BeFo

Bergmekanisk uppföljning av kraftverkstunnel i Ljungan

Bo Hall

Stiftelsen bergteknisk forskning – BeFo och Nitro Consult AB

Nr 18

BERGMEKANISK UPPFÖLJNING AV KRAFTVERKSTUNNEL I LJUNGAN

Bo Hall, H Fredriksson, T Larsson och R Nilsson

Stiftelsen bergteknisk forskning – BeFo och Nitro Consult AB
STOCKHOLM 1976

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

SAMMANFATTNING

Bakgrund 4.
Undersökningsprogram 4.
Planering 5.
Undersökningsmetoder 8.
Undersökningarnas genomförande 8
Mätresultat 9
Slutsatser 9

INTRODUKTION

Inledning 11.
Problemställning 12.
Undersökningarnas syfte och mål 14.

MÄTNINGARNAS UPPLÄGGNING

Förundersökningar 18.
Finita elementberäkningar 20.
Utförda beräkningar 22.
Slutsatser 26.
Undersökningsprogram 29.

MÄTNINGAR

Mätprogrammets genomförande 31.
Bergtrycksmätning med Leeman metoden 32.
Mätning av tryckförändringar med A Johnson mätenhet 35.
Mätning med "Door-stoppers" i sprutbetong och berg. 41.
Deformationsmätning 45.

MÄTRESULTAT OCH ANALYS

Mätplats 4 50.
Mätplats 2 53.
Mätplats 3 54.
Tryckförändringar 57.
Deformationer 62.
Mätplats 1 65.

SLUTSATSER

MÄTMETODER

Tillförlitlighet 75.
Noggrannhet 78.
Samstämmighet 79.

BERGETS EGENSKAPER

Geologi 82.
Hållfasthet 82.
Elasticitet 83.
Sprickbildning 84.
Volymberoende 84.

MÄTNINGARNAS GENOMFÖRANDE 86.

SMÄLLBERGETS ORSAKER 86.

SPRUTBETONGENS FUNKTION 86.

DISKUSSION AV TEKNISKT-EKONOMISKT INTRESSANTA ERFARENHETER 87.

MÖJLIGA ÅTGÄRDER 88.

FÖRSLAG TILL FORTSATT UTVECKLINGSARBETE 88.

BILAGOR.

Bilaga I Ny kraftstation i Ljungaverk

Bilaga II Förundersökningar

1. Geologisk karta över Medelpad
2. Geologisk kartering av tunneln
3. Förundersökningsprotokoll
4. Utlåtande av Bergmästaren
5. Utlåtande av Professor Selmer-Olsen, Norges Tekniska Högskola, Trondheim
6. Vägverkets bedömning av bergets lämplighet för oljegrus

Bilaga III Tryckmätningar

1. Measurement of in-situ stress in rock
2. Rapport över bergtrycksmätningar i Ljungaverk 6-13/12 1972 och 9-17/1 1973
3. Calculation of complete state of stress in rock Measurement with Leeman-cell
4. Axel Johnson Institutet för Industriforskning - Bergtrycksmästare

Bilaga IV Utförda förstärkningsarbeten

BERGMEKANISKA SYNPUNKTER PÅ RASBENÄGEN TUNNEL I LJUNGAN

SAMMANFATTNING

Bakgrund

Vattenkraften i Ljungan har succesivt byggts ut under 1900-talet. Det första kraftverket vid Ljungaverk stod färdigt redan 1912 utnyttjande fallhöjden 39 m som mellan Johannisberg och Ljungaverk.

Under 1960-talet blev en modernisering nödvändig och 1970 började KemaNord bygga nya kraftverk som förutom den tidigare utnyttjade fallhöjden också tog Byforsens 14 m i anspråk.

Vattnet leddes därvid i en 160 m lång tilloppstunnel med 68 m^2 tvärsnittsarea och en ca 5700 m lång avloppstunnel med 82 m^2 area.

Bergnedfallen förorsakade svåra störningar på tunneldrivningen och en undersökning för att klarlägga orsakerna till dessa tedde sig önskvärd. Resultaten skulle användas för att bättre anpassa tunneldrivningen till bergförhållandena och därmed förbättra framdriften.

Undersökningsprogram

Med beställare och entreprenör diskuterades uppläggning och mål för en undersökning av bergförhållandena i Ljungaverkstunneln.

De mål som utkristalliserades vid diskussionerna var av både praktisk och teoretisk natur.

Till de förstnämnda kan vi hänföra:

- att söka påvisa den direkta orsaken till smällberget, d v s den kombination av tryck och berghållfasthet som gav detta utslag.
- att undersöka om man genom enkla metoder eventuellt endast genom okulärbesiktning kan fastställa förekomst av smällberg.
- att undersöka alternativa lösningar för att förbättra drivningsförhållandena vid konstaterat smällberg.
- att klarlägga metoder för att förutsäga smällberg redan vid projekteringen av en tunnel och för angivande av en bättre tunnelsträckning om smällberg är konstaterat.

Till teoretiska mål hänför vi:

- att konstatera om grundantagande om bergs uppträdande är riktiga, d v s
  - är berg ett elastiskt material
  - är bergets hållfasthet volymsberoende och kan detta statistiskt bevisas
  - mäter mätmetoderna vad de avser att mäta
  - kan olika mätmetoder kombineras för att ge ett säkrare resultat

Viktigt att också få svar på var.

Möjligheten att under pågående drift genomföra ett omfattande undersökningsprogram i en tunnel. Hur skall anpassning ske till driften, vilken utrustning kan anskaffas på platsen, vad måste medföras, hur många man måste ägna sig åt undersökningen etc.

Planering

Förutsättningarna för planeringen var att under pågående tunneldrivning och på kort tid och till begränsade kostnader genomföra ett fullständigt mätprogram omfattande:

1. Att i tre sektioner mäta spänningarna i berget, för att kartlägga om smällberg förorsakades av höga tryck.
2. Att i en sektion mäta såväl trycken i berget som deformationer, sprickor och tryckförändringar orsakade av tunneldrivningen för att klarlägga mätmetodernas noggrannhet och om berget uppträder som ett elastiskt material.

Tunneln förstärktes delvis med sprutbetong. I tre sektioner mättes spänningarna i sprutbetongen med "Door-stoppers".

För att kunna planlägga undersökningarn på ett rimligt sätt utfördes beräkningar med finita elementmetoden och deformationer och spänningar som kunde förväntas runt tunneln.

Det antogs att berget var utsatt för ett horisontellt tryck 200 Kp/cm^2 (= 2000 Mp/m^{2}O och att det belastades vertikalt med tyngden av överliggande berg. Genom att också antaga en elasticitetsmodul och en tvärtöjningskoefficient beräknades de förväntade deformationerna.

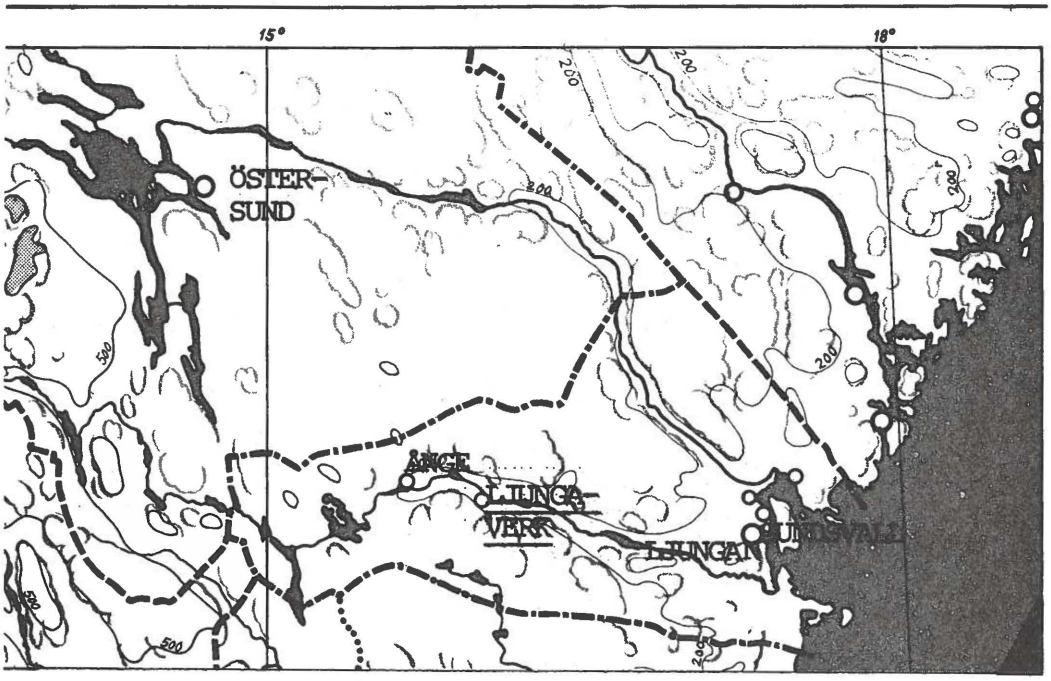


BILD.1. Ljungaverk ligger i Ljungans dal-
gång ungefär 75 km väster om Sundsvall

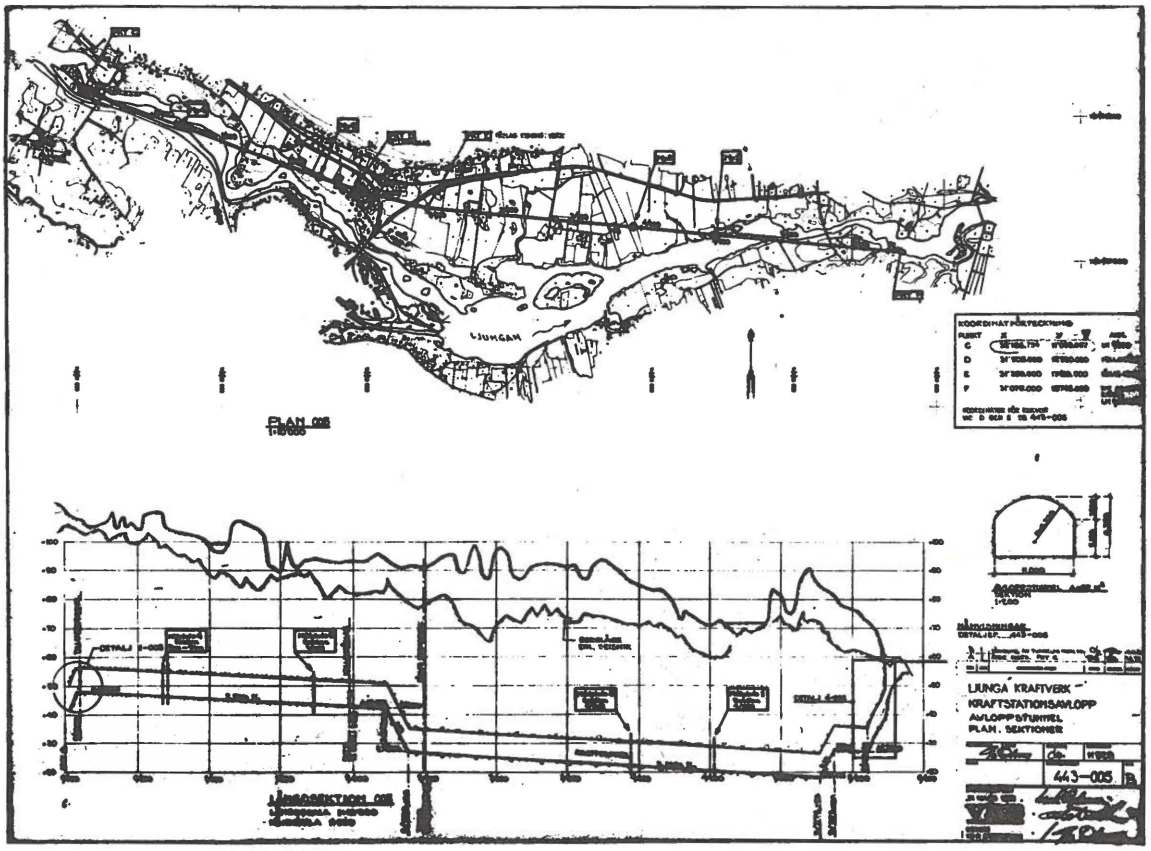


BILD 2. Övre delen av bilden visar tunnelsträck-
ningen och de fyra mätplatserna. Den undre
delen visar en vertikalskärning genom tunneln
och markytans läge.



BILD 3. Foto av tunnelparti driven med takort och pall.



BILD 4. "Kyrka" åstadkommen genom utstötning av berg.



BILD 5. Bergnedfall på sulan. Tjockleken är ca 20 cm och ytan ca 1,5 m^2.

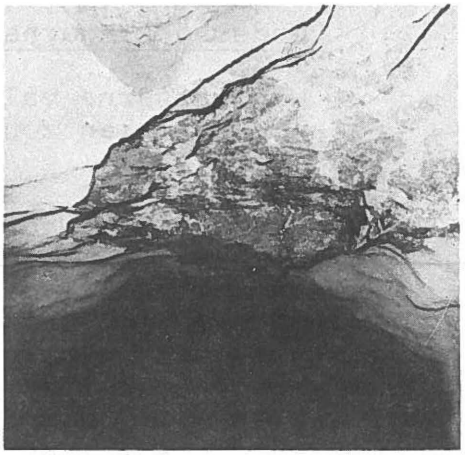


BILD 6. Avskalning från betongsprutat tak vid sprängning av bottenpallen.

Vi kunde planera var vi skulle mäta, med vilka metoder och vilken noggrannhet vi måste kräva.

Undersökningsmetoder

För bestämning av trycket i berget användes Leemans metod (klistring av trådtöjningsgivare på insidan av ett dimantborrhål). Friborrning skedde sedan med en diamantborrkrona med större diameter. Mätningarna utfördes av Norges Tekniska Höjskola i Trondheim, som även gjorde bestämningar av bergets elasticitets- och tvärtöjningstal.

För mätning av tryckförändringen användes Axelson-Johnsson-cellen, som är en massiv järncylinder, som med en konisk hylsa pressas fast i borrhålet, så att detta fylls ut. Cellen mäter då tryckförändringar och deras riktningar.

För mätning av deformationer använde vi stålmåttband och mätte mellan dubbar ingjutna i hjässa, anfang och sidor.

Sprickbildningen är kanske den svåraste att komma åt då man ej vet var den inträffar. Den mättes på två sätt, dels med borrhålskikare och dels mellan en dubb ingjuten på ett visst djup och en i hålmynningen ingjuten hylsa.

För bedömning av berget och bergarten gjordes en geologisk kartering och slipprov togs över mineralsammansättningen.

Undersökningarnas genomförande.

Mätplatserna valdes med avsikt att klarlägga skillnader mellan zoner med/respektive utan smällbergseffekter.

Trycket i berget bestämdes i tre sektioner.

Mätplats 1 ligger i ett område som av bergmästaren karakteriserats som "typiskt smällberg". I denna sektion mättes bergtrycket, sektionsförändringar och sprickbildning.

Mätplats 2 ligger i ett område som av bergmästaren har karakteriserats som stabilt och där berget ej uppvisat smällbergseffekter. Här utfördes mätningar av bergtrycket.

Mätplats 3 ligger i ett smällbergsområde och till den har huvuddelen av mätningar koncentrerats. Tunneln drevs i detta avsnitt med takort och pall, vilket medförde att tryckförändringar, deformationer och sprickor kunde registreras både vid drivningen av takorten och vid den efterföljande strossningen

av pallen. I denna sektion mättes bergtrycket, bergtrycksförändringar och sektionsförändringar.

Mätning av spänningarna i sprutbetong utfördes vid mätplats 1, 3 och 4.

Mätresultat

Bergtrycken mättes med Leemans metod till 200 Kp/cm^2 i smällbergszonerna och till max 40 Kp/cm^2 i det stabila området. Spridningen i mätvärdena med Leemans metod blev mycket stora till skillnad ifrån Johnson mätarna. Det beror på att varje trådtöjningsgivare är liten och i detta grovkorniga berg inte större än de enstaka mineralkornen.

Genom ett stort antal mätpunkter kunde likväl ett relativt gott medelvärde beräknas.

Detta konfirmerades av tryckförändringarna, som mättes med A Johnson-mätceller och deformationsmätningarna.

Ett flertal sprickor konstaterades med en viddförändring från 0,1 till 2,6 mm (åtta mätpunkter).

Mätningarna i sprutbetongen visade lägre hållfasthet än man kunnat förvänta.

Slutsatser

1. Tillsammans gav mätmetoderna ett resultat som var acceptabelt; Mätningarna med Leemans metod kunde ha utförts så att de gett ett väsentligt bättre resultat med mindre spridning mellan enskilda mätvärden.

   På ett slipprov av bergarten framgår att töjningsgivarna ofta är ungefär lika stora som enskilda mineralkorn. Det är fullt möjligt att en givare hamnar på ett kvartskorn, nästa på ett fältspatkorn och den tredje på glimmer. Man får således på grund av mineralernas skilda egenskaper stor spridning i mätvärdena. Vid borrningen expanderar bergarten och då kan även sprickor uppstå. Vi har därför dragit slutsatsen att det är nödvändigt att efter friborrningen åter lägga på sådana belastningar på borrkärnan att töjningsgivarna åter visar sina utgångsvärden. För detta fordras ett tryck som är lika stort som bergtrycket.

   Ser man på resultatet från mätningar med Johnsoncellerna har de ett mycket jämnt och regelbundet förlopp. Stora distinkta förändringar registrerades när takorten drevs och därpå när bottenpallen

sprängdes ut. Dessemellan förekom inga förändringar, vilket anger att mätenheten är stabil och att inga plastiska förändringar ägt rum. De mätta förändringarna var av rätt storleksordning och rätt riktning med undantag av den mätcell som satt i tunneltaket. Här blev nämligen tryckförändringen vertikalt 1 1/2 gång så stor som horisontellt. Detta kan ej förklaras på annat sätt än att mätcellen vridit sig under monteringsskedet.

2. Bergmassan har samma elasticitetsmodul som bergmaterialet, och eventuella större deformationer utlöses i form av sprickor.

3. Berget uppträder som elastiskt material enligt teorierna.

4. Det är möjligt att utföra bergmekaniska undersökningar under pågående drivning utan att avsevärt störa tunneldrivningen.

5. Bergets hållfasthet var låg, under 1000 Kp/cm^2 beroende på svaga kornförband och i bergarten lagrade "infrusna" spänningar. I stora volymer får bergarten en ännu lägre hållfasthet och kan för 10 m:s tunnelbredd i detta fall uppskattas till ca 120 Kp/cm^2. I smällbergszonen uppmättes 200 Kp/cm^2 och i det stabila berget endast 40 Kp/cm^2, vilket väl förklarar smällberget.

6. Smällbergsfenomenen tycks i denna tunnel ha följt den grovkorniga sliriga Härnögraniten, varför en noggrann förundersökning kunde ha motiverat en förskjutning ev tunnelläget.

BERGMEKANISKA SYNPUNKTER PÅ RASBENÄGEN TUNNEL I LJUNGAN.

INTRODUKTION

Inledning

Perioden november 1970 - mars 1973 byggde KemaNord Ljunga Kraftverk, beläget ca 70 km väster om Sundsvall i Ljungans dalgång. För en allmän beskrivning av kraftverkets planering och historia se bilaga 1.

Kraftverket är utbyggt för en maximal effekt av 56MW vid en vattenföring av 130 m^3/sekund. Det omfattar förutom själva kraftstationsdelen en tilloppstunnel på 190 m och en avloppstunnel på 5 723 m med area 82 m^2. Totala anläggningskostnaden för kraftverket var 55 miljoner kronor. Själva byggnadsentrepenaden belöpte sig till 30 miljoner kronor varav förstärkningarna svarade för 5 miljoner kronor.

Vid drivningen av avloppstunneln uppträdde på ett flertal sträckor problem med uppsprickning och påföljande bergnedfall vars förklaring många gånger tedde sig svår. I diskussionen mellan beställare och entreprenör hävdades från entreprenörens sida att det var fråga om ett så kallat "knäppbergsfenomen". Normalt uppträder dock icke detta fenomen vid så låga djup varför beställaren ställde sig något skeptisk till detta. Efter att ha passerat ett antal zoner med besvärande bergnedfall, så fördes diskussionen vidare och Nitro Consult inkallades för att bringa klarhet i vad som förorsakade de aktuella fenomenen.

Problemen med stennedfallen var särskilt koncentrerade till vissa sträckor. Omedelbart efter en salva kunde i samband med skrotningen ett knakande, knastrande ljud höras, snarlikt det ljud som uppstår då man knäcker ett brödpaket. Områden som nyss skrotats av kunde efter en liten stund åter vara mogna för skrotning, i varje fall hade det bommat upp. Försökte man bryta på ett till synes löst block, kunde man bryta en lång stund på detta block och bara få loss små flisor i den spricka man attackerade. Lämnade man blocket, kunde det, efter en tidsrymd varierande från några minuter till ett antal timmar lossna av sig själv. Själva brottet syntes vara någon form av, enklast uttryckt, "avskalning". Fenomenet uppträdde i allmänhet direkt efter en salva, men kunde även förekomma månader efter det att man passerat en speciellt aktiv zon. Detta kanske klarast kan visas i sektion 4/950. Där bildades en hög så kallad "kyrka", som måste förstärkas med ett antal betongbågar.(Bild 4. sid. 7)

Blockens storlek kunde variera från små lösa stenar på 10 - 15 cm^2 upp till 1,5 m^2 stora block, med en tjocklek av 15 - 20 cm i genomsnitt (Bild 5. sid.7)

I begynnelseskedet drevs avloppstunneln med full area. Stennedfallen krävde förstärkningar som var besvärliga att utföra med den stora takhöjden. Entreprenören övergick därför till drivning takort - pall (45 resp 37 m^2). Spännvidden minskades från 11 till 9 för att reducera stennedfallet (Bild 3 sid.7). Man förstärkte takorten med sprutbetong när man fick problem med stennedfall. När man sedan tog bottenpallen lossnade stora sjok av det tidigare sprutade taket (Bild 6. sid.7).

Problemställning

Vad orsakade stennedfallet och hur skulle det bemästras? Åsikterna om orsakerna till stennedfallet var många. Betällare och entreprenör hade olika uppfattningar. Bergets kvalitet syntes vid det första påseendet vara bra?Varför skulle då stennedfall ske när tidigare kraftverk t ex Parteboda 30 km uppströms kunde drivas i samma geologiska formationer utan minsta problem.

Ett alternativ, som diskuterades på ett tidigt stadium var att spänningar i berget skulle kunna utlösa stennedfallen. Mot det talade det grunda djupet ca 50 m under markytan. En möjlighet var att eftersom då nedfallen inte uppträdde kontinuerligt längs hela tunneln, de på något sätt kunde vara bundna till bergstrukturen. Ett annat skäl till stennedfallen skulle kunna vara att man till skillnad från Parteboda nu övergått till tung borrutrustning i samband med drivning av tunnlarna. De grövre borrhålen medger större laddningar i varje hål varför hålavstånden kan ökas. Borrprecisionen blir också erfarenhetsmässigt sämre än med handhållen utrustning. Utnyttjas de grova hålen till att öka laddningskoncentrationen i raden skadas berget även utanför de försiktigt laddade kranshålen.

Tunneln i full area drevs till större delen med en grovhålskil med 79 hål i salvan, förutom grovhålet. Kranshålen borrades med $^{c}/_{c}$ 1 m och laddades med Nabit. Hålen närmast kransraden låg 0,8 m ifrån kransen och var laddade med Dynamex i normalfallet.

Att tung utrustning i jämförelse med handhållen skulle orsaka problem är delvis erfarenhetsmässigt grundad eftersom ett antal tunnlar har drivits med tung utrustning och medfört större förstärkningsvolym. Det går inte att utesluta möjligheten att den tunga utrustningen och därmed kraftigare chocken i berget på något sätt skulle kunna spräcka upp berget och därmed initiera ett nedfall.

Vid första påseende föreföll bergets kvalitet vara

ganska hög. Men bergarten var grovkornig, vilket medför en sämre hållfasthet i kornförbanden (Bild 21 och 53-55. sid.40 och 64). En petrografisk undersökning som KemaNord lät utföra hos Vägverket för att eventuellt kunna sälja en del av massorna, gav till resultat att det icke var passande för t ex oljegrus, då kornstorleken var för stor.

När det första problemet med bergnedfall uppstod i tunneln ställde man sig frågan, hur man skulle kunna ta sig igenom partiet. Den första zonen som hade denna karaktär uppträdde vid sekt ca 1/200.

Efter diskussion mellan beställare och entreprenör beslutade man att spruta upp det aktuella partiet med 4 cm sprutbetong, vilket i detta fall visade sig hålla under hela utbyggnadsperioden. När bergnedfall började uppträda framförallt i zoner nedströms och mellan utloppsgavlarna prövades olika metoder att bemästra problemet. En variant var att bulta och spruta upp dessa partier. Att enbart bulta gav icke ett önskvärt resultat. Efter en tid hade berget spruckit upp runt och mellan bultarna så att ca 10-15 cm längs bulten helt frilades.

Sprutbetongen prövades i olika tjocklekar och man beslöt sig så småningom för ca 7 cm vilket visade sig kunna klara största delen av de zoner som var aktiva. På några ställen där bergnedfallet var som mest svårbemästrat tvingades man spruta upp så kallade bågar. Dessa bestod av oarmerad sprutbetong med en tjocklek på ca 20-40 cm, beroende på hur berget hade fallit ut.

Fördelen med att betongpruta de partier som bedömdes som problematiska var förutom att det i allmänhet stabiliserade berget även förvarnade om bergnedfall. Sprutbetongen bjöd ett så stort motstånd att bergavstötningsprocessen märktes först genom sprickor i sprutbetongen. Dessa kunde man se vid okulär kontroll nere från sulan, och då kunde man vidtaga nödvändiga åtgärder.

Av ovan förda diskussion framgår att det rådde en viss tveksamhet över orsaken till stennedfallet.

Var det verkan av en för hård sprängning?
Var det dålig bergkvalitet?
Fanns det spänningar i berget?
Eller var det en kombination av alla dessa faktorer?

För att i någon mån skapa klarhet i några av dessa faktorer så bestämdes vid diskussion med Nitro Consult, att mäta bergtrycket och kontrollera kvaliteten på berget. Nitro Consult hade i detta sammanhang diskussioner med Stiftelsen Bergteknisk Forskning BEFO. Det var ett unikt tillfälle för samtliga parter, eftersom både beställare och entreprenör ställde sig välvilliga till att mätningar utfördes i tunneln.

Nitro Consult föreslog ett undersökningsprogram, som syftade till att klarlägga om bergnedfallen orsakades av dålig bergkvalitet och/eller höga spänningar. Frågeställningen om sprängningarnas inverkan togs ej med eftersom drivningens effektivitet skulle minska. Dessutom skulle undersökningen blivit alltför omfattande för att vara genomförbar med de resurser som fanns. Mätningarna kompletterades däremot med en undersökning av spänningarna i sprutbetongen och berget närmast innanför

Undersökningarnas syfte och mål

Det har i alla tider varit förenat med risker att arbeta under jord.

Problemen har ständigt varit desamma:
Hur stora tunnlar och bergrum kan man göra i just detta berg?
Kommer man att få ras och hur skall man skydda sig däremot?

Inom andra grenar av ingenjörsvetenskapen har man utformat regler och beräkningsmetoder som resulterat i olika normer t ex vid brobyggnader eller fartygskonstruktioner. Ingenting sådant finns för berganläggningar under jord. Det är bergmästaren som i varje enskilt fall gör bedömningar och utfärdar föreskrifter grundade på sin erfarenhet

Trots ett intensivt forsknings- och utvecklingsarbete under de senaste fyrtio åren har man ej kunnat fastställa några normer annat än i delfrågor. För att utforma normer fordras att man har ett stort erfarenhetsmaterial att bygga sina föreskrifter på och att de objekt som dessa normer skall tillämpas på har tillräckligt många gemensamma drag.

Arbete i berg är ett internationellt verksamhetsfält, där förutsättningarna visserligen varierar starkt från plats till plats men där grundelementen dock är desamma, d v s bergarternas hållfasthet och struktur och deras sätt för sönderbrytning. Genom att berg är ett heterogent material, har det varit svårt att bestämma bergets hållfasthet med en acceptabel noggrannhet och lika svårt har det varit att enas om hur man skall mäta de påkänningar som berget utsätts för. Berganläggningens stabilitet bestämdes av parametrarna, berghållfasthet och påkänning. Om man trots allt har accepterat värdena för dessa har man ändå haft svårt att använda resultaten, på grund av brist på beräkningsmetoder som kan taga hänsyn till alla ingående delparametrar.

Enda möjligheten är då att grovt förenkla verkligheten. Berget, som består av mineralkorn med helt skilda hållfastheter och deformationsegenskaper,

har approximerats till ett rent elastiskt och homogent material. Medvetet blundar man då för att det i vissa mineralkorn kan finnas"infrusna"spänningar från tiden för deras bildande eller som har skapats under senare omvandlingar i berggrunden. Man blundar även för alla de sprickor och slag som finns i berggrunden och försöker taga hänsyn till den genom att antaga att:

Den stora volymen (bergmassan) har en lägre E-modul (deformationsmodul) och hållfasthet är bergmaterialet (representerat genom ett litet bergstycke)

Undersökningarna i Ljungaverktunneln avsåg att belysa möjligheterna att korrekt mäta bergets hållfasthet, trycken i berget före tunneldrivningen, tryckförändringarna under och efter utsprängningen, samt den sprickbildning och deformation, som föregår ett bergutfall.

För dem som skall bygga en tunnel är det väsentligt att veta vad den kommer att kosta och hur mycket den kräver av förstärkningsåtgärder under byggnadsperioden och i framtiden.

Beställaren, konsulten och entreprenören har sina erfarenheter från tidigare anläggningar att gå efter. De förundersökningar, som utförts syftar till att fastställa om några stora genomgående krosszoner förekommer i området för den planerade berganläggningen. Däremot undersöker man normalt ej vare sig bergartens hållfasthet eller trycken i berget. Behovet av att känna hållfasthet och tryck kan exemplifieras med begreppet smällberg. Smällberg som uppstår vid vissa kombinationer av höga tryck och låg hållfasthet kan vara störande för driften och ger normalt högre kostnader än planerat.

Ljungaverksundersökningarna avsåg att belysa om smällbergsfenomenen är knutna till någon viss bergartstyp och man således med en noggrann geologisk kartering kan förutse var man skall råka ut för smällberg om man först har bestämt bergartstypernas hållfasthet och på dem verkande tryck. Ett omfattande erfarenhetsmaterial av detta slag från olika tunnlar kan sedan läggas till grund för att beräkna behovet av förstärkningsarbeten vid olika tunneldimensioner och kanske i en framtid leda till internationella normer.

Mätningarna lades upp så att kunskap skulle erhållas för att belysa följande grundläggande hypoteser i bergmekaniken.

Hypotes I

Det är möjligt att mäta trycken i berget.

Många omfattande teoretiska och praktiska studier

görs världen över av möjligheten att mäta trycken i berget. De teoretiska studierna behandlar idealiserade materiel, som är specialfall och sällan finns i verkligheten. Framför allt saknas en bedömning av vilken noggrannhet man i verkligheten kan uppnå under olika förhållanden.

De skilda metoderna ger sina bästa resultat under skilda förutsättningar, t ex söndersprängt berg, plastiskt berg, grovkornigt berg, berg med infrusna spänningar, berg under hög belastning, berg under låg belastning.

Ljungaverksundersökningen avsåg att belysa vilken noggrannhet och tillförlitlighet man kan uppnå i ett praktiskt fall genom att kombinera ett flertal metoder, som kompletterar varandra på bästa sätt inom ramen för en given budget.

Leemans metod i Norges Tekniska Högskolas utformning, "Door-stopper"-mätningar och slutligen mätning av tryckförändringar med A Johnsons mätenhet. Meningen var att mäta absoluttrycken med Leemanmetoden före installationer av Johnson-cellen och även efter den tryckavlastning (även ökning) som galleriet utsattes för vid bortsprängningen av bottenpallen. Mätning av absoluttrycken efter tryckavlastningen kunde ej genomföras då tid saknades att genomföra den.

Hypotes II

Berget uppträder som ett elastiskt material.

Denna hypotes belystes på så sätt att man mätte bergets elastiska egenskaper på borrkärnor samt de tryck som berget var utsatt för. Det var då lätt att beräkna hur stora deformationer t ex galleriet skulle få när man sprängde ut bottenpallen. Dessa deformationer mättes och även de sprickor som uppstod i samma sektion. Man kunde då separera de "elastiska" deformationerna från totaldeformationerna.

Hypotes III

Bergets hållfasthet kan beskrivas med Weibulls formler.

Weibull anger att hållfastheten kan beskrivas som en statistisk sannolikhetsfördelning, som funktion av sprickor och svaghetsplan. Weibull förklarar härmed varför en bergmassa har en lägre hållfasthet än bergmaterialet på ett matematiskt hanterligt sätt, som skulle göra det möjligt att beräkna största tunnelbredd utan förstärkningar.

För att testa hypotesen måste man mäta bergets

hållfasthet, vilket gjordes på borrkärnor, som bl a togs ut vid borrningen för tryckbestämningarna. De kompletterades med slipprov för analys i mikroskop. Enligt teorin kan man ur borrkärnans hållfasthet och trycket i berget beräkna vid vilken tunnelbredd man skall få bergnedfall. Då endast vissa delar av tunneln visade smällbergsfenomen, skulle det finnas en möjlighet att verifiera beräkningarna mot verkligheten.

Tre mätområden, två i smällberg och ett i icke smällberg kan naturligtvis endast ge en antydan till om teorin är användbar. Ett positivt utfall borde dock leda till kraftigt ökade insatser för att utveckla en rutin för framtida undersökningar.

Tekniskt ekonomiskt är det betydelsefullt om man med kännedom om berget och trycken i berget kan uttala sig om

a) möjlig tunnelbredd (area) och utformning

b) stabilitetsproblem kommer att uppstå

c) förväntade förstärkningskostnader

MÄTNINGARNAS UPPLÄGGNING

Vid planeringen av mätprogrammet utnyttjade vi de redan utförda förundersökningarna. Vi studerade också med finita elementmetoden vilka tryck och deformationer vi kunde förvänta i berget under olika drivningsskeden.

Detta gav en möjlighet att planera vilka mätningar som skulle göras, vilken noggrannhet som krävdes och var mätningarna lämpligen borde utföras. Beräkningarna gav också en möjlighet att värdera de erhållna mätresultaten

Förundersökningar

Som underlag vid projekteringen av kraftverket vid Ljungaverk låg geologiska och topografiska kartor samt seismiska undersökningar och fyra diamantborrhål, bilaga 2.

Bedömningen av bergförhållandena har gjorts av P H Lundegårdh. Med utgångspunkt från de geologiska kartorna och sin erfarenhet från bl a Parteboda kraftverk, som ligger i Ljungans älvdal avgav P H Lundegårdh den 5 juli 1970 följand yttrande:

"Berggrunden inom kraftstationsområdet och längs avloppstunneln består av gnejsgranit med gnejsinneslutningar, partier av granit och pegmatit samt flackt liggande intrusioner av diabas (lagergångar). Fogarna mellan diabas och övriga bergarter är vanligen oläkta. Tektonisering har vid flera tillfällen drabbat berggrunden, senast i samband med Alpernas bildning".

I ett andra undersökningssteg belades hela avloppstunneln med en längd av 5 900 m med seismiska profiler. En del av dessa utfördes under 1966, med seismiska gånghastigheter ner till 4 000 m/s. Dessa sammanfaller ofta med zoner av rösvittrat berg i ytan och P H Lundegård drar slutsatsen att orsaken kan vara flackt liggande lagergångsdiabaser.

Med ledning av de seismiska undersökningarna borrades fyra stycken diamantborrhål. Kärnorna visar att huvudbergarten är en medelgrov gnejsgranit med spridda stora vita fältspatögon. Utöver gnejsgraniten uppträdde i kärnorna grå småkornig gnejs och gråvit pegmatit. Båda dessa bergarter hade slutna fogar mot gnejsgraniten och innebar icke någon försvagning av berget. Sprickfrekvensen var ringa och kärnsammanhållningen god, sträckvis utmärkt (stavar av mer än 2 m's längd). Ingen av de fyra kärnorna innehöll diabas.

P H Lundegård drar slutsatsen:

"I stort sett är de bergmekaniska förhållandena lika med dem i Partebodatunneln. Kornförbandet är dock sådant att risk för smällberg kan finnas vid oförsiktig sprängning".

Förutom förundersökningarna fanns vid planeringen av de bergmekaniska undersökningarna också utlåtande från Statens Vägverk om bergmaterialets användbarhet som vägbeläggning samt Bergmästarens yttrande med anledning av inträffat olycksfall.

Vägverkets utlåtande visar att bergarten har god hållfasthet men att den är allt för grovkornig att användas i t ex oljegrus för vägbeläggning (Bilaga 2).

Vid Bergmästarens besök den 28 - 29 juni 1972 konstaterade denne och intygade:

"Den tunnel som påhuggits i utloppet och vars gavel nu stod i ca sektion 4520 sista 30 m har drivits i typiskt smällberg! Bergarten ådergnejs utan sprickor och slag. Om någon av de övriga tunnlarna kommer in i likvärdigt berg skall omedelbart förfarande enligt punkterna 4.1 - 4.7 iakttagas". (Bilaga 2)

Efter det att mätningarna påbörjats framkom ytterligare material. Dels gjorde R Selmer-Olsen från NTH i Trondheim ett besök i Ljungaverk, dels utförde Birgitta Bygghammar från Sveriges Geologiska Undersökning en kartering av hela tunneln.(Bilaga 2)

Selmer-Olsen noterar från sitt besök den 22 - 24 jan. 1973 bl a:

"Berget i området består av massiv gnejs med nästan homogena granitiska partier. Berget är genomdraget av unga eruptivgångar, som delvis är starkt sönderkrossade. Mindre lerzoner upp till 10-15 cm's bredd följer i allmänhet eruptivgångarna längs deras gränser mot sidobergarten.

I delar av tunneln var bergtrycket så högt att bergartens styrka hade överskridits med sprickbildning och avskalning parallellt med takkonturen som följd. - Särskilt omfattande var icke avskalningstendenserna. Endast på ett par ställen såg man liten begynnande "kölbildning" i taket.

Avskalningstendenserna varierade starkt. De tycktes följa de massiva bergpartierna i den nedre delen av tunneln. Avskalningen tyder på höga horisontalspänningar av mycket lika karaktär.

Om spänningarna har tektoniskt ursprung eller om de är remanenta (glas - spänningar) kan inte med säkerhet avgöras. Detta fenomen existerar även i andra eruptivområden och granitiserade områden.

Då berget är täckt med lösa jordlager eller är starkt

uppsprucket kan sådana spänningsförhållanden icke förutses under projekteringen utan att speciella undersökningar har gjorts".

Bygghammars kartering visar att den bergartstyp, som Bergmästaren ansåg innebära risk för smällberg, d v s en slirig ögongnejsgranit genomsatt av Hörnögångar och pegmatiter även finns i de två områden, där vi placerade mätenheten för att mäta smällbergsfenomenen. Någon fullständig bokföring över var smällbergsfenomenen uppträdde finns ej. På diagrammet över utförda förstärkningsarbeten finns det dock angivet på några ställen. Man finner då att smällbergsområdena bäst korrellerar med de grovsliriga ögongnejsgraniterna genomsatta av Härnögångar och pegmatiter.

Finita elementberäkningar

När vi stod inför problemet att planera undersökningarna i Ljungaverk, så utnyttjade vi de förkunskaper vi hade. Förutom ett besök på platsen hade vi förundersökningar gjorda i samband med projekteringen och upprättandet av anbudshandlingar för entreprenaden, protokoll från Bergmästarens inspektion under byggnadstiden samt prof. Selmer-Olsens inspektion.

Dessa förkunskaper ville vi utnyttja för att planera undersökningen på ett sådant sätt att den skulle ge ett maximalt utbyte. Vi ville veta hur stora deformationer och spänningar vi kunde räkna med runt tunneln, inte bara på ytan utan till ett avsevärt djup in i berget. Detta för att vi planerade:

- mätningar med Leemans metod till avsevärt djup in i berget.
- ingjutning av dubbar för studier av sprickbildningen i samband med utsprängningen.
- mätningar av tryckförändringar när takorten passerade mätcellerna samt när galleriet sprängdes ut.

För att kunna genomföra detta var det väsentligt att veta var mätgivarna skulle placeras för att ge ett så värdefullt resultat som möjligt och hur långt in i berget givarna skulle placeras för att täcka det intressanta området samt med vilken noggrannhet mätningarna måste utföras.

Mätningarna skulle göras i fält med de tunnelsektioner som föreskrevs för entreprenaden. För beräkningarna kunde vi ej använda analytiska beräkningar, då endast några ideala former, cirklar och ellipser, har kunnat lösas analytiskt.

Vi hade då att välja mellan finita elementberäkningar och spänningsoptiska modeller. Valet var lätt, då finita elementberäkningar kunde genomföras snabbt och

till en förhållandevis låg kostnad och med en önskad noggrannhet.

Beskrivning av finita elementprogrammet

Finita element-(förkortat FEM)-beräkningar blev möjliga först med datorernas utveckling. Som framgår av namnet innebär FEM att man delar in sitt beräkningsobjekt, i detta fall berget runt tunneln, i ett stort antal små eller stora element, plattor med enhetliga elastiska egenskaper.

Det program som vi använde tillät 900 triangulära plattor sammanfogade i 1500 knutpunkter. Beräkningsobjektet kunde byggas upp av plattor där olika delar hade olika materialegenskaper och olika typ av hopkoppling. Elementens materialegenskaper kunde sättas olika i två mot varandra vinkelräta riktningar. Det var också möjligt att t ex lägga in bergbultar, som separata linjeelement och förankra dem antingen i botten (motsvarande en expanderbult) eller längs hela sin längd (motsvarande en ingjuten bult). Man kunde då också ge bulten en egen elasticitetsmodul och förspänning.

Det var alltså möjligt att lägga in andra bergarter, t ex en diabasgång eller liknande. En stor fördel med programmet var också att man kunde taga ut berget i olika steg, t ex takort-pall utan omprogrammering.

Programmet hade utvecklats av Dr. J Meak vid University of Queensland, Brisbane, Australien för Mount Isa Ltd.. Då Meak var i England kunde vi få hjälp med beräkningarna av honom själv.

Nätverkets uppläggning

Noggrannheten i beräkningarna avgjordes helt av hur beräkningsobjektet delades in i element. Ju finare elementindelningen gjordes desto noggrannare blev beräkningarna. Då antalet tillgängliga element var begränsat och då kostnaden för beräkningarna ökade starkt med antalet utnyttjade element, var det väsentligt att utnyttja elementen så väl som möjligt.

Vi strävade efter att ha små element där spänningsgradienten var stor, och större element där gradienten var liten. Eftersom det var en tunnel var det lätt att bedöma var spänningsgradienterna skulle bli höga. För en tunnel är spänningskoncentrationena begränsade till en zon ungefär lika med tunnelns dubbla diameter (Bild 7).

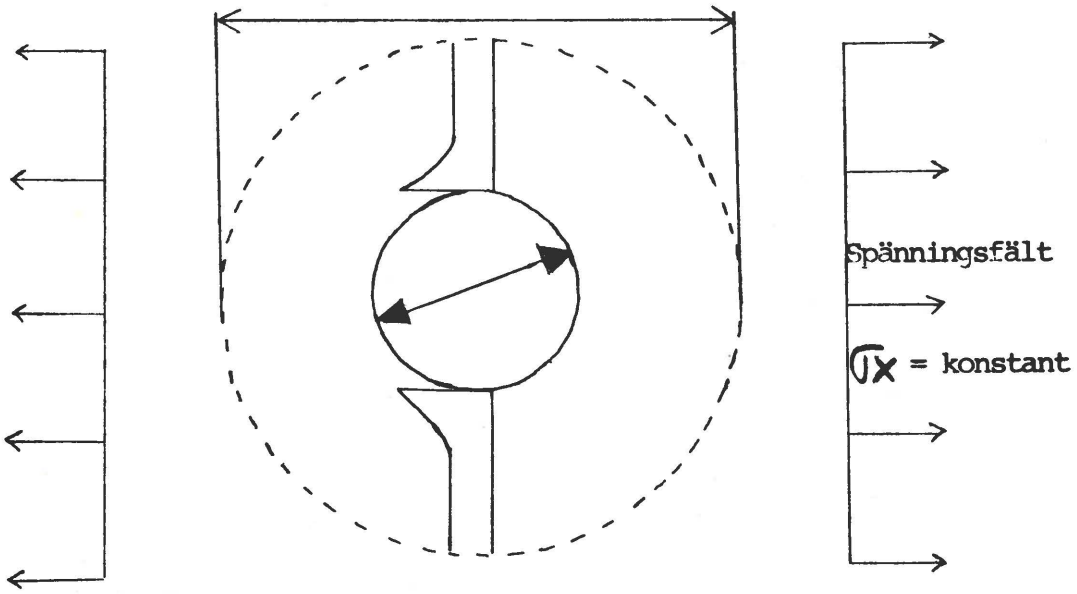


BILD 7.

På grund av tunnelns form hade den endast en symmetriaxel.

Den inre delen av nätverket framgår av figur 8. Principiellt skall det räcka med ca 8 trianglar runt en öppning (symmetridel) men eftersom sektionerna även skulle kunna bearbetas som takort - pall måste ett högre antal användas.

Noggrannheten i beräkningen ökar också med ett större antal triangelelement.

Efter att ha slutfört nätverket närmast öppningen fortsatte vi med återstoden av nätverket till de yttre begränsningarna. Då dessa betraktas som fasta, d v s de påverkas ej av tunneln, måste de ligga på stort avstånd från tunneln. Begränsningarna bör vara på ett avstånd av 6 - 10 gånger diametern för den omskrivna cirkeln till tunneln.

Då tunneln ligger på ca 50 m:s djup och är 10 m bred fastställdes de yttre begränsningarna enligt bild 10.

Utförda beräkningar

Spänningarna runt en tunnel i ett gravitationsfält på ca 50 m:s djup under markytan är väl känt. Den

första beräkningen var således att kontrollera att programmet gav detta resultat, d v s att inga programmeringsfel hade begåtts. När detta var kontrollerat övergick vi till planeringsberäkningarna.

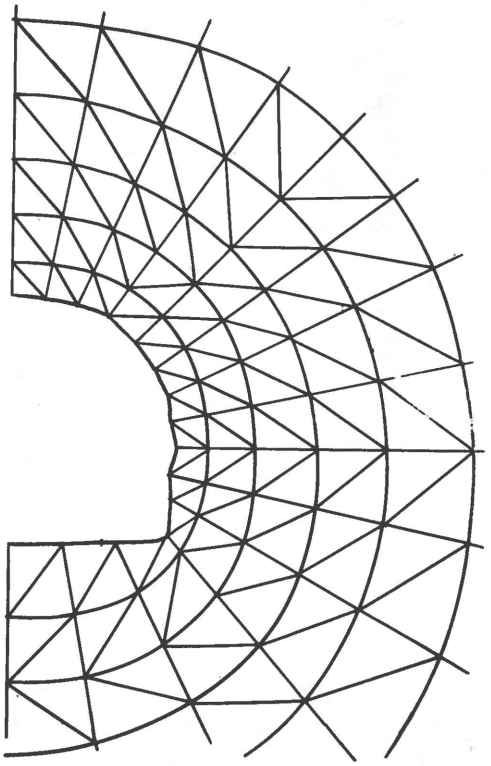


Bild 8. Nätverkets centrala del, full area.

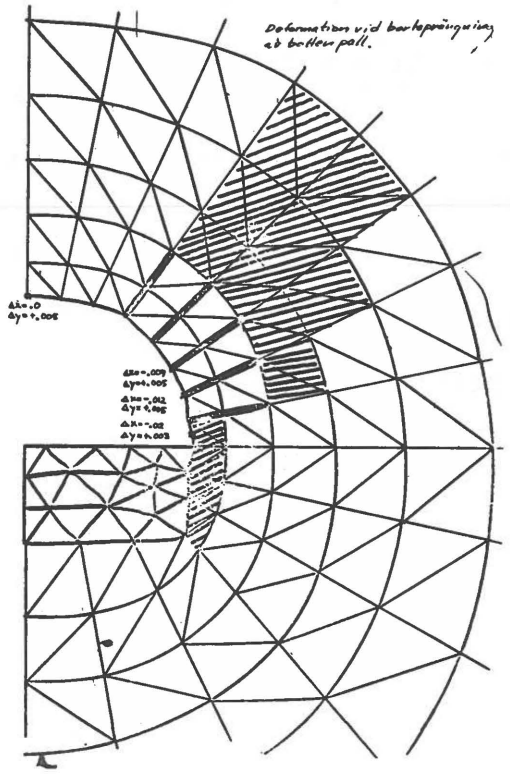


Bild 9. Nätverkets centrala del, takort-pall.

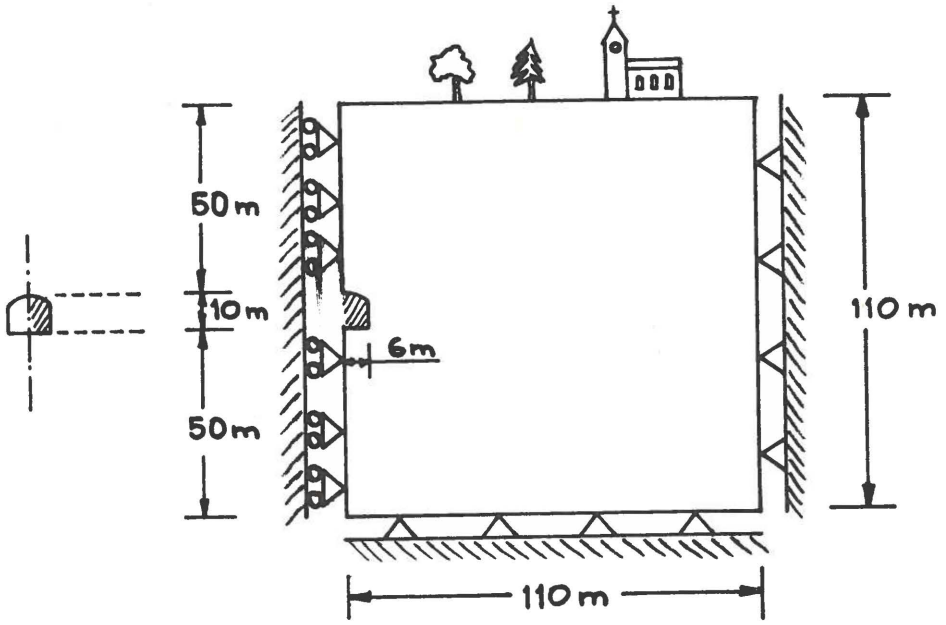


Bild 10.

Då förundersökningarna hade givit vid handen att bergutfallen troligen orsakades av stora horisontella spänningar togs detta som utgångspunkt för beräkningarna. Huvuddelen av mätningarna planerades för den del av tunneln, som drevs med takort och pall, varför beräkningarna gjordes för denna del (sektion 3944 och 4530).

För beräkningarna valdes en låg elasticitetsmodul, då det allmänna resonomanget vid denna tid var att bergets deformationsmodul (E-modul i stora volymer) är låg. Därtill önskade vi beräkna deformationerna som orsakades och vi trodde oss kunna få större noggrannhet i resultaten med vår elementindelning om deformationerna blev större.

Allt som allt kom vi att utföra tre stycken beräkningar utöver den första som endast var en kontroll av programmeringen.

Dessa tre beräkningar var:

1. Jämförelsebräkningen (2:a körningen, bildsida 11)

   Horisontellt tryck b_x = 205 kp/cm^2

   Vertikalt tryck b_y = 15 kp/cm^2

   E-modul E = 60,000 kp/cm^2

2. Låg E-modul närmast öppningen (3:e körningen, bildsida 12).

   På grund av sprickbildning orsakad av sprängning kan berget lättare deformeras närmast tunnelns kontur.

   Horisontellt tryck b_x = 205 kp/cm^2

   Vertikalt tryck b_y = 15 kp/cm^2

   E-modul E = 60,000 kp/cm^2

   E-modul (drag) hor E_1 = 60,000 kp/cm^2

   E-modul (drag) ver E_2 = 20,000 kp/cm^2

   Förspända bultar 5 st/meter.

   b_x = kp/cm^2

   b_y = kp/cm^2

   E-modul E_b =2,100,000 kp/cm^2

   Area 5 cm^2

Berg har en mycket låg hållfasthet och kan därför antagas spricka upp vinkelrätt mot dragspänningarna.

Det medför då att berg har lättare att deformeras i dragspänningszonen endast var 1/3-del så stor i vertikal som horisontell led.

Närmast tunnelöppningen monterades också 2 m långa förspända bultar, varigenom vi hoppades kunna motverka dragspänningarna i berget.

Resultaten från beräkningarna presenterades med:

a. Förutsättningar.

b. Spänningarnas storlek och riktning i alla punkter med dragspänning.

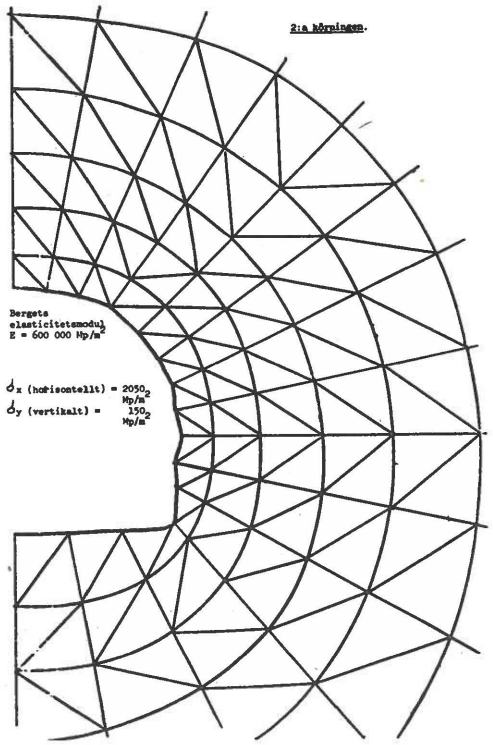
c. Nivåkurvor över maximala skjuvspänningen SHEAR MAX.

d. Största och minsta huvudspänningarnas storlek i tre snitt in i berget (vertikalt, diagonalt och horisontellt).

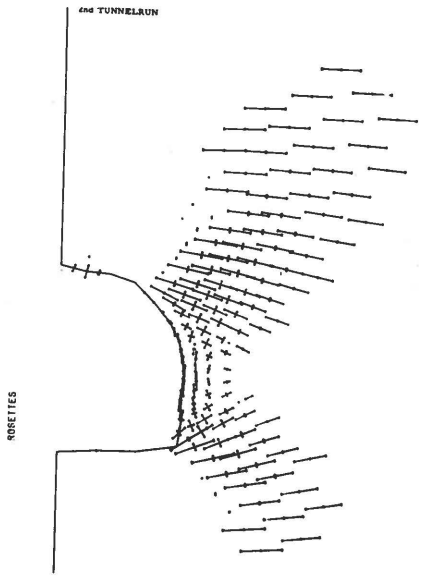
Av jämförelsebevakningen (bildsida 11) framgår att det finns en stor zon med dragspänningar från anfanget och snett uppåt respektive från nedre hörnet och snett nedåt.

Dragspänningarna var i huvudsak vertikala och ville således draga sönder berget i tunna horisontella skivor. (Dessa dragspänningssprickor kunde sedan utvidgas och blev då anvisningar för större sprickor, som eventuellt kunde leda till bergnedfall.)

BILDSIDA 11 a) och b)

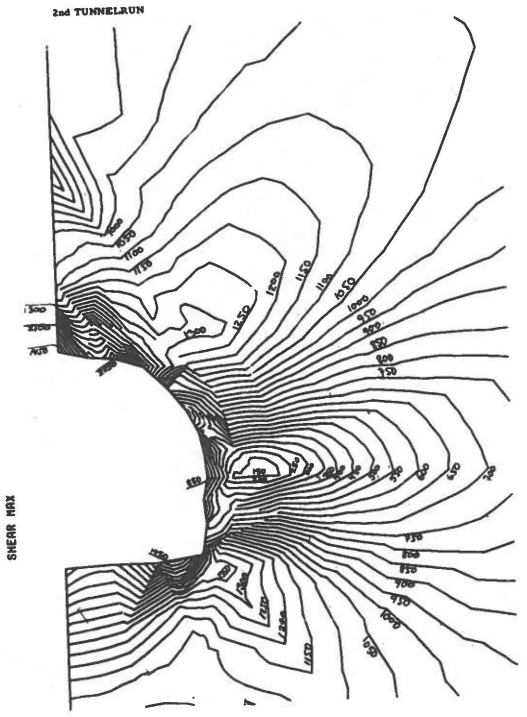


a) Nätverkets centrala del med beräkningsförutsättningar.
10 Mp/m^2 = 1 kp/cm^2 = 10^5 N/m^2

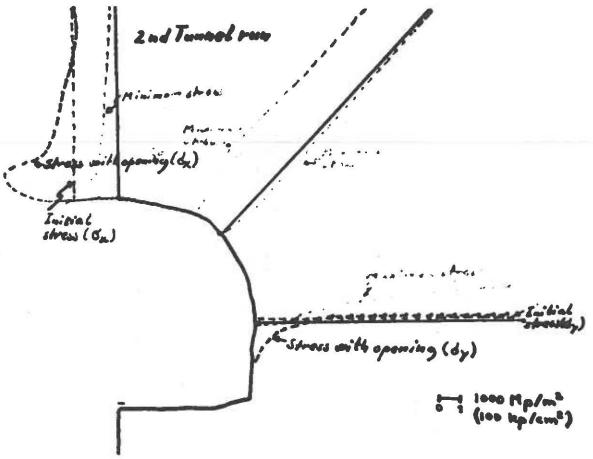


b) Bilden visar kraftpilarna vid punkter med dragspänning.
Tryckspänning markeras med
Dragspänning markeras med
Tryckspänning större än 2500 Mp/m^2 har ej utritats utan i dessa punkter anges enbart dragspänningen.

BILDSIDA 11 c) och d)

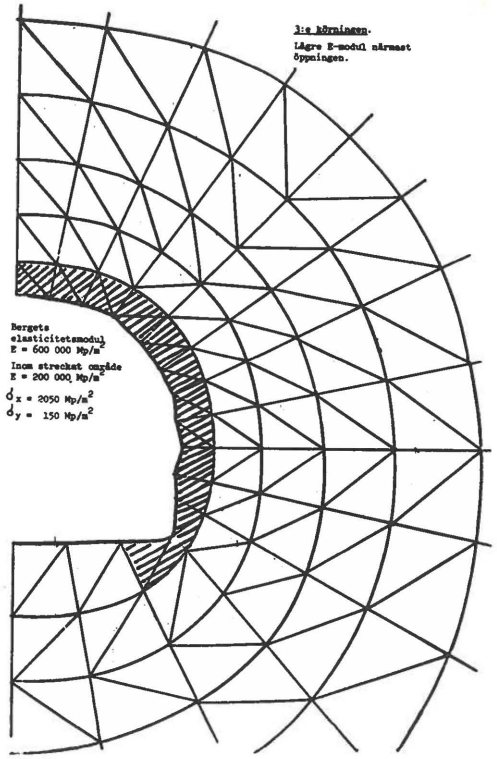


c) Skjuvspänning i Mp/m^2. Maximala tryckspänningen fördelas på ungefär samma sätt men är ca fyra gånger större.

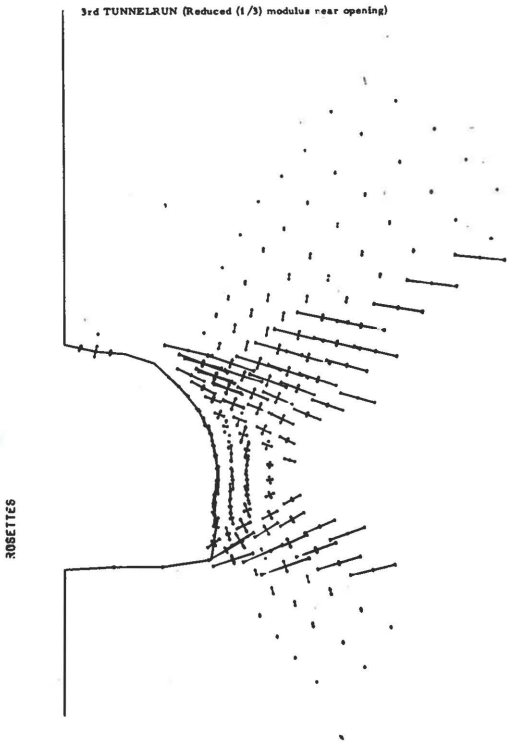


d) Största respektive minsta huvudspänningarnas storlek i tre snitt (tak, anfang och sida).

BILDSIDA 12 a) och b)

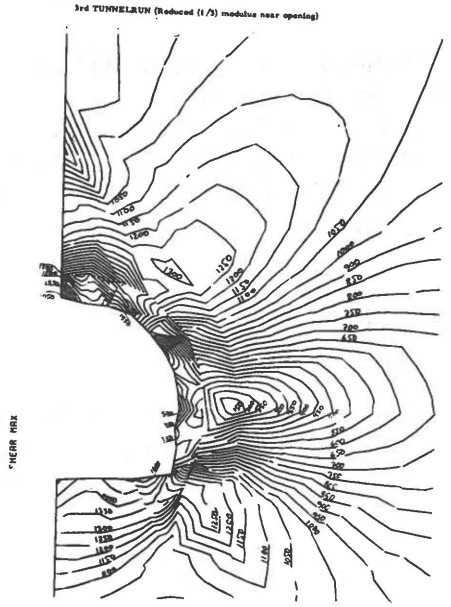


a) Nätverkets centrala del med beräkningsförutsättningar.
10 Mp/m^2 = 1 kp/cm^2 = 10^5 N/m^2

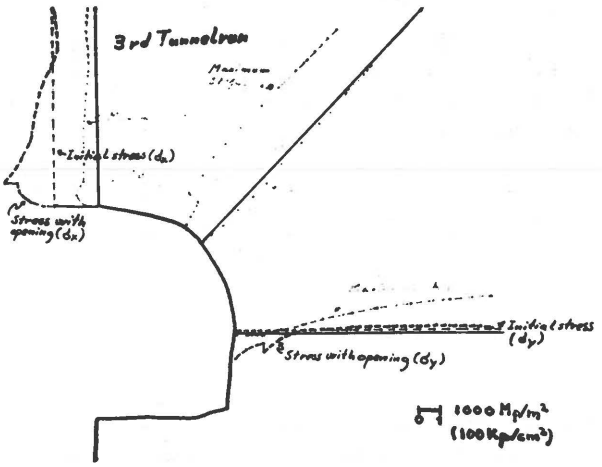


b) Bilden visar kraftpilarna vid punkter med dragspänning.
Tryckspänning markeras med
Dragspänning markeras med
Tryckspänning större än 2500 Mp/m^2 har ej utritats utan i dessa punkter anges enbart dragspänningen.

BILDSIDA 12 c) och d)



c) Skjuvspänning i Mp/cm^2. Maximala tryckspänningen fördelas på ungefär samma sätt men är ca fyra gånger större.



d) Största respektive minsta huvudspänningarnas storlek i tre snitt (tak, anfang och sida).

Den största huvudspänningen hade sina högsta värden i taket och i sulan. Den maximala skjuvspänningen visade samma fördelning som den största huvudspänningen, med ca 1/4-del av maximalvärdet.

Av diagram framgår att spänningarna var störst i taket, men att de avtog mycket snabbt när man kom längre in i berget ovanför tunneln. Värt att notera var att även vertikalspänningen ovanför taket ökade till ett maximalvärde för att sedan avtaga mot sitt normalvärde. I tunnelns sida fanns en dragspänningszon, som dock var mycket grund.

Beräkningen med lägre E-modul närmast tunnelväggen (bildsida 13) gav till resultat att:

de maximala spänningarna blev lägre än vid jämförelseberäkningen och att maximum ofta flyttades in i berget från ytskiktet

dragspännings-zonen hade något litet ändrat karaktär. I tunnelns sida hade den ökat sin djuputbredning

beräkningen med takort-pall visar inverkan av antagandet att berget har lättare att deformeras i dragspänningsriktningen än vinkelrät däremot.

dragspänningen hade ökat något i storlek

den största huvudspänningen har ökat kraftigt

bergbultarna ger ett stelare ytskikt, som kunde taga upp stora tryck- och skjuvspänningar.

en kalkyl gjordes över hur många förspända bult som skulle krävas för att hindra berget att spricka upp på grund av dragspänningarna. De var av storleksordningen 10 kp/cm^2, d v s 100 Mp/m^2, vilket skulle ge 10-20 $bult/m^2$. Detta ansåg vi orealistiskt.

den sista beräkningen användes för att bestämma tunnelns deformation, resultat framgår av bild 14.

Slutsatser

På den plats där mätningarna skulle företagas avsåg man att driva tunneln med takort och pall.

Beräkningarna avsåg att ge underlag för val av mätpunkter och krav på mätnoggrannhet.

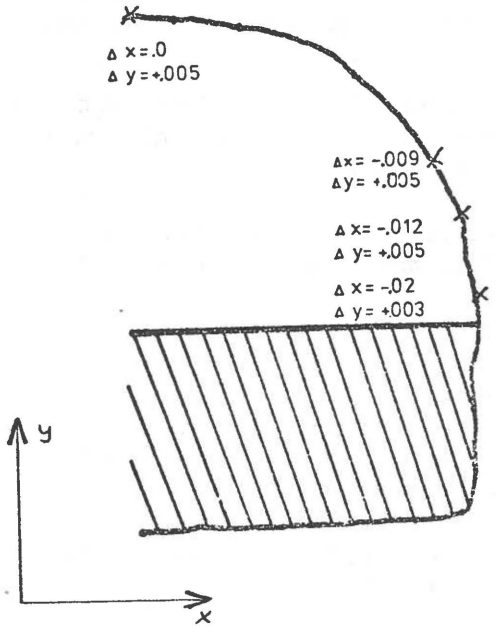


Bild 14. Deformation vid bortsprängning av bottenpall

Vilka slutsatser kunde nu dragas av dessa beräkningar.

1. Diameterförändringarna i tunneln kunde bara mätas i takorten och mätningen angav då hur stora förändringarna blev när pallen sprängdes ut.

   En mätnoggrannhet av ca 1 mm borde vara tillräcklig och därför duger ett stålmåttband, som också användes.

2. Absoluttrycksbestämningar kunde utföras med två metoder - "Door-stopper" och Leeman.

   "Door-stoppern" var lämpligast för takmätningar och användes för både betong och berg.

   Leemans metod användes för 10 meter djupa horisontella hål.

   Beräkningarna visade att vi kunde förvänta mycket höga spänningar i tunneltaket, 400 kp/cm^2, där vi skulle göra mätningarna med "Door-stoppern". Risk kunde då finnas för avspjälkningar i hålbotten och misslyckade mätningar, men detta var den enda metoden som stod oss till buds.

I de horisontella hålen kunde vi förvänta vertikala dragspänningar ca 2,5 m in i berget från tunnelväggen. Horisontalspänningen borde sakta och kontinuerligt öka från noll till sitt normalvärde på ett djup av ca 5-10 meter.

3. Beräkningarna visade också att förändringarna av trycket blev så stora när man sprängde ut takorten och bottenpallen.

   Av diagrammen kunde vi bestämma tre lämpliga punkter för mätning av tryckförändringar.

   Dessa tre punkter var:

   a) 2 m ovanför taket

   b) mitt för den färdiga tunnelns sida på ett djup av ca 2,5 m

   c) i höjd med den färdiga tunnelns sula och 2,5 meter in i berget

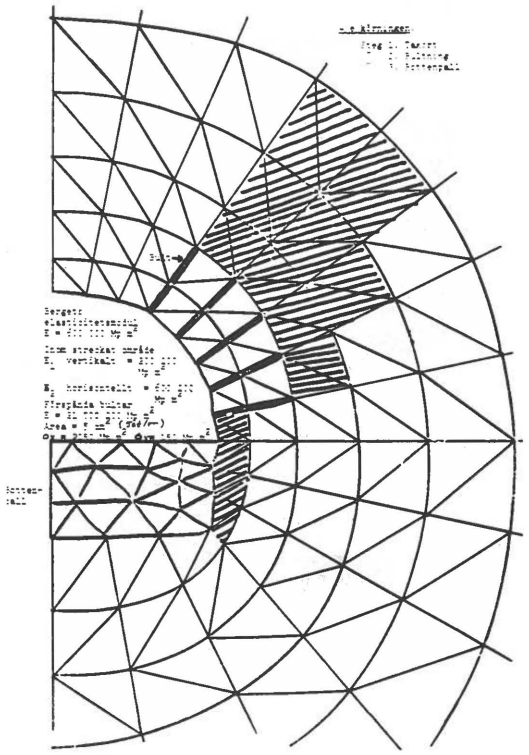
   Punkten a) drabbades då av två succesiva tryckökningar medan punkten b) först fick en tryckökning och sedan en tryckminskning.

   Punkten c) ger tillsammans med a) och b) en bild av hela spänningsfältet runt tunneln.

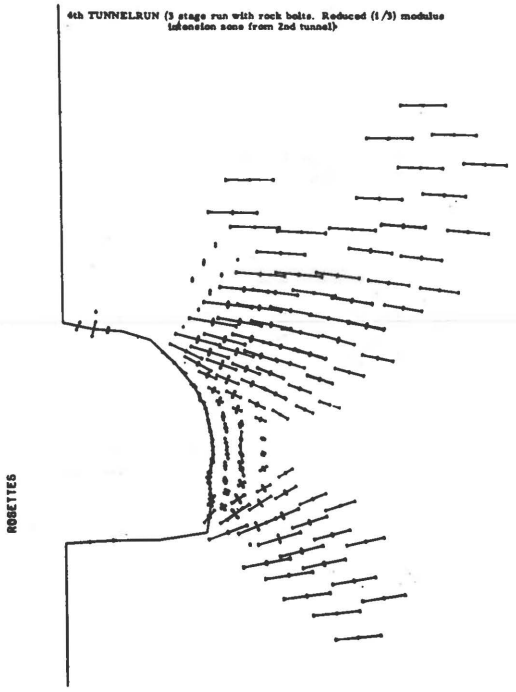
4. Om det förekom partier i berget som starkt avvek i elasticitetshänseende, kunde man få stora diskontinuiteter i mätresultaten.

5. Man kunde förvänta horisontella sprickor ovanför tunneltaket och framförallt ovanför anfangen.

BILDSIDA 13 a) och b)

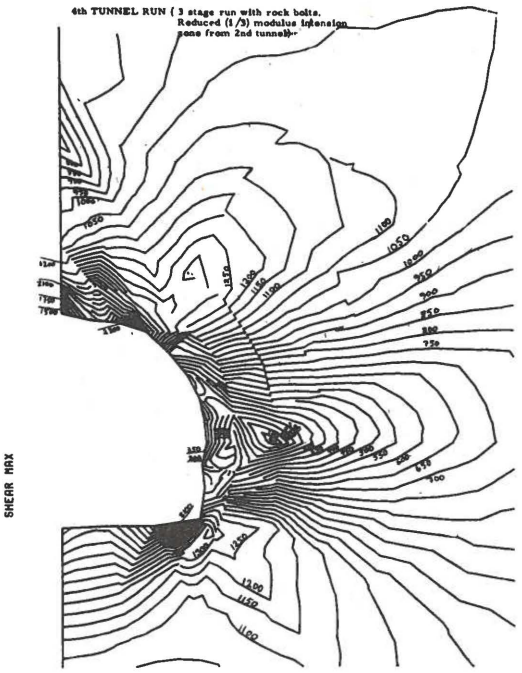


a) Nätverkets centrala del med beräkningsförutsättningar.
10 Mp/cm^2 = 1 kp/cm^2 = 10^5 N/m^2

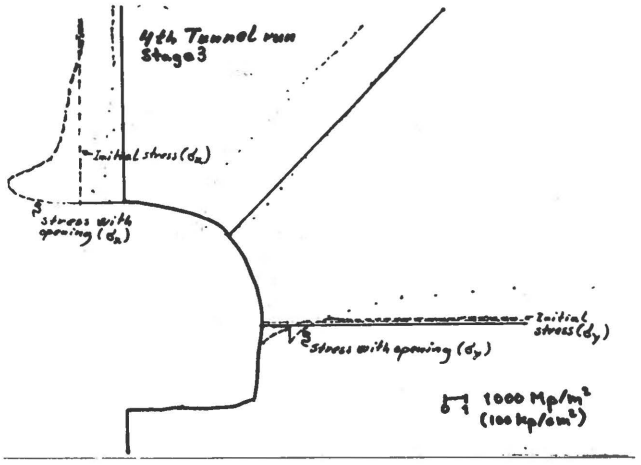


b) Bilden visar kraftpilarna vid punkter med dragspänning.
Tryckspänning markeras med
Dragspänning markeras med
Tryckspänning större än 2500 Mp/m^2 har ej utritats utan i dessa punkter anges enbart dragspänningen.

BILDSIDA 13 c) och d)



c) Skjuvspänning i Mp/m^2. Maximala tryckspänningen fördelas på ungefär samma sätt men är ca fyra gånger större.



d) Största respektive minsta huvudspänningarnas storlek i tre snitt (tak anfang och sida).

Undersökningsprogram.

Undersökningsprogrammet lades upp så att man skulle mäta i fyra sektioner i tunneln; en sektion där man ej hade några problem med smällberg, en sektion där bågar betongsprutats samt två sektioner där smällbergsproblem uppkommit.

De mätningar som genomfördes vid de olika mätplatserna var:

Mätplats 1 (sektion 4/530).

Tunneln drevs i denna sektion med takort - pall. Smällberg uppträdde i denna sektion.

Det fullständiga spänningsfältet,alla tre huvudspänningarna och deras riktningar, bestämdes här med Leemans metod i ett tio meter djupt horisontellt hål vinkelrät mot tunnelsträckningen. E-modul och hållfasthet bestämdes på borrkärnorna. Därtill mättes med "Door-stoppers" två hål i tunneltaket, dels i sprutbetongen dels i berget innanför. Härigenom var det möjligt att jämföra Leemans metod med "Door-stopper"-metoden.

Spänningsmätningarna gjorde i takorten. Deformationsmätningarna utfördes i samband med palldrivningen.

Mätplats 2 (sektion 1/737)

Tunneln drevs i denna sektion i full area. Berget var här stabilt, varför denna mätplats användes som referenssektion.

På fem olika djup bestämdes det fullständiga spänningsfältet med Leemans metod. Därtill bestämde man bergets E-modul och hållfasthet.

Mätplats 3 (sektion 3/945)

I denna sektion drevs tunneln med takort och efterföljande pall. Här fanns således möjlighet att mäta de tryckförändringar som skedde när takorten drevs och sedan när pallen sprängdes ut.

Tre stycken av A Johnson-institutets mätenheter placerades ut framför takorten ovanför denna respektive i sidan och i jämnhöjd med pallens botten. De på detta sätt registrerade tryckförändringar skulle vara lika stora som dem man kunde räkna fram med elasticitetsteorin från de uppmätta absoluta spänningarna (med Leemans metod).

Om metoderna skulle ge olika resultat, kunde det bero på att någon av mätmetoderna var fel eller att elasticitetsteorin inte var tillämplig. Därför mättes också bergets E-modul på borrkärnorna från mäthålen samt tunnelns deformation när pallen sprängdes ut. Denna deformation kan också beräknas från elasticitetsteorin om man känner

E-modulen och trycket i berget, varför man här hade en möjlighet att avgöra om elasticitetsteorin är tillämplig.

Tunnelns hoptryckning består dels av en elastisk deformation dels av en sprickbildning. Den senare mättes med två olika metoder, dels med i berget ingjutna dubbar och dels med borrhålskikare.

Man kunde jämföra bergets E-modul mätt på borrkärnan och bergmassans deformationsmodul mätt som tunnelns hoptryckning.

I taket mättes ett hål med "Door-stopper".

Mätplats 4 (sektion 0/675-0/710)

Tunneln drevs i denna sektion med full area.

Med "Door-stopper" mättes spänningsfältet i botten av fyra borrhål. Detta gjordes på olika djup i betongen och berget innanför. Dessa mätningar kontrollerades med E-modul och hållfasthet hos respektive berg och betong för att söka belysa betongens samverkan med berget.

Mätprogrammets genomförande.

Den 5 december 1972 påbörjades den praktiska delen av undersökningen. Eftersom man på arbetsplatsen kommit i tidsnöd p g a de besvärliga förhållandena, gällde det för mätgruppen att i så liten utsträckning som möjligt störa produktionen, som pågick dygnet runt.

Mätplats 1 blev sektion 4/530, som hade utgjort en besvärlig zon med stora bergnedfall vid drivningen. Ett horisontellt 10 m djupt hål borrades, vari 5 st mätningar för bestämmande av de absoluta spänningarna enl Leeman-metoden utfördes. P g a problem med borrutrustningen tog dessa mätningar längre tid att utföra än beräknat.

Med "Door-stoppers" mättes dels i sprutbetongens ytskickt dels omedelbart innanför sprutbetongen i berget. Två mätningar utfördes i vardera av två mäthål.

Vår nästa uppgift var att på den drivningsfria dagen - söndag - i en av de aktuella drivningssektionerna placera 3 st Johnson-mätare för mätning av tryckförändringen när tunneln respektive pallen drevs förbi mätpunkterna. Tunneldrivningen var på nedströmsfronten framme vid sektion 3/951 och "knäppningarna" i berget framträdande, varför denna front valdes. P g a den forcerade drivningen hade vi endast denna dag på oss för detta arbete, vilket visade sig vara för kort tid. Endast två av de tre mätarna hanns med.

Denna första mätperiod avslutades med 5 mätningar i ett 10 meter djupt hål i mätplats 2 (bild 15). Här hade tunneln utan problem kunnat drivas med full area och kunde anses som referenssektion till de två "knäppbergssektionerna" som utvalts.

Avloppstunnel sektion 1/737 (sedd nedströms åt)

Bergtryckmätning H3
Mätning på 1,95m 4,10m 5,95m 7,90m och 9,80m
"Bra berg"

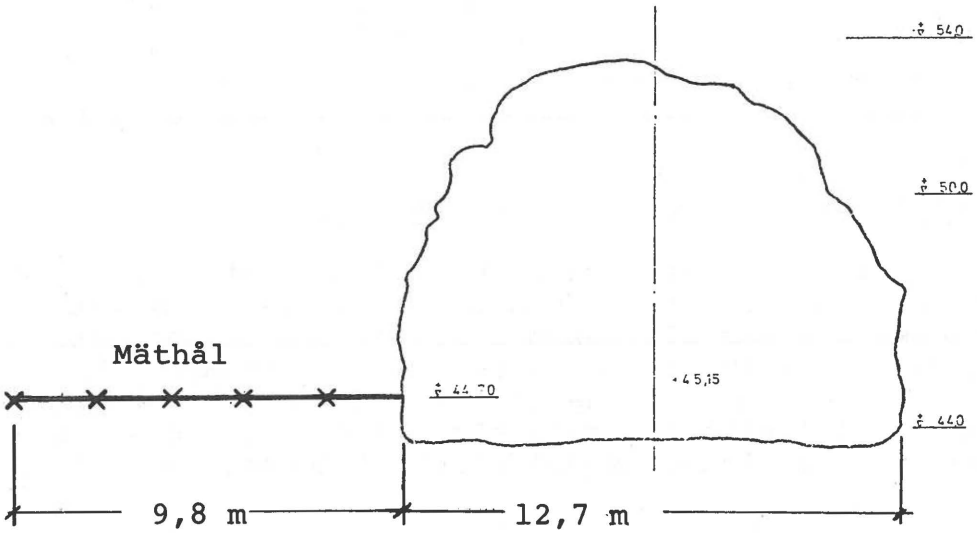


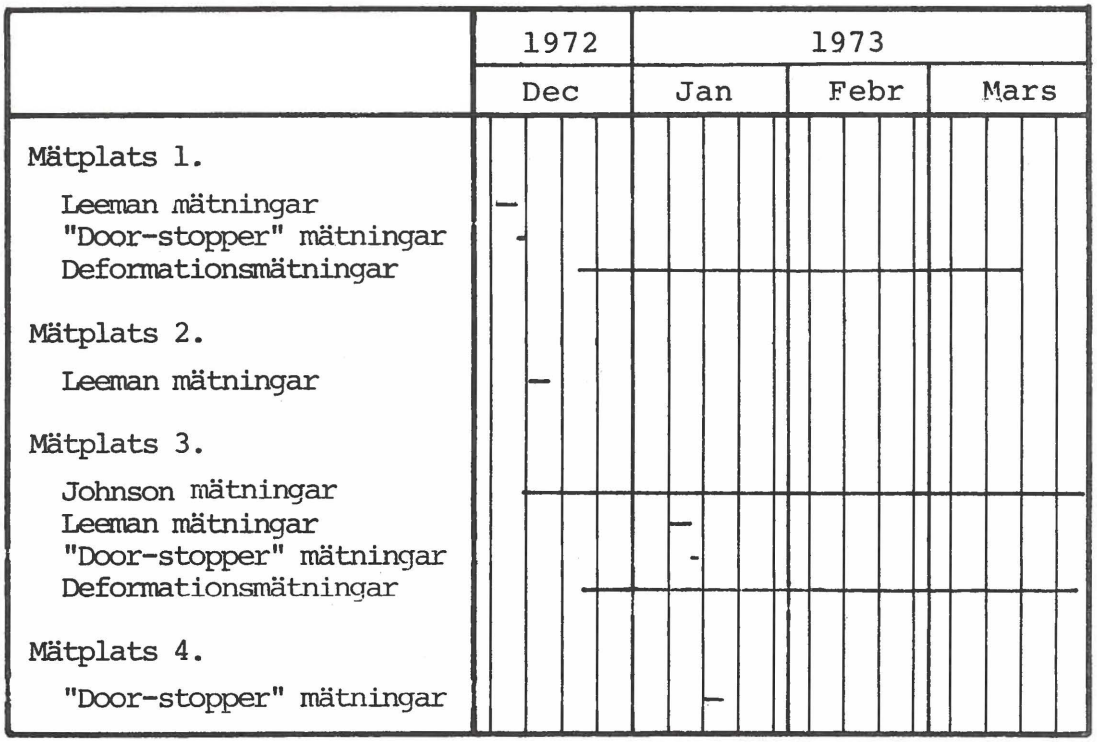
Bild 15. Fotosektion 1/737. Mätplats 2.

Mätning av deformationer gjordes på mätplats 1 och 3. I vardera sektionen fastgjöts 4 st bultar och lika många hylsor i 3 m djupa borrhål med diameter 37 mm. Monteringen gjordes den 20 och 21 december 1972.

Den 9 januari 1973 återupptogs bergtrycksmätningarna. Takorten var nu färdigsprängd och palldrivningen hade påbörjats på uppströmsfronten. Från utloppsdelen hade borrningen för pallen påbörjats men ingen salva var skjuten, varför vi från denna sida kunde ta in vår mätutrustning till mätplats 3 för att här bestämma de absoluta spänningarna i berget och sprutbetongen. Den sista metern av hålet för den tredje Johnson-mätaren kunde också borras innan första pallsalvan från utloppssidan sköts. Mätarens (J3) placering framgår av bild nr 17 Ytterligare mätningar med "Door-stoppers" gjordes i sprutbetongbågar i sektion 0/675 och 0/710 enligt bifogad skiss.

Som avslutning på spänningsmätningen gjordes mätningar med "Door-stoppers" i sprutbetongbågar på mätplats 4

Tidschema för fältarbetena.



Bergtrycksmätning med Leeman metoden.

För bergtrycksmätningsdelen i programmet valde vi att samarbeta med Norges Tekniska Högskola. I mitten av november gjordes ett besök i Ljungaverk tillsammans med A Myhrvang, NTH för planering av mätningarna. Valet av mätplatser kunde av naturliga skäl inte bestämmas vid detta tillfälle eftersom vår undersökning måste anpassas till de kommande driftförhållandena. Principiellt

bestämdes emellertid att mätningarna skulle fördelas på 3 hål i 3 skilda tunnelavsnitt. Håldjup bestämdes till 10 m med fem mätningar per hål. Hålen borrades vid mätplats 1 och 3 där knäppberg uppträdde samt vid mätplats 2 där man utan problem drivit tunneln med full area.

Mätningarna påbörjades den 5 december 1972 vid mätplats 1 i utloppstunneln. För att inte hindra den pågående driften arbetade vi på enkel plattform som byggdes över det dike som löpte utefter tunnelns vänstra sida. Luft- och vattenförsörjning till borrning kunde ske från de huvudledningar som dragits för driften, som pågick 500 m längre in i tunneln. På grund av en lagerskada i borrmaskinen försenades arbetet en dag. I övrigt behövdes avbrott endast göras för utvädring efter skjutning.

Efter att ha utfört mätningar i sprutbetong samt monterat Johnsson-mätarna, flyttades utrustningen till mellanpåslaget, mätplats 2. Transporten av utrustningen utfördes med släpvagn kopplad till personbil. I detta tunnelavsnitt var drivningarna slutförda, varför störningar av transportfordon eller uppehåll vid skjutningar ej förekom. Vatten- och luftledningar fanns tillgängliga vid arbetsplatsen men dessvärre hade vattenledningen frusit. Detta förorsakade ett dygns stillestånd till dess en tankbil med pump kunde ordnas. Till skillnad från mätplats 1, hade vi här vatten i hålet men tillrinningen var inte så stor att den beredde oss problem.

Det tredje och sista hålet för den tredimensionella mätningen utfördes i början av januari 1973 på mätplats 3. Takorten var nu färdigdriven och sprängningen av pallen hade börjat från uppströmssidan. På nedströmsfronten hade borrningen av pallen kommit igång men genom att kapa "syltrören" kunde vi på släpvagnen transportera in vår utrustning. De ordinarie ledningarna för vatten och luft var brutna. För att få tryckluft till borrmaskinen transporterade vi in en dieselkompressor typ VT 5 till arbetsplatsen. En bil med vattentank och tryckluftsdriven pump ställdes till vårt förfogande. Mätningarna i detta hål utfördes på 3 dagar.

Inför nedanstående tidsredovisning kan summeras:

3 st 10 meter djupa hål har borrats.

15 st mätningar, medklistring av 45 st mätceller, gjordes.

Klistringen av en mätcell misslyckades.

Ingående övertid är 20 %.

Arbetsgruppen bestod av tre man varav två utförde borrning och mätning och en koordinerade.

Restiden från respektive hemort till Ljungaverk är ej medräknad.

Sammanställning av tidsåtgång:

112	Borrning och mätning.
48	Störningar (väntetid skjutningar och salvutlastning, reparation borrmaskin, fruset borrvatten.
26	Montering och demontering borrmaskin.
29	Förberedelser på platsen (ställnings-bygge, koppling vatten och luft).
105	Arbetsledning
320 tim	Total arbetstid

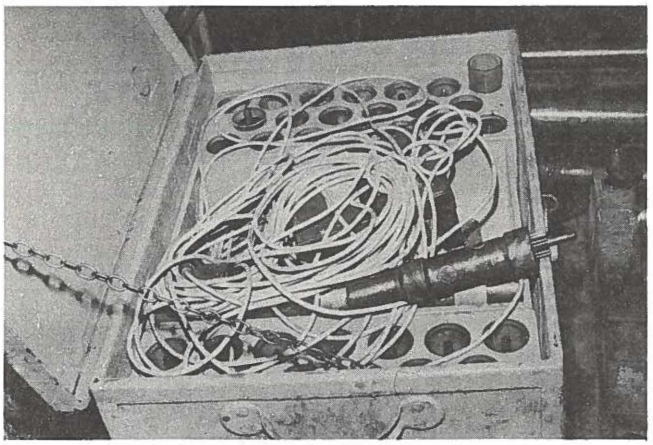


Bild 16. Leeman-mätcell i låda för ett stort antal celler.

Mätning av tryckändringar med A Johnson mätenhet.

För att utnyttja Johnson-mätarna i så stor utsträckning som möjligt avsågs att montera dessa tre mätare framför den för monteringsdagen aktuella stuffen. Eftersom det på nedströmsfronten i avloppstunneln uppträdde "smällberg" ansåg vi det lämpligt att placera mätarna framför denna front. Vi hade hos entreprenören begärt att få två dagar till vårt förfogande för borrning och montering av dessa, men på grund av tidsskäl kunde entreprenören inte avstå mer än en dag, söndagen den 10 december. För att vinna tid borrades större delen av hålen, d v s fram till ca 1 m från mätarnas slutliga placering, med det borraggregat som användes för tunneldrivningen och 48 mm's borrkrona. Påhuggen av hålen skedde 1 m från den aktuella stuffen som i det läget var framme vid sektion 3/951 mätplats 3. Bommarna riktades med vattenpass och tumstock, vilket gav en acceptabel noggrannhet för placeringen av mätarna bild 17. När såborrningen för mätarhålen avklarats borrades med 37 mm's borrkrona ytterligare 2 hål, ca 0,8 m djupa, vid varje mätarhål. För insättning av de expanderbultar som skulle hålla fast "oket" vid inspänningen av mätarna.

Efter 4 timmars arbete kunde så det tunga borraggregatet köras från stuffen. För att erhålla tillräcklig diameter- och ytnoggrannhet på hål- respektive hålväggarna måste den återstående delen av hålen borras med diamantborrkrona. Borrdiametern skall vara 44 mm.

Med hjälp av en "Svenljunga" monterades så diamantborrningsmaskinen upp. Det visade sig nu att det var stora svårigheter att montera stativet till borrmaskinen i ett sådant läge att det tidigare slagborrade hålets längdaxel överensstämde med borrmaskinens. Den tid vi hade vunnit genom att slagborra de första delarna av hålen gick nu till stor del förlorad. När vår tidsfrist löpte ut, p g a att förstärkningsarbetena inför nästa salva skulle igång, hade två av Johnssonmätarna, J1 och J2 hunnit monteras. Den tredje mätaren J3 kunde inte monteras förrän den 16 januari 1973.

Mätarnas läge kan ses på bild 22.

Mätningarna av förändringarna i bergtrycket följdes nu upp mellan varje salva, till dess tunnelfronten passerade mätarna och en stabilisering av läget skett. Under den mellanperiod som inträdde fram till dess att pallen närmade sig mätarna utfördes endast sporadiska mätkontroller. När 100 m av pallsprängningen återstod fram till mätplats 3 återupptogs avläsningarna kontinuerligt mellan varje salva. P g a arbetstekniska skäl kunde mätaren i taket ej avläsas förrän pallsprängningen och utlastningen passerat sektionen. I det läget kunde vi komma upp till taket med hjälp av en "brytbock". Under hela mätperioden 10 december - 28 mars 1973 använde vi för avläsningen en portabel periodmätare.

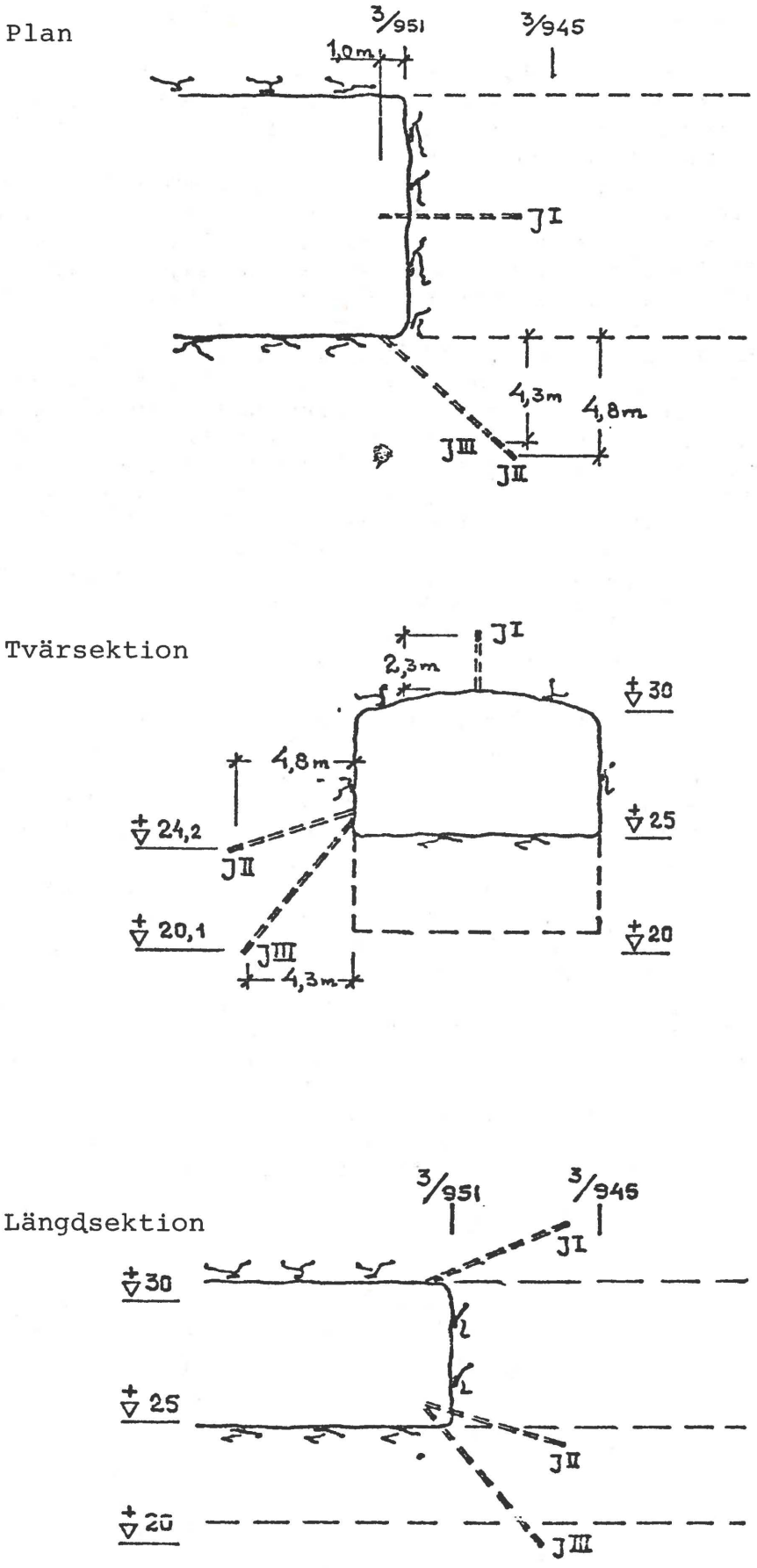
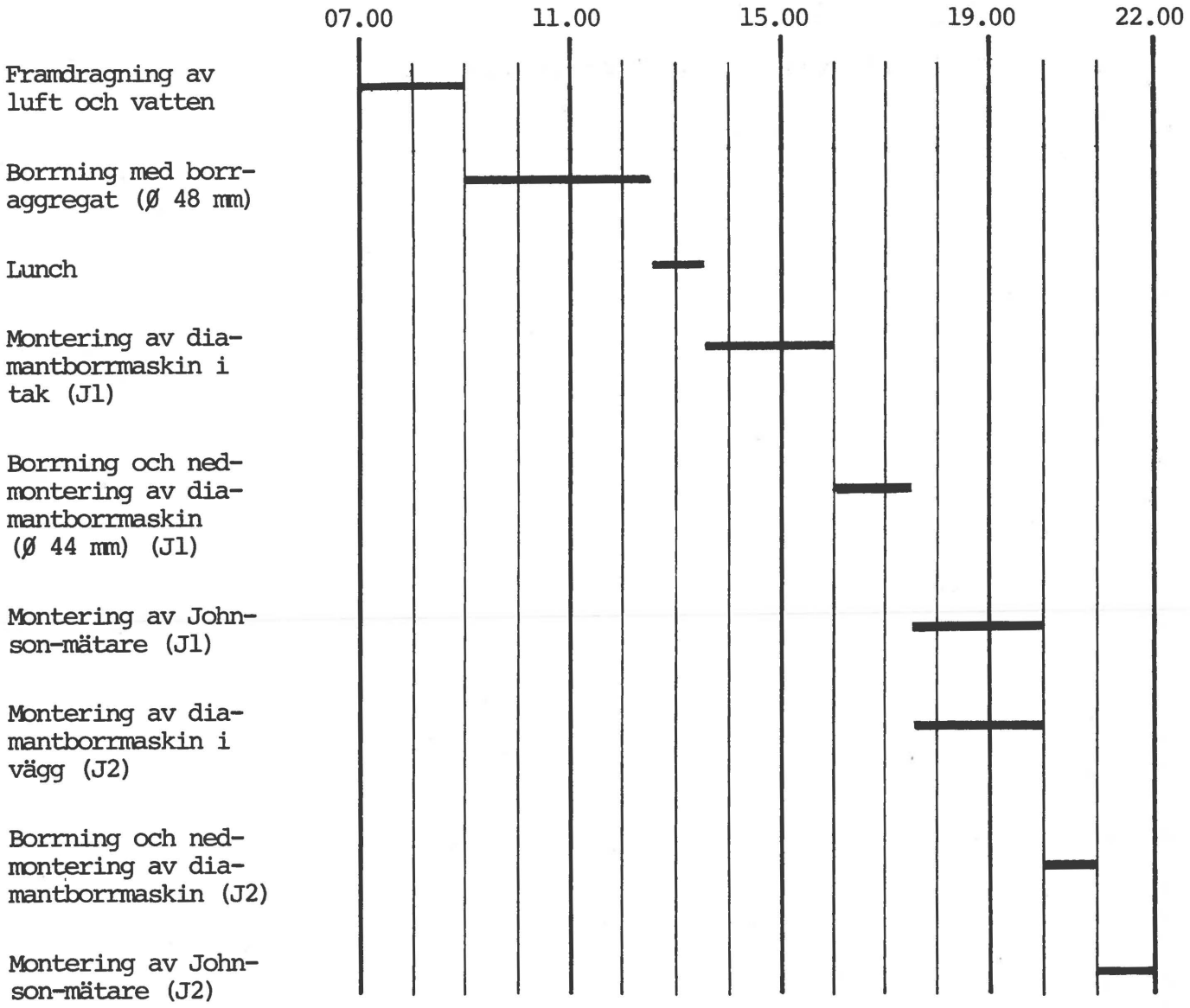


Bild 17. Placering av Johnson-mätarna, mätplats 3.

Den 28 mars 1973 monterades mätarna ned. Mätarna i taket beredde oss inga problem att ta ut medan de två andra mätarna med nedåtriktade hål var mycket besvärliga. Trots att vi hade täppt till hålen i mynningen när sprängningarna pågick i detta område, hade grus och sten kommit ner i hålen, vilket gjorde det omöjligt att gänga fast demonteringsrören till mätarna. Först efter det att vi skaffat dit en kompressor så att vi med en kombination av vatten och luft kunde blåsa ren hålen lyckades pågängningen varvid losstagningen av mätarna kunde utföras

Tidschema för montering av Johnson-mätarna J1 och J2 den 10 december 1972:



Sammanställning av tidsåtgång.

39	Demontering mätare
53	Avläsning mätare
11	Montering mätare
9	Borrning med diamantborrmaskin
24	Montering diamantborrmaskin
7	Borrning med G-D aggregat (Ø 48 mm o Ø 37 mm)
10	Förberedelser på plats
25	Arbetsledning
178 tim	Total arbetstid

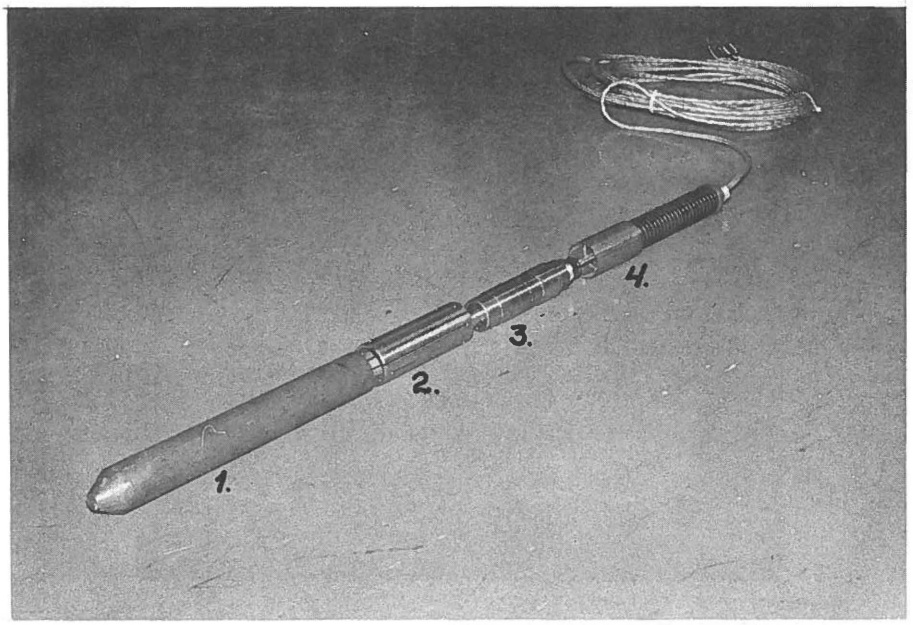


Bild 18. Axel Johnson-mätaren:
1. Distansrör
2. Konisk hylsa
3. Mätenhet
4. Monteringsdon

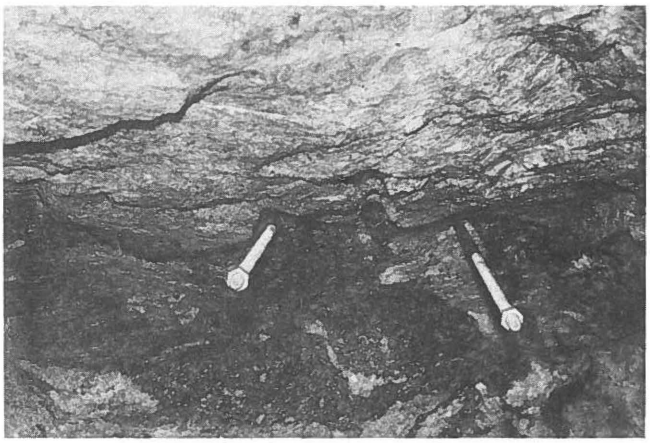


Bild 19. Bultar monterade för intryckningsoket.

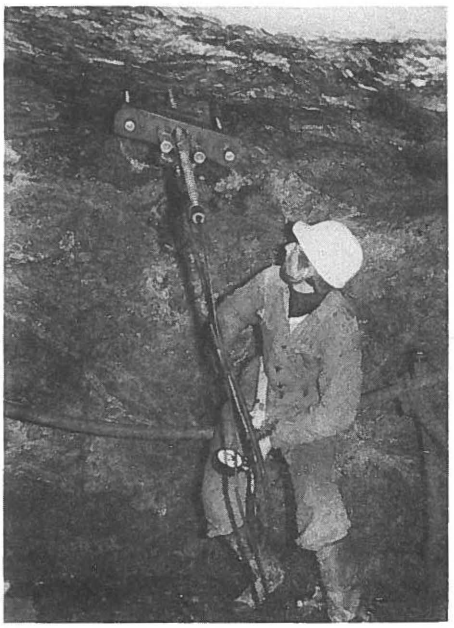


Bild 20. Montering av enheten med domkraft



Bild 21. Bergets utseende i sektion 3/952 med hål borrat för montering av Johnson-mätare.
Slirig ögongnejsgranit genomsatt av Härnögångar och pegmatiter.

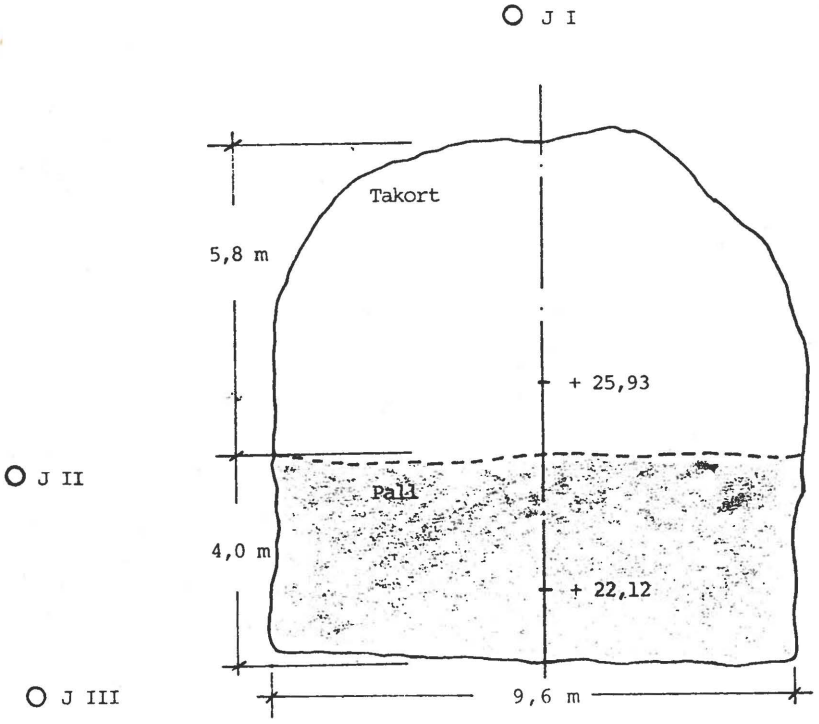


Bild 22. Sektion 3/944, i vilken Johnson-mätarna placerades.

Mätning med "Door-stoppers" i sprutbetong och berg.

Mätning av spänningar i sprutbetong utfördes med door-stoppers i fyra sektioner. På mätplats 1 och 3, bild 23 och 43, utfördes den 9 - 10 december 1972 respektive den 12 januari 1973 i samband med att bergtrycksmätningar gjordes i närliggande sektioner. Mätningarna kunde utföras från en Svenljungatruck eftersom endast takorten hade drivits.

I nyss nämnda sektioner hade ett sprutbetongpåslag utan armering gjorts. På mätplats 1 borrades två hål (bild 23) och två mätningar gjordes i vardera hålet. På mätplats 3 borrades ett hål i hjässan (bild 23). Vatten och luftförsörjningen till borrmaskinen kunde ske på samma sätt som tidigare beskrivits i avsnittet "Bergtrycksmätning".

Mätningar i betongsprutade bågar gjordes i en zon med dåligt berg mätplats 4.(Betongsprutade bågar fanns ej i någon smällbergszon). Vår avsikt var att placera ett mäthål i hjässan och ett i anfanget på bågen samt att i vardera hålet göra fyra mätningar med "Door-stoppers". Bågarnas tjocklek var tidigare uppmätt, så vi bestämde oss för att borra i en båge på sektion 0/675. Emellertid stämde inte bågens tjocklek med den tidigare uppgivna, varför mätningar inte kunde utföras som planerats. Sammanlagt sex mätningar gjordes i fyra hål, därav fyra mätningar i bågen på sektion 0/675 och två mätningar i en tjockare båge på sektion 0/710. Hålplaceringar kan ses på nedanstående bild 24. Tunneln hade här drivits med full area varför takhöjden tvingade oss att använda en "brytbock" som ställning för att nå upp. Trycklufts- och vattenledning som använts under drivningen hade rivits, varför försörjningen med tryckluft och borrvatten fick ske med transportabel dieselkompressor respektive lastbil med vattentank.

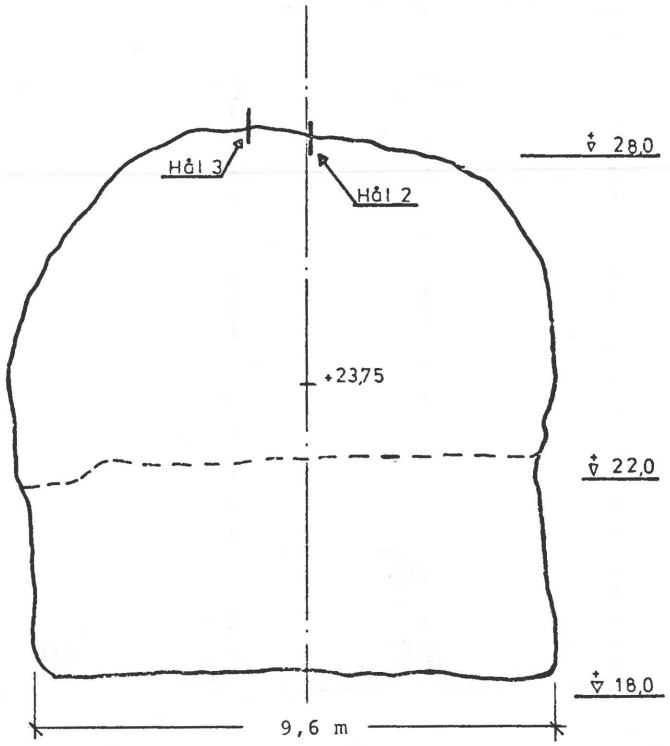


Bild 23. Avloppstunnel sektion 4+528 (sedd nedströms åt)
Mätning spänning i sprutbetong

Inför tidsredovisningen kan summeras:

7 st hål har borrats med ett sammanlagt borrdjup av 3,7 m.

13 st mätningar har utförts.

Ingående övertid är 43 %.

Sammanställning av tidsåtgång:

61 tim	Borrning och mätning
34 tim	Montering och demontering borrmaskin
12 tim	Störningar (väntetid utlastning och svenljungatruck)
15 tim	Transporter och flyttningar på arb.plats
48 tim	Arbetsledning och koordinering
170 tim	Total tidsåtgång

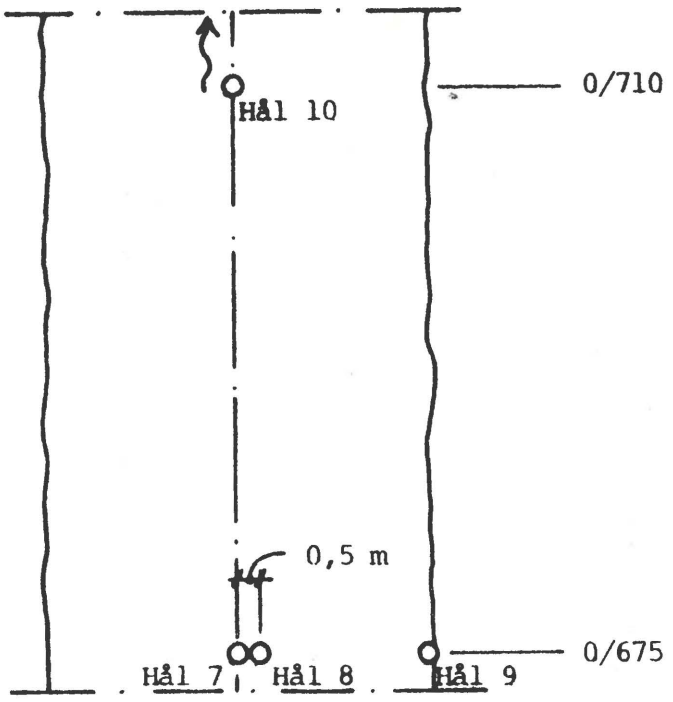


Bild 24. Placering av mäthål, mätplats 4.

Bildserie från "Door-stopper" mätningar.

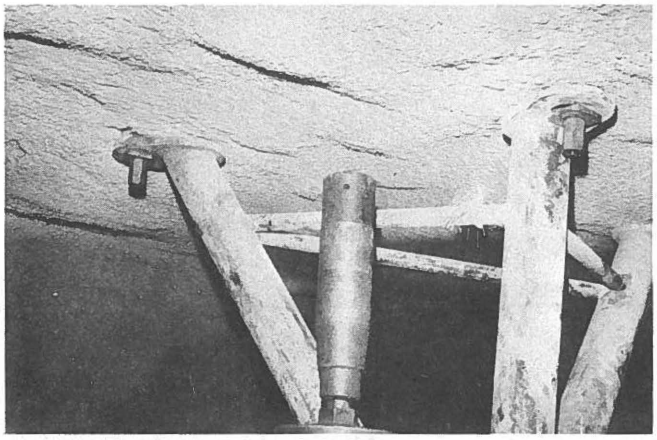


Bild 25. Diamantborrmaskin monterad i taket för borrning av första mäthålet.



Bild 26. Borrning pågår.

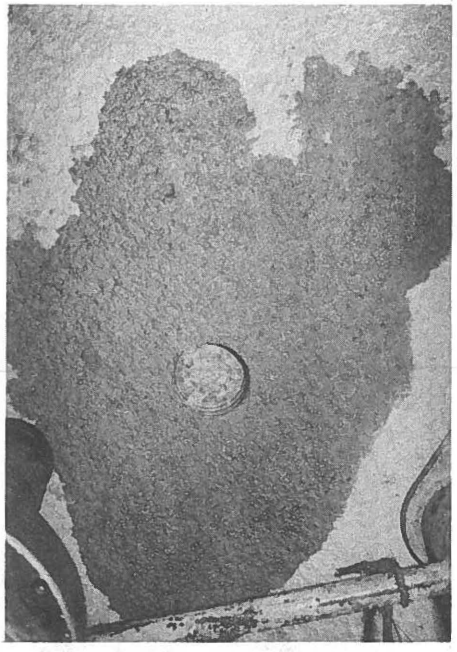


Bild 27. Botten av borrhålet är planslipat för klistring av Door-stoppern.

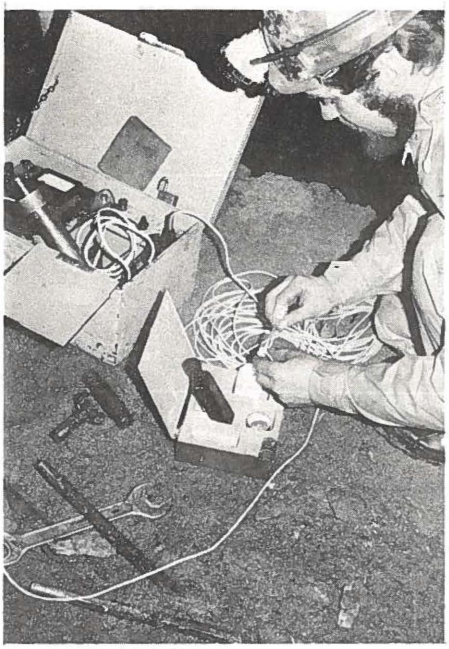


Bild 28. Klister anbringas.



Bild 29. Door-stoppern limmas i hålet.

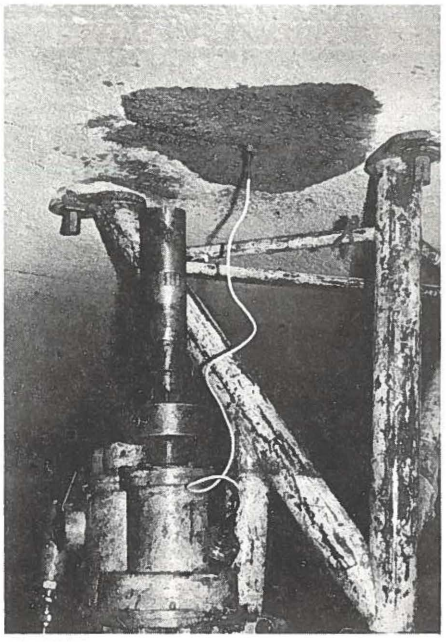


Bild 30. Mätning före friborrning.

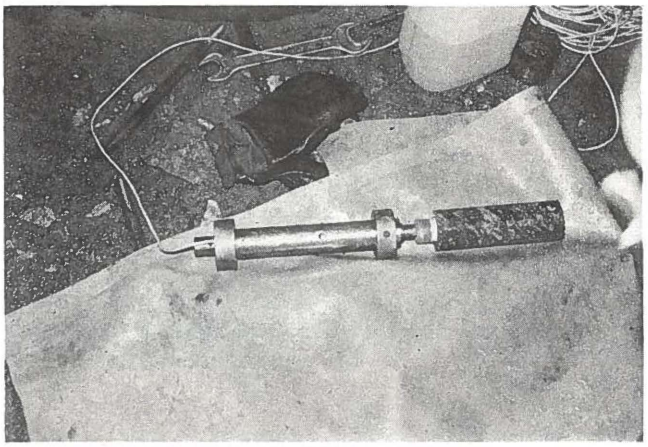


Bild 31. Door-stoppern på diamantborrkärnan efter friborrningen.

Deformationsmätning.

Deformationsmätning gjordes vid mätplats 1 och 3. I varje sektion borrades med tunneldrivningsaggregat fyra 3 m djupa hål med 37 mm's borrkrona. Hålens läge kan ses i tabell 4 och 6 .

Mätutrustningen utformades och tillverkades på arbetsplatsen. Den bestod av bult, hylsa och mätanordning (bild 32.). För fastgjutningen av bult och hylsa användes Selfix snabbhärdanden plastmassa.

Monteringen gjordes den 20 och 21 december 1972. Fastsättningen av bultarna i väggen kunde göras under pågående drift. För att nå upp till tak- och anfangshål använde vi en Svenljungatruck, som därmed blockerade tunneln. För montering av dessa bultar förlades arbetet till borrningsskedet och drivningsfri tid.

Den levererade Selfix-massan var inte förpackad i plastpatroner som hade varit önskvärt. Sedan massan blandats med härdare lindades en lämplig mängd in i foliepapper och lades i perfohalvor som fastsattes på bulten (armeringsjärn Ø 25 mm) med tunna skarvtrådar. På 0,5 m avstånd från bultänden lindades isoleringsband runt bulten för att förhindra Selfix-massan att tränga ut utanför den halvmeter som skulle ingjutas (bild 33).

Ca 0,8 m från bultens främre del lindades också isoleringsband runt bulten för att centrera denna. Sedan bulten försiktigt förts in mot hålbotten vreds den runt med en hylsnyckel samtidigt som den hårt pressades mot botten. De svaga trådarna som hållit perfo-halvorna i läge brast varvid dessa gled in över bulten samtidigt som Selfix-massan pressades ut runt bultens innersta del (bild 35). Bulten kilades fast i hålet till dess massan stelnat.

När bulten brunnit fast fastgjöts hylsan i hålets ytterdel. Därvid påfördes Selfix-massan mellan de isoleringsband som lindats på hylsan (bild 35).

De första mätningarna gjordes den 18 januari 1973. Differensen mellan bult och hylsa mättes med hjälp av skjutmått. Eftersom drivningen i tunneln pågick kunde inte fasta mätanordningar användas mellan hålen. På bild 31 visas de losstagbara skarvdelarna som användes för mätningen. Delarna gjordes så långa att dels måttbandet gick fritt från utstickande gaddar, dels så att tillräckligt utrymme skapades för den bandvåg som användes vid sträckningen av polygonmåttbandet. När andra mätningen gjordes den 21 februari 1973 märkte vi att noggrannheten inte var acceptabel vid mätningen mellan hålen. Detta berodde på att skarvdelarna, som fastgängades på hylsorna vid varje mättillfälle, inte intog exakt samma läge p g a olika hård åtdragning. Vi avhjälpte detta med att slå ett märke med en körnare i hylsorna respektive skarvdelarna som fick utgöra riktmärke för åtdragningen.

Mätningar gjordes sporadiskt tills palldrivningen var i närheten av respektive mätsektion. Därefter gjordes mätningar mellan varje salva till dess pallen passerat sektionerna. På nedströmsfronten drevs "liggarpall" med ett G-D aggregat varför mätningen vid mätplats 1 kunde utföras från den Svenljungatruck som lämnats kvar på pallen. När pallen passerat mätsektionen måste "brytbock" användas för att nå hålen. På uppströmssidan drevs ståndarpall. Den borrning som pågick på pallen förhindrade oss att använda Svenljungan vid mätplats 3. Med stegar kunde tre av hålen nås och mätningarna göras mellan dessa, men mätriktningen (t ex B1 - B4 ändrades till B4 - B1 vilket på grund av olika längder på skarvdelarna inte gav samma mätsträcka) måste ändras p g a arbetstekniska skäl. Inmätta resultat redovisas i tabell 4 (sid 64).

Vid varje mättillfälle avlästes måtten minst 3 gånger. För att få samma sträckning på måttbandet vid varje tillfälle användes bandvåg. Noggrannheten med detta mätförfarande är ± 1,0 mm. Vid mätningen av måttförändringen mellan hylsa och bult i samma hål gjordes också 3 avläsningar vid varje mättillfälle. Noggrannheten är ± 0,1 mm.

Mått i mm.

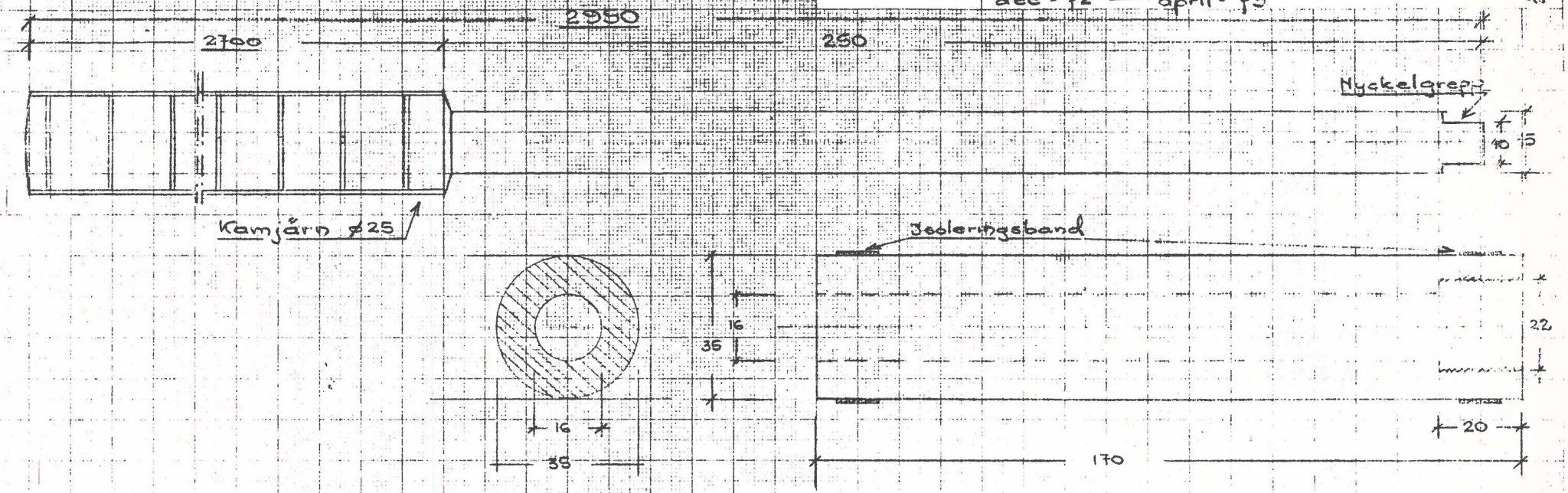
NITRO CONSULT AB

Mätutrustning för deformationsmätning i tunnel vid Ljungaverk kraftverk
dec - 72 — april - 73

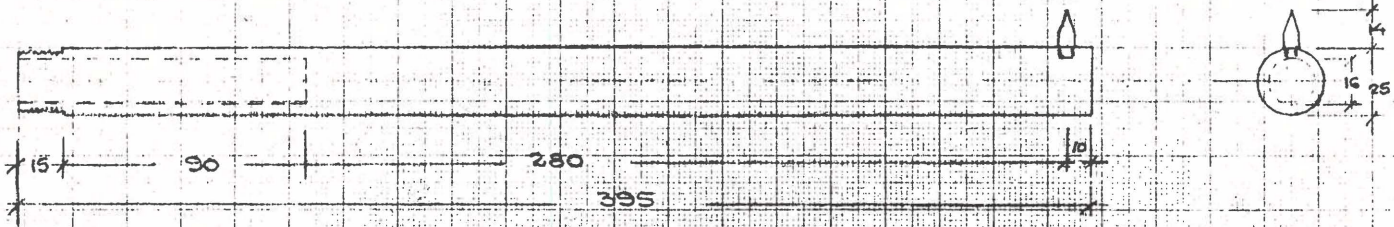
Skala: 1:1, 1:2

25.7.73

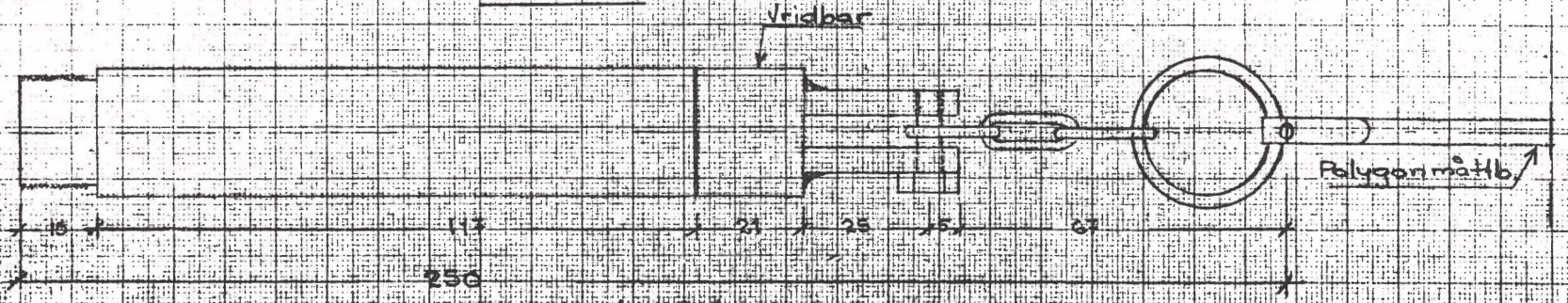
47



Skala 1:1



Skala 1:2



Skala 1:1

Bild 32.

47.

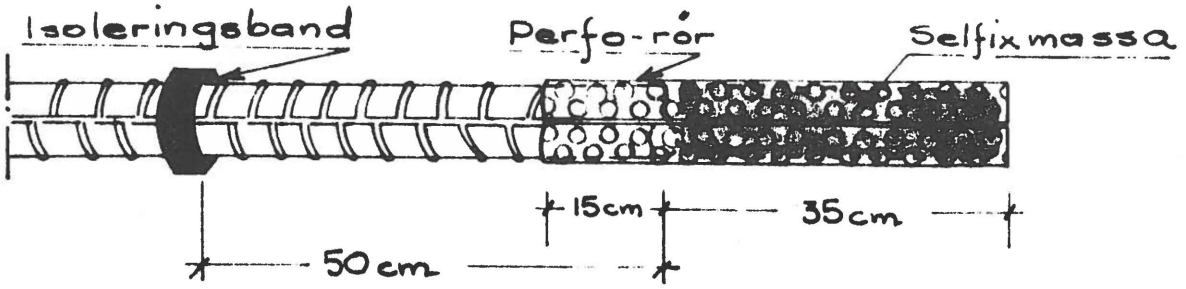


Bild 33. Bult före inpressning.

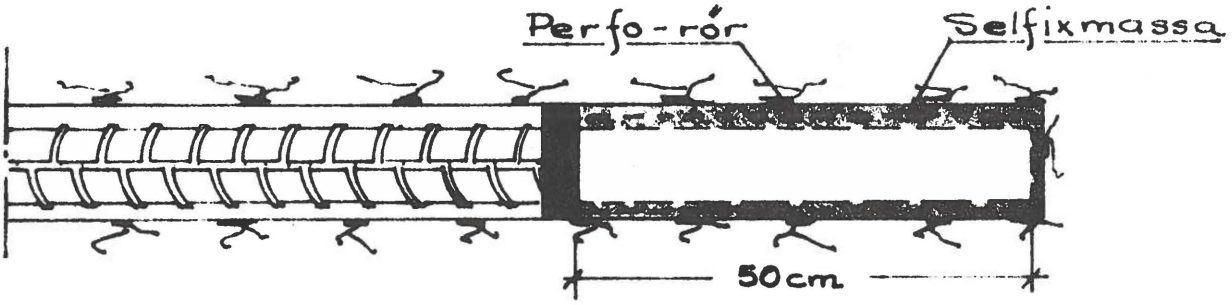


Bild 34. Bult inpressad mot hålbotten.

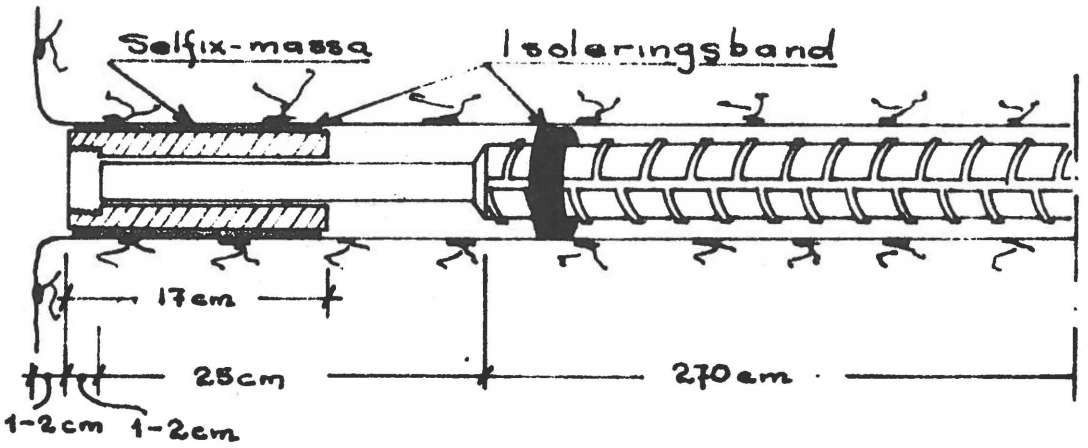


Bild 35. Ytterdel av hål med fastgjuten hylsa.

Bildserie från deformationsmätning.

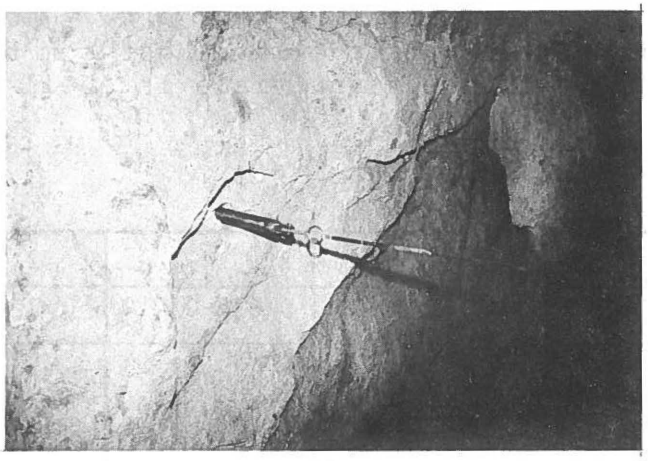


Bild 36. Mätpunkt med förlängsnings-stycke monterat för att mäta tunneldiametern.



Bild 37. Måttbandet sträcktes med bandvåg och avläsning gjordes mot en spets.



Bild 38. Deformationen (utvidgningen av sprickor i berget) mättes som avståndsförändring mellan hylsan och bultens fria ände.

MÄTRESULTAT OCH ANALYS

En sammanställning av de mätningar som har gjorts på de olika mätplatserna visas i tabell 1.

Mätta storheter	Mätplats	4	2	3	1
	Sektion	0/675-0/710	1/737	3/945	4/530
Bergtrycket					
tredimensionellt			X	X	X
horisontellt i tak		X		X	X
tryckändring				X	
Tryck i betong		X		X	X
Deformationer					
tunneldiameter				X	X
sprickor				X	X
Hållfastheter					
berg		X	X	X	X
betong		X		X	X
E-modul					
berg		X	X	X	X
betong		X		X	X

Tabell 1.

Mätplats 4.

Efter utsprängningen har taket skrotats och sprutats med betong. De spänningar som kan avläsas i betongen visar således deformationer i tunneltakets ytskikt efter utsprängningen. Dessa deformationer har troligen uppstått i samband med att tunneln drivits vidare.

Deformationen av betongen och berget är lika stora, då de sitter ihop. På grund av att betongen har en låg E-modul jämfört med berget, så motsvarar en låg spänning i betongen tre till fyra gånger större tryckändring i berget.

Deformationen av betongytan följer sambandet

$$\delta = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

där δ = deformationen

σ_b = spänningen i betongen och

E_b = betongen E-modul

På samma sätt gäller för berget

$$\delta = \frac{\Delta\sigma}{E}$$

där σ och E är spänningsändringen respektive E-modulen för berget.

Eftersom deformationen är lika för de materialen erhålles:

$$\Delta\sigma = \frac{E}{E_b} \times \sigma_b$$

Vid mätplats 4 var bergets respektive betongens E-moduler

$$E = 0{,}27 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2 \qquad E_b = 0{,}074 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

Man skulle således förvänta sig att spänningsförändringen i berget skulle vara ca 3 1/2 gånger så stor som det existerande trycket i betongen.

Betongen hade här en tjocklek av ca 5 cm (mot angivet ca 30 cm). Berget innanför betongen var starkt söndersprucket. Mätningen utfördes med "door-stopper".

Av bild 39 framgår, att spänningarnas riktningar och relativa storlekar i berg och betong överenstämmer, vilket antyder att de gemensamt har deformerats. Denna deformation av betongen motsvarar en ca 3 1/2 gång så stor tryckförändring i berget. Subtraheras denna från de uppmätta trycken i berget får man till resultat att berget före betongsprutningen låg under dragspänningen i storleken 10 - 20 kp/cm^2.

Genom att berget sedan har deformerats har såväl ytberget som betongen fått en tryckspänning, där betongen tagit upp huvudparten. Det innebär att betongen här fungerar som ett hårt skal, som stötter berget innanför. Då berget på mätplatsen var mycket sprucket har bergmassan troligen en låg deformationsmodul. Slutsatsen att betongen fungerar som ett "hårt" stöttande skal blir oförändrad även om man gör detta antagande.

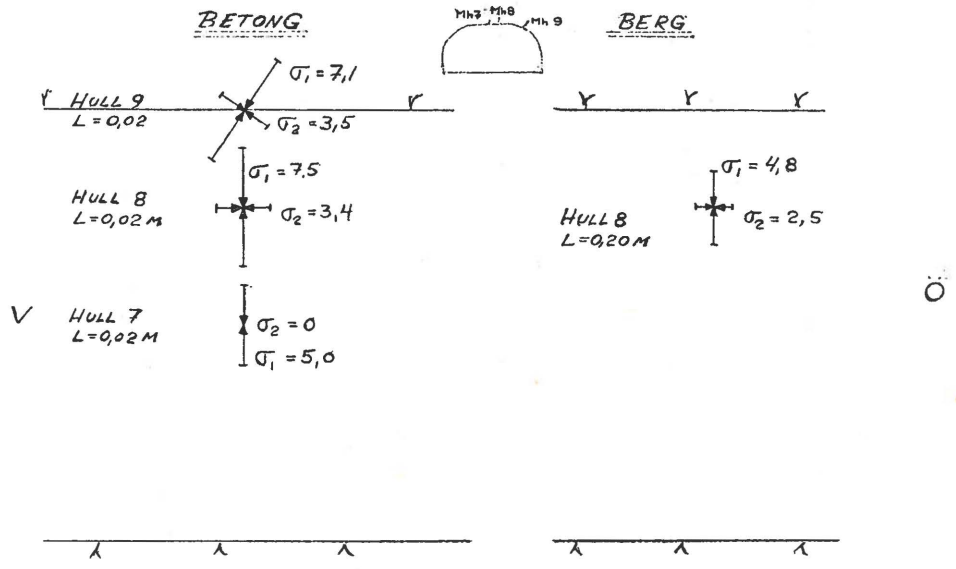


Bild 39a. Spenninger i tak (Berg og Betong)
Måleplass IV. Mh 7, 8 og 9.

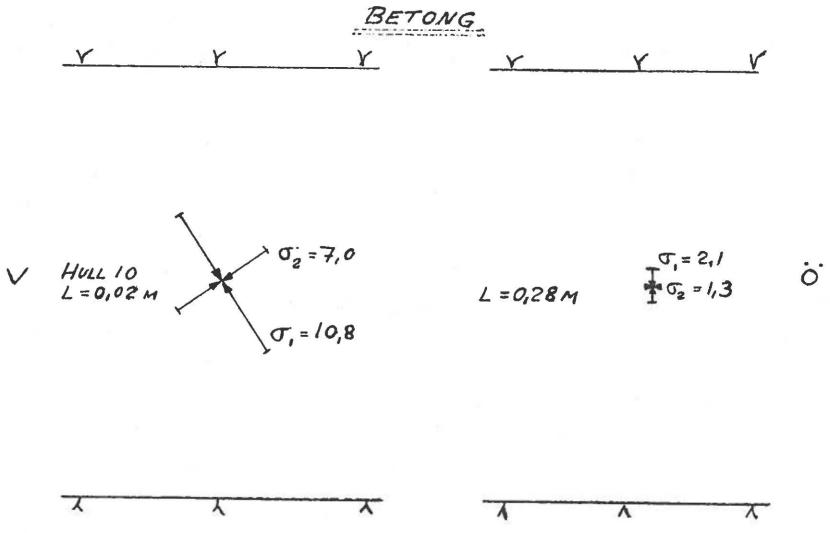


Bild 39b. Spenninger i tak (Betongbue)
Måleplass IV. Mh 10.

Mätplats 2.

Mätningarna utfördes här med Leemans tredimensionella mätcell på fem olika djup i ett tio meter långt horisontellt borrhål (bild 15). En av mätningarna misslyckades, då ett horisontellt slag i denna punkt delade kärnan med mätkroppen i två halvor.

De elastiska konstanterna mättes på borrkärnan från detta hål. Kärnan erhölls när man borrade det första 36 mm's hålet för montering av mätenheterna. E-modulen mättes då i borrkärnans längdriktning, medan flertalet av givarna var monterade i andra riktningar. Som underlag för spänningsberäkningen användes ett genomsnitt av flera bestämningar. De gav följande värden:

$$E = 0{,}436 \times 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

$$U = 0{,}147$$

På grundval härav har spänningarna beräknats som framgår av bild 40.

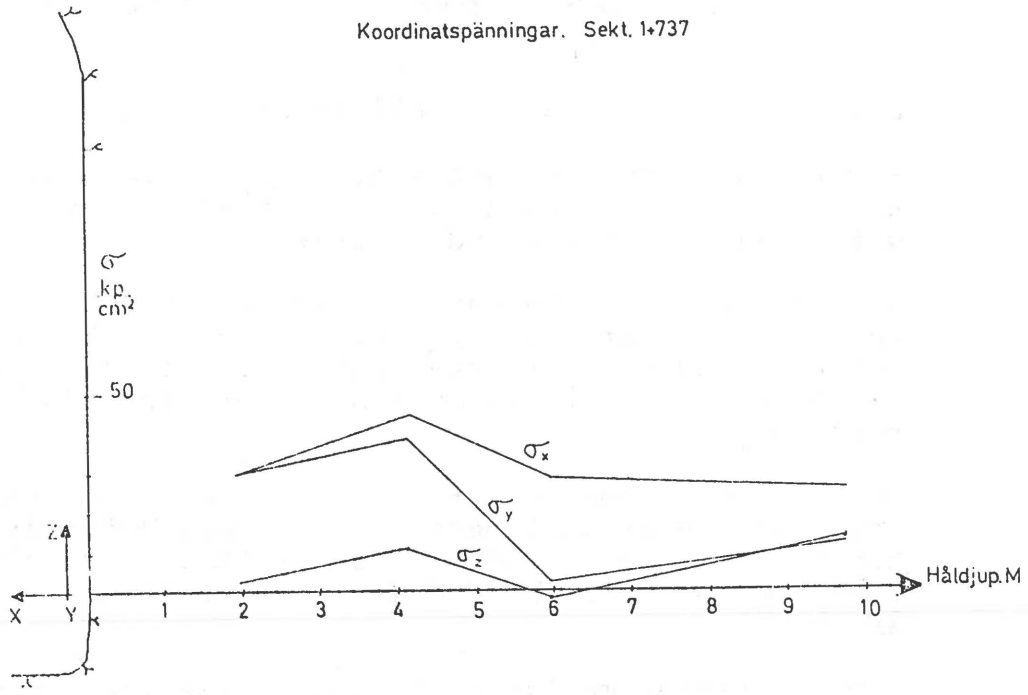


Bild 40.

Denna sektion av tunneln var ej betongsprutad och man hade ej haft några bekymmer med bergutfall eller smällberg. Som framgår av bild 40 var spänningarna låga, vilket kunde förväntas.

Mätmetoden ger nio stycken mätvärden och för en fullständig beräkning av huvudspänningarna och deras riktningar fordras sex mätvärden. Det är således möjligt att för varje punkt beräkna ett stort antal resultat, som då anger noggrannheten i mätningen. Om man gör

detta för σ_x erhåller man resultat enligt bild 41. Den heldragna linjen anger medelvärdet och det streckade området markerar de högsta och lägsta beräknade värdena.

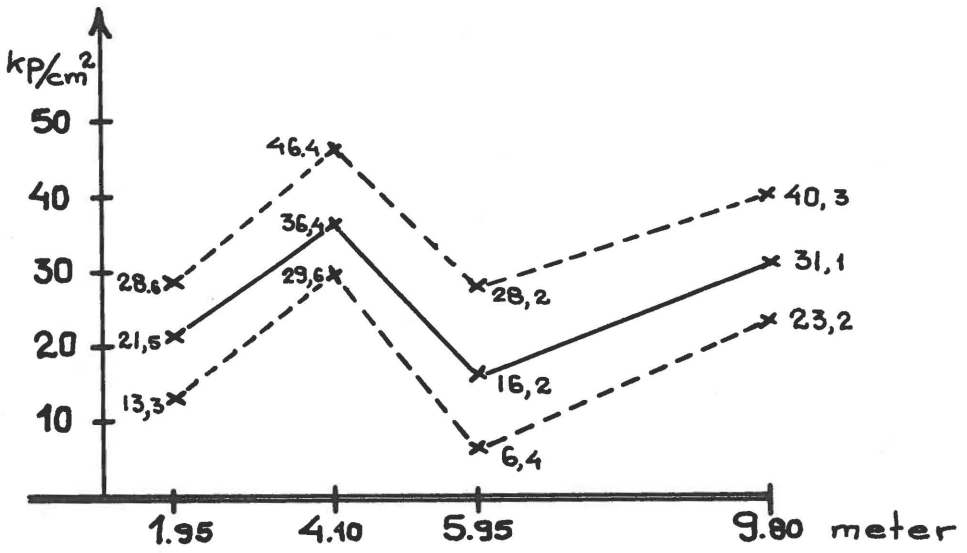


Bild 41. Spänningen i mäthålets riktning.

Som synes är spridningen i detta fall stor. Slutsatsen att spänningarna är låga i förhållande till bergets hållfasthet kan ändock dras.

Hållfastheten har bestämts på sju provbitar till 934 kp/cm^2 med en standardavvikelse på $\pm$ 7 %. Hållfastheten är låg för att vara denna bergartstyp, och sammanhänger med en grovkornig struktur med lösa kornförband.

Intressant att notera är att spänningarna närmast orten var lägre än längre in i berget. Detta är naturligt för ett borrhål horisontellt in i ortväggen i ett spänningsfält där de horisontella spänningarna är störst.

Samvariationen mellan mätvärdena tyder däremot på att det ej kan vara riktigt att använda samma E-modul längs hela hålet. De låga värdena på djupet 5,95 m anger att denna mätning företagits i ett hårt parti, där töjningarna vid friborrningen således blivit små.

Mätplats 3

Mätningarna vid denna mätplats var de mest omfattande. Man utförde här såväl spänningsbestämningar i betong och berg, som registreringar av de tryckförändringar, deformationer och sprickbildningar som inträffade när tunneln passerade förbi denna sektion.

Spänningsmätningarna i betong och berg gjordes i takorten innan pallen sprängts ut. Avsikten var att en ny mätning skulle göras efter utsprängningen av pallen, men det blev inte möjligt, då tunneln vattenfylldes endast någon dag efter genomslaget.

Mätningarna i betongen gjordes med "Door-stoppers" i ett borrhål. I sprutbetongen mättes på ett djup av 2 cm och i berget innanför på djupen 0,2 och 1,0 m i samma borrhål.

E-modulerna i berget och betongen var respektive

$E = 0{,}270 \times 10^6$ kp/cm^2 och $E_b = 0{,}074 \times 10$ kp/cm^2

$\nu = 0{,}085$ $\nu = 0{,}200$

som framgår av bild 40 så överensstämde spänningsriktningarna i betongen och i berget på 0,2 m djup, medan förhållandet hade ändrats på 1 m:s djup.

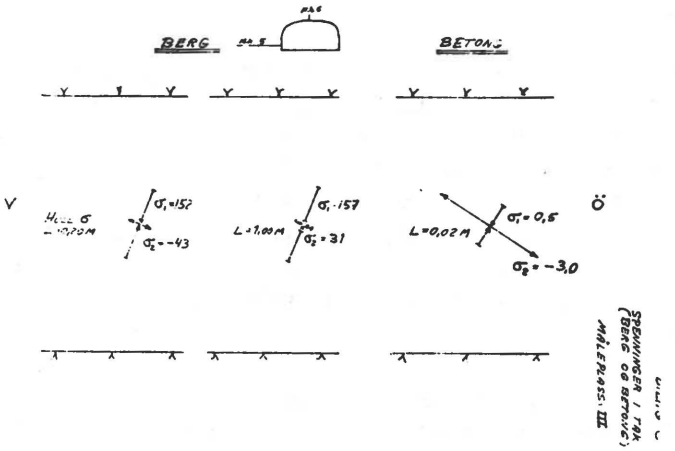


Bild 42. Spänningar i tak, betong och berg på mätplats 3.

Som framgår av bild 43 nedan så var taket mycket oregelbundet, varför det ej är förvånande att förhållandena ändrades hastigt med djupet in från bergets ytskikt. Samvariationerna mellan spänningarna i berg och betong bekräftar det resonomang som genomfördes i mätplats 4. De i berget verkande drag- och tryckspänningarna har i någon mån överförts till betongen. Dragspänningarna i taket har efter utsprängningen ökat med ca 10 kp/cm^2 och tryckspänningarna med ca 2 kp/cm^2.

Den höga dragspänningen i tunnelns längdriktning kopplad med den relativt höga tryckspänningen i tvärled medförde en hög skjuvspänning i takytan.

Bergtrycksmätning H5 10 m djupt hål
Mätning i sprutbetong H6 1 m " "

Mätn på håldjupen i H5: 2,05m, 4,05m, 5,90m, 7,95m, 9,90m.
" " " H6: 0,02m, 0,20m, 1,00m.

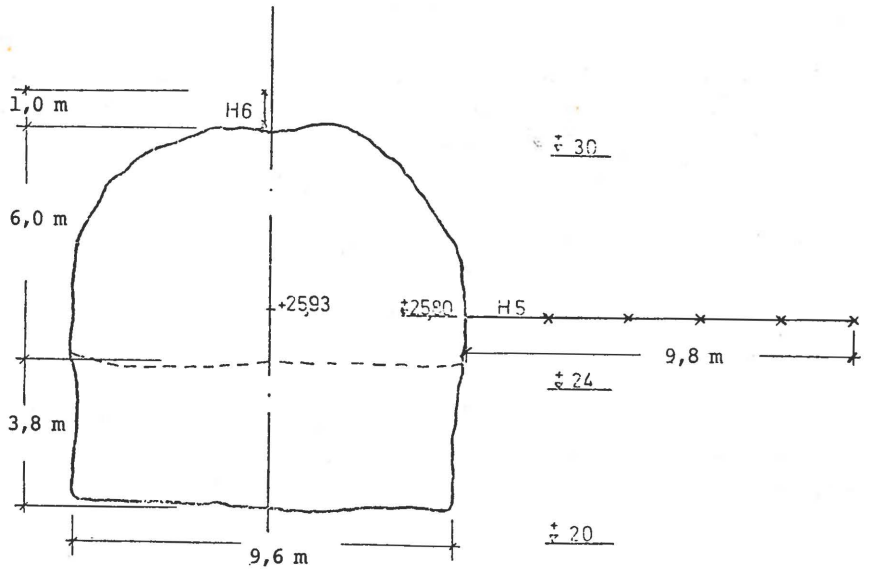


Bild 43.

Door-stoppermätningen visade ett tryck i takets yta av ca 150 kp/cm^2.

Då tunneln approximativt är en liggande ellips med storaxeln 10 m och lillaxeln 6 m, så fördubblas det i berget verkande trycket i takets yta. - Från"Door-stoppermätningen" kan man då sluta sig till att trycket i berget ursprungligen var ca 150/2 kp/cm^2. Hur stämmer då detta med de övriga spänningsmätningarna ? De tredimensionella mätningar i det tio meter djupa hålet med Leemans metod visade följande resultat (bild 46).

På mätplatsen hade man en bergtäckning av 40 m, vilket skulle ge en spänning av 10,4 kg/cm^2. Då samtidigt hosisontaltrycket tvärs tunneln är relativt högt borde det närmast tunneln ha varit negativt (bildsida 1 b) för att öka till 10,4 kg/cm^2 på ca 5 m's avstånd från tunnelsidan.

Att så inte är fallet kan tolkas som att berget har spruckit upp p g a dessa dragspänningar och deformerats för att utjämna de höga spänningarna närmast tunnelns yta.

Tryckspänningarna tvärs tunneln och längs denna (σ_x och σ_y) hade på djupet 10 m antagit värden över 100 kp/cm^2. Detta kan väl förenas med "Door-stopper"mätningarnas 75 kp/cm^2. Då ingenting anger att spänningen nått sitt ursprungsvärde på 1 m's djup. "Door-stopper" -mätningarna kan tolkas så då de angav en tryckförändring tvärs tunneln med 74 kp/cm^2 (från -43,0 till + 31 kp/cm^2) på en sträcka av 80 cm (djupet 1,0 m - 0,2 m).

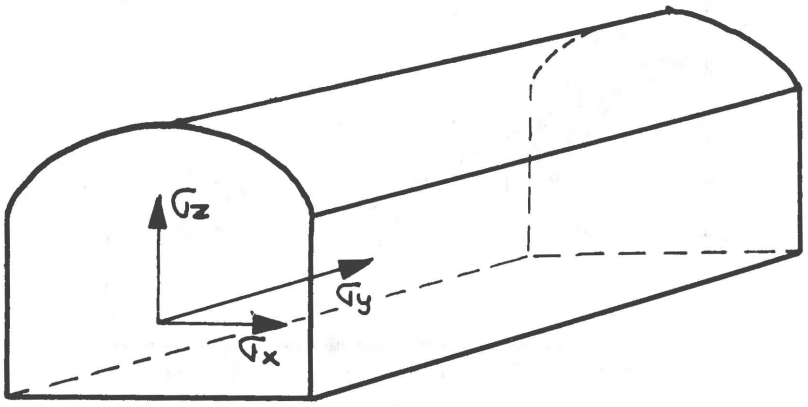


Bild 44. Använt koordinatsystem.

Tryckförändringar.

Tryckförändringar mättes med Axel Johnson mätceller. Dessa monterades in framför takorten i tre hål som borrades snett framåt (bild 45).

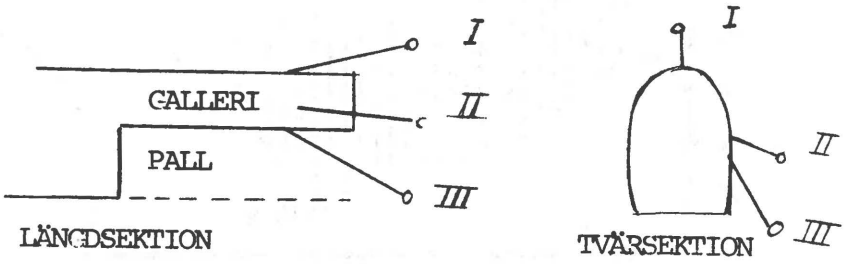


Bild 45 . Placering av Johnson mätceller.

När takorten och i ett senare skede pallen drevs mot och förbi sektionen med mätcellerna kunde tryckförändringar radiellt från mäthålen avläsas. Mätcellernas placering gjorde att tryckförändringar längs drivningsriktningen endast i begränsad omfattning påverkade resultatet.

Från FEM-beräkningarna visste man vilken storleksordning tryckförändringarna skulle uppvisa på olika djup runt tunneln. Ett horisontellt tryck av 200 kp/cm^2 förutsattes vid FEM-beräkningarna

Det framgick av FEM-beräkningarna att spänningarna ovanför tunneltaket vid ökat djup skulle stiga till ett maximum och sedan avta till det regionalt verkande trycket. Intressant att notera är att även det radiella trycket ökade och nådde sitt maximum en bit från tunneltaket. På samma sätt förutsades förändringarna i tunnelns sida där mätpunkt II placerades.

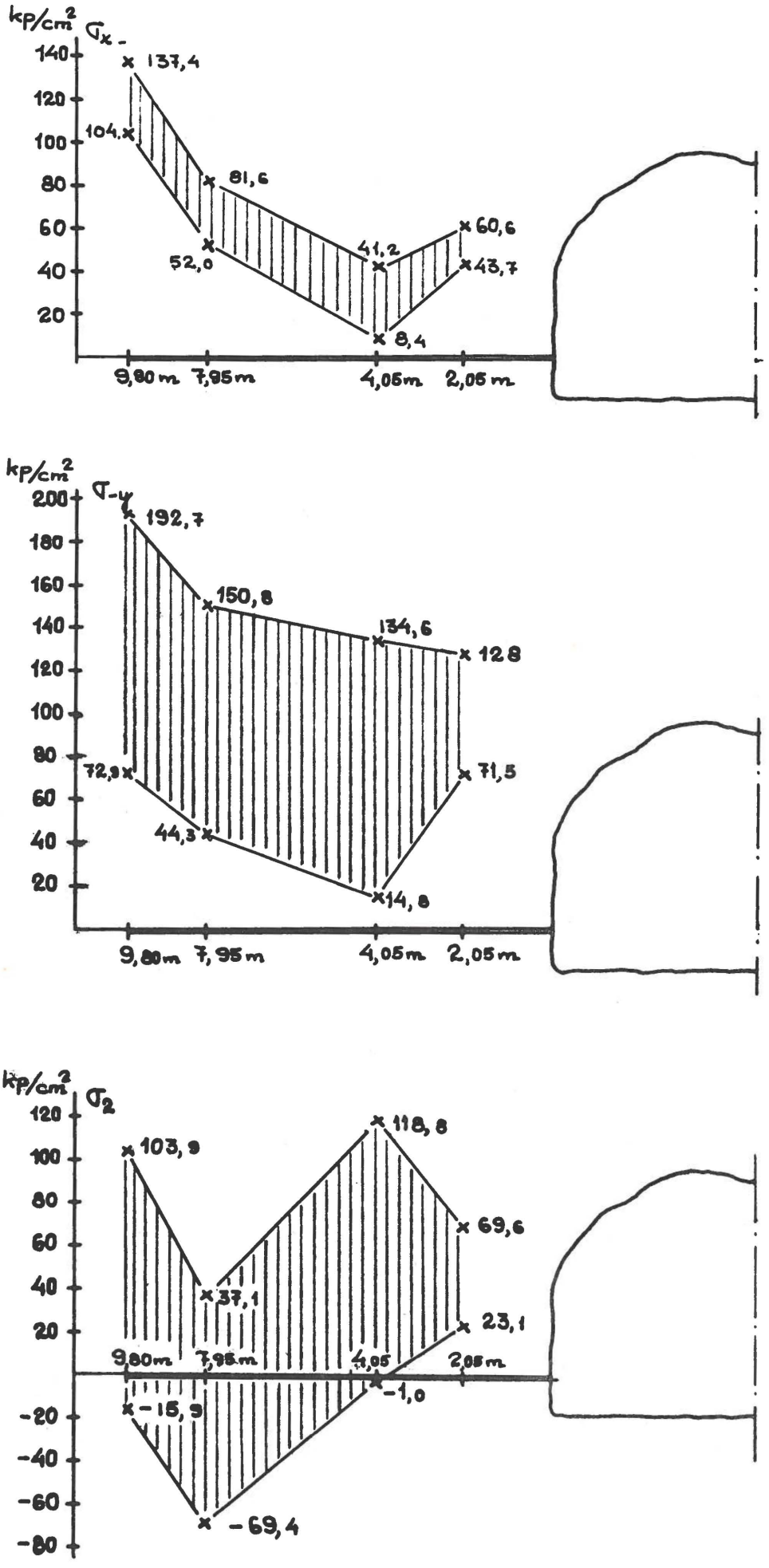


Bild 46. Mätresultat mätplats 3 "Leeman mätningar".

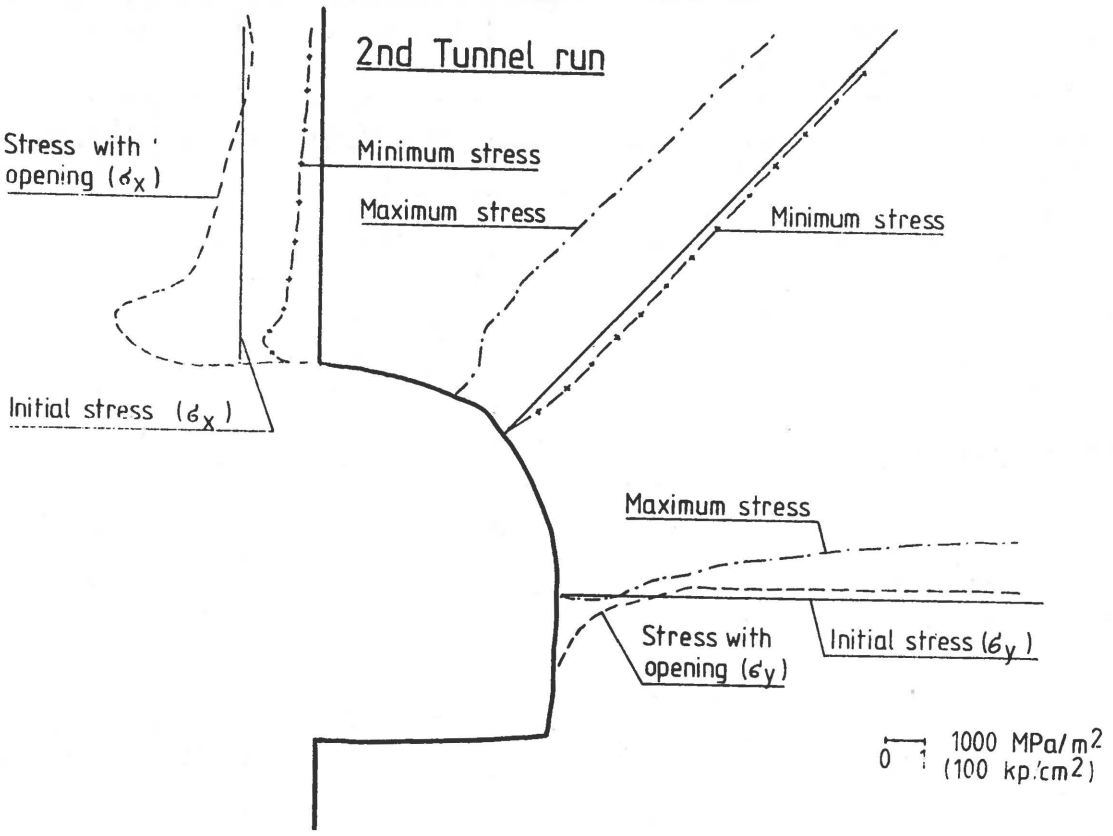


Bild 47. Spänningar enligt FEM-beräkning.

Noggrannheten i beräkningarna bestäms vid finita elementmetoden av storleken på de använda elementen, då spänningar och deformationer endats beräknas i knutpunkterna (triangelelementens hörn samt sidornas mittpunkter). Det använda nätet visas på bild 48. Punkten 462 ligger på 4,2 m avstånd från tunneln och avståndte mellan de markerade punkterna blir således ca 1 meter. Som framgår av bild 47 är tryckförändringarna inom varje meter mycket stora.

De av Johnson-cellerna registrerade mätvärdena framgår av tabell 2.

Man ser att utslagen var stora; det skedde i samma stund som tunneln sprängdes ut och de var sedan stabila under lång tid. Vid bergmekaniska mätningar får man sällan så entydiga och klara utslag, men stämmer utslagen med de tidigare mätningarna och med beräkningarna?

När takorten och därefter bottenpallen passerade mätpunkterna I, II och III har beräkningarna angivit följande tryckförändringar enligt tabell 3.

Tabell 2.

Spänningsändringar i kp/cm^2. Nollpunkt 1972-12-10. Mätsektion 3/944.

Datum	Klock-slag	Frontens läge		Mätare nr 27			Mätare nr 28			
		takort	pall							
				α	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	α	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	
1972-12-11	15.15	3947,5		-21	23	9	18	12	3	
1972-12-11	22.30	3944,0		-52	19	8	14	15	13	
1972-12-12	15.30	3940,5		-	-	-	-31	31	-27	
1972-12-12	22.00	3937,0		-13	81	58	-32	49	-40	
1972-12-13	15.00	3934,0		-10	85	62	-33	51	-44	
1972-12-13	22.30	3930,5		-7	87	64	-33	52	-44	
1972-12-22	11.30			-2	92	67	-34	54	-44	
1973-01-18				-3	92	62	-34	53	-47	
1973-02-21				-4	91	60	-33	52	-49	
1973-03-05	10.40		3878	-	-	-	-33	52	-49	
1973-03-06	08.00		3910	-	-	-	-33	52	-49	
1973-03-07	13.00		3943	-	-	-	-32	54	-72	
1973-03-08	19.45		3972	-	-	-	-15	14	-136	
1973-03-12	21.20			15	125	79	-15	15	-138	
1973-03-18			4005	15	127	79	-15	15	-138	
1973-03-28	11.30			16	127	79	-15	14	-138	

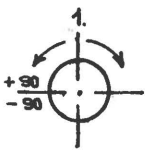
Spänningsändringar i kp/cm^2. Nollpunkt 1973-02-21. Mätsektion 3/944.

Datum	Klock-slag	Frontens läge		Mätare nr 27			Mätare nr 28			Mätare nr 40		
		takort	pall									
				α	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	α	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	α	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$
1973-03-05	10.40		3878	-	-	-	-	0	0	-7	0	-3
1973-03-06	08.00		3910	-	-	-	-	0	0	-10	0	-2
1973-03-07	13.00		3943	-	-	-	-25	2	-24	-36	6	-12
1973-03-08	19.45		3972	-	-	-	5	-16	-108	-54	29	-23
1973-03-12	21.20			36	41	12	5	-17	-110	-51	23	-25
1973-03-18			4005	36	42	13	6	-18	-111	-49	21	-27
1973-03-28	11.30			36	43	11	6	-11	-111	-49	20	-28

$\Delta\sigma_1$ = Tryckförändringssektionens största komposant i mätplanet.

$\Delta\sigma_2$ = --"-- minsta - " -

α = Vinkeln mellan vertikalplanet längs mäthålet och $\Delta\sigma_1$.



Tabell 3.

Mätpunkt	I		II		III	
Passage av:	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$
Takort						
FEM-ber.	58	92	-3	-41	-	-
verkligt	90	60	54	-49	-	-
korrigerat	100			-71		
Bottenpall						
FEM-ber.	15	38	10	-92	-15	-22
verkligt	37	19	-40	-81	-21	-28
korrigerat	40			-129	27	-38
Summa						
FEM-ber.	73	130	8	-132	-	-
verkligt	127	79	14	-138	-	-
korrigerat	140			-200	-	-

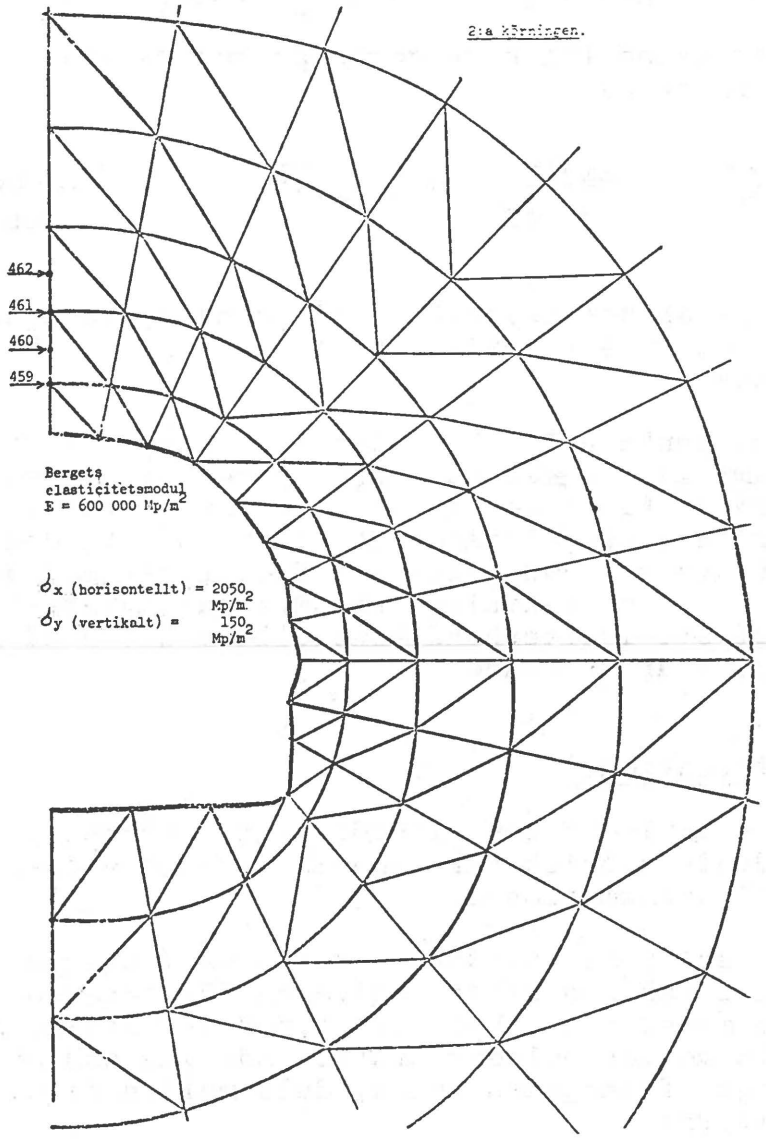


Bild 48. Vid FEM-beräkningarna utnyttjat nätverk, med beräkningspunkterna 459 - 462 markerade.

Mäthålen måste naturligen placeras i vinkel mot tunnelns längdaxel.

Mätenheterna registrerade tryckändringarna i ett plan vinkelrätt mot mäthålets axel, men vi var intresserade av tryckändringarna i ett plan vinkelrätt mot tunnelaxeln.

Mätvärdena måste därför korrigeras med hänsyn härtill.

Mäthålet i taket lutade i vinkeln 22,6° mot horisontalplanet. Mätvärdet för $\Delta\sigma_1$ skall därför ökas till

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\cos 22{,}6^\circ}$$

Mätpunkten II bör korrigeras på motsvarande sätt och man erhåller då

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_z;\Delta\sigma_x = \frac{\Delta\sigma_x}{\cos\beta}\ ;\ \Delta\sigma_x = 1{,}45\,\Delta\sigma_x$$

Mätpunkten III korrigeras på motsvarande sätt och man erhåller då

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_x}{\cos 40^\circ} = 1{,}3\Delta\sigma_z; \qquad X = \frac{\Delta\sigma_x}{\cos 42{,}5^\circ} = 1{,}35\,\Delta\sigma_x$$

De beräknade tryckförändringarna gjordes under antagandet av ett horisontellt tryck av 200 kp/cm^2 tvärs tunneln.

I mätpunkten I skulle det bli en mycket god överensstämmelse om $\Delta\sigma_z$ och $\Delta\sigma_x$ bytte plats. Den enda tänkbara förklaringen är att man har gjort ett misstag när man installerade mätcellen, så att den vreds 90° mot avsett läge eller att fel trådar har angivits för de olika mätriktningarna. Det har tyvärr blivit omöjligt att i efterhand kontrollera detta då mätcellerna numera är skrotade.

Deformationer

De spänningar som vi hade mätt i berget och som sedan ändrade storlek när tunneln drevs gav också upphov till deformationer.

För att bestämma deformationerna monterades fyra bultar i sektion 3/944. Bultarna förankrades i botten av tre meter djupa hål. Två typer av mätningar utfördes, dels mellan bultens utstickande yta och en i hålmynningen fastgjuten hylsa, dels mellan de utstickande bultarna.

Mätningen mellan bult och hylsa angav bergets deformation och uppsprickning mellan ytan och ett djup av tre meter in i berget. Mätningen mellan bultarna angav hur mycket tunnelns diameter hade minskat efter sprängningen av bottenpallen. Mätningarna utfördes med skjutmått (0,1 mm:s noggrannhet) respektive stålmåttband (1 mm:s noggrannhet).

Bultarna placering och registrerade deformationerna vid mätplats 3, framgår av bild 49 och tabell 4.

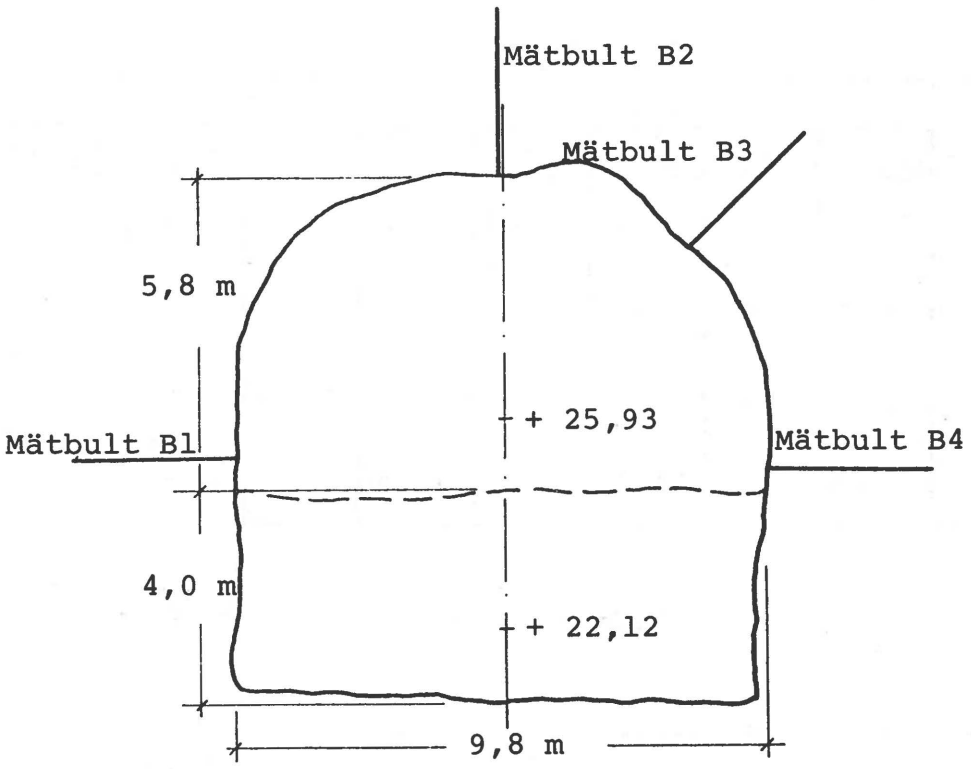
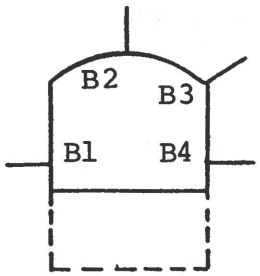


Bild 49. Mätbultarnas placering i sektion 3/944

Av tabell framgår att i taket och i anfanget hade det skett en sprickbildning med en sammanlagd vidd av ca 2,5 mm, medan däremot ortens sida ej hade spruckit upp. I taket fortgick uppsprickningen ännu tre veckor efter det att bottenpallen sprängdes ut.

För FEM-beräkningarna hade en E-modul på 60,000 kp/cm^2 använts. E-modulbestämningarna på borrkärnor gav ett värde på ca 370,000 kp/cm^2 i sektion 3/944. De beräknade deformationerna divideras därför med 6 för att bli jämförbara med de uppmätta (tabell 5). Man får då följande jämförelse

	LJUNGAVERK Deformationsmätning Mätplats 3	64. Tabell 4.



Sekt 3/944 (sedd i strömriktn.)

Relativmätning BULT-HYLSA

Mått i mm

BULT Nr.	DATUM ÅR 1973									Måttdiff
	18.1 x)	21.2	4.3	5.3	6.3	7.3	9.3	12.3	28.3	21.2-28.3
B 1	10.20	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70	9.65	9.70	9.65	± 0
B 2	16.70	16.30	-	-	-	-	-	18.50	18.90	+ 2.6
B 3	7.30	7.00	7.20	7.10	7.05	7.05	-	-	9.50	+ 2.5
B 4	18.05	17.80	17.70	17.70	17.70	17.70	17.80	17.90	17.90	+ 0.1

Relativmätning mellan HYLSOR

Mått i mm

Mätn.-avst.	DATUM ÅR 1973									Måttdiff
	18.1 x)	21.2	4.3	5.3	6.3	7.3	9.3	12.3	28.3	21.3-28.3
B1 - B4	9233.7	9231.5							9225.5	- 6.0
B4 - B1			9231.5	9233.5	9233.5	9231.5	9227.0		9226.0	- 5.5
B1 - B3	8704.2	8704.5							8698.5	- 6.0
B3 - B1			8718.0	8718.0	8718.0	8718.0			8711.5	- 6.5
B1 - B2	6728.7	6729.0							6729.0	± 0
B4 - B3	3945.5	3946.5							3945.0	- 1.5
B3 - B4			3940.0	3940.0	3939.5	3938.0			3939.5	- 0.5
B4 - B2	6759.0	6761.0							6753.7	- 7.3

Salva kl										
Stuffläge vid mätn			3/862	3/878	3/910	3/943	3/972			
Mätn kl			19.00	10.00	08.00	12.00	07.30	21.00		

x) Måttförändringarna mellan den 18.1 - 21.2 måste bortses ifrån p g a att ingen märkning skett på bult respektive hylsa. Den 21.2 gjordes märkning!

732501-113 A4
ESSELTE ⊗ 4401

Avstånd (mm)	B1-B4	B1-B3	$\frac{B4-B2 + B1-B2}{2}$
Uppmätt	-6	-6	-3
FEM-beräkn[x)]	-6	-5	-3

Tabell 5

Då mätresultaten överenstämmer med de beräknade deformationerna drages slutsatsen att antaget horisontaltryck av 200 kp/cm^2 är korrekt. De tryckändringar som registrerades tyder också på ett horisontaltryck av 200 kp/cm^2. Detta är dock väsentligt mer än de ca 100 kp/cm^2 som erhölls med Leeman-mätcellen.

Trycken i berget koncentreras till innerytan av mäthålet, vilket vid höga horisontaltryck kan leda till att berget spricker sönder (bild 52-54).

Vid höga spänningar är således Leemans metod ej lämplig.

Då avståndet B1-B2 var oförändrat, medan avståndet B4-B2 minskade 7,3 mm, antyder detta en skjuvning i taket och ena sidan som orsakat sprickbildning.

Mätplats 1.

I denna mätplats mättes absolutspänningar med Leemans metod i ett tio meter djupt hål och med "Door-stopper" i två hål i taket (bild 50 och 51). Med hjälp av deformationsmätningar mättes ortens diameterförändring när bottenpallen sprängdes ut och då också sprickbildningen, som verifierades med borrhålskikare (bild 55). Bultarnas placering för deformationsmätningen framgår av bild 56.

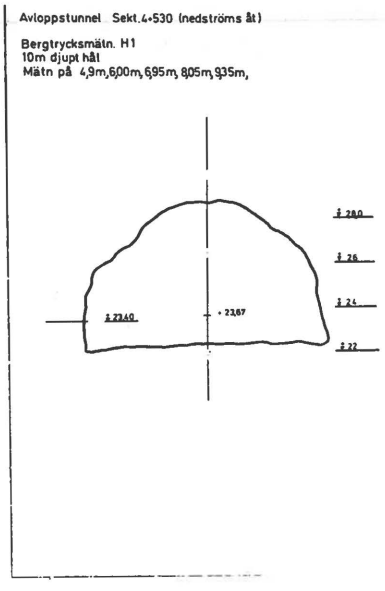


Bild 50. Placering av mäthål för Leeman-mätning.

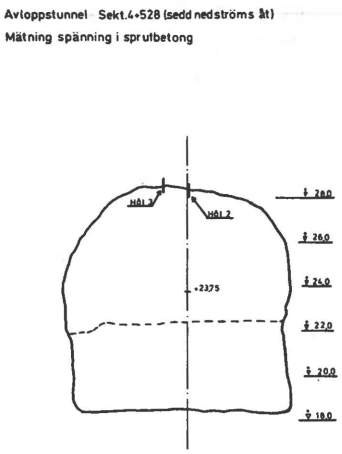


Bild 51. Placering av mäthål för "Door-stopper"-mätn.



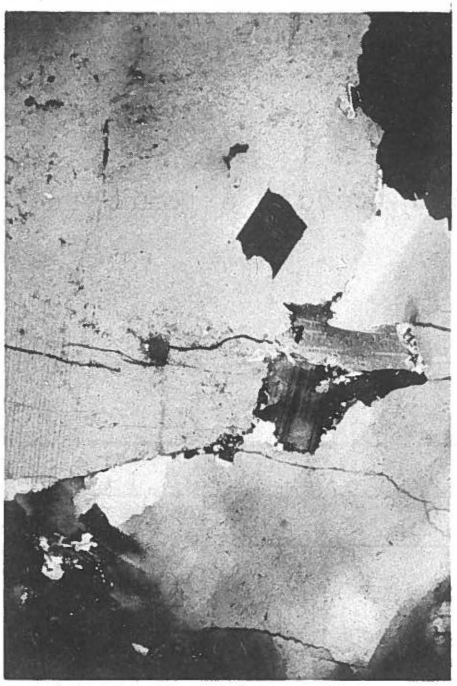
Bild 52.

Kvartsen visar en tydlig undulös utsläckning och myrmekitbildning.

F-spaten, Orthoklas, Mikroklin, Oligoklas är ej speciellt angripna av sericit. Se dock slip 10-115, där det finns Muskovit i stora sprickor hos Mikroklinen, det nästan tvärsgående spricksystemet visar dock ingen kemisk fyllnad, härav kan slutas att det rör sig om två generationer sprickor.

Biotiten är ej riktad till kristallformen.

Mikrosprickor genomsätter ett eller flera korn. Korngränserna är jämna och fina dock med vissa undantag där sericit-angrepp har skett utmed F-spatkornen kanter.



Kvartsen visar en tydlig undulös utsläckning.

Fältspaten Orthoklas, Oligoklas Oligoklas, är ej påverkad av sericit.

Biotiten är något orienterad efter sin kristallform.

Mikrosprickor genomsätter krosszoner, vilken härledas till stresspåverkan.

Bild 53.



Kvartsen visar undulös utsläckning (ej i bild).

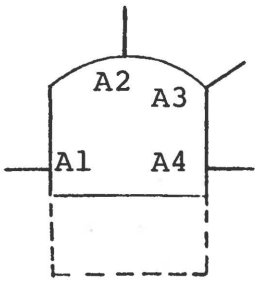
Fältspaten, Orthoklas, Oligoklas, är ej angripen av sericit.

Biotiten är ej orienterad efter sin kristallform.

Mikrosprickor genomsätter kornen (särskilt 10-124), där man tydligt kan se att den stora sprickan bildats genom stress. Kornsgränserna är regelbundna och visar inget tecken på större rörelser eller spänningar.

Bild 54.

	LJUNGAVERK Deformationsmätning Mätplats 1	68. Tabell 6.



Sekt 4/530 (sedd i strömriktn.)

Relativmätning BULT-HYLSA

Mått i mm

BULT Nr.	DATUM ÅR 1973								Måttdiff
	18.1 x)	21.2	5.3	6.3	6.3	8.3	9.3	18.3	21.2-18.3
A1	19.45	19.35	19.50	19.60	19.60	19.60	19.60	19.65	+ 0.3
A2	4.40	4.40	4.55	4.65	4.50	4.55	4.50	4.60	+ 0.2
A3	20.45	20.15	20.15	20.20	20.15	20.60	20.90	21.65	+ 1.5
A4	11.40	11.10	11.10	11.05	11.15	11.20	11.20	11.30	+ 0.2

Relativmätning mellan HYLSOR

Mått i mm

BULT Nr.	DATUM ÅR 1973								Måttdiff
	18.1 x)	21.2	5.3	6.3	6.3	8.3	9.3	18.3	18.1-18.3
A1-A4	9171.0	9171.0	9172.0	9171.0	9171.0	9165.5	9164.5	9165.5	- 5.5
A1-A3	8983.0	8983.5	8983.0	8983.0	8983.0	8980.0	8978.0	8980.0	- 3.5
A1-A2	6963.3	6964.5	6965.5	6964.0	6962.5	6962.5	6962.0	6963.0	- 1.5
A4-A3	3620.0	3622.0	3622.0	3622.5	3623.5	3621.0	3622.0	3622.0	± 0.0
A4-A2	6901.0	6902.5	6902.5	6902.5	6902.0	6900.5	6901.0	6902.5	± 0.0

Salva kl			11.50	10.10	20.50	06.25	07.05		
Stuffläge vid mätn			4/574	4/549	4/535	4/503	4/479	4/292	
Mätn kl			12.00	11.00	22.00	08.30	10.00		

x) Måttförändringarna mellan 18.1-21.2 måste bortses ifrån p g a att ingen märkning skett på bult respektive hylsa. Den 21.2 73 gjordes märkning.

732501-113 A4
ESSELTE ⊗
4401

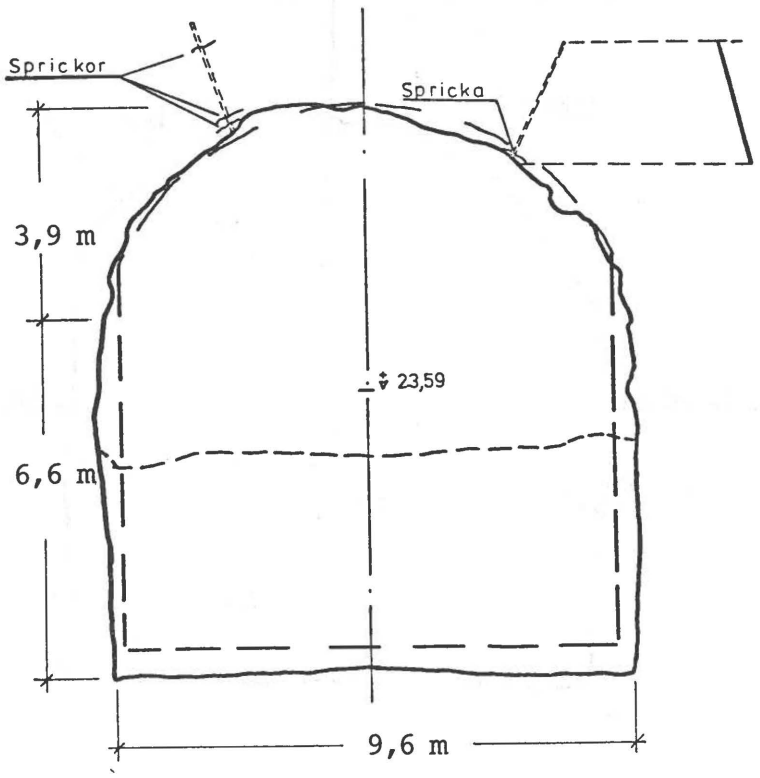


Bild 55. Sprickstudium med borrhålskikare (mätplats 1)

Liksom på mätplats 3 började sprickbildningen när pallen sprängdes ut. Under de tio dagarna efter pallens utsprängning som mätningar kunde göras fortsatte sprickorna att utvidgas (tabell 6).

För att kontrollera att det verkligen var sprickor och ej endast deformation av berget undersöktes det även med borrhålskikare. Man fick då det resultat, som framgår av bild 55. Härav framgår att avståndökningen mellan hylsan och botten så vitt det är möjligt att bedöma i huvudsak utgörs av sprickbildning.

Diameterförändringarna framgår av tabellen nedan:

Avståndsändring	A1-A4	A1-A3	$\frac{A1-A2 + A4-A2}{2}$
Uppmätt	-6	-4	-1
FEM-beräkning	-6	-5	-3

Tabell 7.

Liksom på mätplats 3 antyder detta en horisontalspänning tvärs tunneln på 200 kp/cm^2 (E = 402,000 kp/cm^2).

Mätningarna med "Door-stopper" har givit resultat enligt bild 57. Vi ser att spänningsriktningarna är desamma i berg och betong, vilket antyder att deformationer har inträffat efter det att betongen pålagts.

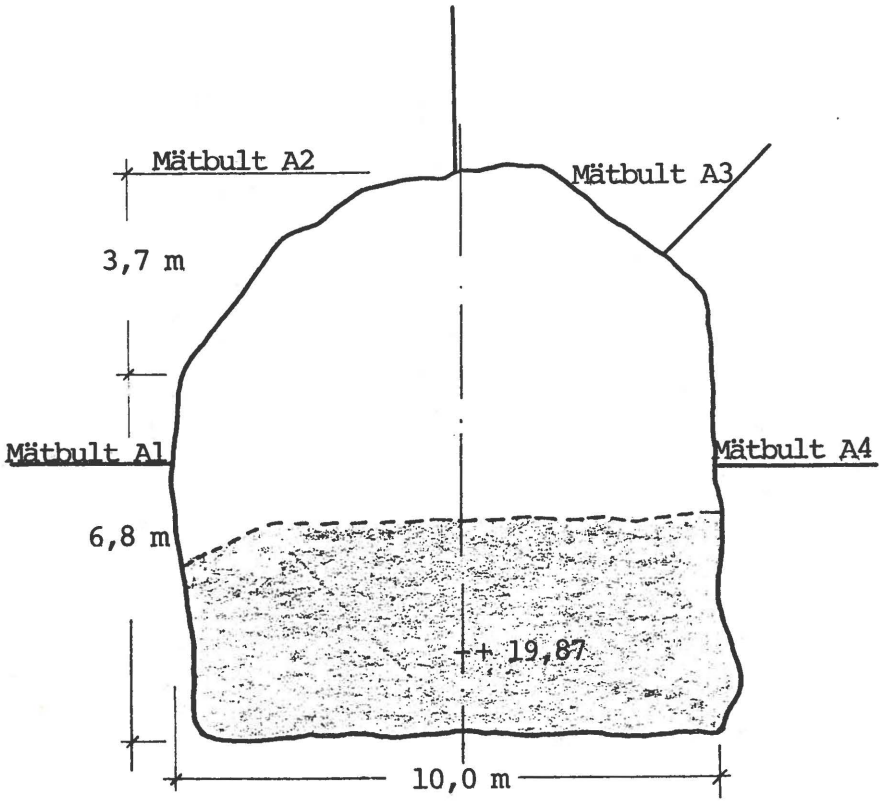


Bild 56. Placering av mätbultar för deformationsmätning (mätplats 1)

Med de mycket höga spänningar, som rådde i berget kan betongen endast tänkas ha begränsad inverkan på bergets stabilitet. "Door-stopper"-mätningarna i berg antydde ett horisontaltryck tvärs tunneln av 150-200 kp/cm^2 och längs denna ca 100-300 kp/cm^2.

Mätningarna med Leemans metod gav värden med mycket stor spridning, vilket framgår av bild 58. Dessa mätningar angav en lägre tryckspänning än deformations-, "Door-stopper"- och tryckförändringsmätningarna.

Det kan också vara värt att notera att spridningen i resultaten var lägre i x-riktningen än i y- och z-riktningarna beroende på att av de nio trådtöjningsgivarna i mätcellen var tre stycken monterade längs mäthålets axel (i x-riktningen). De skulle ha givit samma mätvärde, men gjorde det ej. Den stora spridningen i σy och σx beror på den stora spridningen i mätvärdet för σx.

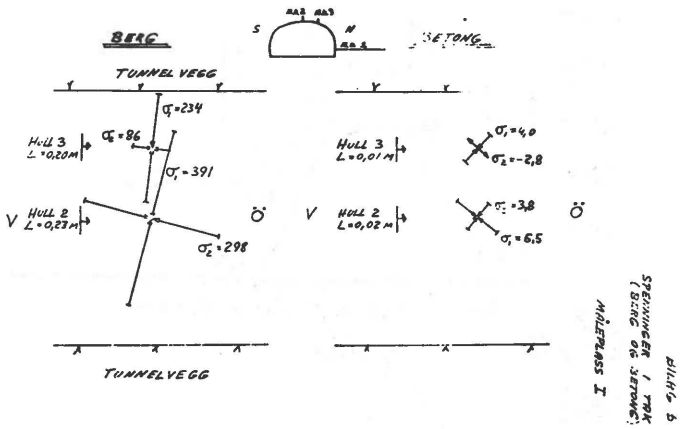


Bild 57. Resultat av "Door-stopper" mätningarna på mätplats 1.

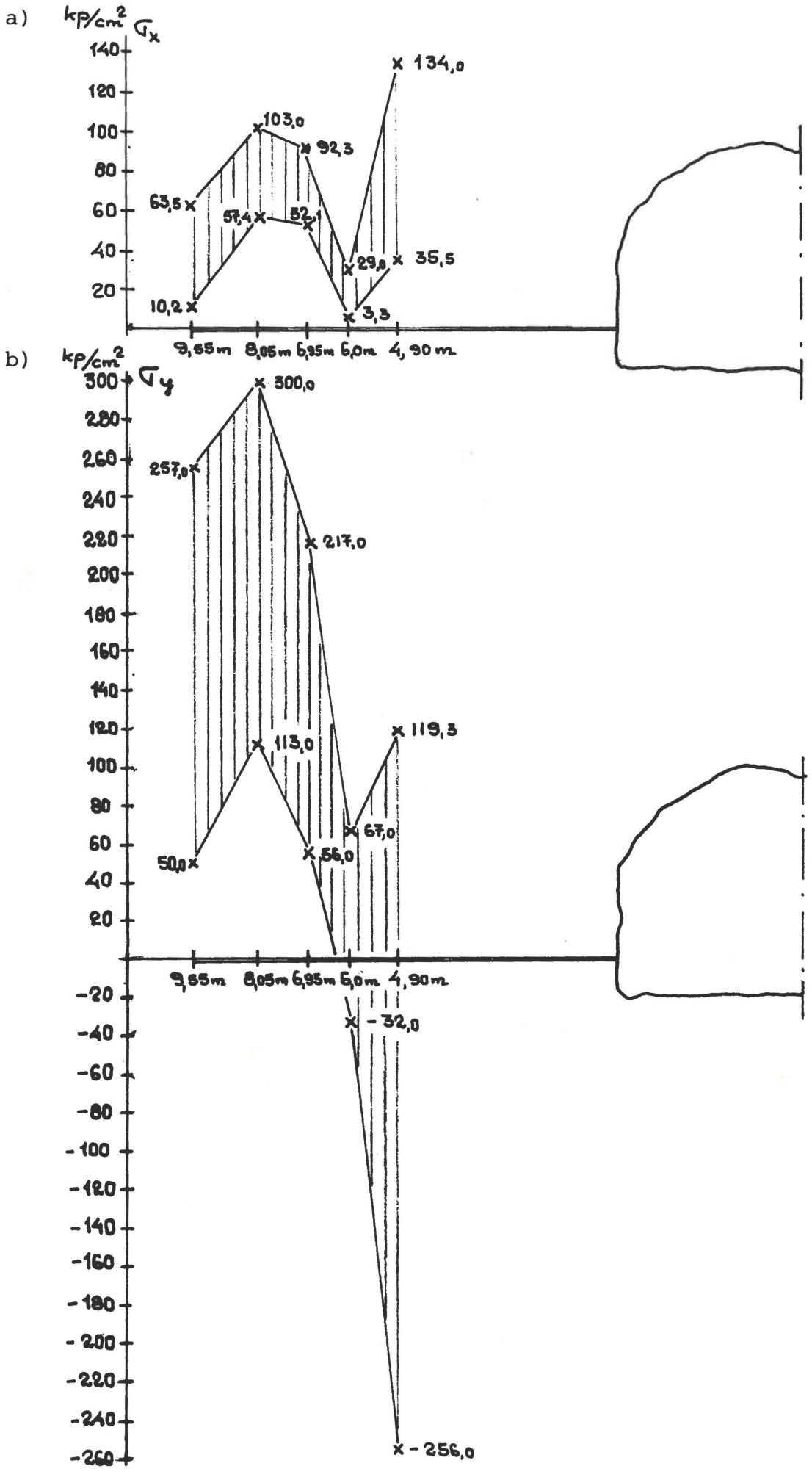


Bild 58 Mätresultat mätplats 1 "Leeman mätningar".

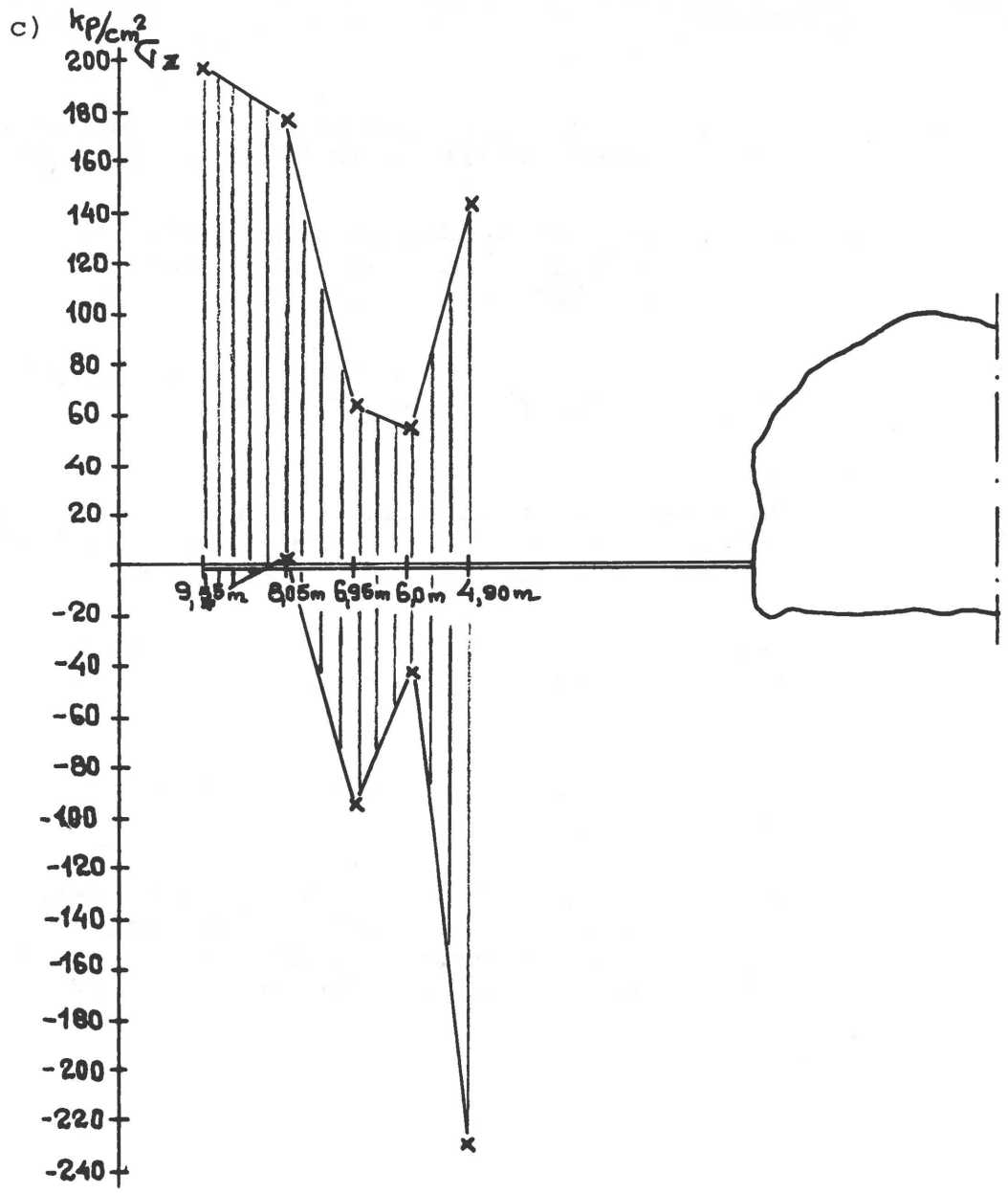


Bild 58 Mätresultat mätplats 1 "Leeman mätningar".

SLUTSATSER

1. Smällberg kan förväntas under vissa geologiska förhållanden, vilka tycks vara möjliga att förutse.

2. Smällberget orsakades av höga horisontella tryck låg berghållfasthet stor tunnelbredd och en för smällberg lämplig bergart.

3. Det är möjligt att genomföra ett omfattande mätprogram under pågående drivning.

4. Var för sig gav mätmetoderna icke tillräckliga resultat för en kartläggning av trycken i berget. Tillsammans gav de ett acceptabelt resultat samt en möjlighet att kritiskt jämföra mätmetoderna.

5. Berget uppträder som ett elastiskt material, där bergmassan har samma E-modul som den lilla borrkärnan.

6. Bergmassan har en lägre hållfasthet än den lilla borrkärnan.

7. Planeras och genomförs bergtrycksundersökningar i samband med planeringen för nya anläggningar, kan undersökningarna utföras till en relativt låg kostnad och kunskaperna kommer till maximal nytta.

MÄTMETODER

Tillförlitlighet

De mätmetoder som användes var:

1. Deformationsmätning mellan ingjutna dubbar i berget för bestämning av bergets elastiska och plastiska deformationer samt sprickmätning.

2. Bestämning av det absoluta trycket i berget till riktning och storlek med Leemans metod.

3. Bestämning av det absoluta trycket i ett plan vinkelrätt mot borrhålet med "Door-stopper".

4. Bestämning av tryckförändringar under tunneldrivningen med takort och pall med Johnson-cell.

I tabell nedan visas några av de faktorer som påverkar resultatens tillförlitlighet vid de olika metoderna.

Tabell 8.

Mätenheter / Faktorer	Deformationsmätn. tunneldiam	Deformationsmätn. sprickor	A Johnson	Leeman	Door-stopper
Mänsklig noggranhet vid avläsning.	X	X	X	XXX	XX
Kräver stor noggrannhet vid monteringen.	X	X	XX	XXX	XX
Beroende av bergets E-modul.	X	-	(X)	XXX	XXX
Lämplig vid höga bergtryck.	XXX	XXX	XX	–	–
Lämplig vid låga bergtryck.	X	X	X	X	XXX
Beroende av bergets kornstorlek och struktur.	-	-	(X)	XXX	XX
Fordrar omfattande och noggranna laboratorieundersökningar för utvärdering	X	-	X	XXX	XXX
Kan utföras i fält	JA	-	JA	NEJ	NEJ
Medger kontinuerlig övervakning.	JA	JA	JA	NEJ	NEJ

Teckenförklaring: - NEJ
(X) JA i ringa mån
X JA
XX JA stor
XXX JA mycket stort

Av tabellen på föregående sida framgår att de olika metoderna ställer mycket skiftande krav på expertis vid användningen. Leemans metod och "Door-stopper" metoderna, som bygger på klistring av trådtöjningsgivare på bergytan är de som ställer störst krav såväl på personalens skicklighet, som utrustningarnas perfekta skick Det krävs att berget är finkornigt och homogent och att berget endast är utsatt för relativt låga tryck. Dessa metoder skall därför endast användas av speciellt utbildad personal.

Då Leemans metod innebär klistring av mycket små trådtöjningsgivare (ca 3 mm) kommer dessa att i en grovkornig bergart sitta på var sitt mineralkorn eller också kommer givarna i skarven mellan två eller fler korn, bild 52-54. För att beräkna spänningarna multiplicerades de uppmätta töjningarna med en genomsnittlig E-modul i borrhålets riktning. Då mineralkornen har mycket olika elasticitetsmodul ger detta förfarande helt godtyckliga värden. Detta illustreras bäst av en serie mätningar från mätplats 3, tabell 9.

Håldjup	2,05 m	4,05 m	7,95 m	9,80 m
Mätvärden	100	90	110	305
-"-	65	55	195	335
-"-	100	0	145	245

Tabell 9.

Tre trådtöjningsgivare är klistrade i mäthålets riktning, se bilaga III:2. Dessa skall ge samma mätvärden men som framgår av tabellen är skillnaderna mycket stora. Givaren på 4,05 m djup som visar noll deformation, kan vara dåligt klistrad, eller den kan sitta på ett korn, som avskilts från sina omgivande korn genom en spricka. - De mycket stora värdena uppstår när givaren är monterad över en spricka eller på ett mjukt mineral.

För att bestämma huvudspänningarnas storlek och riktning fordras mätgivare i sex riktningar. Norges Tekniska Högskolas utformning av Leemans metod innebär att i fem av dessa finns endast en givare; mätvärdena i dessa fem riktningar blir därför mycket otillförlitliga i ett grovkornigt berg eller i ett berg utsatt för höga spänningar. Detta framgår även av spridningen i resultaten från mätplatserna 1, 2 och 3. Från de tre mäthålen erhåller man ett rör av sten, med trådtöjningsgivare monterade på insidan. - Detta rör kan belastas i en press och motsvarande utslag på givarna noteras. Då kan man kontrollera om givarna är väl klistrade samt hur varje givare påverkas av en tryckökning. Detta

skedde ej, utan stenrör slogs sönder för att man ville återvinna mätenheten. Detta måste göras för att metoden skall bli någorlunda tillförlitlig (den kommer alltid att förbli otillförlitlig vid höga tryck). Om givarna dessutom dubbleras eller tredubblas i de fem enkla mätriktningarna skulle metoden kunna anses väl lämpad för rutinmätningar, där man ej förväntar att få höga tryck. Om sådana förekommer, framgår det av mätningarna, men mätvärdena blir otillförlitliga.

"Door-stopper"-metoden har delvis samma svagheter, som Leeman-metoden, men i mycket mindre grad. Trådtöjningsgivarna som klistras i borrhålets botten är större, 10 - 15 mm långa, vilket innebär att ett genomsnittligt värde på E-modulen i finkorniga homogena bergarter kan vara acceptabelt. Vid höga tryck uppstår även vid "Door-stopper"-metoden avskalningar, som gör mätresultaten otillförlitliga. Också vid denna metod måste kärnan efter friborrningen åter belastas i en tryckpress medan givarna sitter kvar för att mätresultaten skall kunna kontrolleras och man skall kunna bedöma deras tillförlitlighet.

A Johnson-cellen har flera starka sidor. Den är en stel cylinder i berget, varför mätresultaten endast i ringa omfattning påverkas av om berget är hårt eller mjukt eller blandat hårt/mjukt. Mätcylindern har en diameter av 36 mm, varför bergets kornstorlek inte påverkar mätresultaten.

Anliggningsytan mot berget är stor varför den totala lasten på cylinderns mätsträckor bör ge ett gott genomsnittsvärde på trycken mot cylindern.

Stålcylindern pressas fast i hålet med en konisk hylsa. Är då hålet inte tillräckligt rakt och runt får mätcellen en dålig anliggning. Detta undviker man genom att pressa fast den hårt i berget. Då mäter den korrekt. Mätvärdet registreras som frekvensen hos ett svängande band inne i mätcellen. Mätvärdet kan därför inte förvanskas av svagheter i elektriska kontakter, strömförsörjning eller elektroniken.

Tillförlitligheten hos dessa mätningar måste därför anses mycket stor. Den kontroll som man måste göra är att mätcellen inte förlorar kontakten med berget när trycket minskar och hålet ökar i storlek. Denna kalkyl kan göras på platsen med en fickräknare och man kan då spänna fast cylindern hårdare genom att pressa den längre in i sin koniska hylsa.

Deformationsmätningen är den enklaste metoden och den som är lättast att utvärdera. Deformationerna mäts med måttband eller mätstav och den enda existerande felkällan är slarvig personal. Mätvärdena blir korrekta om mätdubbarna har förankrats så djup in i berget att inga sprickor uppstår längre in.

Utvärderingen blir mycket enkel om tunnelns deformationer har beräknats med ett FEM-program. De beräknade

deformationerna mellan dubbarnas förankringspunkter framgår då direkt av beräkningarna som funktion av E-modul och tryck i berget. E-modulen kan bestämmas på diamantborrkärnor och därefter kan trycket anges. - Förutsättningen är att berget har samma E-modul som den man mäter på borrkärnan. Att så är fallet framgår av diskussionen i nästa avsnitt, "Bergets egenskaper".

Sprickbildningen mättes med deformationsmätningar mellan en bult förankrad i bergets inre och en hylsa i hålmynningen. Storleken av de elastiska deformationerna över mätsträckan erhålles ur FEM-beräkningarna och de ytterligare deformationer är då utvidgning av gamla eller nya sprickor. Mätningen är helt tillförlitlig inom ramen för personalens noggrannhet.

Mätningen är upplysande och resultaten lätta att tolka.

Noggrannhet

Leeman-metodens noggrannhet var vid mätningarna helt befintliga ca $\pm$ 1000 %; Vilken noggrannhet man kan uppnå med vettiga rutiner och en något annorlunda utformning är svårt att beräkna, men spridningen av σ_x-värdena kan ge en antydan därom. Tre givare var monterade i σ_x-riktningen medan alla andra mätvärden var á priori samma då endast ett värde fanns. Spridningen i x-värdena blev då ca $\pm$ 15 kp/cm^2. Att enbart addera fler givare i de andra fem mätriktningarna skulle därför öka spridningen i σ_x, men minska den för σ_y och σ_z. En gissning skulle antyda att en noggrannhet av ca $\pm$ 25 kp/cm^2 eller $\pm$ 40 % skulle kunna uppnås. Försök påbörjades att simulera detta förhållande med dataprogrammet, men har ej kunnat slutföras inom ramen för projektet. Bättre laboratorierutiner bör ytterligare kunna förbättra resultatet avsevärt till ca $\pm$ 15 kp/cm^2 eller $\pm$ 20 %. "Door-stopper"-mätningar kan utföras med stor noggrannhet, som bl a Hiltscher vid Vattenfall har visat. Vi gjorde ej något försök att uppskatta noggrannheten, men den var i vårt fall helt bestämd av variationerna i E-modulen i mätgivarnas riktning.

Några laboratoriebestämningar av detta gjordes aldrig och det är en svaghet i materialet.

A Johnson-mätningarnas noggrannhet bestäms i helt dominerande grad av mätenhetens egen noggrannhet. Denna är fastställd på laboratoriet och är ca $\pm$ 2 kp/cm^2. Deformationsmätningarna utfördes med måttband och noggrannheten erhölls genom att varje sträcka mättes tre gånger vid varje mättillfälle, varefter medelvärdet för dessa tre mätningar antecknades. Rutiner är bra och nödvändiga om mätning skall utföras med måttband. Noggrannheten blev därigenom $\pm$ 0,5 mm. Då deformationerna blev av storleksordningen 3 - 6 mm hade det varit önskvärt med en något större mätnoggrannhet, t ex $\pm$ 0,05 m m. För en sådan noggrannhet fordras en mätstav med en mätklocka som kan avläsas på en hundradels millime-

-tern. Med en sådan utrustning kan deformationsmätningen också användas vid låga tryck i berget och ännu hårdare bergarter.

För sprickbildningen, som mättes med noggrannheten ± 0,05 m/m skulle en noggrannhet om ± 0,01 mm vara önskvärd.

Den noggrannheten är ej svår att uppnå.

Samstämmighet

Samstämmigheten för de fyra mätmetoderna är svår att entydigt bestämma då de mäter olika storheter.

Leeman- och "door-stopper-metoderna mäter det absoluta trycket i mätpunkten. Då berget är inhomogent varierar spänningarna från punkt till punkt. I vissa bergarter finns också "infrusna" spänningar, som uppstått vid bergartens bildning och/eller senare omvandling. Leeman- och "Door-stopper"-metoderna mäter då summan av det regionalt verkande trycket, och dessa geologiskt betingade spänningar som utlöses vid friborrningen.

A Johnson-mätcellen mäter endast tryckförändringar och undgår därmed att få med de "infrusna" spänningarna. Man undgår ej att påverkas av spänningskoncentrationer p g a bergets inhomogenitet. Spänningskoncentrationerna uppstår i hårda partier intill sprickor eller mjuka partier.

Deformationsmätningarna har samma karaktäristik som A Johnson mätningarna, men mätbasen är ca 15 m i stället för 44 m m , varför lokala sprickor och ojämnheter i berget ej påverkar mätresultaten.

Hur snabbt spänningarna ändras från en punkt till en annan framgår bäst av "Door-stopper"-mätningarna (tillförlitliga och noggranna), tabell 10.

Mätplats	Mäthål	Mätdjup	Avstånd	Tryckskillnad	Tryck kp/cm^2
		1,0 m			+ 31
3	6		0,8 m	74 kp/cm^2	
		0,2 m			- 43
	2	0,2 m			298
1			2,8 m	212 kp/cm^2	
	3	0,2 m			86

Tabell 10. Tryckförändringens ojämnhet, några exempel.

Då berget består av en grovkornig granit genomsatt av diabaser och Härnögångar finns det anledning att räkna med "infrusna" spänningar. Slippror på bergarten visar också "infrusna" spänningar i kvartskornen.

En jämförelse mellan de fyra metoderna visar trycken tvärs tunneln, enligt tabell 11 och 12.

Tabell 11.

	Mätplats 1.	Mätplats 3.
Leeman	50	150
Door-stopper	200	80
A Johnson	-	200
Deformation	200	200
Slutsats	200	200

Vertikalt visar metoderna följande resultalt:

Tabell 12.

	Mätplats 1. kp/cm^2	Mätplats 3. kp/cm^2
Leeman	10 $\pm$	25 $\pm$ 70 kp/cm^2
Door-stopper	-	-
A Johnson	-	15
Deformation	(15 kp/cm^2) x)	(15 kp/cm^2) x)

x) Detta värde användes vid FEM-beräkningarna och motsvarar det överlagrade bergets tyngd. Det stämmer väl med deformationsmätningarna, som dock ej var planerade att svara på frågeställningar.

Slutsatserna baseras i första hand på deformationsmätningen, i andra hand på A Johnson mätningarna, i tredje hand på "door-stopper"-mätningarna, medan däremot Leeman-mätningarna är allt för osäkra.

En ny undersökning med Leeman-metoden använd på ett teoretiskt och praktiskt riktigt sätt bör genomföras.

Slutomdömet är att tillträcklig samstämmighet har erhållits för att vi skall vara säkra på storleksord-

-ningen av de existerande trycken, att mätningarna över stora volymer respektive inne i berget ger bäst mätresultat,att Leemans metod ej är användbar i nuvarande utformning och att hypotes I har kunnat verifieras.

BERGETS EGENSKAPER

Geologi

Berget i tunnelområdet är en gnejsgranit som delvis är mycket grovkornig och med stora sliror av kvarts och/eller fältspat. Någon egentlig förskiffring kan man ej iakttaga. Vid borrningarna för mäthålen observerades dock flackt liggande svaghetsplan. Bergarten är på flera ställen genomsatt av intutioner av diabas, pegmatiter och s k Härnö-gångar. - Smällbergsfenomenen tycks i första hand ha sammanfallit med de s k Härnögångarna.

Hållfasthet

Bergets hållfasthet har bestämts på de diamntborrkärnor med 22 mm diameter, som man erhöll vid borrningen för tryckbestämningarna. Resultaten framgår av tabell 13 och tabell 14.

Mätplats	Hål nr	Antal prover	Tryckhållfasthet kp/cm^2	Standardavvikelse ± %
1	M h 1	5	BERG	1
1	M h 1	5	842	18,3
1	M h 2	1	900	-
1	M h 3	1	900	-
2	M h 4	7	934	7,3
3	M h 5	5	803	16,5
3	M h 6	1	820	-
	Löst block	5	844	10,1
	" "	5	785	11,5
			BETONG	
	M h 10	2	83	-

Tabell 13.

Mätplats	Hål nr	Antal prover	Draghållfasthet kp/cm^2	Standardavvikelse ± %
1	M h 1	25	116	14,4
2	M h 4	25	105	22,2
3	M h 5	25	96	17,9
	Löst block	20	77	18,7
	" "	10	72	20,7

Tabell 14.

Härav framgår att hållfastheterna är låga, ca hälften mot vad man kan vänta sig för en granit. Detta beror på att berget är grovkornigt och att det har lösa kornförband.

Elasticitet

Bergets elasticitetsmodul har bestämts på kärna från samma mäthål som hållfasthetsbestämningarna. Resultaten framgår av tabell 15.

Mätplats	Hål nr	Antal prover	E-modul 10^6 kp/cm^2	Standardavvik i %	Poissons tal	Standard avvik i %	Anm
				BERG			
1	M h 1	5	0,402	13,4	0,131	8,2	Tredim
1	M h 2	1	0,275	-	0,130	-	Doorst
1	M h 3	1	0,281	-	0,131	-	"
2	M h 4	7	0,436	12,0	0,147	14,8	Tredim
3	M h 5	5	0,370	12,2	0,139	11,1	"
3	M h 6	1	0,270	-	0,085	-	Doorst
	Löst block	5	0,237	6,7	0,093	17,7	
	" "	5	0,244	13,1	0,081	16,5	

Tabell 15.

Av den kan man avläsa att E-modulerna är högre för de prov som tagits längre in i berget. (tredim 5 m, Doorst 0,2 m

och löst block 0,0 m).

Härav framgår att berget förmodligen succesivt luckras upp av mikrosprickor när det avlastas.

Berget visar i laboratorieprov ett rent elastiskt uppträdande med ringa och ringa kvarstående deformation efter avlastning, bilaga III:2.

Sprickbildning

De sprickor som har observerats både vid deformationsmätningar och vid tryckbestämningarna har indikerat att berget spricker upp nästan horisontellt. Detta överensstämmer väl med FEM-beräkningarna som avger nästan vertikala dragspänningar såväl i anfangen som i tunnelsidan. Dessa dragspänningssprickor är då den naturliga början till ett bergnedfall. Deformationsmätningarna visar också att sprickorna utvidgas succesivt under lång tid och att denna utvidgning fortfarande var igång när tunneln vattenfylldes.

En beräkning av möjligheterna att med förspända bultar eliminera dragspänningarna inne i berget visade att det är praktiskt omöjligt på grund av att det fordras allt för mycket bult.

Volymberoende

I litteraturen anges att stora bergvolymer in situ på grund av lägre E-modul är lättare att deformera än en borrkärna ur samma berg. Detta stämmer ej med våra erfarenheter. Takorten i tunneln deformerades enligt våra mätningar upp till 6 mm när bottenpallen sprängdes ut.

FEM-beräkningarna angav en lika stor deformation vid det uppmätta trycket i berget och med den E-modul, som mättes på borrkärnorna. Vi drager därför slutsatsen att bergmassan in Situ har samma E-modul som diamantborrkärnan

Den goda överensstämmelsen mellan de beräknade och de uppmätta värdena framgår av tabell 16.

Tabell 16.

Avstånd	B1-B4	B1-B3	B2-B4 B1-B2	A1-A4	A1-A3	A1-A2	A4-A2
FEM-beräknat	-6	-6	-3	-6	-6	-3	-3
Uppmätt	-6	-5	-3	-6	-4	-2	0

Vi drager då slutsatsen att berget är ett elastiskt material även in Situ och därmed är Hypotsen 2 styrkt.

Erfarenheten säger att ju bredare en tunnel är desto större blir förstärkningskostnaderna. Eleasticitetsteorin anger endast att spänningarna blir av en viss storlek vid givet tryck i berget. FEM-beräkningarna visade en maximalt tryckspänning av 500 kp/cm^2, medan bergets hållfasthet uppmättes till ca 900 kp/cm^2. Bergnedfall borde alltså ej inträffa.

Weibull har lanserat teorin att bergets hållfasthet är volymberoende och att detta beroende kan beskrivas statistiskt som sannolik heten för att svaghetsplan förekommer i det belastade bergpartiet.

Denna teori kan för en tunnel illustreras som i diagrammet på bild 59. Teorin kan användas för att beräkna den maximala bredd som en tunnel kan ha i ett visst berg vid olika tryck

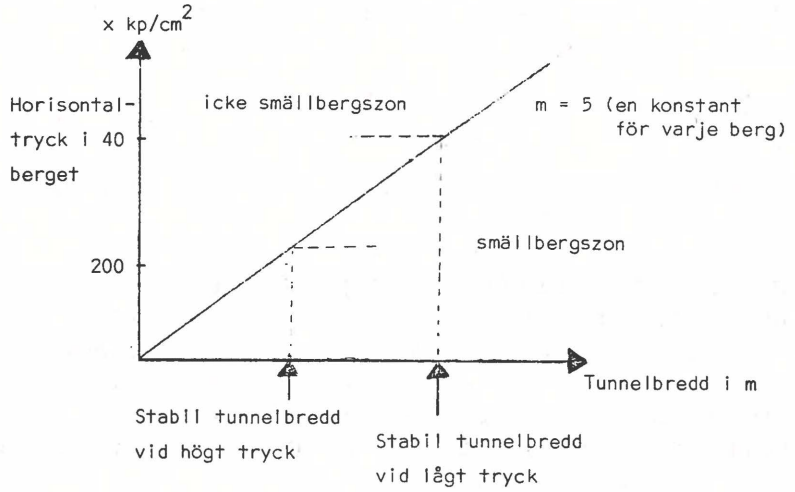


Bild 59.

En kombination av tryck och tunnelbredd, som i diagrammet faller under linjen ger bergnedfall. Punkten över linjen markerar kombinationer, som är stabila d v s tunneln behöver ej förstärkas.

Bilden har ritats upp för de förhållanden, som gäller för Ljungaverk.

Eftersom något underlag från Ljungaverk inte finns för att bedöma linjens lutning (ett mått på hur många och genomgående svagheter son finns i berget) har vi använt ett värde från Weibulls undersökningar på andra bergarter. Bilden är medtagen för att illustrera ett sätt att förutsäga hur bred tunnel man kan driva i ett visst berg. - Om diagrammet tillämpas på Ljungaverk, finner man att bergnedfall borde ha inträffat i högtrycksområdena, medan berget borde ha varit stabilt i lågtrycksområdena. Diagrammets förutsägelser stämmer således väl med verkligheten.

Underlaget är dock allt för litet för att man skall våga draga några långtgående slutsatser.

MÄTNINGARNAS GENOMFÖRANDE

Det gick bra att genomföra mätningarna under pågående tunneldrivning. - Om de hade kunnat planeras i god tid i samarbete med beställare och entreprenör hade de kunnat utföras till en lägre kostnad utan så mycket övertid och väntetid. Stora möjligheter finns att skapa en effektiv fältorganisation, som till låga kostnader kan genomföra denna typ av mätningar

SMÄLLBERGETS ORSAKER

Smällberget orsakades av en kombination av högt horisontaltryck och låg hållfasthet i en tunnel med stor bredd och i ett berg lämpat för smällberg.

SPRUTBETONGENS FUNKTION

Sprutbetongen var av dålig kvalitet. Den hade låg hållfasthet och låg E-modul.

I områden med hållfast berg fungerade sprutbetongen närmast som ett yttre skikt i vilket alla sprickor i berget inunder syntes väl. Sprickor tätades så att berget fick något större möjlighet att självt bära belastningarna. Berget deformerades i allmänhet efter betongsprutningen och den deformationen kunde följa med "Doorstopper"-mätningarna.

På de ställen där berget var starkt söndersprucket, visade betongen en högre belastning och styrka än berget innanför, varvid betongen fungerade som ett stelt bärande skal.

DISKUSSION AV TEKNISKT-EKONOMISKT INTRESSANTA ERFARENHETER

Trots att undersökningsresultaten ej räcker till för att draga några definitiva slutsatser ur vetenskaplig synpunkt, kan dock några allmänna reflektioner göras.

Vi konstaterade att trycket var högre i de områden där man hade haft smällberg än i den del av tunneln där man ej hade haft några bekymmer. Vi kunde också konstatera att bergets hållfasthet var låg. Därigenom uppstod möjligheten till smällberg i Ljungaverkstunneln.

Det är intressant att notera att P H Lundegård i sin förundersökning sagt att det finns risk för smällberg och att bergmästaren hade klart för sig hur typiskt smällberg ser ut. Att smällberget i Ljungaverk kunde hänföras till en viss bergartstyp förefaller troligt efter B Bygghammars kartering av tunneln.

Med utgångspunkt ifrån detta kan man fundera över vilken typ av förundersökning man kunde ha kompletterat de seismiska undersökningarna och diamantborrningarna med.

I första hand borde man ha utnyttjat diamantborrhålen för att mäta om det existerade några horisontella tryck i berget. Det kan t ex ske med Hasts metod, med "door-stopper" eller med Leemans metod. Det bästa resultatet bör man idag få med Hasts metod.

Priset för en sådan undersökning om den görs i samband med den ordinarie diamantborrningen bör ej vara högt. Idag finns ej någon utrustning för att rationellt utföra sådana mätningar under normal diamantborrning men det vore mycket värdefullt att få fram sådan utrustning.

Det visade sig också möjligt att borra sneda borrhål ovanför och vid sidan av tunneln för att sedan mäta tryckförändringarna när tunnelfronten passerade. Med denna utrustning som lätt kan demonteras och användas igen ett begränsat antal gånger, har man möjlighet att under drivningens gång då och då kontrollera spänningarna i berget, särskilt om man misstänker höga tryck.

Genom att mätningarna kan göras snabbt kan man ha hela utrustningen inkl diamantborrmaskin monterad på en jeep, som kan köra fram till tunnelfronten och slutföra varje typ av mätning, t ex ett 5 - 10 m långt borrhål med bestämning enligt Hast, på en helg, eller montera A Johnson-mätceller.

Möjliga åtgärder

Vet man redan under projekteringen att höga tryck finns i vissa områden eller vissa bergarter kan man ofta justera tunnelläget något, t ex ± 50 m eller ändra dess höjdläge något med mycket små merkostnader. Det är också i viss mån möjligt om förhållandena under drivningen förändras.

För den löpande driften är det bra att veta trycken i berget. Då kan man dimensionera sina förstärkningar därefter. Det är lätt börja betongspruta, men det är svårt att veta när man skall sluta.

Kunskaper för att använda dessa möjligheter får man ej förrän metoderna användes rutinmässigt.

Att förstärkningsarbetena har krävt stora belopp framgår av att en total anläggningskostnad för kraftverket på 55 Mkr svarade byggnadsentreprenaden för 30 Mkr varav förstärkningarna kostade 5 Mkr. Mot detta skall ställas de totala kostnaderna för dessa bergtrycksundersökningar på ca 250 tkr.

Förslag till fortsatt utvecklingsarbete

1: Ett specialfordon utrustas med möjlighet att genomföra alla här använda mätningar plus mätningar enligt N Hast och därtill hörande hållfasthet- och elasticitetsbestämningar.

2. Jämförande undersökningar utförs mellan Leemans metod med tryckåterföring och de övriga mätmetoderna i någon tunnel där tryck existerar (t ex en gruva). Detta bör då ske i anslutning till gaveln så många gånger att man får ett statistiskt säkert underlag.

3. Mätningarna införs sedan som rutin vid nya anläggningsarbeten och i gruvor till dess att man samlat tillräcklig erfarenhet av bergets uppträdande under belastning och olika förstärkningsmetoders funktion och verkan.

4. Möjligheterna att göra bergtrycksmätningar vid planering av nya anläggningar bör tillvaratagas. Förväntade resultat bör specificeras och sedan följas upp med mätningar och slutrapportering.