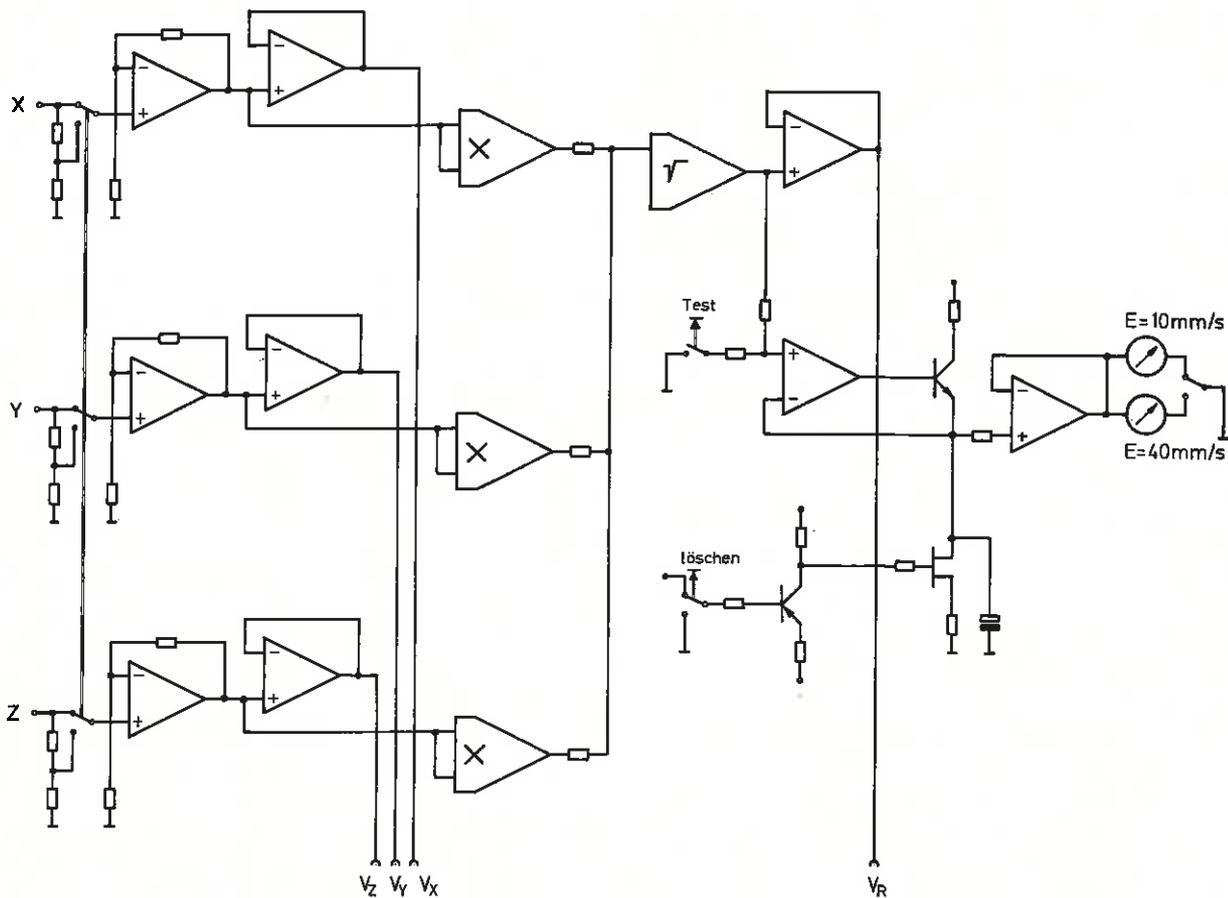


Bild 1. Prinzipschaltbild des Analogrechners mit Speicher für die Anzeige des Spitzenwertes V_R .

Die Dämpfungswiderstände der Galvanometer sind dem verwendeten Schwingungsaufnehmer angeglich. Diese Dämpfungswiderstände befinden sich im Innern des Lichtpunktschreibers und dürfen nicht verstellt werden. Einstellung und Schärfenregulierung des Nullpunktes kann mit einem mitgelieferten Schlüssel erfolgen. Die Kennzeichnung der Stecker entspricht der Kennzeichnung der Galvanometer, z. B. Stecker 4 = X entspricht Galvanometer 4.

Die Auswertung ist, wie im vorhergehenden Abschnitt dargelegt, sehr umständlich, zeitraubend und ungenau. Bei Ausfall eines Galvanometers muß die vollständige Meßstation an den Hersteller eingesandt werden, da bei Ersatz eines defekten Galvanometers die Meßstation neu geeicht werden muß.

Meßstation ZEB/DGALs 5

Soll die Auswertung des Meßstreifens verbessert und erleichtert werden, d. h. das zeitraubende Berechnen

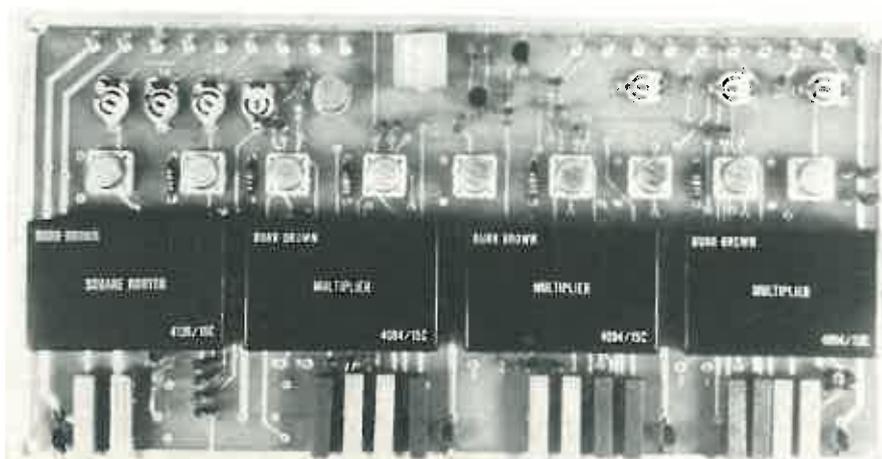


Bild 2. Leiterplatte, bestückt für den Analogrechner ZEB/AR.



Bild 3. Messstation ZEB/DGL 5 zur Registrierung der Einzelkomponenten V_x , V_y und V_z .

der Einzelkomponenten in mehreren Zeitpunkten vermieden werden, empfiehlt sich die Verwendung eines Analogrechners.

Zu der in einem Gerätekofter untergebrachten Meßstation ZEB/DGALs 5 (Bild 4) gehören:

- ein Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T (mit 5 m Anschlußleitung),
- ein Analogrechner ZEB/AR (Netzanschluß AC $220\text{ V} \pm 5\%$),
- ein Lichtpunktschreiber ZEB/LS 2 (Netzanschluß AC $220\text{ V} \pm 5\%$) sowie
- die erforderlichen Leitungsverbindungen nebst Zubehör.

Bei dieser Meßstation handelt es sich um eine serienmäßig gefertigte Standard-Ausführung, die auf Wunsch für Batteriebetrieb geliefert werden kann.

Die Wahl des Aufstellungsortes für den Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T muß sorgfältig vor-

genommen werden. Messungen im freien Gelände sollten stets auf felsigem oder fest mit felsigem Untergrund verbundenen Bodenpartien durchgeführt werden. Lockere Böden verfälschen das Meßergebnis. In Gebäuden sind Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T auf den der Sprengstelle zugewandten Fundamenten oder Fundamentmauern ebenerdig oder im Keller aufzustellen.

Auf dem Gehäusedeckel des Dreikomponenten-Gebers sind die Richtungen der beiden Horizontalkomponenten X und Y durch Pfeile angegeben. Am Meßort muß der Dreikomponenten-Geber so gedreht werden, daß der X-Pfeil immer in Richtung zur Sprengstelle oder parallel zu einer Gebäudewand zeigt. Die horizontale Lage wird durch Einspielen der Dosenlibelle mit Hilfe der Stellschrauben erreicht. Danach müssen die Kontermuttern angezogen werden. Die elektrischen Verbindungen zwischen dem Dreikomponenten-Geber, dem Analogrechner und dem Lichtpunktschreiber müssen nach Bild 5 durchgeführt werden.

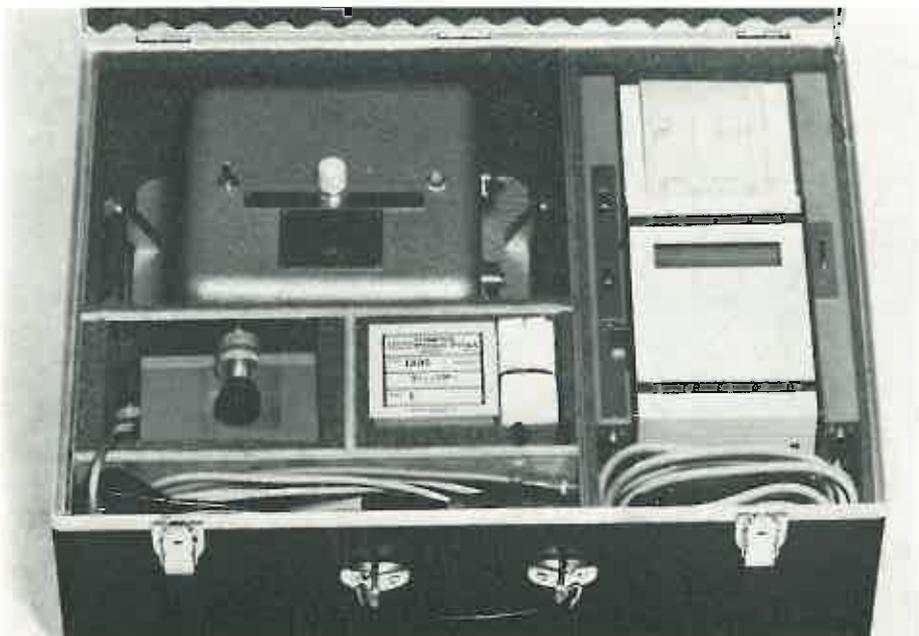


Bild 4. Gerätekofter mit Meßstation ZEB/DGALs 5.

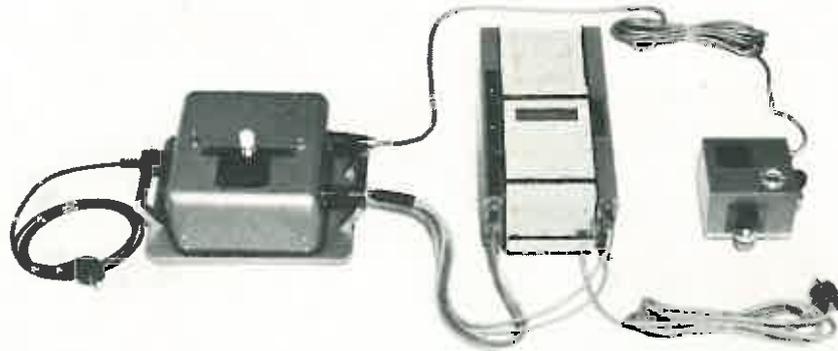


Bild 5. Meßstation
ZEB/DGALs 5
zur Registrierung
der Einzelkomponenten
 V_x , V_y , V_z sowie V_R .

Der Lichtpunktschreiber ZEB/LS 2 (UV-Schreiber) ist für Kurzzeitmessungen geeignet, d. h. für Vorgänge, die in etwa einer Minute ablaufen. Um den Papierverbrauch gering zu halten, sollte der Papiervorschub erst kurz vor der Messung eingeschaltet werden. Mit diesem Gerät (Linienschreiber) können selbstverständlich auch Langzeitmessungen (d. h. Erschütterungsmessungen über längere Zeiträume) erfaßt werden. Darauf wird im Abschnitt „Meßstationen in Sonderausführung“ näher eingegangen.

Der Analogrechner ist mit einem Umschalter auf der Oberseite des Gehäusedeckels ausgestattet, der es ermöglicht, eine Umschaltung der Empfindlichkeitsstufen von $E = 10$ auf $E = 40$ vorzunehmen. Dadurch ist es möglich, Schwinggeschwindigkeiten von 0–10 mm/s je Komponente bzw. 0–40 mm/s je Komponente aufzuzeichnen.

Analogrechner sowie Lichtpunktschreiber sollen etwa 5 Minuten vor der eigentlichen Messung eingeschaltet werden. Erst nach dieser für den Analogrechner erforderlichen Stabilisationszeit ist die Meßstation betriebsbereit.

Bei der Auswertung des Papierstreifens (Bild 6) ist folgendes zu beachten.

Für die Beurteilung der Erschütterungsstärke wird die größte an der Meßstelle auftretende resultierende Schwinggeschwindigkeit V_R herangezogen. Der Analogrechner hat aus den zeitgleichen Schwinggeschwindigkeiten V_x , V_y und V_z die zugehörige resultierende Schwinggeschwindigkeit V_R errechnet und der Lichtpunktschreiber diesen Wert als vierte Spur mit aufgezeichnet. Die größte Amplitude des Kurvenzugs V_R ergibt die höchste Schwinggeschwindigkeit dieser Messung. Die in mm ausgemessene Amplitudenhöhe wird mit dem zu der eingestellten Empfindlichkeitsstufe (hier = 10 mm/s) gehörigen Faktor E (hier = 1) multipliziert und ergibt hier einen Wert von $V_R = rd. 11$ mm/s.

Zur Ermittlung der Frequenzen der drei Einzelkomponenten werden durch alle drei aufgezeichneten Schwingungszüge V_x , V_y und V_z die Nulllinien gezogen. Durch das Mitaufzeichnen der Amplitudenlinien wird das Eintragen der Nulllinien erleichtert.

Die größte Amplitude in jeder Komponente — gleichgültig ob über oder unter der Nulllinie — wird herausgesucht und mit einem Pfeil gekennzeichnet.

Zur rechnerischen Ermittlung der Frequenzen werden die Abstände der Nulldurchgänge der jeweils größten Amplitude jeder Komponente auf der Nulllinie in mm gemessen. Dieser Wert wird verdoppelt und der Papiervorschub in mm durch diesen errechneten Wert geteilt. Das Ergebnis ergibt die Frequenz in Hz.

Durch die Frequenzverdopplung bei der Gleichrichtung der Spannungen für jede Einzelkomponente, die im Geophon durch die Bodenerschütterungen induziert werden, und durch die anschließende Addition der DC-Signale nach der Quadrierung im Analogrechner ergibt sich für die V_R -Spur eine Pseudofrequenz, die erheblich höher ist als die Frequenzen der Einzelkomponenten.

Wichtig ist noch der Hinweis, daß für die Messungen der von der Sprengstelle ausgehenden Erschütterungen die jeweils passende Empfindlichkeitsstufe E_{10} oder E_{40} gewählt wird, um ein einwandfreies Meßergebnis zu erhalten.

Bei Überschreitung der Schwinggeschwindigkeiten der Einzelkomponenten um etwa 30% tritt bei beiden Empfindlichkeitsstufen eine Begrenzung der Amplitudenhöhe ein, d. h., die Spitzen des Kurvenzuges werden abgeschnitten, so daß ein Rechteck entsteht.

Meßstation ZEB/DGAMs 5

Im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Geräten wird bei der als Betriebsmeßgerät [4] dienenden Meßstation ZEB/DGAMs 5 kein Kurvenzug aufgezeichnet. Der vom Analogrechner errechnete Maximalwert $V_{R\max}$

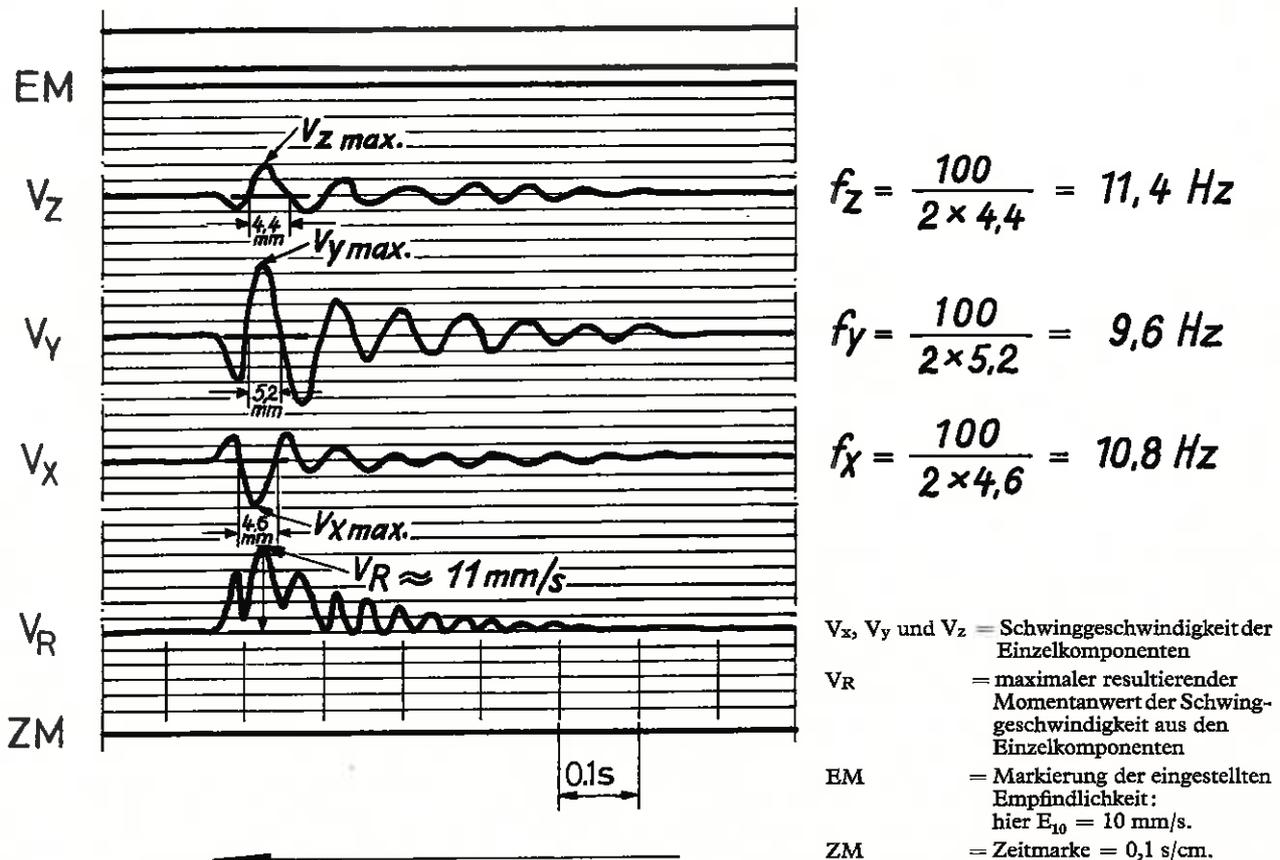


Bild 6. Sprengerschütterungsaufzeichnung mit V_R -Registrierung.

wird durch in mm/s geeichte Meßinstrumente angezeigt. Zu dieser in einem Gerätekofter untergebrachten Meßstation (Bild 7) gehören:

- ein Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T (mit Anschlußleitung 5 m),
- ein Anzeigegerät mit Analogrechner ZEB/ARM (Netzanschluß 220 V \pm 5%) sowie
- eine Anschlußleitung.

Die Aufstellung des Dreikomponenten-Gebers ZEB/GS 3 T erfolgt in der gleichen Weise wie bei der Meßstation ZEB/DGALs 5. Auch das Anzeigegerät ZEB/ARM muß etwa 5 Minuten vor der eigentlichen Messung eingeschaltet werden.

Der vom Analogrechner ermittelte Maximalwert $V_{R\max}$ wird auf einen elektronischen Speicher gegeben, an dem die beiden Meßinstrumente 0—10 mm/s und 0—40 mm/s angeschlossen sind. Zum Einschalten eines der beiden Meßinstrumente dient der Empfindlichkeitsschalter E_{10} oder E_{40} .

Der gespeicherte Maximalwert $V_{R\max}$ wird für rd. drei Minuten festgehalten und vom jeweiligen Meßgerät angezeigt. Danach fällt der Zeiger langsam auf Null ab. Den Aufbau dieser Station zeigt Bild 8.

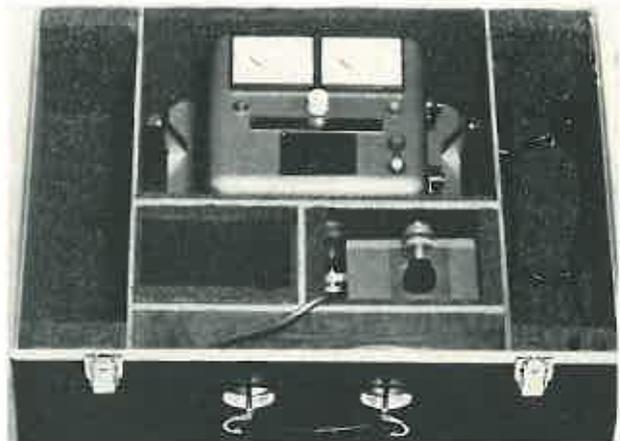


Bild 7. Gerätekofter mit Meßstation ZEB/DGAMs 5.

Vor jeder Messung muß das Gerät kontrolliert und justiert werden. Der Meßbereichumschalter wird in Stellung 10 mm/s geschaltet. Mit der Taste „Löschen“ (weiß) wird der Zeiger des linken Meßinstrumentes in Nullstellung gebracht. Wird die Nullstellung nicht erreicht, kann mit dem Regelpotentiometer (zwischen den beiden Tasten) durch Links- oder Rechtsdrehung unter gleichzeitigem Drücken der Löschtaste der Zeiger des Meßinstrumentes in Nullstellung gebracht werden.



Bild 8. Messstation ZEB/DGAMs 5 und Anzeigegerät zur Ablesung des Spitzenwertes V_R .

Nach Erreichen der Nullstellung wird die Taste „Kontrolle“ (grün) gedrückt. Der Zeiger des linken Meßinstrumentes muß auf die grüne Marke ausschlagen. Nach Abschluß der Kontrolle ist der gewünschte Empfindlichkeitsbereich von 0—10 mm/s oder 0—40 mm/s Schwinggeschwindigkeit einzustellen. Nach Betätigung der Löschtaste ist die Meßstation betriebsbereit.

Die Feststellung von Frequenzen oder Schwinggeschwindigkeiten der Einzelkomponenten ist mit dieser Meßstation nicht möglich.

Meßstation ZEB/DGAMs 5 mit ZEB/LS 2

Diese Meßstation vereinigt die beiden Stationen ZEB/DGAMs 5 und ZEB/LS 2 und bietet damit alle Vorteile der jeweiligen Geräte.

Zu der in einem Gerätekofter untergebrachten Station ZEB/DGAMs 5 (Bild 9) gehören:



Bild 9. Gerätekofter mit Meßstation ZEB/DGAMs 5 und Lichtpunktschreiber ZEB/LS 2.

- ein Dreikomponenten-Geber ZEB/GS 3 T (Anschlußleitung 5 m),
- ein Anzeigegerät mit Analogrechner ZEB/ARM (Netzanschluß AC 220 V \pm 5%),
- ein Lichtpunktschreiber ZEB/LS 2 (Netzanschluß AC 220 V \pm 5%) sowie
- die erforderlichen Leitungsverbindungen nebst Zubehör.

Die Aufstellung des Dreikomponenten-Gebers sowie Anschluß, Justierung und Kontrolle aller Geräte geschieht, wie in den beiden vorhergehenden Abschnitten be-

schrieben ist. Wie Bild 10 zeigt, ist es möglich, am Anzeigeeinstrument den V_R -Wert abzulesen und gleichzeitig alle vier Kurvenzüge, nämlich V_x , V_y , V_z und V_R mit dem Lichtpunktschreiber aufzuzeichnen.



Bild 10. Meßstation ZEB/DGAMs 5 und Lichtpunktschreiber ZEB/LS 2 zur Registrierung der Einzelkomponenten V_x , V_y , V_z sowie des Spitzenwertes V_R und zur Ablesung von V_R .

Diese Meßstation hat den Vorteil, daß man mit den Anzeigeeinstrumenten den maximalen resultierenden Schwinggeschwindigkeitswert $V_{R \max}$ kontrollieren kann (Betriebsmeßgerät), ohne den Lichtpunktschreiber mitlaufen zu lassen, wenn gleichartige Sprengungen öfter wiederholt werden.

Meßstationen in Sonderausführung

Die vorstehend beschriebenen Meßstationen werden serienmäßig hergestellt und in den gewünschten Zusammenstellungen geliefert. Dabei handelt es sich, wie bereits erwähnt, grundsätzlich um Meßgeräte für die Kurzzeitmessung, d. h. für die Aufzeichnung schneller, einmaliger Vorgänge.

Außerdem kann besonderen Fällen und Forderungen der Ausführung von Messungen entsprochen werden, z. B. durch Geräte mit verschiedensten Empfindlichkeitsstufen (0—5 mm/s, 0—10 mm/s, 0—20 mm/s, 0—50 mm/s usw., auch umschaltbar) oder Anschluß von zwei Dreikomponenten-Gebern an einen Lichtpunktschreiber, hier allerdings ohne Analogrechner. Auf Wunsch kann der Analogrechner mit einer wiederaufladbaren Batterie betrieben werden; für den Batteriebetrieb (Autobatterie 12 V) des Lichtpunktschreibers steht ein DC-AC-Wandler zur Verfügung.

Meßstation ZEB/ARS

Nachfolgend soll eine Spezial-Meßstation für Erschütterungs- und Schallpegelmessungen (Bild 11) vorgestellt



Bild 11. Langzeitmeßstation für Erschütterungs- und Schallpegelmessung.

werden. Diese Meßstation soll Langzeitmessungen, d. h. Erschütterungs- und Schallpegelmessungen, über einen längeren Zeitraum durchführen und wurde in Zusammenarbeit mit der Westfälischen Berggewerkschaftskasse, Institut für Geophysik, Schwingungs- und Schalltechnik in Bochum entwickelt. Aufbau und Arbeitsweise der Geräte für Erschütterungsmessungen werden nachstehend beschrieben.

Im Gegensatz zum Analogrechner der serienmäßigen Ausführung, bei dem der zeitgleiche resultierende Schwinggeschwindigkeitswert V_R durch einen schnell-schreibenden Lichtpunktschreiber aufgezeichnet wird, muß bei der Meßstation ZEB/ARS der Impuls zunächst gespeichert und umgesetzt werden, da der angeschlossene Linienschreiber verhältnismäßig langsam schreibt.

Diese Meßstation (Bild 12) besteht aus dem Dreikomponenten-Geber (Anschlußleitung 5 m), dem Analogrechner ZEB/ARS (Netzspannung AC 220 V \pm 5%) und einem Linienschreiber Typ PCM 2 \times 120 der Firma Metrawatt.

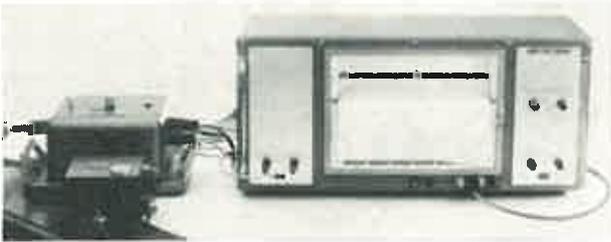


Bild 12. Meßstation ZEB/ARS mit Langzeitschreiber Typ PCM 2 \times 120 von Metrawatt zur Registrierung des Spitzenwertes V_R .

Die Aufstellung des Dreikomponenten-Gebers erfolgt wieder in derselben Weise, wie bereits beschrieben ist. Mit dem Meßbereichumschalter auf dem Gehäuse-oberteil des Analogrechners können drei verschiedene Empfindlichkeitsstufen, und zwar

$$E_5 = 0 - 5 \text{ mm/s}$$

$$E_{10} = 0 - 10 \text{ mm/s}$$

$$E_{20} = 0 - 20 \text{ mm/s}$$

wahlweise eingestellt werden.

Die den Schwinggeschwindigkeiten der Bodenerschütterungen proportionalen Wechselspannungen der Einzelkomponenten U_x , U_y und U_z werden dem Analogrechner zugeführt, der daraus den zeitgleichen resultierenden Schwinggeschwindigkeitswert V_R ermittelt. Dieser Wert wird nun auf eine „Sample-and-Hold“-Schaltung gegeben, das heißt, die Ausgangsspannung des Rechners wird abgetastet. Hat die Höhe der Ausgangsspannung des Rechners die Eingangsspannung der Schaltung erreicht, ist die Phase „Sample“ beendet.

Dieser Wert wird nun für etwa zwei Sekunden gehalten („Hold“). Während dieser Zeit kann der Linienschreiber einschwingen, das heißt den vom Rechner ermittelten Höchstwert von V_R schreiben und kurz halten. Nach dieser Einschwingzeit fällt der Zeiger des Schreibers innerhalb von etwa 30 Sekunden wieder auf Null ab. Erfolgt während der Rücklaufzeit des Schreibers oder später ein weiterer Spannungsstoß (Erschütterung), läuft der gleiche Vorgang wieder ab. Mit dieser elektronischen Schaltung ist es möglich, ein verhältnismäßig langsam schreibendes Gerät auch für die Registrierung schneller Vorgänge zu verwenden.

Der Linienschreiber ist tragbar in einem Stahlblechkasten untergebracht und mit zwei Schreibspuren von je 120 mm ausgestattet. Die linke Spur wird für die Registrierung des max. resultierenden Schwinggeschwindigkeitswertes V_R und die rechte Spur für die Registrierung des Schallpegels benutzt. Die Grundvorschübe des Papierstreifens betragen 30 — 60 — 180 mm/Stunde und können jeweils um den Faktor 10 durch Überbrücken von zwei Klemmen schneller gestellt werden. Die Papierrollen haben eine Länge von rd. 22 Meter. Bei einem Vorschub von z. B. 300 mm je Stunde genügt eine Rolle für eine Meßdauer von rd. 72 Stunden. Der freie Papierablauf des Gerätes ermöglicht die jederzeitige Kontrolle der Registrierung.

Selbstverständlich können für die Registrierung auch andere Linienschreiber verwendet werden; das ist lediglich eine Frage der Anpassung.

Wartung

Wie aus den Beschreibungen der Meßstationen zu ersehen ist, werden sämtliche Geräte in gepolsterten Aluminiumkoffern untergebracht und geliefert. Trotzdem empfiehlt es sich, die Geräte wegen ihres häufig wechselnden Einsatzes im Betrieb (Transport im Kofferraum eines Autos usw.) und der dadurch bedingten Beanspruchungen jährlich nahelegen zu lassen, damit möglichst genaue Messungen gewährleistet werden. Vor starken Stößen und vor Nässe sollten die Geräte besonders bewahrt werden.

Ausblick

Seit der Aufnahme einer Serienfertigung von verschiedensten Erschütterungsmeßgeräten im Jahre 1972 wurden ständig Neuerungen und Verbesserungen an allen Geräten vorgenommen.

In Kürze soll eine weitere Neuentwicklung in Angriff genommen werden. Zusätzlich zu dem Anzeigergerät mit Analogrechner ZEB/DGAMs 5 soll ein Anzeigergerät mit Analogrechner und digitaler Anzeige des max. resultierenden Schwinggeschwindigkeitswertes $V_{R \text{ max}}$ und den

umschaltbaren Empfindlichkeitsstufen $E_5 = 0-5$ mm/s, $E_{10} = 0-10$ mm/s, $E_{50} = 0-50$ mm/s und $E_{100} = 0-100$ mm/s geschaffen werden. Auch hierbei wird der Anschluß eines Lichtpunktschreibers oder wahlweise Linienschreibers für Langzeitmessungen möglich sein.

Schrifttum

[1] Baule, H.: Meßgerät für Sprengerschütterungen. Nobel Hefte 27 (1961), H. 2, S. 67—71.

[2] Baule, H.: Bekämpfung von Erschütterungen. Nobel Hefte 32 (1966), H. 5/6, S. 170—179.

[3] Schomann, A.: Elektronisches Rechengerät zur direkten Aufzeichnung der resultierenden Schwinggeschwindigkeit bei Sprengerschütterungen. Nobel Hefte 36 (1970), H. 1/2, S. 36—43.

[4] Schmitz-Sieg, E.: Neue Möglichkeiten zur Überwachung von Sprengerschütterungen. Nobel Hefte 4 (1971), H. 4, S. 121—128.

[5] Entwurf DIN 4150, Blatt 3 (1971): Erschütterungen im Bauwesen.

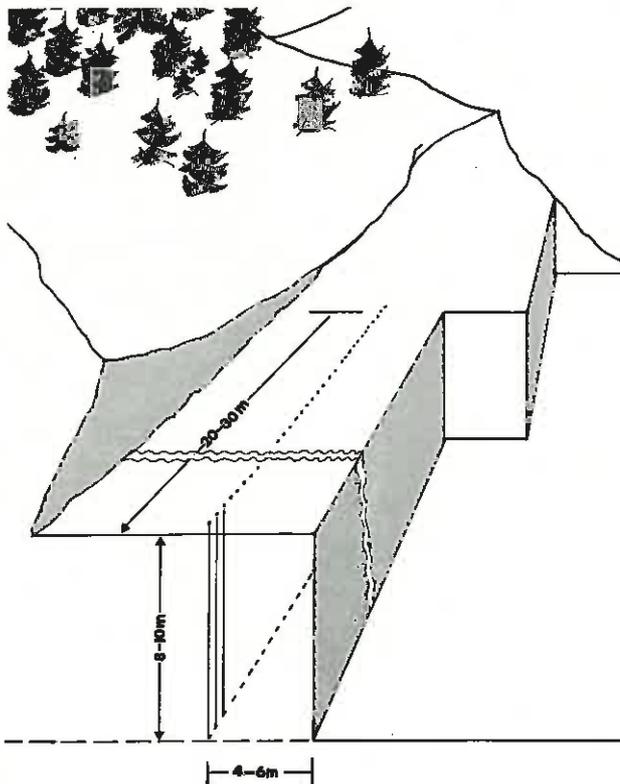
Vorspalten einer Steinbruchwand mittels Sprengschnurladungen zur Gewinnung von Werkstein (Marmor)

(Bildbericht)

Bild 1. Gesamtansicht der Steinbruchwand mit den Bohrlochspuren nach Abräumen der vorgespalteten Gesteinsblöcke.



Bild 2. Anlage der Sprenglöcher zum Vorspalten eines Gesteinsblockes (Skizze).



Erläuterung

Gestein: Schwarzer Marmor mit Kalkspateinlagen in tektonisch gestörter Lagerung bei Carnia (Udine).

Vorgespalteter Marmorblock: 20—30 m lang, 8—10 m hoch, 4—6 m dick.

Bohrlöcher: 80—120 je Block und Zündgang, 28 mm Durchmesser, 25 cm Abstand.

Ladungen: 1 Sprengschnur (11g/m Nitropenta).

Zündung Leitsprengschnur.

Ergebnis: Trotz der gestörten Lagerungsverhältnisse glatte Wände des Steinbruchs und hohes Ausbringen an verwertbarem Marmor.

Angaben und Bilder

Ingenieur Giorgio Berta, Sprengingenieur der Italesplosivi, Società per Acioni, Mailand.



Bild 3. Teil der Wand am Rande des Steinbruchs.



Bild 4. Erkennbares Absetzen der Vorspalt-Sprenglöcher gemäß der jeweiligen Gesteinsblock-Höhe an Querstörungen.

Herausgegeben vom
Sprengtechnischen Dienst

der DYNAMIT NOBEL AG, 321 Troisdorf, und der WASAGCHEMIE GmbH, 8 München.

Anfragen und Zuschriften bitten wir an den Herausgeber, 46 Dortmund, Märkische Straße 96, zu richten.

Verantwortliche Schriftleitung: Dipl.-Ing. G. Keuschel, 4030 Ratingen 5 (Boitscheid), Everskamp 1.

Druck: Krupp Grafische Anstalt, 43 Essen

Die Veröffentlichungen geben in erster Linie die Meinung der Verfasser wieder.

Alle Rechte, auch die des auszugsweisen Nachdruckes, der fotomechanischen Wiedergabe und der Übersetzung sind vorbehalten.

