NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S
BIBLIOTEKET

F O R E D R A G

fra

KONFERANSE I FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 20.november 1970

Arrangør:

NORSK FORENING FOR FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
Tilknyttet N.I.F.

INNHOLDSFORTEGNELSE

	Foredrag nr.
Orientering om Advisory Conference on Tunnelling Sivilingeniør L.J. Bakkevig	I
Tunnelkostnader Sivilingeniør Odd Johannessen	II
Kapasitet og kostnader ved pallboring Bergingeniør C.O. Amundsen	III
Erfaringer fra fullprofilboring av stigort i Canada og Norge, med film Sivilingeniør Rolf Heflo	IV
Bolting ved Rana-anleggene Sivilingeniør Odd Nivolaysen	V
Bolting ved Fjone Kraftverk Sivilingeniør Olav Øverland	VI
Forsøk med gysing av bolter. Forsøk med ulike boltetyper i hårde og bløte bergarter Sivilingeniør Ragnar Schach	VII
Sikringsmetoder ved Rendalen Kraftverk Sivilingeniør Torjus Alten	VIII
Erfaringer fra sikringsarbeider i Lieråsen tunnel Sivilingeniør Gustav Håland	IX
Nye metoder for våtsprøyting, teknologi og bruk i tunnel Direktor Dipl.Ing. Erich Taeger	X
Stabilitet av store skråninger Sivilingeniør Einar Broch	XI

OECD's "ADVISORY CONFERENCE ON TUNNELLING"

WASHINGTON, JUNI 1970

av

Sivilingeniør L.J. Bakkevig,
Ing. Thor Furuholmen A/S

OECD's "ADVISORY CONFERENCE ON TUNNELLING" WASHINGTON, JUNI 1970

OECD arrangerte i juni iår en tunnelkonferanse i Washington, som ved sitt siktepunkt skiller seg noe ut fra våre vanlige fjellsprengningskonferanser og som det derfor er grunn til å dvele litt ved.

OECD står for Organisation for Economic Cooperation and Development. Organisasjonen ser det som en av sine hovedoppgaver å formidle know-how og fremme utviklingen innen sine 22 medlemsland. OECD har hovedkontor i Paris og arbeider i stor utstrekning gjennom komitéer og konferanser.

Bakgrunnen for årets "Advisory Conference on Tunnelling" ligger i problemene ved den tiltagende urbaniseringsprosess som gjør seg gjeldende over hele verden. Folk flytter mer og mer sammen i byer som raskt blir overbefolket med alle de sivilisasjonens baksider som dette medfører, trangboddhet forurensninger av alle slag, forsynings- og kommunikasjonsproblemer med mer.

Den tanke som lå bak konferanseopplegget, var at mange av disse problemer kan mestres bedre hvis undergrunnen tas i bruk i langt større utstrekning enn tilfellet har vært hittil. Det er derfor nødvendig at planleggere og politikere, decision-makers av alle slag, får en bedre innsikt i hvor tunnelteknikken står idag. Hvilke muligheter er det for å gå under bakken og hva koster det. Og videre, kan denne tunnelteknikk ytterligere forbedres, og hvor bør så forskningen sette inn sine krefter.

Alt dette skulle konferansen prøve å gi et svar på, for det første gi stoff til en slags informativ PR-virksomhet

vis á vis planleggere og politikere for øket bruk av undergrunnen, og for det annet formidle en utveksling av know-how om nåværende teknikk og pågående forskning og forsøke å peke på felter for videre forskning og utvikling.

Ved kartleggingen av nåværende teknikk ble vekten primært lagt på en vurdering av mangler og utviklingsmuligheter vedrørende denne teknikk og ikke på en detaljert metodebeskrivelse. Det ble videre spurt om pågående forskning, og om planer for tunnelbygging de neste 10 år. "Tunnelling" etter konferansens definisjon, omfattet alle slags tunneller og rom under overflaten, og rapportene behandler de fire typer

Hard rock,
Soft,
Cut and cover og
Immersed tunnels

hver for seg.

Rapportene viser at Norge utvilsomt må rangeres blant de fremste når det gjelder tunnelteknikk i fjell på grunn av vår omfattende vannkraftutbygging.

Det er interessant å se at det bare er 4 land som har sprengtflere tunnelmetre i fjell enn Norge i løpet av de siste 10 år (Frankrike, Tyskland, Japan og USA), og situasjonen ventes ikke å ville forandre seg nevneverdig de kommende 10 år. Regner vi pr. hode, slår vi omtrent 10 ganger så mange tunnelmeter i fjell pr. år som noe annet land. Ser vi derimot på jordtunneler, overdekkede eller neddykkede tunneler, står vi meget svakt.

Om vår tunnelteknikk ligger bra an, har vi imidlertid ennå ikke for alvor våknet opp for verdien av å ta i bruk tunneler og bergrom i langt større utstrekning enn vi gjør i våre byer og tettbebyggelser. Det er synd hvis vi først skal fylle opp hele overflaten, utslette all opprinnelig

natur med veier og hus, før våre planleggere begynner å tenke tredimensjonalt.

På dette felt henvender konferansen seg med sine anbefalinger til alle dem som på noen måte har et ord med i laget når det gjelder utviklingen av vårt samfunn. Og der er vi vel forøvrig medansvarlige noen og enhver.

Washington-konferansens anbefalinger, som forøvrig vil bli vedlagt det skrevne referat, nevner ønsket om etableringen av et senter for samling og formidling av kunnskap om tunnelteknikk, om pågående og planlagte tunnelarbeider, om forskning etc. Med den dominerende plass tunneler i fjell har i vårt land, er Kontor for Fjellsprengningsteknikk allerede et slikt senter og vil kunne virke som internasjonalt kontaktorgan, selvom felter som jord og cut-and-cover tunneler hører naturlig hjemme i NGI og tilfulle må tas hånd om av dette institutt.

Aktivitet og omfang innenfor dette siste felt av tunnelbygging har imidlertid hittil vært minimal hos oss, likeså utførelse og planer vedrørende neddykkede tunneler av et eller annet slag. Når det gjelder vår fjellsprengningsteknikk, mener jeg forøvrig at det, Konfor for Fjellsprengningsteknikk og alle Fjellsprengningskonferansene til tross, med utbytte må kunne settes på større krefter på selve dokumentasjonsområdet, noe KfF må vurdere nøyere.

De nevnte anbefalinger avsluttes med en opplisting av ca. 50 aktuelle forskningsoppgaver for en videre utvikling av tunnelteknikken. De spenner over alle stadier fra forundersøkelser og planlegging til metoder og midler ved selve utførelsen av tunneler. Jeg forutsetter at våre forskningsinstitutter vil studere og vurdere denne liste med stor interesse. Den kartlegging av pågående forskning som ble foretatt før konferansen, viste at bergmekaniske forskningsoppgaver var sterkt i skuddet overalt, tiltross for at undersøkelsene også viste at betydningen av andre forskningsoppgaver og -felter ble vurdert like høyt eller høyere.

Interessen for bergmekanisk forskning har også tiltatt ganske betraktelig her i vårt land i de senere år. Vi har fått en egen gruppe og en egen bergmekanisk del av konferanseprogrammet. Og det er lett å forstå. Våre tommeregler og mangel på eksakt viten når vi møter dårlig fjell eller skal planlegge bergrom og nødvendige dimensjoner på utstøpninger står lite i stil med vår avanserte tekniske viten på andre felter.

Vi har idag i hvert fall 4 sentra for bergmekanisk forskningsinteresse i vårt land. De har alle sine spesialiteter og har alle plassert seg i det praktiske liv med sine tjenester, det gjelder Institutt for Gruvedrift med eget bergmekanisk laboratorium og professor Selmer-Olsens seksjon innen Geologisk Institutt ved NTH og de to NTNF institutter, Kontor for Fjellsprengningsteknikk og NGI.

Det kan synes unødvendig og bortkastet at to NTNF institutter tar opp det samme forskningsfelt. Et eget utvalg innenfor NTNF har imidlertid vurdert en grenseoppgang mellom de to institutter og har konkludert med at bergmekanikken synes å ha naturlig tilknytning til begge institutter. For KfF er bergmekanikken en del av problemene omkring det praktiske arbeid i fjell, mens NGI ønsker å prøve sine betraktningsmetoder og forskningsmetodikk fra de løse jordarter på fjell.

Når begge institutter derfor kommer til å arbeide med bergmekaniske forskningsoppgaver, er derfor en koordinering og et samarbeid en absolutt nødvendighet. De to institutters forskjellige kompetanse burde også tilsi at de skulle kunne utfylle hverandre på en konstruktiv måte.

Det er et påtrengende behov for forskning på dette felt. Med det begrensede miljø og kanskje ennå mer begrensede ressurser vi rår over, vil jeg avslutte med å uttale et sterkt håp om at de 4 institutter på NTNF og NTH vil finne hverandre i et positivt og fruktbringende samarbeid til glede for oss alle.

ORGANISATION FOR ECONOMIC
CO-OPERATION AND DEVELOPMENT

ADVISORY CONFERENCE ON TUNNELLING

Washington, D.C. June 22-26, 1970

RECOMMENDATIONS

The recommendations presented below were adopted at the OECD Advisory Conference on Tunnelling in which the following 20 countries participated:

Australia	*Germany*	*Portugal*
Austria	*Greece*	*Spain*
Belgium	*Iceland*	*Sweden*
Canada	*Italy*	*Switzerland*
Denmark	*Japan*	*United*
Finland	*Netherlands*	*Kingdom*
France	*Norway*	*United States*

*
* *

The world demand for tunnelling, already considerable, is expected to grow at an increasing rate. According to the survey conducted in preparation for the Conference, during the decade 1960-69 not less than 13,000 km of tunnels were constructed in OECD countries (430,000 km, if mining tunnels are included), with an excavated volume amounting to not less than 300 million cubic meters (4,000 million cubic meters, mining tunnels included). As of the date of the Conference, the annual cost of tunnelling in these countries was evaluated at $1,000 million ($ 3,000 million, including mining). During the decade 1970-79 it is expected that the demand for tunnelling will at least double compared to the previous decade.*

* *« Tunnelling » as used in this Conference refers to the construction by any method of a covered cavity of predesigned geometry whose final location and use are under the surface and whose cross-sectional area is greater than 2 sq. metres.*

The growing level of demand stems not only from increased requirements for underground excavation in the traditional sectors - mineral extraction, utilities, transportation, hydroelectric development, and the like - but also from the newer and special needs of urban areas. As urban populations assemble in ever larger and denser units, it becomes increasingly necessary to conserve surface land and to protect the quality of the environment by placing underground many of the essential functions and facilities that have hitherto been left at surface level (e.g. motorways, power plants, car parks, reservoirs, sewage works). As cities continue to grow, this aspect of demand for tunnelling will increase and increase rapidly, posing a difficult challenge to those who must plan and implement urban development.

The essential aim of the OECD Advisory Conference on Tunnelling is to advise governments on what steps should be taken to respond effectively to this challenge. In this sense, the Conference differs from any previous international meeting on tunnelling - or for that matter from any past technical conference. Most of today's technical meetings are designed to review the state of knowledge in a given field and to serve as a forum for the exchange of information, views and experience. This Conference is being used deliberately to focus attention on the social significance of a specific technology, namely tunnelling, and on the need to use it constructively for environmental betterment. The Conference is therefore concerned with assessing the potential of tunnelling and with developing guidelines for a positive public strategy for fostering its growth.

* *
*

Considerable progress has been made in specific types of tunnelling during the last ten years or so; where the most concerted efforts have been applied, the costs and construction periods of a few specific types of tunnelling have been reduced by 50% or more. There is nevertheless broad agreement among the nations which participated in the survey preparatory to this Conference that further substantial improvements in the art of tunnelling need to be, and can be, achieved. Not only can construction costs and the periods of construction be significantly reduced, but the undesirable side-effects of tunnel construction, particularly on the urban environment, such as noise, dust, vibration and ground movements, can be minimized as well. Appropriate action by governments is expected to hasten the rate of advance and, in some respects, is considered essential if particularly intransigent obstacles to advance are to be surmounted.

That is not to say that progress will be instant and easy. There are no simple panaceas to the existing problems. The overriding importance of the diversity of ground conditions, the uneven degree of technical advances in particular types of tunnelling, the many processes involved in tunnelling apart from those directly related to advancing the tunnel length, the variability of working conditions, the relationship between the size of project and the optimum scheme of construction – all these factors contribute to the complexity of the task and preclude simple solutions of universal application.

Rapid improvement in the art of tunnelling is further inhibited by a variety of institutional factors. Progress has been hindered, for example, by the tendency to regard tunnelling for different purposes as involving different techniques and skills; there has been too much emphasis on the differences and too little regard for the essential similarities in the methods of tunnelling. Secondly, tunnelling tends to be considered too much as an amalgam of separate techniques rather than as a unified system. Research effort is unevenly distributed among the various elements of the tunnelling process, with some important areas receiving comparatively little attention. Finally, the often intermittent and unpredictable nature of the tunnelling market is not conducive to the rapid introduction of innovation. The most notable recent innovations have occurred generally where there has been a sustained promotion of tunnelling for a specific purpose over a period of years.

The factors described above – inherent technical difficulties in tunnelling, institutional obstacles, and inadequate recognition of the merits of subsurface alternatives – have all contributed to a generally reduced rate of progress in the art of tunnelling by comparison with developments in many other fields of civil engineering. The object to be achieved is that of making the best use of tunnelling in the interests of society. Obstacles to this endeavour must therefore be identified, defined and, where practicable, circumvented.

Against this background, the Conference presents recommendations for the consideration and appropriate action by governments, under the following headings:

1. *Need for a focal agency in each country*
2. *Planning the use of the subsurface*
3. *Use of the total cost/benefit concept in investment and planning decisions*
4. *Encouragement of technological advance*
5. *International co-operation*

These five recommendations are discussed below. Then follows an Appendix containing a list of the aspects of tunnelling in the greatest

need of technical improvement, arranged - without any individual order of priority - under the following headings:

1. *Geology and hydrology*
2. *Rock and soil mechanics*
3. *Excavation process*
4. *Materials handling*
5. *Ground support and tunnel lining*
6. *Environmental control and safety*
7. *The tunnelling system*

1. NEED FOR A FOCAL AGENCY IN EACH COUNTRY

The first step toward advancing the state of the art and creating a climate conducive to more widespread use of underground construction would be the establishment or designation in each country of an organizational entity to serve as the focal point for tunnelling activity within the country. This organization or agency would undoubtedly take a different form in different countries. In some, the organization might be small, with the primary function of coordinating the activities of other working groups and insuring that some working group is responsible for performing each of the essential activities. In other countries, the focal agency may be a much larger group which actually performs many of the essential tasks.

Recommendation 1

It is recommended therefore that each country should designate an agency at the national level with responsibility for the coordination of the assessment of tunnelling activity and, where appropriate, for the stimulation of improvements in tunnelling technology. At a minimum such an agency should undertake, or cause to be undertaken, the following activities:

i) Collection and dissemination of technical information related to tunnelling, including current research, development and innovative activities, as well as data on cost and performance of tunnelling components and systems.

ii) Continuing assessment of the state of the art of the tunnelling system to identify technical needs which might be met through research and development, to ascertain the overall level and structure of research and development, to review periodically the extent to which it is appropriate to the future demand for different types of tunnelling, and to stimulate cross-fertilization of advanced technology developed for other purposes.

iii) Periodical statistical demand forecasting and collection of demand data regarding the amount of subsurface construction planned for the future for all uses, classified by ground conditions, size,

use and type of structure, and divided into two categories, namely:

a) short-range demand (say 5 years) resulting from conventional uses, current technology and current sponsor preferences;

b) medium-range demand (say 10 years), including unconventional uses, new technology and potential changes in user patterns.

iv) Systematic compilation of geological data for geographical areas in which tunnelling activity is expected, particularly in areas of anticipated urban growth.

v) Review of existing legal requirements and traditional standards as to their effectiveness for obtaining the maximum benefit from tunnelling for the community at large.

vi) Study of contracting practices in relation to the present state of the art of tunnelling, including the consideration of how the risks are shared among the respective parties to the Contract and how to encourage the use of improved techniques.

vii) Action necessary to improve the understanding on the part of planners, officials and the general public of the benefits to be obtained from increased and planned use of the subsurface.

viii) Review of the adequacy of education and training of engineers in the field of tunnelling.

ix) Participation in international activities concerned with the applications, planning and practice of tunnelling.

2. PLANNING THE USE OF THE SUBSURFACE

The subsurface of a city or other centre of population has great value and it is highly desirable, therefore, that its use should be determined by long-range, positive, comprehensive planning. As a starting point, a single agency in each such locality should be charged with the duty of maintaining detailed records of the position and purpose of all existing underground facilities and structure. Future planning of the use of the subsurface should be coordinated with a view to establishing priorities between conflicting requirements, and to promoting multi-purpose underground structures and services, all with a regard to the future as well as to the present needs.

Recommendation 2

It is desirable that in every densely populated urban area, a single agency should be required to maintain detailed records of the present use of the subsurface and that a master plan for coordinated underground

construction should be prepared and periodically updated. It is recommended, therefore, that each country should take appropriate action towards this end.

3. USE OF THE TOTAL COST/BENEFIT CONCEPT IN INVESTMENT AND PLANNING DECISIONS

The current practice of evaluating proposed investments in terms of construction costs only, without taking into account the differential in the social and environmental costs and benefits of surface and underground facilities, tends to make the gap between the cost of an underground facility and that of a comparable surface alternative appear wider than it actually is. The subsurface alternative would often appear more attractive if appropriate weight were given, for example, to the social cost of surface activities, including interference in access, obstacles to future land use, inconvenience and loss of business time during construction ; to the reduction in ratable value or tax base through permanent occupation of land ; and to the beneficial effect on environmental quality of setting a particular facility underground, thereby reducing for perpetuity noise, vibration, fumes and visual intrusion.

Recommendation 3

It is recommended, therefore, that in the evaluation, comparison and choice of public investment, account be taken of the indirect as well as the direct costs and benefits of surface and subsurface alternatives.

In order to facilitate implementation of this recommendation by the many diverse governmental and other public bodies who are responsible for planning decisions, more definitive data and more adequate methods should be developed to measure the social impacts of more intensive and effective use of the urban subsurface through :

i) Studies of the effect of alternative construction processes on the urban environment and the urban dweller to develop a basis for determining total costs, including indirect costs attributable to business disruption and impact on the health and well-being of the urban population.

ii) Studies of the psychological and other social impacts of greater use of the subsurface, including unconventional applications such as underground factories.

iii) Studies of the differential effects on the urban environment, including its ecology, of greatly increased use of the subsurface, both during and after construction, e.g., changing water table, utilization and disposal of excavated material, susceptibility to earthquake damage, changes to urban life, etc.

iv) Comparison of the costs of all alternatives of surface, cut-and-cover construction and underground tunnelling, taking into account all costs including social consequences.

4. ENCOURAGEMENT OF TECHNOLOGICAL ADVANCE

General agreement has been expressed, in response to the survey, that the scope of research and development related to tunnelling should be broadened and the level of effort increased. In view of the geological and other differences between countries and the variety of tunnelling techniques, it is not surprising that diverse opinions were expressed in the survey concerning the priorities for such research.

A recurring observation in individual replies to the survey called attention to the apparent difficulty of applying the results of research to problems of tunnel design and construction. A related problem is insufficient use of the best available techniques in actual practice.

It is clear that there are weak and even missing links in the chain of events that starts with research, continues through development, testing, evaluation, modification and re-evaluation and which should finally end in diffusion, wide acceptance and general use of a given technology in appropriate circumstances. To some extent this is due to the particularly variable conditions encountered in tunnelling and the consequent diversity of problem areas. There is, moreover, in general a lack of common purpose in research, design and construction of tunnels leading, in many instances, to failure to achieve a solution best suited to its purpose and to a tendency to consider each aspect in isolation from the others.

It may be noted that, in the presentation of the OECD Demand Report on Tunnelling, with the exception of the mining sector, tunnelling projects are very largely constructed by public funds for public ownership or use, e.g., water supply, sewers, or transportation. It is axiomatic that the investment of public funds for research and development in tunnelling should result in cost savings to the funding authority.

Recommendation 4

It is recommended, therefore, that each country should, as soon as practicable, take action to promote a more rapid, effective and widespread development and use of technical advances in the field of tunnelling. The basic elements of such action should include:

i) Comprehensive programmes of observation of ground loads, groundwater and seismic behaviour, stresses and movements associated with tunnels, including long-term studies of completed tunnels, for comparison with predictions.

ii) Encouragement and, where appropriate, requirement to use best existing techniques and equipment on construction projects, including fully adequate site investigation at the planning and design stages of a project.

iii) Encouragement of systems analysis and research projects related to the practical problems of the construction and maintenance of tunnels.

iv) Analysis of tunnelling processes leading to sponsorship or promotion of full-scale trials and demonstrations of new or unconventional techniques and equipment on actual construction projects.

v) Participation in the development of full-scale test facilities, in a range of ground conditions appropriate to the country, for development, testing and evaluation of prototypes of components and systems.

5. INTERNATIONAL COOPERATION

Direct action will, in general, be undertaken at the national rather than international level. Thus, the most effective action that could be undertaken internationally is the encouragement of a free flow of information, leading to understanding and cooperation in the solution of common problems.

Recommendation

It is therefore recommended that close working ties be established between the national focal agencies, directly as well as through an international commission, so that international efforts may be directed toward:

i) Establishing and maintaining links with other international organizations which have interest in the technology of tunnelling and in tunnel operation.

ii) Promoting the establishment of standard procedures and terminology (in conjunction with the established international organisations such as the International Societies for Soil Mechanics [ISSMFE] and Rock Mechanics [ISRM]) for the national collection and analysis of data concerning demand for tunnelling, geological conditions, statistics, design and construction techniques.

iii) Providing coordination of the advances in tunnelling made by each nation so that the total research requirements may be more easily identified on an international scale.

iv) Investigating the desirability of establishing standard tunnel sizes and shapes, particularly in relation to the adoption of standards for tunnelling machines.

v) Considering the wider adoption of standard contract procedure.

vi) Arranging periodic international conferences at intervals to review the applications and technology of tunnelling and the progress achieved in the implementation of the foregoing recommendations.

11

Appendix

RESEARCH REQUIREMENTS

Despite a not unexpected lack of agreement in detail, there is agreement in principle on the need for improvement in every aspect of tunnelling, the need being urgent in certain respects. Ahead of the proposed studies mentioned in Recommendations 1 and 3, it has therefore been thought useful to set out below the areas in which the present pace of advance is considered unsatisfactory, and where the need for improvement is most widely felt.

Obviously, the priorities for any individual country will largely depend upon that country's specific tunnelling programme and needs. Furthermore, the measures necessary to initiate and undertake an R & D programme will vary among countries, depending on the type of work and the laws, customs and institutions that bear on government-industry relations. As the community will derive, directly or indirectly, a high degree of benefit from the anticipated improvements, methods of financing research and development may take the form of :

- direct government support, applied in such a way as to avoid a reduction in private initiative for innovation and development ;
- stimulation of private investment in research and development either by tax relief or by appropriate cost sharing ; or
- encouragement of cost saving innovations through schemes for sharing benefits gained in tunnel works.

The principal areas in which research is considered to be a matter of priority are listed briefly below.

1. Geology and Hydrology

1.1 Development of geophysical methods for exploring the ground from the surface and ahead of a tunnel face.

1.2 Development of techniques for obtaining more and better information from boreholes drilled in soil or rock by geophysical methods.

1.3 Improvements in methods of obtaining "undisturbed" soil samples or rock cores, including continuous sampling.

1.4 Development of standardized terminology and engineering classification for rocks and soils.

1.5 Development of improved methods of determining groundwater conditions including the soil permeability in all directions, of estimating water inflow into excavations, and of predicting the effects of groundwater lowering and recharge.

1.6 Development of better techniques for detecting and identifying buried services, cavities, and underwater obstacles.

1.7 Study of effects of waves and currents on the construction of immersed tunnels.

1.8 Development of improved techniques for determining sediment transport and for predicting the rate and extent of silting of immersed tunnel trenches.

2. Rock and Soil Mechanics

2.1 Basic studies of rock mechanics and soil mechanics to broaden and strengthen the understanding of underlying principles affecting the properties of the ground in relation to tunnel design.

2.2 Development of more reliable and economical methods for evaluating in situ properties of soil or rock.

2.3 Study of time dependant in situ behaviour of ground interacting with tunnel structure.

2.4 Improvements in present knowledge of compaction of soils in confined spaces.

2.5 Study of effects on tunnels in different types of ground subject to earth tremors.

2.6 Improvements in methods of predicting the stability of underwater trench slopes for immersed tunnels.

3. Excavation Process

3.1 Basic studies in rock breakage.

3.2 Development of improved cutters and bearings for mechanical boring machines to increase dependability and range of ground hardness and quality in which machines can operate efficiently.

3.3 Development of types of equipment, processes, etc. that are adaptable to changing ground and adverse water conditions.

3.4 Evaluation of new processes for excavation, including unconventional methods of using explosives.

3.5 Development of excavation methods and equipment to minimize detrimental effects on the surrounding material, adjacent structures and the urban environment.

3.6 Study of benefits in standardization of tunnel dimensions to allow more intensive use of machines and equipment.

3.7 Development of simple, accurate guidance systems for tunnel boring (see also 6.3 below).

3.8 Better correlation of rock and soil mechanics data with the performance of excavation machines.

3.9 Development of tunnelling methods which support tunnel face in waterbearing ground without necessity to work in compressed air.

3.10 More intensive investigation of the possibility of using unconventional techniques for rock and soil disintegration and excavation.

3.11 Development of improved equipment and processes for accurate excavation of underwater trenches for immersed tunnels.

3.12 Development of improved methods for measuring the depth of trenches for immersed tunnels.

4. Materials Handling

4.1 Studies of the basic behaviour of material particles with regard to flow characteristics, effect of particle size, etc.

4.2 Development of more compact materials handling systems.

4.3 Development of means of disposal of spoil appropriate to urban areas.

4.4 Study of hydraulic and pneumatic systems of spoil disposal.

4.5 Development of improved integrated systems of excavation, loading, transport and disposal of spoil.

4.6 Development of auxiliary systems for sand jetting under immersed tunnel elements at great depth.

5. Ground Support and Tunnel Lining

5.1 Improved methods for calculating ground support.

5.2 Development of more rational methods for evaluating the capability of support systems, especially shotcrete, rock bolts, tie-back systems, diaphragm walls, driven and bored pile retaining walls.

5.3 Initiation of a comprehensive programme for the collection of data regarding the in situ behaviour of the soil or rock mass (including back-fill for cut-and-cover tunnels), the support system, and the interaction between the two for use in developing or verifying design methods for all types of tunnel construction (see also item 2.3 above).

5.4 Development of temporary support systems for tunnels that can be installed more quickly and closer to the face and which can be incorporated into the permanent support system.

5.5 Development of improved tunnel support systems that minimize ha handling and erection problems.

5.6 Development of improved material and procedures for ground stabilization by grouting, freezing and other processes.

5.7 Improvements in temporary support schemes for cut-and-cover tunnels, minimizing adjacent ground movements.

5.8 Improvement of techniques for design and utilization of precast tunnel linings, particularly those which restress the ground.

5.9 Development of techniques of soundwall blasting for minimizing rock damage, particularly in underground excavations.

5.10 Development of improved retaining walls for cut-and-cover construc- and of *(i)* pile driving equipment with reduced noise and vibration characteristics and capable of being used in narrow, confined spaces ; *(ii)* bored pile walls capable of providing greater accuracy, reduced requirement for working space and improved watertightness ; *(iii)* bentonite replacement retaining walls for use in ground containing obstacles ; *(iv)* I-beam retaining walls to achieve greater economy and better load transfer at the base.

5.11 Development of improved precast elements for immersed tunnels to reduce costs and jointing problems.

5.12 Development of methods of connecting immersed tunnel elements to piles without intervention of divers.

6. Environmental Control and Safety

6.1 Development of improved instrumentation for measuring the intensity of noise, and concentration of dust and noxious gases.

6.2 Development of standards of environmental quality for underground operations, particularly for novel excavation processes.

6.3 Development of remote control systems for guidance and operation of excavating machines to eliminate as far as possible the need for human presence in hazardous areas (see also 3.7 above).

6.4 Development of new and improved techniques for controlling dust, electromechanical hazards, fumes, heat, noise, vibration and water.

6.5 Study and reduction of medical risks of working in compressed air.

7. The Tunnelling System

7.1 Development of mathematical expressions and models to represent the processes of the tunnelling system, to assist in identifying potential inadequacies.

7.2 Study and development of the capability of expressing geological and hydrological factors in terms permitting their representation in mathematical models.

7.3 Study the merits of increased automation in tunnelling to reduce personal hazard and cost.

Washington, D.C.
25 June 1970

TUNNELKOSTNADER

av

Sivilingeniør Odd Johannessen

N.V.E.

NORMALISERTE TUNNELKOSTNADER

Innledning

Foreløpig rapport ble lagt fram på konferansen for 2 år siden. Denne rapporten representerer en fullstendig ny gjennomgåelse, utvidelse og ajourføring. Et stipend fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk har gjort det mulig å få hjelp og har vært en oppmuntring i arbeidet som for en stor del har foregått på egen tid.

Kostnadsanalysen bygger på detaljerte etterkalkyler fra gjennomførte tunnelarbeider - supplert med beregninger og skjønnsmessige vurderinger. Arbeidsstudier er også lagt til grunn.

Rapporten er mitt personlige ansvar - Statskraftverkene hefter ikke på noen måte for resultatene.

Hensikten

med analysen er å

1. Gi grunnlag for økonomisk dimensjonering og kalkulasjon av tunnelanlegg.
2. Gi grunnlag for en målsettings- og resultatorientert ledelse av tunnelarbeider. Betydelige resultat kan oppnås, og er oppnådd på dette punkt.
3. Gi en sammenfattende oversikt over forskjellige drivemetoder som sporfri og sporbunden drift.

Følgende blir kartlagt:

1. Meterkostnad som funksjon av tunneltverrsnitt.
2. Grensekostnad ved tverrsnittsvariasjoner.
3. Tunnellengdens innflytelse på kostnadene.
4. Merkostnadene når tverrslaget (adkomsten) går på fall.
5. Kostnadene ved forskjellige drivemetoder.

Forutsetninger

En tunnels kostnad avhenger av en rekke faktorer, såvel tekniske som naturgitte. Her er gjort følgende forutsetninger:

1. Tunnellengde

   En stufflengde på 3.000 m er lagt til grunn for normalkostnadene. Konsekvensene av avvik belyses.

2. Avstand fra tunnel til tipp

   Denne avstand, d.v.s. lengden av tverrslaget, samt avstanden fra påhugg til tipp, er satt til 500 m.

3. Stigningsforhold i tverrslag

   I normalkostnadene er det regnet med horisontalt tverrslag. Går tverrslaget på fall, får det konsekvenser for kostnadene, ved sporbunden transport avgjørende konsekvenser. Selve tunnelen er forutsatt drevet tilnærmet horisontalt, 2 - 5 o/oo stigning.

4. Utstyr

   Forskjellig utstyr, da særlig laste- og transportutstyr, viser forskjellig kostnadsforløp. En har regnet med følgende utstyrskombinasjoner:

   1. Sporbunden transport og kastlastemaskiner.
   2. Sporbunden transport og shovellasting.
   3. Sporfri transport og shovellasting.

5. Fjellets egenskaper

   spiller en avgjørende rolle for kostnadene, selv om en i denne sammenheng ser bort fra ekstraordinære sikringsarbeider. Normalkostnadene blir satt opp for to prinsipielt forskjellige bergarter med hensyn til behov for boring, sprengstoff og løpende rensk. Bilag 3 viser sprengbarheten uttrykt ved spesifikt bormetertall.

   a. Den nederste kurven representerer "svensk granitt". Fjellet i Aura, Tokke- og Tunnsjøområdet f.eks. følger stort sett denne kurve som en finner igjen i svensk litteratur.

   b. Den øverste kurven er basert på forholdene i metamorfe, glimmerrike sedimenter med utpreget lagdeling. Eks. Ranaområdet. Disse bergarter karakte-

riseres ved dårlig sprengbarhet, d.v.s. høgt spesifikt bormetertall, høgt sprengstoff-forbruk og mye rensk.

Denne inndeling skurrer vel i ørene på våre bergmekanikere, men har likefullt vist seg tjenlig i denne sammenheng.

Kostnadsfordeling hovedoperasjoner

Tunnelkostnadene deles naturlig i 4 hovedkomponenter

1. Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk.
2. Lasting.
3. Utkjøring som inkluderer transportbane og tipparbeid.
4. Øvrige kostnader.
   a. Ventilasjon.
   b. Elektriske anlegg.
   c. Diverse, andel ufordelte hjelpeanleggsfunksjoner m.m.

Bilag 5 viser hovedoperasjonens relative andel av kostnadene.

Bilag 6 viser eksempel på detaljert kostnadsrapport, interimsrapport.

Overmasse Bilag 7.

Før vi går videre er det nødvendig å se nærmere på de påregnelige overmasser (avvik fra teoretisk tverrsnitt). Overmasse eks. nisjer kan øke tunnelens evne til å overføre vann, nisjene reduserer denne evne.

I. Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk.

Dette er den dominerende kostnadskomponent, om lag halvparten av kostnadene ligger her.

For å komme fram til kostnad pr. tunnelmeter, er det nødvendig å gå vegen om kostnad pr. bormeter samt spesifikt bormetertall (bilag 3).

Både erfaringstall og beregninger viser at det er dekning for å operere med en konstant kostnad pr. bormeter uavhengig av tverrsnitt og sprengbarhet.

Den tendens til større slitasje og lavere borytelse som nedre bormeterkurve gir, kompenseres av mindre rensk.

Her må det imidlertid tilføyes at en kan oppleve store variasjoner med hensyn til livslengde på borutstyret.

I denne analyse er det forutsatt nyttet hydraulisk rigg og grovhull (43 til 48 mm) for hele tverrsnittområdet, selv om vi for de minste tverrsnitt ennå ikke har kommet så langt ned med kostnadene for boring, lading, skyting o.s.v. isolert sett som ved håndholdte maskiner og borserie 11. Hensynet til drivehastighet og påkjenning på mannskapet gjør det imidlertid stadig mer aktuelt med denne driftsform.

Bilag 8 viser eksempel på kostnadssammensetning. Postene kan variere noe innbyrdes, men summen viser liten variasjon - med unntak for tverrsnitt under 9 m^2, hvor det bare er mulig å operere med 2 maskiners rigg. Her har en økt bormeterkostnaden til kr. 13.30 p.g.a. dårligere utnyttelse av mannskapet.

Bilag 9 viser kostnad i kr/m tunnel.
Spranget mellom øvre og nedre bormeterkurve understreker betydningen av å få fastlagt sprengbarhet på forhånd.

Normale nisjer er inkludert i kostnadene. Der det er nødvendig med særskilte lastenisjer og spesielt store snunisjer, som ved last- og bærmetoden i små tverrsnitt, må det imidlertid korrigeres for dette (Antydet på bilag 9).

II. Lasting

Lasteutstyret som er lagt til grunn for denne analyse, kan deles inn i følgende hovedtyper.

1. Kastlastemaskiner som stort sett brukes i tverrsnitt < 20 m^2 og i samband med sporbunden transport.
2. Belte- og hjullastere som brukes ved sporfri og sporbunden transport i tverrsnitt fra ca. 20 m^2 og oppover, og ned til ca. 15 m^2 ved sprengning av lastenisjer og bruk av last og bærmetoden ved sporfri transport.

Kostnadene med shovellasting er vist på bilag 10. Spranget ved 22 m^2 gjelder overgangen til last- og bærmetoden ved sprengning av lastenisjer (15 - 22 m^2).
Lastekapasiteten reduseres ved lasting i vagger, derfor de økte lastekostnader ved sporbunden transport.

Lastekostnadene ved de luftdrevne kastlastemaskiner er vist spesifisert på bilag 11 og i bilag 12 er lastekostnadene pr. m tunnel sammenstilt.

III. Utkjøring

1. Sporfri transport. En har her nyttet leiebilenes satser, se bilag 13. Som omregningsfaktor fra løs til fast masse er brukt 1.6 og overfjellsprosent i følge bilag 7.

Det er videre regnet med en korreksjonsfaktor (midlere for hele lengden) som varierer med tverrsnitt og tunnellengde (bilag 15). Denne faktor skal kompensere det forhold at bilparken, som dimensjoneres ut fra kravet om at lastemaskinens kapasitet skal utnyttes, får varierende utnyttelse med tunneltverrsnitt og tunnellengde. Bilag 14, viser kostnadene ved varierende tverrsnitt og tunnellengde basert på ovenfornevnte forutsetninger.

Kostnadene for transportbane og tipparbeid er vist på bilag 15 og 16. Når det gjelder transportbanen kan kostnadene variere mye med steinkvalitet, vannmengde i tunnelen og kvalitet i utførelsen.

Den totale transportkostnad (kr/m) inkl. kjørebane og tipparbeid er vist på bilag 19.

2. Sporbunden transport.

Bilag 17 viser kostnadene spesifisert for skinnetransport ved 3 km tunnellengde. Sumkurven er beregnet også for andre tunnellengder. Ran-

gering under lasting er inkludert i denne posten, derfor de høge lønnskostnader.

Skinnegangskostnadene som funksjon av tverrsnitt og tunnellengde er vist på bilag 18, og de samlede kostnader på bilag 19 sammenholdt med kostnadene for sporfri transport.

IV. Øvrige kostnader

A. Ventilasjon. Bilag 20 viser ventilasjonskostnadene som funksjon av tverrsnitt, tunnellengde og drivemetode. Ved tunnellengder på 6 til 7 km (pluss tverrslag) er kravene til kvalitet i opplegg og vedlikehold meget store. Ved Rana har vi nettop gjennomført en hjuldrift på 6.9 km + 0.3 km tverrslag i synk, uten mulighet for inntak av friskluft undervegs, tverrsnitt 44 - 48 m^2. God ventilasjon helt til slutt.

B. Elektriske anlegg. Bilag 21.
Kostnadene inkluderer elektriske anlegg i tunnel og på tipp, men ikke kraftlinje fram til arbeidsstedet samt hovedtrafo ved påhogg. Det er forutsatt lysopplegg i tverrsnitt over 20 m^2, ved sporfri transport over 15 m^2. Ved lengder over 3 km er det antatt å være nødvendig å føre inn høgspent kabel.

C. Diverse, Bilag 22.
Denne post omfatter ufordelte kostnader ved hjelpefunksjoner som ikke naturlig faller inn under noen av de andre grupper.
Vannlensing er registrert her ved tverrslag i synk.

Normalkostnadskurvene Bilag 23.
Gjelder for 3.000 m tunnellengde, horisontalt tverrslag. Relasjonene endrer seg tildels avgjørende med tverrslag i synk og avvikende tunnellengde, noe vi skal se nærmere på.

Korreksjon avvikende tunnellengde Bilag 24.

1. Sporfri transport.

Det som først og fremst varierer med tunnellengden er transport-, kjørebane- og ventilasjonskostnadene. Ved kortere tunneler kommer treningseffekten inn i bildet. Variasjonen i delkostnadene med tunnellengden er gjengitt foran.

Treningseffektens betydning for de korteste tunneler er det vanskelig å beregne. Det må bli en vurderingssak.

2. Sporbunden transport

Her, som ved biltransporten, er det transport- og ventilasjons- samt skinnegangskostnadene som varierer mest ved tunnellengden.

Både for sporfri og sporbunden transport viser lengdekorreksjonen ubetydelig variasjon med tverrsnittet. Det er viktig å merke seg at korreksjonsfaktoren gjelder den samlede lengde, ikke marginal lengde.

> En 7 km tunnel, sporfri transport, horisontalt tverrslag, øvre bormeter-kurve koster 1.15 ganger normalkostnaden. En 6 km tunnel koster tilsvarende 1.105 ganger normalkostnaden. Marginalt koster den siste km $(7 \cdot 1.15 - 6 \cdot 1.105)$ x normalkostnaden.

Synktillegg Bilag 25.

1. Sporfri transport.

Går tverrslaget på fall, vil først og fremst transportkostnadene øke, men en vil også få kostnader ved tilrigg og drift av pumper for vannlensing.

Her er det regnet med et tillegg til transportkostnadene, bilag 14, på 10 %. Dette siste fordi synken reduserer transportkapasiteten pr. bil og derfor øker bilantallet.

Pumpekostnadene er satt til 25 kr/m.

2. Sporbunden transport

Forutsetter omlasting i biler nede i synken. Transportlengde fra omlastingsarrangement til tipp = 500 m.
Som ekstra kostnader regnes:

1. Biltransport fra omlastingsarrangement til tipp. Til fradrag regnes forskjell i tipputgifter ved henholdsvis skinne- og biltransport iflg. bilag 16, samt redusert kostnad ved sporbunden transport p.g.a. redusert transportlengde.

2. Omlastingsarrangement.
Forutsatt direkte omlasting fra vagg til bil ved 10 m^2 tunnel. Utsprengt masse for omlastingsarrangement ca. 3.000 m^3. Total kostnad ved arrangement ca. 200.000 kroner. Ved 60 m^2 tunnel er det forutsatt utsprengt siloer med tappeluker etc. Utsprengt masse ca. 4.500 m^3. Total kostnad ca. 450.000 kroner. Kostnadene med omlastingsarrangement forutsettes å variere lineært med tverrsnittet.

3. Pumpekostnader
Pumpekostnadene er satt til 25 kr/m som ved biltransport.

På grunn av kostnadene med omlastingsarrangement varierer synktillegget sterkt med tunnellengden ved sporbunden transport (se bilag).

Sikringsarbeider

Kostnader vedrørende løpende fjellrensk er inkludert i posten:
Boring, lading, skyting og løpende fjellrensk. Bolting og annen sikring er ikke med i normalkostnadene.

Sikringskostnadene er vanligvis av størrelsesorden 5 - 10% av normal tunnelkostnad. De relative kostnader øker noe med økende tverrsnitt under ellers like forhold.

Som grunnlag for beregning av grensekostnadene har en antatt:

6 m^2 tunnel sikringskostnad = 5 % av normalkostnad
70 m^2 " " = 8 % " "

Rettlinjet forløp mellom 6 og 70 m^2.
(Sikringskostnadene varierer så mye at det er tvilsomt å snakke om "normale" sikringskostnader)

Grensekostnad ved tverrsnittvariasjoner

Bilag 26 viser grensekostnader ved tunnellengde 3000 m, horisontalt tverrslag. Grensekostnadskurvene gjelder bare mellom sprangene i normalkostnadskurvene. Over disse sprang må det en særskilt vurdering til ved økonomisk dimensjonering av vanntunneler.

Sluttord

En har ikke kunnet ta hensyn til alle detaljer og forhold som vil gjøre seg gjeldende i tunneldrift.

Ved overslag for en bestemt tunnel, bør en ta for seg de enkelte kostnadskomponenter og vurdere konsekvensene av særlige forhold som kan ha betydning for kostnadene. Hensikten med analysen er like meget å belyse relasjonene som å finne de absolutte tall.

Kostnadene inkluderer:

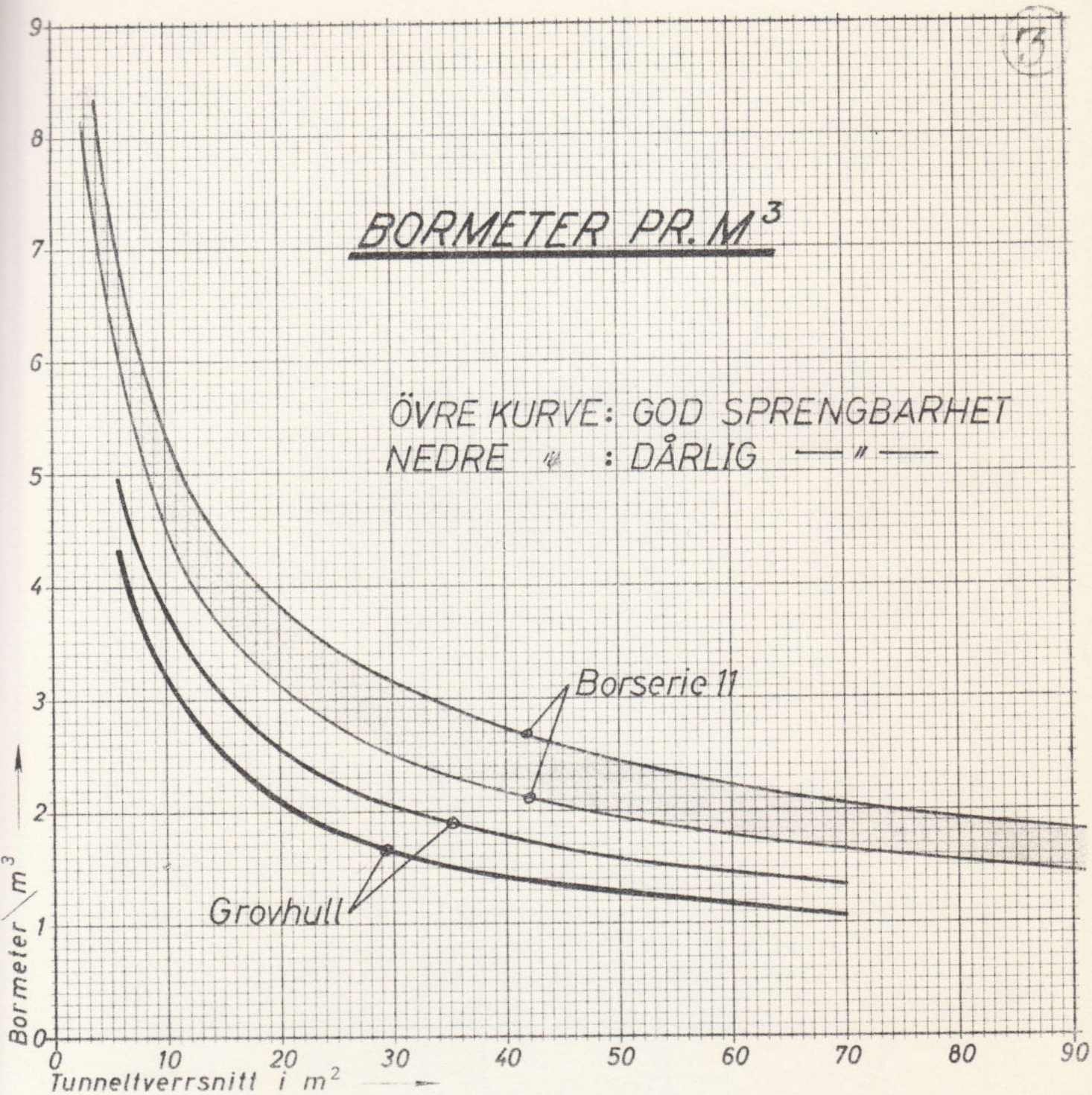
Lønn inklusive sosiale utgifter. Materialer inklusive lager- og frakttillegg. Maskinkostnader.
Drift av alle hjelpefunksjoner er inkludert (lager, verksted, kompressorstasjon).

Merverdiavgift er ikke inkludert, investeringsavgift, 13 %, er tillagt avskrivningsgrunnlaget for maskiner, ellers er kostnadene eks. investeringsavgift.

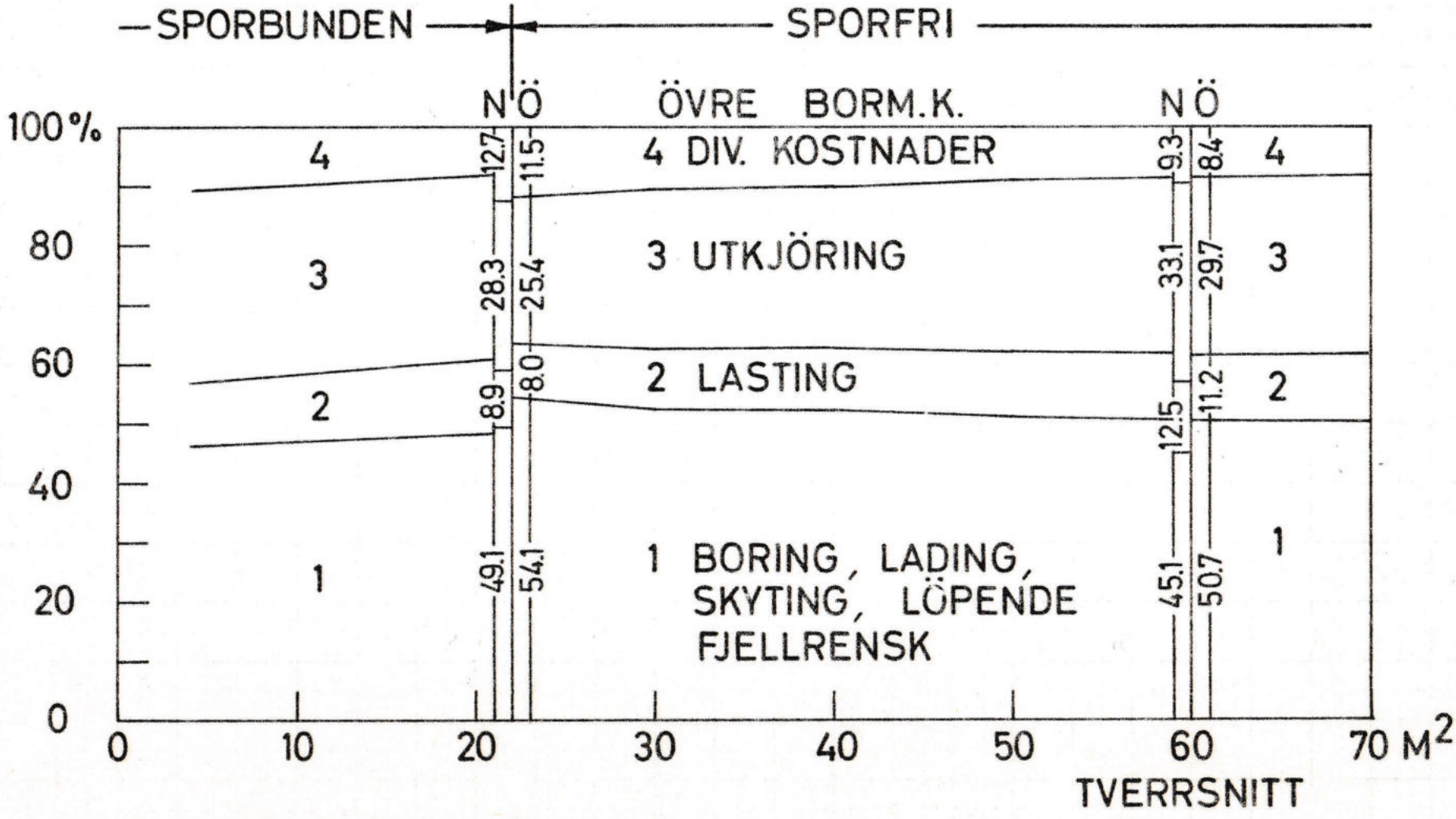
Administrasjonen er ikke inkludert. Kostnadsnivå nov. 1970.

Vi vil understreke at analysen er basert på etterkalkyler - og må ikke forveksles med anbudspriser, men resultatet av oppgjorte anbud.

Siviling. O. Flønes deltok i arbeidet med den foreløpige rapport, ing. A. Nilsen har delvis deltatt i denne.


BORMETER PR. M³
ÖVRE KURVE: GOD SPRENGBARHET
NEDRE " : DÅRLIG —"—
Borserie 11
Grovhull
Bormeter / m³
Tunneltverrsnitt i m²
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
20
30
40
50
60
70
80
90

KOSTNADSFORDELING AV HOVEDOPERASJONER



Statskraftverkene — KOSTNADSRAPPORT — Anlegg RANA III — Art.sted LEIRBOTN H. og V., 6,6 m² — Pr. 3. Kv. 70.

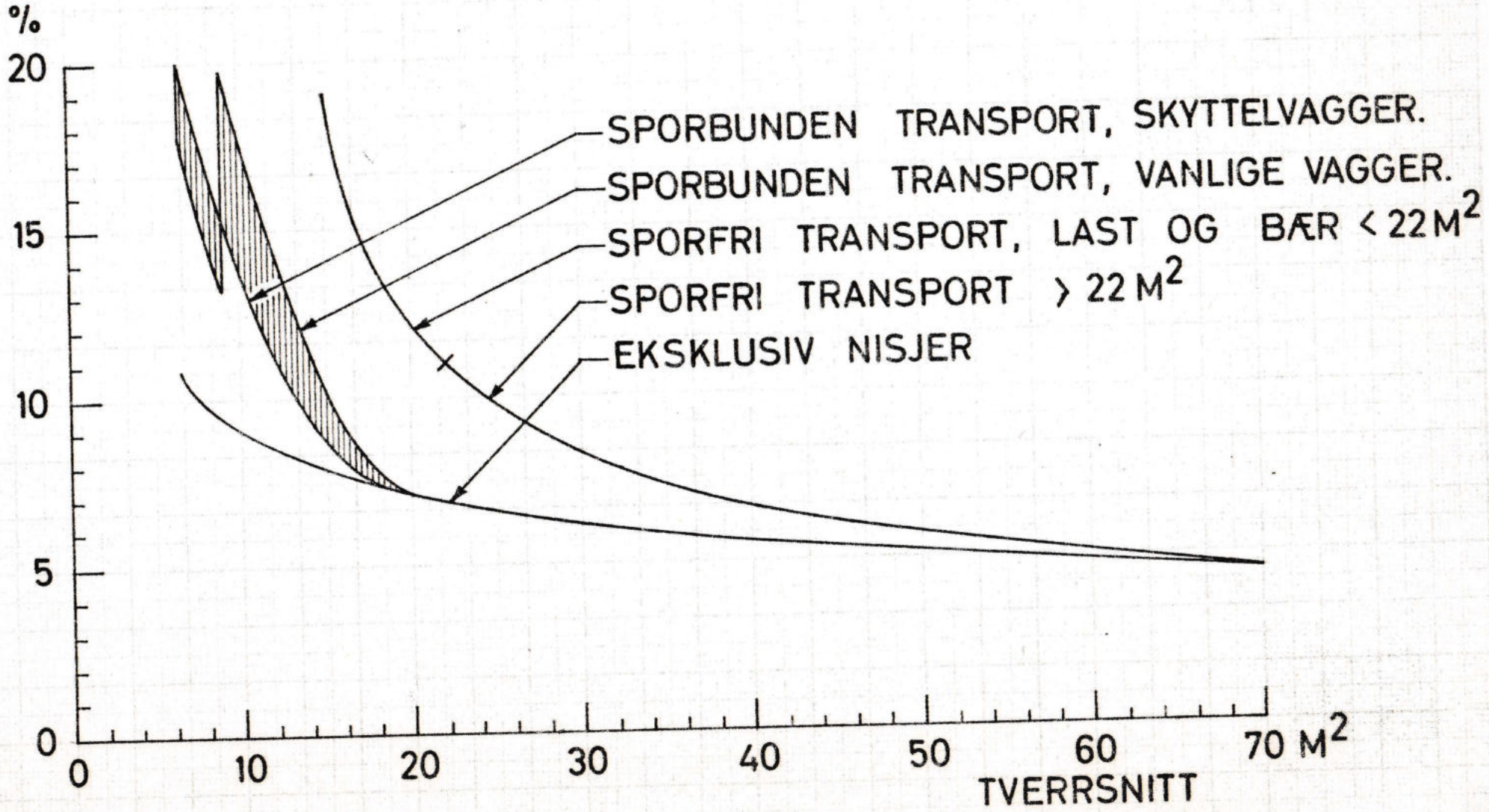
Konto	Tekst	KOSTNADER (1.000 kr.) I 2. og 3. Kv. 1970	Til dato Lønn	Matr.	Tr. sport	Avskr.	Øvr. utg.	SUM	ENHETSPRIS I 2. og 3. kv. 70 Kr. m³	Kr. l.m.	Til dato Kr. m³	Kr. l.m.	NORM. Kr. l.m.	Merkn.
	BOR, LAD, SKYT., LÖP. RENSK	485	314	442	-	124	-	880						2. og 3 kv. sett under ett har vært meget gunstig både hva framdrift og kostnader angår.
	KOMPR. ST., ANDEL	65	47	67	2	9	3	128		387		418	408	
	LASTING	145	199	25	-	43	-	267						
	KOMPR. ST., ANDEL	25	12	25	1	2	1	41	18,14	120	19,36	128	94	
	DRIFT VAGGER OG LOK	62	42	14	1	91	-	148	6,62		9,30			En post stiller seg hydelig ut og det er "Rep. vagger og lok". Her må en gå ut fra at de store rep. og overhalingskostn. er et engangsfenomen, slik at det hele etter hvert jevner seg ut.
	REP. — " —	119	37	49	-	67	-	153	12,70		9,62			
	SKINNELEGGING	20	54	6	-	-	6	66	2,13		4,15			
	ANSKAFF. SKINNEMATR.	49	4	74	19	-	3	100	5,23	296	6,28	318	282	
	REP. SKINNEGANG	31	30	1	-	-	-	31	3,31		1,95			
	UTKJÖRING	92	150	5	4	-	1	160	9,81		5,72			
	ARBEID PÅ TIPP	45	78	5	-	-	3	86	4,80		5,41			
	DIV. VEDR. UTKJÖRING	2	10	3	8	-	-	21	0,21		1,32			
	ELEKTR. ANL. I TUNNEL	16	24	19	-	-	-	43		11		18	25	
	ÖVRIG ARBEID	11	28	2	-	-	2	32						Forbruk: 125.000
	VERKSTED	11	5	23	-	2	-	30		20		28	17	
	ANDRE TILRIGG.	7	6	1	-	-	-	7						
	VENTILASJONSANLEGG	32	38	37	-	2	1	78		23		32	45	
	S U M	1.217	1.078	798	35	340	20	2.271		857		942	871	Sikring: Innsparing: 100.000
	SIKRING	4	11	3	1	-	-	15				6		

TFM³ / L.M. tunnel				Meterpris			
m³ i kv.	l.m. i kv.	m³ til dato	l.m. til d.	Oppr. o. slag	Revidert 69	Revidert	2. og 3. kv. 70	Til dato
2. og 3. Kv. 70.			H. 2.053,5		890		857	942
9.372	1.420,-	15.908	V. 356,8		50			6
			2.410,3					SIKRING

Gjenstår: 3.197 m

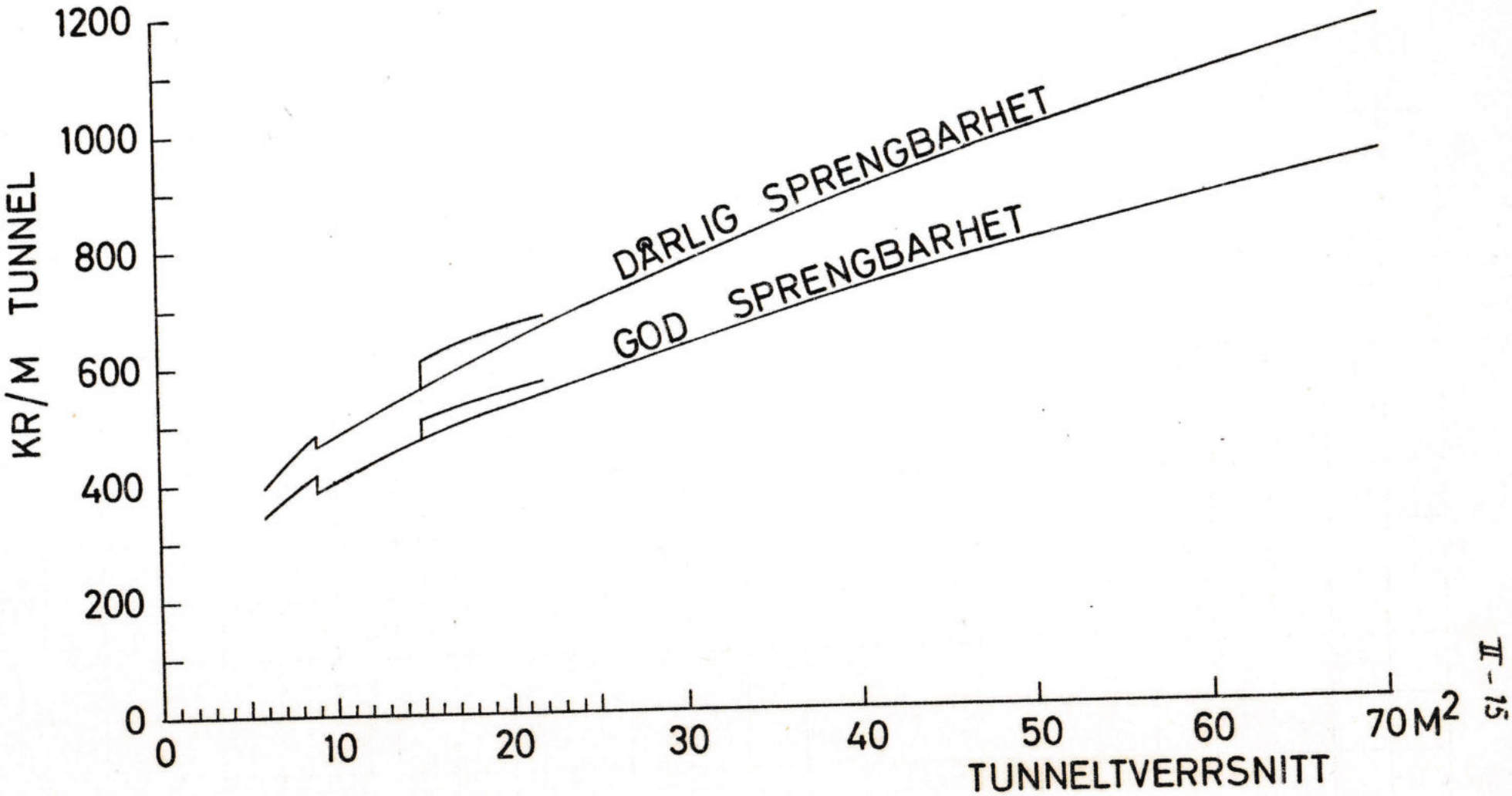
II-12

OVERMASSER


%
20
15
10
5
0
0
10
20
30
40
50
60
70 M²
TVERRSNITT
SPORBUNDEN TRANSPORT, SKYTTELVAGGER.
SPORBUNDEN TRANSPORT, VANLIGE VAGGER.
SPORFRI TRANSPORT, LAST OG BÆR < 22 M²
SPORFRI TRANSPORT > 22 M²
EKSKLUSIV NISJER

Borutstyr	kr./bormeter	0,95
Sprengstoff 1,0 kg. a 3,30		3,30
Tennere H. U.		0,87
Skyteledning		0,06
Avskrivning rigg		1,20
Deler og rep. matr. rigg		0,60
Olje, fett		0,25
Andre materialer		0,45
Trykkluftforsyning		1,20
Renskebukk		0,20
Lønn		3,62
	Sum	12,70

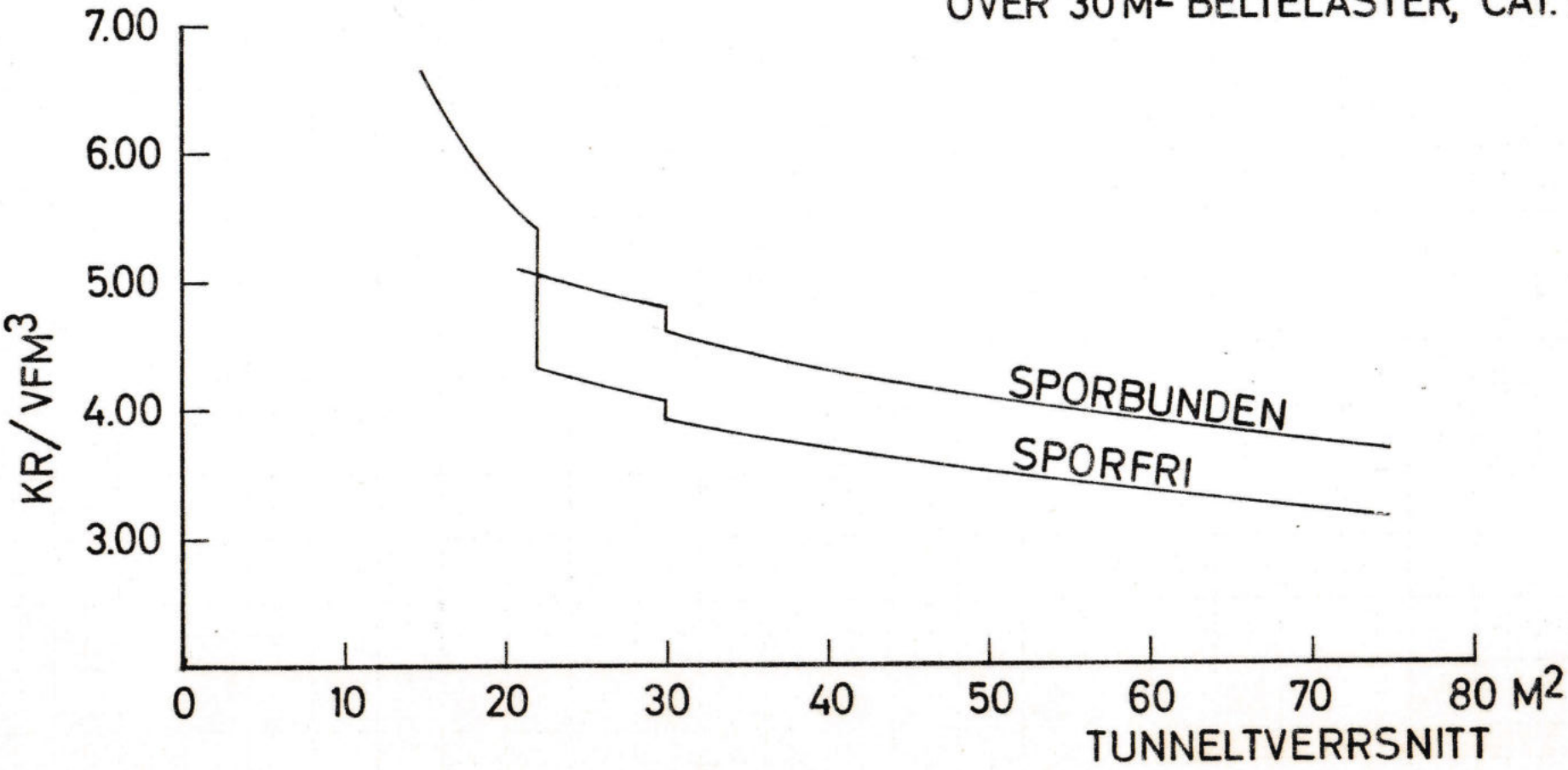
KOSTNADER
BORING, LADING, SKYTING, LÖP. FJELLRENSK.



II - 15

LASTING

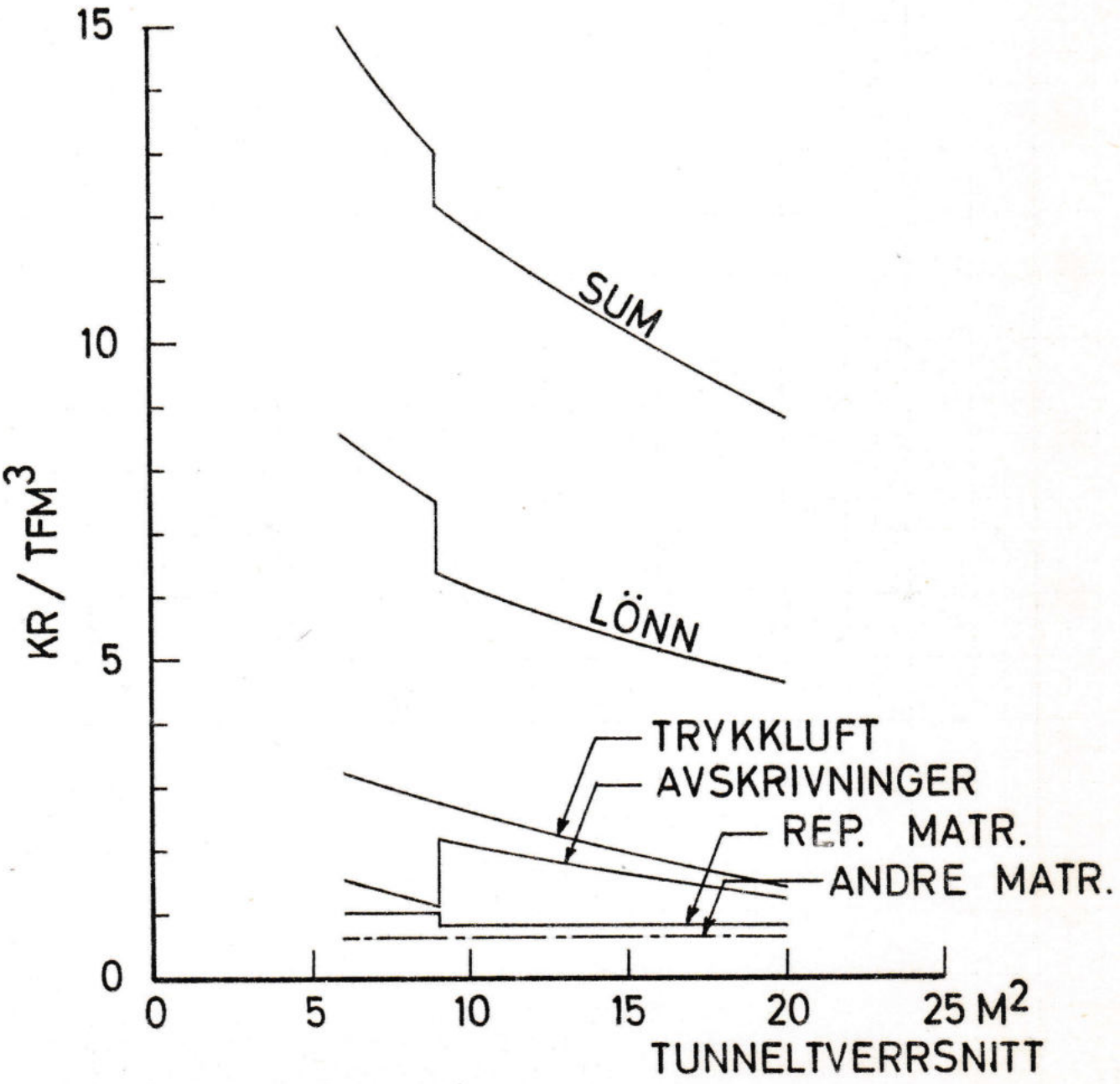
15 - 22 M^2 HJULLASTER
22 - 30 M^2 BELTELASTER, CAT. 955
OVER 30 M^2 BELTELASTER, CAT. 977



II - 16

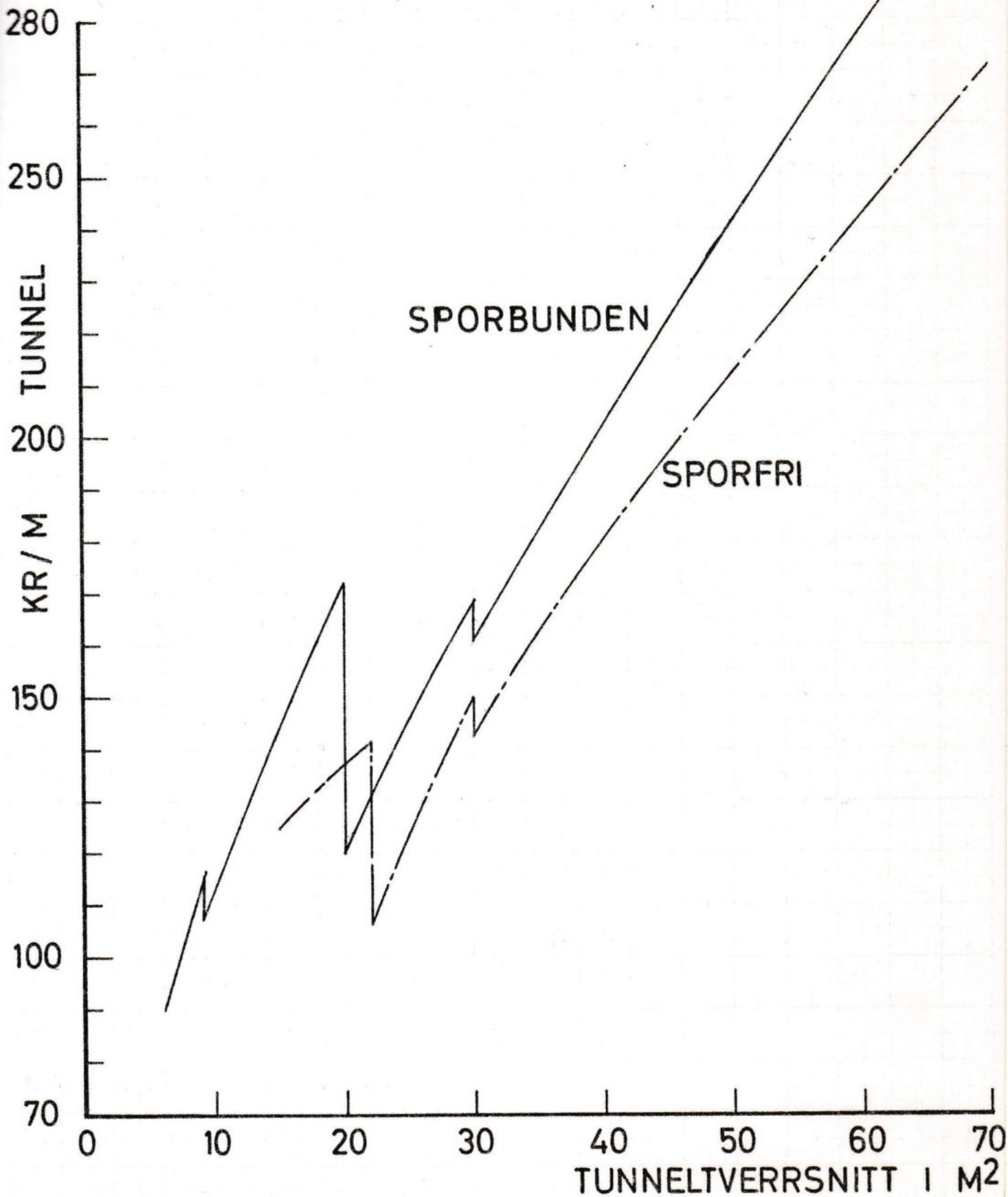
LASTING

MED KASTELASTER



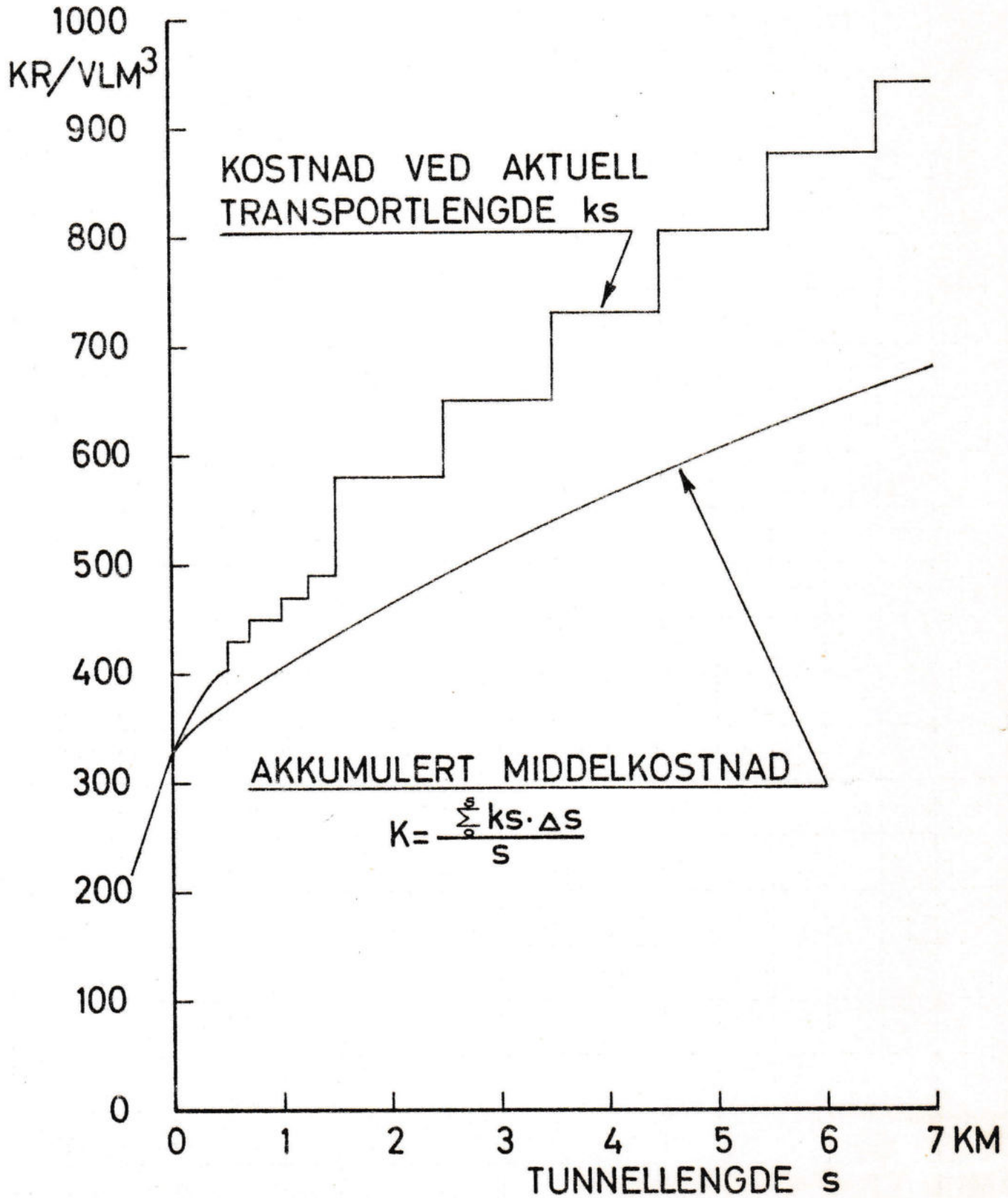
12

LASTING


280
250
200
150
100
70
KR/M TUNNEL
SPORBUNDEN
SPORFRI
0
10
20
30
40
50
60
70
TUNNELTVERRSNITT I M2

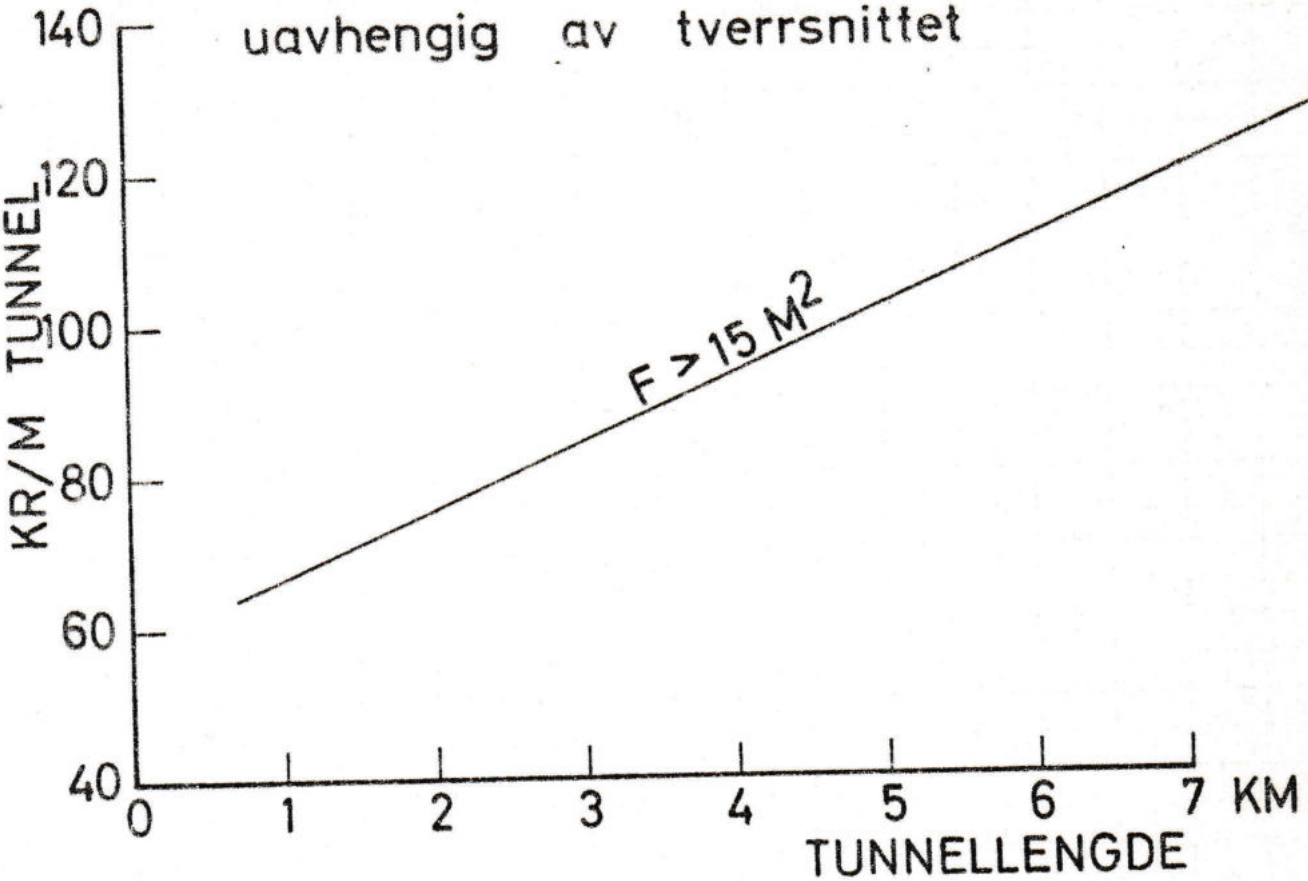
UTKJÖRING MED LEIEBILER

AVSTAND TUNNEL – TIPP = 500 M

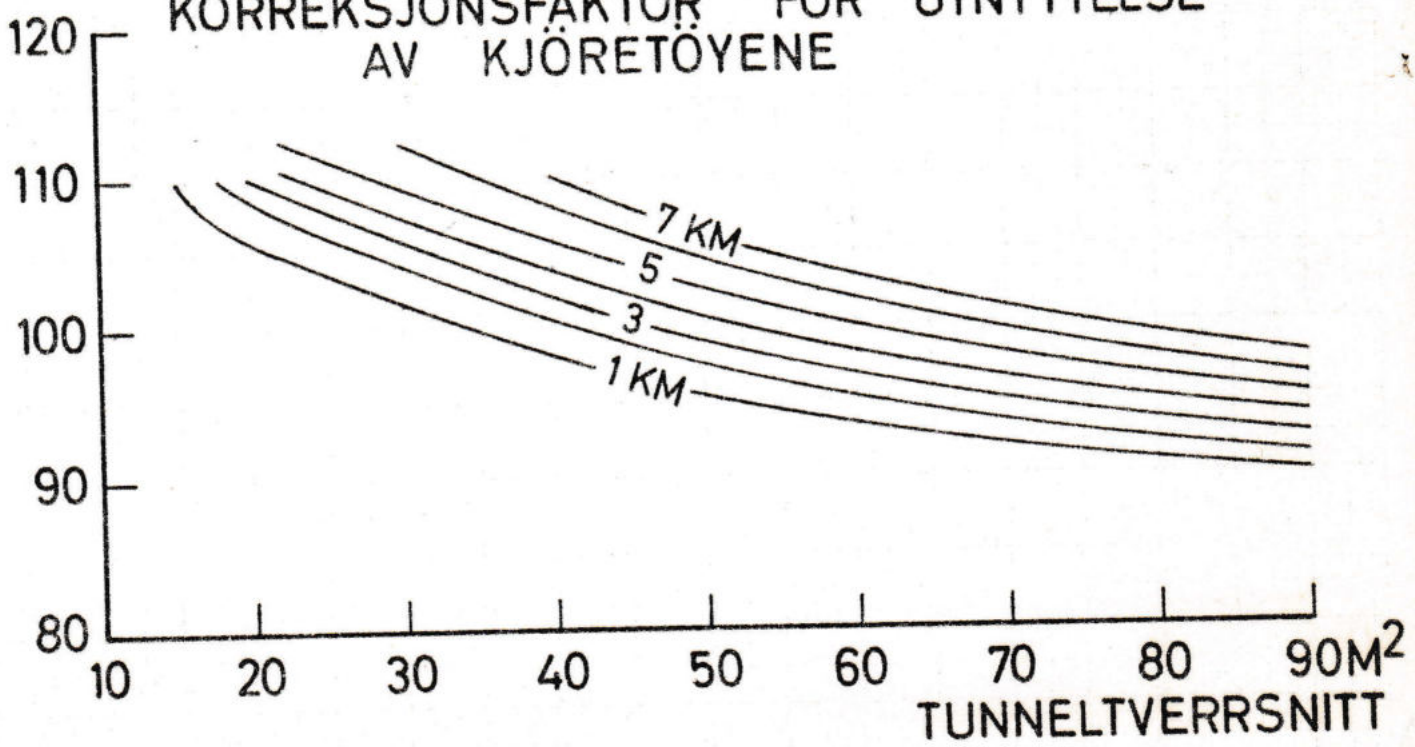


UTKJÖRING

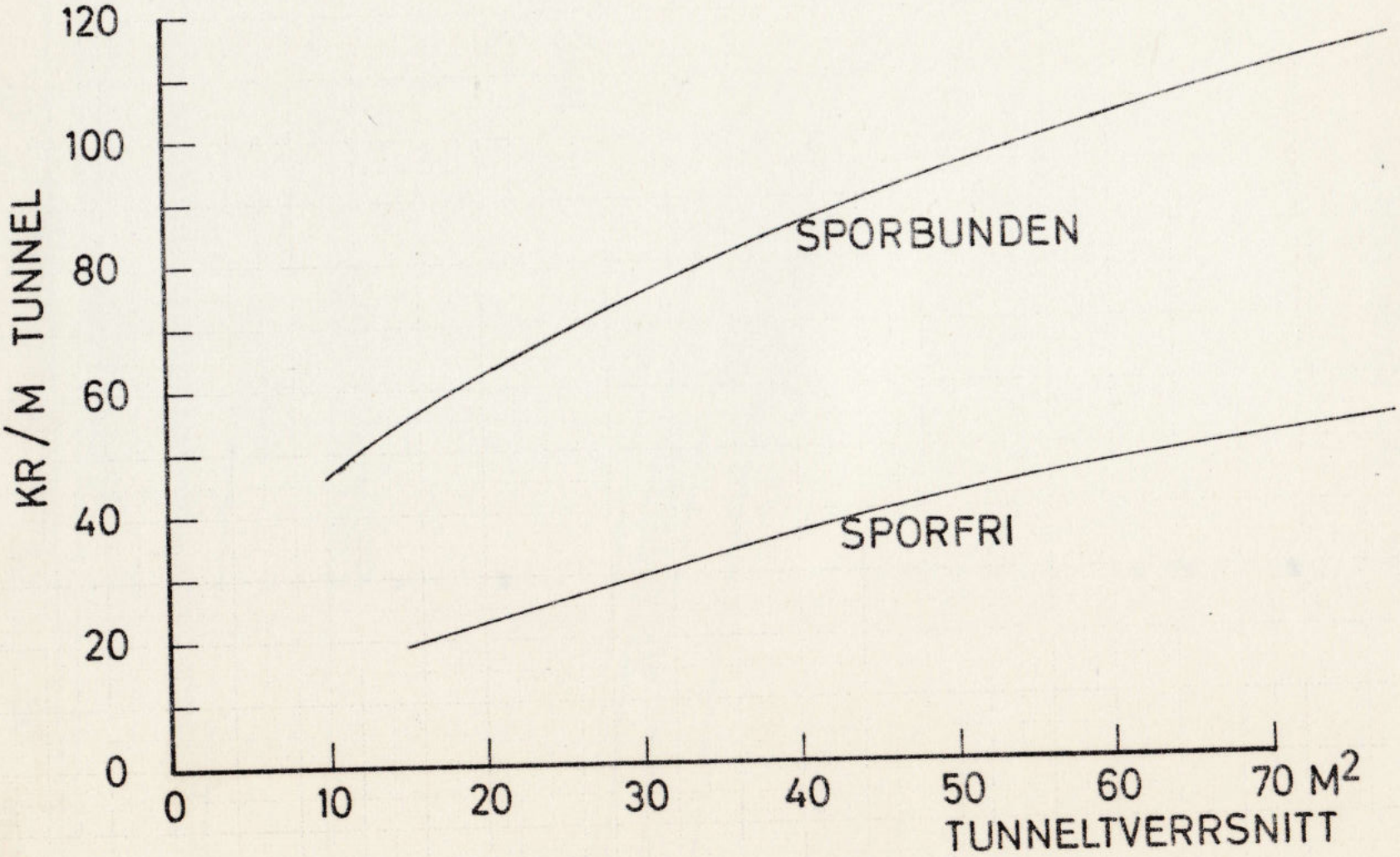
KJÖREBANEKOSTNADER. Tilnærmet uavhengig av tverrsnittet

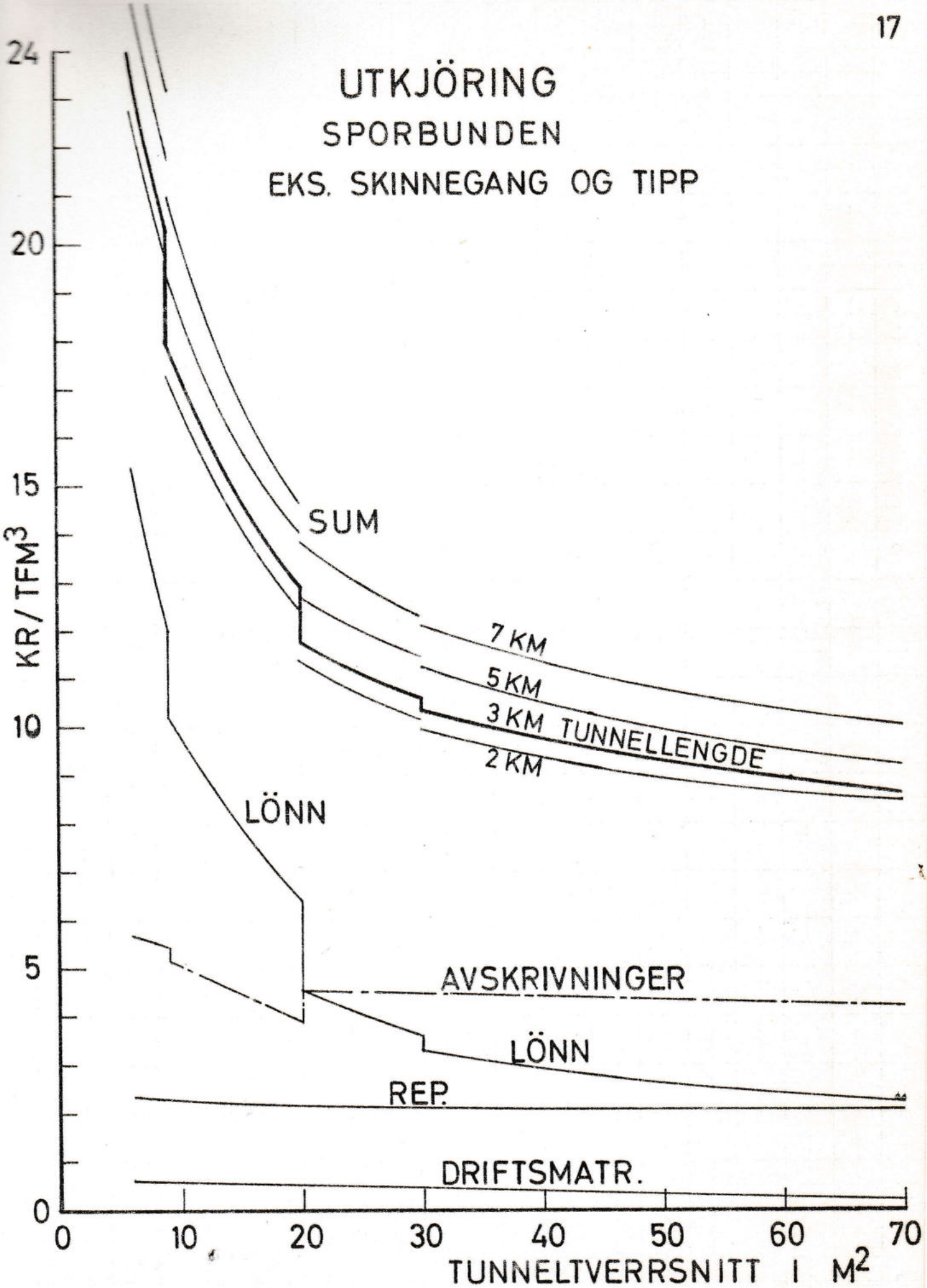


KORREKSJONSFAKTOR FOR UTNYTTELSE AV KJÖRETÖYENE

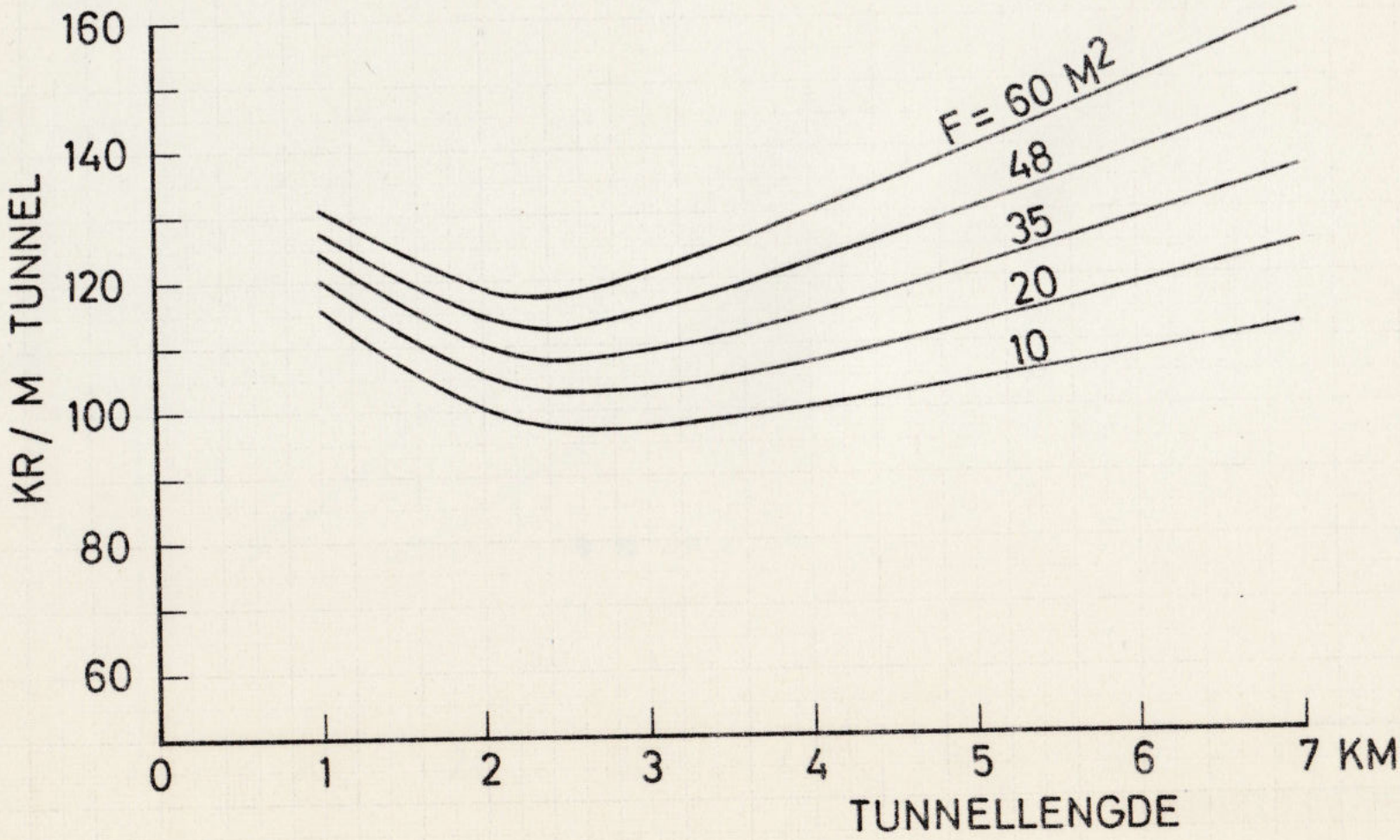


TIPPKOSTNADER



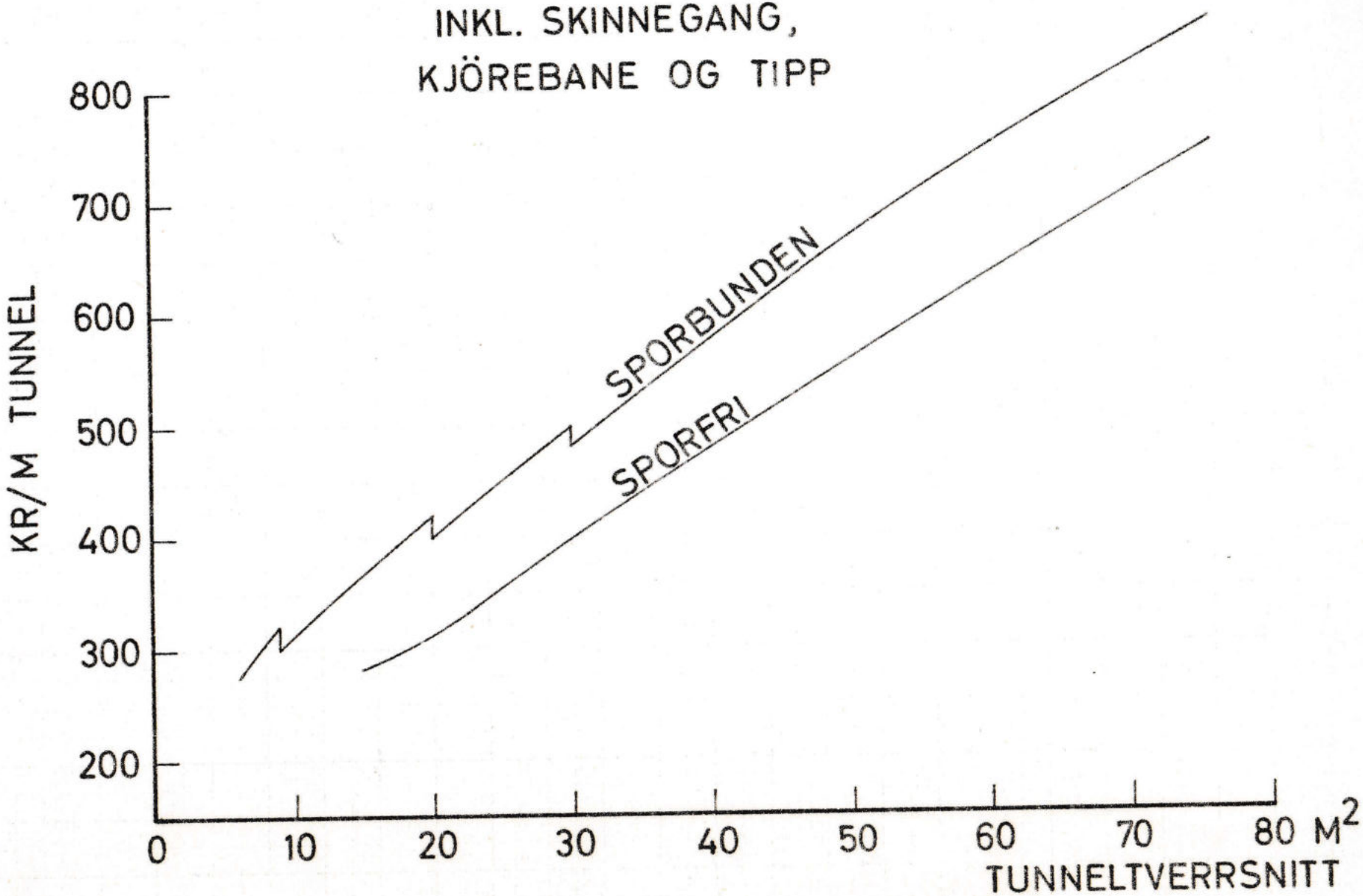

UTKJÖRING
SPORBUNDEN
EKS. SKINNEGANG OG TIPP
KR/TFM3
24
20
15
10
5
0
SUM
7 KM
5 KM
3 KM TUNNELLENGDE
2 KM
LÖNN
AVSKRIVNINGER
LÖNN
REP.
DRIFTSMATR.
0
10
20
30
40
50
60
70
TUNNELTVERRSNITT I M2

SKINNEGANGSKOSTNADER

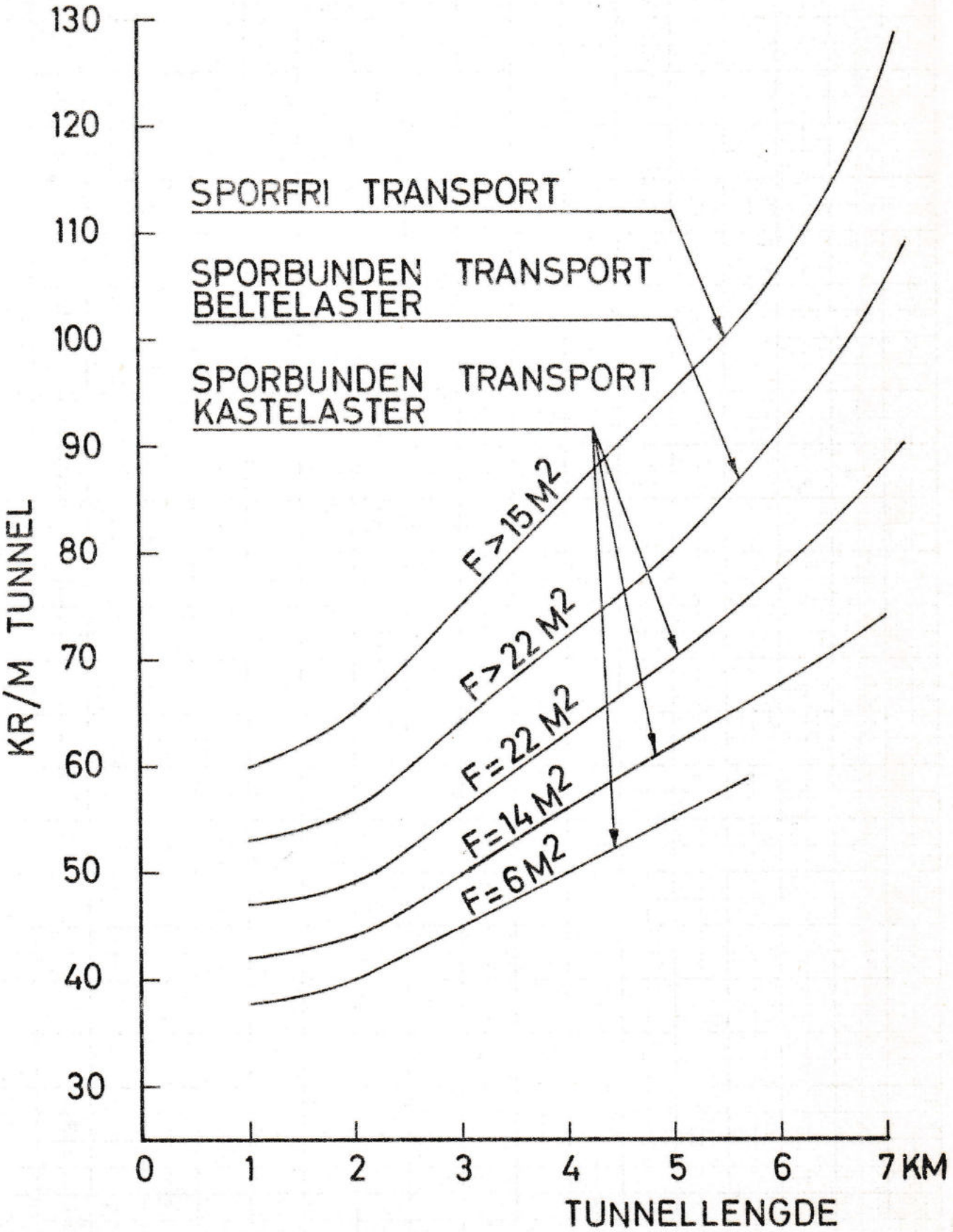


UTKJÖRING

INKL. SKINNEGANG,
KJÖREBANE OG TIPP

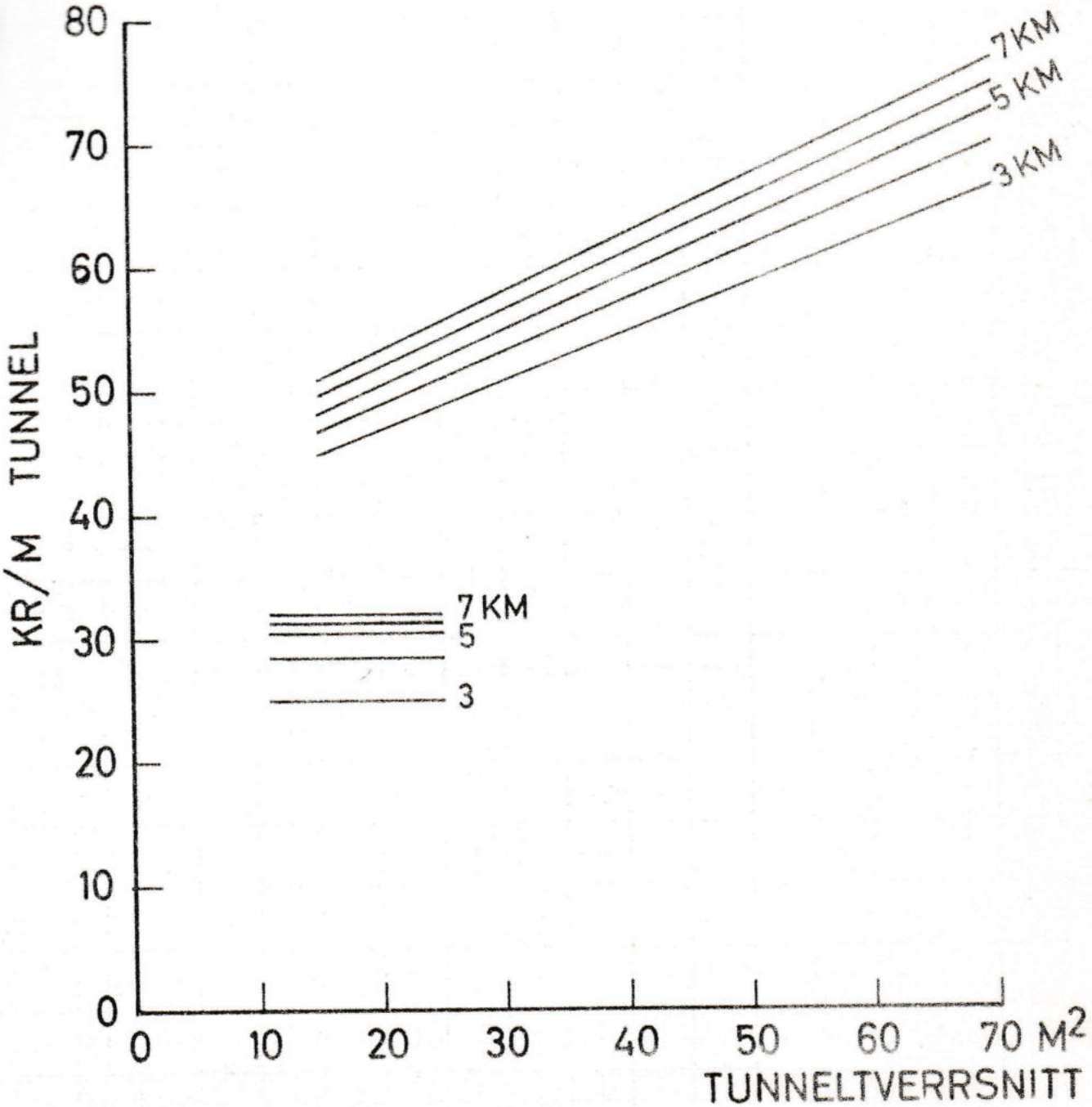


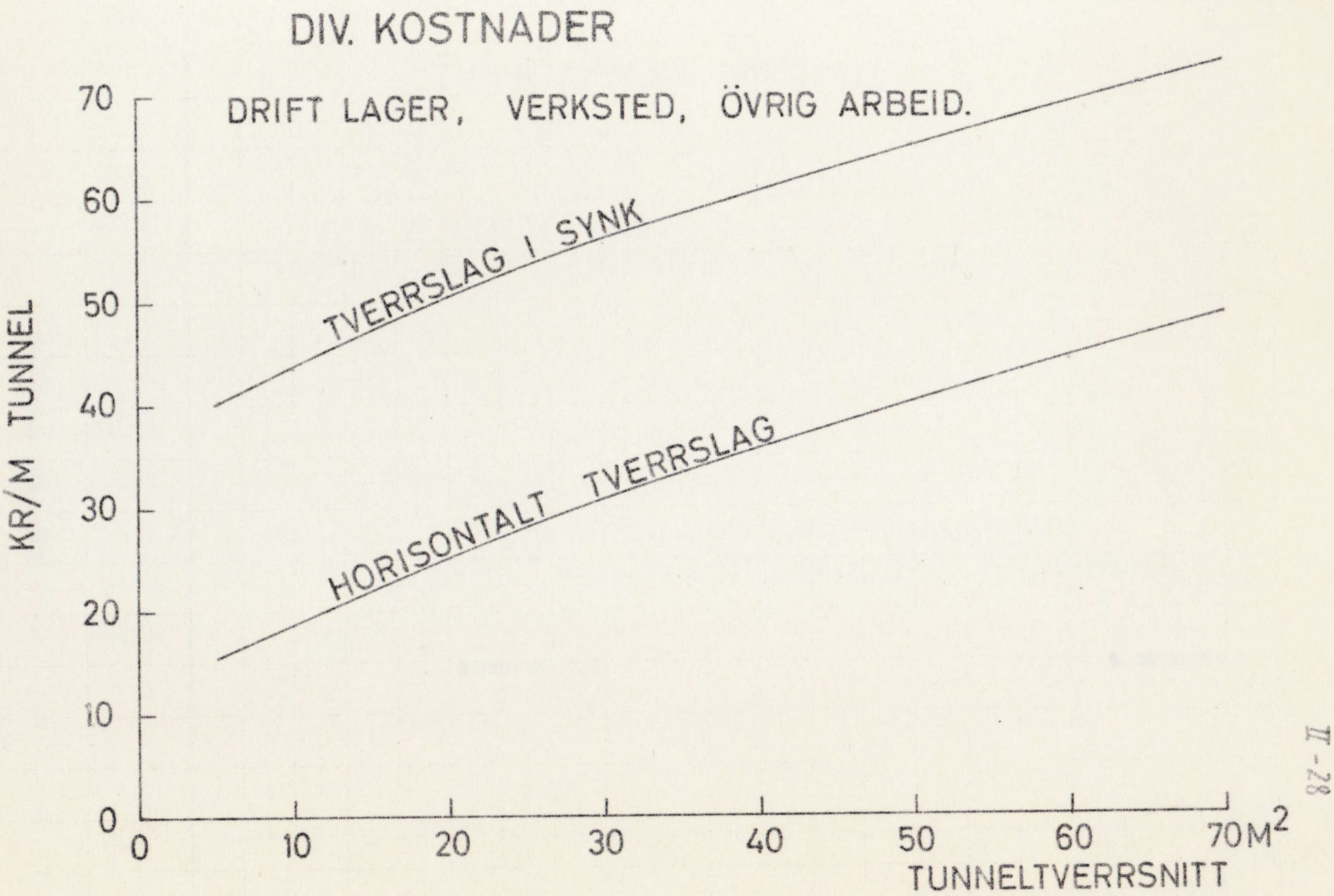
VENTILASJON

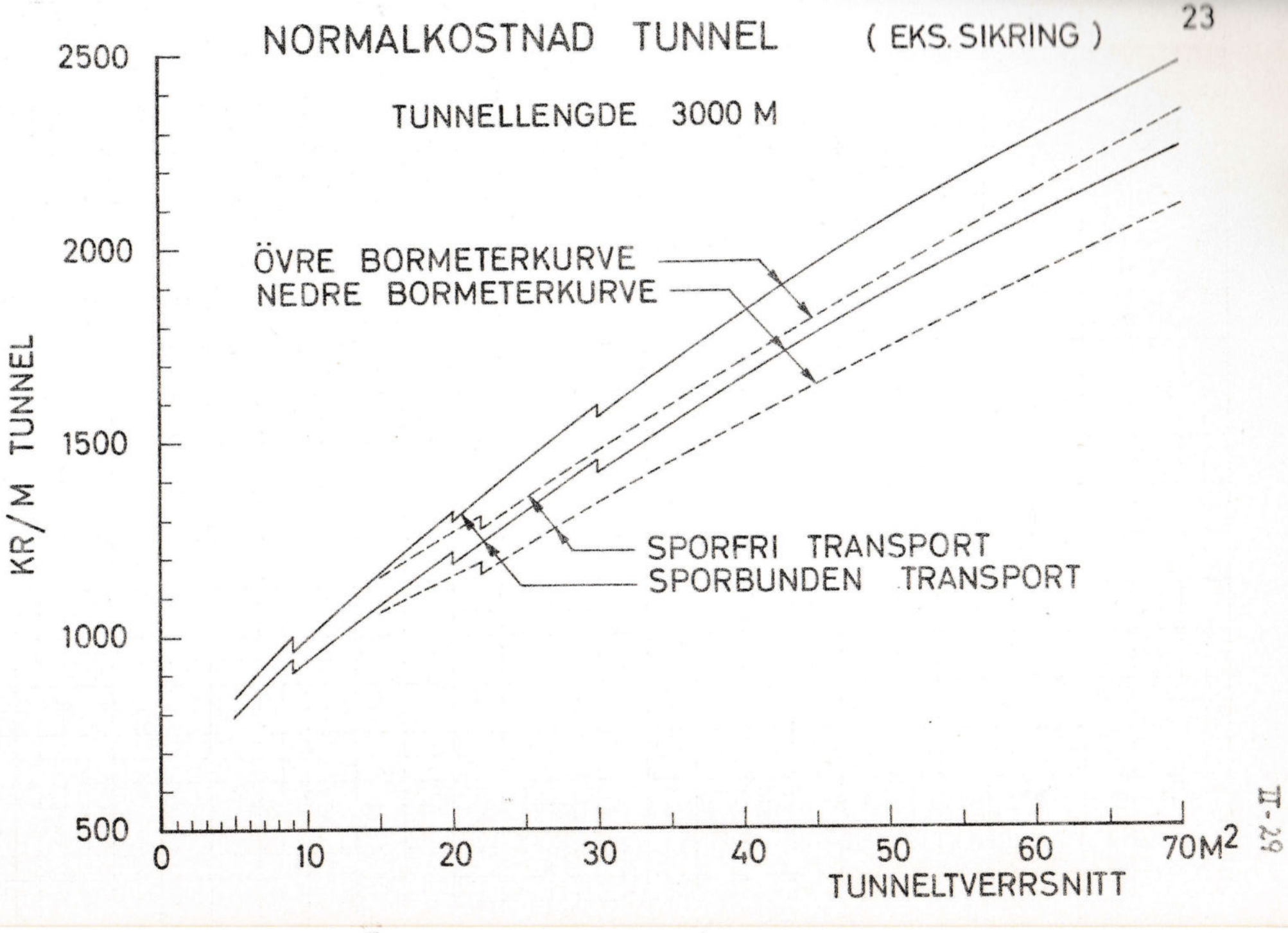


EL. ANLEGG

I TUNNEL OG PÅ TIPP

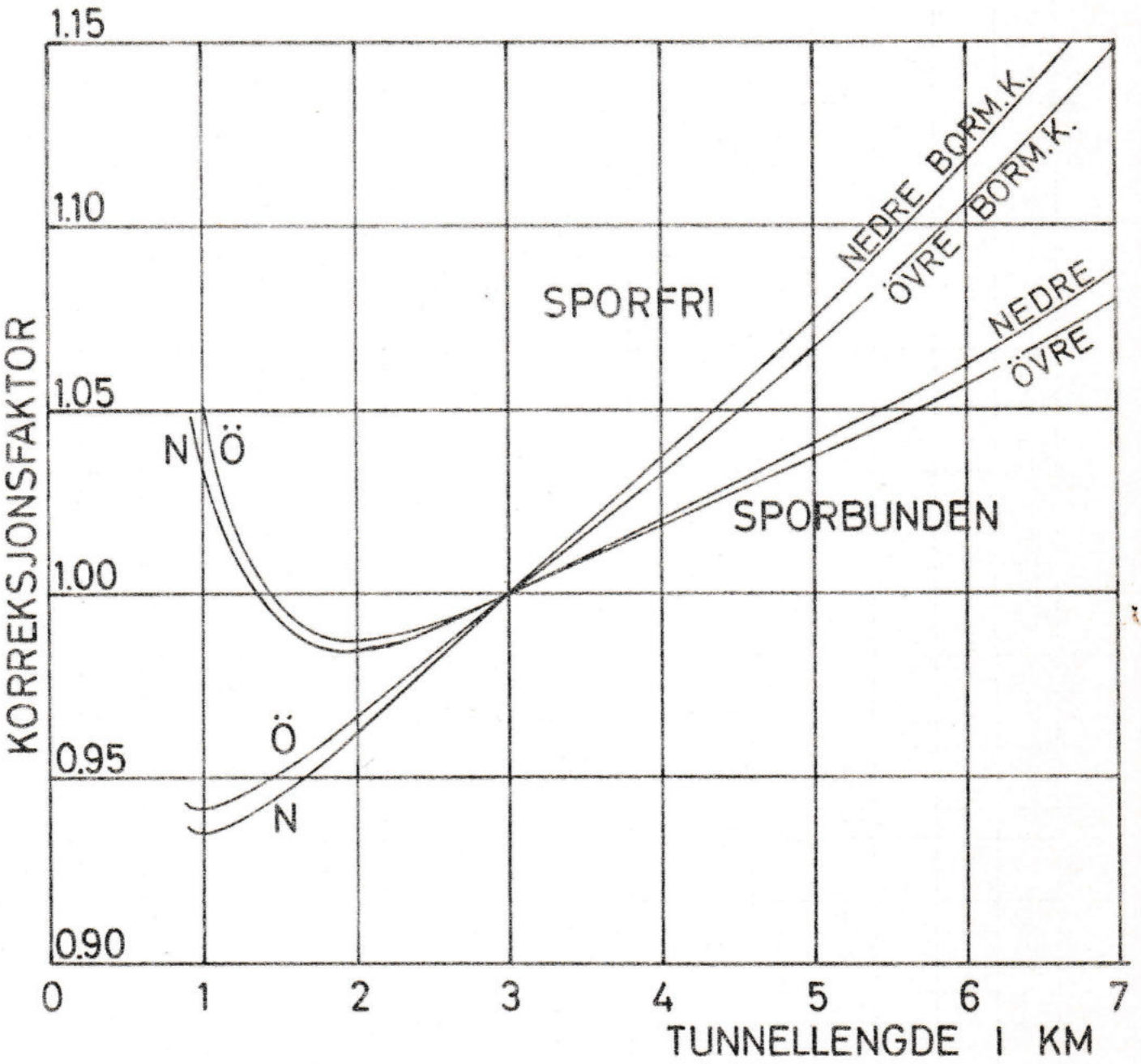



DIV. KOSTNADER
DRIFT LAGER, VERKSTED, ÖVRIG ARBEID.
TVERRSLAG I SYNK
HORISONTALT TVERRSLAG
KR/M TUNNEL
0
10
20
30
40
50
60
70
0
10
20
30
40
50
60
70 M2
TUNNELTVERRSNITT
II-28


NORMALKOSTNAD TUNNEL (EKS. SIKRING)
TUNNELLENGDE 3000 M
ÖVRE BORMETERKURVE
NEDRE BORMETERKURVE
SPORFRI TRANSPORT
SPORBUNDEN TRANSPORT
KR/M TUNNEL
2500
2000
1500
1000
500
0
10
20
30
40
50
60
70M2
TUNNELTVERRSNITT

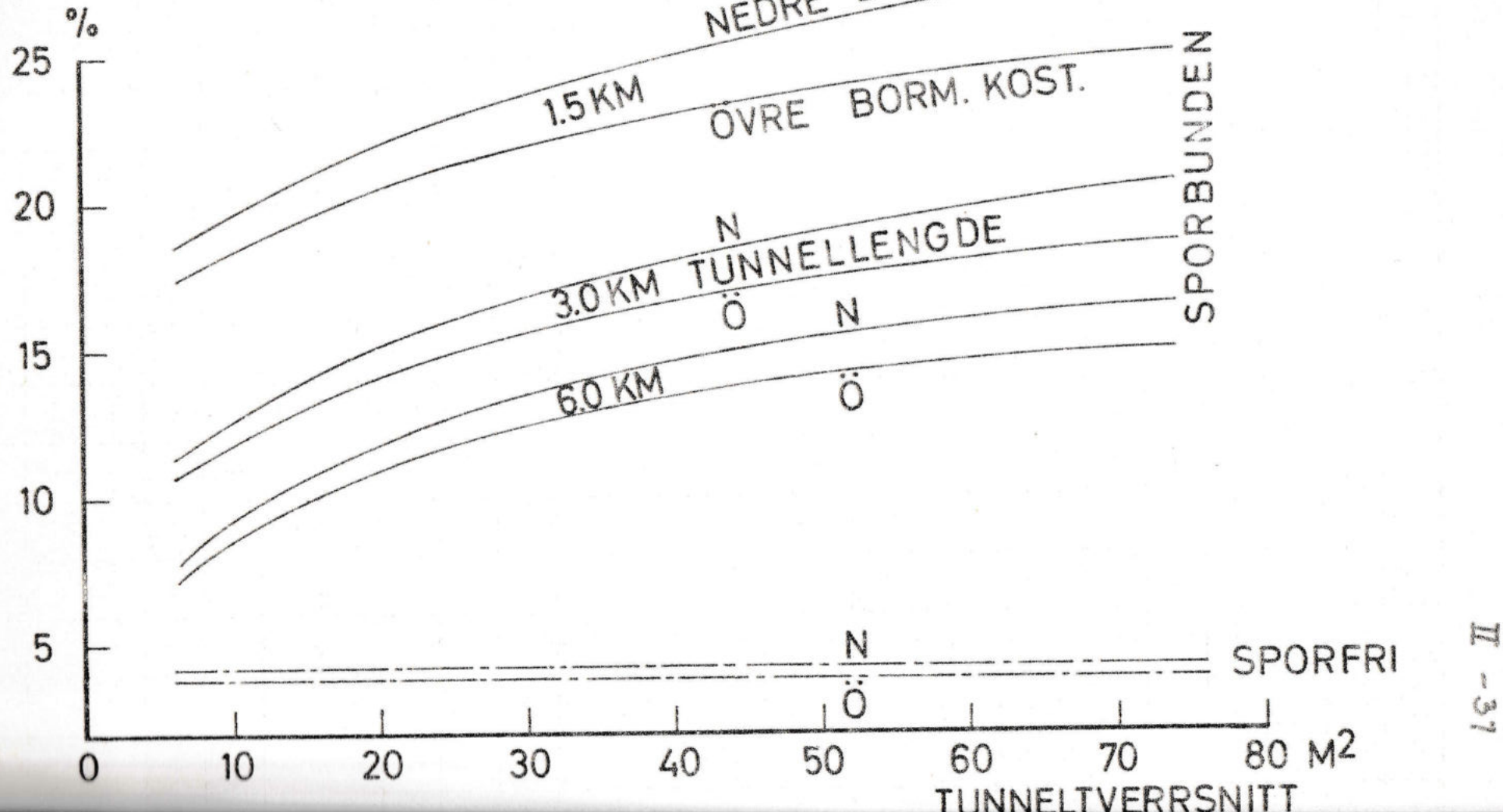
LENGDEKORREKSJON

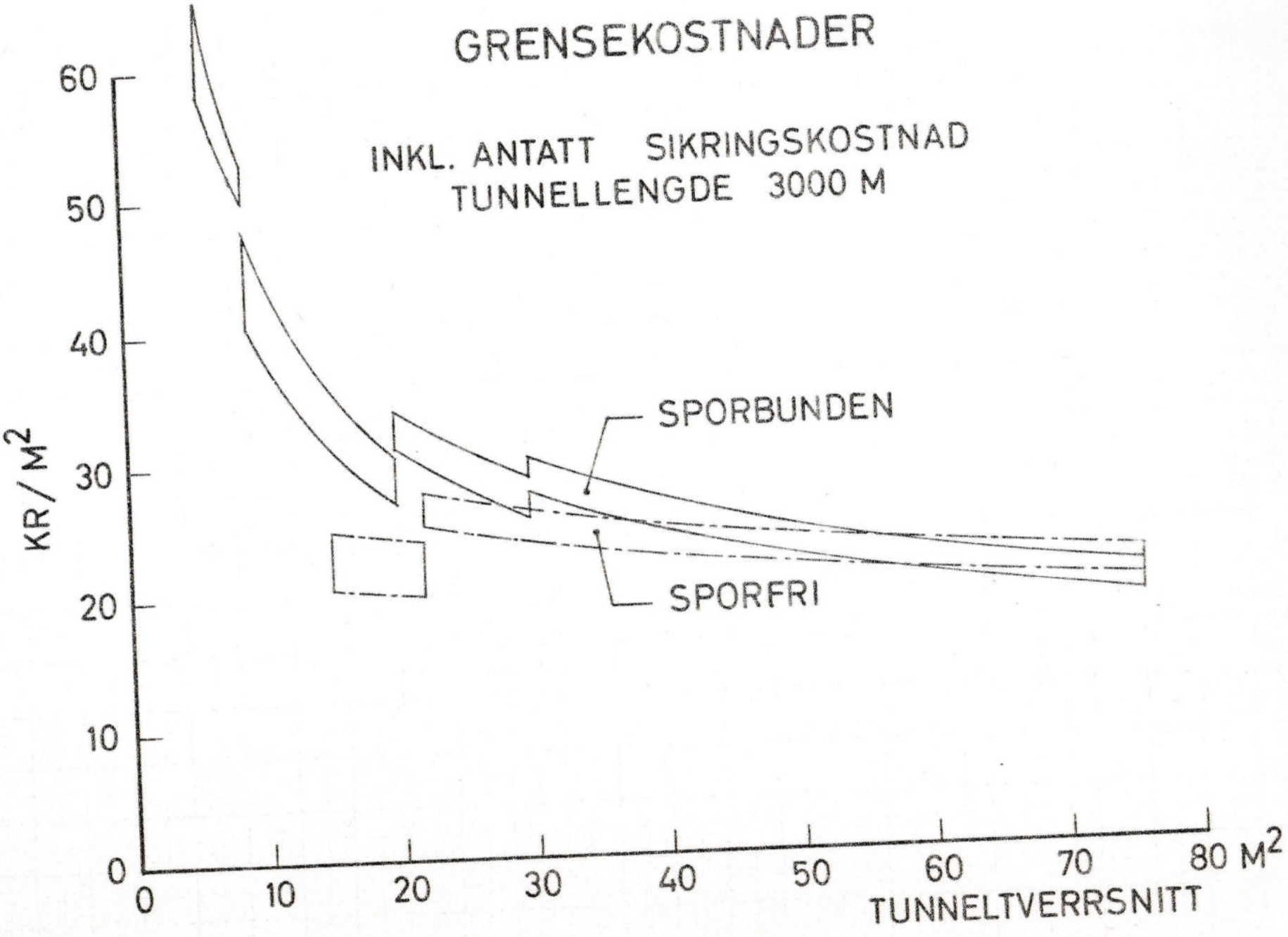
MIDLERE KORREKSJONFAKTOR FOR SAMLET LENGDE.



SYNKTILLEGG

PROCENTTILLEGG TIL NORMALKOSTNAD VED 3 KM




GRENSEKOSTNADER
INKL. ANTATT SIKRINGSKOSTNAD
TUNNELLENGDE 3000 M
SPORBUNDEN
SPORFRI
KR / M2
60
50
40
30
20
10
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80 M2
TUNNELTVERRSNITT

KAPASITETER OG KOSTNADER

FOR FORSKJELLIGE TYPER

PALLBORINGSUTSTYR

av bergingeniør Cato Amundsen

Kontor for Fjellsprengningsteknikk

KAPASITETER OG KOSTNADER FOR FORSKJELLIGE TYPER PALLBORINGSUTSTYR

Innledning

Studiene omfatter 8 forskjellige utrustninger for pallboring. Skjærdiameteren er blitt variert, slik at rapporten ialt bygger på 15 enkeltstudier.

Studiene er foretatt i tidsrommet juni 1968 til oktober 1969, ved Kontor for Fjellsprengningsteknikk, av bergingeniørene Kai Nielsen, Bernt Høygaard og undertegnede.

Med unntak av Stentrack FB med senkbormaskin som boret i rombeporfyr, har alle maskinene gått i grunnfjellsgneis, men dog ikke på samme sted, slik at bergartens borbarhetsegenskaper vil variere noe. Resultatene vil allikevel gi et inntrykk av hvilke kapasiteter og kostnader man kan vente seg av forskjellige typer utstyr.

Beregningsgrunnlag for årskapasitet

Beregningen bygger på tidsstudier av selve boringen. Det antas en effektiv tid på 1500 timer pr. år for ett skifts drift. I tillegg kommer så tapstider som: tilrigging, smøring, reparasjoner, PB, konferanse med overordnede o.l. Disse tidene settes til 15 % av produktiv tid.

Årskapasiteten som bm/år beregnes på følgende måte:

$$\frac{1500 \times 60 \times \text{hulldyp}}{1{,}15 \times \text{tidsforbruk pr. hull}}$$

1500 timer pr. år er konservativt. På den annen side er det få brudd som har så lave tapstider som 15%. Årskapasiteten for de forskjellige utrustningene er vist i fig.1a og 1b.

Ad. fig. 1a og 1b.

Fig. 1a viser avtagende kapasitet med økende kronediameter. "Geita" skiller seg ut ved å ha lav kapasitet. Dette kan kanskje forklares ved at den gikk som demonstrasjonsmaskin mens den ble studert. "Krabba" skiller seg ut ved ekstra høy kapasitet. Dette henger sammen med maskinens meget store treffbilde.

Pallmatere og handholdt maskin i fig. 1b har forbausende høy kapasitet. Disse maskiner har svært små flytt- og innstillingstider.

Ellers viser figuren at de fleste maskiner har sin maksimale kapasitet ved et hulldyp på 4 - 9 m. Senkbormaskinen viser noenlunde jevn kapasitet til hulldyp på ihvertfall 17 m.

Fig. 1a viser det merkelige at Rock 600 2½" krone betjent av én mann, har større kapasitet enn Rock 600 2½" krone betjent av to mann. Til dette er å bemerke at det er snakk om to forskjellige maskiner som har boret på forskjellige steder og med forskjellig mannskap. Dette illustrerer tydelig at kurvene kun må oppfattes som orienterende.

Beregningsgrunnlag for bormeterkostnaden

Beregningene baserer seg delvis på erfaringstall og delvis på bedriftens egen statistikk.

Avskrivning	kr/år
Renter	kr/år
Lønn	kr/år
Faste utgifter	kr/år

Faste utgifter	kr/bm
Borkroner	kr/bm
Borstenger	kr/bm
Hylser	kr/bm
Nakker	kr/bm
Trykkluft	kr/bm
Vedlikehold	kr/bm
Smøring	kr/bm
Borekostnad	kr/bm

Vedr.: Faste utgifter:

Maskinen regnes avskrevet over 5 år med like stort beløp hvert år. Renten beregnes som 6% p.a. av halve kjøpesummen. Lønn + sosiale utgifter settes til 40 000 kr/år.

Vedr.: Borkroner og borstål:

For skjøtestangutstyr skilles det mellom bormeter og stangmeter. For levetider henvises det til tabell 1.

Vedr.: Trykkluft:

Denne utgift vil avhenge av maskinens trykkluftbehov og type kompressor. Det henvises til diagrammene i Atlas Copco's Tryckluftfhandbok.

Vedr.: Vedlikehold:

Denne kostnad inkluderer alt vedlikehold pluss reparatørlønn med sosiale utgifter.

Vedr.: Smøring :

Herunder regnes smøreolje som suges inn i maskinen sammen med trykkluften.

For en beltegående borvogn vil lønn oluss kapitalutgifter utgjøre ca. en tredjedel av kostnaden. Samlet borstålutgift er noe over en tredjedel, mens trykkluft, vedlikehold og smøring utgjør noe under en tredjedel av samlet kostnad. Bormeterkostnadene som funksjon av hulldypet er vist i fig. 2.

Ad. fig. 2.

Figuren viser en meget jevn stigning i bormeterkostnaden for økende kronediameter. Man har også markert stigning i bormeterkostnaden for økende hulldyp.

Beregningsgrunnlag for kostnad pr. m^3 fast

Man betrakter ett hull og tenker seg dette midt i en rast. Dette hullet vil da løsne en fjellmasse pr. bormeter som er lik:

$$\frac{\text{forsetning x hullavstand x (hulldyp - underboring)}}{\text{hulldyp}} = \frac{m^3}{bm}$$

Underboringen settes til 1/3 av forsetningen.

Når man kjenner bormeterkostnaden, kan man så regne ut kostnaden pr. m^3 fast:

$$\frac{kr}{bm} : \frac{m^3}{bm} = kr/m^3$$

Resultatene er vist i fig. 3, hvor også de aktuelle bormønstrene er angitt.

Ad. fig. 3.

Figuren viser tydelig hvordan borkostnaden synker når bormønsteret (hulldiameteren) øker. Videre ser man at de fleste utrustninger har et kostnadsminimum ved et hulldyp på 6 - 9 m.

Sammendrag

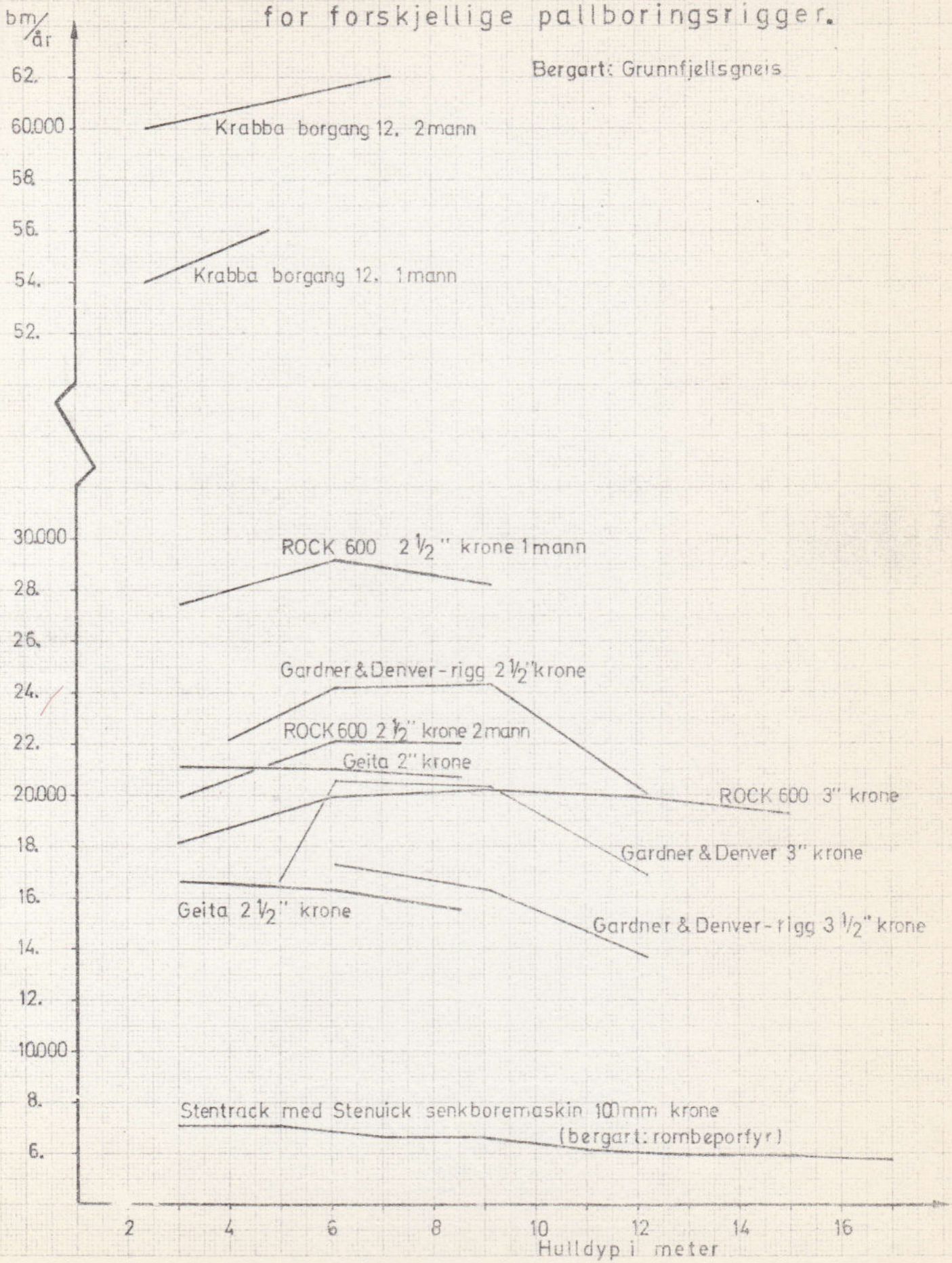
Ved hjelp av tidsstudier har man bestemt årskapasiteten for forskjellige typer pallboringsutstyr. Undersøkelsen viser ingen markert sammenheng mellom kapasitet og type utstyr, men man kan ane at kapasiteten avtar for økende hulldiameter.

Likeledes er borkostnadene beregnet. Her er det en tydelig sammenheng mellom kostnad og type utstyr. Bormeterkostnaden stiger jevnt med økende hulldiameter, mens kostnad pr. m3 fast avtar jevnt med økende hulldiameter (økende bormønster). Undersøkelsen viser også at man får størst kapasitet og lavest kostnad ved hulldyp mellom 4 - 9 m.

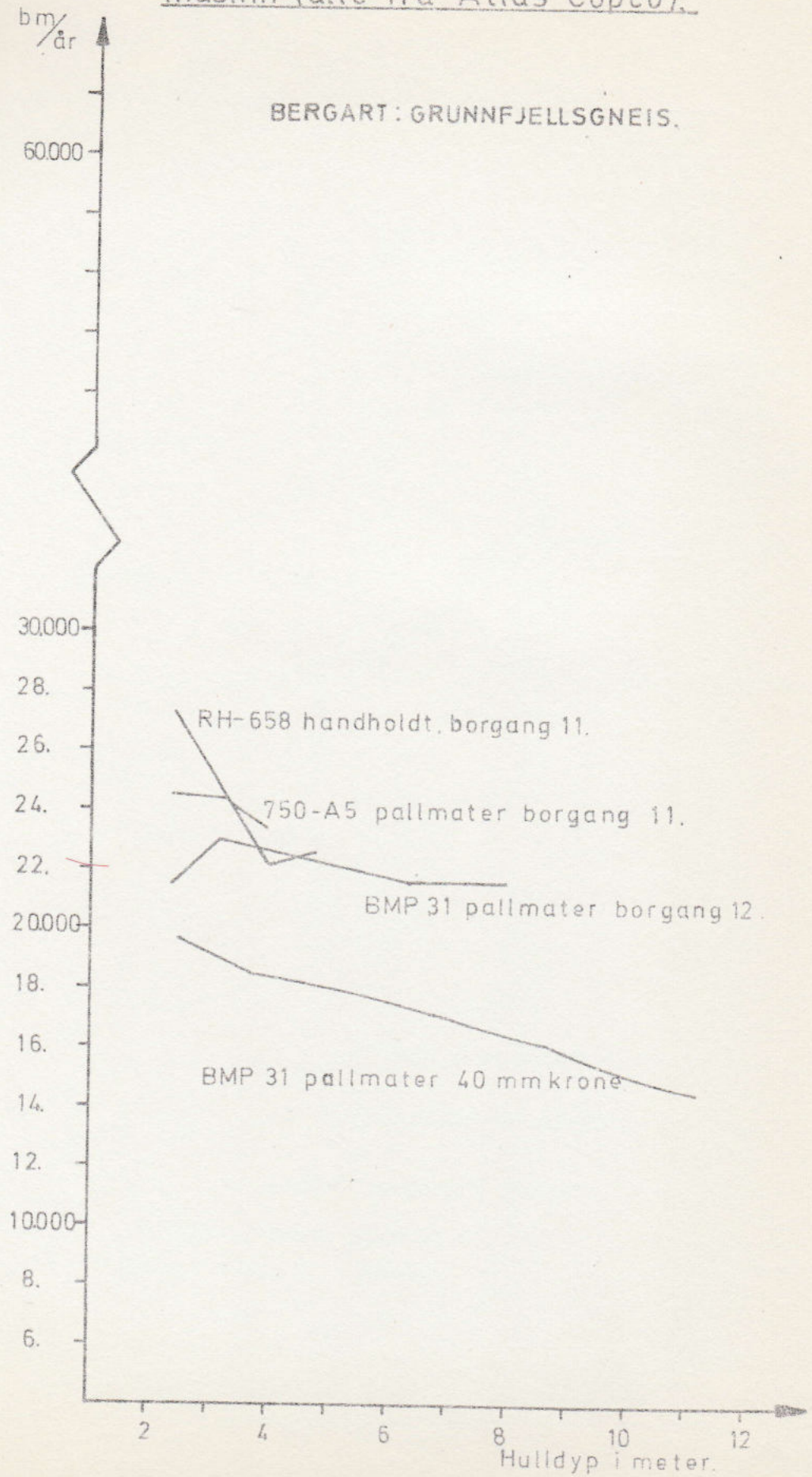
Tilslutt skal det igjen presiseres at kurvene kun er veiledende.

Fig.1a

Årskapasitet som funksjon av hulldypet for forskjellige pallboringsrigger.

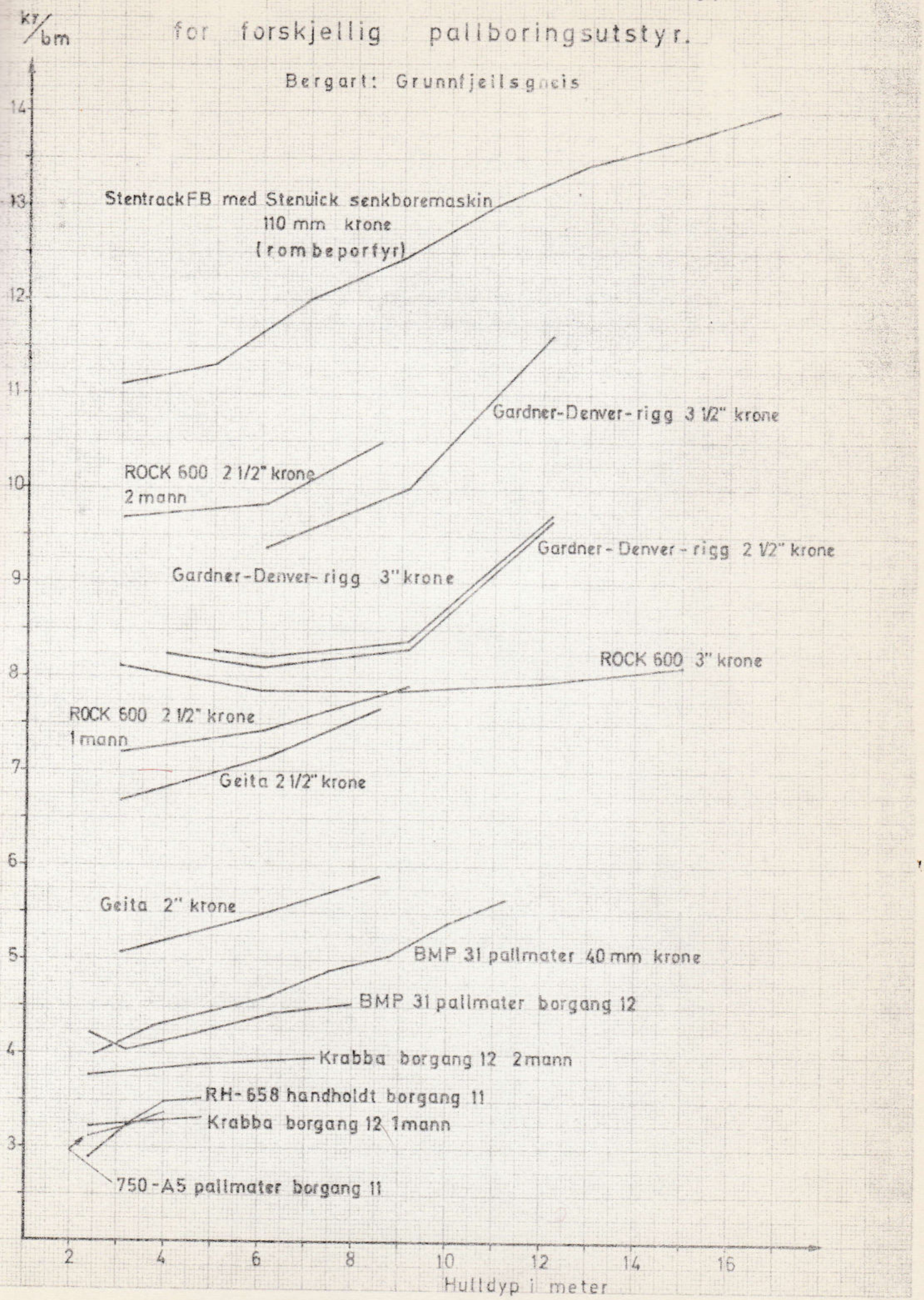


Årskapasitet som funksjon av hulldypet for pallmatere og handholdt maskin (alle fra Atlas Copco).



Bormeterkostnad som funksjon av hulldypet for forskjellig pallboringsutstyr.

Bergart: Grunnfjellsgneis



BORKOSTNAD pr. m^3 fast som funksjon av HULLDYPET for forskjellig pallboringsutstyr. Bergart: Grunnfjellsgneis.

FIG. 3.

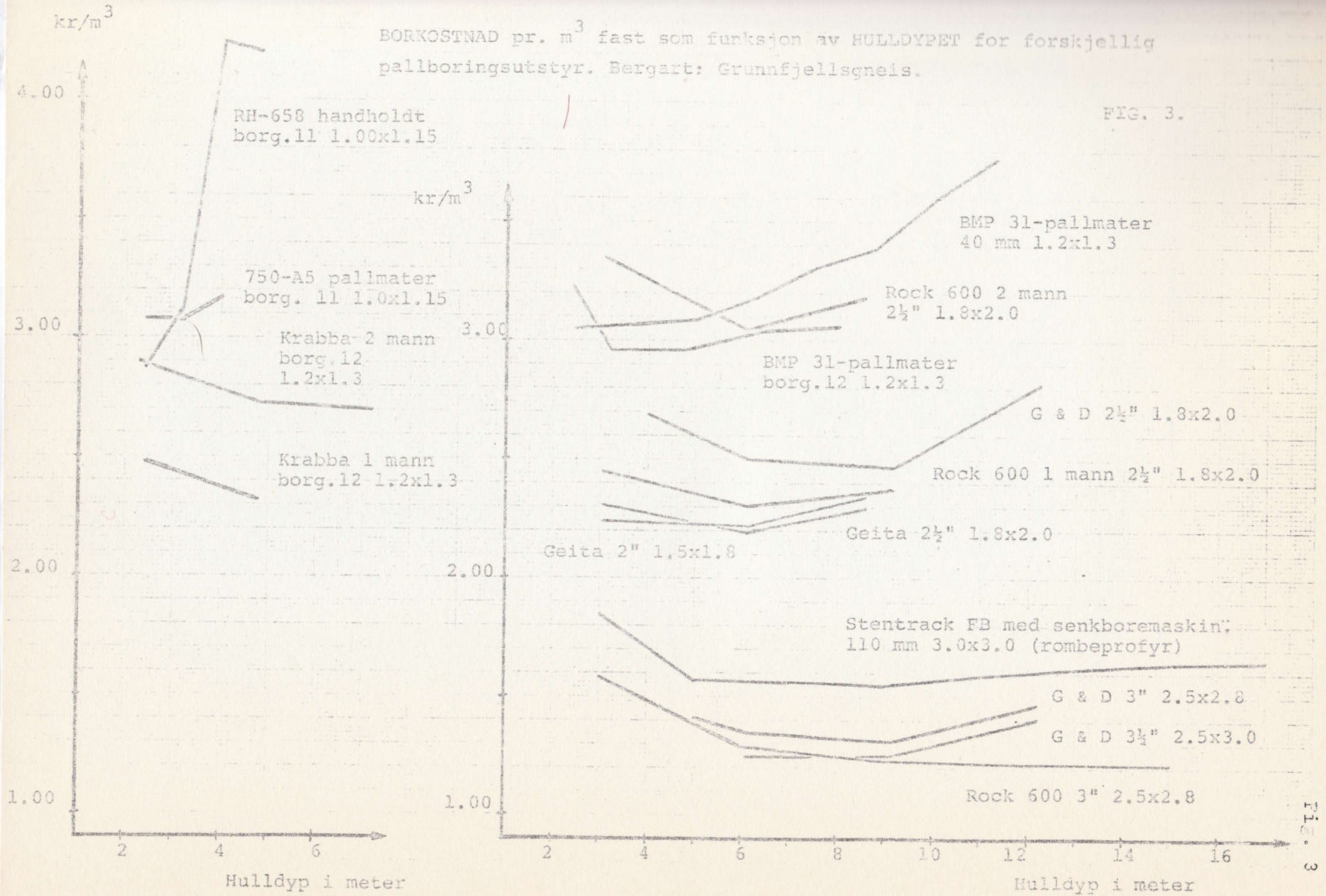


Fig. 3

Tabell 1.

LEVETIDER FOR BORKRONER OG BORSTÅL:

Maskintype	Avskrivnings-beløp	Bor-kroner	Bor-stenger	Hylser	Nakker
RH-658 handholdt borgang 11	kr. 2125	150 bm			
750-A5 pallmater Borgang 11	kr. 2890	150 bm			
BMP 31 pallmater borgang 12	kr. 6280	150 bm			
BMP 31 pallmater 40 mm krone	kr. 6280	400 bm	800 bm	800 bm	800 bm
Krabba borg. 12	kr. 100000	150 bm			
Geita 2" krone	kr. 59000	144 bm	700 bm	700 bm	700 bm
Geita 2 ½" krone	kr. 59000	144 bm	700 bm	700 bm	700 bm
Rock 600 2 ½" krone	kr. 139000	144 bm	700 bm	700 bm	700 bm
Rock 600 2 ½" krone	kr. 139000	170 bm	1000 bm	1000 bm	700 bm
Rock 600 3" krone	kr. 139000	242 bm	750 bm	750 bm	610 bm
G-D-rigg 2 ½" krone	kr. 146500	165 bm	415 bm	265 bm	1100 bm
G-D-rigg 3" krone	kr. 146500	430 bm	415 bm	265 bm	1100 bm
Stentrack senkbore-maskin 110 mm krone	kr. 73500	600 bm	3000 bm		——

ERFARINGER FRA FULLPROFILBORING AV STIGORT I CANADA OG NORGE, MED FILM

av

sivilingeniør Rolf Heflo

Fangel & Co. A/S

FULLPROFILBORING

Som sikkert mange allerede kjenner til ble det nettopp boret en 237 meter lang ventilasjonssjakt for Mofjellet Gruve. Overgang til nye driftsmetoder med øket bruk av dieselutstyr for opplasting og utkjøring fra gruvens østre del stilte større krav til god ventilasjon. Den samme situasjon var også Bleikvassli Gruber kommet i og trengte bedre ventilasjon for å drive videre på nord. Det ble regnet på flere alternativer, og vi kom til at den enkleste og sikreste måte å løse dette problem på - og også sannsynligvis den billigste - ville være å plassere en stigortbormaskin på toppen, bore et pilothull ned til bunnorten og reame tilbake i aktuelle dimensjoner. Vi kom til at dersom vi valgte en elektrisk-hydraulisk maskin og således kunne basere boringen på 8" diameter borrør, ville maskinleien ligge mellom 500 - 600 kr/meter inkl. avskrivning på borstrengen som utgjør en betydelig investering ved slikt utstyr. Borbarhetstester på fremsendte prøver indikerte verktøyutgifter mellom 400 - 600 kr/meter i kvarts-gneis inkl. pilotboringen, avhengig av hulldimensjon på den ferdig utborete sjakt.

Net borsynk for pilothullet 3 - 3,5 m/time og tilbakereaming ca. 1 m/time. Vi måtte regne med å belaste verktøyet 15.000 - 30.000 lbs. pr. kutter for å fragmentere bergartene effektivt. (Fig. 1.)

Stigortbormaskiner basert på elektrisk-hydraulisk drift har vært i bruk siden 1965. Tilsammen bygget Dresser OME 17 stk. 480 modeller, hvorav 7 stk. er levert i USA, 3 stk. i Canada, 4 stk. i Sør-Afrika, 1 stk. i Peru og 2 stk. i Australia. Ytterligere 3 større maskiner beregnet til boring fra dagen, modell 7200, ble bygget og benyttes av entreprenører i USA og Canada.

I 1970 begynte produksjonen av STRATABORER-serien. Siden mars er 5 stk. levert. 2 stk. til Nehanga Mine, Zambia, 1 stk. til Chile, 1 stk. til Vest-Tyskland og 1 stk. til Norge. Maskinen til Norge er således den 4. STRATABORER 500 som kom i drift. 500-modellen opererer ved et høyere hydraulisk pumpetrykk enn de tidligere 480-maskinene. Ved 3000 psi utvikles 57.000 ft.-lbs. eller 7.800 kilogrammeter dreiemoment. Et pilottrykk på 102 tonn og en trekkraft på 181 tonn.

Det hydrauliske kraftaggregat består av en 200 HK elektrisk motor 220/380 volt, 800 liter oljereservoir, 2 hydrauliske pumper, 1 varmeveksler, 2 høytrykksfiltere samt de nødvendige retnings- og avlastningsventiler. Turbinpumpen leverer olje til rotasjonsmotor og brukes også ved kvikk opp- eller nedkjøring av borhode, mens gearpumpen leverer olje til sylinderen for matetrykk opp eller ned. Filterene har et alarmsystem som indikerer når disse skal skiftes. Vann sirkuleres gjennom varmeveksleren for å holde oljen på en jevn temperatur. En termostyrt ventil åpner og lukker for vannet og blir styrt av oljetemperaturen. Ved boringen i Mofjellet var det ikke nødvendig med vannavkjøling under pilotboringen og ca. 40 liter pr. minutt ble brukt ved tilbakereamingen. Retur fra varmeveksleren ble ledet ned i borhullet langs borstangen for å vaske ren kutterne. (Fig. 6.)

Disse maskiner kan også bore pilothull oppover og reame nedover; det amerikanerne kaller Box-hole drilling. Det er beregnet at behovet for denne form for boring vil utgjøre 20 % av det totale marked. Den maskin som er levert til Tyskland vil hovedsaklig bli benyttet til dette formål, og det er meningen at de første hull boret oppover vil komme i gang i desember d.å. og blir ca. 60 meter lange og 7' i diameter. Ved denne oppstilling tar maskinen noe mer plass. Motoren snus opp-ned, slip-platen boltes på topp av rammen, og det skal være plass til en pakkdåse og en shute for fjerning av borkjoks. Pakkdåsen er såvidt fleksibel at den tillater 8" borrør såvel som

15" stabilisatorer. Ved boring oppover settes vann til spyleluften gjennom pilotkronen for å dempe støv samtidig som pilothullet bores minimum 12 1/4" for å gi bedre plass til retur av borkjoks mellom hull og borstang. Borkjoks kan ledes direkte opp i gruvevogner. Maskinen har en kapasitet på mer enn 300 meter lange hull, 4, 5 og 6 ft. hulldiameter.

STRATABORER 500 kan eventuelt bygges på en Eimco beltevogn. Denne vogn krever 16 m^3 luft. Man kan også huke på en kompressor og klatre 45° stigning. (Fig. 7.)

Til pilotboring anvendes borkroner av samme type som til pallboring. I Mofjellet ble benyttet en Security 9 7/8 H10 satt med maksimum hardmetall. Ca. 20 % av luften går med til å kjøle lagrene, resten ledes gjennom utskiftbare dyser til fjerning av borkjoks fra bunnen av hullet. Etter boringen i Mofjellet var alle hardmetall intakte, men relativt mye slitt ned ved ytterdiameteren. Det skyltes at det i dette pilothullet ble truffet på nokså mye grunnvann som gjorde det vanskelig å få renset hullet effektivt i bunnen. 2 av rullene begynte også å bli løse på lagerene (slitte thrust lager) p.g.a. redusert luftspyling. Pilotkronen ble avskrevet over 237 meter i Mofjellet, men vil eventuelt kunne tas igjen over et kortere hull 50 - 60 meter langt.

En pilotkrone av denne type koster kr. 10.750.- ekskl. avgift. (Fig. 9.)

Slitasje på pilotkroner vil variere avhengig av bergarter og borforhold. Slippes borkronen i hullet sammen med en borstang, ryker lagerpinnene, og sveisen som holder de 3 delene sammen åpner seg.

Ekstrem erosjon på skjørtet p.g.a. for dårlig luftspyling. Borkjokset blåses ikke forbi borkronen effektivt nok.

Stålkrone som er blitt boret i for hardt fjell. Et par meter kvartsskifter, f.eks. ved Rana Gruver, er nok til å rense en slik borkrone for tenner. (Fig. 10.)

Brukket hardmetall i hardt fjell. En H8 er blitt kjørt hvor en H10 skulle ha vært benyttet.

Brekkasje av hardmetall ved ytterdiameteren.
Denne slitasje er typisk for boring av ekstreme harde bergarter som tachonite. (Fig. 11.)

Normalt går det med 18 - 20 m^3 luft pr. minutt ved 7 kg.s trykk til fjerning av borkjoks ved hulldyp 100 - 150 meter. Ved lengere pilothull går det med mer luft. For boringen i Mofjellet ble det kjørt frem 2 kompressorer på 17 m^3 hver. Dette ble øket til 37 m^3 etterat man hadde truffet på grunnvann i hullet og måtte regne med at de siste 80 meter ville bli boret vått. Det ble målt vannmengder på over 200 liter pr. minutt, og dette forsinket pilothullsboringen med 15 timer. Pilothullet ble forøvrig boret ferdig på knapt 13 skift mellom lørdag 26. september og onsdag 30. september.

Etterat stabilisatorene er kjørt ned monteres pakkdåsen rundt borgangen som tetter for støv. Denne har en 6" stuss og ved å plusse på 6" rør kan borkjoks ledes vekk fra borplassen. (Fig. 13.)

Rørene bør legges langs bakken, og støvet kan dempes ved å injisere vann mot luftstrømmen gjennom dyser, eller ved å kjøre vann gjennom borkronen sammen med luften.
Alternativ 2 vil imidlertid redusere levetiden på pilotkronen.

Ved boringen i Mofjellet ble det ikke gjort forsøk på å dempe støvet, og etter halvveis kjørt pilothull løste støvproblemet seg selv i det en 20 - 30 meter lang vannsøyle ble blåst ut av røret.

Det gikk med knapt 7000 liter dieselolje til pilothullet i Mofjellet. Forbruket ble noe høyere enn beregnet p.g.a. vannet som belastet pressene maksimalt, og 15 timer gikk med til å tømme vannlommer uten at det ble boret.

Dersom man hadde mistet luftsirkulasjonen ville det ha vært

nødvendig å gå over til vann som sirkulasjonsmedium for å fjerne borkjokset.

Etter 104 timers boring traff man bunnorten. Avviket var ca. 1.5 m., og borkronen hadde dratt seg mot skifrigheten i bergartene. Avviket må sies å være beskjedent, lengden på hullet tatt i betraktning, og at det ikke ble forsøkt gjort noen korrigering mot avvik. De største avvik får man ved boring gjennom uensartede bergarter. Avvik kan registreres på torque-grafen, og man kan trekke tilbake borgangen til det punkt hvor dreiemoment begynte å bygge seg opp og la borkronen rotere med lav borsynk inntil den finner sin opprinnelige retning.

I Mofjellet traff pilotkronen mot siden av bunnorten som var ca. 3 meter bred. Det ble strosset ut ca. 2 meter for å gi plass til borhodet.

Borhodet 4' diameter ble montert i løpet av 3 timer om formiddagen lørdag 3. oktober. Det var da etablert forbindelse mellom bunnorten og borplassen via gruvetelefon og et lite walkie-talkie-sett.

Et 4' borhode har 5 kuttere, 3 stk. såkalte gage kuttere, i dette tilfellet satt med H9, mens kutterne på topp (reaming cutters) ble forsterket med 2 stk. H10. Ytterligere 3 stk. stabilisatorruller er plassert nede på skjørtet og har til oppgave å redusere friksjon ved skråhullsboring og viser liten slitasje ved vertikal hullboring. (Fig. 18.)

Kutterne monteres i sadler som er utskiftbare. Slitasjen på sadlene vil være avhengig av hvor meget kutterne blir slitt før de skiftes. Kuttertype H9 er for mellomharde bergarter.

Kuttertype for ekstremt harde bergarter. Benyttes bl.a. ved Western Mine Australia, Homstake Mine USA og Inco Canada. Er tett satt med hardmetall og har liten vridningsvinkel.

Kuttertype for bløtere bergarter; har stor vridningsvinkel for å få ut størst mulig borkjoks.

Det benyttes gjerne 3 typer kuttere for ulike bergarter. Dresser OME kaller sine henholdsvis H8, H9 og H10. (Fig. 22.)

Etter 237 meter boring i Mofjellet, for det meste granatglimmergneis og granat-amfibolitter, var kutterne overraskende lite slitt. Det samme gjaldt lagrene. Kutterne ble avskrevet med 70 % og vil kunne bore ytterligere 60 - 100 meter i tilsvarende kvartsittiske bergarter, dette til tross for at de ble belastet såvidt meget som 40.000 lbs. pr. kutter maksimalt. (Fig. 25 og 26.)

Normalt regner man ikke lenger med lagerproblemer, og kuttere kan belastes 50 - 55.000 lbs. uten at dette gir for tidlig lagerhavari. Dersom lagrene låser seg blir også hardmetallet revet vekk og rullene deformert.

Ser man på profilen av en stigort som bores ut i flere steg vil man oppdage at fjellet gir etter ved innerdiameteren først og faller ned i større biter, mens det må flere omdreininger på borhodet til før den samme bergart gir etter ved ytterdiameterene. (Fig. 28.)

Dette gir som resultat at kutterene slites mest ved ytterdiameteren. (Fig. 29.)

Et 6' borhode har 10 kuttere, mens et 5' har 8 kuttere. Større borhoder bygges i ett eller boltes sammen i 3 deler under dagen. Likeledes ved større dimensjoner enn 6' boltes på nye seksjoner, f.eks. for å få et 9' borhode.

Det har vært problemer med å få en jevn slitasje av kutterne oppe og nede, og det har bl.a. blitt eksperimentert nokså mye med egnede kuttere til å plassere på toppen. Dette arrangement med 2 ruller fra en vanlig 3-cone bit må anses opsolete i dag.

I den senere tid er det blitt oppnådd betydelig gunstigere resultater i harde bergarter med en såkalt "flat bottom" design.

Fremstilling av borverktøy er i dag sterkt automatisert, og verktøyfabrikantene har vært i stand til stadig å forbedre sine produkter i takt med utvikling av nye hardmetall.

Mellom maskin og borhode kommer borrørene, stabilisatorene og cross-over sub. Den siste for å spare gjengene på borhodet. Ved hull-lengder over 150 meter er det vanlig å benytte 4 stabilisatorer; 1 pilotkronestabilisator samt 3 borstrengstabilisatorer. Ved boringen i Mofjellet ble de 4 stabilisatorer satt etter hverandre. Ved tilbakereamingen ble pilotstabilisatoren skrudd av sammen med borkronen. Det bør alltid være tilbake 1 eller flere stabilisatorer i hullet ved tilbakereaming for å unngå at borhodet får anledning til å vandre sideveis og gi økt slitasje på kutterne. Borrørene er en viktig del av borutstyret. Alt overveiende benyttes i dag DRILCO borrør med DI-22 gjenger. Disse gjenger har et avskruingsmoment 60 % av oppstrammingsmomentet, og man må alltid sørge for at det blir benyttet et godt gjengefett på blybasis. Standard dimensjoner er 8" eller 10" diameter - 1.5 meter lengder Vektforskjellen på de to dimensjoner er 90 kg. pr. løpende meter og i pris ca. kr. 1100.- pr. meter. Ved å kunne gå 8" borrør ved boringen i Mofjellet sparte vi således 21 tonn i transportvekt opp fjellet og kr. 260.000.- i kapitalkostnader. (Fig. 37.)

Utstyret ankom Mo i Rana lørdag 12. september, 58 tonn utstyr, hvorav 22 tonn borrør ble fraktet opp på fjellet 3 - 4 km. Det ble bygget 2 stålsleder 4 meter lange - 2.10 m. brede, og 9 tonns buldozere trakk utstyret opp i løpet av 1½ uke. Det gikk med 538 buldozertimer inkl. vedlikehold av veien og klargjøring av borplass.

Selve maskinen som veier 13 tonn ble brakt opp i 2 deler, i det rotasjonsmotoren som veier 3 tonn ble tatt av. Dette for å bringe ned tyngdepunktet. Transporten opp gikk

imidlertid såpass bra at maskinen ble tatt ned av fjellet. komplett.

Selve monteringen på borplassen gikk greit. Maskinen ble trukket over det utstøpte fundament ved hjelp av en buldozer, og maskinen kjører seg selv opp fra horisontal til vertikal stilling ved bruk av thrust cylinderen. Dog var det visse problemer å få lagt ut borrørene som kom i kasser på 16 stk. hver.

Det ble bygget en rampe for borrørene slik at det ble lett å få tak i rørene etterhvert som boringen skred frem. Via en kjettingtalje ble rørene lagt ned på maskinens rørhåndterer som automatisk svinger borrørene inn på maskinen. Denne operasjon kontrolleres av operatøren ved å trykke på et par knapper på kontrollpanelet. DRESSER OME sendte 2 mann for å bistå gruven med opplæring av **bor-o**peratører, og opplæringstiden vil strekke seg over 2 - 3 borhull. Rørhåndtering tar ca. 5 - 10 min. pr. lengde.

Til boring under dagen kreves normalt 60 - 65 m^3 for borplass, og utstrossingskostnadene kommer derfor gjerne gunstig ut sammenlignet med konvensjonell stigortdriving.

Erfaringstall fra USA og Canada opererer med ca. $ 3000.- pr. borplass inkl. utstrossing, montering, demontering, transport og diverse serviceopplegg. Det finnes detaljerte beskrivelser av transport av stigortboruttyr under dagen basert på tidligere erfaringer.

Maskinen kan lett plukkes fra hverandre og settes sammen, avhengig av transportkapasiteten i gruven. Den tyngste del, stålrammen, veier 3.8 tonn, og den største del, power package, er 3 meter lang, 1 meter høy og 90 cm. bred.

Ved tilbakeboring faller borkjokset ned til åpningen under, dersom vinkelen ikke blir slakere enn 45°. Luft benyttes ikke, og bare mindre mengder vann for å dempe støv. Ved **Ne**hanga Mine i Zambia ble det tidligere i år med en STRATABORER 500 boret 2 hull på 24°, henholdsvis 21°

fra horisontalen. Lengdene på disse sjaktene var 120 og 110 meter, og diameteren 1.8 meter. Boringen ble gjennomført mellom 8. mai og 5. juni, d.v.s. ca. 4 uker, inkl. flytting og boring av pilothull. For å få ned borkjokset ble det boret 2" hull fra borplassen som intercepted pilothullet noen meter fremme, og 6 - 800 liter/min. vasket ut borkjokset. (Fig. 44.)

Ved vurdering av mekanisert stigortboring i forhold til konvensjonell drift er det mange momenter som kommer inn i bildet, ikke minst de sekundære virkninger.

Fra å være noe av det farligste og mest tidskrevende arbeid i en gruve kan boring av stigorter utføres på en langt kortere tid enn det ellers ville vært mulig.

Dette har allerede fått innvirkning på planlegging av gruvedrift i en rekke land, og vil sikkert også få det i Norge. Spørsmålet er ikke alene hvor meget det koster pr. meter, men hvor meget stigortboring kan redusere produksjonskostnadene i form av økt fremdrift, reduserte skraperutgifter, økt etasjehøyder med mindre oppfaring etc. Inco som driver i meget harde bergarter har således spesifisert at alle hull over 30 meter skal stigortbores. (Fig. 45.)

Etterhvert som kutterkostnadene har gått ned har interessen økt for større hulldiametere. Den neste maskin i STRATABORER-serien som Dresser bygger vil således bli en 6, 7, 8 ft. maskin med benevnelsen STRATABORER 800. Den første maskinen vil bli levert til Inco-Canada den 1. desember i år.

BNN har oppgitt følgende data for ventilasjonssjakten:

15/9 - 25/9 -	Transport, montering	347	timer
26/9 - 30/9 -	Pilothullsboring	278	timer
1/10 - 3/10 -	Montering borhode, kuttere service maskin	136	timer
5/10 - 17/10 -	Tilbakereaming	528	timer
19/10 - 28/10 -	Demontering, transport	360	timer
		1.649	timer

Dette inkluderer 2 timers ekstra gangtid pr. skift for kontinuerlig drift, i det de 2 operatører fikk godskrevet 9 timer pr. 8 timers skiftordning.

Kostnader:			Pr. meter	
1)	Verktøyutgifter for 4' borhode, inkl. sadler	N.kr. 63.600.-	kr.	270.-
2)	Pilotborkrone	N.kr. 12.400.-	kr.	57.-
3)	Arbeidslønn	N.kr. 32.600.-	kr.	137.-
4)	Luft, leiekompressorer + dieselolje	N.kr. 5.000.-	kr.	25.-
5)	Strøm kr. 0.20/kw.time		kr.	31.-
			kr.	520.-
	Maskinleie inkl. borrør, basert på 6000 meter avskrivning over 6 år og 8 % rente, vedlikehold		kr.	600.-
			kr.	1.120.-
	Transport, utstyr borplass samt vedlikehold vei, kr. 110.000.-		kr.	463.-
	Total inkl. avgift		kr.	1.583.-

For tilbakereaming 237 meter

Brutto bortid inkl. diverse stans og rørhåndtering:

241.8 timer, d.v.s. 0.98 m/time.

Net bortid inkl. rørhåndtering:

219.2 timer, d.v.s. 1.08 m/time.

Rørhåndtering 20 timer: Net borsynk:

237 m : 199.63 timer = 1.18 m/time.

Driftseffekt tilbakereaming: 91 %.

Skifteffekt: 237 m : 31 = 7.64 m/skift.

Transport og utkjøring av borkjoks holdt utenfor.

FIG. 1

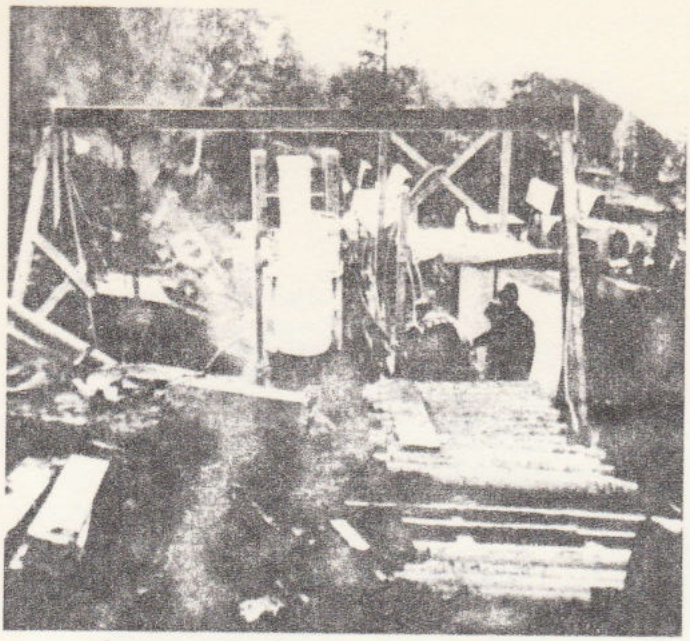


FIG. 6

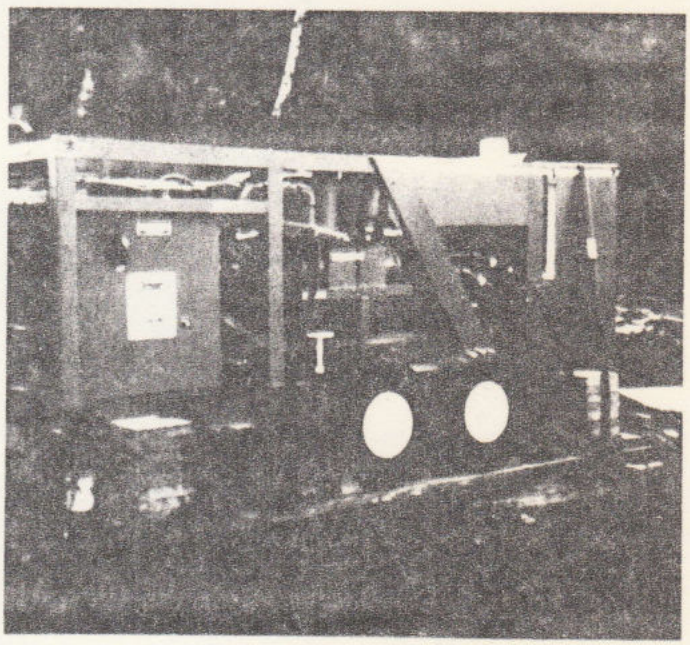


FIG. 7

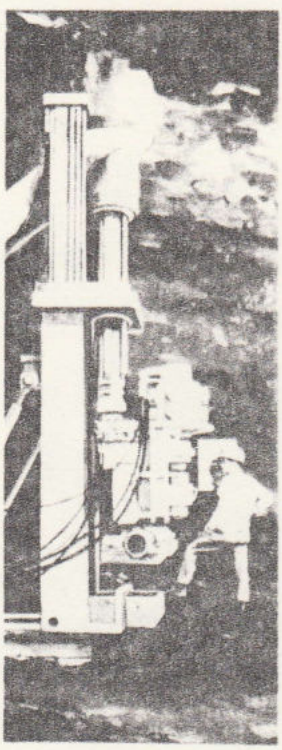


FIG. 9

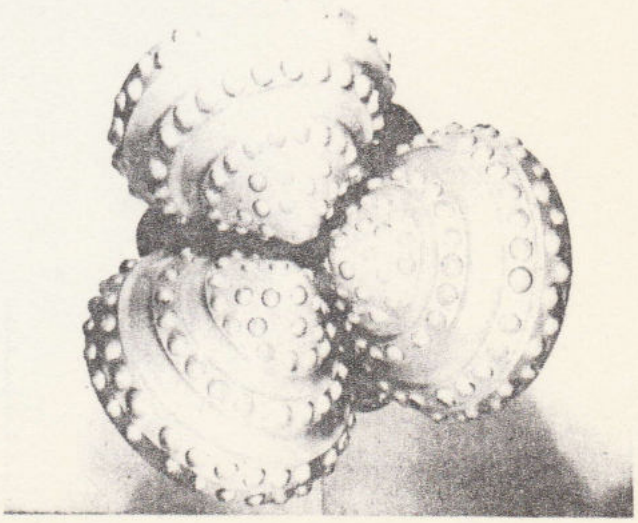


FIG. 10

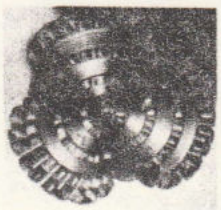


FIG. 11

FIG. 12

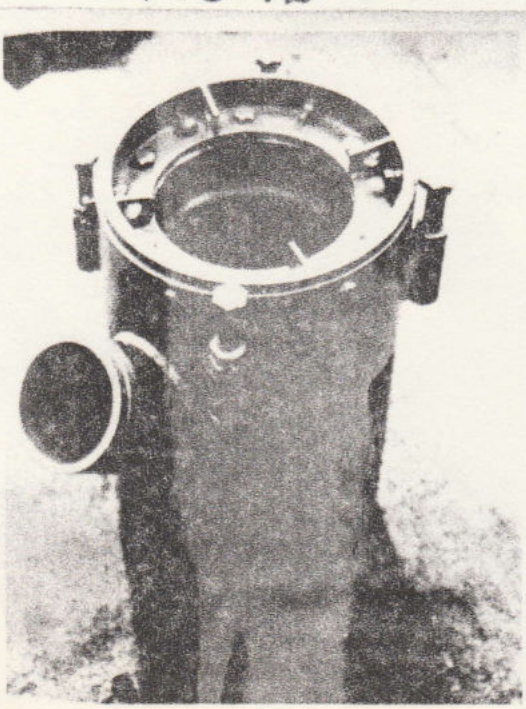


FIG. 18

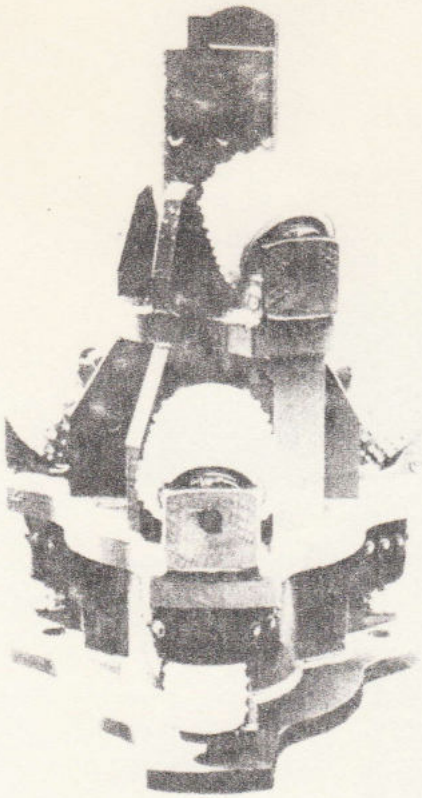


FIG. 22

FIG. 25

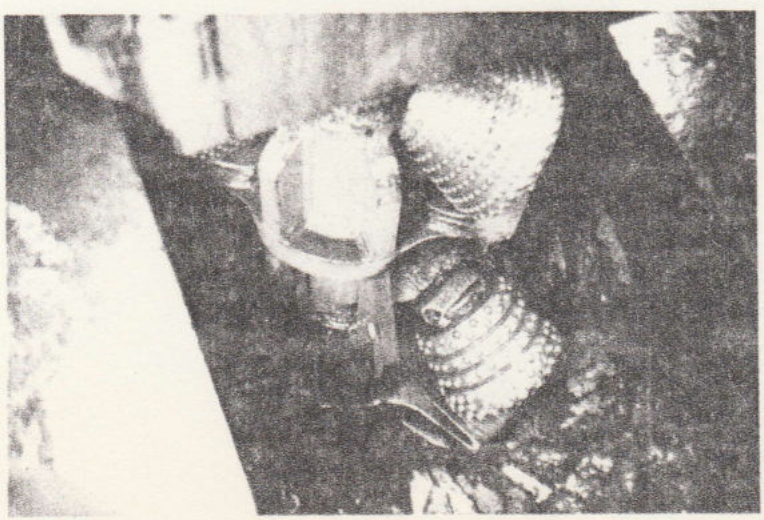


FIG. 26

FIG. 28

Dresser OME
makes better
things happen!

Dresser Raise Drill Project for Cupra Mines Ltd. in Quebec

DresserOME

FIG. 29

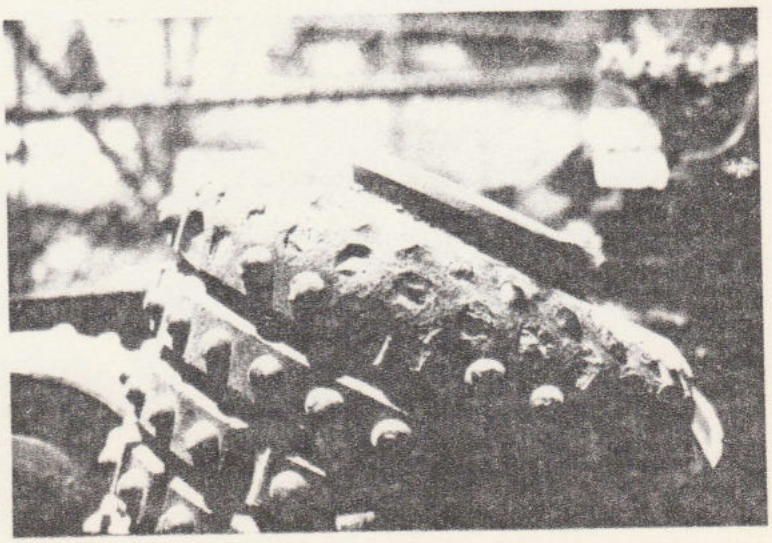


FIG. 37

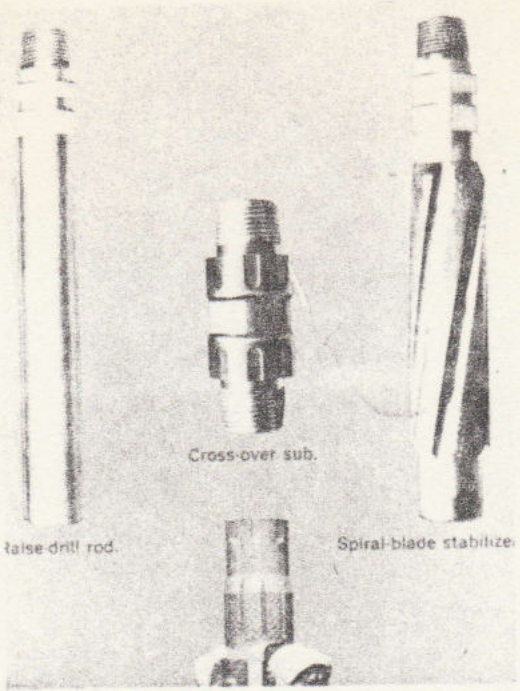


FIG. 44

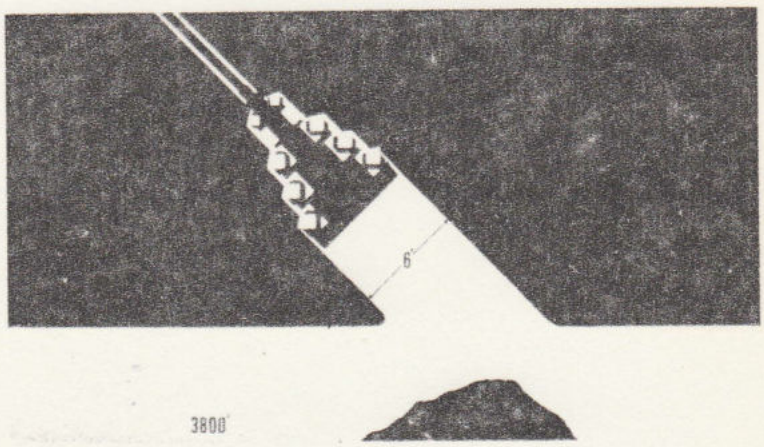
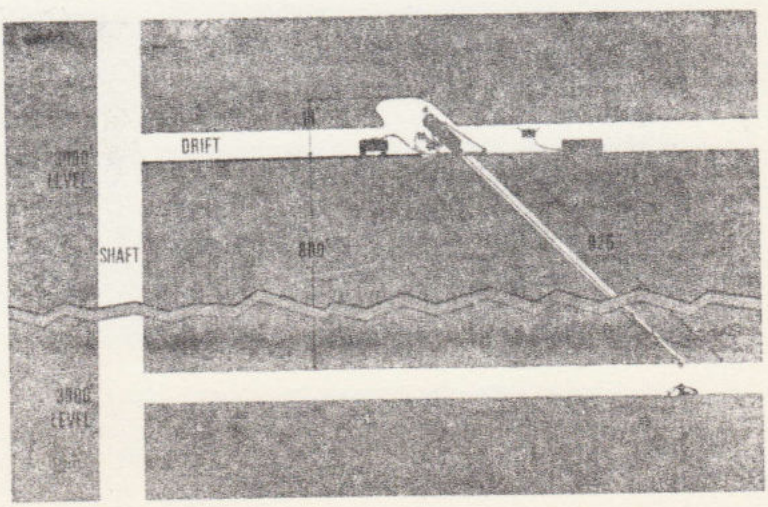


FIG. 45



SPRAKFJELLSIKRING MED BOLTER I TUNNELER VED RANA-ANLEGGENE

av

overingeniør Odd Nicolaisen

NVE Rana-Anleggene

SPRAKFJELLSIKRING MED BOLTER I TUNNELER VED RANA-ANLEGGENE

1. Generelt

Sprakfjell er fjell som trykkes inn i tunnelen p.g.a. bergtrykket. Det skjer med knitring, smell og bråk og kan fortsette mer eller mindre kraftig i flere år. I hengen danner det seg ei typisk omvendt grøft og sprakroser der trykket har vært størst. Intensiteten er fra øyeblikkelig nedfall til utløsning etter flere år.

En grov regel er at sprakfjell opptrer når det er en fjelltopp 500 m. høyere enn tunnelen og over 20° vinkel med horisontalplanet.

Avvik forekommer - i Rana hadde vi sprak i en tunnel med høgste fjelltopp 250 m. over tunnelen og bare 10° vinkel. Likeså hadde vi sprak 10 - 15 m. nede i ei loddsjakt som kom ut på omtrent flat mark. Her var fjelltoppen ca. 400 m. over tunnelen og vinkel 16°.

Et godt tegn på sprakfjell kan sees i bratte fjellsider; her fåes jutulporter, trollkirker o.s.v. som er sprakroser i fjellsida.

Største påkjenning er ca. ½ meter innafor ferske overflate i tunnelen. På grunn av bergtrykket vil lagene nær overflata bøyes inn i tunnelen til strekkpåkjenningen blir så stor at fjellet brister og ramler inn i tunnelen. Men dermed flyttes sonen for største påkjenning videre utover, nytt fjell ramler inn, og slik fortsetter avskallinga til tunnelen er fylt eller fjellet er stabilt. For å stoppe denne utviklinga, må lagene nær overflata i tunnelen holdes på plass.

Hurtig hjelp er viktig og bolting er foreløpig den hurtigste hjelp. Etter noen år når boltene er vekkrustet, har fjelltrykket omlagret seg nær tunnelen, slik at heng og vegger er stabile.

Boltetida tar 2 - 3 timer uansett tunnelstørrelsen, da det i større tunneler kan settes inn 2 arbeidslag i bredde.
Nærmere om sprakfjell se fjellsprengningskonferansen 1963.

2. Utstyr

Ved Rana-anleggene er siden 1963 drevet ca. 80 km. tunnel fra 6 til 65 m^2, herav 20 km. med kraftig sprakfjell som har krevd øyeblikkelig sikring. Beveråga - Langtjerntunnelen, 44 - 48 m^2, har hatt sammenhengende 9 km sprakfjell, ca. 75.000 bolter og plater er brukt her. Av disse er bare 2 bolter slitt av inne i nisjehjørner med spenningskonsentrasjon.

Med så omfattende sikringsarbeider må utstyr og arbeidsmåte tilpasses slik at optimal sikkerhet og inndrift oppnås.

2.1. Egne renskebukker trenges, se bilde 1.

De må kunne manøvreres fra plattformen. Ei sperre sørger for at platten ikke ramler med om det hydrauliske systemet svikter. Rekkverket bør være ettergivende, f.eks. av kjetting eller slange så folk ikke blir klemt mellom et stivt rekkverk og fallende stein.

I tunneler over ca. 35 m^2 kan to bukker få plass i bredde under renskearbeidet. Nedrensket stein faller ofte på plattformen. Dette sliter kraftig på bukkene. Stor reserve trenges, f.eks. Langtjern, 4 renskebukker + 2 televatorbukker. Renskebukkene er også meget tjenlige til ventilasjonsarbeid og etterrensk.

2.2. Sikringsplatene

er av 8 - 10 mm. jern, rettvinklede trekanter med kateter 40 og 50 cm. Denne store plata understøtter fjellet bedre enn ei lita firkantet plate. Den uregelmessige formen fant folkene meget tjenlig da plata lett kan tilpasses fjellflata rundt bolten. Tunnelen virker mere betryggende å oppholde seg i når hengen er plateslått, se bilde 2.
Plater med oppbøyde hjørner prøvde vi uten hell. Hjørnene dannet bruddanvisning og fjellet ramlet ned mellom platene.
Netting og band ble prøvd, men forkastet, da de er tidskrevende og skytes i filler.

2.3. Boltene

er mesteparten 2 m. lange, opptil 4 m. i vanskelige partier. Folkene vil ha boltehode av Farex-typen. Sikringsplata settes på bolten før den stikkes inn. Skulle da fjellet ramle ned før bolten er skikkelig fastskrudd, dras bolten litt nedover til Farex-hodet har fått tak, fallet stoppes og ei ulykke er avverget.

2.4. Plassering rør, ventilasjon etc.

Størst påkjenning er på fjellflater parallelt med trykkretningen fra høgste fjelltopp, d.v.s. avskallinger i tunnelen er størst på den sida som vender fra fjelltoppen. Ugunstigst driveretning er parallelt dalen, ca. 1/3 over dal-botnen.
Rør, ventilasjon osv. legges på den sida som vender mot fjelltoppen, da det løsner minst stein her.

Transporten blir da under der spraket er størst, men her er det lettest å etterrenske, slik at ulempene er minst med dette opplegget.

3. Arbeidsmåte

Så snart tunnelsalve er utlastet, kjører en - to renskebukker inn, avhengig av tunnelbredden, og starter renske- og sikringsarbeid fra siste bolterad. Ingen oppholder

seg kort eller lang tid under usikret heng. Bilde 3. Rast for rast boltes innover med avstand 80 - 100 cm. Folk står da heile tida under sikret heng.

Boltinga må føres helt til stuffen, i enkelte tilfelle må stuffen boltes for å kunne bore. I særdeles kraftig sprakfjell må fjellet sikres etter halvt utlastet salve. Enkelte ganger må veggene boltes.

Ved lengere stopp i tunnelen, helger, ferier o.s.v. må hengen (og sidene) være boltet helt til stuff. Står hengen usikret noen timer, ramler fjellet ned, det danner seg ei stor grotte oppover som kan bli så høg at renskebukkene ikke når opp.

Fjellet fra stuffen og utover må etterrenskes flere ganger. Enkelte partier i Langtjern har vi etterrensket i 3 år.

3.1. Fare

Sprakfjellsikring er et farefullt arbeid. Derfor hender det ikke store ulykker i dette arbeidet, NB: når det gjøres riktig.

For uvante folk virker det farlig å henge opp bomt fjell og bare ha boltene å stole på. Det tar ei stund før folkene blir fortrolige med en tunnelheng der steinene henger laust.

Sikringsarbeidet er slitsomt. Rensk og bolting foregår med armene i hodehøyde. Etter 10 minutter vil musklene arbeide med surstoffunderskudd og begynne å smerte.

En mere langtidspreget slitasje på arbeiderne har vist seg på Langtjern arbeidssted. Der har det vært vedholdende sprakfjell i 3,5 år, og den stadige aktpågivenhet har gitt økede belastningssykdommer som f.eks. muskelsmerter, magesår, ryggvondt.

Disse økende besvær kan også delvis skyldes at arbeidsstokken har vært konstant i disse 3,5 år, og dermed har alderen krevd sitt.

3.2. Skader

På våre 20 km. tunnel i sprakfjell har vi tilsammen hatt 23 skader som direkte skyldes dette fjellet. Herav 2 ufarlige øyeskader, der subb kom inn på øynene under påskråning.
De andre 21 skadene er vesentlig småsår og skader fra fallende små stein under boltearbeidet og fra grep som glipper under rensken. Den største skaden med knekte ribbein var der en mann kom mellom et stivt rekkverk på en renskebukk og en stein som falt ned.

4. Økonomi

4.1. Akkord

Betalingsformen må være slik at arbeiderne sjøl er interessert i å gjøre sikringsarbeidet unna hurtig og effektivt.

Først hvordan det ikke skal gjøres:
Arbeiderne får for sikringsarbeidet prosenter av drivinga. Fristelsen er da å renske vel og lenge i moderat tempo for så å smelle til med noen salver på rekordtid og dermed oppnå stor timelønn.

Kommer noen og ymter frampå at det er nok sikret, er svaret at nå driver vi hasard med livet til arbeiderne som innsats og at det må sikres mer.

Ved denne oppgjørsmåte blir framdrifta for lita fordi det bestandig er mere fjell å renske ned, ja, lar vi det stå, utfører fjellet renskearbeidet sjøl.

I Rana er erfaringa god med denne betalingsformen:
I akkorden er et visst antall sikringstimer inkludert. Fortjenesten for arbeiderne ligger da i å sikre fjellet fortere enn antatt.

Hermed er arbeiderne sjøl interessert i å unngå unød - vendig sikringsarbeid, og oppsynet kommer i den gunstige situasjon at det kan foreskrive mere sikring for ikke å drive tunnelen uforsvarlig. Det skal sies at arbeiderne hele tida har sikret forsvarlig og aldri tatt noen sjanser. Ved kritiske tilfeller har vi blitt tilkalt for avgjørelser.

4.2. Overfjell

Mellom salveskyting og sikring ramler det inn mere fjell enn ved normale forhold. For å unngå unødvendig overfjell kan vi merke av mindre tverrsnitt enn teoretisk, f.eks. har vi merket av 46 m^2 på 48 m^2 tunnel. Resultat 50 m^2. Dette må praktiseres bare der det er ukentlig kontroll av tverrsnittet.

4.3. Tunnelkostnader

Oversikten over økte tunnelkostnader på grunn av sprakfjellet ses på bilag 2. Resultatene og kostnadene gjelder for tunneler der drivehastigheten har avgjørende betydning, som i de fleste vasskraft-tunneler.

De direkte sikringsutgifter i kr. pr. m. tunnel kan settes opp i en formel

$$P = k \cdot b^{1,5} \cdot h^{1,13}$$

der k = en valgt faktor.
b = maks. bredde i tunneltverrsnittet i meter
h = " høyde " "

Med direkte menes de kostnader vi får tak i ved kontering på egen sikringskonto.

Kurver er tegna inn for K = 1, 2 og 3. De uregelmessige formene kommer av at b og h ikke har samme forhold ved alle tverrsnitt.

Vi ser at de fleste resultater fra Rana dekkes av k = 1

og 3, med enkelte kvartalsutslag på k = 4. Grunnen er at ved k = 3 har vi omfattende sprakfjell og dermed det dyre opplegget som trenges, ved k = 1 er spraket lite eller bare over en del av kvartalet eller kombinert med andre vansker som svelleleire, vassinnbrudd o.s.v.

Ved sprakfjell og ved hurtigst mulig drift setter vi inn mere folk og utstyr enn ved normale forhold, og får for lite inndrift igjen for utlegget, og drivetida blir lengere. Dette medfører da en del indirekte sikringsutgifter, f.eks. tunnelutstyr får lengere avskrivningsperiode.

Har vi fått en visshet for at kraftig sprakfjell vil opptre ved et nyanlegg, kan vi regne med tilstrekkelig nøyaktighet at over den aktuelle lengden er k = 3 brukbar i formelen, og dessuten får disse størrelser et tillegg på ca. 30% = 3 . k% :

a) Drivetida.

b) Normale tunnelmeterkostnader (se fjellsprengningskonferansen 1970)

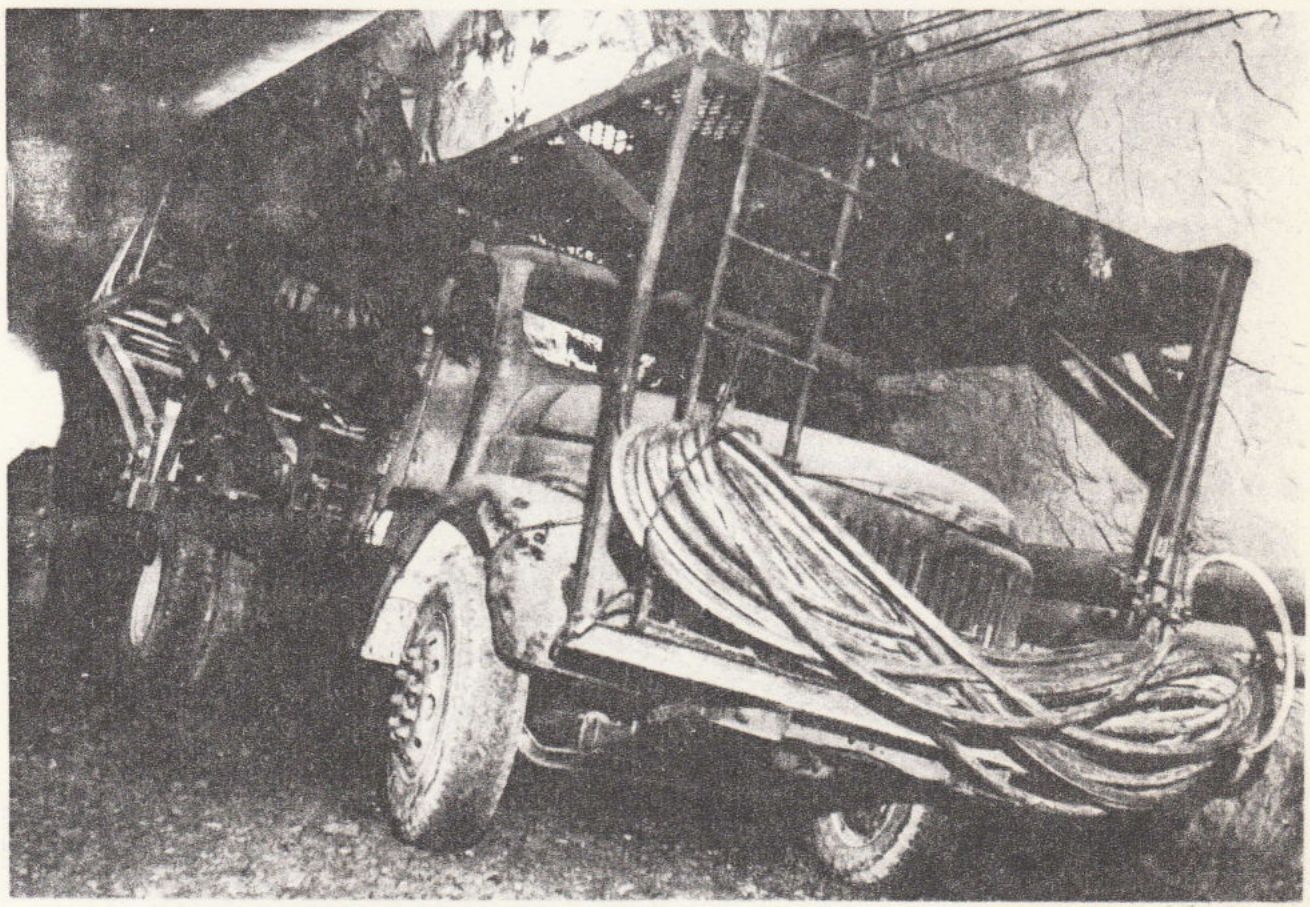
c) Brakkestørrelsen, vegvedlikehold

d) Administrasjon, lager, hovedverksted

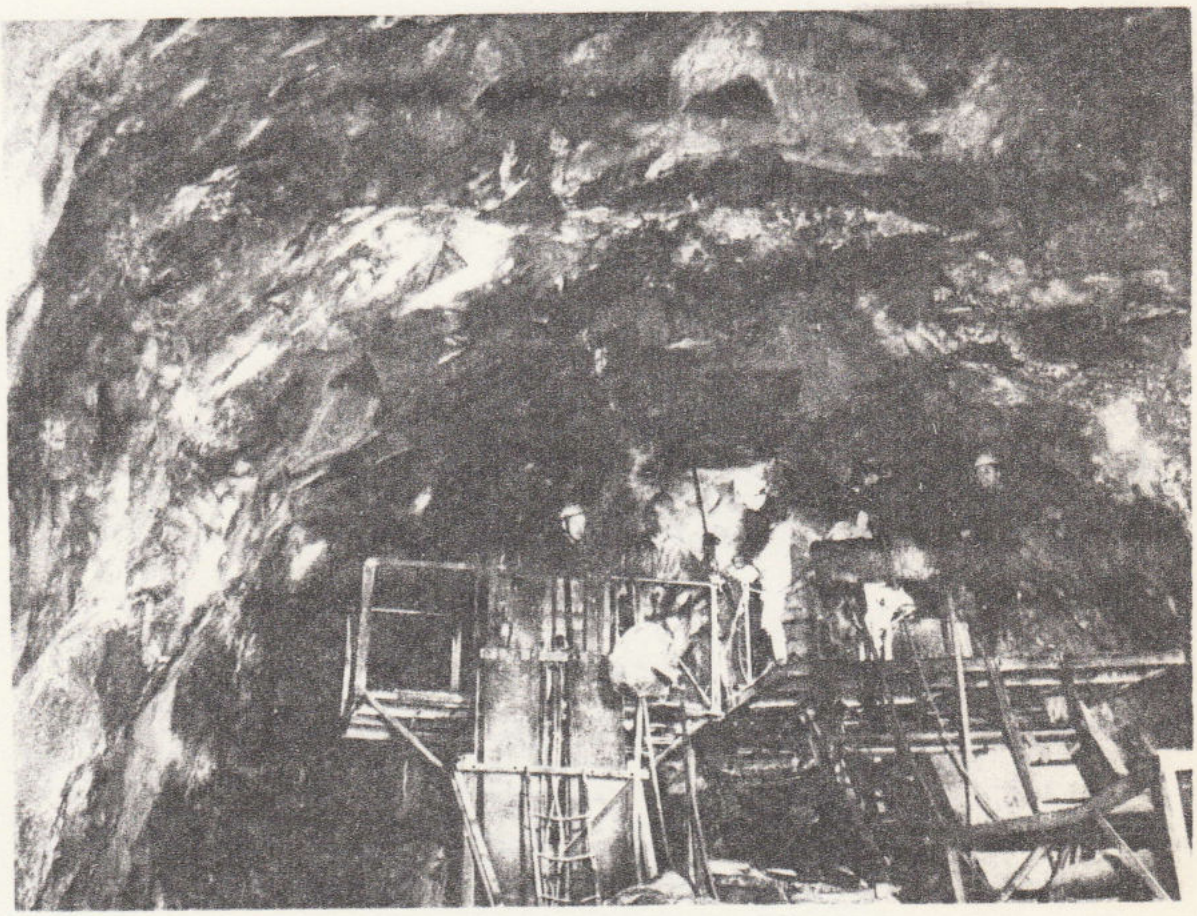
Konklusjonen er at sprakfjell kan mestres, på forhånd kan vi regne med at det koster total 1/3 mere og tar 1/3 lengere tid enn ved normale forhold.

Bilde 7.

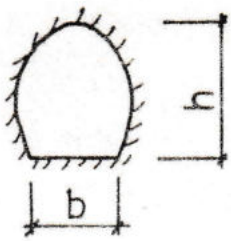
Bilde 2.



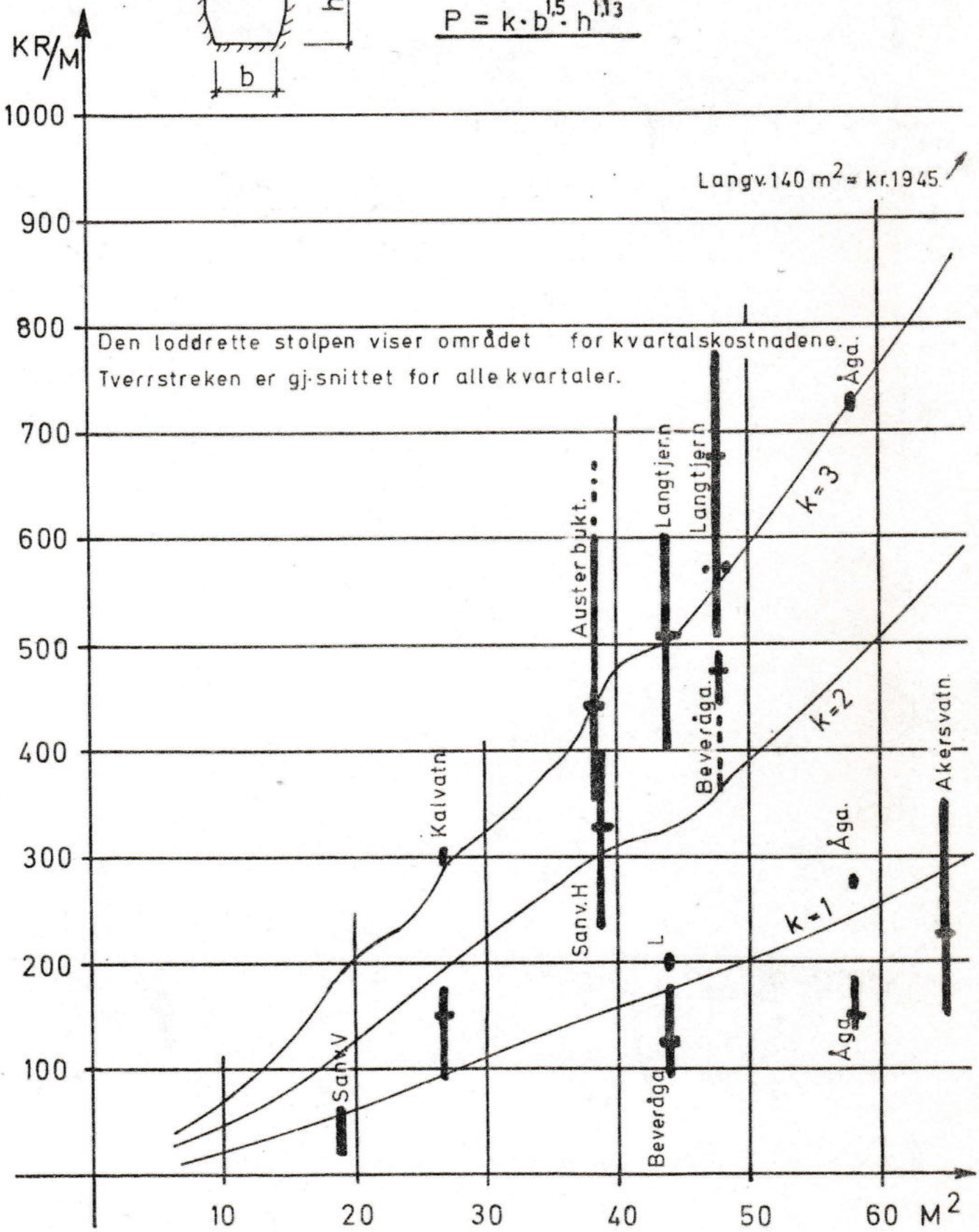
Bilde 3.



Direkte sikrings utgifter pr. meter tunnel i sprakfjell.



$$P = k \cdot b^{1.5} \cdot h^{1.13}$$



BOLTER OG NETTING BENYTTET SOM SIKRING VED SPRAKFJELL

av

Sivilingeniør Olav Øverland
Astrup & Aubert A/S

BOLTER OG NETTING BENYTTET SOM SIKRING VED SPRAKFJELL

Jeg skal forklare litt om den sikringsmetode vi valgte for å beskytte oss mot sprakfjell ved FJONE Kraftverk.

FJONE Kraftverk ligger i Telemark, og utnytter et fall på 245 meter mellom Rudsvann og Nisser.

Hovedtunnelen, som har et tverrsnitt på 17,5 m^2, er 9.500 meter lang og ble drevet fra 3 angrepssteder.

Den øverste tunnelstrekningen ved inntaket ble drevet 1.150 m.. Fra tverrslaget Lisleå ble det drevet to stuffer. Den mot inntaket var 2.100 m., mens stuffen mot fordelingsbassenget var 2.900 m.. Fra fordelingsbassenget ble det drevet en stuff mot Lisleå. Den var 3.400 m. lang. Lengden av de to siste stuffene ble bestemt ved at de ble drevet til de møtte hverandre.

De ingeniørgeologiske undersøkelsene forutsa at fjellet besto av middels- og finkornig gneisgranitt og amfibolittiske gneiser. Bergartene var for det meste massive med liten sprekktetthet, bortsett fra typiske knusnings- eller sleppesoner med innhold av svelleleire. Av disse sleppesonene ble ca. 300 m. utstøpt, det meste på stuff. Tyngden av utstøpningen, ca. 240 m., ble utført på Lisleå's høyre stuff.

Forøvrig var det ventet et stabilt tunneltverrsnitt, bortsett fra en strekning mellom Lindefjell og bekkeinntaket, "Trælå" med fjelloverdekning på 350 m.. Her var bergarten særlig sprø og disponert for bergslag.

Trykksjakten har en fjelloverlagring på ca. 440 m., og noe bergslag kunne en vente også her. Det samme var tilfelle med kraftstasjonen og adkomsttunnelen.

Det skulle vise seg å bli langt mere sprakfjell enn antatt. I avløpet og særlig adkomsten, nederste del av trykksjakten og finvaregrindkammeret var vi stadig hindret av sprak. Men mest bergslag hadde vi i hovedtunnelen mellom Lindefjell og Lisleå. - Da sikringsarbeidet for sprakfjell i nedre del av anlegget ble utført på samme måte som opp i hovedtunnelen, skal jeg her få behandle hovedtunnelen nærmere.

Tegning 2 viser et lengdeprofil av en del av tunnelstrekningen mellom Lindefjell og Lisleå. Fra Lindefjellsiden støtte vi på sprakfjellet allerede ved pel 675, ca. 200 meter foran kryssingen av Lindefjellåi. Her var det en overdekning på snaue 50 m.. Frem til gjennomslag gjensto det da 2.700 m.. På denne lengden hadde vi 1.600 m. med sprakfjell. På 450 m. av disse 1.600 m. var overdekningen emllom 35 og 50 m. med sterke bergslagspenninger. Det var tildels kraftige utsprang av blokker på opptil 3 m^2 størrelse. - Fra Lisleåsiden var det mindre sprakfjell til å begynne med. Her var knusningssonene større og bergtrykket var vel utløst i disse. Men av de 700 metrene nærmest gjennomslaget var det 500 m. med sprakfjell. Her begynte sprakfjellet 250 m. foran kryssingen av en liten elv, Trælå .

Til å begynne med i sprakfjellet forsøkte vi å dempe utløsningen av bergtrykket ved å forandre på profilet. Senere overladet vi kranshullene og forsøkte også med ekstra sprengning over hengen og frem og opp over stuffen. Dette ga ikke synlige resultater, og da arbeidsfolkene etterhvert var blitt engstelige og forlangte utstøpning på stuff, kom vi frem til en raskere og likevel trygg arbeidssikring.

1. Heng og vegger ble noenlunde sikret ved spettrensk.

2. Det ble boret for og innsatt 2.o m. FAREX-bolter, rastavstand 1 m., med 4 og 5 bolter i rasten. Boltene ble ikke gyst fast.

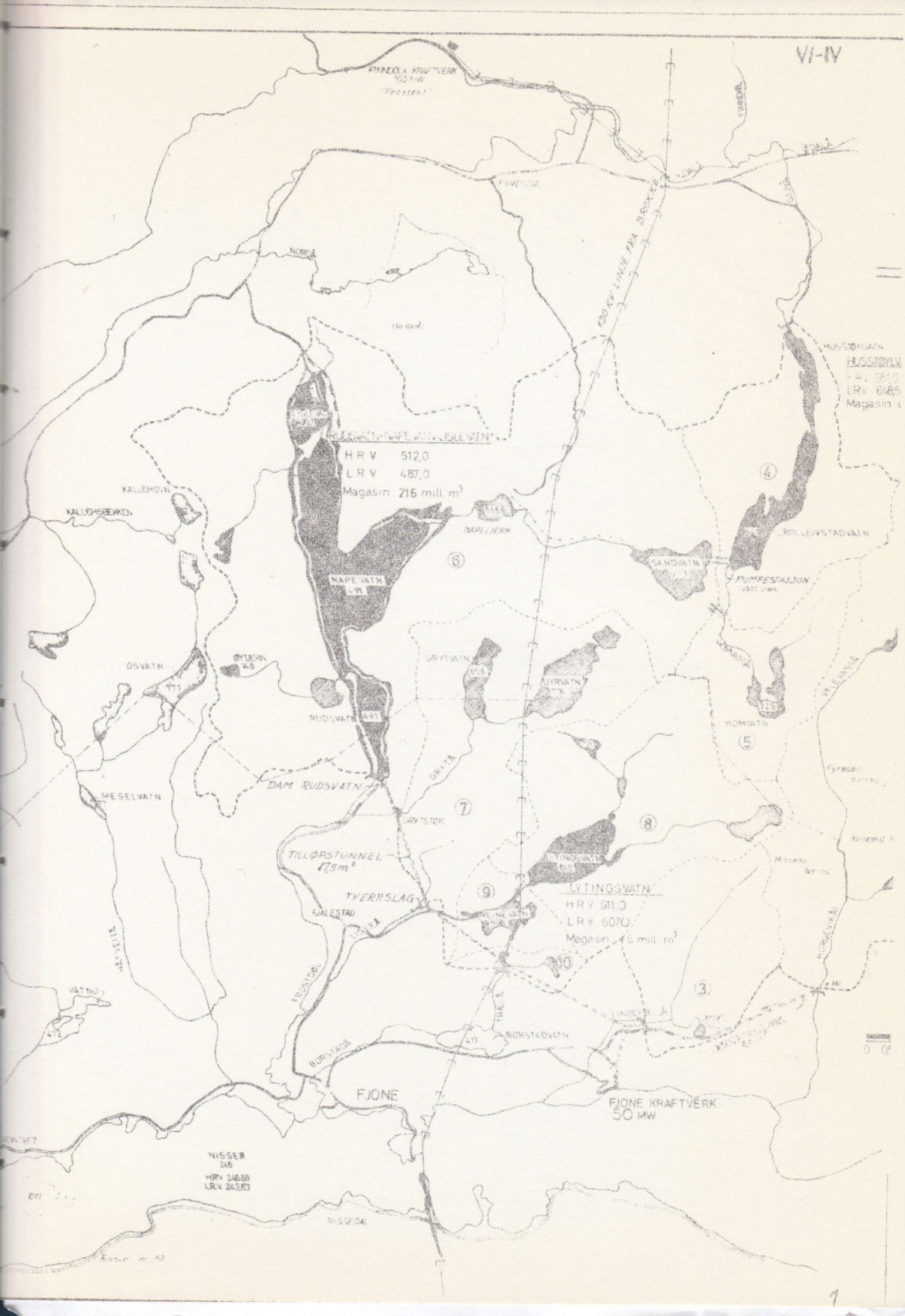
3. Netting ble opphengt og festet til boltene med trekantskiver og muttere. Nettingen som ble benyttet, var vanlig 2" galvanisert flettverksnetting i 2 meters bredde. Denne ble hengt opp i hengen, men da tunnelbredden var 4,5 m., krevdes det to bredder av nettingen. Disse ble delvis flettet sammen med wire. I stedet for vanlige trekantskiver med oppbøyde hjørner, ble benyttet større trekantskiver som vi laget av 12 mm. stålplater. Platene ble utført som rettvinklede trekanter med målene 40 x 50 x 65 cm..

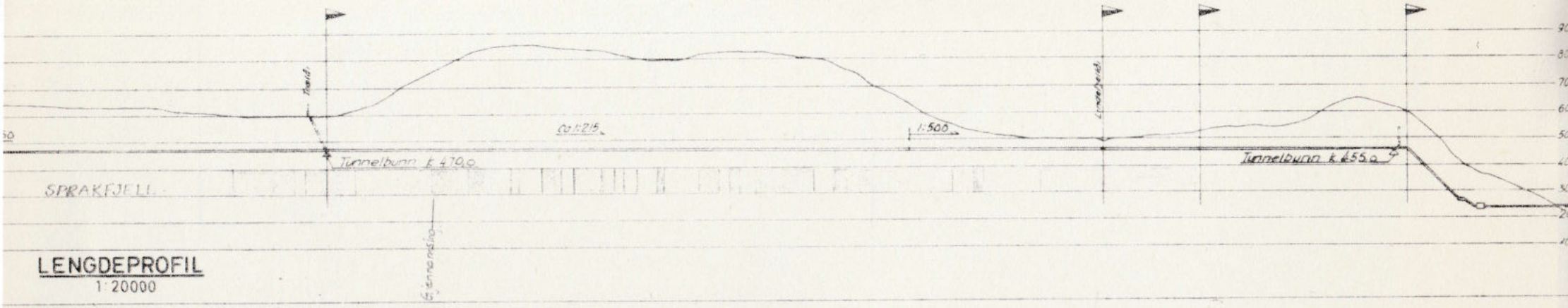
4. Etter en tid måtte nettingen løsnes fra boltene og nedlalt sten slippes ut. Svært ofte gikk nettingen istykker av belastningen, og ny måtte henges opp. Dette ble utført av bakmannskaper uten hinder for driften.

5. Etterat tunnelen var ferdig sprengt, ble sålen rensket til knøler. Først da dette arbeidet var ferdig, ble mutter, plater og netting demontert og en siste rensk foretatt. Boltene ble sittende igjen, men brent av inne ved fjellet.
   På en del av strekningen måtte denne sikringen foretas for hver salve, noen ganger var det nok å sikre én gang i uken, men det vanligste var å drive 2 salver á 3,o meter med etterfølgende sikring.

Arbeidet med rensk, bolter og netting, samt demontasje og sluttrensk kostet på FJONE ca. 115% av tunnelprisen.

Denne form for sikring er selvfølgelig en ren arbeidssikring. Men når en arbeider i sprakfjell, er det uhyre viktig at en overvinner usikkerhetsfølelsen hos arbeidsfolkene. Selv om det er lite med arbeid andressteder, er det vanskelig å unngå en viss gjennomtrekk i arbeidsstokken ved anlegg som er berørt av meget sprakfjell. Det er derfor av største betydning at en så tidlig som mulig velger en sikringsmetode som kan komme så nær stuffen som mulig, og som kan utføres raskt og effektivt.


VI-IV
FINNDOLA KRAFTVERK
100 MW
(Prosjekt)
FYRESDAL
NORDÅ
130 KV LINJE FRA BROKKE
HUSSTØYLVATN
HUSSTØYLV
HRV 651,0
LRV 648,5
Magasin
RUDSVATN-NAPEVATN-LISLEVATN
HRV 512,0
LRV 487,0
Magasin 216 mill. m³
KALLEMSVN
KALLEMSBEKKEN
NAPEFJERN
NAPEVATN
491
ROLLEIVSTADVATN
SANDVATN
PUMPESTASJON
OSVATN
ØYDERN
GRYTVATN
UYRVATN
RUDSVATN
HOMVATN
VALEVASSÅ
DAM RUDSVATN
MESELVATN
GRYTÅ
GRYTSTØYL
TILLØPSTUNNEL
17,5 m²
TYERRSLAG
FJALESTAD
LYTINGSVATN
HRV 611,0
LRV 607,0
Magasin 16 mill. m³
HORGEVIKÅ
HÅYVEITÅ
FROSTDØL
VÅTNO
BORSTADVATN
BORSTADÅ
FJONE
FJONE KRAFTVERK
50 MW
NISSER
246
HRV 246,68
LRV 243,83
NISSEDAL



LENGDEPROFIL
1:20000

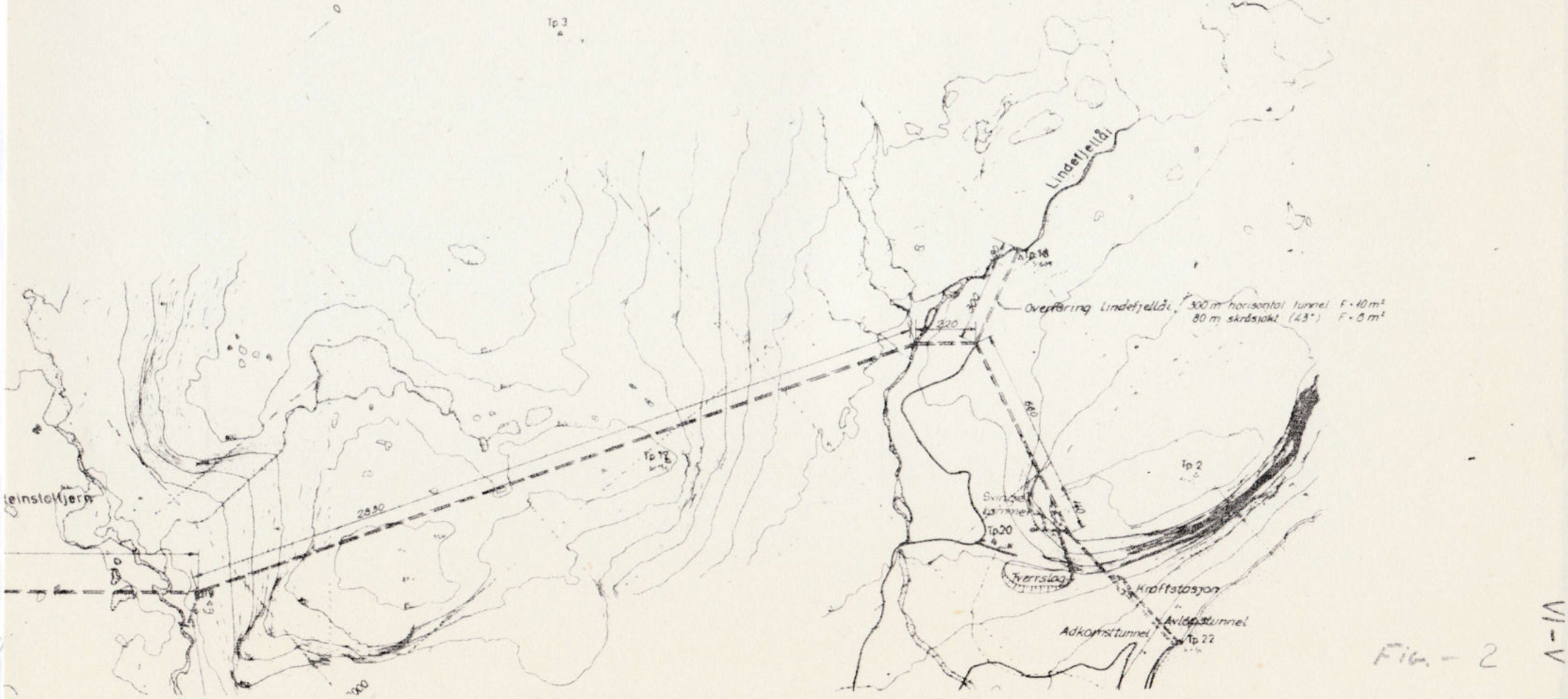


Fig. - 2

VI-V

FORSØK MED GYSING AV BOLTER

av

Sivilingeniør Ragnar Schach
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

FORSØK MED GYSING AV BOLTER

Det har i de senere år vært foretatt en rekke forsøk med gysing av bolter for permanent sikring i fjell-anlegg.

På konferansen i fjellsprengningsteknikk i 1964 redegjorde siv.ing. Lars Muri og ing. Baard Hoel for sine erfaringer fra diverse forsøk.

Sommer 1969 satte Kontor for Fjellsprengningsteknikk opp et forsøksprogram som 2 diplomkandidater (Mediås og Nordby) utførte i samarbeid med Kontor for Fjell-sprengningsteknikk Lieråsen tunnel.

Første punkt på programmet var å finne frem til den best egnede mørtel med tilsetningsstoffer som skulle gi mørtelen en viss ekspansjon ved avbinning.

Andre punkt var trekkforsøk med forskjellige typer bolter av kamstål og glatt stål uten og med forskjellige typer kiler.

Tredje punkt var å finne hvilken metode som var enklest for plassering av mørtelen i borhullet.

Mørtelforsøk

Vanligvis benyttes en mørtel med 50 % sand og 50 % cement med en vanntilsetning som avpasses etter basens erfaring. Hvilken kvalitet og 28 døgns trykkstyrke produktet har, vet man sjelden, da meg bekjent det ikke tas forsøk på samme måte som for en betongkonstruksjon.

I vårt tilfelle skulle mørtelen tilfredsstille bestemte kriterier. Mørtelen skulle kunne benyttes i vårt trykk-luftapparat uten å få separasjon eller tilstopping i

slangen, og massen måtte også henge i vertikale hull. Vi benyttet for å få klarlagt dette, et gjennomsiktig perspexrør med lengde 2 meter og innvendig diameter på 32 mm.

Av tilsetningsstoffer benyttet vi Betokem HS-2 og Bentonit.

Sandinnholdet i mørtelen ble variert mellom 50 til 80 % med max. kornstørrelse 1 - 2 - 3 mm. Vann/cement - forholdet ble variert fra 0,4 til 0,5.

Forsøkene tok sikte på å finne maksimal trykkstyrke ved størst mulig sandtilsetning og max. kornstørrelse og et så lavt V/C-forhold som mulig.

Blandinger med over 70% sand fant vi lite egnet, da vi fikk problemer med separasjon og sandpropp i slangen. Ved en kornstørrelse på 3 mm fikk vi også de samme ulemper. Vi ble derfor stående ved 65 % som maksimalt sandinnhold og 2 mm max. kornstørrelse og en vanntilsetning som ga en rimelig konsistens.

Skjema nr. 1 viser en oppstilling over middel på 21 blandinger med 7 døgns trykkstyrke. Maksimal trykkstyrke på 467 kg/cm^2 fikk vi etter 7 døgn med en tilsetning i mengde på 2 % Betokem HS-2 av cementvekten og med sand/cement-forhold på 65 - 35.

Skjema 1.

Blanding	Konsistens slump	Tilsetning	Sand/ cement	Vann/ cement	σ7kg/cm^2
1	slump 13	2% HS-2	65 - 35	0,48	467
2	" 15	2% Bentonit	65 - 35	0,46	325
3	" 3	10% "	65 - 35	0,46	355
4	" 10	2% HS-2	50 - 50	0,40	315
5	flytende	1,5% Bentonit	50 - 50	0,45	312
6	"	1,5% "	0 -100	0,50	219
7	"	2% HS-2	0 -100	0,44	232
8	"	Embeco-mørtel	——	0,50	498

Ut fra de forsøk som ble gjort er det vanskelig å si noe eksakt om det beste blandingsforhold, men blandingen sand/cement gir større fasthet ved 65/35 enn 50/50. Men prøvene senere viser at blandingen 50/50 gir tilstrekkelig fasthet til å bringe kamstål 20ø til flytning uten glidning.

Tilsetningsstoffene ga mørtelen en noe mere plastisk konsistens, dog ga Bentonit hurtigere en jevn blanding som var mere lettflytende enn HS-2.

Da tilsetningsstoffene Bentonit og Betokem HS-2 har en ekspanderende virkning, bør disse benyttes hvor det er fare for senere utvasking i borhullet og dermed korrosjon av boltene.

Ved alle strekkforsøk brukte vi Betokem HS-2 i mengder på 2% av cementvekten som oppgitt av leverandøren. For 2 prøveserier benyttet vi ferdig mørtel "Embeco" som er tilsatt jernpulver.

På skjema 1 er vist de 8 prøveserier. Ferdigmørtelen "Embeco" lå best an med en trykkstyrke etter 7 døgn på 489 kg/cm^2, men prisen ligger også betydelig over vanlig mørtel. Nest beste resultat viste en mørtel med 2% Betokem HS 2 på 7 døgns prøven med 467 kg/cm^2, og det ble med denne type vi foretok nesten alle våre forsøk. 2 forsøksserier ble foretatt med 'Embeco'-mørtel for sammenligningens skyld.

Betingelsen forat man skal kunne benytte bolter som permanent sikring, er at boltene helt blir omsluttet av mørtel i borhullene. Metodene for fylling av hullene er velkjente. Idag benyttes Bergjet og Perforør, som er de metoder som vanligvis brukes. Hvor bolter benyttes som driftssikring, enten utelukkende er festet ved kiler eller ekspansjonshylser, er etterfylling av mørtel i borhullene mer komplisert. Kontor for Fjellsprengningsteknikk har kommet frem til en metode som er enkel, pålitelig og billig.

Man går skrittvis frem og tar av mutter og underlagsplate på de bolter man vil gyse inn. Inn mellom bolt og borhullsvegg skyves et halvstivt plastrør med ytre diameter 6 mm helt inn i bunnen. Over bolten tres en 5/4"'s plastslange med hakk i enden for luftrør, se bilag 4.

Ved våre forsøk benyttet vi et AN-20 ladeapparat for inngysing av mørtelen. Mørtelen presses igjennom plastslangen med et trykk på 2,5 - 3 kg/cm^2 og man får en hurtig fylling av borhullet. Slangen tas av bolten, som rengjøres med en stålbørste før underlagsplate og mutter settes på. Er mørtelen i det bløteste laget, kan man tette rundt bolten i hullmunningen med glassvatt, steinull eller tvist.

Det foreligger på markedet en kilebolt - dobbeltkile - som er beregnet for å kunne benyttes i mørtelfylte hull og som er relatvt lett å drive inn. Kilen er formet foran som en spiss kjegle og bak som et kryss. Typen betegnes ofte for Kirunabolten.

For å konstatere hvor stor heftfasthet kilene hadde, foretok vi en del forsøk som viste at på 20 mm stål holdt en enkel kile 2,5 - 3 tonn og en krysskile ca. 5,0 tonn.

Som det fremgår av resultatene i tabell 2, er det boltestålets kvalitet som begrenser boltens kapasitet, så det er ingen hensikt å benytte kiler som fordyrer bolten, hvis man ikke trenger en øyeblikkelig sikring.

Belastningsforsøk med gyste fjellbolter (middelverdier).

Bolt type	Stål			Boltelengden i cm.	Innstøpnings-lengde i cm.	0° = horisontal 90° = vertikal Vinkel	Heftspenning kp/cm²	Kraft ved flyt-ning tonn	Maks. påsatt kraft tonn	Bruddlast tonn	Anm.
	Dim. mm.	ST. 37	C S F. 40								
Enkel kile	20	X		160	125	0°	11.5	7.1	8.5		Mørtel + 2% HS-2
Enkel kile	26	X		160	125	0°	14.5	13.7	15.0		" " " "
Dobbelt kile	20	X		160	125	0°		7.3	9.0		" " " "
Uten kile	20		X	160	125	0°		14.5		20.5	" " " "
Uten kile	20		X	90	55	0°		14.5		20.5	" " " "
Uten kile	26		X	160	125	0°		32.5	35.0		" " " "
Dobbelt kile	20		X	160	125	0°		14.5		20.2	" " " "
Enkel kile	20		X	160	125	0°		14.5		20.4	" " " "
Perfo uten kile	20		X	160	125	90°		14.2		20.5	" " " "
Uten kile	20		X	160	125	90°		14.4		20.3	" " " "
Uten kile	20		X	160	125	45°		14.2		20.0	" " " "
Uten kile	20		X	55	20	0°		10.7 x)			Embeco-mørtel
Uten kile	20		X	160	125	0°			16.0	20.0	" "

x) glidning i borhull

K.F.F. Oktober 1970. Sch.

-IIA-

FORSØK MED ULIKE BOLTETYPER I HÅRDE OG BLØTE BERGARTER

av

Sivilingeniør Ragnar Schach
Kontor for Fjellsprengningsteknikk

FORSØK MED ULIKE BOLTETYPER I HÅRDE OG BLØTE BERGARTER

Det har i årenes løp vært omtalt og skrevet (kfr. referater fra fjellsprengningskonferansen i 1964) endel om ulike typer ekspansjonsbolter. Men man mangler data om boltenes evne til å sitte fast er like god i hårdt som i bløtt fjell, og dessuten hvilken betydning forspenningen har.

Ved Kontor for Fjellsprengningsteknikk har vi foretatt endel sammenlignende forsøk i granitt og kloritt-skifer. Forsøkene ble utført med 20 mm. bolter med ekspansjonshylser av shell- og bail-typer med gradvis økning av forspenningskraften. Dessuten undersøkte vi også andre typer av forankringer såsom perforør og polyester-ankere.

For å finne sammenhengen mellom et påført dreiemoment på mutteren og det opptredende strekk i bolten, måtte vi sette igang forsøk, bilag 1. Det viste seg at vi fikk et markert skille i resultatene hvis vi mellom underlagsplate og mutter la en stoppskive. Ved et dreiemoment eksempelvis på 150 ft.lb., d.v.s. ca. 21 kg.m. fikk vi med bare underlagsplate 4,6 tonn's strekk og med underlagsplate og stoppskive 5.8 tonn. Stoppskiven minsket altså friksjonen slik at vi fikk et større strekk i bolten med samme dreiemoment. En viss spredning fikk vi på grunn av gjengenes tilstand. Med børstet gjenge fikk vi det største strekk i bolten.

På bilag 2 er resultatene typevis satt opp i tabell for de vanligste ekspansjonshylser som er i handelen idag. Forsøkene viser at om en type er meget god i hårdt fjell så er det dermed ikke sikkert den egner seg i bløtere bergarter.

F.eks. vil en Farex bail smidd hylse holde mellom 8 - 10 tonn i hårde bergarter, mens den i en bløt bergart som

klorittskifer bare holder 2 tonn.

En ekspansjonshylse av bail typen som har stor anleggsflate og sitter godt i hårdt fjell, har for liten ekspansjon og glir lettere ut i bløtt fjell enn en shell type hvor bladene spriker mere og derved gir større motstand mot å bli trukket ut. En Farex shell hylse i granitt med forspenning på 16.5 kgm. holder ca. 6.2 tonn, mens samme hylse i bløt kloritt-skifer med 15.2 kgm. forspenning holder 7.5 tonn, vel å merke når bolten står perpendikulært på lagdelingen. Står bolten parallell bergartens lagdeling danner det seg fra ekspansjonshylsen en glideflate parallell lagdelingen og bolten glir lettere ut. Med forspenning på 11.0 kgm. i kloritt-skifer begynte bolten å gli på 2.9 tonn

Hvilken forspenning man skal benytte seg av er naturligvis avhengig av bergarten, man må ihvertfall ikke stramme til så meget at ekspansjonshylsen glir rundt i borhullet.

I hårde bergarter bør antagelig en ekspansjonshylse av shell typen ikke forspennes mer enn ca. 21 kgm. som tilsvarer et strekk i bolten på 4.5 - 5 tonn mens en bail type som har meget større anleggsflate, kan forspennes opp mot 28 kgm., d.v.s. et strekk på ca. 6 - 6.5 tonn. I mange tilfeller har vi fått brudd på bladene av shell typen ved for stor forspenning.

I bløtere bergarter er forspenningens størrelse avhengig av fjellets evne til å deformeres. I kloritt-skifer f.eks. bør man ikke forspenne mere enn 16 kgm. som tilsvarer et strekk i bolten på ca. 3.5 tonn.

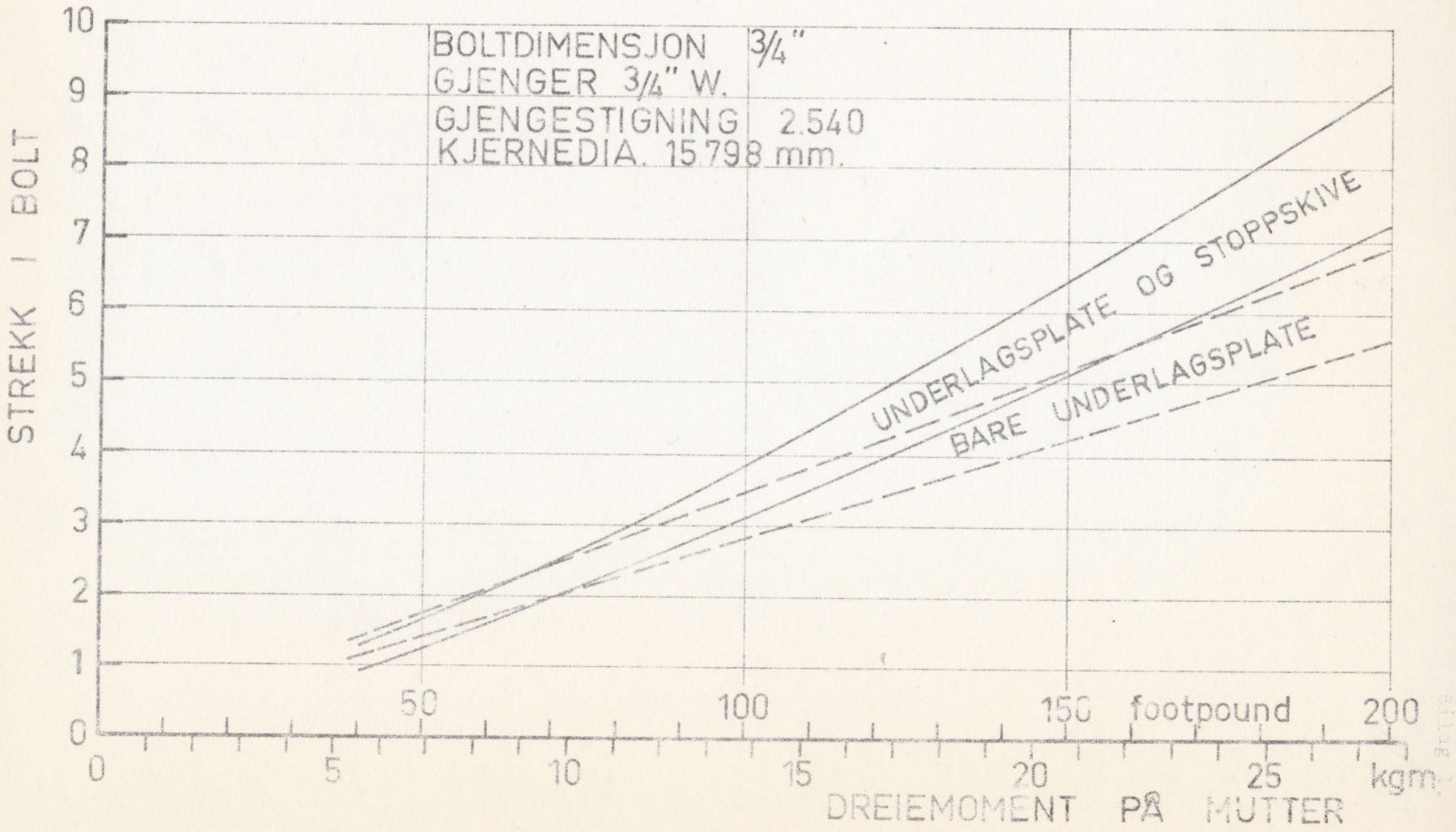
Vi har gjort forsøk med gysing av bolter i granitt og kloritt-skifer og videre forsøk med polyester-forankringer. Resultatene er vist på bilag 3. De første 2 typer med mørtel har alle en herdingstid på minimum ett døgn. Samtlige bolter med innstøpningslengder på minst 125 cm. begynner å flyte i gjengepartiet. Det er vanskelig å avgjøre hvilken type som er best, her må materialprisen, forbrukssted og monteringsmetoden være avgjørende. Som det fremgår er strekk-kraften i kloritt-skifer av samme størrelsesorden som i granitt.

Videre er det gjort forsøk med to forankringstyper av polyesterlim som består av en kunst-harpiks + en katalysator og er meget hurtigherdnende. Patronen eller glassrøret med de to komponenter skyves inn til hullbunnen og bolten presses inn i massen samtidig som den roteres. Etter 15 minutters avbinningstid skal disse kunne forspennes til ca. 90 % av boltens flytegrense. For å få best resultat er det en økonomisk fordel om man benytter bordiameter på 1 " for 3/4 tomms bolter og ikke som vanlig borgang 11, da bolten dekkes med samme mengde lim over et lengere parti og heften derved blir større.

Man kan med disse limtyper få permanent sikring samtidig med drifts-sikring. Man benytter da en kort-tidsherdner i bunnen av hullet og fyller opp med lang-tidsherdnere slik at hullet blir helt utfylt når bolten er i bunnen. Etter 15 minutter forspennes bolten på vanlig måte og etter ca. 8 timer er den også blitt korrosjonsbeskyttet. Det er blitt utført forsøk med glatt stål og polyesterlim og man har fått strekk-krefter mellom 80 - 110 kg. pr. cm^2 kontaktflate.

Hvilken type forankring man vil velge i bløtt og hårdt fjell er avhengig av fjellets strukturelle oppbygning. Hvor hullene må settes parallelt lagdelingen er ekspansjonsbolter lite velegnet. Hvor hullene skjærer lagdelingen oppnår man en tilfredsstillende strekk-kraft i bolten. Likevel må det ansees i særlig bløte bergarter som sikrest å gå til en eller annen form for innstøpning av bolten

FORSPENNING AV FJELLBOLTER



Belastningsforsøk med forskjellige ekspansjonshylser i hårdt og bløtt fjell.

Borgang 11 Forankringstype Ekspansjonshylser	Bolt Diameter	Forspenning		Bergart	Kraft ved	
		Foot pound	Kgm		Glidning Tonn	5 CM Glidning Tonn
Rawl-duplex Jx	20	120	16.5	Granitt	6.2	9.3
" "	"	150	20.7	"	6.8	9.1
" "	"	200	27.6	"	7.9	10.2
Rawl-fastbolt J3	20	150	20.7	Granitt	7.6	9.2
Farex shell alm.	20	120	16.5	Granitt	6.2	9.0
" "	"	150	20.7	"	6.3	9.2
" "	"	180	24.9	"	6.2	8.8
" "	"	200	27.6	"	8.0	9.8
" "	"	140	19.3	"	6.5	
" "	"	180	24.9	"	8.5	
" "	"	80	11.0	Kloritt-	2.9 ≠	
" "	"	90	12.5	skifer	5.2 ⊥	
" "	"	100	13.8	"	7.0 ⊥	
" "	"	110	15.2	"	7.5 ⊥	
Farex shell lang	20	150	20.7	Granitt	8.0	
" "	"	160	22.1	"	8.5	
Farex bail smidd	20	135	18.6	Granitt	8.0	
" "	"	160	22.1	"	10.0	
" "	"	75	10.3	Kloritt-skifer	2.0	
Ohio bras tandem	20	25	3.5	Kloritt-	-	7.0 ⊥
" " "	"	45	6.2	skifer	-	7.5 ⊥
" " "	"	65	9.0	"	5.0	6.5 ⊥
" " "	"	95	13.2	"	5.2	6.8 ⊥
Ohio bras bail	20	115	15.9	Granitt	3.5	
" " "	"	120	16.5	"	6.1	9.5
" " "	"	130	18.0	"	5.0	
" " "	"	140	19.3	"	5.6	
" " "	"	150	20.7	"	6.5	9.4
" " "	"	200	27.6	"	7.4	9.6
" " "	"	45	6.2	Kloritt-	5.2 ⊥	
" " "	"	65	9.0	skifer	2.5 ≠	
" " "	"	75	10.3	"	6.5 ⊥	
" " "	"	80	11.0	"	4.5 ⊥	
" " "	"	110	15.2	"	7.0 ⊥	
" " "	"	145	20.0	"	2.9 ≠	

≠ Parallell lagdeling ⊥ Perpendikulær lagdeling

Hver avlesning er middelverdi av min. 3 prøver.

K.F.F. Oktober 1970.

Sch.

Belastningsforsøk med forskjellige forankringstyper i hårdt og bløtt fjell.

Forankrings-middel	Bolt Dim. mm	Hull Diam. mm	Bergart	Boltetype: Steel Paddle	Boltetype: Kam-stål	Boltetype: Rund-stål	Herdetid min.	Lengde av patron cm.	Kraft ved: Glidn. i hull Tonn	Kraft ved: Flytn. av stål Tonn	Kraft ved: Brudd av stål Tonn	Anm.
Betongmørtel												
+ 2% Bentonit	20	35	Granitt		X		1 døgn	125	-	14.5	20.5	
" " "	"	"	Klorittskifer		X		2 døgn	20	12.1	16.2	-	
Perforør med betongmørtel												
+ 2% Bentonit	20	35	Klorittskifer		X		2 døgn	125	-	13.2	-	
+ 2% HS-2	"	"	"		X		" "	125	5.4	-	-	
+ 2% HS-2	"	"	Granitt		X		" "	125	-	14.2	20.5	
Becorit tysk	20	35	Klorittskifer			X	30	20	8.3	-	-	≠
" "	"	"	"			X	"	"	12.3	-	-	⊥
" "	"	"	"			X	"	40	10.5	-	-	≠
" "	"	"	"		X		"	20	15.4	-	-	⊥
" "	"	"	"		X		"	"	-	16.8	20.0	⊥
Selfix engelsk	20	35	Granitt	X			15	10	2.0	-	-	Tørt hull
" "	"	"	"	X			"	20	8.5	-	-	" "
" "	"	"	"	X			"	"	6.2	-	-	Vått hull
" "	"	"	"	X			10	30	-	13.0	16.0	Tørt hull
" "	"	"	"		X		15	"	-	16.0	-	" "
" "	"	"	"		X		"	"	-	13.9	-	Vått hull
" "	"	25	"		X		"	15	-	15.8	20.0	Tørt hull
" "	"	"	"			X	6 ↑	16.5	16.0	-	-	" "
" "							10 ↓		-	16.5	-	
" "	"	35	"	X			5 ↑	30	2.0	-	-	Vått hull
" "							10 ↓		-	-	19.0	

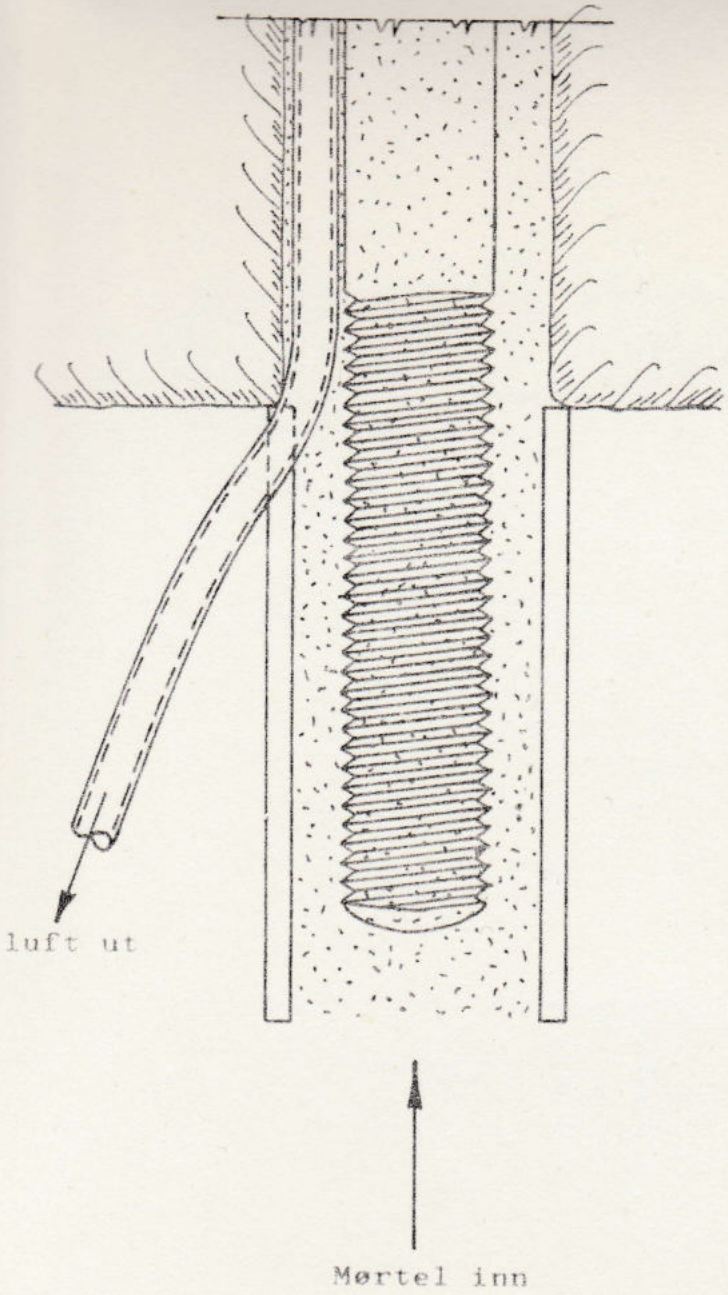
≠ Parallell lagdeling ⊥ Perpendikulær lagdeling

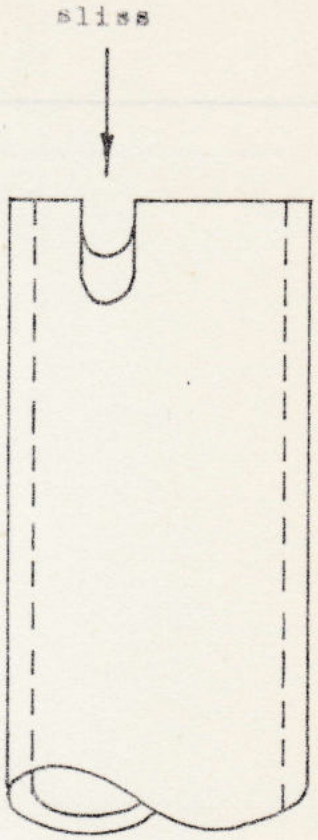
Kraftavlesningene er middelverdier.

K.F.D. Oktober 1970.

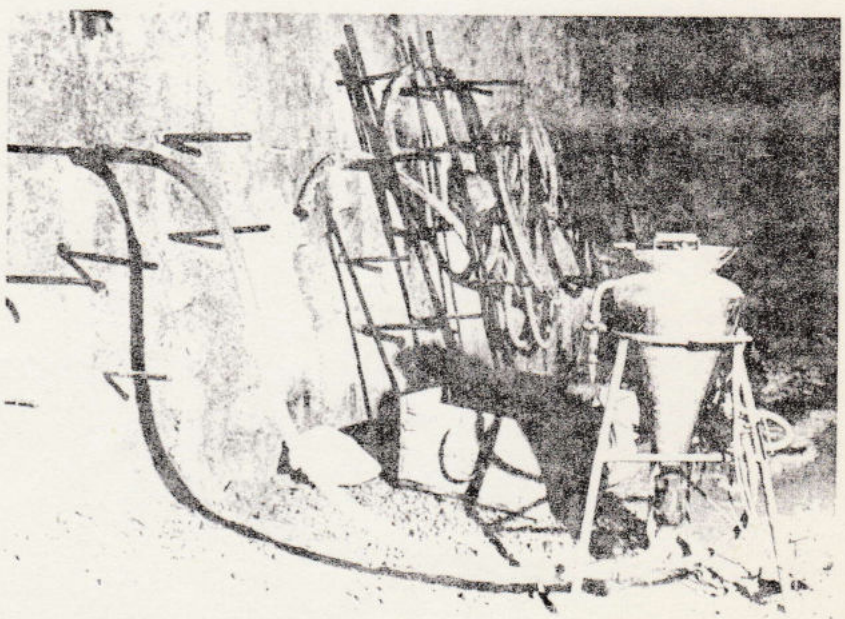
Sch.

VII-1 Bilag 3



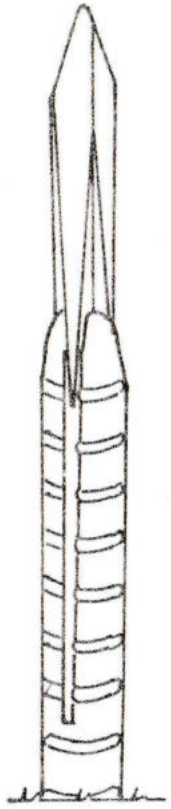


Plastrør med sliss
for lufteslange.

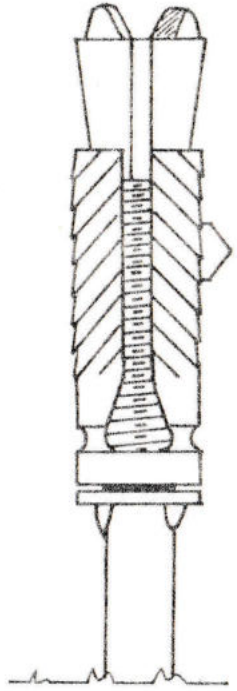


Forsøksparti med mørtelpumpe og ifyllingsslange.

EKSPANSJONSHYLSER



DOBBELT KILE
„KIRUNABOLTEN"



SHELL TYPE

BAIL TYPE

20 mm BOLT, BORSERIE 11

K.F.F. OKT. 1970

VII 13
Bilag 5

SIKRINGSMETODER VED RENDALEN KRAFTVERK

av

Sivilingeniør Torjus Alten
A/S Ingeniørbygg

SIKRINGSARBEIDER VED RENDALEN KRAFTVERK

Orientering

A/S Ingeniørbygg's entreprise ved Rendalen Kraftverk omfatter i grove trekk 20 km av den nederste del av driftstunnelen med tverrsnitt 37,2 - 43 m^2, fordelingsbasseng, en 220 meter lang pansret trykksjakt (45°), kraftstasjon, (installasjon 100 MVA) og en ca. 800 meter lang, fullt utstøpt avløpstunnel med netto tverrsnitt 27,6 m^2. Totale netto sprengningsmasser ca. 1 mill. fm^3.

Anleggsarbeidet startet høsten 1966, og man var ikke kommet langt inn i adkomst- og tverrslagstunnelen før problemene med fjellet meldte seg. Alle impliserte parter var likevel optimistiske til å begynne med, idet man mente at vanskelighetene var av forbigående art og at fjellet ville bedre seg med øket overdekning etterhvert som man kom lengere inn. Det skulle dessverre vise seg at antagelsene slo feil. Vi gikk fra asken til ilden.

Ved månedsskiftet oktober/november d.å. hadde vi drevet omkring 21.600 meter tunnel ved anlegget. Herav var 7500 meter eller nesten 35% fullt utstøpt og ca. 10.000 meter eller 46% sprøytet, altså en total sikringsprosent på 81.

Til rene sikringsarbeider alene har det hittil medgått omkring 128.000 m^3 betong, som fordeler seg med 114.000 m^3 på utstøpning og ca. 14.000 m^3 i form av sprøytebetong.

Kraftverket ventes igangsatt april 1971, omkring 1½ år forsinket.

Geologisk oversikt

Bergarten er i det alt vesentlige lys, lagdelt sparagmitt, en grovkornet feltspatrik sandstein, som i mange henseender ligner kvartsrik granitt. Bergarter forøvrig er både mørk og rød sparagmitt, kvartsitt og på en ca. 2 km lang strekning gikk vi gjennom et skiferparti bestående av meget finkornig sandstein, stedvis meget lik alunskifer.

Lagdelingen er overveiende omtrent horisontal. Lagdelingsplanene er vanligvis belagt med leire av varierende tykkelse, og dette i kombinasjon med stadige slepper og stikk og tildels større, leirfylte knusningssoner, alle med varierende fall og strøk, er årsaken til de omfattende sikringstiltak vi har hatt ved dette anlegget.

Fjellet er følgelig stort sett temmelig dødt. Driftstunnelens overdekning er fra 50 til 350 meter.

Sleppematerialet er overveiende lite aktivt, men det har også forekommet prøver som har vist trykk på omkring 6 kp/cm^2.

Kraftstasjonen

Før jeg går over til å omtale sikringsarbeidene i driftstunnelen, tror jeg det kan være av interesse å nevne noen ord om hvordan kraftstasjonen ble utsprengt og sikret.

Fjellet var meget dårlig, med slepper og stikk, omtrent som beskrevet i foregående avsnitt.

Hallen er 13,2 meter bred og 42,4 meter lang. Største høyde ca. 30 meter, fig. 1.

Fra adkomsttunnelen som kommer inn iden ene gavlveggen, gikk vi opp i nivå ca. 0,5 meter under vederlagshøyde. Her gikk vi frem med en tunnel langs hallens ene langside. Tunnelens bredde var ca. 1/3 av hallens totale bredde. Etter hver salve måtte hvelv og "vederlagsvegg" sikres med bolter og armert sprøytebetong. Tunnelen ble på tilsvarende måte videreført langs indre gavlvegg og drevet et par salver

tilbake langs den andre langvegg. Den stabbe som da sto igjen mellom tunnelene, ble så sprengt bort og hengen over sikret med sprøytebetong. De innerste 12 meter av hvelvet ble nå forskalet, armert og støpt som kontakthvelv.

På tilsvarende måte fortsatte utsprengningen av kraftstasjonshvelvet med sprøytebetong, som i stor utstrekning ble forsterket med bolter og armeringsnett som driftssikring etter hver salve.
Etter 2 - 3 salver, avhengig av fjellforholdene, ble en ny hvelvseksjon forskalet, armert og støpt.

Etterat hele hvelvet var ferdig støpt, foregikk selve utsprengningen videre som vanlig etappevis nedover med skivetykkelser på 4 - 5 meter. For å skåne veggene mest mulig, ble strossesalvene ikke boret nærmere teoretisk vegglinje enn 1 meter. Veggrasten skulle bores for seg etterpå og strosses ut med redusert ladning. Sistnevnte operesjon ble det aldri nødvendig å utføre. Der den siste meteren inn til teoretisk vegglinje ikke raste helt ut eller mer sammen med hovedsalven, lot resten seg lett renske ut.

Når utsprengningen på et nivå var ferdig, ble alle vegger systemetisk boltet med 4 meter lange perfo-bolter av Ø22 mm kamstål, 1 bolt pr. m^2, hvoretter veggene ble påført sprøytebetong. I tillegg til boltene ble det brukt 4" fjellbånd på de vegger som skulle føres lenger ned enn vedkommende nivå. Båndet ble festet til de utstikkende bolteender ved at disse ble oppvarmet og bøyet over båndet.

I tillegg til strossingen ovenfra, drev vi tunnel gjennom bunnen av stasjonen fra sugerør til sjakt.

Hele utsprengningen gikk på denne måten fint uten store og ubehagelige overraskelser.

Driftstunnelen - Profil

Det opprinnelige tverrsnitt på denne var 43 m^2, 8 meter bred og 6,25 meter høy, hvor halvsirkelbuen dannet hvelvet.

For å få et stabilitetsmessig gunstigere profil, gikk vi senere på 5 av de 9 stuffer inn med bredden til 7 meter, høyden ble øket til 6,5 meter og hvelvet ble gjort spissere. Tverrsnittet ble dermed redusert til 37,2 m^2, fig. 2. Den betydelige sprøyting og utstøpning bevirket at det opprinnelig beregnede falltap sannsynligvis likevel ikke vil bli overskredet.

At det nye profil stabilitetsmessig er gunstigere, er det ingen som kan være i tvil om, men hva man her formener å kunne vinne i form av redusert sikring, må selvsagt avveies mot hva en omrigging til og drift i et smalere profil koster.

Hos oss har overgangen til spissere profil totalt sett utvilsomt vært riktig.

Opplegg

Bemanningen ved vårt ordinære driftsopplegg på tverrslagene er et borelag bestående av 4 mann, hvor 4.mann er medtatt for å få stort nok lag under utstøpningsarbeidene og et utkjørerlag på 4 mann som senere med lengere kjøring ble øket til 5 mann. Opplegget er attså basert på vekseldrift, hvilket medfører at begge lag etter behov deltar i sikringsarbeidene.

Det er 3 skifts drift, 16 skift pr. uke.

Boring - lading

Boringen utføres på samtlige 9 stuffer med lett utstyr.

Hullantall og sprengstoffmengde vil måtte varieres en del med fjellets kvalitet. Gjennomsnittlig bores omkring 80 hull. Kranshullene som bores med maksimal avstand 70 cm, lades etter forholdene enten med 22 mm geomit - eller 17 mm guritrør.

Sikringsmetoder

Jeg velger å ta for meg de aktuelle sikringsmetoder i drifts-

tunnelen i samme rekkefølge som man på stuff ved en systematisk vurdering av nødvendige sikringstiltak vanligvis vil gjøre det:

1. Rensk
2. Bolting
3. Sprøytebetong
4. Sprøytebetong + bolter
5. Armert sprøytebetong inkl. bolter
6. Veggstøping, eventuelt kombinert med et av ovennevnte tiltak (behandles ikke videre her)
7. Full utstøpning

Det sier seg selv at den begrensede tid jeg har til disposisjon ikke gir anledning til noen dyptgående analyse av alle disse sikringsmetoder, ikke engang av en enkelt av dem. Jeg vil imidlertid legge mest vekt på de metoder som foruten rensk hos oss har vært de dominerende, nemlig sprøytebetong og full utstøpning. Dog først noen ord om rensk og bolting.

1. Rensk

Med et fjell som tidligere beskrevet, forbauser det sikkert ingen her at renskearbeidet har vært meget omfattende.

Til tross for omkring 100.000 timeverk med rensk (inkl. opprensk etter ras) ved dette anlegget, har rensk alene gitt tilstrekkelig sikring kun ved ca. 15% av drevet tunnellengde.

2. Bolting

Fjellet i Rendalen har vært usedvanlig lite egnet for bolting som isolert sikringsmetode. Til det har fjellet som regel enten vært for småfallent dårlig eller så storblokket og stygt med kryssende slepper og stikk at bolter alene sjelden har vært tilstrekkelig.

Hvor vi har kunnet nytte bolter som isolert driftssikring, har det alltid kun vært tale om spredt bolting på stuff.

For her snarest mulig å oppnå full virkning av bolten, nytter vi til dette ekspansjonsbolter, 3 meter lange, Ø19 mm ugyste Farex-bolter med hylse av Bail type.

Når derimot bolting på stuff utføres i kombinasjon med sprøytebetong, samt ved all bolting bak stuff, nyttes perfobolter. Dette blant annet fordi det ved denne bolting ikke i samme grad er nødvendig at boltene straks oppnår maksimal virkning, samtidig som det er en rimeligere permanent bolt i forhold til den tillatte belastning. Vi bruker vanligvis 3 meter lange bolter av Ø26 mm kamstål 40 uten mutter og skive.

Totalt har vi på anlegget hittil innsatt omkring 9.000 stk. bolter, den alt overveiende del av sistnevnte type i form av permanente sikringstiltak bak stuff og som regel i kombinasjon med sprøytebetong, både uarmert og armert.

3. Sprøytebetong

Betongsprøyting er som tidligere antydet en meget brukt sikringsmetode hos oss i Rendalen. Først og fremst som driftsforsterkning på stuff, hvor den har hatt overordentlig stor betydning både hva sikkerhet og fremdrift angår, men også i betydelig utstrekning anvendt ved permanente ettersikringsarbeider bak stuff.

Totalt har vi hittil sprøytet ca. 105.000 m^2 etter en gjennomsnittstykkelse på 10 cm.

Sprøytebetongen er også meget godt egnet som supplement til andre sikringsmetoder (eller omvendt), og vi har brukt den i følgende variasjoner:

1. Alene på og bak stuff
2. I kombinasjon med bolter på og bak stuff
3. I kombinasjon med bolter og armeringsnett på og bak stuff
4. På stuff før utstøpning
5. Bak stuff før utbedring av rassår i utstøpte partier.

All betongsprøyting er av oss bortsatt til Entreprenørservice A/S, som har 4 stk. patenterte roboter med BSM 603 sprøyter stasjonert på anlegget. Robotene med sprøyter, silo og transportbelter er forskjellig sammenbygget på hver av disse enhetene. Ved to av dem er alle tilhørende komponenter bygget sammen og plassert på felles lastevognchassis, fig. 3., mens de to andre opererer med robot og sprøyte adskilt på hver sin selvgående enhet.

Entreprenørservice A/S holder lag á 2 mann for betjening av robot og sprøyte, mens vi besørger tørrblanding av massen og frembringelse av denne fra betongblanderiet til transportbelte som leder opp til en mottakersilo over sprøyten.

Jeg tror det kan være grunn til å nevne den oppgjørsform for sprøytebetong som praktiseres såvel overfor byggherre som underentreprenør. Oppgjøret refererer seg til netto masse på fjellflaten, hvilket jo er det samme som utgående masse minus prelletapet. Første størrelse er kjent, den siste derimot vil jeg anta har skapt en del livlige diskusjoner ved flere anlegg. Vi entes imidlertid om å sette prelletapets størrelse til 25 volumprosent. Med et vektblandeforhold 1 : 4,5 kommer man da frem til som følgende oppstilling viser, at pr. 50 kg sement fåes 95,7 liter sprøytebetong på fjell.

Sement 50 kg	16,- liter
Sand 225 kg	85,- liter
Vann v/c = 0,45	22,5 liter
	123,5 liter
Porevolum 3 - 4 %	4,- liter
	127,5 liter
Prelletap 25 %	31,8 liter
Netto betong på fjell	95,7 liter

Det nyttes vanlig Portland sement, velgradert sand med maksimal kornstørrelse 12 mm og 3 - 5 % av sementvekten av det akselererende tilsetningsmiddel Betokem HS 2.

Betongteknologiske, statiske og utførelsestekniske betraktninger finner jeg det nå unødvendig å komme nærmere inn på, da dette er emner som tildels har vært utførlig behandlet ved flere tidligere års innlegg på disse konferanser.

Betongsprøyting som driftsforsterkning på stuff

På stuff har vi hittil som tidligere nevnt sikret omkring 10.000 lm tunnel med sprøytebetong, den alt overveiende del i ca. 10 cm. tykkelse.

Det kan her være verdt å merke seg at vi på stuff aldri sprøyter mer enn selve hvelvet, i driftstunnelen vil det si 11 - 13 m^2 pr. lm tunnel. At bare hvelvet sprøytes har sin årsak i to forhold. For det første vil dette som driftssikring hvor sprøytebetong kan nyttes, omtrent alltid være tilstrekkelig. For det andre gir det byggherrens ingeniørgeologkonsulent muligheter til ved dennes senere befaring for bestemmelse av de permanente sikringstiltak å kunne danne seg et betydelig bedre bilde av fjellforholdene når veggene står utildekket. Til støtte for sin avgjørelse har han videre skisser med beskrivelse av det sprøytebetongtildekkede fjellet utarbeidet av en av de 2 stedlige ingeniørgeologer byggherrren har engasjert for i første rekke å ta seg av dette arbeidet. Ved spesielt kompliserte fjellforhold tar de dessuten fargefotografier av fjellet for tredimensjonal gjengivelse. Videre besørger de tatt prøver av sleppematerialet for bestemmelse av svelletrykk på steder hvor størrelsen av dette vil være avgjørende for hvilke permanente sikringstiltak som er nødvendige. Da en av de stedlige ingeniørgeologer således alltid vil måtte foreta en befaring av fjellet før enhver driftssikring med sprøytebetong igangsettes, angir han samtidig på rådgivende basis det kvantum sprøytebetong han anser for nødvendig på vedkommende parti.

Sprøytebetong på stuff - fremdrift

Da til- og avriggingstiden er konstant uavhengig av massen, tilstreber vi selvsagt sprøyting av flest mulig salver under ett.

Avgjørelsen ligger imidlertid til fjellet, og vi har i det alt vesentlige måttet foreta sprøyting etter én og én salve. Denne sprøytingen kan man i praksis regne med tar ½ skift inklusive til- og avrigging. Skaper ikke fjellet altfor store problemer med fastboring, ladevanskeligheter og omfattende rensk, oppnår vi ved denne sikringsmetode en ukeinndrift på over 30 meter ved enkelt-stuff-drift. Ved vekseldrift er rytmisk drift med det fjellet vi har hatt å arbeide i, en utopi, og det er derfor under slike forhold ikke til å unngå at det oppstår en del kollisjoner stuffene imellom ved at de kommer mer eller mindre i takt. Ukeinndriftene på disse stuffer med sprøyting etter hver salve vil av denne grunn bli noe mindre.

Kan det på den annen side slås flere salver mellom hver sprøyteoperasjon, vil man selvsagt under de samme forutsetninger kunne oppnå større ukeinndrifter enn ovenfor nevnt.

4. Sprøytebetong og bolter

Hvor sprøytebetong alene anses ikke å gi tilstrekkelig sikring, er denne i stor utstrekning blitt supplert med bolter, både på og bak stuff. Ved utførelse på stuff velger vi alltid å sprøyte først, idet faren for nedfall ved etterfølgende bolting derved reduseres vesentlig. Har man studert fjellet grundig før sprøytingen tar til, og da gjort seg opp en mening om hvordan boltene bør plasseres, eventuelt med støtte i en enkel skisse, vil det sjelden by på problemer å foreta en korrekt plassering av disse etter avsluttet sprøyting.

5. Sprøytebetong med bolter og nett

På partier hvor også sprøytebetong og bolter anses som utilstrekkelig, men hvor full utstøpning på den annen side vil være overdrevet, vil armert sprøytebetong som regel være et godt alternativ, ikke minst fordi kostnaden av et sprøytebetongarmert hvelv av 15 - 20 cm tykkelse bare vil utgjøre vel halvparten av en full utstøpning. Noe annerledes vil resultatet av regnestykket være hvis det er drifts-

sikring på en tidsbestemmende stuff det gjelder, idet vi normalt foretar full utstøpning raskere enn hva denne sikringsmetode krever.

Sprøytebetong med bolter og nett dekker foreløpig ca.5000 m^2 fjellflate i Rendalen. Sikring av stasjonshallen som tidligere omtalt, samt permanent sikring av klarekammer, pådragskammer m.v. utgjør omtrant halvparten av dette, mens den andre halvpart gjelder sikring av driftstunnelen hvor mer enn 2/3 er utført som permanent sikring bak stuff.

I de fleste tilfeller hvor armert sprøytebetong er aktuell, har det nemlig vært mulig å nøye seg med den rene sprøytebetong på stuff, eventuelt kombinert med noen få bolter for så å komplettere boltingen, henge opp nett og sprøyte dette inn som en ettersikringsoperasjon bak stuff.

Krever fjellet at nettet henges opp på stuff, velger vi først å sprøyte et lag betong på overflaten for å redusere risikoen for nedfall under det videre arbeid. Perfobolter av tidligere nevnt dimensjon innsettes med venligvis 1 bolt pr. 1,5 m^2. Armeringsnett nr. 5 med 3,4 mm tråd og rutestørrelse 10 x 10 cm festes til boltene ved å tre en ca. 5" x 5" plate inn på boltehodet og feste en 5/4" wireklemme eller slangeklemme til bolten utenpå platen. For overalt å få nettet godt inn mot overflaten og derved blant annet unngå for stor vibrering ved påfølgende sprøyting, slår vi etter behov inn 2" øyespiker eller treplugger som det bores noen korte hull for mellom boltene og fester nettet med ståltråd til disse.

En utførelse som denne, hvor sprøytebetongen av hensyn til sikkerheten må utføres i to omganger, vil i praksis gjerne kreve omkring 15 cm betongtykkelse som et minimum om man skal få dekket armeringsnettet tilstrekkelig. På den annen side kan man selvsagt legge på i omtrent ubegrenset tykkelse om forholdene skulle kreve det.

Som permanent ettersikring på tidligere ubehandlet fjellflate bak stuff, sløyfer vi gjerne første gangs sprøyting

og legger nettet direkte inn mot fjellet festet til bolter og treplugger som foran nevnt.

Betongsprøyting før utstøping

I de mest ekstreme tilfeller av dårlig fjell med stadig nedfall og ras, har også sprøytebetongen tildels vært til stor nytte ved å stabilisere fjellet i den tiden som nødvendigvis må medgå fra salven er skutt til utstøpningen er ferdig. Dette var av vesentlig større betydning tidligere, da vi brukte løse stålbuer og plank som forskaling og mannskapet ikke hadde brukbart vern før hvelvet var planket. Idag med hel stålform, er mannskapet atskillig mindre utsatt, men spesielt under utførelsen av endeforskalingeneer det ikke til å unngå at de tidvis blir stående ganske ubeskyttet.

I tillegg til dette sikkerhetsmessige problem kommer at nedraste blokker og stein legger seg i forskalingen. Enkelte ganger har vi fått fylt omtrent hele formen med stein, og denne er det da ingen enkel sak å fjerne. Den eneste brukbare fremgangsmåte er å forsøke å trekke stålformen tilbake igjen for opprensk av rasmassene, men når massene trykker mot formen rundt det hele, er dette en jobb som ikke er gjort i løpet av ett skift.

Ved fjell av denne type, hvor vi forventer større nedfall og ras under utførelse av forskalings- og støpearbeidet, foretar vi fortrinnsvis en betongsprøyting av fjellet på forhånd straks salven er skutt.
Det må innrømmes at denne fremgangsmåte ikke alltid fører frem i den grad man skulle kunne ønske. Spesielt er dette tilfellet hvor fjellet raser så meget ut før man får rigget klart til sprøyting at roboten ikke når opp grunnet økningen i takhøyde. Da får man nøye seg med å sprøyte de partier man når, og så bare håpe at nedfallet under forskaling og støp ikke blir større enn at det kan aksepteres.

Sprøytebetong - kapasitet

Den praktiske gjennomsnittlige sprøytekapasitet kan settes til 1 m^3 netto masse på fjellflaten pr. time. Uten drifts-

forstyrrelser som slangebrudd m.v. ligger kapasiteten imidlertid på omkring det dobbelte. Det har f.eks. ved flere tilfeller inkl. til- og avrigging blitt sprøytet 4 salvelengder eller 12 lm tunnel med 15 m^3 netto masse på fjellflaten pr. skift, hvilket altså tilsvarer 2 m^3/time.

Luftforbruket er ganske høyt. Driver man vekseldrift, og således samtidig kan få boring på en stuff og sprøyting på den andre, må man minst ha 30 m^3/min. ekstra i pressehuset om ikke lufttrykket ved borbukken skal bli altfor lavt. Det må da riktignok tilføyes at vi med ønske om å redusere sprøyteriggenes strømforbruk lot skifte ut 3 av de elektriske motorene med luftmotorer.

Utstøpning

Forskalingen

Ved all tunnelutstøpning støpes både hvelv og vegger.

For utstøpning på stuff nytter vi en 6 meter lang stålform som forskaling. De dimensjoner vi nå bruker på denne er rammebjelker av DIP 14, bortsett fra den fremste som er hardest utsatt under salveskytingen og som derfor er av DIP 16. Rammene som har en senteravstand på ca. 1 meter, står på en mei av DIP 20. Kledningen utgjøres av en 6 mm stålplate som er sveiset til rammene.

Av hensyn til fremtransport fra verksted til arbeidssted lages formen firedelt. Foruten at den er delt langsetter i toppen, er den delt tversover på midten. Midtrammen består derfor av 2 stk. kanalstål som steg mot steg sammenskrues under oppmonteringen i tunnelen. Dessuten laskes rammene sammen i toppen.

Da formen lages 30 cm lavere enn teoretisk støpehøyde, jekkes den opp, og det skales med trevirke under meiene for hver støpeoperasjon. Løse stålplater av 50 cm's høyde som settes på utsiden av formen og avstemples mot fjell, utgjør veggforskalingen fra underkant mei til såle.

For fremflytting av formen som veier omkring 9,5 tonn, er det på begge meier et stykke foran midten påsveiset et øre, hvortil festes en ankerkjetting. Med kjettingen i skuffen dras formen normalt lett frem med f.eks. hjul- eller belteshovel, iallefall om dennes vekt er større enn 10 tonn.

Til endeavstengene som gjøres på tvers av tunnelretningen, brukes 5/4" x 6" plank, fig. 4. På hvelvpartiet nyttes delvis kiltilskjærte planker. Plankene festes til formen ved at de tres under et flattstål som er boltet til steget på de ytre rammebjelker, fig. 5. For utførelse av endeforskalingene har vi til disposisjon shovel med påmontert renskekurv og/eller lastebil med sakseplatting.

Når endeavstenget eller avstengene er ferdig forskalet og stemplet, settes 5 stk. 8" stålrør mot rammebjelkene ca. 1 meter over meiene for avstempling av veggene under støp.

Formen har en teoretisk klaring til fjell lik 15 cm. Dette er lite og medfører at det iblant er nødvendig å foreta knølspretting for å få formen frem. På partier uten støp dras den etappevis frem 20 - 30 meter hver gang. Formen må nemlig ligge foran ventilasjonsledningen og de andre installasjonene hele tiden, men samtidig så langt fra stuff at den ikke tar nevneverdig skade under salveskytingen. Med det døde fjellet vi har i Rendalen, er en avstand på ca. 20 meter tilstrekkelig.

Annerledes er forholdet når formen står i betongen. Da tåler den vanligvis salvesprengningen forbeusende bra, selv første salve etter støp når formen står omtrent helt mot stuff, fig. 6. Enkelte ganger hender det imidlertid at salven slår skjevt ut mot en sleppe, og da kan det gå hardt ut over formen. Dette, samt påkjenningen ved større ras som blant annet kan medøfre at man må slite formen omtrent i stykker for å få den løs igjen, er de største destruktive krefter stålformen utsettes for, og i hvilken grad den belastes av disse faktorer, er således i første rekke bestemmende for dens livslengde. De fleste formene har vi funnet det lønnsomt

å skifte ut med nye når det er utstøpt omkring 500 lm tunnel med den. Med en gjennomsnittlig seksjonslengde på 5 meter, blir dette tross alt 100 gangers ombruk. En enkelt form har hittil slitt seg gjennom 900 lm utstøpning og henger ennå noenlunde sammen. Det må dog understrekes at formene uansett om de må skiftes etter 300 eller 1000 meters utstøpning, krever løpende reparasjoner med oppretting, sveising og stykkevis innskifting av nye bjelker m.v.

De første formene av denne type bygget vi vinteren 1968 med velvillig bistand fra A/S Høyer-Ellefsen, som da hadde tilsvarende forskalingsform i bruk på en stuff i Østerdalen, i øvre del av den samme driftstunnel.

En stålform som beskrevet koster for vårt tverrsnitt idag omkring kr. 45.000,-- f.o.b. verksted, eksklusive merverdiavgift.

Støpingen

Betongifyllingen skjer fra toppen av formen gjennom et 6" Victaulicrør. Vi nytter overalt Sems 500 liters betongskrue som vi har plassert på felles ramme med en 3 m^3 hydraulisk betonglomme hvor hydraulikkpumpen drives av en trykkluftmotor. Enheten er utstyrt med ett hjulpar og kjøres på plass med shovel eller traktor.

Betongblanderier er bygget på 3 av de 4 tverrslag, samt ved kraftstasjonen. Disse er selvsagt vinterisolerte og utstyrt med varmevifter og steamanlegg. Betongtransporten fra blanderiet og til betonglomme foregår med de ordinære dumpere, hvor betongen fylles direkte i dumperkassen, fig 7.

Bestemmende for støpehastigheten er vanligvis forskalingsformen. Er nemlig denne velbrukt, tåler den vanskelig mer enn 12 - 13 m^3/time. Som akselererende tilsetningsmiddel nyttes Betokem A. Betongkvaliteten er B 300. All utstøpning er uarmert.

Mens den teoretiske betongmengde pr. meter utstøpning er ca. 2,5 m^3, ligger det virkelige gjennomsnittlige forbruk

på over 15 m^3 pr. lm. Det sier jo litt om fjellets kvalitet i utstøpningspartiene når det i tillegg kan anføres at det i toppen vanligvis ikke fylles opp mer enn ca. 0,5 meter selv om utfallet er betydelig større. De største enkeltstøper har vært på over 150 m^3 pr. 6 meters seksjon.

Straks en seksjon er ferdig støpt, for en 6 meters seksjon vanligvis i løpet av ett skift, kan veggstemplingsrørene fjernes. Formen slipper da 1 - 2" fra betongen i veggene, som der er tilstrekkelig avbundet. Stuffen er følgelig klar til salveboring ca. 3/4 time etter avsluttet støp. Endeforskalingen blir stående under boring og salveskyting, idet betongen i hvelvet selvsagt ennå er for fersk. Plank og stemplinger skades riktignok en del under skytingen, men det er likevel ulønnsomt å vente med skytingen til man kan få revet hele endeforskalingen. Er det nå nødvendig å støpe igjen etter 1 salve, fjernes endeforskalingen når steinen er lastet ut, hvoretter underbyggingen taes bort, og skjoldet ved bruk av sveivejekker eller shovel senkes ned på sålen. Forutgående smøring av formen forat den lettere skal slippe, er unødvendig.

Fremdrift under utstøpning

Fremdriften under utstøpning varierer i takt med de problemer fjellet til enhver tid skaper med ras, rensk, fastboringer, ladevanskeligheter m.v. Må man f.eks. støpe etter hver salve, reduserer det fremdriften betydelig i forhold til om man kan ta 2 salver mellom hver støp, idet forskalingsarbeidet, samt til- og avrigging for en 3 meters seksjon, jo er det samme som for en 6 meters seksjon. Videre bevirker som tidligere omtalt, den urytmiske vekseldrift ved tverrslagene at fremdriften på hver av stuffene her nødvendigvis må bli noe mindre em ved enkeltstuff-drift. Dette gjør seg selvsagt spesielt gjeldende når man har samtidig utstøpning på begge stuffer ved et tverrslag, noe vi i høy grad har hatt den tvilsomme fornøyelse å ha. Ved 2 tverrslag har f.eks. hver av de 4 stuffene en utstøpningsprosent på omkring 50.

Er imidlertid ikke fjellet altfor avskrekkende, oppnår vi gjerne ca. 15 meter drevet og utstøpt på hver av disse stuffene pr. uke. Med utstøpning kun på 1 stuff har vi på denne i de beste uker når forholdene ikke har vært altfor kompliserte, oppnådd over 20 meter drevet og utstøpt pr. uke.

Stålformen som skjoldvern

Av forannevnte har det forhåpentligvis fremgått at stålformen er meget vel egnet som forskaling ved tunnelutstøpning. Den har imidlertid minst én verdifull egenskap til, idet den også utenom selve forskalingsfasen i betydelig utstrekning er nyttet direkte som skjoldvern. Når f.eks. salve nr. 2 etter en utstøpning skal slås og fjellet anes som noe usikkert, trekkes formen helt frem på stuff før boringen tar til, for der å utgjøre et skjoldvern over mannskapene. Etter avsluttet boring og lading, trekkes skjoldet tilbake inn i betongutstøpningen igjen for ikke å ta for stor skade under selve salveskytingen. Ved etterfølgende opplasting kan formen tilsvarende trekkes suksessivt mot stuff igjen etterhvert som opplastingen skrider frem for i første rekke beskyttelse av lastemaskinkjører.

Skader

Uansett sikringsmetodikk vil drift i dårlig fjell selvsagt bety en øket risiko for mannskapene. Bruk av robot ved betongsprøyting og helpansret forskalingsform ved utstøpning bidrar imidlertid i betydelig grad til å redusere merrisikoen. Allikevel, med den tilsynelatende høyeste grad av forsiktighet under driften med utstrakt bruk av forannevnte metoder, har vi hatt 18 skader med direkte årsak i nedfall av stein. Ingen av disse har imidlertid vært alvorlige. Sett på bakgrunn av den totale oppholdstid under dagen, i størrelsesorden 1 million manntimer, kan den foreløpige skadestatistikk på dette felt allikevel ikke sies å være avskrekkende.

Kostnader

Kostnadene ved de forannevnte sikringstiltak vil i særdeleshet for full utstøpnings vedkommende, variere meget med fjellets beskaffenhet, med overfjell, ras osv. Man må derfor ha i erindringen at avvikene fra følgende tilnærmede sammenlikningstall til sine tider kan være betydelig for utstøpningens vedkommende.

10 cm sprøytebetongsikring av hvelv :
Kostnad tilnærmet lik sprengningsprisen.

15 cm armert sprøytebetongsikring av hvelv inkl. bolter:
Kostnad tilnærmet lik 2 g. sprengningsprisen.

Utstøpning på stuff:
Kostnad tilnærmet lik 3,5 g. sprengningsprisen.

En viktig forutsetning for sistnevnte verdi er at utstøpning inngår i så betydelig utstrekning at det både muliggjør et rasjonelt opplegg og at alle impliserte i prosessen får ervervet betydelig øvelse.

Utstøpning bak stuff

I tillegg til den forannevnte ganske omfattende utstøpning på stuff, er flere hundre meter bestemt utstøpt bak stuff. Denne utstøpning må for det meste utføres etterat stuffdriften i vedkommende tunnel er avsluttet.
For denne utstøpning har vi hatt stor nytte av en mobil forskalingsrigg, populært kalt "Jutulriggen", fig. 8 og fig. 9.

Formen er 6 meter lang. Den er delt langsetter, og hver halvdel er bygget opp på en Aveling Barford dumper. Formen er hydraulisk bevegbar. I transportstilling ligger hvelvet nede, og veggen er trukket helt inn til bilen. Den flyttes for egen maskin fra tverrslag til tverrslag etter behov.
Ved forskaling kjøres først én bil på plass. Fra transportstillingen kjøres veggen ut, og hvelvet heves opp i riktig høyde. Den andre bilen kjøres på plass ved siden av den første, veggen skyves ut og hvelvet manøvreres opp til

sammenslutning med den andre hvelvhalvdel. Disse operasjoner utføres vanligvis av kun 1 mann og tar omkring 1 time. Vedkommende har altså i løpet av denne tid forskalet henimot 100 m^2.
Endeavstengene utføres som for den faste stålform.

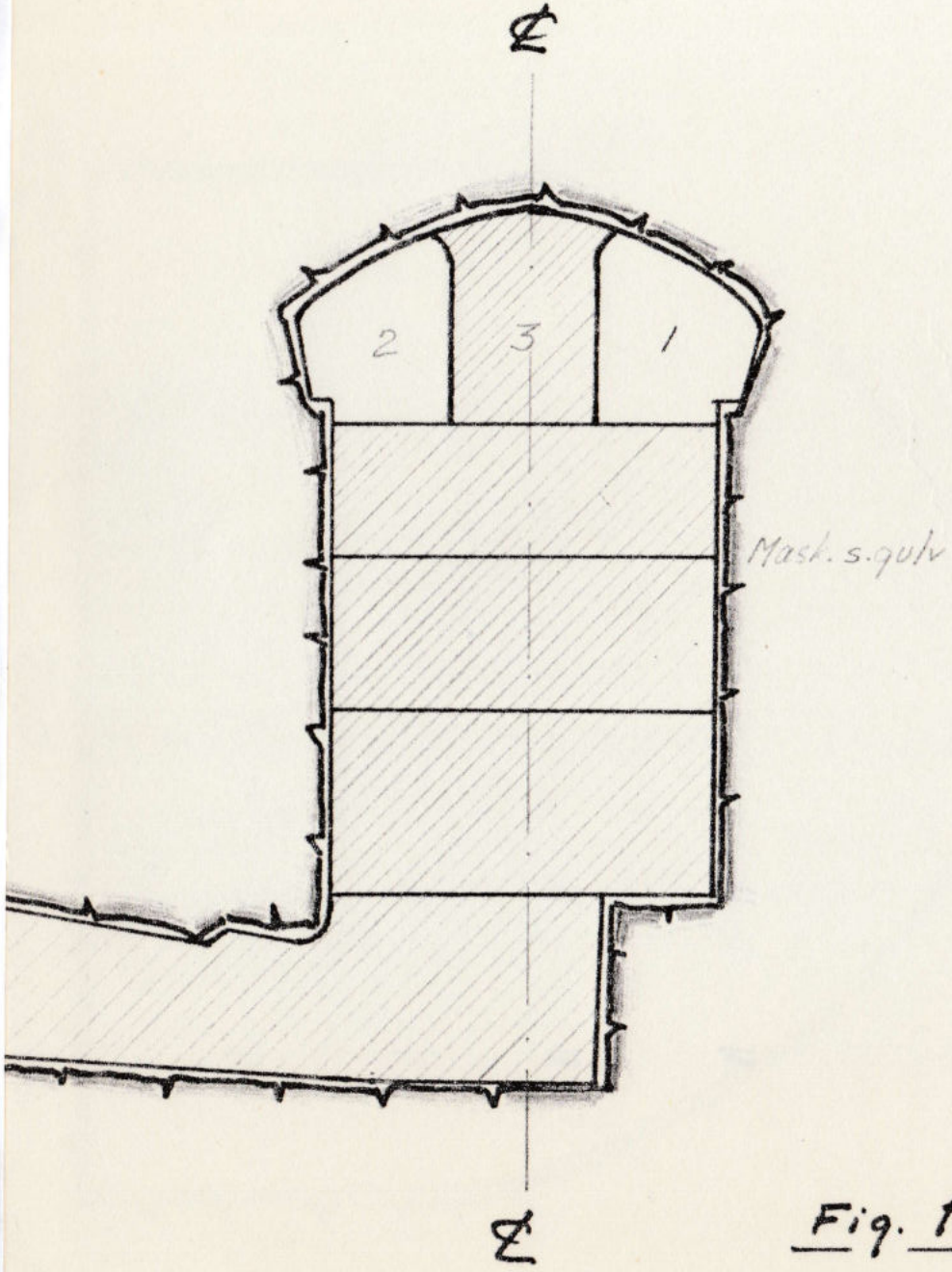
På stuff har riggen den svakhet at man ikke kommer til med boring før betongen er avbundet og bilene fjernet.

Riggen er konstruert av oss og bygget i 1967 ved firmaets eget verksted.

Konklusjon

Som avslutning vil jeg nøye meg med å si at med en stålform på stuff og en sprøyterobot i bakhånd, trenger man ikke nære noen engstelse for at man ikke skal kunne ta seg noenlunde brukbart igjennom, iallefall så lenge den substans man opererer i kan benevnes som fjell.

Vi har nemlig med ovennenvte utrustning forsert flere partier hvor vi mistet fjellet totalt av syne og måtte ta til takke med leirblandet grus. Man kommer også da frem på et vis, men det står ikke til å nekte at man lett blir takknemlig over på ny å øyne fjell på stuff, selv om det bare er det gamle frynsefjellet.



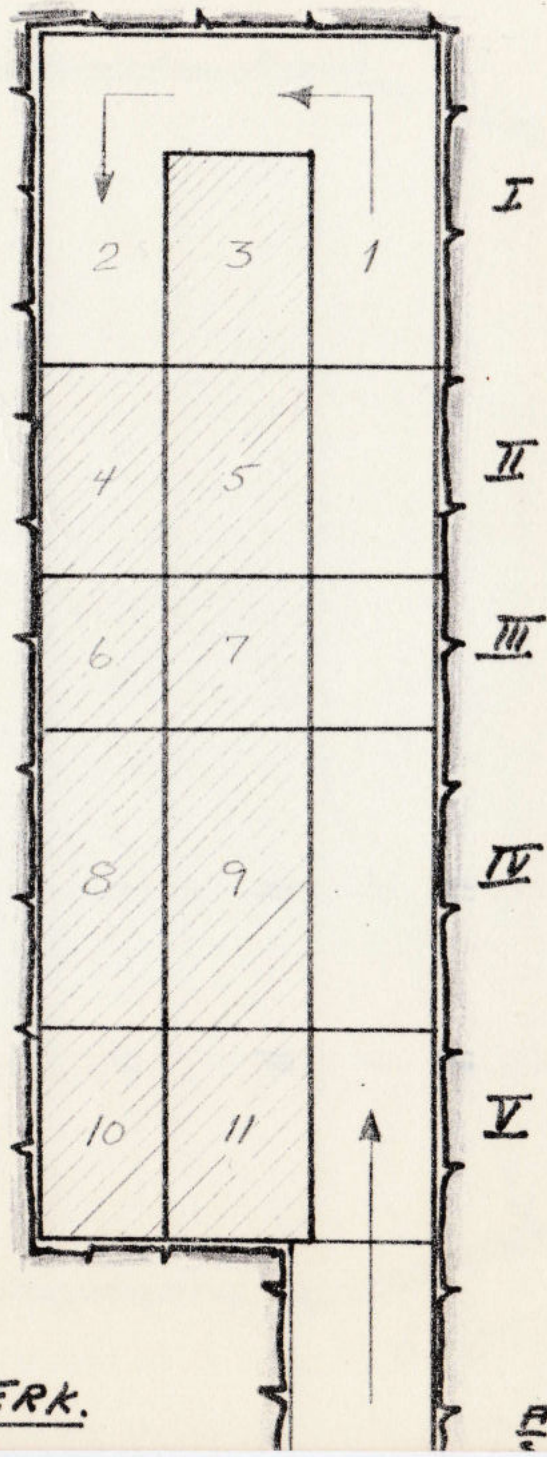
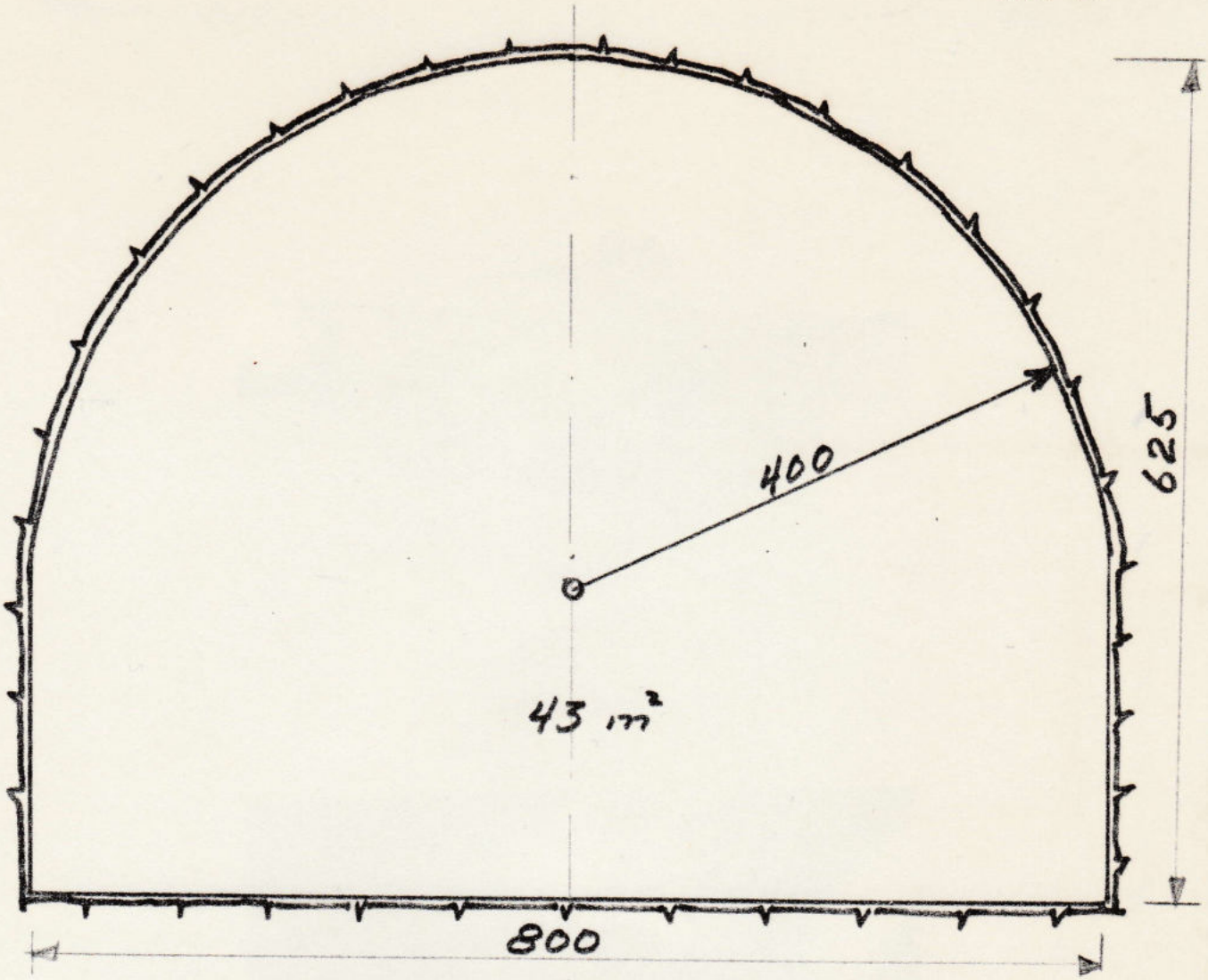


Fig. 1.

RENDALEN KRAFTVERK.

Fr. INGENIØRBYGG

VIII-16



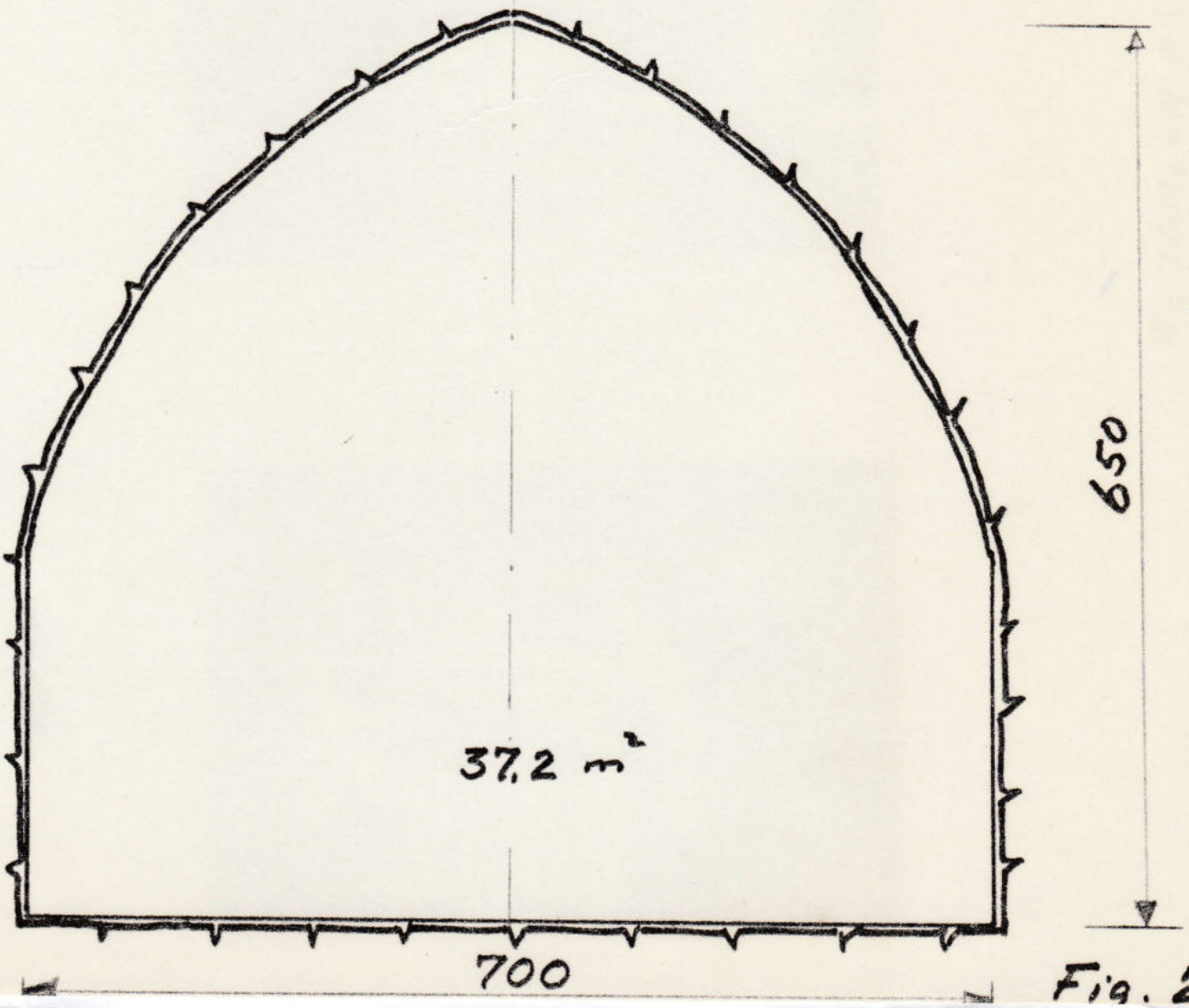


Fig. 2

FIG. 3

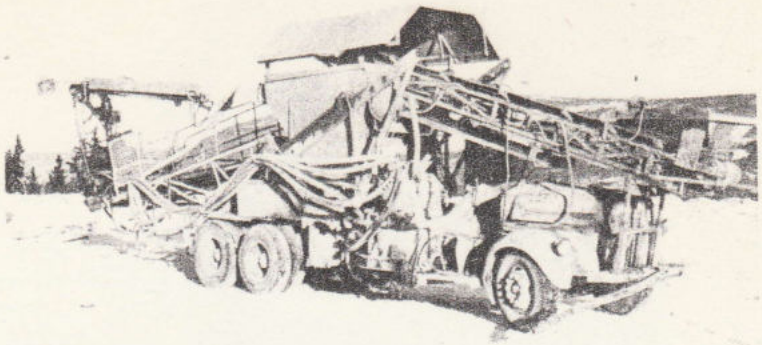


FIG. 4

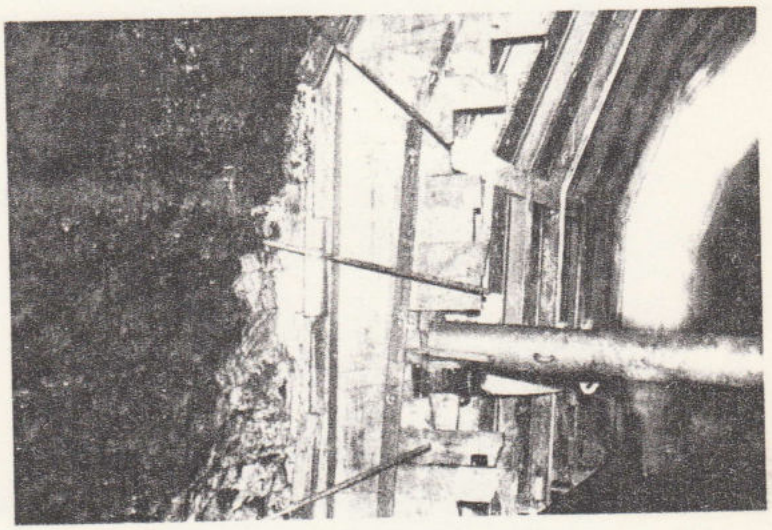


FIG. 5

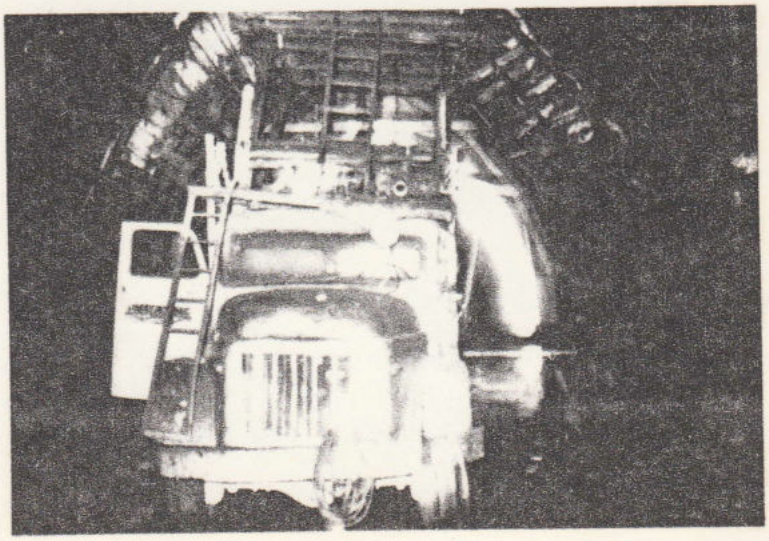


FIG. 6

RENDALEN KRAFTVERK

STÖPEARRANGEMENT
STÖPEKAPASITET PÅ STUFF 90 M^3/SKIFT

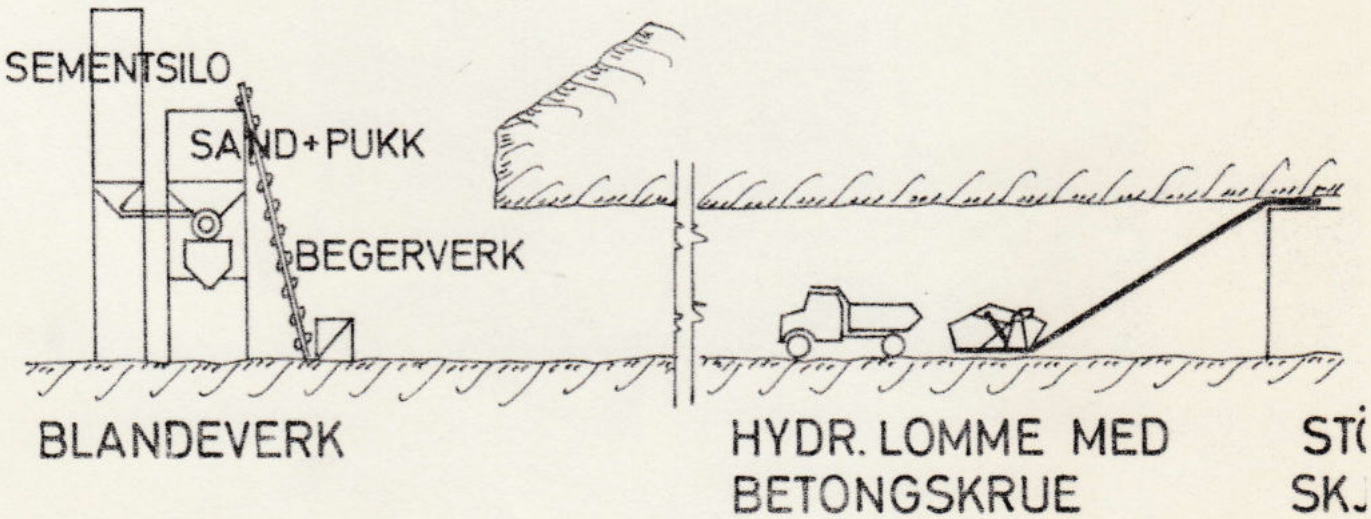


Fig. 7

A/S INGENIÖRBYGG

FIG. 8

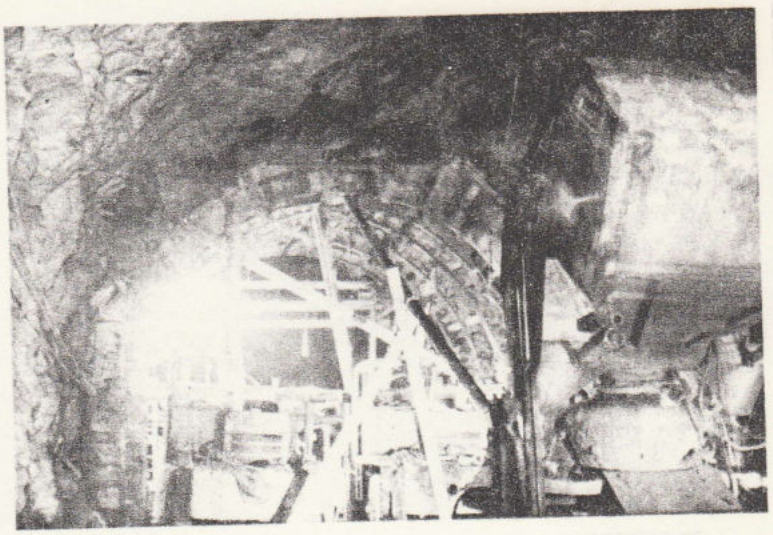
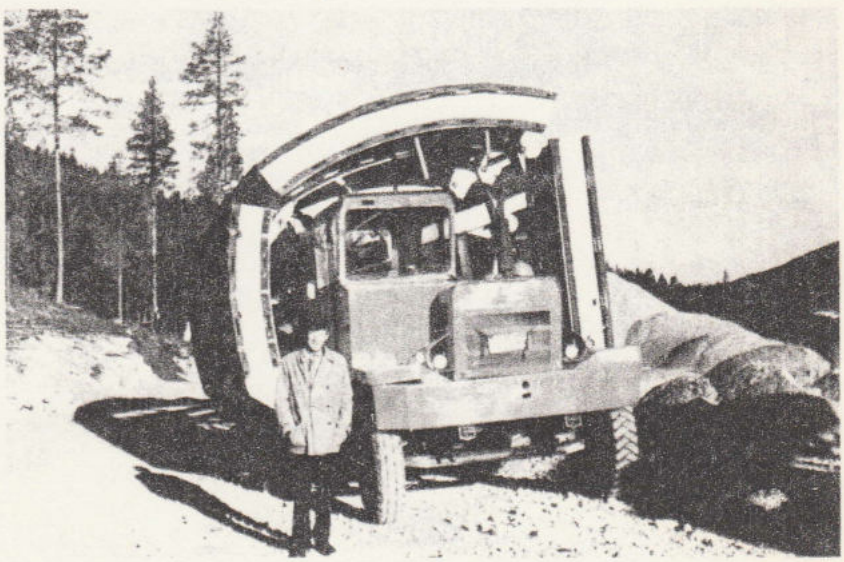


FIG. 9



ERFARINGER FRA SIKRINGSARBEIDER I LIERÅSEN TUNNEL

av

Sivilingeniør Gustav Håland

Norges Statsbaner

ERFARINGER FRA SIKRINGSARBEIDER I LIERÅSEN TUNNEL.

Metoder for sikring av tunneler har i årene etter siste storkrig etterhvert utviklet seg til et bygningsteknisk kompleks som riktignok gir tunnelingeniøren et godt utvalg av muligheter når det gjelder å finne fram til en teknisk-økonomisk akseptabel løsning på en foreliggende sikringsoppgave - men som også stiller de største krav til forståelse av mekanikken i - og vurderingsgrunnlaget for - opptredende stabilitetsforstyrrelser i tunneler og bergrom.

Det er ikke min mening å framholde teoretiske kunnskaper som i seg selv grunnleggende for å oppnå fullverdige løsninger av sikringsoppgaver.

En teoretisk beregning og dimensjonering av et sikringsbyggverk er bare mulig og hensiktsmessig i meget ekstreme tilfeller - man grenser da inn på geoteknikkens områder.

Bendel foretar i sitt verk: "Ingenieurgeologie" en oppstilling og en vurdering av ialt 28 forskjellige metoder for beregning av bergtrykk (uten spesifisering av hvilke).

Det er faktisk slik at man ut fra et ønske om størrelsesorden meget lett kan finne en formel som passer.

Jeg tror det er Kastner som sier: "der blir så altfor meget beregnet og så altfor lite observert og vurdert".

En del teoretiske kunnskaper er imidlertid et uvurderlig hjelpemiddel av stor praktisk betydning for forståelse av de grenser som i hvert enkelt tilfelle må trekkes for de forskjellige sikringmetoders anvendelighet.

Vurderingen av observerte detaljer sammenholdt med tidligere erfaringer er ofte avgjørende .
"Statik des Tunnel- und Stollenbaues" Hermann Kastner.

Den grunnleggende tanke ved alt tunnelsikringsarbeide må være å betrakte sikringen og fjellet som funksjonelt sammenhørende - og å ta denne erkjennelse med i enhver statisk undersøkelse.
"Tunnelbaugeologie" Josef Stini.

Det statiske system består således av sikringen og fjellet.

Uten fjellets statiske medvirkning ville mulighetene for en tunnelsikring bare være tilstede innen meget snevre grenser, og en sikring ville i tilfelle måtte dimensjoneres slik at fjellets primærspenninger ble gjenopprettet.

Fra et teknisk synspunkt er det således nødvendig å skille mellom spenningstilstanden i fjellet før og etter sprengningen, altså den primære og den sekundære spenningstilstand.

Med det som her er fremholdt som grunnlag vil det vel også være lettere å forstå at riktig bruk av sprutbetong på de rette steder ikke gir "kalkede graver" - eller at korrekt bruk av bolter ikke er å "henge fjellet opp i en sytråd".

Ingen forlanger at en tunnelingeniør med ren bygningsteknisk utdannelse skal sitte inne med det hav av detaljkunnskaper som ofte er nødvendig for å finne teknisk såvel som økonomisk tilfredsstillende løsninger på alle sikringsoppgaver.

Det er derfor vi har spesialister på områdene, og etter min erfaring lønner det seg stort å konsultere disse - gjerne oftere enn kanskje strengt tatt nødvendig.

Under tunneldrift i komplisert fjell, hvor stuffsikring viser seg å være nødvendig for overhodet å komme videre, blir man før eller senere stilt overfor valget mellom å utføre denne sikringen som en elig - eller å foreta en rent foreløpig sikring av arb idsstedet.

Stillet overfor valgets kvaler - og med eventuelle inndrifts-rapporter i tankene virker naturligvis det sistnevnte alternativ mest forlokkende.

Man foretar den foreløpige sikringen og overlater den tidkrevende, endelige sikring til et eget arbeidslag et passende stykke bak stuffen.

Det er ved et slikt valg at en feilvurdering av tilsynelatende bagatellmessige detaljer kan få de alvorligste konsekvenser.

Tiden mellom den foreløpige og endelige sikring kan i enkelte tilfeller ha avgjørende betydning.

Om man f.eks. lukker inne en hardkonsolidert svelleleire, som under boring og også en tid etter skyting kan virke hard og fin som vanlig granitt, med et sprutbetonglag, kan man senere som resultat av svelletrykk få et ukontrollert ras bak stuffen - som selv om det ikke forårsaker alvorlige ulykker, ihvertfall kan sette en effektiv stopper for videre arbeid i stuffen en tid.

Svelleleirens egenskaper er vel kjent, men det en tunnelingeniør også har behov for å vite, er når den svelleleire han har for seg oppnår en slik volumutvidelse at svelletrykket har sunket til en akseptabel størrelse, men dette er såvidt man forstår så vanskelig å bestemme at den minste risikos metode må være å kontaktstøpe.

Dette har også vært hovedformen for sikring av svelleleire partier, hvor svelleleire opptrer som bergartsbestanddel.

I et forsøk på å rasjonalisere støpearbeidet ble halvbueelementer forsynt med not og fjær prefabrikert i armert betong.

Hver halvbue, som veiet ca. 3,2 tonn, ble så parvis montert på vederlagsvegger støpt på arbeidsstedet.

Etter endeforskaling ble mellomrommet mellom bue og fjell fylt med betong.
Som veggforskalinger ble benyttet stållemmer på ca. 18 m^2 - svarende til 4,7 m hvelv.
Stålforskalingene ble festet til fjell og holdt på plass av opptil 20 stk. 1 - 2 m's ekspansjonsbolter.

Metoden hadde en fordel av sikkerhetsmessig art. Den beskyttet arbeidsstedet godt en stor del av forskalingstiden, men den var for omstendelig.

Arbeidet ble oppstykket i boring, opplasting, forskaling vederlagsvegger m/endeforskaling, støp vegger, montering av buelameller, endeforskaling og endelig overstøp - og som oftest takrensk innimellom hver av arbeidsoperasjonene.

På grunn av not- og fjærkonstruksjonene måtte man i tillegg skyte ca. 0,7 m overhøyde i taket.

Gjennomsnittlig betongforbruk pr. m ferdig støpt tunnel ble av denne grunn hele 18 m^3/m.

Høsten 1965 fikk man så studere en hydraulisk styrt forskaling montert på en skinnegående monterings- og transportbukk på 2 arbeidssteder i Schweiz og Tyskland, den såkalte Aeberliforskalingen.

Selv om dens imponerende prestasjoner ikke kunne nyttiggjøres i Lieråsen tunnel, hvor støpearbeidet måtte foregå på stuff, så ville den iallefall bety et fremskritt.

Forsøk med sprutbetong kombinert med bolting og nett ga på dette tidspunkt så gode resultater at et innkjøp av Aeberliforskalingen ble lagt på is.

Idag kan man si at dette var heldig, fordi en slik komplisert og kostbar forskalingskonstruksjon ville ha låst sikringsarbeidet på en slik måte at en øyeblikkelig utnyttelse av bedre partier, hvor enklere og billigere sikringsmåter kunne benyttes, ville bli meg[illegible] vanskelig.

Dette er et forhold man bør ha for øye ved driftsplanlegging av eventuelle nye tunnelarbeider.

Utstyr og redskap for flere sikringsmetoder på arbeidsstedet muliggjør en utnyttelse av fjellet i sikringsøyemed uten unødvendig tidsspille.

Siden våren 1968 benyttes en 4 - 6 m lang, bevegelig stål-forskaling av samme grunnkonstruksjon som den Høyer-Ellefsen benyttet i Løvstakken tunnel - fra hvem vi også elskverdigst har fått lov å bruke idéen.

Montasjetid for denne forskaling ex. endeforskaling er ca. halvtimen.

Gjennomsnittlig inndrift av ferdig utstøpt tunnel varierer mellom 13 og 14 m. pr. uke alt etter forholdene. Med en forholdsvis beskjeden ombygging og anvendelse av betongpumpe bør denne inndrift kunne økes til 16 - 16,5 m/uke.

Betongforbruket i 60 m^2 tunnel er ca. 12 m^3/m.

Grensen for overgang fra full støp til bolting med armerings-nett og sprutbetong er vanskelig å definere.

En gunstig forandring i sprekkesystemet, en diabasgang eller en råtasone som "går ut" kan være nok til at støping kan sløyfes.

Tunneltaket er allikevel så farlig at bolting og oppspenning av armeringsnett må foretas med ytterste forsiktighet. Over halvparten av skader i tunnelen skjer under denne arbeids-operasjon.

Etterat helt nødvendig rensk er foretatt, monteres de første bolter for å holde "låssteinene" på plass. Nedenfra liggen kan bolteplasseringen se noe tilfeldig ut, men hver av disse bolter har sin bestemte oppgave. Så spennes nettet og utfyllende anbringelse av bolter foretas etter systemet ca. 1,4 m diagonal avstand mellom boltene.

Bolteendene skal stikke mellom 12 og 14 cm inn i profilet. Ved etterfølgende betongpåsprut skal samtlige bolteender dekkes. Dette forlangende gir en forholdsvis god kontroll av betonglagets tykkelse.

Ekspansjonsboltenes lengder varierer fra 1,5 - 2,5 m alt etter plasseringen og forspennes med en pneumatisk momenttrekker med mellom 130 og 150 fotpund.

Når man tar i betraktning den variasjon i ekspanderfeste som kan oppnås i de forskjellige bergarter, er jeg langt fra sikker på nytten av denne konstante forspenning.

Etter utførte forsøk i Tyskland oppnådde man adskillig bedre feste i den forholdsvis bløte sandstein fra Rhindalen enn i gneis og granitt, og i ren kvarts begynte bolten å gli allerede ved en trekkraft på mindre enn 1 tonn.

I så varierende fjell som i Lieråsen vet man sjelden i hvilkan bergart ekspansjonshylsen står. Man burde kanskje ta periskopet til hjelp.

Apropos periskop og nytten av det ved sprutbetongkontroller.

I februar 1966 begynte man innsprøyting av et svelleleireparti praktisk talt salve for salve uten systematisk bolting eller armeringsnett av noe slag.

Fjellet ble av geologer karakterisert som en relativt grovkornet granitt med forholdsvis høyt feltspatinnhold. Beskaffenheten varierte fra helt friskt fjell til 80% forvitret. Forvitringen hadde medført total dekomponering av feltspatmineralene. Tektonisk var to sprekkesystemer framherskende, slik at fjellet fikk en benket karakter. Fjellet viste videre en tydelig spenningstilstand som ytret seg ved sprak.

Kombinasjonen av svelleproblemene og sprakfjellet medførte således en del vanskeligheter av sikringsmessig art.

Denne påspruting av betong i tykkelser fra 6 - 8 til 20 cm fortsatte over en drøy 600 m trekning.

Det første året etterat sikringsarbeidet var utført, viste sprutbetongen få eller ingen tegn på svikt.

Senere måtte enkelte partier bolteforsterkes - og ivår (1970) antok svikten slike dimensjoner at tildels betydelige forsterkninger må foretas.

Bortsett fra en mindre utstøpning vil denne forsterkningen bli utført ved etablering av støttehvelv av armert sprutbetong etter forutgående sandblåsing av de tilstøtende gamle betongflater.

Støttehvelvenes utstrekning av avstand må bestemmes på stedet.

Denne utvikling tok altså min. 3, max. 3,5 år.

Våren og sommeren 1970 ble et ca. 100 m langt parti påsprutet etter samme oppskrift som nettopp redegjort for.

Fjellet her besto av frisk, hard og forholdsvis finkornet granitt som tydelig både viste og hørtes å være i spenningstilstand.

Nedfallet skjedde av og til kontinuerlig, men det var smått og tilsvarende av liten tykkelse.

Ved kontroll noe senere oppdaget man en mengde bomindikasjoner - hovedsaklig i nedhengende sekker - eller om man vil, pølser.

Dette tydet på svikt av utførelsesmessig art, men det kunne også ha en annen årsak. For å klarlegge forholdet, ble det boret en serie hull både i den før nevnte 600 m. strekningen og i 100 meteren, og ved hjelp av periskopet oppdaget vi, bortsett fra ett eneste hull, at kontakten mellom betong og fjell overalt så førsteklasses ut, men at fjellet på den sistnevnte strekningen mellom 30 og 80 cm fra betongytterflaten viste tildels tydelige oppsprekkinger.

Svikten i sprutbetongens evne som eneste sikringsforanstaltning viste i disse 2 tilfelle klart at metoden ikke var

fullgod, og årsakene til denne svikt var av tydelig forskjellig art.

Går vi nå tilbake til hva som ble fortalt om bruk av bolting, netting og betongpåsprut som sikringsmetode (mellom 1200 og 1300 m., ca. 13.000 bolter) og som ble benyttet under adskillig værre fjellforhold, så har vi her ikke én eneste synbar, alvorlig svikt.

Konklusjonene av disse erfaringer er forlengst trukket.

I vårt fjell og med vår spennvidde vil min. sikring bestå av systembolting og 8 - 12 cm sprutbetong.

Detaljer når det gjelder typer av ekspansjonshylser, forspenningsgrad, lengder osv. er det ikke mulighet for å berøre her. Det er også en hel del uklare problemer både på dette og på sprutbetongens område, som vi riktignok har klart å definere så noenlunde, men som ennå ikke er løst godt nok.

Anlegget har en kontraktavtale med Kontor for Fjellsprengningsteknikk. Jeg mener en god del av disse saken vil kunne bli en del klarere etter forsøk i felles regi.

Til slutt noen ord om vannproblemer i trafikktunneler.

Mange tunnelbyggere er av den mening at den eneste løsning er å sørge for en sikker og god drenering på utstøpingens innside og derfra lede vannet til en samlegrøft og ut i dagen.

Enkelte tenker videre og betrakter en eventuell tørrlegging av fjellet omkring utstøpingen som en fordel, idet friksjonen mellom de enkelte fjellhvelvsbestanddeler da blir forhøyet og derved forårsaker en konsolidering av fjellet.

En annen gruppe, bl.a. representert ved L.v.Rabcewicz og Wiedemann hevder at prinsippielt skal alt vann som måtte tre fram under tunneldriften ved passende byggemetoder føres tilbake, d.v.s. de opprinnelige vannforhold i fjellet skal gjenskapes.

Som grunner anføres faren for tilstopping av drenssystem, hvoretter aggressivt vann kontrollløst kan angripe betongkonstruksjonene, ikke bare i lekkasjenærhet, men også i usikre avstander langs tunnelen.

En slik tilbakeføring må naturligvis medføre kostbare arbeider med injisering, avdekking og tetningsarbeider, d.v.s. arbeider som krever både nøyaktighet og ansvarsfølelse på en ubekvem og farlig arbeidsplass.

Stini setter store spørsmålstegn ved fremgangsmåten og peker spesielt på faren ved oppbygging av et vanntrykk som kan bli den ekstra belastning på sikringsbyggverket det ikke tåler.

Et parti av Mont d'Or-tunnelen i Alpene er av hensyn til faren for tørrlegging av overforliggende jordbruksarealer bygget etter tilbakeføring-av-vann-metoden.

Hvorom allting er, i Lieråsen forsøkes alt vann oppfanget og ført til grøft på forskjellige måter.

Under Jutemyrforsentningen i Asker er tildels store vannførende årer samlet over avdekket betongutforing og via naturlig fall til sidene ført til grøft. For kontroll av inspeksjon er anordnet luker såvel på hvelvtopp som i vederlagsvegger på begge sider.

Samme metode er brukt på to steder i Liersiden.

Ved bruk av den bevegelige stålforskaling unnlater vi ganske enkelt utstøping av ca. 1 m. bredde og lar vannet strømme fritt. Senere vil denne åpning bli lukket, slik at det dannes en kanal profilet rundt.

Dessverre hender det ofta at vann trenger igjennom sprutbetongsikringen, og da spesielt ved eller i bolthull.

Etter å ha forsøkt flere løsninger er vi nå kommet fram til følgende:

Et eller flere hull bores opp i taket fra 2 - 2,4 m. Vannet forsøkes oppfanget av plastrør alene eller av en traktformet innretning som festes til fjellet. Ved plastslanger føres vannet ned veggen til tverrgrøft, om nødvendig. Det hele kles inn med armeringsblikk av system Bernold og betongpåsprutes.

Vannets aggressive virkning på betongkonstruksjonene våre er et problem som tas meget alvorlig, spesielt er det den forholdsvis porefylte sprutbetongen som så å si er smertensbarnet i så måte.

Vannanalyser blir foretatt med jevne mellomrom og på forskjellige steder, og hittil har vi ikke funnet aggressiviteter som gir grunn til bekymring.

Som sammenligningsgrunnlag brukes følgende oppstilling (tysk):

Vann som underskrider - henholdsvis overskrider - følgende verdier er skadelig for normal-betong:

P_H-verdi	:	under 6,5.
SO_4-innhold	:	flytende vann over 150 mg/liter stillestående vann over 250-300 mg/ltr.
Cl-innhold	:	over 100 mg/l
S-innhold	:	" 5 mg/l
NO_3-innhold	:	" 50 mg/l
Mg-innhold	:	" 150 mg/l
CO_2-innhold	:	" 5 mg/l kalkoppl. kullsyre.

NYE SPRØYTEBETONGMETODER, TEKNOLOGI OG ANVENDELSER

av

Direktor Dipl.Ing. Erich Taeger
Spritzbeton + Bautenschutz, Essen.

NYE SPRØYTEBETONGMETODER
TEKNOLOGI OG ANVENDELSER

Innledning

Sprøytebetong er en metode til fremføring, innføring og fortettning av betongen.
Sprøytebetong er altså ingen spesialbetong. For anvendelsen av sprøytebetongmetodene er det bestemte forutsetninger som må oppfylles, såsom anvendelsen av egnede maskinelle innretninger, forberedelse av sprøyteunderlaget, beherskning av sprøyteteknikken, etterbehandling o.s.v.

Betongteknologisk må man også for sprøytebetongen ta hensyn til alle tilsvarende forskrifter for egnethet og kvalitetsprøver.

Definisjon av sprøytebetongmetoden

1) Fra blandingsteknikken til utgangsblandingen.
   Man skjelner her mellom :

   1.1 Tørrblanding, d.v.s. bindemiddelet sement og betongtilslag blir intensivt blandet i en blandemaskin.

   1.2 Våtblanding, d.v.s. bindemiddelet sement, betongtilslag og vann blir intensivt blandet i en blandemaskin.

2) Fra fremføringsteknikken for betongblandingen (1.1 og 1.2) gjennom rør- eller slangeledninger.

   Man skjelner her mellom:

   2.1 Tynn-strøm-transport, som ved våt eller tørrbetongblanding svømmer i luftstrømmen (pneumatisk fremføring).

2.2 Tykk-strøm-transport, som ved våtbetongblanding blir pumpet gjennom fremføringsledningen.

3) Ved sprøytedyseteknikken skjelner man mellom :

3.1 Tørrblanding som svømmer i luftstrømmen i transportledningen blir blandet med vann i dysehodet.

3.2 Våtblandingen som blir pumpet gjennom transportledningen, blir med tilførsel av trykkluft i dysemunningen oppakselerert for påsprøytingen.

3.3 Våtblandingen som svømmer i luftstrømmen i transportledningen blir direkte påsprøytet gjennom et strålerør.

Kombinasjonsmuligheter

1) Man betrakter tørrblandingen som blir transportert svømmende i luftstrømmen (tynnstrømtransport) og blandet med vann i dysehodet. Denne metode er bekjent som tørr- eller gunit-metoden. Denne metode kan bare ut ifra et blandingsteknisk, og ikke et betongteknologisk synspunkt, betegnes som tørrsprøytebetong-metoden.

De maskinelle innretninger for denne er kammer- eller rotor-betongsprøytemaskiner fra forskjellige produsenter.

2) Man betrakter våtblandingen som blir pumpet i (tykkstrøm) transportledningen og tilsatt trykkluft i dysemunningen for ved påsprøyting å få forhøyet kinetisk påsprøytingsenergi. Denne metode kan bare ut fra et blandingsteknisk og ikke et betongteknologisk synspunkt, entydig betegnes som våtsprøytebetongmetoden.

De maskinelle innretninger for denne er mørtel- eller betongpumper (stempel-, snekkeskrue-, sammenpresset gummislangepumpe) fra forskjellige produsenter.

3) Man betrakter våtblandingen som blir transportert svømmende i luftstrømmen (tynnstrømtransport) og uten til-

førsel av luft eller vann direkte blir påsprøytet gjennom et strålerør.

Denne metode kan bare ut ifra et blandingsteknisk og på ingen måte betongteknologisk synspunkt betegnes som våtsprøytebetong-metoden.

For denne metode står en betongsprøytemaskin til disposisjon, som er istand til å bringe våtblandingen ensartet inn i luftstrømmen.

Bedømmelse av de forskjellige sprøytebetongsystemer, med henblikk på de oppnåelige betongkvaliteter.

1) Sprøytebetongen må for alle anvendelsesområder i tilvirkning og bearbeidelse oppfylle optimale betongteknologiske og økonomiske forutsetninger, når man især også i stoll- og tunnelbygging vil oppfylle kravet til garantert ensartet betongkvalitet med minst mulig betongtverrsnitt. Derfor skal i framtiden bare slike metoder bli benyttet som oppfyller følgende betingelser:

   Betong- og kvalitetskontroll gjennom egnethets- og kvalitetsprøver av utgangsmateriale for tørr- og våtblandinger, av fersk betong og av herdet betong.

2) Gunit eller Torkret-metoden har den ulempe at vann/sementforholdet blir bestemt av mannen med dysen (dyseføreren) og derfor uunngåelig gir større spredning i sprøytebetongens fasthetsverdier. Den har dessuten den ulempe som ikke er til å forhindre, at prelletapet gjør en vesentlig forandring i sammensetningen mellom tørrblandingen og den påsprøytede betong.

   I de nye tyske DIN 1045 forskrifter som inneholder bestemmelser om utføring av byggverk i armert betong under hensyntagen til egnethet og kvalitet, vil neppe tillate anvendelsen av metode 1.

3) Våtsprøytebetongmetoden er med henblikk på bestemmelsen av vann/sementforholdet og den betongteknologiske overvåking (kontroll) riktignok nøyaktigere, dog bestemmer transportmetoden den nødvendige betongkonsistens og deraf liten påsprøytingstykkelse eller et stort tilskudd av akselerasjonsstoffer, især i toppen av tunnelen(underoppsprøyting). Hverken betongteknologisk eller økonomisk oppnår denne metode optimale resultater i stoll- eller tunnelbygging. Det ugunstige vann/sementforhold gir lave fasthetsverdier. Endelig er metoden begrenset av transportlengden og den høye sementandel stiller spørsmålet om metoden er økonomisk for stoll- og tunnelbygging.

4) De mest optimale betongteknologiske forutsetninger er gitt ved metoden som ved våtblanding (sement, betongtilslag, tilsatsstoffer og vann, V/C-forholdet 0,38 - 0,42) direkte uten tilførsel av luft eller vann blir påsprøytet etter tynnstrømtransporten.

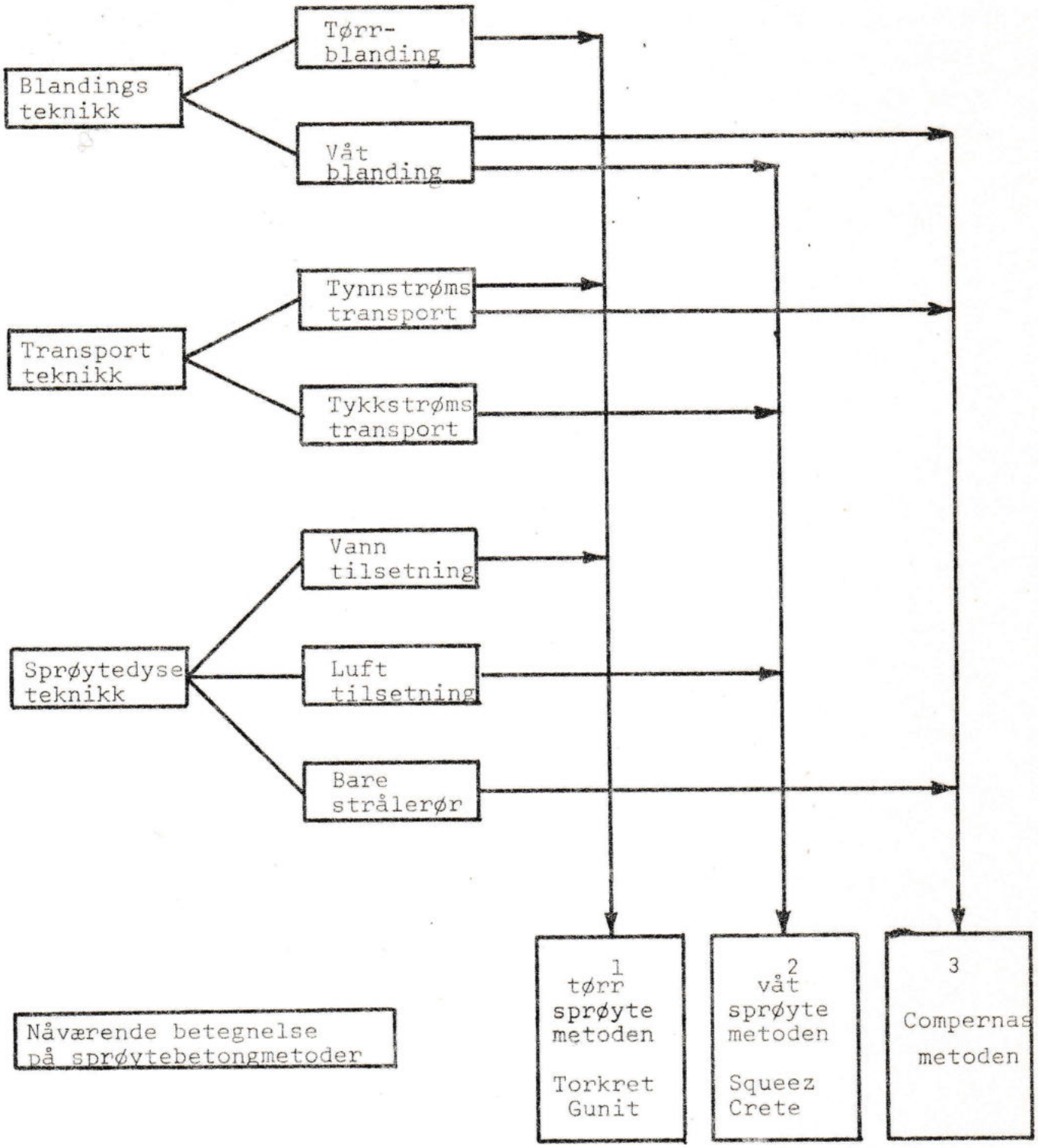
Når man går ut ifra dette, at transport- og sprøyteytelsen av tilsvarende betongsprøytemaskiner i det minste må tilsvare konvensjonelt utstyr, er det her for første gang med sprøytebetongmetoden gitt muligheten av med entydige betongteknologiske forutsetninger å oppnå et fiksert, meget lavt V/C-forhold og bare gjennom dette en inntil nå ikke oppnådd ensartet betongkvalitet.

Denne metode er sett fra V/C-forholdets synspunkt en tørrsprøytemetode. Det blir en uangripelig og fullstendig egnethets- og kvalitetsprøve av sprøytebetongen som også tilfredsstiller den nye DIN 1045.

Som en ytterligere fordel ved denne metode kan nevnes det fullstendige støvfrie arbeide.

En kort opplæring er nok til å oppnå en uangripelig (utmerket) påsprøyting av betongen.

DEFINISJON PÅ SPRØYTEBETONGMETODER



STABILITET AV FJELLSKRÅNINGER

av

Sivilingeniør Einar Broch

Geologisk Institutt, N.T.H.

STABILITET AV FJELLSKRÅNINGER

Innledning

Foredragsholderen har nylig avsluttet et års studium i Bergmekanikk ved Royal School of Mines, Imperial College of Science and Technology i London. Studieoppholdet ble muliggjort blant annet med økonomisk støtte fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Dette er derfor en kjær anledning til å uttrykke en varm takk til Foreningen for denne støtte, og ikke minst for den oppmuntring som denne ga.

Ved Bergmekanikkavdelingen ved Imperial College, som ledes av professor, dr. E. Hoek, er en for tiden sterkt engasjert med et industrifinansiert forskningsprosjekt vedrørende stabilitet av fjellskråninger i åpne dagbrudd ("Rock slope stability in open cast mining"). Det som vil bli presentert i det følgende er således i stor grad idéer og erfaringer som foredragsholderen har mottatt fra denne forskergruppen.

Etter først å ha satt opp de viktigste faktorer som har innflytelse på stabiliteten av en fjellskråning, vil en del av disse bli diskutert. Med professor Hoek's vennlige tillatelse vil så en nyutviklet, enkel metode for å anslå sikkerhetsfaktoren for en skråning ved hjelp av et dimensjoneringsdiagram ("design chart") bli presentert, og eksempler på bruken av dette vil bli vist.

Det er innlysende at med den relativt korte tid en her har til disposisjon for et så stort problemkompleks som stabiliteten av fjellskråninger, vil behandlingen av de enkelte problemer måtte bli summarisk. For overfor den interesserte tilhører/leser i noen grad å bøte på dette, er litteraturlisten gjort forholdsvis omfattende,

og henvisninger til denne vil bli gjort. Listen er forøvrig supplert med henvisning til en nylig publisert bibliografi på området.

Det er flere måter å angripe et stabilitetsproblem på. Eksempelvis kan en v. hj. a. fysiske eller matematiske modeller finne frem til spenningsfordelingen i det aktuelle området. Har en så et bruddkriterium for materialet, fremkommet som et resultat av triaksialforsøk og uttrykt f.eks. i hovedspenninger, kan en kartlegge de områder hvor materialet er overbelastet. En langt vanligere måte å forsøke å behandle et skråning-stabilitetsproblem på, er imidlertid å bruke likevektsbetraktninger. Forenklet kan problemet demonstreres ved en blokk som hviler på et skråplan, figur 1. Sikkerhetsfaktoren mot glidning er gjerne definert som

$$F = \frac{\text{Summen av fastholdende krefter}}{\text{Summen av drivende krefter}} \qquad (1)$$

I et tilfelle som vist i figur 2 med et vannspeil over blokken vil sikkerhetsfaktoren bli:

$$F = \frac{c\,A + (W\cos\beta - U)\tan\phi}{W\sin\beta + V} \qquad (2)$$

Her er:

c og ϕ henholdsvis kohesjon og friksjonsvinkel mellom skråplanet og blokken

β skråplanets helningsvinkel

W og A henholdsvis vekt og bunnareal for blokken

V og U resultater av vanntrykket.

Det er på grunnlag av slike likevektsbetraktninger en i det følgende vil sette opp de viktigste faktorer som har innflytelse på stabiliteten av en skråning.

Glideplanets mekaniske egenskaper

Dersom stabiliteten av en fjellskråning forenkles til et todimensjonelt problem, og en forutsetter at eventuelle ustabile masser glir ut samlet, vil en få en glideflate som prinsipielt kan gå på tre forskjellige måter :

1. Som en bruddflate gjennom bergarten selv.

2. Langs svakhetssoner i fjellet såsom skifrighetsplan, sprekker, slepper og knusningssoner.

3. Kombinasjoner av 1 og 2, hvor disse kan ha varierende innbyrdes innflytelse.

I Norge hvor vi generelt sett har meget sterke bergarter, vil alternativ 2 - glideflater langs svakhetssoner - være dominerende - et forhold som bekreftes av erfaringer fra undersøkelser av norske steinsprang og fjellskred, SELMER-OLSEN (1966, p. 391 og 396) og BJERRUM og JØRSTAD (1968). I noen grad vil kanskje alternativ 3 kunne være aktuelt. Av avgjørende betydning for stabiliteten er derfor friksjonsforholdene på glideplanet eller svakhetssonen.

Prinsipielt kan et glideplans friksjon måles ved et såkalt skjærboksforsøk. Ved dette forsøk drives et prøvestykke under normalspenning σ til brudd langs det potensielle glideplan ved å påføre en skjærspenning τ parallelt dette plan. I de fleste tilfelle vil forholdet mellom skjærspenningen τ og normalspenningen σ ved brudd tilnærmet kunne representeres ved den rette linje, se figur 3, definert ved ligningen

$$\tau = c + \sigma \, tg\phi \qquad (3)$$

hvor c er kohesjonen langs glideplanet eller skjærfastheten ved null normalspenning.

ϕ er glideplanets friksjonsvinkel.

Under et skjærboksforsøk måles også vanligvis den relative forskyvning av de to halvdeler. I figur 4 er denne skjærforskyvning - målt i cm - plottet mot skjærspenningen - målt i 1000 kg/m^2. Kurvene representerer forsøk med tre forskjellige normalspenninger. Resultatene er oppnådd ved forsøk på ufylte sprekker i en sterk porfyrbergart og er utført på Imperial College's skjærmaskin som har en kapasitet på 100 tonn.

Et karaketeristisk trekk ved kurvene er at de først går mot en toppverdi av skjærfastheten for deretter ved økende forskyvning å falle av mot en restfasthet. Denne toppverdi tilsvarer det punkt hvor bergartens egen styrke overskrides. Etterat dette er skjedd, foregår forskyvningen langs et lag av knuste og omorienterte korn med relativt konstant skjærfasthet. Forskjellen mellom topp-verdien av skjærfastheten og restfastheten avhenger av en rekke faktorer såsom de mekaniske og kjemisk-fysiske egenskaper hos bergartene og sleppematerialene, prøvestykkets behandling og forsøkets utførelse. I tilfelle med ufylte sprekker i sterke bergarter kan restfastheten være mindre enn halvparten av toppverdien. På den annen side vil bløte bergarter, sedimenter eller sleppematerialer vise meget liten forskjell mellom toppverdi og restfasthet.

Dersom glideplanet antas å følge en undulerende svakhetssone eller skjære en sprekkeretning med en spiss vinkel, se figur 5, vil det bli nødvendig å ta denne grove ruhet i betraktning. PATTON (1966) har vist at dette kan gjøres ved å gi friksjonsvinkelen for glideplanet et tillegg ϕ_r som er den midlere vinkel mellom undulasjonene og glideplanet. Følgelig vil den effektive friksjonsvinkel for en ru flate være gitt ved

$$\phi_a = \phi + \phi_r \qquad (4)$$

Har en i glideplanet et vanntrykk lik u, målt eller antatt, vil dette føre til at normalspenningen blir redusert til $(\sigma - u)$. Således vil ligningen for glideplanets skjærfasthet komme til å bli :

$$\tau = c + (\sigma - u)\tan(\phi + \phi_r) \qquad (5)$$

En bredere diskusjon av glideplanets mekaniske egenskaper og spesielt oppsprekningens innflytelse på stabiliteten er gitt av bl.a. TERZAGHI (1962) og JENNINGS og ROBERTSON (1969).

Skråningsmodellen

Det er tidligere henvist til erfaringer som viser at det er svakhetssoner i fjellet som forårsaker langt de fleste ras her i landet. Videre er det en ingeniørgeologisk erfaring at svakhetssoner såsom slepper og knusningssoner ofte har god planhet, spesielt gjelder det de relativt steiltstående soner, SELMER-OLSEN (1966, p. 365) og BROCH (1970). En skråning eller et fjellparti kan selvsagt rase ut langs en kombinasjon av flere svakhetssoner. Ofte vil imidlertid en skråliggende sone ha avgjørende innflytelse på stabiliteten, eventuelt kombinert med en steiltstående oppsprekningsretning eller en såkalt tensjonssprekk - en åpen nær vertikal sprekk som i et dagbrudd vil kunne være et resultat av reduksjon i det sideveis trykk.

Som et eksempel på hvordan dimensjoneringsdiagram kan lages og kan være til god nytte ved hurtig overslagsvurdering av en skråningsstabilitet, skal det presenteres et slikt diagram som nettopp kan benyttes ved den ovenfor beskrevne situasjon. HOEK (1970) viser ytterligere detaljer om bakgrunnen for fremstillingen av dette dimensjoneringsdiagram og også diagram som dekker andre situasjoner. Det presiseres at slike dimensjoneringsdiagram selvsagt har sin begrensede nøyaktighet og gyldighet, og at en i situasjoner hvor sikkerhetsfaktoren finnes meget lav eller hvor et ras ville få spesielt alvorlige konsekvenser, bør gå til mer omfattende beregninger. Slike omfattende regnemodeller er beskrevet bl.a. av MORGENSTERN og PRICE (1965), WITTKE (1965), JOHN (1968) og LONDE, VIGIER og VORMERINGER (1969).

Figur 6 viser skjematisk den situasjon dimensjoneringsdiagrammet er utarbeidet for. Under figuren er satt opp en liste over de antakelser og begrensninger som har vært nødvendig å gjøre. Dersom listen skulle synes lang og således virke reduserende på verdien av det etterfølgende, kan det være verd å nevne at blant alle de mer kompliserte likevektsanalysemetoder som eksisterer idag, vil en finne at flere av disse punkter er med.

Fremstillingen av dimensjoneringsdiagrammet

Den måten Hoek har kommet frem til sitt diagram på, demonstreres lettest gjennom et enkelt eksempel. Sikkerhetsfaktoren for den skråning som er vist i figur 7 vil være:

$$F = \frac{c\,A + W\cos\beta\,\mathrm{tg}\phi}{W\sin\beta} = \frac{c\,A}{W\sin\beta} = \frac{\mathrm{tg}\,\phi}{\mathrm{tg}\,\beta} \qquad (6)$$

Av geometrien fremgår at denne ligning kan omskrives til

$$F = \frac{2c\sin i}{\gamma H \sin(i-\beta)\sin\beta} + \frac{\mathrm{tg}\,\phi}{\mathrm{tg}\,\beta} \qquad (7)$$

eller

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{2\sin i\cos\phi}{\sin(i-\beta)\,(F\sin\beta\cos\phi - \sin\phi\cos\beta)} \qquad (8)$$

I likevektstilstanden, når F = 1, blir

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{2\sin i\cos\phi}{\sin(i-\beta)\sin(\beta-\phi)} \qquad (9)$$

En viktig egenskap ved den siste ligning er at den er dimensjonsløs. Fullstendig løsning av denne ligning for de enkelte vinkler vil kreve flere sett diagrammer. Er en imidlertid villig til å akseptere tilnærmet riktige svar, skulle det være mulig å kombinere vinklene i, β og ϕ til en ideell funksjon som når den plottes mot $\gamma H/c$ forenkler forholdet til én kurve. Gjennom forsøk med mange kombinasjoner av vinklene, er resultatet blitt at den mest ideelle funksjon - kalt skråningsvinkelfunksjonen X - synes å være

$$X = 2\sqrt{(i-\beta)(\beta-\phi)} \qquad (10)$$

Figur 8 viser at verdier av denne funksjon faller bemerkelsesverdig nær en enkelt kurve når de plottes mot verdier av $\gamma H/c$. Det er med denne kurven som grunnlag at dimensjoneringsdiagrammet så settes opp, slik at dersom en har en verdi av X, kan en verdi av skråningshøydefunksjonen $Y = H/c$ finnes, eller omvendt. For å få en rasjonell løsning av X, må $i > \beta > \phi$.

Både X og Y har dimensjonsløse grupper. JANBU (1954) har vist at slike dimensjonsløse grupper kan modifiseres til å inkludere innflytelse av tensjonssprekker og grunnvann, forutsatt at gruppene forblir dimensjonsløse. Under henvisning til figur 6 kan derfor skråningens sikkerhetsfaktor uttrykkes som en funksjon av følgende dimensjonsløse parametre:

$$F = f(\frac{\gamma H}{c},\ i,\ \beta, \phi\ ,\ \frac{Z_0}{H},\ \frac{H_w}{H}) \qquad (11)$$

Fullstendig løsning av denne ligning for tilfellet med skråning hvor grunnvannspeilet er horisontalt og tensjonssprekken vannfylt er vist av HOEK (1970). Et stort antall varierte prøveberegninger har vist at tensjonssprekken har en neglisjerbar innflytelse på friksjonskomponenten i sikkerhetsfaktoren, mens variasjoner i grunnvannsnivået har ubetydelig innflytelse på kohesjonskomponenten. Følgelig har det vist seg nulig å gruppere parametrene i ligning (11) i to deimensjonsløse grupper, X og Y. Uttrykk for disse funksjoner for forskjellige situasjoner er gitt i tabellen i figur 9. Selve dimensjoneringsdiagrammet er vist i figur 10.

Eksempler på bruk av dimensjoneringsdiagrammet

Eksempel 1

En skråning med horisontalt grunnvannsspeil og tørr tensjonssprekk. I dette tilfelle vil skråningsvinkelfunksjon X være gitt ved uttrykket i rute E, mens skråningshøydefunksjonen Y er gitt ved uttrykket i rute D i tabellen i figur 9. Dimensjoner og nødvendige parametre er som følger:

$H = 60$ m, $\gamma = 2660$ kg/m^3, $c = 4000$ kg/m^2, $Z_o = 15$ m

$H_w = 30$ m, $i = 40^o$, $\beta = 30^o$ $\phi = 30^o$

$$X = 2\sqrt{(40 - 30)(30 - 30(1 - 0{,}5(30/60)^2))} = 12{,}25$$

$$Y = (1 + \frac{15}{60})2660 \times 60/4000 = 50.$$

Fra dimensjoneringsdiagrammet får en så at sikkerhetsfaktoren F er ca. 1,25. En fullstendig nøyaktig beregning for denne situasjon etter prinsipp som skissert i ligning (2) gir en sikkerhetsfaktor på 1,18. Denne differansen tilsvarer ca. 4,5 m eller ca. 2° i forskjell på henholdsvis høyden og vinkelen for to skråninger av denne type. Et stort antall kontrollberegninger har vist at en feil av denne størrelsesorden er typisk for metoden.

Eksempel 2

En 16 m høy benk i et dagbrudd er planlagt utsprengt med skråningsvinkel 80°. Bergartens skifrighetsplan har et fall på 50° inn i fjellet, noe som normalt indikerer en trygg skråning. Imidlertid har en i nærliggende skråninger observert tensjonssprekker i en avstand av 7 m fra topp av skråning. Disse er målt til å være 4 m dype. En frykter for at dersom disse tensjonssprekker blir fyllt med vann ved et kraftig regnvær, vil det kunne dannes et trappeformet glideplan på de sekundære sprekker i bergarten slik som vist på figur 11. De sekundære sprekker står normalt på skifrighetsplanet og har således en fallvinkel på 40°. Vinkelen for det antatte glideplan blir 50°, hvilket gir en ruhetsvinkel $\phi_r = 50^o - 40^o = 10^o$. Et stykke bakenfor skråningen er grunnvannsspeilets nivå målt til 8 m over sålen av benken. På grunn av skifrighetens fall inn fra skråningen antar en at grunnvannsspeilet vil kunne være horisontalt helt frem til skråningsoverflaten.

Undersøkelser i laboratoriet viser at bergartens romvekt, $\gamma = 2750$ kg/m^3 og at de sekundære sprekker har en friksjonsvinkel, $\phi = 30^o$ og en kohesjonsverdi, $c = 5500$ kg/m^3.

Den aktive friksjonsvinkel ϕ_a, som er summen av ϕ og ϕ_r blir således 40°.

Skråningsvinkelfunksjonen X for denne situasjon finnes i rute E i tabellen, figur 9.

$$X = 2\sqrt{(i - \beta)(\beta - \phi_a(1 - 0{,}5(H_w/H)^2)}$$

$$= 2\sqrt{(80 - 50)(50 - 40(1 - 0{,}5(8/16)^2)} = 42{,}4$$

Skråningshøydefunksjonen Y finnes for tilfellet med tørr tensjonssprekk i rute D og er

$$Y = (1 + Z_o/H)\ \frac{\gamma H}{c}$$

$$= (1 + 4/16)\ 2750 \times 16/5500 = 10.$$

Dette gir ifølge dimensjoneringsdiagrammet en sikkerhetsfaktor F på 1,25.

I tilfelle med vannfylt tensjonssprekk finnes Y i rute F og er

$$Y = (1 + 3Z_o/H)\ \gamma H/c$$

$$Y = (1 + 3 \times 4/16)\ 2750 \times 16/5500 = 14.$$

Dette gir en sikkerhetsfaktor på 0,95. Skråningen er altså ikke lenger stabil.

Eksempel 3

Fra Sverige beskriver HALL og HULT (1964) interessante eksempler på stabilitetsproblemer i en hengvegg. Figur 12 viser skissemessig brytningsnivå og glideplansvinkler, β, fra en gruve i Grängesberg. Artikkelen viser utvikling av stabilitetskurver (skråningshøyde mot vinkel) fra en ligning som er identisk med ligning (9). Med utgangspunkt i disse kom en ved tilbakeberegning til at bergmassens mekaniske egenskaper kunne settes til: Romvekt γ = 2750 kg/m^3, kohesjon c = 45.000 kg/m^2 og effektiv friksjonsvinkel, ϕ_a = 25°. På grunnlag av disse data og ved å bruke dimen-

sjoneringsdiagrammet er det i figur 13 vist kurver for ustabil skråning (sikkerhetsfaktor F = 1) og stabil skråning (F = 1,3). Den stiplede trappekurven viser den teoretiske utvikling av skråningen - dvs. hvordan en opprinnelig stabil skråning blir ustabil ettersom brytningen med smme vinkel fortsetter. Den heltrukne trappekurve viser den virkelige utvikling av skråningen. Det er grunn til å tro at korrelasjon mellom de to kurver kunne ha vært enda bedre dersom tensjonssprekker kunne ha vært inkludert i modellen. Artikkelen viser tydelig at slike sprekker oppsto.

Avsluttende bemerkninger

Med den mangfoldighet av faktorer som kan ha innflytelse på stabiliteten av en skråning, med disse faktorers variasjonsmuligheter innen det komplekse materiale som fjell er, og med disse faktorers varierende avhengighet av og innflytelse på hverandre, er den oppgave å lage generelle regnemodeller meget komplisert. Selv om en i en regnemaskinalder kan forutse at slike altomfattende modeller vil komme - forsåvidt ses allerede tydelige spor i den retning - vil det ennå i en tid tremover være behov for å kunne bruke forenklede modeller. Det viktigste forsvar i øyeblikket for slike forenklede modeller, enten de nå er fysiske eller matematiske, er at en idag ikke har sikre nok metoder til å bestemme de fysikalske og mekaniske egenskaper hos fjellet. Det har således liten hensikt å utvikle nøyaktige regnemodeller så lenge det nøyaktig beregnede svar er beheftet med store usikkerheter på grunn av usikkerhet i de data som inngår i beregningen.

Innsatsen i de kommende år bør derfor etter foredragsholderens mening rettes mot de tata som inngår i beregningene. Det synes å være to prinsipielt forskjellige måter å skaffe seg erfaringer om slike data på:

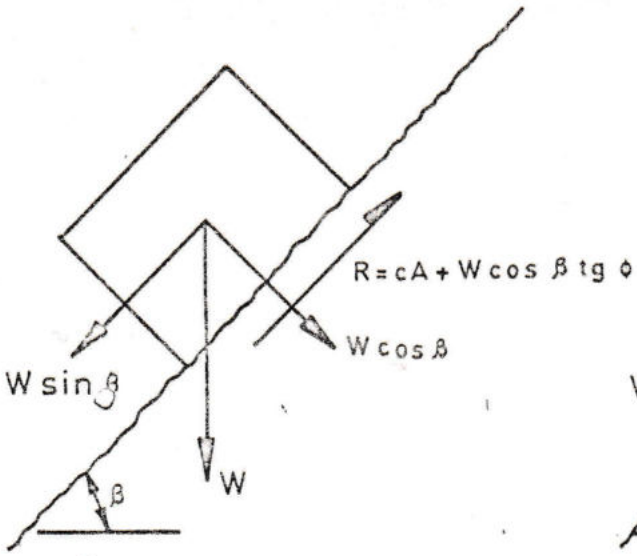
1) Ved undersøkelser i laboratoriet på representative prøver.

2) Ved oppmåling, beskrivelse og tilbakeberegning av ras.

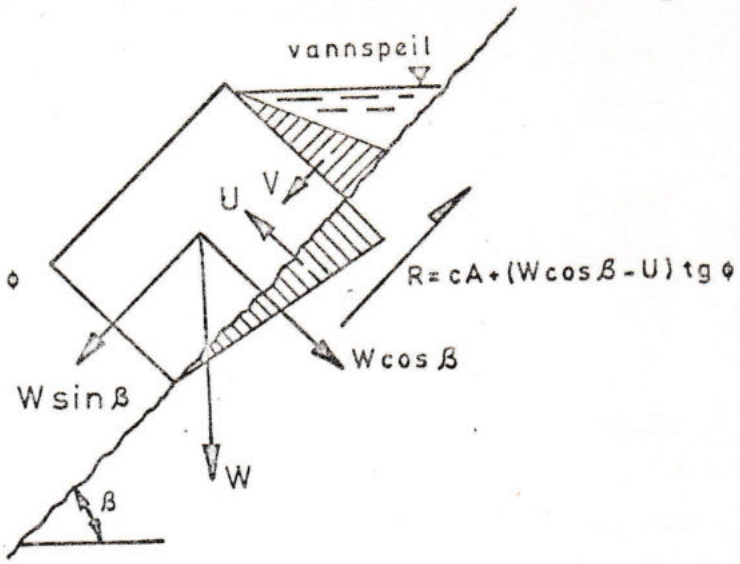
Denne ene av disse metoder utelukker på ingen måte den annen. De bør heller anses for å supplere og kontrollere hverandre. Såvidt foredragsholderen kjenner til, er det ingen laboratorier her i landet som idag har utviklet utstyr og metoder for direkte måling av skjærfasthetsparametre for fjell. Slike metoder vil også bli ganske omfattende og kreve kostbart utstyr.

Det er mulig at det kan være riktigst på det nåværende stadium i første rekke å satse på en mest mulig omfattende beskrivelse og analyse av ras og forsåvidt også en del spesielt steile, ikke utraste skråninger. Dersom slike ras eller skråninger med rimelige antagelser kan passes inn i enkle modeller av en type som her omtalt, vil det kunne bygges opp verdifullt erfaringsmateriale. Våre mange dagbrudd, steinbrudd og store skjæringer vil i så måte være nyttige forskningssteder.

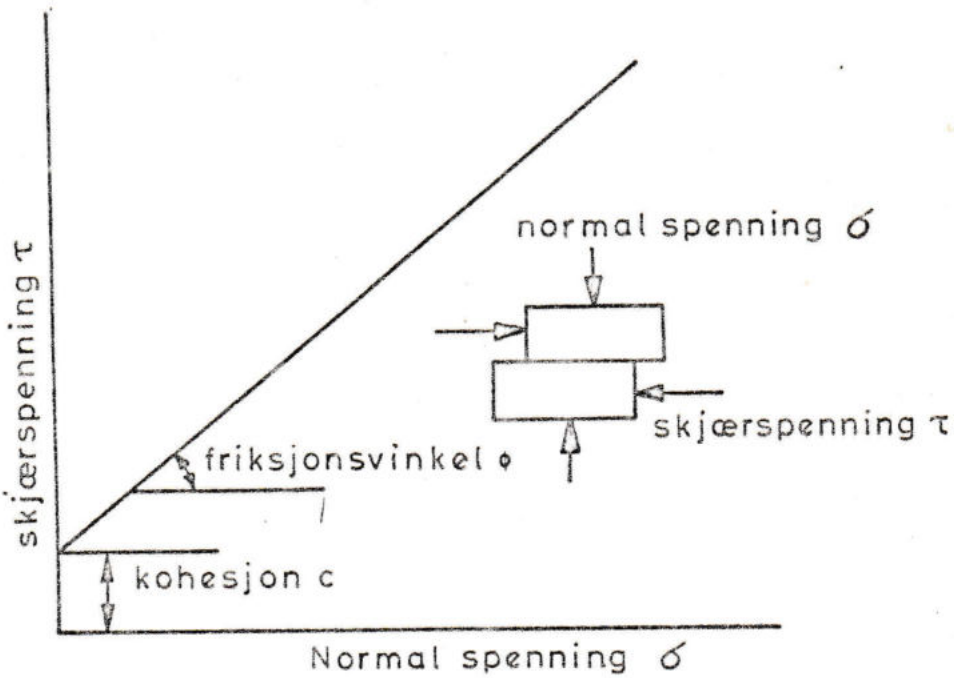
Det er en økende tendens innen gruveindustrien over hele verden til å gå mot brytning i stadig flere og større dagbrudd. Likeledes gjør de stivere traséer for veier det stadig nødvendig med høyere skjæringer. Således har en i de senere år kunnet registrere en økende forskningsinteresse for stabilitet av fjellskråninger. Foredragsholderen er overbevist om at vi her i landet simpelthen på grunn av de geologiske forhold har mye verdifullt stoff på dette område liggende mer eller mindre klart for bearbeiding, og vil avslutningsvis få uttrykke håpet om at også vi vil kunne få organisert en forskning omkring disse vitale og interessante problemer.



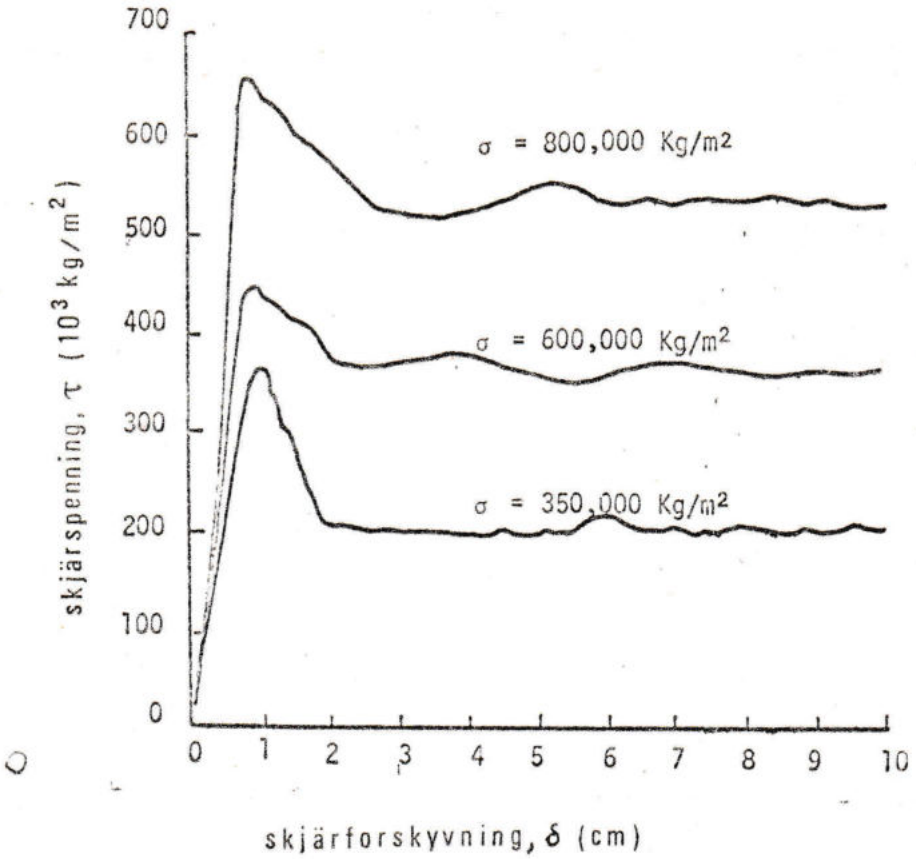
Figur 1 - Krefter på en blokk som hviler på et skråplan.



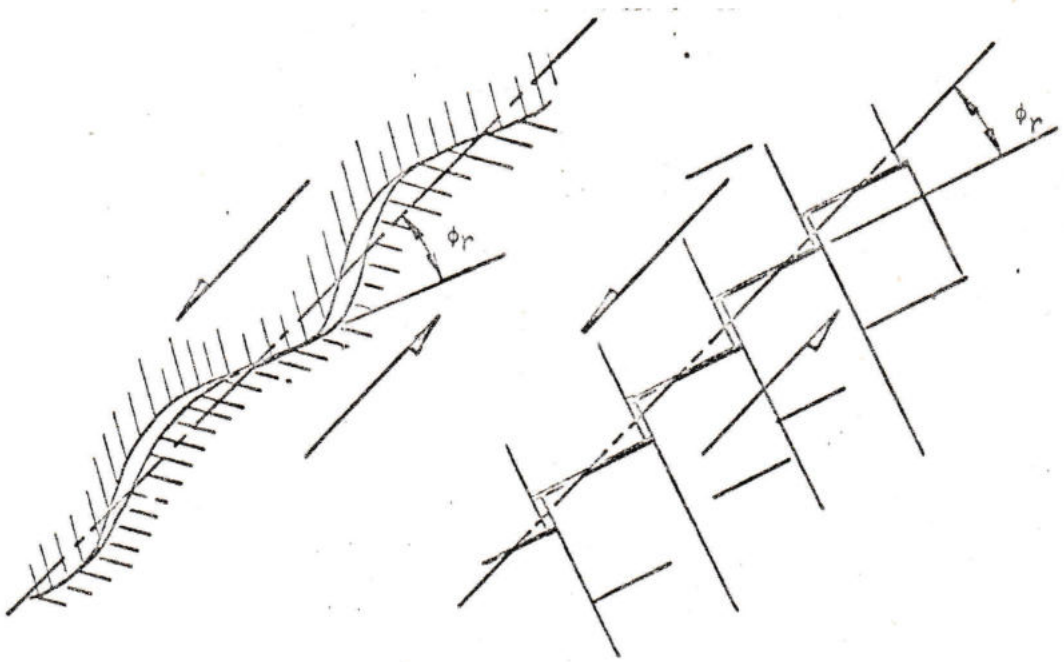
Figur 2 - Krefter på en blokk som hviler på et skråplan med vann over.



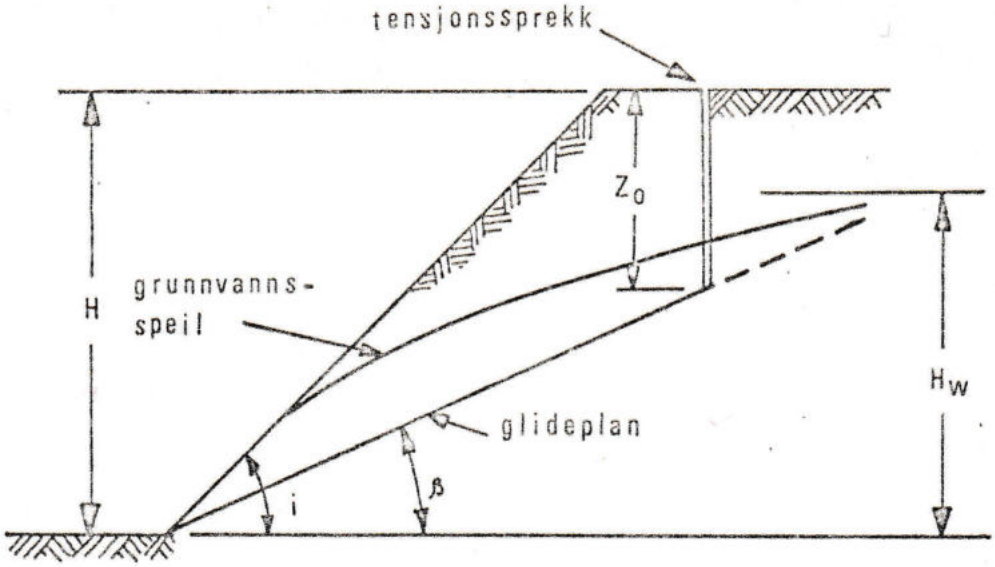
Figur 3 - Bruddkriterium definert ved kohesjon og friksjonsvinkel.



Figur 4 - Resultat av skjærforsök på sprekker i en porfyrbergart. Utfört på 100 tonns skjærboksmaskin ved Imperial College, London.



Figur 5 - Typer av ruhet i glideplanet.



Antakelser og begrensninger.

1. Utglidning langs plane, klart definerte svakhetssoner.

2. Ensartede materialegenskaper gjennom hele skråningen.

3. Ras etter simultant brudd langs hele glideplanet.

4. Lineært bruddkriterium av type som vist i figur med friksjonsvinkel innen området 10° - 40°.

5. To-dimensjonal analyse, dvs. evt. innflytelse av skråningskurvatur er ignorert.

6. Vanntrykk etter en av to følgende grunnvannssituasjoner:
   a) "Normal" drenering, omtrent som vist på figuren.
   b) Horisontalt grunnvannsspeil.

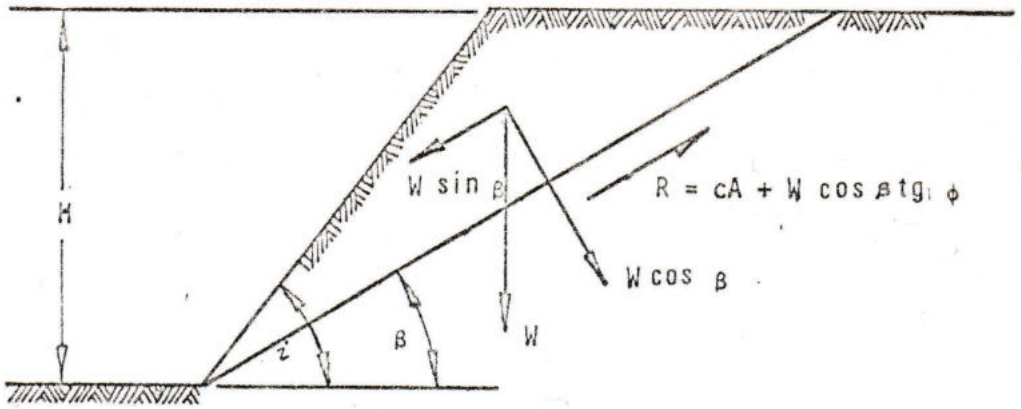
   I begge tilfelle er grunnvannsforholdene antatt å være uforstyrrede i en avstand av 4 ganger skråningshöyden bak foten av skråningen.

7. Både törr og vannfylt tensjonssprekk er inkludert, men ikke progressiv utvikling av sprekken, eller mer enn en sprekk.

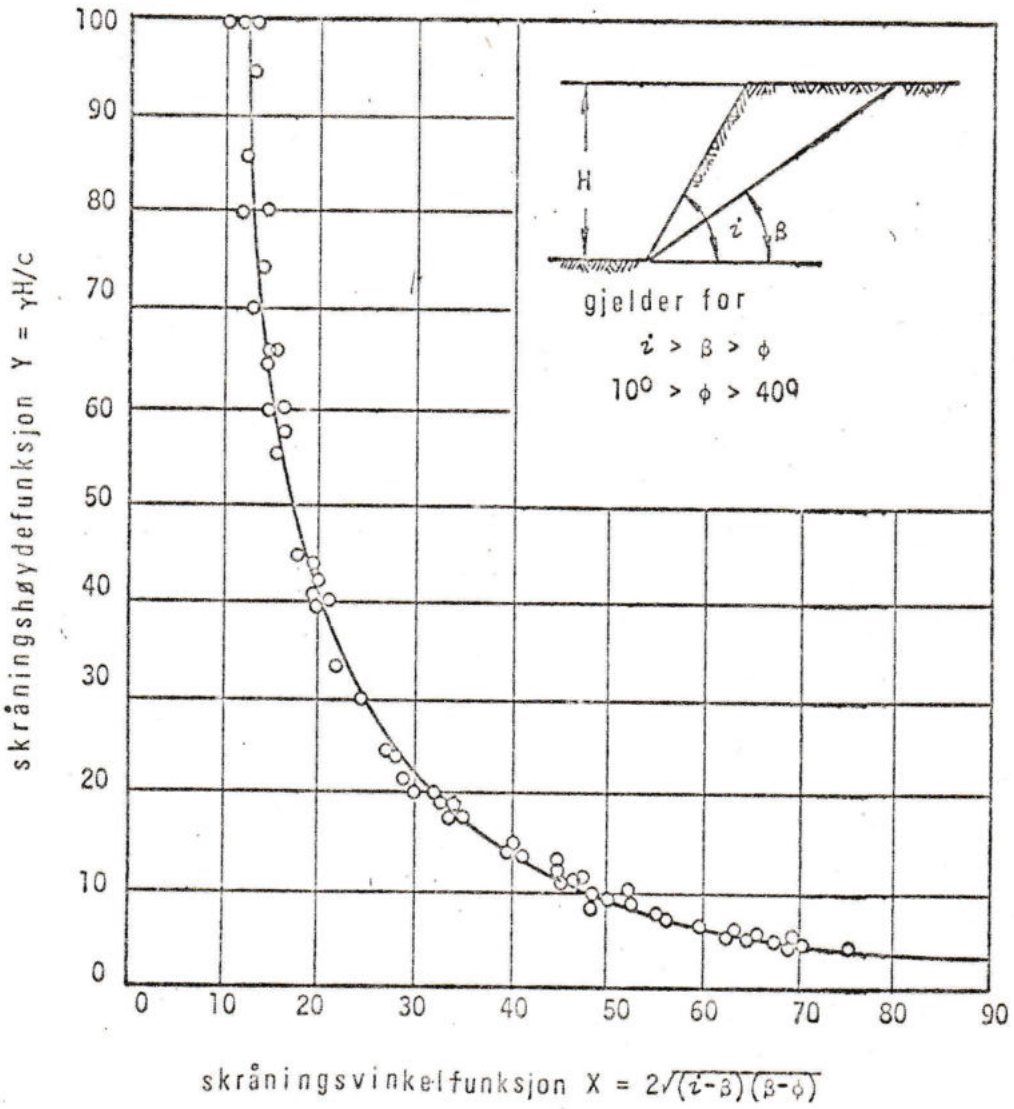
8. Tidsavhengige brudd p.g.a. forvitring eller "creep" er ikke inkludert.

9. Normalt spenningsbilde, dvs. ingen tektoniske ekstraspenninger.

Figur 6 - Skråningsmodell.



Figur 7 - Dimensjoner og krefter i en fjellskråning med potensielt glideplan.

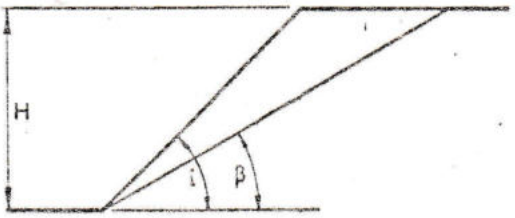


Figur 8 - Forhold mellom skråningshöyde og skråningsvinkelfunksjoner.

Skråningsvinkelfunksjon X

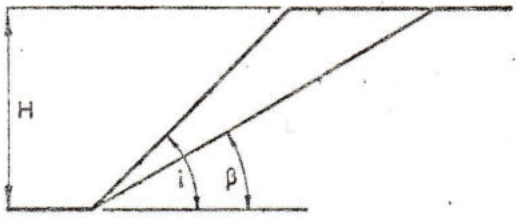
Skråningshøydefunksjon Y

A – tørr skråning



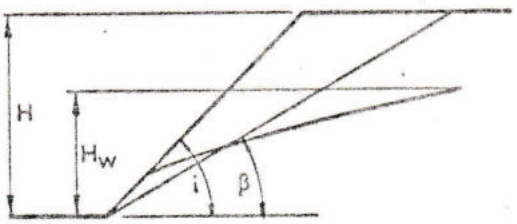
$$X = 2\sqrt{(i-\beta)(\beta-\phi)}$$

B – ingen tensjonssprekk



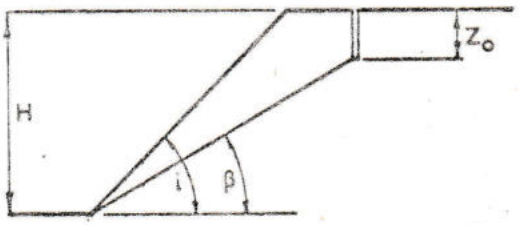
$$Y = \gamma H/c$$

C – normal drenering



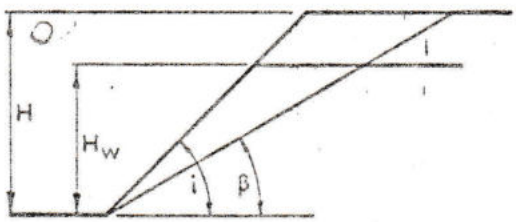
$$X = 2\sqrt{(i-\beta)\left[\beta-\phi\left(1-0{\cdot}1\left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right)\right]}$$

D – tørr tensjonssprekk



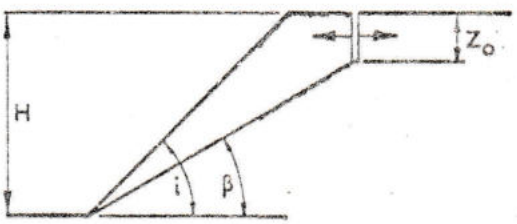
$$Y = \left[1+\frac{Z_o}{H}\right]\frac{\gamma H}{c}$$

E – horisontalt grunnvannspeil



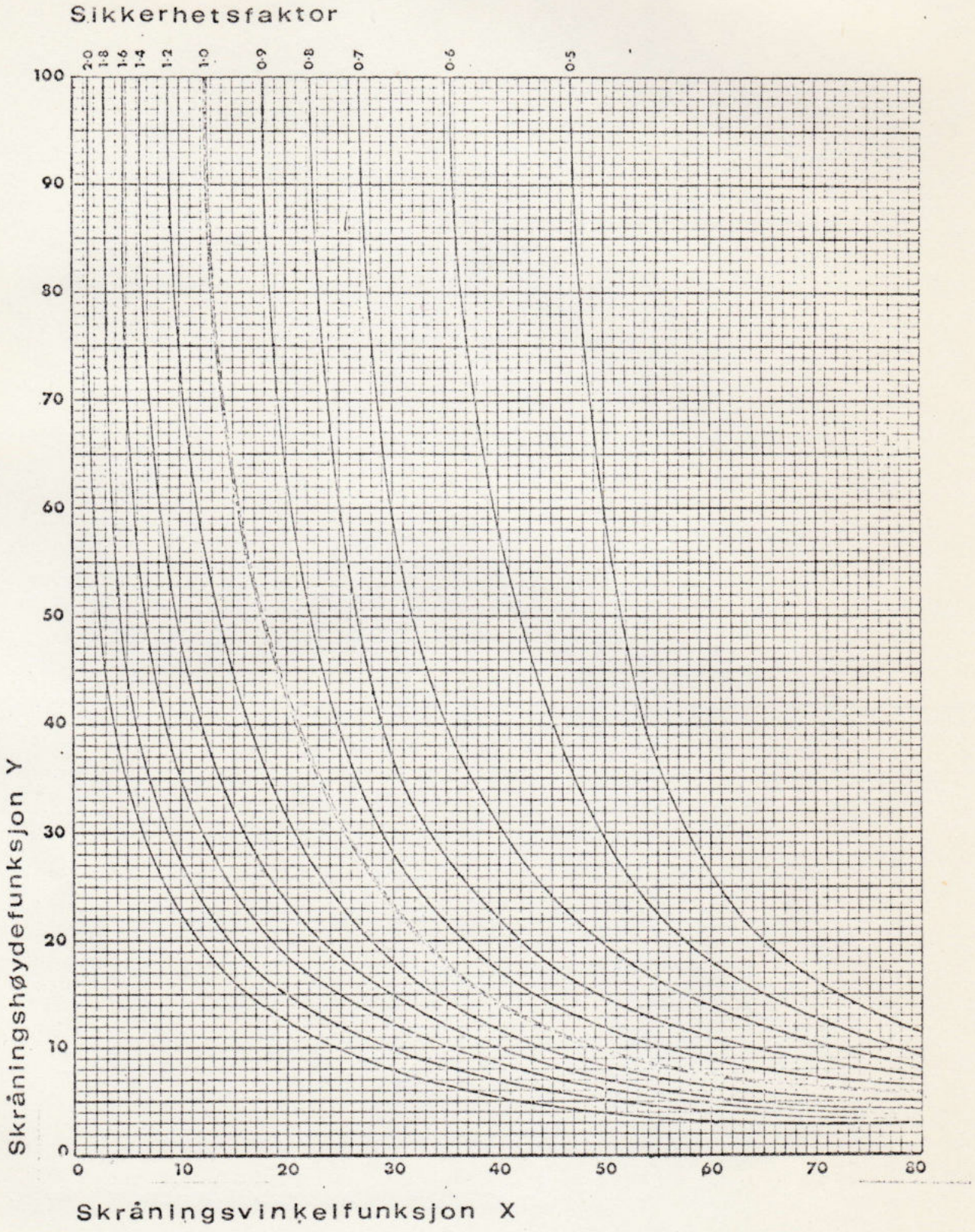
$$X = 2\sqrt{(i-\beta)\left[\beta-\phi\left(1-0{\cdot}5\left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right)\right]}$$

F – vannfylt tensjonssprekk

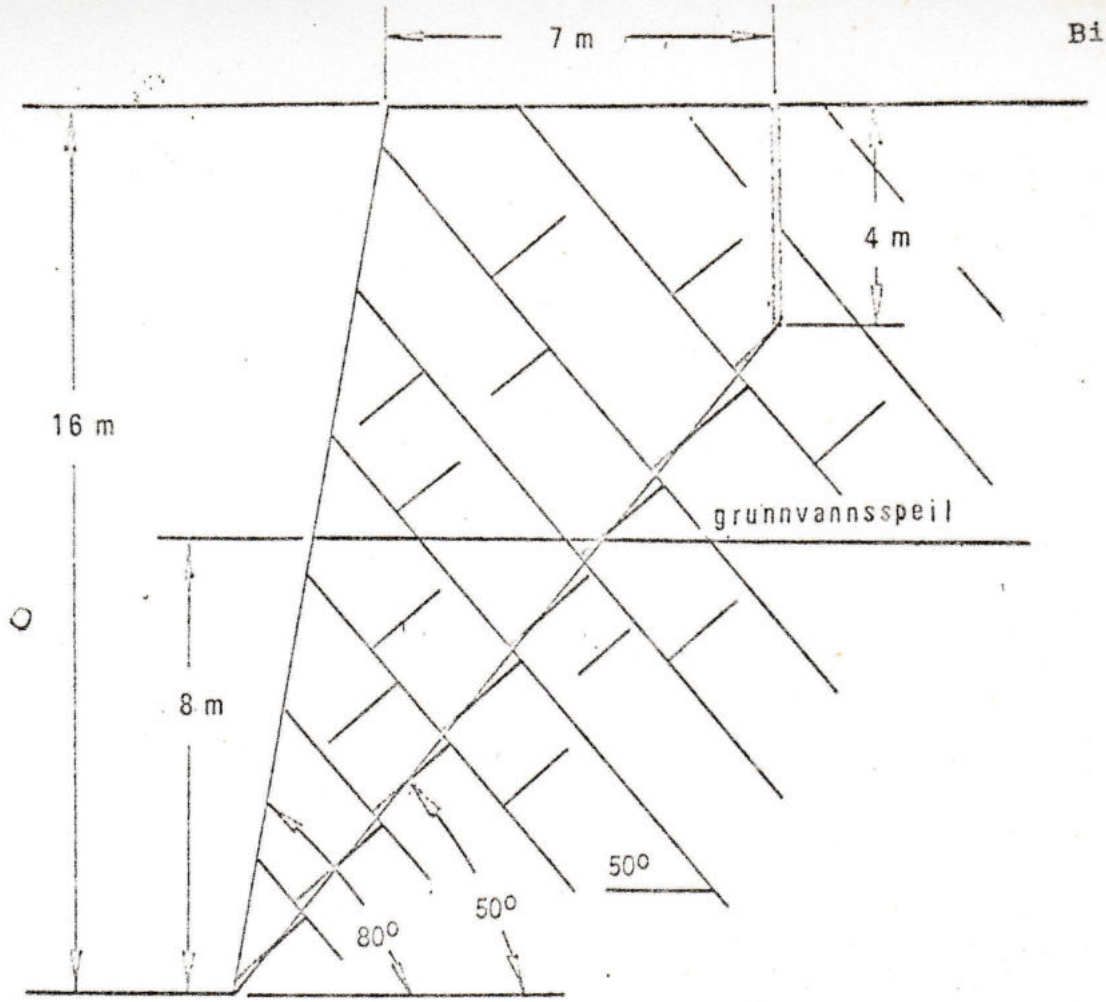


$$Y = \left[1+\frac{3Z_o}{H}\right]\frac{\gamma H}{c}$$

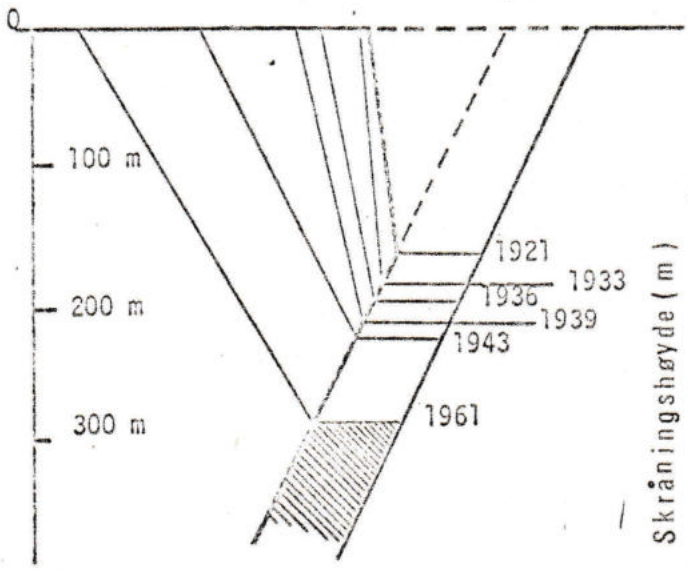
Figur 9 – Tabell til dimensjoneringsdiagram for skråninger.



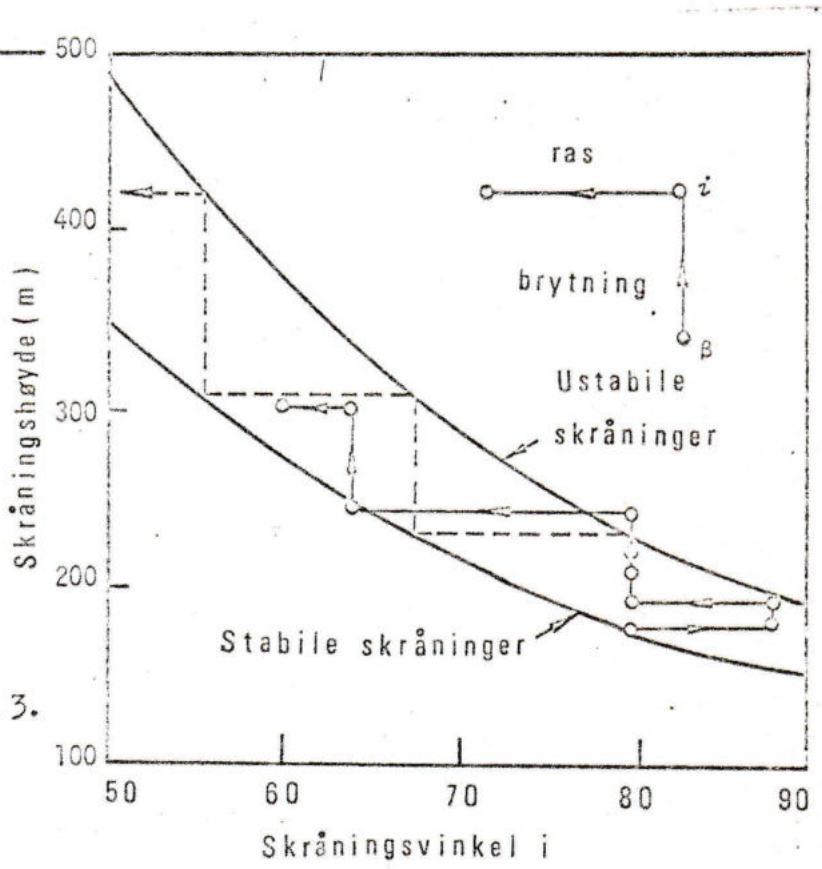
Figur 10 - Dimensjoneringsdiagram for skråninger.



Figur 11 - Skisse til eksempel 2.



Figur 12 - Skisse til eksempel 3.



Figur 13 - Utvikling av skråning.

LITTERATUR.

BJERRUM, L. og JÖRSTAD, F.A., 1968.
Stability of Rock Slopes in Norway.
NGI-publ. nr. 79.

BROCH, E., 1970.
Konstruksjon av knusningssoner.
Notat Geol. Inst., N.T.H.

HALL, B. og HULT, J., 1964.
Släntstabilitet i berg vid gruvbrytning.
Svenska Gruvföreningen, Serie B nr. 72.

HOEK, E., 1970.
Estimating the stability of excavated slopes in open cast mines.
Mining Ind. Trans., Inst. Mining Metall., London, (under trykking).

JANBU, N., 1954.
Stability analysis of slopes with dimensionless parameters.
Harvard Soil Mech. Series No. 46.

JENNINGS, J.E. og ROBERTSON, A. Mac G., 1969.
The stability of slopes cut into natural rock.
VII. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Mexico.

JOHN, K.W., 1968.
Graphical stability analysis of slopes in jointed rock.
J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 94, No. SM2.

LONDE, P., VIGIER, G. og VORMERINGER, R., 1969.
Stability of rock slopes, a three dimensional study.
J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 95, No. SM1.

MORGENSTERN, N.R. og PRICE, V.E., 1965.
The analysis of the stability of general slip surfaces.
Geotechnique, Vol. 15, s. 79 - 93.

PATTON, F.D., 1966.
Multiple modes of shear failure in rock.
1st Congr. Int. Soc. Rock Mech., Lisboa.

SELMER-OLSEN, R., 1966.
Alminnelig geologi og ingeniörgeologi.
Tapir, Trondheim, 409 s.

TERZAGHI, K., 1962.
Stability of steep slopes on hard unweathered rock.
Geotechnique, Vol. 12, No. 2, 1962 (også NGI-publ. nr. 50).

WITTKE, W., 1965.
Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belaster und unbelaster Felsböschungen.
Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. II.

Forövrig henledes oppmerksomheten på, "Bibliography on slope stability", utgitt i august 1970 som Rock Mechanics Research Report No. 11, fra Imperial College, Prince Concort Rd., London S.W.7. Bibliografien inneholder ialt 361 nr. og er delt i 24 avsnitt.