

BeFo

Täta tunnlar lagom **On adequate tightening of** **tunnels**

Sten G A Bergman

Gunnar Nord

Täta tunnlar lagom

On adequate tightening of tunnels

Sten G A Bergman

Gunnar Nord

INNEHÅLL

Sid

SUMMARY

1	BAKGRUND	1
2	PROBLEMSTRUKTURERING	2
2.1	Injekterings plats i arbetscykeln	2
2.2	Lagom täthetskrav	3
3	UTREDNINGSFÖRFARANDE	4
4	ENKÄTRESULTAT	4
4.1	Injekterings plats i arbetscykeln	4
4.1.1	Injekteringsbehov	5
4.1.2	Injekteringskapacitet	6
4.1.3	Sprängningscykel	6
4.1.4	Cyklicitet och tidsfördelning	7
4.1.5	Parameterval	7
4.2	Lagom täthetskrav	7
5	OMSTRUKTURERING AV PROBLEMSTÄLLNING	10
6	ORGANISATIONSMODELLER	14
7	PROBLEM SOM BÖR STUDERAS	16
7.1	Organisationens störningskänslighet och flexibilitet	16
7.2	Bergmassans sprickvolym	17
7.3	Tidsfördröjning injektering-sprängning	18
7.4	Tidsbegränsad injekteringstid	18
8	SLUTSATSER	19
9	SLUTORD	20
	REFERENSER	21
	BILAGOR (APPENDIX)	
A	Projektbeskrivningar	
B	Enkäter	
C	Organisationsmodeller-exempel	
D	Service formula for pregrouting based on water loss measurements	

SUMMARY

A working group initiated by the Swedish Rock Mechanics Foundation (BeFo) in late 1979 proposed two pilot research projects on tunnel grouting, App. A:

- a study of the organizational difficulties to fit the grouting procedure into the other tunnelling work
- proper leakage requirements for tunnels - a comparison of criteria used in tunnels built.

Two questionnaires were sent out to owners, consultants and contractors, App. B. The results are summarized in Tables 4.1 and 4.2. Table 4.1 shows the parameters judged to be essential for the analysis of optimum organization for combined excavation and grouting work. Table 4.2 gives the answers obtained about leakage requirements used.

On the basis of the results obtained the original projects were re-considered, and it was decided that they ought to be treated as one integrated project.

The number of essential parameters involved in the organizational problem is great and their interrelations are badly quantified. It is therefore not possible to find strict solutions for the optimum organization. "Trial-and-error" methods have to be used. The parameters defining the need for grouting are chiefly the pore volume and water content of the rock mass and the maximum leakage stipulated by the owner. At the bidding stage the extent of pregrouting must thus be estimated by the contractor on the basis of the preinvestigations, which are notoriously very inexact as regards hydraulic geology. Fig. 5.1 is an attempt to illustrate qualitatively the inter-relation between rock mass hydraulic character, leakage requirements and degree of difficulty caused by pregrouting.

Limited investigations, reported in App. C, show by examples ways to study "on paper" the performance of various organizations in varying situations. Studies of this type could be computerized. It is suggested

that programs should be developed, which would allow "testing" the flexibility and efficiency of organizations for various types of "disturbances" (machine break-down, water inflow, bad rock etc.).

We conclude that in Sweden we lack wellfounded criteria for deciding appropriate requirements for maximum leakage into tunnels. The best and most logical system hitherto seems to be that used by the Stockholm City Streets and Traffic Administration in their subway tunnelling (5),(6) in order to avoid detrimental groundwater lowering. App. D (in English) gives the deduction of a service formula used by SCSTA for deciding pre-grouting based on water loss measurements.

The report recommends that investigations are started to find out if drilling and blasting vibrations are really as dangerous for fresh grout in fissures as is generally supposed. Tests with limited time for grouting in rock masses with large pore volumes are also suggested.

1. BAKGRUND

Stiftelsen Bergteknisk forskning (BeFo) anordnade 1978-11-21 ett seminarium om temat "Täta tunnlar bättre". Deltagare var ett tjugotal representanter för svenskt undermarksbyggande. Seminariets syfte var att diskutera behov av forskning för att uppnå bättre vattenprognoser och tätningsmetoder vid tunnel- och andra undermarksarbeten i berg. Seminariet har redovisats av Franzén i BeFo-rapport nr 302:1/79 "Täta tunnlar bättre" (1).

Vid seminariet tillsattes en arbetsgrupp med uppgift att utarbeta konkreta projektförslag inom tre prioriterade huvudområden, nämligen:

- Kriterier för optimalt val av täthetskrav.
- Utveckling av tätningsmetodik genom att vid praktisk tunneldrivning pröva den kunskap vi tror oss ha genom att successivt följa upp och utvärdera geologi, injekteringsteknik och tätningsresultat.
- Utveckling av förundersökningsteknik med avseende på vattenfrågan.

Arbetsgruppen bestod av:

Claes Alberts, Stabilator AB

Arne Hellgren, Stockholms Gatukontor

Mats Alestam, Sydvatten

Sten Bjurström, BeFo (ordf)

Tomas Franzén, BeFo

Gunnar Nord, Skånska Cementgjuteriet (sekr).

Arbetsgruppen tog fram fem projekt, vilka presenterades i december 1979 (2) och ansågs böra påbörjas så snart som möjligt. Två av dessa projekt var följande:

- (1) Injekteringens plats i arbetscykeln-studie av de organisatoriska svårigheterna att inordna förinjekteringen i övriga drivningsarbeten.
- (4) Lagom täthetskrav - sammanställning av de kriterier som legat bakom val av täthetskrav vid utförda arbeten.

Författarna till denna rapport åtog sig att genomföra projekten 1 och 4 ovan.

2. PROBLEMSTRUKTURERING

Arbetsgruppen hade till projekten (1) och (4) fogat kortfattade målbeskrivningar, som också innehöll förslag till hur projekten kunde tänkas läggas upp. När vi försökte att strukturera problemen, utgick vi i första omgången från dessa förslag, vilka återfinns i bilaga A.

2.1 Injekteringens plats i arbetscykeln

Vid drivning av tunnlar, där injekteringsarbetet får avsevärd volym - kontinuerligt eller intermittent - uppstår ofta samordningsproblem mellan skilda aktiviteter med stora ekonomiska konsekvenser. Projektets mål är att studera om man kan sänka kostnaderna genom till förutsättningarna bättre anpassade organisationsformer. Man måste då i första hand i tekniska och ekonomiska termer definiera och analysera aktuella problemställningar.

Problemkomplexet innehåller många och ibland svårbedömda variabler. Vår första åtgärd var att bland dessa välja ut ett mindre antal huvudparametrar, som kunde uttryckas i ekonomiska termer, samt till dessa kopplade underparametrar uttryckta i tekniska termer. Vårt val framgår av tabell 2.1.

För varje teknisk underparameter bedömde vi utifrån egna erfarenheter ett rimligt variationsområde.

Eftersom våra egna erfarenheter var begränsade, ansåg vi det nödvändigt att få våra bedömningar granskade, kritiserade och ev kompletterade av andra som i praktiskt byggande mött dessa problem - entreprenörer, konsulter och byggherrar.

2.2 Lagom täthetskrav

Arbetsgruppen hade föreslagit (2) att man genom intervjuer främst med beställare av undermarksprojekt skulle samla in uppgifter om motiv för val av täthetskrav vid olika projekt. Genom att sprida information här- om skulle man kanske kunna underlätta "bästa beslut" i framtida pro- jekt, bilaga A.

Vi bedömde att intervjuarna borde utnyttja även den erfarenhetsmassa, som kunde finnas hos konsulter och entreprenörer. Vidare borde uppnådda resultat i relation till målsättning redovisas. Vi fick då följande huvudfrågor:

- Tekniska och geologiska data
- Övergripande mål, d v s orsak till täthetskrav
- Valt täthetskrav (tekniskt) och motiv för val
- Praktiskt uppnådda resultat
- Uppnåddes övergripande mål?

Tabell 2.1

Huvudparametrar (ekonom. termer)	Underparametrar (tekn. termer)
Injekteringsbehov	Bergmassans sprickvolym och vattenföring Täthetskrav Tunnelarea
Injekteringskapacitet	Borrutrustning Injekteringsutrustning Injekteringsmedel
Sprängningscykel	Salvdjup Salvvolym Antal brytningsfronter per borrarutrustning
Cyklicitet och tidsfördelning	Krav på cyklicitet Antal skift med tillåten injektering

3. UTREDNINGSFÖRFARANDE

I april 1980 utsändes de intervjuformulär, som återfinns i bilaga B. Frågorna baserades på vår problemstrukturering enligt kap 2. Adressaterna framgår av utsändningslistan, bilaga B.

Besvarandet av intervjuformulären tog väsentlig tid och först på hösten 1980 kunde vi överskåda materialet och göra preliminära sammanställningar av resultatet. I vissa fall inhämtades kompletterande upplysningar.

Sedan resultaten översiktligt analyserats utvaldes vissa av dem som besvarat enkäten för muntliga intervjuer, varvid framför allt synpunkter på organisationsfrågor inhämtades och diskuterades.

Vid slutlig analys och resultatutvärdering fann vi att de två delprojekten var så intimt kopplade med varandra, att man borde vinna i klarhet genom att omstrukturera problemställningen (kap 5) och redovisa utredningarna som ett projekt.

Under utredningens gång tycker vi oss ha funnit vissa tekniska restriktioner eller bestämmelser, vilka avsevärt fördyrar injekteringsarbeten men vilkas sakliga underlag förefaller diskutabelt. Likaså finns vissa begrepp och parametersamband, som kan vara värda att studera i rationaliserande syfte. Dessa frågor är av utrednings- eller forskningskarakter och har sammanförts under kap 7.

4. ENKÄTRESULTAT

4.1 Injekteringens plats i arbetscykeln

På denna enkät del, se bilaga B 1, erhöll vi 7 st skriftliga svar, vilka i förekommande fall redovisas under företags- eller myndighetsnamn. Vissa kompletterande uppgifter har erhållits under muntliga intervjuer.

Ingen invändning har framkommit mot vårt val av huvudparametrar enligt tabell 2.1. I fråga om underparametrar och variationsområden har åtskilliga synpunkter framförts - i det följande redovisade under huvudparameter.

4.1.1 Injekteringsbehov

Vi föreslog som första underparameter "Bergmassans sprickvolym och vattenföring", vilka egenskaper i kombination främst synes avgöra om utifrån viss målsättning injektering behövs och i så fall omfånget (behovet) av injektering. Som grovt måttetal föreslogs genomsnittlig cementåtgång kg/m injekteringshål (variationsområde 1-35 kg).

Berggeologiska Undersökningar AB (BERGAB) invänder att det är svårt att med enkla medel bestämma bergmassans sprickvolym och att det föreslagna måttet ej är lämpligt eftersom det bl a blir beroende av injekteringsmedlets inträngningsförmåga. Som alternativ framföres "bergmassans geologiska karaktär och vattenföring" med vattenförlustmätning som mätmetod för typfallsgradering.

BESAB anser bergmassans sprickgeometri väsentlig och vill vidga variationsområdet för cementåtgång till 0-50 kg/m injekteringsborrhål.

Stockholms Gatukontor och Gekonsult anser att vattenförlustmätning bör användas som mätmetod för att karaktärisera bergmassans injekteringsbehov.

Vårt förslag till andra underparameter var "Täthetskrav" med variationsområde 2-20 l/min och 100 m tunnel.

Här framför Televerket och BESAB att man anser den undre gränsen 2 l/min och 100 m vara ett realistiskt lågt värde bl a med hänsyn till praktisk mätnoggrannhet. Gekonsult och BPA anser däremot denna undre gräns användbar.

Gekonsult och BPA anmärker att mer än 10 l/min och 100 m knappast är tät tunnel.

Vår tredje underparameter hade kort fått benämningen "Tunnelarea" med föreslagen variation 7-170 m². Enligt vissa teorier skall i ett fält med konstant vattentryck inläckningen vara oberoende av tunnelns dimension, medan däremot praktisk erfarenhet synes visa att tunnelns storlek är av betydelse. Förslaget "tunnelarea" avsåg att "fånga upp" denna erfarenhet.

Denna parameter anses tydligen viktig. Televerket påpekar att "tunnelbredd (omkrets)" bör spela roll. Stockholms Gatukontor och Skånska Cementgjuteriet (SCG) framför åsikten att "tunnelns omkrets" eller vid flera tunnlar "omkretsen av berörd bergvolym" bör beaktas som parameter. BESAB är inne på samma tankegång med åsikten att tunnelns totala frigjorda bergyta är av betydelse.

4.1.2 Injekteringskapacitet

Den första underparametern "Borrutrustning" har av SCG föreslagits utbytas mot bormeter/skift. Såväl Stockholms Gatukontor som SCG anser att handhållen utrustning bör utgå.

SCG föreslår att underparametern "Injekteringsutrustning" ersätts med injekterad cementmängd per skift (ev injekterade hål per skift).

BESAB anser att flödesmätning bör vara en underparameter.

Stockholms Gatukontor föreslår injekteringsfronter som parameter och SCG anger att vid injekteringsarbete med underentreprenör erfordras minst tre injekteringsfronter per borrarutrustning. Dessa förslag tillgodoses i princip under huvudparametern "Sprängningscykel".

4.1.3 Sprängningscykel

Här påpekar Stockholms Gatukontor och SCG - med rätta - att underparametern "Salvdjup" bör ersättas med förhållandet injekteringsskärmlängd till salvdjup (trumpetlängd: salvdjup).

4.1.4 Cyklicitet och tidsfördelning

Televerket, IVL (Buster Sund) och BPA anser att några krav på cyklicitet ej behöver uppställas.

4.1.5 Parameterväl

De synpunkter, som framkommit vid enkäten och redovisats under 4.1.1-4.1.4, samt ytterligare underlag som erhållits vid muntliga intervjuer har föranlett vissa ändringar i parametertabellen 2.1 respektive bilaga B.1.

Det på basis av enkäten korrigerade parametervälet framgår av tabell 4.1.

4.2 Lagom täthetskrav

På denna enkät del, se bilaga B 2, erhöll vi skriftliga svar från 8 st uppgiftslämnare. Viss överlappning av projekt förekom och slutresultatet var 9 st tunnlar (något fall tunnelkomplex), där svar kunde lämnas på väsentliga delar av ställda frågor.

Resultatet har sammanförts översiktligt i tabell 4.2. Av de 9 tunnelsträckorna finns 6 st med sammanlagd längd ca 47,6 km i Stockholms-trakten och 3 st med sammanlagd längd ca 25,7 km i Göteborgstrakten.

Ur tabell 4.2 kan utläsas bl a

- att målsättningen för injekteringen i samtliga 9 fall har angetts vara att "undvika grundvattensänkning", varav i tre fall kompletterats med "krav på god driftekonomi för färdig tunnel" och i ett fall dessutom "acceptabla drivningsförhållanden",
- att uppställda täthetskrav utgått från risken för grundvattensänkning och
 - i 4 fall varierats längs tunneln mellan 3 och 10 l/min och 100 m på basis av bedömd risknivå
 - i 5 fall hållits konstant på låg nivå
 - i samtliga 9 tunnlar anses kraven ha uppfyllts,

Tabell 4.1

Huvudparametrar (ekon termer)	Underparametrar (tekniska termer)	Variationsområde
Injekteringsbehov	Bergmassans vattenföring och sprickvolym Tunnelns el tunnlarnas totala omkrets i ett tunnelavsnitt Täthetskrav	Vattenförlustmätning 0,1 - 10 l/min, m, MPa 8-100 m 2-20 l/min och 100 m
Injekteringskapacitet	Borrmeter per skift Injekterad mängd per skift Injekteringsmedel	50 - 500 m 500-6000 kg Cement - bentonit - kem
Sprängningscykel	Antal brytningsfronter per borrutrustning Salvvolym Trumpetlängd: salvdjup	1 - 4 15 - 600 m ³ 2 - 5
Cyklicitet och tidsfördelning	Krav på cyklicitet Antal skift med tillåten injektering Tid injektering - sprängning	Nej - Ja 1 - 3 0,5 - 5 tim

- att Göteborgsregionens tunnlar framstår som 5-10 gånger mer injekteringskrävande än Stockholmsregionens mätt i injekterad medelvärdesmängd cement (kg) per tunnelmeter (detta synes inte kunna relateras till bergartssammansättning, tunneltäckning eller grundvattentryck),
- att medelvärden för injekterad cementmängd per meter injekteringshål synes vara större i Stockholms- än i Göteborgsregionen.

Tunnel Uppg.-lämn.	Längd m	Area m ²	Berg- täckn. m	Geologi	Mål *)	Täthets- krav l/min o 100 m	Grund **)	Inj.-mängd kg/m ***)	Sprid- ning	Inj.-mängd kg/m ***)	Sprid- ning	Erhållen in- läckning ***) l/min o 100 m	Målet uppnått?
Årsta-Örby Ledn.-tunnel Televerket	2,632	12,5	8-37	Gnejs, huvudspr- rikt. tunneln	3	Variabelt	1 3	F 34,8 E 35,3 E ₂ 9,8	22-47 35-36 5-19	F 23,6 E ₁ 2,3 E ₂ 37,9	- - -	F 7,8 E 5,2	Ja
Kungsholmstun. El + fjärrvärme Sthlm Energiverk, SCS, Stabilator	3,200 600	20 6	25-50	Gnejsgraniter	1 2 3	1,5 och 10	1 2	-	-	-	-	1-10	Ja
Himmerfjärds- tunneln Avloppst. B Sund, JVL	36,507	4,5-11	10-40	Sedimentgnejs m. pegmatit- o dia- basgångar, gra- nit	2 3	6	1 3	34,8	15-55	11	-	3	Ja
Geneta-Ronna Värmetunnel Gekonsult	200 432	13 8,1	7-35	Grå granatgäder- gnejs	3	3	1 3 4	58,6	4-66	35,4	-	2,1 1,2	Ja
Vackra Vägen Rissne I-bana SCS, Stabilator	1,900	23-50	5-25	Gnejs, granit, grönsten	3	3-10	1 2 3	-	-	-	-	-	Ja
Södermalmt. Multipurpose SCS, Stabilator	2,100	13,5-15	30-50	Stockholms- granit	3	3,5 och 10	2	F 12 E ₁ 3,5 E ₂ 3,5 kem.	- - -	17	-	1	Ja
Teletunnlar i Göteborg Televerket, B Sund, JVL	15,264	12,4-22,3	20-90	Förskiffrad gnejs m. pegmatit- och grönstensgångar	3	6	3	-	-	240	-	4,3	Ja
Göta Älvtunn. Värmeledn. BPA, Bergab	3,500 1,000	24 21	10-130	Granit, gnejs, diabas, pegmatit, mylonit (tension)	3	2	1 2 3	4,2 0,63 ****)	1-121 0,2-35	160 0,63	10-1080 0,1-100	1,6	Ja
Slottsskogen-Möln- dal-Avloppstunnel BPA	5,948	6-14	1-90	Grå gnejs, medel- korn, intermediär	2 3	2	1	20,3	2,5-25	219	11-388	1,7	Ja

*) 1 = Acceptabla drivningsförhållanden
2 = God driftekonomi på färdig anläggning
3 = Undvika grundvattensänkning
4 = Undvika utflöde (t ex försumpning)

**) 1 = Utnyttj. erfarenh. fr. likn. projekt
2 = Utförda beräkningar
3 = Uppsk. av anv. metoders effekt
4 = Annan grund

***) F = Förinjekt.
E₁ = Efterinj. vid drivning
E₂ = Efterinj. efter drivning

****) Natronsilikat

5. OMSTRUKTURERING AV PROBLEMSTÄLLNING

Redan vid sammanställningen och försöken till analys av enkätsvaren började vi bli kritiska till uppläggningsen av undersökningen som två avgränsade projekt. Denna inställning bekräftades vid de muntliga intervjuer, som vi hade förmånen att få göra med civ.ing. Nils Tegner, John Mattson AB, civ.ing. Arne Hellgren och Nils-Erik Bruce, Stockholms Gatukontor, samt med civ.ing. Leif Olsson och ing. P-H Nilsson, Harry Salmén och Anders Thelin, SCG och Stabilator.

De krav som ställs på tunnlar täthet kan i stora drag hänföras till tre orsaker, se bilaga B:2:

- att minska vatteninläckningen till för tunneldrivningen acceptabel maximinivå
- att få god driftekonomi på färdig anläggning
- att i ekonomiskt rimlig omfattning undvika omgivningsskador, t ex grundvattensänkning eller försumpning.

I samtliga fall är fastställande av täthetskraven, som enligt följande tillämpad praxis blir strängare i angiven ordning, tekniskt - ekonomiska optimeringsproblem. Flera krav kan ha aktualitet för samma tunnel men det strängaste kravet blir naturligtvis utslagsgivande för injekteringens omfattning.

Ju strängare krav som ställs, t ex för att undvika grundvattensänkning i tätorter, desto svårare tycks det vara att fastställa relevanta basdata och tekniska samband för optimering. Det torde vara en tämligen adekvat beskrivning av verkligheten att påstå att optimeringsprocessen i sådana fall i dag är ett - i bästa fall - "kvalificerat tyckande".

Men även för tunnlar med mindre stränga täthetskrav tycks någon form av medveten optimering ha varit sällsynt. Enligt Tegner har praxis sedan 1960-talet blivit att i entreprenörens åtagande ingick bortpumpning av 600-1000 l/min och påslag. Detta baserades från början på den

tidens ca 1 km långa tunnelavsnitt och Flygpumpen B 80:s kapacitet vid denna tunnellängd. Vid relativt torra tunnlar har detta varit fullt tillräckligt och "normen" har med tiden fått följa med upp till 3,5 km långa tunnelfronter och mer. Den har samtidigt ibland kommit att uppfattas som ett slags mätetal för acceptabel maximal inläckning och därvid (oriktigt) omtolkats till 60-100 l/min och 100 m.

Vilken maximal vatteninläckning (medeltal) som kan tillåtas med hänsyn till acceptabla drivningsförhållanden, beror på flera faktorer, bl a:

- tunnelns lutning i drivningsriktningen; vid nedåtlutande tunnel och pumpning föreligger större svårigheter och risker än vid uppåtlutande och självdränerande,
- tunnelns bredd; en bred tunnel ger god plats för diken eller pumpledning och en viss vatteninläckning vållar mycket mindre besvär än motsvarande mängd i en smal och trång tunnel,
- bergmassans egenskaper; vid mjuka, vittrade eller leromvandlade bergpartier kan relativt stränga krav behöva ställas av stabilitets- och förstärkningsskäl.

I projekterings- eller anbudsskede med förundersökningsunderlag, som även i bästa fall bristfälligt beskriver verkligheten, blir möjligheterna till reell optimering små. Anbudshandlingar med prismekanismer som tillåter flexibel anpassning till verkligheten bör därför vara till fördel.

De faktorer, som i första hand avgör injekteringsproblemens svårighetsgrad och därmed också val av lämplig organisation, är

- bergmassans vattenföring och sprickvolym; denna faktor kan praktiskt beskrivas som tunnelns vatteninläckning utan injektering (och uppskattas med hjälp av sonderingsborrning, vattenförlustprovning, tillflöden och grundvattennivå),
- uppställda täthetskrav.

Figur 5.1 är ett försök att i ett linjenomogram framställa det princip-samband som råder mellan vatteninläckning utan injektering, täthetskrav

och injekteringens svårighetskrav. I nomogrammet angivna siffror saknar kvantitativt underlag och skall uppfattas som försök att konkretisera storleksordningar.

Det är givet att figur 5.1 är en mycket grov förenkling, som missar många andra viktiga faktorer, t ex tunnelomkrets (jfr tabell 4.1), tunnellutning och bergmassans hållfasthetsegenskaper. Verkan av dessa synes emellertid mest få karaktär av svårighetsförhöjning och således inte inverka på figurens principiella giltighet (skalan för injekteringsproblem kan förändras på sätt som exemplifieras i figur 5.1).

En framställning enligt figur 5.1 kan ge en grov kvalitativ översikt av injekteringsproblematiken. Om vi jämför med parametertabellen 4.1 finner vi att de ingångsparametrar, som redovisats i figur 5.1, alla är underparametrar under huvudparametern Injekteringsbehov. Alla de övriga parametrarna i tabell 4.1 ligger "dolda" i begreppet Injekterings svårighetsgrad.

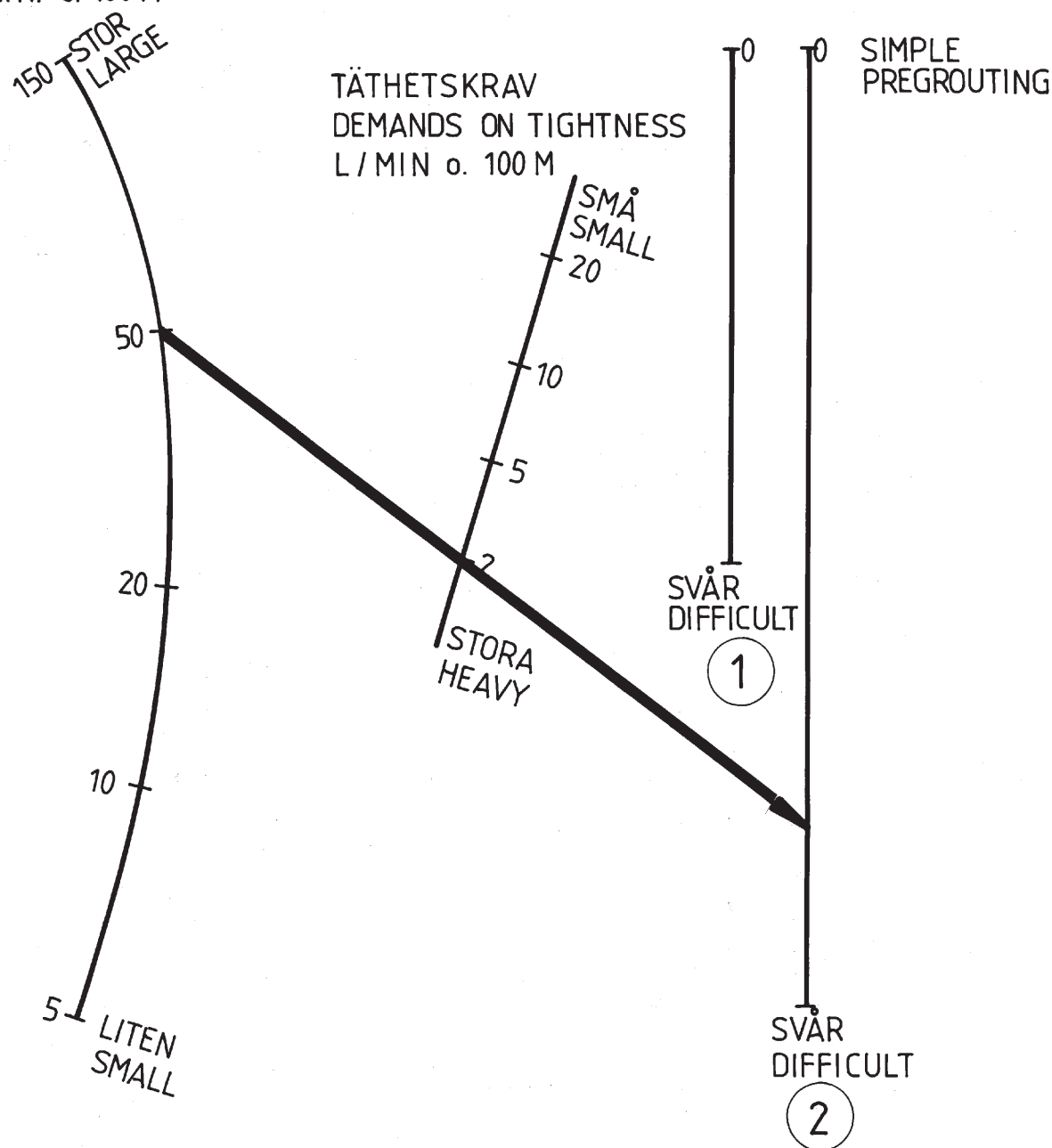
Eftersom sambanden mellan de olika parametrarna endast i ringa utsträckning kan kvantifieras, är det inte möjligt att göra några entydiga analyser ens med begränsat parameterantal.

Man får i stället söka sig fram efter en pragmatisk "trial-and-error"-metod och bygga upp några olika organisationsmodeller, som förväntas kunna fungera i olika situationer. Därefter får man teoretiskt "testa" under vilken eller vilka parametervariationer som de olika modellerna borde kunna fungera väl. Detta arbetssätt används i det följande.

Detta sätt att försöka få "grepp om" ett till synes oformligt problemkomplex har fördelen att vara väl anpassat till den praktiska verklighetens osäkra förutsättningar och därmed följande krav på flexibilitet hos arbetsorganisationen. Under förundersöknings-, projekterings- och anbudsstadierna, där de för anläggningsekonomin mest väsentliga besluten fattas, är det mera regel än undantag att bergmassans geohydrologiska egenskaper, d v s den vänstra ingångsparametern i figur 5.1, är relativt dåligt kända - totalt och kanske framför allt lokalt. Likaså är i regel det geologiska, geohydrologiska och geotek-

UTAN INJEKTERING
INFLOW PRIOR TO GROUTING
L/MIN. o. 100 M

INJEKTERINGS SVÅRIGHETSGRAD
DEGREE OF DIFFICULTY IN
GROUTING



- ① LITEN TUNNEL, OGYNNSAM LUTNING
SMALL TUNNEL, UNFAVOURABLE INCLINATION
- ② BRED TUNNEL, GYNNSAM LUTNING
WIDE TUNNEL, FAVOURABLE INCLINATION

FIG. 5.1. LINJENOMOGRAM ÖVER PRINCIP samband mellan vatteninläckning, täthetskrav och injekteringsproblem. OBSERVERA ATT SIFFRORNA ENDAST AVSER ATT ILLUSTRERA STORLEKSORDNINGAR.

INTERRELATION BETWEEN ORIGINAL INFLOW, DEMANDS ON TIGHTNESS AND GROUTING PROBLEMS IN PRINCIPLE. FIGURES REPRESENT ORDERS OF MAGNITUDE ONLY

niska underlaget för kvalificerad bestämning av täthetskravet då mycket osäkert - särskilt om det gäller att undvika grundvattensänkningar.

För byggaren (entreprenören) gäller det att spela med de tekniska parametrar, som han i större utsträckning behärskar kvantitativt (se tabell 4.1), på ett sådant sätt att han på ett tekniskt-ekonomiskt tillfredsställande sätt kan möta även en väsentligt annorlunda verklighet än den som bedömts sannolik. Här inverkar då också ersättningsformer och andra kontraktuella förhållanden.

Ett sätt som i mer eller mindre systematisk form används av entreprenörer vid anbudsräkning är att pröva vald (ev. alternativa) organisationsmodell(-er) mot olika möjliga "scenarios", som kan utläsas ur anbudshandlingarna. Eftersom anbudstiden oftast är pressad och "konkurrensens princip" enligt spelreglerna bjuder entreprenören att tolka förundersökningsresultaten med vad som skulle kunna kallas "fackmannamässig optimism", så torde dock organisationsmodellen sällan prövas för pessimistiska scenarios. Ur övergripande resursanvändningssynvinkel är detta att beklaga, eftersom det lätt leder till att den valda organisationen inte visar sig vara i erforderlig grad flexibel när det oväntade (osannolika) inträffar. Ofta kan detta då resultera i onödigt stora merkostnader.

6. ORGANISATIONSMODELLER

Den ideala tunneldrivningen i berg är den där inga förstärkningar och framför allt ingen injektering behövs. Behov av injektering medför kostnader inte bara i sig självt utan även i form av bikostnader för sönderbruten eller omöjliggjord drivningsrytm. Ofta kan de senare bli större än själva injekteringskostnaden.

Det är därför naturligt att frågan om injekterings plats i arbetscykeln eller med andra ord den optimala organisationsmodellen är av stort intresse. Tabell 4.1 visar att många parametrar kan ha inflytande på en sådan optimering, och det är då också klart - vilket tidigare påpekats - att det inte finns några entydiga lösningar gäl-

lande för alla fall. Vi har dock funnit att det inte är möjligt att inom projektets ram med rimliga krav på representativitet bygga upp sådana organisationsmodeller, som projektbeskrivningen bilaga A talar om. Sådana modeller fyller något ändamål endast om de dels är representativa, dels på något sätt kan objektivt "testas" i fråga om trolig funktion vid olika typer av "störningar", som kan inträffa i verkligheten.

Vi har därför i blygsam skala genomfört en studie av möjlig metodik att "testa" en föreslagen organisationsmodell. Om man fastlägger förutsättningar enligt tabell 4.1 och har tillgång till rimliga data beträffande olika arbetsoperationers tidsåtgång samt tekniska och administrativa bestämmelser för arbetsplatsen, så kan man relativt enkelt "spela fram" en tunneldrivnings ostörda förlopp på papperet. Bilaga C visar ett exempel på en sådan spelmodell med två olika varianter i fråga om drivningsorganisation och vid en- respektive tvåfrontsdrivning.

En viss möda måste nedläggas på att fastlägga och verklighetsanknyta de "spelregler" som skall gälla beträffande t ex övertidsutnyttjande, beteende i olika valsituationer m m. När detta är gjort, lämpar sig modellen emellertid väl för uppläggning på datoriserat program. Därefter är det ganska lätt att i olika modeller och olika situationer studera hur slumpvisa "störningar" (tunnelras, maskinfel, vatteninbrott, ökad injektering o dyl) kommer att i princip och storleksordningsmässigt influera på drivningen. Olika typer av effektivitetsmått kan naturligtvis också studeras. Svaga punkter i en viss organisationsform bör kunna identifieras för värdering och eventuell åtgärd.

Bilaga C upptar två organisationsvarianter, som numera ofta diskuteras, sk separat respektive integrerad drivning. Med den separerade drivningen avses den traditionella uppdelningen av tunneldrivningen på en bergbrytnings-(losshållnings-)organisation och en organisation för injekterings- och sprutbetongarbeten. Den senare är då ofta en underentreprenör - specialist. Vid integrerad drivning utför tunnelentreprenören alla arbetsmoment med samma personal, som alltså måste ha ett bredare kunnande.

De enkla typexempel, som bilaga C redovisar, är alltför begränsade för att ge underlag för jämförande bedömningar. Detta har inte heller varit avsikten. Exempelen vill bara illustrera möjligheten att med begränsad arbetsinsats seriöst studera olika organisationsvarianters för- och nackdelar (3).

Vid Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte 1982 redovisades - på initiativ från detta projekt - praktiska erfarenheter från injekteringskrävande tunneldrivning med såväl separerad som integrerad drivning (4). Såväl beställare som entreprenörer redovisar resultat och slutsatser, vilka bör kunna vara av värde vid uppbyggande av "teoretiska" modeller typ bilaga C.

7. PROBLEM SOM BÖR STUDERAS

Ett projekt av detta slag blottlägger givetvis en rad av problem, vilkas lösning skulle vara till fördel för rationellt beteende. Vi tar här upp några, som vi anser vara av primärt intresse.

7.1 Organisationers störningskänslighet och flexibilitet

För entreprenörerna borde det vara av intresse att mera systematiskt analysera olika organisationsvarianters för- och nackdelar under olika förhållanden. Enligt vår uppfattning finns det möjlighet att konstruera datorprogram, som skulle medgiva sådan analys för olika val av förutsättningar. Framtagandet av programmet borde vara ett gemensamt entreprenörintresse och därför ett tänkbart BeFo-projekt.

Programmet bör läggas upp så att det medger studium dels av störningskänslighet (flexibilitet), dels av olika former av effektivitetsmått.

I praktisk tillämpning bör ett sådant program rätt utnyttjat kunna bli ett värdefullt konkurrensmedel.

7.2 Bergmassans sprickvolym

Om injektering behövs, d v s berget får vatten, så är bergmassans sprickvolym av primärt intresse, se tabell 4.1. Under byggnadsprocessen försöker man få ett begrepp om sprickvolymen och därmed erforderlig injekteringsinsats framför tunnelfronten genom s k vattenförlustmätning i sonderingsborrhål. Man bedömer sedan, om den hydrauliska konduktivitet, som man härigenom bestämmer, behöver minskas genom förinjektering för att uppnå erforderlig grad av täthet.

Det mest genomtänkta sättet att angripa "täta-tunnlar-lagom" - problematiken har vi mött i Stockholms Gatukontors bergtekniska anvisningar för tunnlar med särskilda täthetskrav (5). Här lämnas detaljerade anvisningar för hur man utifrån uppställt täthetskrav och erhållna värden på vattenförluster i sonderingshål kan bestämma erforderlig injekteringsinsats genom jämförelse med en på teoretiskt-empiriskt underlag beräknad erforderlig konduktivitet i injekteringsskärmen. Det tekniska underlaget för sistnämnda beräkning har tidigare ej publicerats, varför det här redovisas i bilaga D.

Gatukontorets bergtekniska anvisningar (5), som kan betraktas som ett "pilotprojekt", har provats i "fullskala" vid utbyggnaden av Stockholms tunnelbana, grenen Västra Skogen-Rinkeby. Erfarenheterna härifrån är genomgående goda (4) men kommer dock att leda till vissa förändringar i anvisningarnas utformning (6).

De formler, som redovisas i bilaga D för bestämning av det gränsvärde på vattenförlust som kräver injektering vid visst stipulerat maximalt inläckage, baserar sig på flera "ingenjörskbedömningar". Det är därför angeläget att framtida tillämpningar i praktiskt tunnelbyggande kan följas upp genom att resultaten dokumenteras på ett tillfredsställande sätt.

I bilaga D redovisas olika empiriska data som styrker den teoretiska slutsatsen att bergmassans hydrauliska konduktivitet minskar med ökat in-situ-tryck. Resultaten från vår enkät, redovisade i tabell 4.2, visar att Göteborgsregionens tunnlar är mer injekteringskrävande än Stockholms-

regionens. Det kunde vara av stort principiellt intresse att göra in-situ spänningsmätningar i Göteborgsregionen och längre söderut i Väst-Sverige (Bolmentunneln) för att konstatera eventuella skillnader mot Stockholmsregionen.

7.3 Tidsfördröjning injektering - sprängning

I arbetsbeskrivningar förekommer ofta bestämmelsen att borrhning för salva i förinjekterat berg får påbörjas tidigast 5 timmar efter injekteringens avslutande.

Stockholms Gatukontor har i sina bergtekniska anvisningar av 1977 (5) gått ett långt steg längre och medger borrhning på 2 m avstånd från injekterat hål efter 2 timmar vid användande av snabbcement. Denna regel har fungerat utan påtalade negativa kvalitetskonsekvenser och innebär givetvis en fördel från organisationssynpunkt (4). Detta framgår tydligt vid studium av organisationsmodeller enligt typexempel i bilaga C.

Det förefaller inte att finnas några tekniska skäl till så lång väntetid som 5 timmar vid cementinjektering. Man kan förutsätta att injekteringsbruket i sprickorna har nått en betydande grad av sättningsstabilitet redan efter någon halvtimme, sedan trycket upphört. Härtill bidrar då den hoptryckning, som följer i sprickorna vid injekteringstryckets upphörande. Att vibrationer från borrhning eller t o m sprängning skulle få någon negativ inverkan efter denna tid (ca 0,5 tim) är föga sannolikt. Snarare är bruket genom sin ännu ej förlorade stora plasticitet extra ökänsligt för vibrationer ju "yngre" det är.

Vi anser det angeläget att man genomför experimentella studier av injekteringsbruks motståndskraft mot tidiga vibrationer. Kan man minska väntetiderna ned mot 0,5 timmar, så innebär detta enligt intervju-svaren stora arbetsfördelar och därmed lägre kostnader.

7.4 Tidsbegränsad injekteringstid

Förinjektering har tidigare i regel bedrivits så att cementbruket tryckts in i injekteringshålen tills det blivit "stopp". Denna metodik

har ibland medfört långa injekteringstider och stora injekteringsmängder för vissa borrhål. Den tolkningen ligger då nära till hands att man injekterar från tunneln avlägsna partier av bergmassan med ringa eller ingen effekt för tunnelns täthet.

Stockholms Gatukontor har i arbetsbeskrivningen till den senaste utbyggnaden av Järvatunnelbanan maximerat injekteringstiden till 1 timme, om inte speciella förhållanden råder (4). Detta förefaller inte att ha vållat några problem och har enligt intervjuerna med entreprenörfolk varit till fördel arbetstekniskt. Det kan också ha bidragit till lägre cementåtgång än väntat, BRUCE (4).

Vi bedömer denna fråga vara värd särskilt studium. I första hand vore det intressant att få metodiken prövad och uppföljd i bergmassor med större injekteringsbehov än Stockholmsregionens berg.

8. SLUTSATSER

Av det material som redovisas i denna utredning drar vi följande slutsatser:

- a. Injekteringsproblemet "täta tunnlar lagom" är i sin teknisk-ekonomiska helhet beroende av alla de parametrar som förtecknats i tabell 4.1.
- b. Parametrarnas inbördes principiella samspel illustreras i figur 5.1. De parametrar, som definierar injekteringsbehovet och som på anbudsstadiet skall kunna hämtas ur förundersökningen och beställarens krav på täthet, bestämmer injekteringens förutsebara arbetstekniska svårighetsgrad. Entreprenören kan genom olika kombinationer av övriga parametrar försöka optimera sin arbetsteknik och arbetsorganisation för att möta den förutsedda situationen och rimliga avvikelser från denna.
- c. Sambanden mellan de olika parametrarna i tabell 4.1 kan endast i ringa utsträckning kvantifieras. De praktiska optimeringsproblemen måste därför lösas med "trial-and-error"-metod genom att

studera olika organisationsmodellers funktion och störningskänslighet vid antagna injekteringstekniska svårighetsgrader.

- d. Organisationsmodeller kan byggas upp på ett tämligen enkelt sätt, som lämpar sig för uppläggning på dataprogram. Sådana program bör kunna utvecklas, som ger möjlighet att snabbt studera störningskänslighet, flexibilitet och effektivitet.
- e. Det saknas fortfarande i de flesta fall välgrundade kriterier för fastläggande av "lagom täthetskrav". Längst i fråga om utformning av ett logiskt system för täthetskrav mot grundvattensänkning synes Stockholms Gatukontor ha nått i sina bergtekniska anvisningar (5), men även här blir optimeringen i realiteten ett "kvalificerat tyckande" på basis av ofullständiga geologiska och geotekniska kunskaper. Den tankemodell, som Gatukontorets anvisningar bygger på, synes emellertid vara värd att prova i flera sammanhang av framtida beställare.
- f. Vi föreslår att följande problem under en nära framtid tas upp till studier och utveckling (kap 7):
 - Framtagande av dataprogram, som medger analys av olika organisationsformers effektivitet och flexibilitet vid olika arbetsplatser och under olika störningsförhållanden.
 - Uppföljning av de resultat, som kan uppnås genom användning av Stockholms Gatukontors metod att fastlägga injekteringsbehov ((5), bilaga D).
 - Experimentella studier av motståndskraften mot vibrationer hos injekteringsbruk i sprickor vid olika härdningsgrad (ålder).
 - Prov med tidsbegränsad injekteringstid i bergmassor med relativt stort injekteringsbehov.

9. SLUTORD

Vi framför vårt varma tack till alla de personer vid verk, institutioner och företag, som lagt ned möda på att besvara våra enkäter (tabell 4.2) och som intresserat ställt upp för senare intervjuer och diskussioner (kap 5).

REFERENSER

- (1) FRANZÉN, T.: "Täta tunnlar bättre. Seminarium november 1978 om behov av forskning för bättre vattenprognoser och tätningsmetoder", BeFo rapport nr 302:1/79.
- (2) Lägesrapport från arbetsgruppen för täta tunnlar, BeFo dec. 1979.
- (3) BERGMAN, S.G.A. & NORD, G.: "Täta tunnlar lagom", Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte 1982.
- (4) BRUCE, N.-E., HARRYSSON, G. och OHLSSON, L.: "Injektering. Erfarenheter från tunnelarbetena på Järvabanan, delen Västra Skogen-Rinkeby", Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte 1982.
- (5) STOCKHOLMS GATUKONTOR: "Bergtekniska anvisningar vid utsprängning av tunnlar och bergrum med hänsyn till främst bergtäckning och täthetskrav", BeFo Bergmekanikdag 1980, s. 151-153.
och
BRUCE, N.-E., BÄCKSTRÖM, S. and HELLGREN, A.: "Grouting of Tunnels in Order to Avoid Detrimental Groundwater Lowering", Proc. Subsurface Space, Rock Store 80, Vol. 1, pp. 89-95, Pergamon 1980.
- (6) HELLGREN, A.: Personligt meddelande 1982.
och
ITA (International Tunnelling Association) Working Group Research. Report on Water Problems to be published in the Journal "Advances in Tunnelling Technology and Subsurface USE", Pergamon.

(1) Studie av alternativa organisationsformer
 ("Injekterings plats i arbetscykeln")

För den läsekrets som denna sammanfattning är avsedd för är samordningsproblemen mellan tunneldrivning och tunneltätning väl kända. Ju större krav på täthet som ställs desto mer dominerande blir tätningsarbetet över drivningsarbetet, men ändå ligger huvudansvaret hos den som utför drivningen. Frågeställningarna blir då, är den för dagen förhärskande organisationsformen den optimala? Är det rätt folk som utför tunnelarbeten där besvärande vatteninläckning råder? Har vattnet så stor betydelse att det är motiverat med olika organisationsformer vid olika krav på täthet och olika förväntad inläckning?

Forskningsprojektet skall analysera problemställningarna och ur analysen skall man kunna bygga upp 3-4 organisationsmodeller som rent teoretiskt borde ge en ekonomisk och arbetsmiljömässig förbättring. Modellerna skall inte testas i denna studie, däremot skall dessa såväl som analysen publiceras i syfte att väcka debatt. Publiceringen sker lämpligen i någon av våra större svenska byggtidskrifter såsom Byggnadsindustrin eller liknande.

Arbetsinsatsen för hela projektet är bedömt att vara 2-3 månader. Underlag för analysen skall vara faktainsamlande från ett antal projekt (< 10) där väsentliga data från såväl byggare som beställare inhämtas.

(4) Lagom täthetskrav

Under senare år har med rätta en skärpning av tillåtna inläckningsmängder gällt vid många tunneldrivningsprojekt. Tyvärr har man även om ambitionen varit hög ej lyckats få någon klar logik bakom tillåtna värden. En konsekvens av detta är att gränsvärdena många gånger kan förefalla godtyckligt satta. Rädslan för dyra rättegångar har många gånger medfört att tunneldesignern helt enkelt har krävt onödigt täta tunnlar. Å andra sidan kan exempel framtas, där man kanske har krävt för lite. Kraven kan ibland ha dikterats av vad som är möjligt att uppnå med den ena eller den andra metoden.

Målet är att sprida information om orsakerna till val av täthetskrav vid olika projekt. Strävan är alltså att ta tillvara de "sunda principer" som trots allt funnits i bakgrunden i flera fall, och därigenom underlätta bästa beslut i kommande fall.

Projektet är i första hand tänkt att gälla en studie av ett antal projekt där täthetskravet ställs mot miljön och tunnelns funktion.

Uppgiftsinsamlingen är tänkt att ske genom intervjuer främst med beställare av undermarksprojekt. Genom att låta detta projekt löpa parallellt med projekt (1) kan uppgifter insamlas vid samma tillfälle. Det innebär att man bedömer att projektet kan klaras av på 1 manmånad av en väl kvalificerad person.

Överingenjör Arne Hellgren
Stockholms Gatukontor
Fack
104 20 STOCKHOLM

Teknisk direktör Börje Petersson
Stockholms Gatukontor/Egenregibyrån
Bolinders Plan 3
112 24 STOCKHOLM

Överingenjör Rudh Magnusson
Stockholms Gatukontor
Fack
104 20 STOCKHOLM

Ingenjör Mats Alestam
Sydkraft AB
Fack
200 70 MALMÖ

Direktör Lars Lysén
Göteborgs VA-verk
Fack
401 10 GÖTEBORG

Överingenjör Wilhelm von Essen
Televerkets Centralförvaltning/Utv
123 86 FARSTA

Avdeln chef Ulf Ljungberg
Stockholms Energiverk
Tulegatan 13
104 32 STOCKHOLM

Civilingenjör Sven Lund
AB Gekonsult
Kaplansbacken 10
112 24 STOCKHOLM

Direktör Nils Bengtsson
AB Gekonsult
Kaplansbacken 10
112 24 STOCKHOLM

Överingenjör Lennart Gustafsson
Statens Vattenfallsverk
162 87 VÄLLINGBY

Överingenjör Karl-Arthur Scherman
Statens Vattenfallsverk
162 87 VÄLLINGBY

Avdelningsdirektör Nils-Erik Johnsson
Ö E F
Box 7830
103 98 STOCKHOLM

Civilingenjör Lars Lundström
Hagconsult AB
Banérgatan 37
115 22 STOCKHOLM

Fil lic Kai Palmqvist
BERGAB
S:t Pauligatan 33 A
416 60 GÖTEBORG

Geolog Buster Sund
IVL
Box 21060
100 31 STOCKHOLM

Civilingenjör Göran Svensson
VIAK AB
Box 519
162 10 VÄLLINGBY

Ingenjör Bertil Sandell
AB BESAB
Tagenevägen 7
422 47 HISINGS BACKA

Överingenjör Claes Alberts
Stabilator AB
182 25 DANDERYD

Överingenjör Carl Sylvan
Nya Asfalt AB
Postfack
102 20 STOCKHOLM

Överingenjör Kjell Christensson
ABV
112 88 STOCKHOLM

Överingenjör Per Uddenberg
ABV
Fack
171 04 SOLNA

Ingenjör Bo Karlsson
BPA Byggproduktion Anläggning
Fack
400 32 GÖTEBORG

Överingenjör Nils Tegner
John Mattson Byggnads AB
Box 8744
402 75 GÖTEBORG

Civilingenjör P G Uddeborg
AB Skånska Cementgjuteriet
Box 7050
402 31 GÖTEBORG

Civilingenjör Leif Olsson
AB Skånska Cementgjuteriet

Ingenjör P-H Nilsson
Stabilator AB

1980-04-10

Till *(enl. utsändningslista)*

I Stiftelsen Bergteknisk forsknings (BeFo) regi samlades hösten 1978 representanter för undermarksbyggande i Sverige till ett seminarium. Detta seminarium hade rubriken "Täta tunnlar bättre" och syftade till att precisera forskningsbehov för bättre vattenprognoser och tätningsmetoder vid undermarksarbete. Man avslutade med att formulera vissa konkreta projektförslag samt utsåg en arbetsgrupp som skulle driva frågan vidare.

Den arbetsgrupp som utsågs har nu genomfört sitt arbete och har formulerat 5 st forskningsprojekt. Två av dessa projekt har titeln "Organisationsformer vid tunneldrivning med injekteringskrav" resp "Lagom täthetskrav".

Det första projektet är tänkt att vara en analytisk studie av alternativa organisationsformer vid tunneldrivning då man har en omfattande injektering. Syftet är dels att undersöka om man kan påvisa troliga och påtagliga vinster med organisationsförändringar, dels att väcka debatt i ämnet.

Det andra projektet har karaktär av inventering av de krav man hittills har ställt på tillåtna inläckande mängder och vilka motiven för dessa krav har varit. Syftet är att dels få en uppfattning om nu tilläpplad praxis på området (state of the art), dels få en samlad erfarenhetsåterföring som underlag för eventuell analys och till ledning för kommande projekt.

BeFo har uppdragit åt undertecknade att genomföra de beskrivna projekten. Vi har valt att påbörja dessa genom skriftliga intervjuer till olika organisationer, som vi förväntar oss har erfarenheter på området.

Med denna skrivelse följer således ett frågeformulär avseende vardera projektet, bilaga 1 och 2. Vi vore tacksamma om edra synpunkter kunde noteras dels på dessa, dels såsom komplettering till formulären. Kritik av frågeställningarna kommer vi att uppskatta.

Formuläret bilaga 2 gäller för en specificerad anläggning. Om ni har flera anläggningar att redovisa, kan formuläret antingen kopieras i önskvärt antal ex eller flera formulär beställas från Gunnar Nord, Skånska Cementgjuteriet, 182 25 Danderyd, som också svarar på frågor beträffande intervjuformulären, telefon 08-753 80 00.

Sedan svar på intervjuerna erhållits - önskvärt före 15 maj 1980 - är det möjligt att vi önskar få komma tillbaka och muntligen få komplettera våra frågor. Det är därför vi önskar uppgift om kontaktperson inom den svarande organisationen.

Vi tackar på förhand för edert tillmötesgående mot BeFo.

Med vänlig hälsning

Sten G A Bergman
Tekn doktor

Gunnar Nord
Civilingenjör
SveDeFo-SCG

2 bilagor

BeFo INTERVJU

Studie av organisationsformer vid tunneldrivning med injekteringskrav

1. Bakgrund

Det är väl känt för bergbyggare, att samordningsproblem med stora ekonomiska konsekvenser uppstår vid drivning av tunnlar, där injekteringsarbetet får avsevärd volym. Tätningsarbetet kan t o m komma att dominera över drivningen, men enligt nu praktiserade organisationsformer ligger totalansvaret ändå hos den som utför tunneldrivningen.

Arbetsgruppen "Täta tunnlar bättre" inom BeFo har ställt frågan om denna organisationsform i alla lägen ger optimalt resultat. Frågan har av BeFo ansetts motivera en teoretisk analys, vilket denna studie syftar till.

2. Projektbeskrivning

Projektet avser att i tekniska och ekonomiska termer definiera och analysera aktuella problemställningar. Analysen - som av resursskäl måste bli översiktlig - bör kunna leda till några olika organisationsmodeller, vilkas för- och nackdelar under olika förhållanden kvantitativt bedömes.

Resultatet avses publiceras i någon byggtidskrift för att väcka debatt och eventuellt initiera till förnyelse.

3. Erfarenhetsunderlag

En studie av beskrivet slag innehåller många och ibland svårbedömda variabler. Det är nödvändigt att bland dessa välja ut ett antal väsentliga parametrar med tillhörande variationsintervall. Det är viktigt att detta val blir så bra som möjligt.

För att i rimlig grad säkerställa detta vill vi utnyttja den stora erfarenhetsmassa, som finns samlad hos olika organisationer som beställare, konsulter och entreprenörer. Vi presenterar således i följande tabell vårt val av parametrar och variationsområden och ber om Er fackmässiga bedömning av dessa.

I första hand är vi intresserade av svar på följande frågor:

- har vi valt lämpliga parametrar?
- har vi valt lämpliga variationsområden?
- finns det några parametrar - även sådana som ej upptagits här - som av särskilda skäl måste betraktas som i praktiken konstanta ("frysta")?

Huvudparameter (ekonom. termer)	Underparametrar (tekn. termer)	Variationsområde	Alt. parametrar	Alt. variationsområde
Injekteringsbehov	Bergmassans sprickvolym och vattenföring Täthetskrav Tunnelarea	1 - 35 kg cement/m injekteringsborrhål 2 - 20 l/min och 100 m tunnel 7 - 170 m ²		
Injekteringskapacitet	Borrutrustning Injekteringsutrustning Injekteringsmedel	Handhållen - special- aggregat Enhåls till flerhåls- injektering Cement - keminjektering		
Sprängningscykel	Salvdjup Salvvolym Antal brytningsfronter/ borrutrustning	2 - 5 m 15 - 600 m ³ 1 - 4		
Cyklicitet och tidsfördelning	Krav på cyklicitet Antal skift med tillåten injektering	Nej - Ja 1 - 3		

Tabellen ger plats för alternativförslag i fråga om parametrar resp variationsområden. Vid sådana förslag är vi tacksamma för en konkret motivering, gärna med angivet erfarenhetsunderlag.

Sedan svar inkommit på denna enquete kommer föreslagna parametrar och variationsområden att prövas på nytt. Studien avses sedan omfatta i första hand följande grundförutsättningar för arbetsorganisationen.

- a) Tunnelldrivaren har full och allsidig kompetens i fråga om injektering.
- b) Tunnelldrivarens injekteringskompetens behöver "stöttning".
- c) Särskild organisation behöver anlitas för injekteringsarbetena.

Synpunkter även på dessa förutsättningar är välkomna.

Sten G A Bergman

Gunnar Nord

BeFo Intervju om lagom täthetskravMålsättning: Kriterier för optimalt val av täthetskrav

SVARSFORMULÄR

I Data och erfarenheter från utförda anläggningar

Anläggnings namn:

Anläggnings syfte:

Längd: m Tvärsnittsarea B x H: m²

Bergtäckning:

Geologi:

.....

II Övergripande målsättning (=orsak till täthetskrav)

☐

Att få acceptabla drivningsförhållanden

☐

God driftekonomi på färdig anläggning

☐

Undvika grundvattensänkning

☐

Undvika utflöde (t ex försumpning)

III Valt täthetskrav l/min och 100 m tunnel

Varför valdes detta värde?

☐

Utnyttjade erfarenheter från liknande projekt

☐

Utförda beräkningar - I så fall vilka?

.....

.....

☐ Uppskattning av vad som kan uppnås med använda injekteringsmetoder

☐ Annan orsak:

IV De praktiskt uppnådda resultaten.

Injekteringsmängd/m injekteringsborrhål

Medeltal kg/m

Spridning - kg/m
 min max

Injekteringsmängd/m tunnel

Medeltal kg/m

Spridning - kg/m
 min max

Erhållen intäckningsmängd efter injektering

..... l/min och 100 m tunnel

V Anser du att den övergripande målsättningen uppnåddes? *

☐ Ja ☐ Nej

* Övergripande målsättning kan i och för sig ha uppnåtts även om erhållen inläckningsmängd överstigit valt täthetskrav.

VI Kontaktperson inom organisationen (namn, adress, tel. nr)

.....

ORGANISATIONSMODELLER - EXEMPEL

Exemplen uppbyggs kring två olika arbetsorganisationer, nämligen

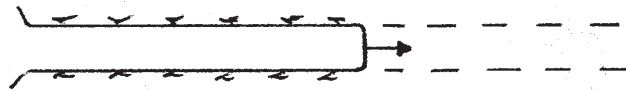
A: Två grupper (2 skift) för bergbrytning (borrning, laddning, sprängning, skrotning, bultförstärkning) +
En grupp för injektering och betongsprutning.

B: Två grupper (2 skift), som integrerat sköter alla ovanstående arbetsmoment.

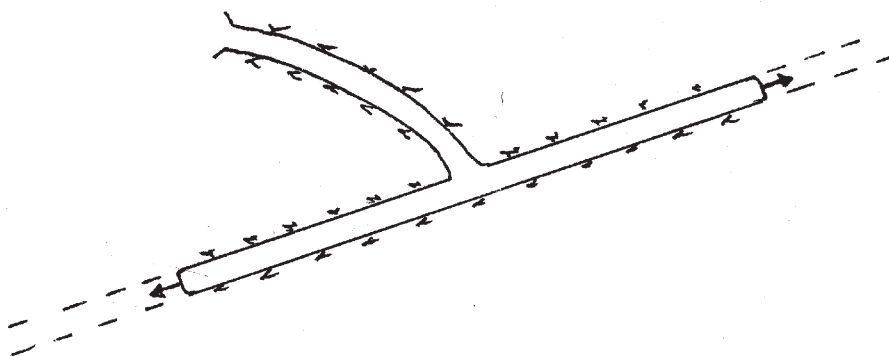
Utlastning antas i båda modellerna ske genom särskild organisation, som ej medräknats i jämförelserna.

Exemplen omfattar två tunnelsituationer, nämligen:

1. Enkelfront



2. Två fronter från gemensam nedfart



De väsentliga parametrarna enligt tabell 4.1 har valts enligt följande:

Injekteringsbehov	Bergmassans vattenförling Tunnelns omkrets Täthetskrav	Inflöde utan injektering 60-100 l/min o 100 m Ca 19 m (Area = 20 m ²) 20 l/min o 100 m
Injekteringskapacitet	Borrmeter per skift Injekterad mängd per skift Injekteringsmedel	480 m vid salvbörning 240 m vid inj.-borrn. max 4000 kg för fall A 3200 kg för fall B Cement
Sprängningscykel	Antal brytningsfronter per borrarutrustning Salvvolym Trumpetlängd: : salvdjup	Fall 1 - 1 front Fall 2 - 2 fronter 66 m ³ (Salvdjup 3,3 m) 5
Cyklicitet och tidsfördelning	Krav på cyklicitet Antal skift med tillåten injektering Tid från injektering till sprängning	Nej 2 + reglerad övertid 5 timmar

Ytterligare förutsättningar är:

Tid för salvbörning + laddning + sprängning + vädring + utlastning + bultning = ett skift = 7,2 timmar.

Tid för injekteringsborrning (medeltal 4 hål per trumpet) = 2,2 tim.

Tid i organisationsform A för injektering av trumpet (medeltal) = 6,7 timmar.

Förstärkningar: Sporadisk bultning

Sprutbetong 5 cm på 40% av taket, varvid 50% vid front, 50% som efterförstärkning. Endast frontförstärkning hindrar övriga arbetsmoment.

Tid för frontförstärkning ca 1 tim/salva.

Tid för efterförstärkning ca 1 tim/salva (ca 6 t/gång).

Effektiv arbetstid per skift om 7,2 tim → 6,5 timmar.

Tillåten övertid $\begin{cases} \text{max 5 tim vid alt. A} \\ " 2,5 " " " B \end{cases}$

I organisationsform B anses injekteringsmomentet ta 25% längre tid än i A beroende på lägre effektivitet (mindre långtgående specialisering).

"Framspelningen" av ostörd drift enligt dessa förutsättningar för alternativen A1 och B1 respektive A2 och B2 kan genomföras på sätt som visas på följande sidor. Använda beteckningar är:

IB = Injekteringsborrning.

I = Injektering av trumpet.

S4 = Borrning, sprängning, bultning och utlastning av salva 4.

F = Frontförstärkning med sprutbetong (schablon).

EF = Efterförstärkning med sprutbetong (schablon).

V = Väntetid efter injektering.

U = Utlastning.

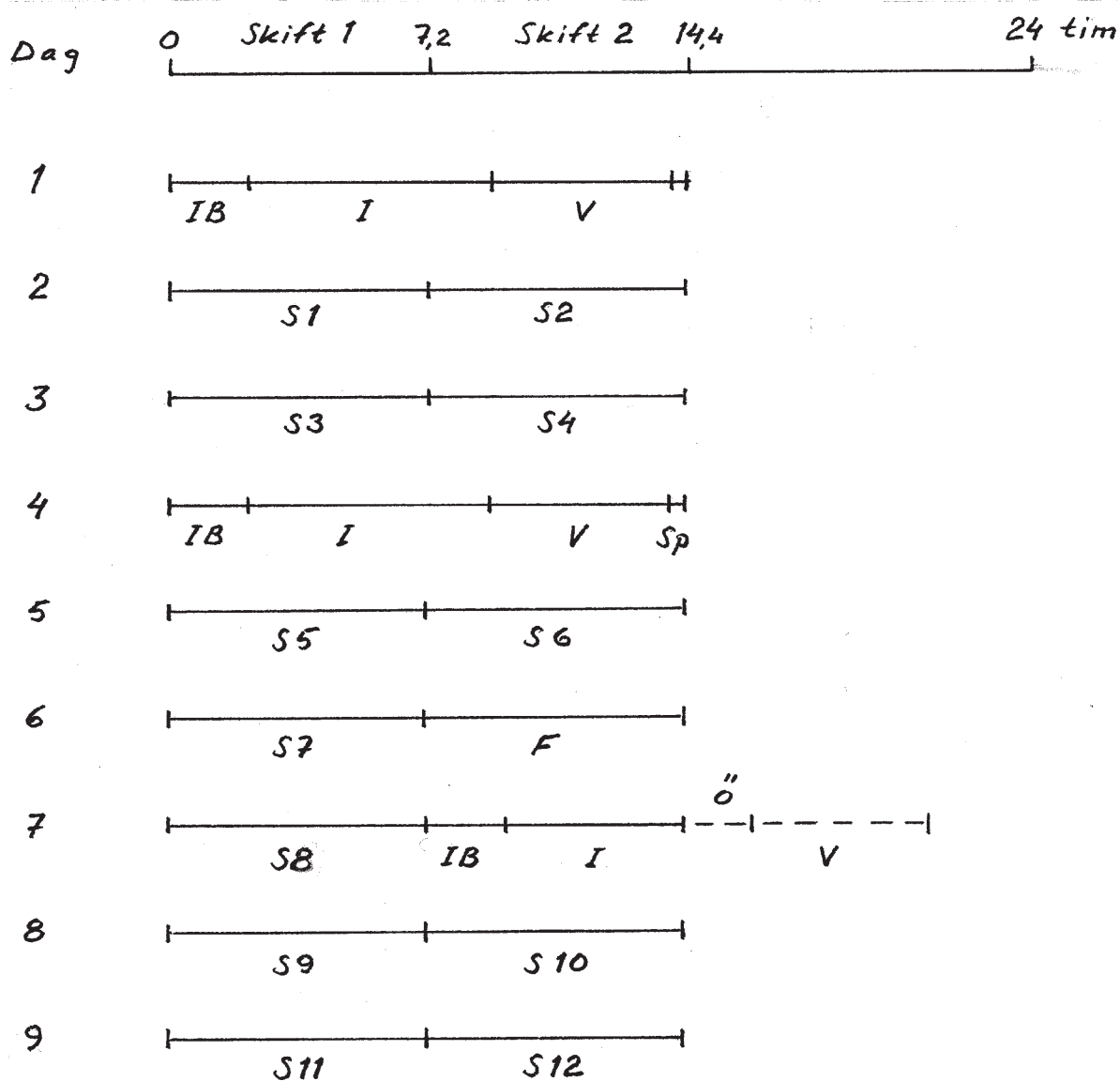
Ö = Övertid.

Sp = Spilltid.

Alt. A1: ENKELFRONT

Bergbrytningsgrupp: 2 st borrh + laddn + sprängn
(2 skift) 1 st skrotn + rep + div

Injekteringsgrupp: 2 st



Full cyklicitet erhålls för en 12-skiftsperiod täckande uttag av 8 salvor. Ett skift för injekteringsgruppens efterförstärkning ligger dessutom "dolt" i spelperioden, d v s en cykel om

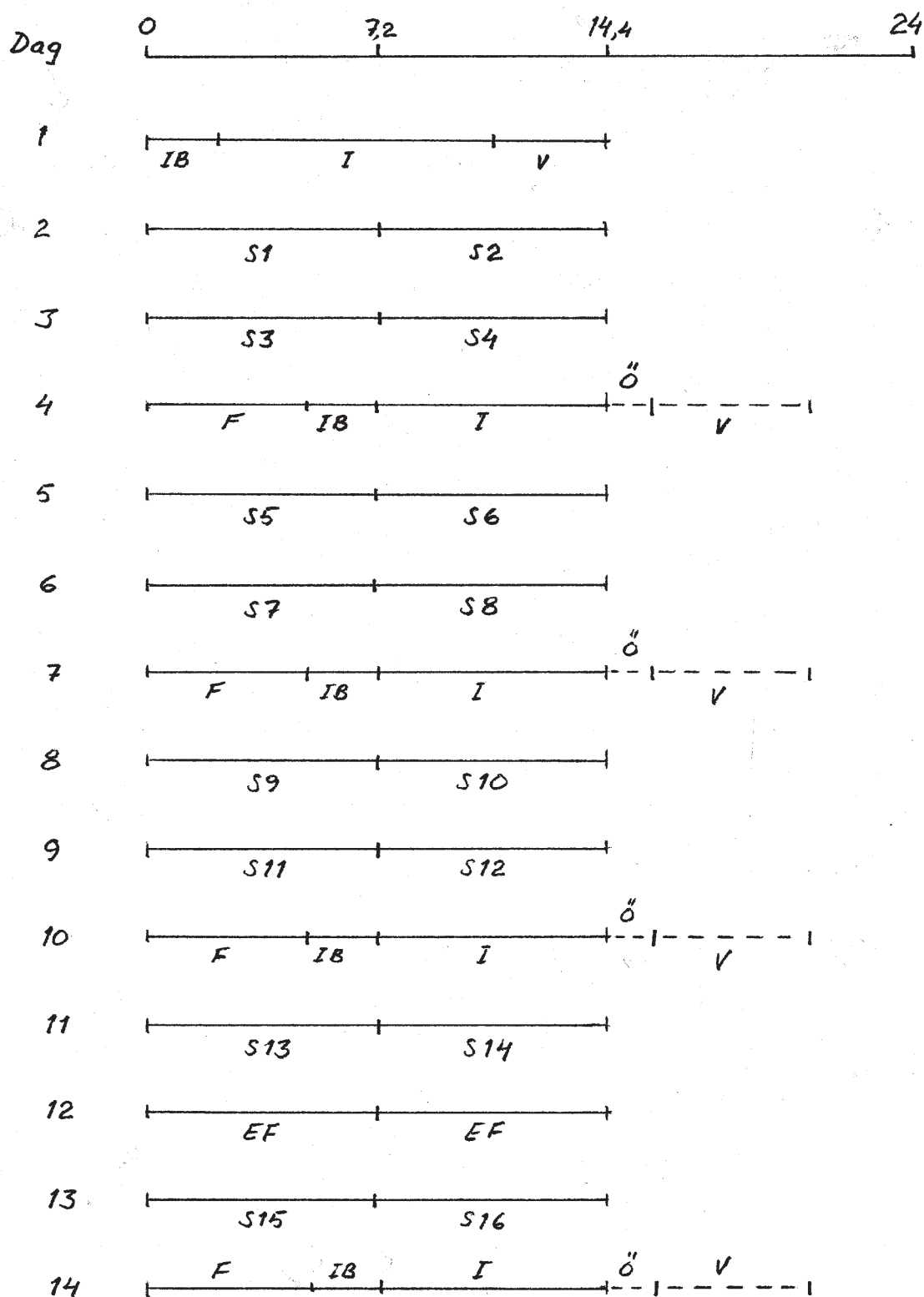
$$8 \text{ salvor} = \left\{ \begin{array}{l} \text{inj.-grupp ca 60 mantim} \\ \text{berg-grupp ca 186 mantim} \end{array} \right\} = 246 \text{ mantimmar}$$

utnyttjade för bergbrytning + injektering + förstärkning.

Sedan cyklicitet uppnåtts blir antalet betalda normala arbetstimmar (inkl spilltid och övertidsersättning) per salva 40,3.

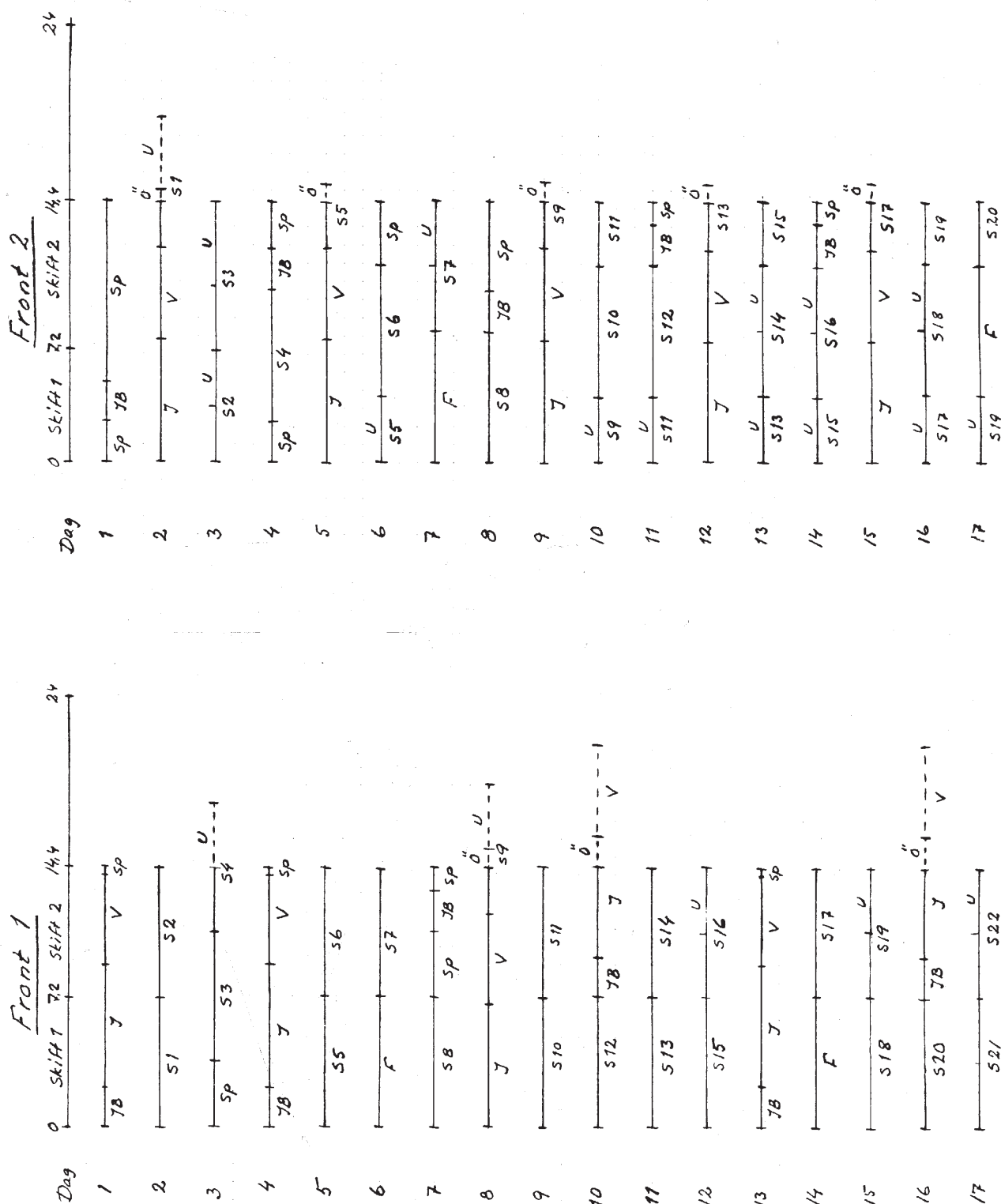
ALT B 1: ENKELFRONT

Integrerad grupp: 3 man (2 skift)



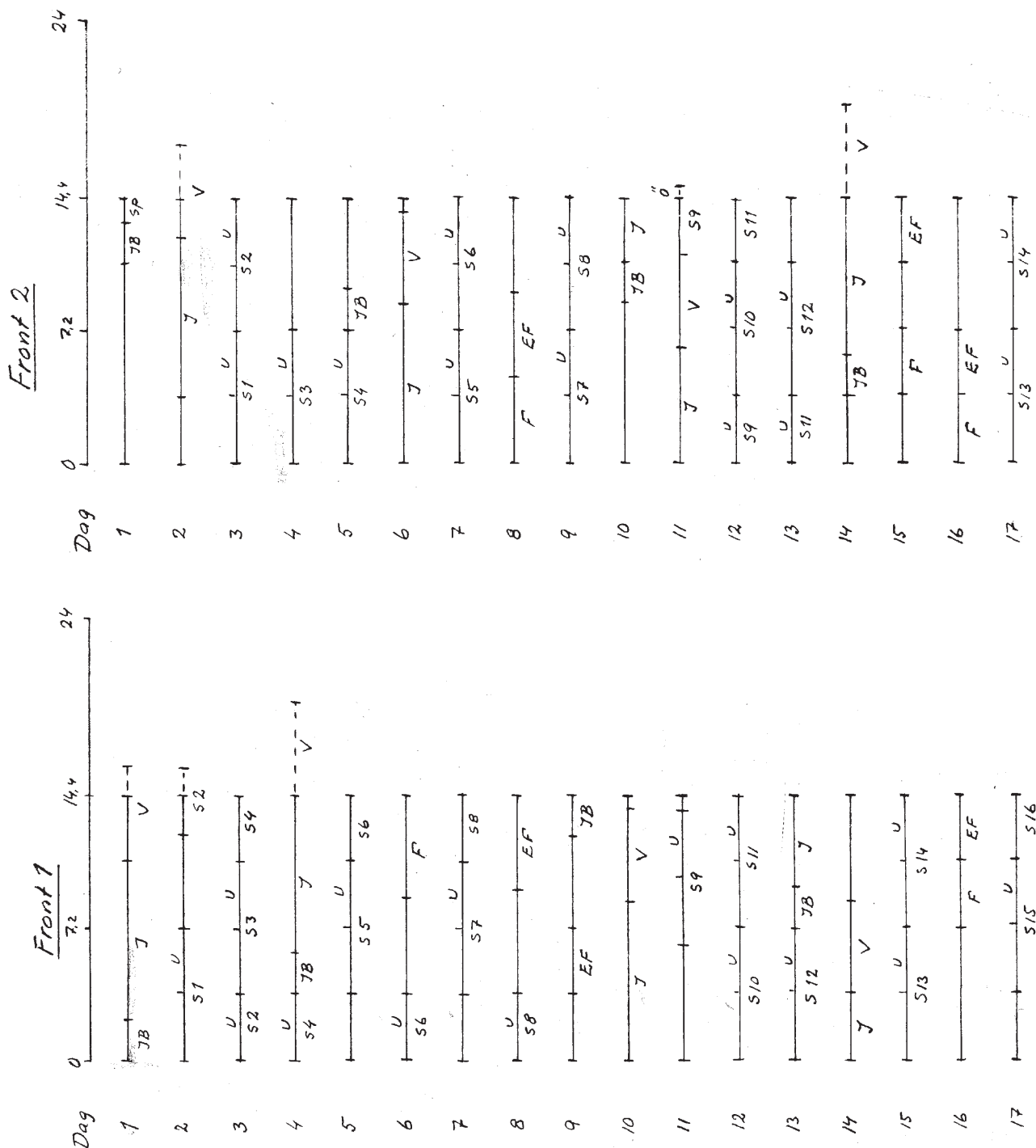
Full cyklicitet erhålls praktiskt för en 28-skifts period för 16 salvor med utnyttjande av 622 mantimmar.

Sedan cyklicitet uppnåtts blir antalet betalda normalarbetstimmar (inkl övertidsersättning) per salva 39,3.



Med det här framspelade förloppet vid ostörd drivning under 17 dagar kan någon distinkt cyklicitet ej beläggas. I tidsplanen finns "dold" efterförstärkning 42 timmar utförd av injekteringsgruppen parallellt med vissa brytningsmoment. De framspelade 17 dagarna ger som resultat 42 salvor med utnyttjande av ca 980 mantimmer.

Antalet betalda normalarbetstimmar (inkl spilltid och övertidsersättning) är per salva 25,0.



Det framspelade ostörda förloppet under 17 dagar ger ingen klar cyklicitet - sådan kan troligen åstadkommas vid längre spel. sedan begynnelsevillkoren "tonat ut". De framspelade 17 dagarna ger ett resultat:

30 salvor med utnyttjande av ca 735 mantimmar.

Antalet betalda normalarbetstimmar (inkl övertidsersättning) är per salva 24,5.

Kommentar

Man måste vara försiktig med att dra slutsatser ur det framlagda begränsade materialet, som ju enbart behandlar "ostörd" drivning.

Med denna reservation kan man dock utläsa, att skillnaden i betald tid för personal mellan fall A och B är obetydlig såväl vid enfronts- som tvåfrontsdrift. I båda fallen blir dock drivningstakten lägre i fall B än i fall A. Vid enfrontsdrift blir förhållandet ca 0,9 och vid tvåfrontsdrift ca 0,7. Detta synes stämma med den uppfattning, som framkommit vid intervjuerna, nämligen att fall A bör bli gynnsammare ju fler fronter man kan arbeta på.

SERVICE FORMULA FOR PREGROUTING BASED ON WATER LOSS MEASUREMENTS.

By Sten G. A. Bergman

1. Aim.

When a tunnel or a rock cavern is excavated in a rock mass at a depth below the ground water table, the tunnel will act as a drainage pipe if it is not completely tight or is pressurized in balance with the ground water. Various reasons may force the tunnel builder to restrict the inflow of water into the tunnel, for instance the necessity to avoid subsidence of the ground caused by a sinking ground water level. The best technique for tightening a tunnel is by pregrouting the surrounding rock mass ahead of the working face.

Now, the rock mass traversed by a tunnel usually is fairly heterogeneous as concerns the hydraulic conductivity. The tightness required may also vary along the tunnel depending on the type of soil, the overburden thickness, if there are above-ground buildings etc. So, the tunnel builder has to balance his pregrouting efforts in order to fulfil the tightness required at a minimum cost. His main instrument in this task is the water loss measurement technique.

The aim of this discussion is to find a service formula based on theory and "engineering judgement". This formula should make it possible to use the water loss measurements as indicators for the proper pregrouting in order not to transgress the maximum leakage stipulated.

2. The theory.

A horizontal tunnel is treated.

Let us assume that the groundwater table is horizontal and constant. The tunnel A is circular with radius r_0 at constant depth T below the groundwater table, see Fig. 1. The rock mass is homogeneous with a hydraulic conductivity k . Around the tunnel the rock mass has been

2.

grouted up to a distance t leaving a lower hydraulic conductivity $k_g < k$.

The horizontal groundwater surface represents an equipotential line and the flow lines have to intersect it at right angles. The infiltration should be equal to the vertical flow at the groundwater level and can thus be represented in the analysis by a recharge tunnel B with equal physical characteristics as A above the groundwater level, FIG. 1.

The case without any grouting, i.e. $k_g = k$, has been treated by REINIUS /1/.

The tunnel A is assumed to be long and the flow can be considered to be two-dimensional. We further assume that as a start we have an unconfined groundwater field having zero-pressure, i.e. neglecting gravity head z . If we apply Darcy's law, the flow q per unit length of tunnel will give a velocity v at a radial distance r_a from the tunnel A ($r_0 < r_a < r_0 + t$)

$$v = \frac{q}{2\pi r_a} = k_g \cdot \frac{dh_a}{dr_a} \quad (1)$$

with $\frac{dh_a}{dr_a}$ = the gradient of the piezometric head.

Integration of Eq. (1) gives

$$h_a = \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln r_a + C$$

Now, let the pressure head at the tunnel A be lowered by h_0 in the assumed field of zeropressure. This gives boundary conditions

$$h_a = h_0 \text{ at } r_a = r_0$$

and

$$C = -h_0 + \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln r_0$$

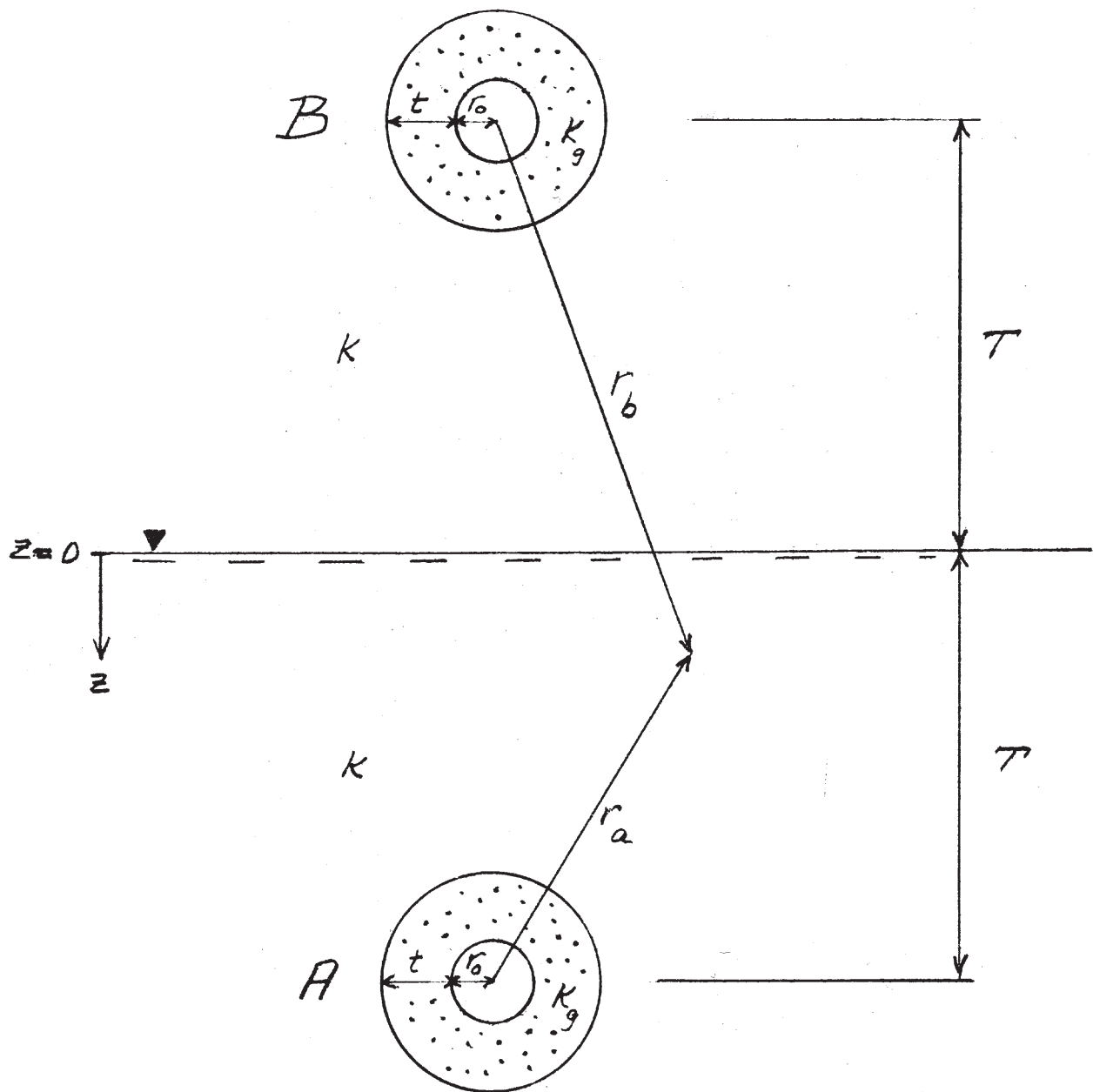


Fig. 1 Flow to a long sink tunnel A from a long source tunnel B in a rock mass with hydraulic conductivity k . Both tunnels are surrounded by grouted rock mass with thickness t and conductivity k_g .

4.

and

$$h_a = h_o + \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln \frac{r_o}{r_a} \quad (2)$$

For the region $(r_o + t) < r_a < T$ the Darcy law gives

$$v = \frac{q}{2\pi r_a} = -k \cdot \frac{dh_a}{dr_a} \quad (3)$$

$$h_a = - \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln r_a + D \quad (4)$$

The integration constant D is found by equalizing h_a according to Eqs. (2) and (4) at the boundary $r_a = r_o + t$. This gives

$$h_a = -h_o - \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln \frac{r_o+t}{r_o} + \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{r_o+t}{r_a} \quad (5)$$

If we consider the source or recharge tunnel B and in the assumed field of zero-pressure increase the pressure head there by h_o , we will find for $r_o < r_b < r_o + t$

$$h_b = h_o - \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln \frac{r_o}{r_b} \quad (6)$$

for $r_o + t < r_b < T$

$$h_b = h_o + \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln \frac{r_o+t}{r_o} - \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{r_o+t}{r_b} \quad (7)$$

Now, by superimposing the pressure changes h_a and h_b according to Eqs. (5) and (7) we satisfy the condition of no pressure change at the groundwater surface $z = 0$. However, the gravity force, i.e. the pressure head z , must be added, and we obtain for the region $z > 0$ but

outside the grouted volume around tunnel A the pressure head

$$h_a = z + \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{r_b}{r_a} \quad (8)$$

The pressure at the tunnel surface in A is = 0.

An expression for the pressure head in the grouted zone

$r_0 < r_a < r_0 + t$ is found from Eqs. (8) and (2) — note $h_0 = 0$ —

$$h_a = z + \frac{q}{2\pi k} \cdot \ln \frac{r_b}{r_a} - \frac{q}{2\pi k_g} \cdot \ln \frac{r_a}{r_0} \quad (9)$$

The boundary conditions at the tunnel surface at centre height

$$r_a = r_0; \quad r_b = 2T; \quad z = -T; \quad h_a = 0$$

give

$$q = \frac{2\pi T k_g}{\ln \frac{r_0+t}{r_0} + \frac{k_g}{k} \cdot \ln \frac{2T}{r_0}} \quad (10)$$

For the case of ungrouted tunnel $k_g = k$ and $t = 0$ we find the well-known formula /1/

$$q = \frac{2\pi T k}{\ln \frac{2T}{r_0}} \quad (11)$$

If, on the other hand, the grouted zone t has a hydraulic conductivity $k_g \ll k$, we get

$$q = \frac{2\pi T k_g}{\ln \frac{r_0+t}{r_0}} \quad (12)$$

For tunnels in practice with $1 \text{ m} < r_0 < 8 \text{ m}$ the value of $\ln \frac{r_0+t}{r_0}$

varies between about 1 and 0,5. When $T < 150 \text{ m}$ Eq. (12) therefore should be a fair approximation for $k : k_g > 50$.

6.

Within the same span of parameters r_0 , t and T Eq.(12) can be approximated with less than 10% error by Eq.(13)

$$q = 2\pi T k_g \cdot \frac{(r_0 + 0,5t)}{t} \quad (13)$$

So, theoretically, in a given situation with a required amount q of leakage into a tunnel it should be possible to calculate the necessary hydraulic conductivity k_g in the grouted zone around the tunnel from Eq.(10), Eq.(12) or Eq.(13).

Unfortunately, the conditions met in reality are much more complicated than the idealized assumptions made in the theoretical analysis. In order to get an appropriate service formula for k_g modifications are necessary.

3. The reality.

3.1 Decisionmaking process in pregrouting.

A tunnel has to be built. From some reason the owner has required that the leakage into the tunnel shall not exceed a certain value. Pregrouting has to be used, if the rock mass is not tight enough in itself.

If this is not the case, the contractor has to find out where and how much he has to pregrout. An experienced contractor then acts as follows.

He first tries to calculate or estimate what hydraulic conductivity is needed in the grouted zone around the tunnel in order to restrict the leakage as required. Usually this is done by resorting to theoretical formulas like Eqs.(10) or (12).

As the tunnel advances, investigation holes are drilled from the front and tested with water loss measurements in order to get an idea about the hydraulic conductivity of the rock mass ahead. A comparison between this measured conductivity and the estimated required value will be the basis for the decision about the pregrouting effort needed.

Now, it is obviously very important that this comparison is made in an appropriate manner. Pregrouting is in itself a costly business, so more grouting than needed is a fast way of losing money. On the other hand, grouting after excavation in order to repair unsatisfactory pregrouting is also often costly.

3.2 Evaluation of water loss measurements.

Water loss measurements are made in drillholes into the rock mass. With packers a certain section L (m) of the hole is sealed off. Water is pressed into the section with a net water head H (m). The volume of water Q (m³/s) pressed into the section of diameter d (m) per unit time is recorded. By assuming that the rock mass is homogeneous and isotropic and the flow laminar the hydraulic conductivity k_w (m/s) is determined from Eq. (14), see for instance [2].

$$k_w = \frac{Q}{2\pi H L} \left[1 + \ln \frac{L}{d} \right] \quad (14)$$

In Swedish tunnelling practice this formula is usually simplified by putting the factor

$$\left[1 + \ln \frac{L}{d} \right] \approx 2\pi$$

and thus obtaining

$$k_w = \frac{Q}{H \cdot L} \quad (15)$$

In most tunnels the probing drillholes, which are tested for water losses, have $L = 6 - 14$ m with diameter $d = 0,038 - 0,045$ m and are tested with one packer. That means that

$$5,9 < \left[1 + \ln \frac{L}{d} \right] < 6,9$$

which shows that the approximation Eq. (15) ought to be less than 10% in error.

In Swedish practice it is usual to calculate the water loss V_f in a drill-hole in the unit litres per minute, metre and MPa. Eq. (15) then takes the form (k_w in m/s)

$$k_w = 1,67 \cdot 10^{-7} \cdot V_f \quad (16)$$

Now, the hydraulic conductivity k_w as represented by Eq. (14) or (16) on the basis of water loss measurements does not represent the "true" hydraulic conductivity of the rock mass. It is, however, a useful tool to com-

pare various rock masses with each other and it can be used as a factual foundation for engineering judgements based on complementary information /3/.

Water loss measurements are usually made with some standard pressure above the groundwater (or pore) pressure - often 0,5 MPa overpressure. That means that the fissures in the rock mass along the test section are widened, which will tend to give a higher recorded conductivity than the "true" in situ conductivity. Laboratory tests on big rock mass specimens (ϕ 1 m x 2 m) under varying axial compressions (1 - 5 MPa) show that the flow through the same fissure system was 30 - 50% higher when the water head differential (0 - 0,05 MPa) was produced by injection pressure than when it was produced by pumping /4/.

CARLSSON and OLSSON /5/ /6/ have for the Forsmark gneiss-granite area given hydraulic conductivity versus depth as recorded by on the one hand well tests (pumping tests) and on the other hand water loss tests. Fig.2 shows the results. The water loss tests have given 6 to 10 times greater conductivity than the well tests, where the fissures are not expanded by any overpressure.

In their discussion, C & O on the basis of qualitative arguments - wash-out of joint fillings and overpressure widening of joints in water loss tests, roughness of evaluation method for well tests, that water loss drillholes have been located to seismic low-velocity zones - find motives to make a quantitative reduction of the difference to a factor ≈ 3 .

It is, however, open to question if, considering the aim of the present investigation, the arguments presented by C & O are not stressed to far. For instance, it may be observed that the hydraulic conductivities obtained from wells /6/ seem to be far less scattered than the water loss results. Since the well data ought to give more integrated (general) information, this is natural and also tends to give the well data a higher reliability.

Further, Fig. 2 indicates that the difference between water loss and well data increases with increasing depth. This is also in accordance with the physical laws. The water loss measurements are made with a standard net overpressure - 0,5 MPa - regardless of depth. For depths greater than about 15 - 20 m the widening of the joint apertures will essentially depend on the deformation modulus of the rock mass. Since this modulus usually varies fairly little with depth in a moderately homogeneous rock

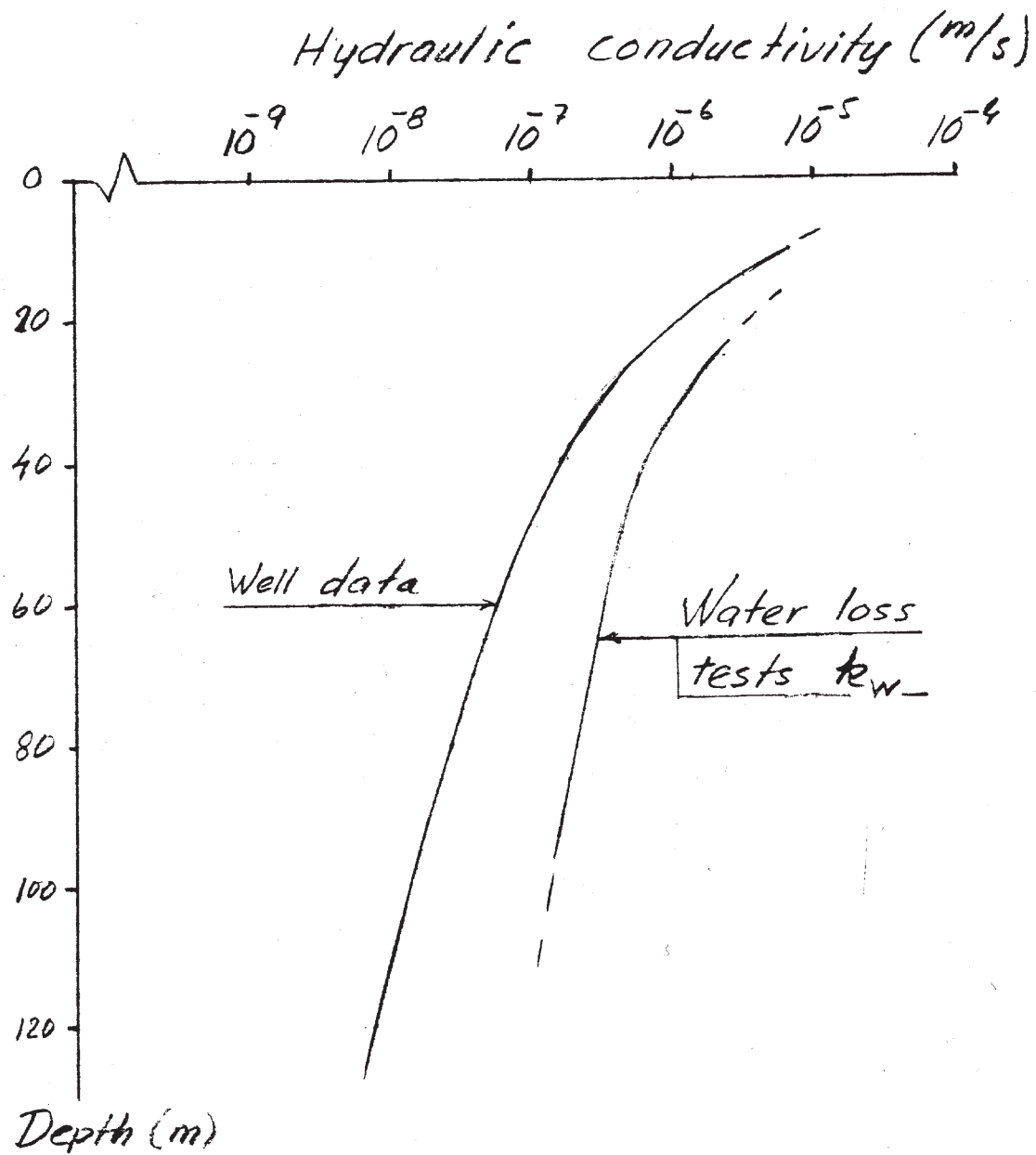


Fig. 2 Hydraulic conductivity versus depth as recorded from well data and water loss tests respectively in the Forsmark gneissgranite area, Sweden (CARLSSON & OLSSON, (5)(6)).

mass, we should expect about the same aperture widening at say 20 m as at 100 depth.

Now, the hydraulic conductivity k_w measured with water loss tests is known to decrease with increasing depth, as illustrated in Fig. 2 /5/ /6/. As an average for a great amount of measurements in Swedish crystalline rock CARLSSON & OLSSON have found

$$k_w = 10^{-(1,65 \log T + 4,5)} \quad (m/s) \quad (17)$$

with the depth T in m.

C & O have also estimated the average joint apertures to be expected in rock masses with various hydraulic conductivities k_w and joint frequencies /7/. Combining Eq. (17) with these data shows that for a rock mass with a frequency of 10 joints/m the joint apertures at 100 m depth should be about 30% of those at 10 m depth.

The flow into a joint with the aperture e at a given pressure is proportional to e^3 /4/ /7/. Thus, if the joint e_{10} at 10 m depth is widened by Δ and the joint $e_{100} = 0,3e_{10}$ is widened by the same amount, the flow into the respective joints (or joint systems) would alter by

$$\left(\frac{e_{10} + \Delta}{e_{10}} \right)^3 \quad \text{and} \quad \left(\frac{0,3e_{10} + \Delta}{0,3e_{10}} \right)^3$$

respectively.

It is evident, that the water loss measurements must tend to give to large conductivity values with increasing depth due to joint widening. As an example, for the rock mass discussed with 10 joints/m a deformation modulus of 10000 MPa would be "normal". A joint widening in the order of 5 to 10% of e_{10} could then be possible and thus at 10 m depth the k_w would be increased by 15 - 30% whereas at 100 m depth the increase of k_w would amount to 70 - 140%.

The conclusion that the water loss measurements considerably overestimate the "true" hydraulic conductivity k in virgin rock mass seems to be substantiated. An "engineering judgment" would couple the overestimation factor to the depth T according to the following proposal:

T (m)	20	50	100	150
$\frac{k_w}{k}$	2,5	3,5	5	6

3.3 Other technical factors.

If the tunnel is circular or has a geometrically concentrated form, see Fig. 3 a, the zone of increased compression, which appears around the opening after excavation, will coincide closely with the grouted zone. As a rule the in situ compression stresses are about doubled in this zone.

The permeability tests on the ultralarge Stripa rock mass specimen /4/ give for uniaxial pressure up to 5,55 MPa a pressure dependence for convergent flow (= drainage into a tunnel) of about

$$Q \sim p^{-0,7}$$

This would indicate that a doubled pressure in the grouted zone would decrease the hydraulic conductivity by a factor of about 1,6.

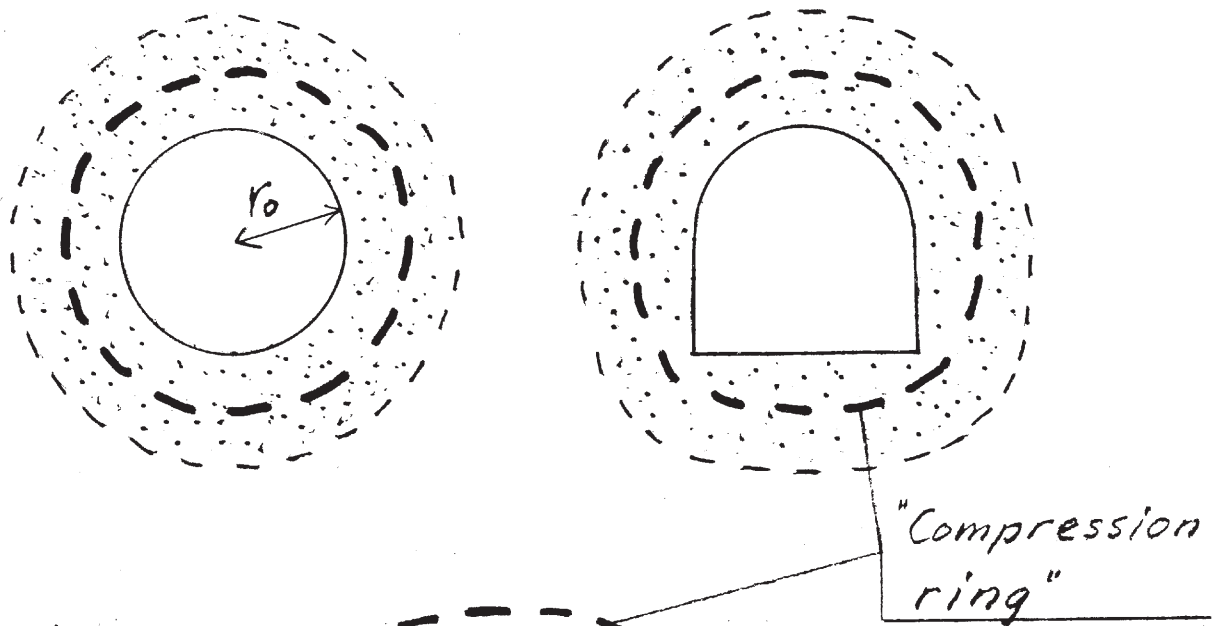
Eq. (17) is based on field measurements in virgin rock masses, where, however, the vertical stresses have been smaller than the horizontal /7/. If we assume that the variation in hydraulic conductivity would be solely dependent on the in situ stresses caused by gravity forces at the depth T, this would mean that a doubled T (=doubled compression stresses) should decrease the conductivity by a factor $\sqrt{10} = 3,16$.

A proper "engineering judgement" seems then to be that in geometrically concentrated tunnels according to Fig. 3 a the effective hydraulic conductivity in the grouted zone k_g would be decreased by a factor ≈ 2 , when the tunnel is excavated into the pregrouted volume ahead. Naturally, this requires a cautious blasting technique or machine boring.

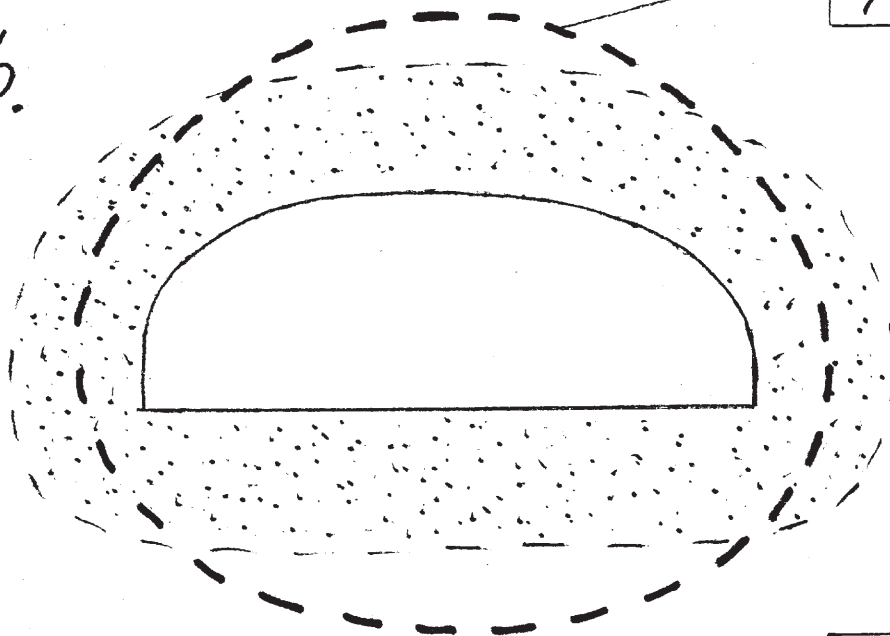
However, the tunnel may not have a concentrated form but be wide and low as in Fig. 3 b or have a much greater height than span. There may also be two or more parallel tunnels, Fig. 3 c, which influence the stress field over a greater area. In such cases the "pressure rings" will coincide only partially with the grouted zones. These may also to some extent be influenced by tensile stresses. The rock mechanics literature gives many examples of such cases, see for instance /8/.

When the tunnel or cavern gets large and/or has an "unconcentrated" form, there is also a greater risk that the grouting may be partly less efficient or influenced by unforeseen rock mass movements.

a.



b.

 Grouted zone

c.

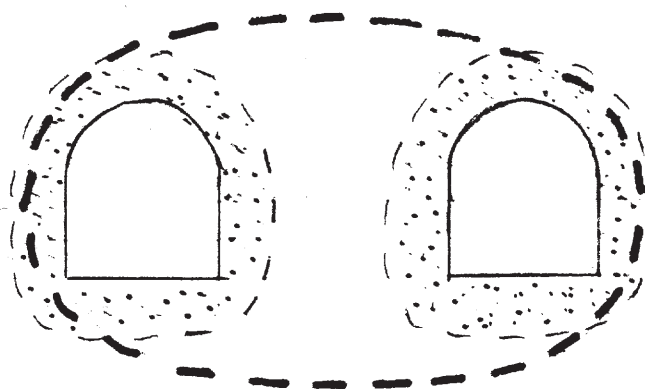


Fig. 3 Various geometries of tunnels. The "compression ring" around the openings will not always coincide with the grouted zones.

Many various combinations of the factors presented here are possible. A service formula, which tried to consider many aspects, would be impractical. On the whole, the problems grow with a growing circumference of the tunnel or the tunnels. It is therefore here proposed that the hydraulic conductivity in the grouted zone k_g should be assumed to increase in some proportion to r_0 , where r_0 is the radius of a circular tunnel, Fig. 3 a. In the case of tunnels of other geometry the total circumference U of the tunnel or the tunnels is measured, which then gives

$$r_0 = \frac{U}{2\pi} \quad (18)$$

A direct proportionality to r_0 seems to overestimate this influence, whereas a proportionality to $\sqrt{r_0}$ might be too small. A practical solution is given in the following.

3.4 Summarizing the modifications proposed.

From a decision point of view it is practical to apply all modifications in that formula, by which the needed hydraulic conductivity k_g in the grouted zone is calculated, i.e. also the factor depending on T proposed in 3.2.

We will then have a total modification factor depending on the compressive stresses, in situ stresses + secondary stresses, of the estimated magnitude:

T (m)	20	50	100	150
C_T	5	7	10	12

Fig. 4 shows that the factor C_T can be very adequately represented by

$$C_T = \sqrt{T} \quad (19)$$

Fig. 5 compares various possibilities to correct for un-concentrated tunnel geometry. According to the discussion in 3.3 the functions $1 : r_0$ and $1 : \sqrt{r_0}$ are compared for the practical range of tunnel radius $1 < r_0 < 8$ (m). A compromise between these two curves is

$$C_r = \frac{1}{r_0 \cdot \ln \frac{r_0 + t}{t}} \quad (20)$$

14.

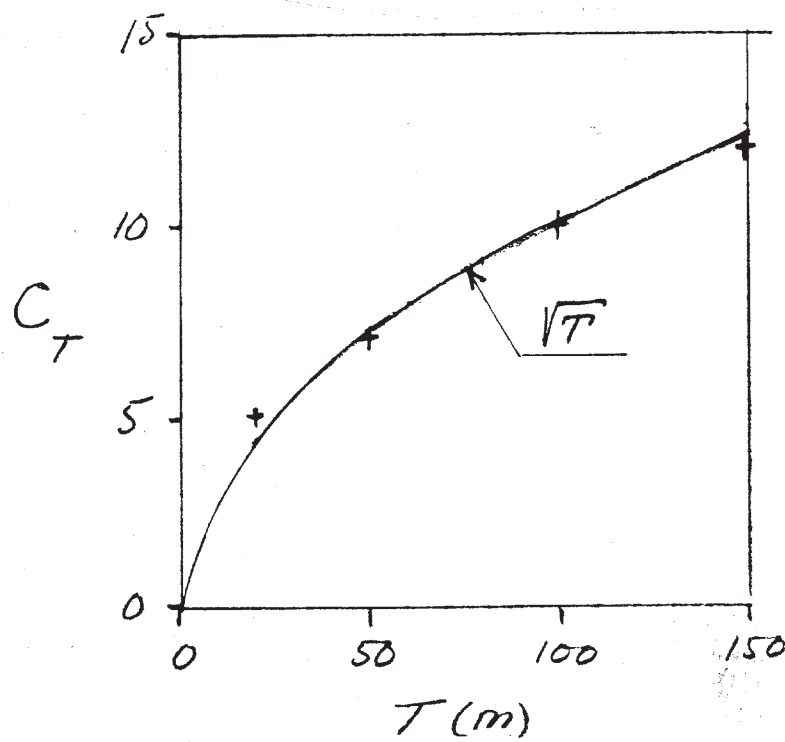


Fig. 4 The modification factor C_T for pressure dependence.

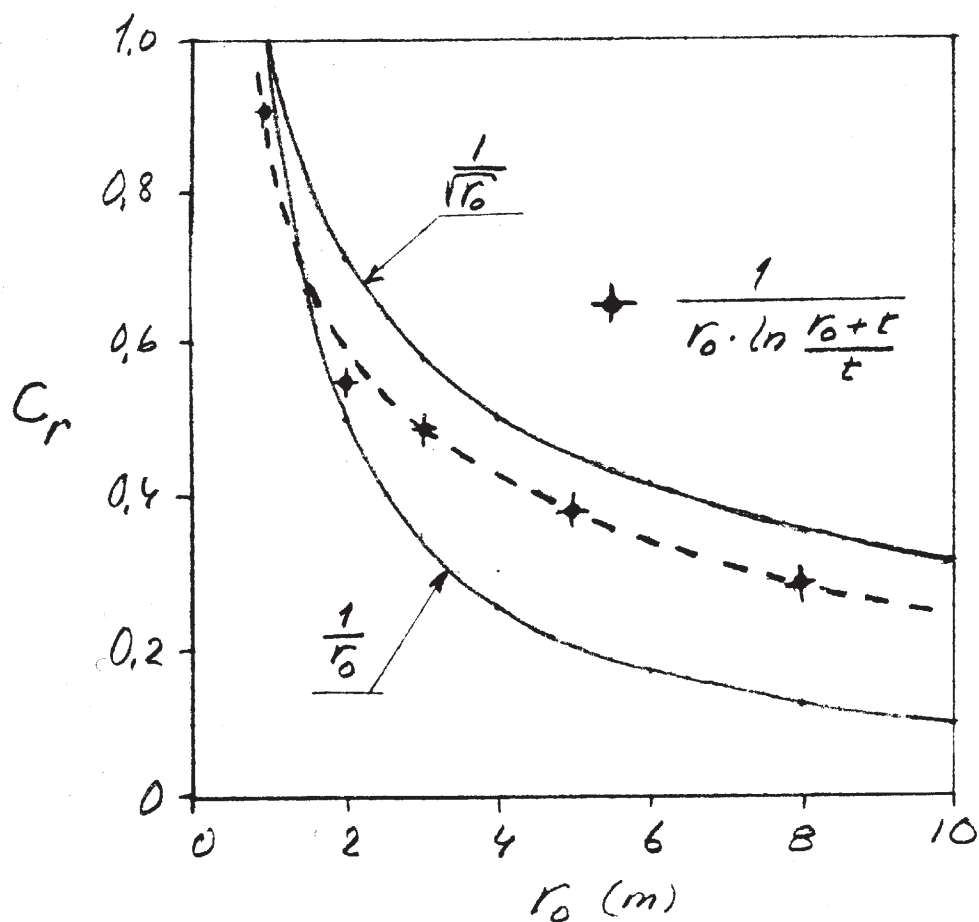


Fig. 5 Comparison of various proposals to correct for un-concentrated geometry.

which has been estimated for combinations of r_0 and t taken from practice in the Stockholm area /9/, see Fig.5.

Now, we have to get back to the theoretical Eq. (12) and solve it for k_g :

$$k_g = \frac{q \cdot \ln \frac{r_0 + t}{r_0}}{2\pi T} \quad (m/s) \quad (21)$$

where q = inflow per unit length of tunnel

$$(m^3/m \cdot s)$$

In Swedish practice it is usual to measure the inflow Q in litres per minute and 100 m length of tunnel, that is

$$Q = 6 \cdot 10^6 \cdot q$$

The groundwater pressure p at tunnel level is measured in MPa, that is

$$T = 100 p$$

Converting to these units gives Eq. (21) in the form

$$k_g = 1,67 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{Q \cdot \ln \frac{r_0 + t}{r_0}}{2\pi p} \quad (m/s) \quad (22)$$

When we apply the modification factors C_T and C_r , we have to remember that those are in principle dimensionless, although they are expressed in the parameters r_0 and T . Thus, when converting C_T into p , we get

$$C_T = 10 \cdot \sqrt{p} \quad (19a)$$

We then obtain

$$k_g^m = k_g \cdot C_T \cdot C_r$$

or

$$k_g^m = 1,67 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{Q}{\sqrt{p}} \quad (m/s) \quad (23)$$

Eq. (23) would thus be a proper formula to decide what hydraulic conductivity as measured by water loss tests should be requested to get a probable leakage less than Q in a rock mass with in situ stresses essentially caused by gravity forces.

Now, in many places the bedrock holds horizontal stresses, which are much larger than what would be expected from gravity forces alone /7/ /10/ /11/ /12/. For Scandinavian bedrock the average horizontal in situ stress seems to be /10/

$$\sigma_H = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2)_H = 12 + 0,015 T \quad (\text{MPa})$$

The average horizontal stress according to the theory of elasticity and caused by gravity forces (density 2700 kg/m^3 , Poissons ratio $\nu = 0,3$) is

$$\sigma_H^{el} \approx 0,008 T \quad (\text{MPa})$$

The horizontal "overstress" - due to tectonic forces and/or residual stresses /10/ - would then be about

$$\sigma_H^0 \approx 12 + 0,007 T \quad (\text{MPa}) \quad (24)$$

For the range $0 < T < 150 \text{ m}$ of interest in this discussion the dependence of T is small and can be neglected.

It should be observed, that the horizontal "overstresses" vary quite a lot from one locality to another /10/ /11/. For the Stockholm area in situ stress measurements at shallow depth 10 and 17 m in a limited out-crop has given $\sigma_H \approx 6 \text{ MPa}$ /13/.

The "over-stress" σ_H^0 will cause an extra compression around the tunnel, which has not been considered hitherto, and thus also a smaller hydraulic conductivity than calculated by Eq. (23). In the earlier discussion it was suggested that a doubled pressure in the rock mass would decrease the hydraulic conductivity by a factor of about 2.

If we accept this estimate, the value of k_g^m according to Eq. (23) should be adjusted by a factor C_0 in order to pay regard to the beneficial effects of the horizontal "overstresses". Fig 6 shows an approximate estimate of the factor C_0 as a function of the depth T and the average horizontal "overpressure" σ_H^0 . It is natural that C_0 decreases with increasing depth T and decreasing σ_H^0 .

However, at shallow depth T the factor C_0 has been limited to the value 10. The reason is that when $\sigma_H^0 : \sigma_V$ becomes large, the coincidence between the "pressure ring" area and the grouted zone gradually decreases and thus also the beneficial effect.

For a rock mass with average excess of in situ horizontal compression stresses σ_H^0 compared to the elastic linear theory, the modified value of the hydraulic conductivity would be

$$k_g^m = 1,67 \cdot 10^{-8} \cdot C_0 \cdot \frac{Q}{U \sqrt{p}} \quad (m/s) \quad (25)$$

where C_0 could be taken from Fig.6.

For the rock masses in Stockholm and Uppland (north of Stockholm) in situ stress measurements indicate $\sigma_H^0 = 6 - 15$ MPa at depths $20 < T < 70$ m. In a service formula for this range it would therefore be practical to choose $C_0 = 10$, i.e.

$$k_g^m = 1,67 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{Q}{U \sqrt{p}} \quad (m/s) \quad (26)$$

4. Recommendations.

In tunnelling where pregrouting ahead of the front is required or considered, probing holes for water loss testing are drilled ahead. From these measurements the water loss V_f in litres per minute, metre and MPa is found, and a "test value" of the hydraulic conductivity in the virgin rock mass is calculated from Eq. (16)

$$k_w = 1,67 \cdot 10^{-7} \cdot V_f \quad (m/s) \quad (16)$$

This value k_w shall be compared to the theoretical-empirical value k_g^m according to Eq. (25). k_g^m is a "fictitious" hydraulic conductivity, into which the influence of various rock mechanics factors has been weighted in order to give a proper basis for this comparison.

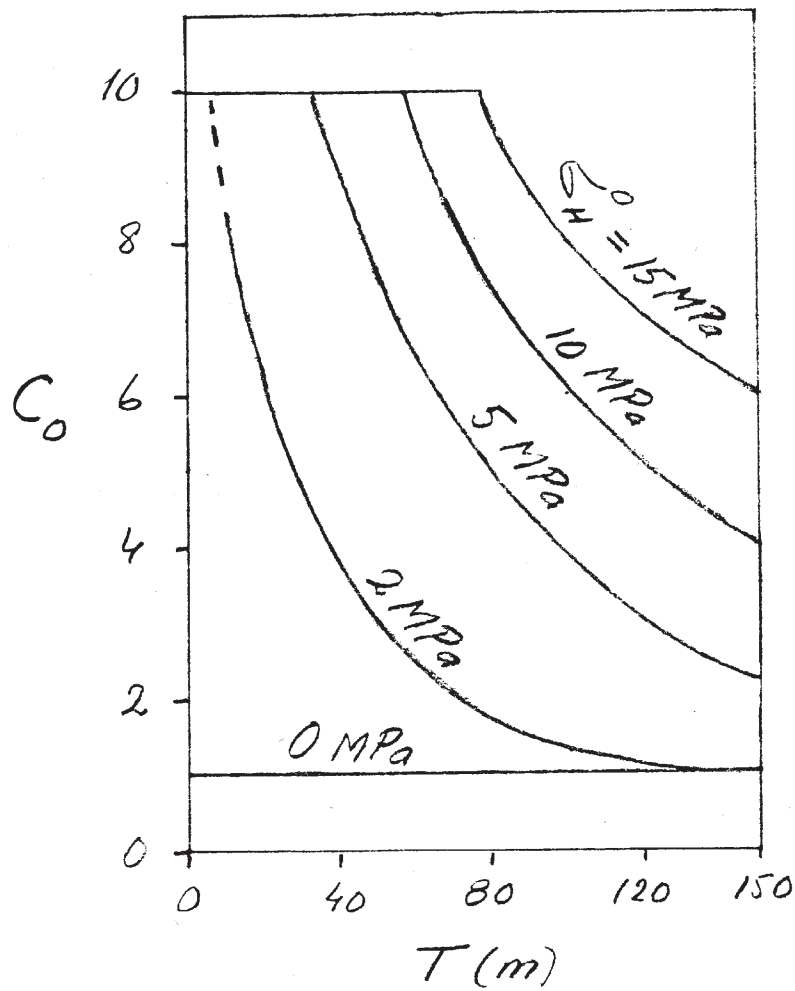


Fig. 6 Modification factor C_0 due to tectonic and/or residual horizontal "overstresses" σ_H^0 .

Grouting is needed if

$$k_w > k_g^m \quad (27)$$

or

$$V_f \geq V_g = \frac{C_0}{10} \cdot \frac{Q}{U \sqrt{p}} \quad (28)$$

Where Q = required maximum leakage into the tunnel (litres/minute per 100 m)

U = the total circumference of the tunnel or the tunnels in a section (m)

p = groundwater pressure at "the centre of the tunnel" (MPa)

C_0 = constant depending on horizontal surplus compression in the in situ stress field, Fig.6.

For the bedrock in and around Stockholm the in situ stress field conditions indicate $C_0 = 10$ for $T < \text{about } 70 \text{ m}$. This gives the now well-known service formula used by the Stockholm City Streets and Traffic Administration in their Rock Work Directives /9/ /14/

$$V_{fm} \geq V_g = \frac{Q}{U \sqrt{p}} \quad (29)$$

where V_{fm} is the average of all water loss values V_f measured in all probing holes drilled from the tunnel front.

The practical use of the service formulas (28) or (29) for deciding proper grouting measures in cases with various leakage classes as well as the practical grouting performance is described in /9/ and /14/.

5. Comments.

Anybody, who has cared to follow the deduction of the service formulas (28) and (29), will appreciate that many "engineering judgements" have been applied in order to fit idealized theory to the more complicated real rock mechanics conditions. The service formulas (28) and (29) should therefore be considered as tentative proposals, which are open for improvements. The deduction process presented should be understood as a model of thought with the aim to extract essential rock mechanics information in a simplified form useful for practice.

The formula Eq. (29) has been tested in practice, when the Stockholm City Streets and Traffic Administration built the Stockholm Subway extension line 1979 - 1982. The Rock Work Directives /9/ /14/ were applied in the tunnelling, and the results as regards fulfilment of tightness requirements were satisfactory /15/.

REFERENCES.

- /1/ REINIUS, E.: "Groundwater flow to rock caverns", Storage in excavated rock caverns Ed. M.Bergman, Rock Store 77, vol.2 pp.343-348, Stockholm 1977.
- /2/ MOYE, D.G.: "Diamond drilling for foundation exploration", Civ. Eng. Trans., CE 9:1, pp 95-100, Sydney 1967.
- /3/ RISSLER, P.: "Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von klüftigem Fels", Veröff. des Inst. Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau, RWTH Aachen, Heft 5, 1977.
- /4/ THORPE, R., D.J.WATKINS & others: "Strength and permeability tests on ultra-large Stripa granite core", Lawrence Berkeley Lab., Techn. Information Report No. 31, Sept. 1980.
- /5/ CARLSSON, A & OLSSON, T.: "Determination of the permeability of rock masses by water loss measurements", (in Swedish) Vannet i Norden, no. 3, 1976.
- /6/ CARLSSON, A. & OLSSON, T.: "Hydraulic properties of Swedish crystalline rocks", Bull. Geol. Institutions of Univ. of Uppsala, N.S., Vol.7 pp 71-84, Uppsala, Sweden 1977.
- /7/ OLSSON, T.: "Hydraulic properties and groundwater balance in a soil-rock aquifer system in the Juktan area, Northern Sweden", STRIAE 12 (Dissertation), Uppsala 1979.
- /8/ PUSCH, R.: " Bergmekanik", Stockholm 1974, p. 81 (In Swedish).
- /9/ BRUCE, N.E., A. HELLGREN & S. BÄCKSTRÖM: "Grouting of tunnels in order to avoid detrimental groundwater lowering", Subsurface Space, Ed. M.Bergman, Rockstore 80, vol.1, pp89-95, Stockholm 1980.
- /10/ BERGMAN, S.G.A.: "Stress measurements in Scandinavian bedrock - premises, results and interpretation", Nuclear Fuel Safety Project (KBS), Stockholm, Technical report No.64, 1977 (In Swedish).

- /11/ BLACKWOOD, R.L.: "Towards the prediction of premining stresses in the European continent", Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Ed. O. Stephansson & M.J. Jones, Inst. of Mining & Metallurgy 1981, pp.36-39.
- /12/ HERGET, G.: " Variation of rock stresses with Depth at a Canadian iron mine", Dep. Energy, Mines & Resources, Min. Res. Center report MR 71/96 - ID, Ottawa 1971.
- /13/ STILLE, H., L. OLSSON & P. DELIN: " Rock mechanical measurements at the excavation of an underground station in hard rock" Swedish Rock Mechanics Res. Foundation (BeFo), Report No. 48:1/81, Stockholm 1981. (In Swedish).
- /14/ "Rock work directives - instructions for tunnel excavations and grouting measures in urban areas", Stockholm City Streets and Traffic Administration (A.Hellgren). Swedish Rock Mechanics Res. Foundation (BeFo), Rock Mechanic Day 1980, pp. 151-153 (In Swedish).
- /15/ BRUCE, N.E., G. HARRYSSON & L. OHLSSON: "Grouting Experiences from the Järva subway tunnels from Västra Skogen to Rinkeby", Rock Blasting Committee, Discussion 1982 (In Swedish).

