BeFo

Bergmekanikdag 1987

Föredrag och diskussioner

Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo

Föredrag och diskussioner vid BERGMEKANISKT DISKUSSIONSMÖTE I STOCKHOLM 26 MARS 1987

Papers presented at Rock Mechanics Meeting in Stockholm March 26 1987

Redigerad av Menachem Finkel

Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo
Swedish Rock Engineering Research Foundation
STOCKHOLM 1987

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

sid.

INLEDNINGSANFÖRANDE 7

Forskn dir Tomas Franzén
Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo, Stockholm 9

INFORMATION 15

Rock Stress Symposiet i Stockholm 1986

Rock Stress Symposium in Stockholm 1986 - A Review

Prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik
Tekniska Högskolan i Luleå 17

Nya trender inom bergdesign - intryck från LRC'86

New Trends in Design Techniques for Rock Caverns - Impressions from LRC'86
Prof Ulf Lindblom, CTH/Hagconsult AB 23

TUNNELSTABILITET 39

Tunnel Stability

Inledare bergsing Göran Bäckblom
Svensk Kärnbränslehantering AB 41

Tunnel Design for the New Lines of the German Federal Railway (DB)

Dipl-Ing Klaus Martinek, Deutsche Bundesbahn,
München, FRG 43

Tunneldrivning i komplex berggrund - erfarenheter från Vietas

Tunnelling in Complex Bedrock - Experience from Vietas

1. Bergets struktur, tunnels form och förstärkningsbehovet
Rock Structure, Tunnel Shape and Rock Support

Geolog Lars Hansen, Trias Geologi AB
Avd chef Jüri Martna, Vattenfall 63

2. Bergutfall, spänningar och tunnels stabilitet
Overbreaks, Rock stress and Tunnel Stability

Avd chef Jüri Martna, attenfall
Geolog Lars Hansen, Trais Geologi AB 77

Åtgärder för underhåll av utloppstunnel vid Järpströmmens kraftverk

Maintenance of Tail Race Tunnel at Järpströmmen Water Power Plant

Bergsing Rasa Benedik, TYRENS 93

Diskussion

Inlägg av Mats Alestam, Norbert Krauland, Klaus Martinek, Jüri Martna, Jonas Holmgren, Ove Stephansson, Hans Helfrich 101

DJUPBORRNING I SILJANSRINGEN 107

Deep Drilling in the Siljan Ring Area

Inledare övering Tord Lindbo, Vattenfall 109

Tolkning av djupa seismiska reflektorer i norra Siljansringen

Interpretation of Deep Seismic Reflections in the Northern Siljan Ring Area

Geofysiker Christopher Juhlin, Vattenfall och Universitetet i Uppsala 113

Djupborrning i Siljansringen. Bergets permeabilitet på stora djup

Deep Drilling in the Siljan Ring Structure. The Rock Permeability on Great Depth

Prof Gunnar Gustafson, VIAK AB/CTH 129

Diskussion

Inlägg av Hans Helfrich, Christopher Juhlin 139

SLÄNTABILITET 141

Slope stability

Uppföljning av rörelser i rashotad fjällsida

Running Measurement of Movements in a Mountain Slope

Civ ing SVR Erik Sandegren, Lidingö 143

Yangtze-Kiang och Three George-projektet

Yangtze-Kiang and the Three George Project

Prof Anders Carlson, Vattenfall 149

Hur man behandlar släntstabilitet i Hongkong

Slope Stability how it is dealt with in Hongkong

Civ ing Gunnar Nord, Skanska AB 177

Diskussion

Inlägg av Hans Helfrich, Erik Sandegren, Nils Grandlund, Tomas Franzén, Curt Voxby, Magnus Bergman 185

DATORANVÄNDNING I BERGMEKANIKEN 189

Computer Application in Rock Mechanics

Inledare prof Ove Stephansson, Avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå 191

Bättre beslutsunderlag vid projektering av berganläggningar med hjälp av persondatorer

Improved Basis for Engineering Judgement with the Use of PC Based Numerical Models in Geotechnical Design

Civ ing S Magnus Bergman, Hasca Consulting Group Inc., Minneapolis, USA 193

Mätningar, beräkningar och stabilitetsprognoser för SFR-lagret i Forsmark

Measurements, Calculations and Stability Prognoses at the Undersea Repository for Low- and Medium-Level Nuclear Waste

Prof Håkan Stille, Inst för jord- och bergmekanik, KTH och Skanska AB
dr Anders Fredriksson, ADG Grundteknik AB 207

Ekofisk Subsidence and Compaction
The Discontinuum Approach

Dr Nick Barton, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway 225

Diskussion

Inlägg av Tomas Franzén, Nick Barton, Hans Helfrich, Ove Stephansson, Magnus Bergman, Norbert Krauland 237

GASLAGRING I BERGRUM 241

Gas Storage in Rock Caverns

Inledare civ ing Per-Olov Karlsson, Vattenfall 243

Naturgaslagring i bergrum

Natural Gas Storage in Rock Caverns

Prof Ulf Lindblom, CTH/Hagconsult AB 245

Modellförsök med vattenridå runt gaslager

A Laboratory Experiment concerning a Water Curtain around a Gas Store

Prof Göran Rhebinder, Vattenfall 267

Gaslagring i bergrum - fältförsök i borrhål i Stripa

Gas Storage in Rock Cavern - Fieldtest in Borehole in Stripa

Prof Gunnar Gustafsson, VIAB AB/CTH
Civ ing Ingvar Rhen 275

Täthets- och dräneringsfrågor i samband med bergrum inklätt med rostfri tunnplåt

Tightness and Drainage in Connection with Thin Steel Lined Rock Caverns for Gas

Fil lic Torbjörn Hahn, Conswede AB/Avesta Lining AB 289

Diskussion

Inlägg av Lars Baeckström, Ingemar Nordgren, Torbjörn Hahn, Per-Olov Karlsson, Nick Barton, Magnus Bergman 301

AVSLUTNING 305

Forskn dir Tomas Franzén
Stiftelsen Bergteknisk Forskning-BeFo 307

INLEDNINGSANFÖRANDE

INLEDNINGSANFÖRANDE

Forskningsdirektör Tomas Franzén, BeFo

"Naturens ordning är kaos"

Det här är en rubrik ur vinterns debattserie i DN om "den nya fysiken". Kaos står för oordning och karaktäriserar det grundtillstånd, ur vilket hela den manifesterade verkligheten omkring oss har uppstått. Den nya fysiken är alltså det samlande namnet på den vetenskap som visar att den hederliga Newtonska mekaniken inte längre räcker till för att förklara tingens ordning, varken i det lilla, det allra minsta, eller i det yttersta, det fjärran kosmiska.

Som byggande eller bergbrytande ingenjörer reder vi oss ganska väl med Newton. Men som bergmekaniker har vi fått ett behov av att skapa alltmer förfinade modeller av detta berg och då är det inte alltid lika lätt.

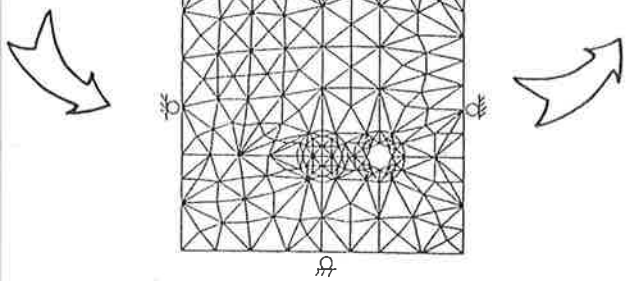
Trots att den inre strukturen i berget kan tyckas gudomligt välordnad i sin kristallstruktur ger ofta bergmassan ett mer kaotiskt intryck och bär spår av naturens omdanande krafter, där stokastiska processer, eller låt oss säga slumpen, till stor del har styrt. Och det visar sig att vi blir alltmer beroende av att kunna beskriva och ge statistiska mått på osäkerheten eller de slumpvisa variationerna i bergets uppbyggnad och egenskaper. Och detta blir så mycket tydligare när våra datorer rekordsnabbt ger oss en skenbar precision med tre (eller flera) decimaler, där den verkliga noggrannheten kan vara ±50 % eller en fråga om att hamna inom rätt tiopotens.

Jag skall nu inte påstå att BeFo skall kunna bringa ordning i kaos även om tron kan försätta berg. Men - lite mer anspråkslöst - vill jag säga att jag ser det som vår uppgift att locka fram det bästa och på lite längre sikt ingenjörsmässigt användbara ur de senaste rönen inom bergmekaniken.

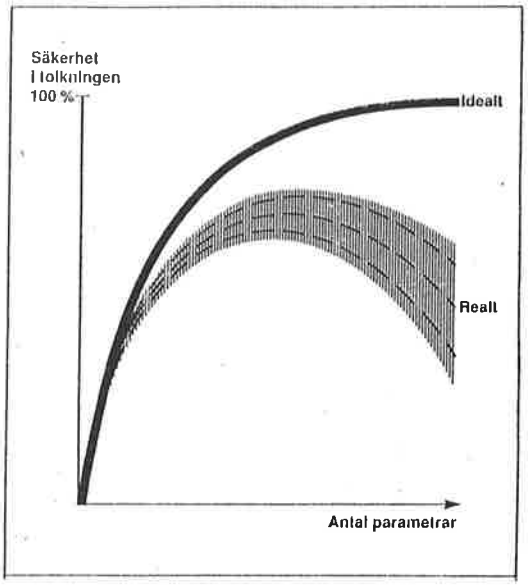
Och dit hör att gång på gång betona, att i samband med bergmekaniska beräkningsmodeller - det må vara FEM eller BEM eller andra tekniker - så är indata och "utdata" eller möjligheten att tolka beräkningsresultaten lika viktiga som beräkningsmodellen i sig. (Fig 1)

För tillfället pågår ett BeFo-projekt där olika datorbaserade modeller utvärderas - det kommer Magnus Bergman att berätta om i eftermiddag. Och jag föregriper kanske eftermiddagens diskussion nu, men jag vill ändå gärna visa en illustration som anknyter till det jag nyss har sagt, figur 2.

En avancerad modell, byggd på ett stort antal parametrar, riskerar att bli så komplicerad i sig, att den blir mycket svår att verifiera och att den därmed blir mindre användbar än en enklare modell.



Figur 1



Figur 2

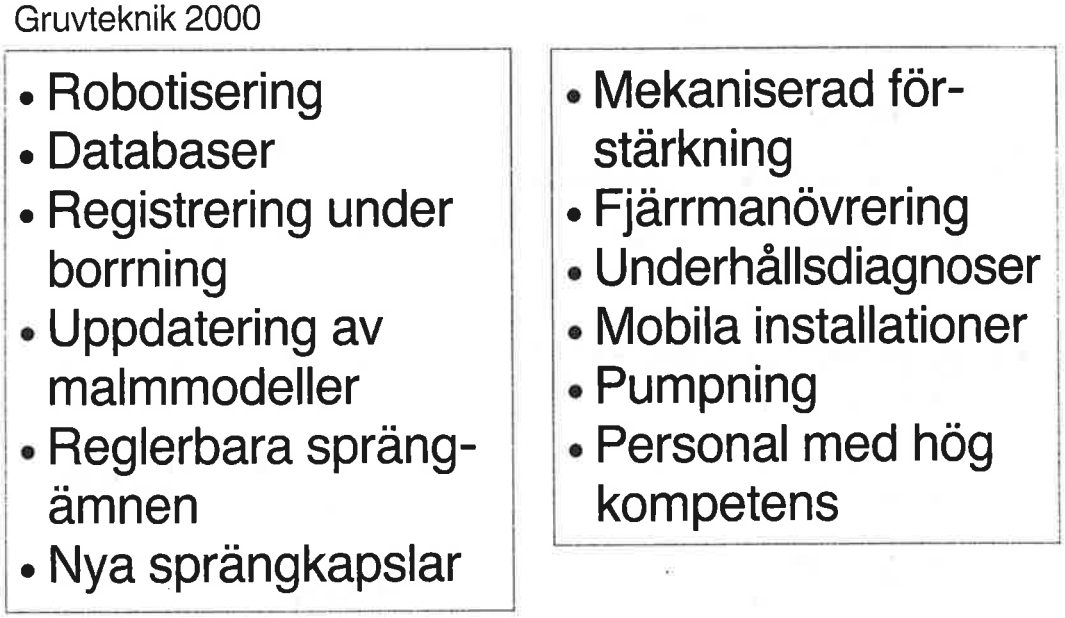
Det jag nu har varit inne på är några av de centrala frågor, som har varit uppe till diskussion under det gångna året när vi har planerat för ett nytt treårigt forskningsprogram för BeFo. Vårt nuvarande program löper ut i sommar och vi har genom olika former av samråd med våra huvudmän försökt fånga in deras behov på bästa sätt. Vi har diskuterat olika intressen och givetvis fått kompromissa en hel del. Likafullt menar vi att programförslaget ganska väl speglar branschens samlade behov av bergteknisk forskning.

Man finner också att en treårsperiod är ganska kort. I det nya programmet känner man därför igen en hel del även om utvecklingen gått en bit framåt.

En grund för programmet har naturligtvis varit en bedömning av hur nittiotalet kommer att se ut för våra gruvor och bergbyggare.

Gruvornas situation är väl känd för de flesta av er. Antingen är ni direkt berörda eller så har ni via massmedia kunnat följa utvecklingen mycket väl. Ni fick också information på Bergspräng-ningsdagen i går, ni som var här. Jag skall därför bara allmänt notera att FoU-verksamheten givetvis är en viktig del i strategin för framtiden. Vid sidan av BeFo:s ramprogram går vi nu också igång med den särskilda satsningen "Gruvteknik 2000".

Industriministern har i näringslivspropositionen föreslagit ett stöd om 50 Mkr under fem år till programmet Gruvteknik 2000, ett program som syftar till att i samverkan mellan högskolan, gruvföretagen och tillverkarna utveckla brytningsmetoder, maskinell utrustning och planerings- och styrsystem för att markant sänka brytningskostnaderna under jord. Insatsområdet samordnas via BeFo, där P A Lindqvist har anställts som projektchef. Av figur 3 framgår i punktform en del av den vision vi arbetar mot. År 2000 kommer vi att se en ökad robotisering, vi kommer att arbeta mot databaser som bl a uppdateras genom att vi registrerar data om berget under borrningen. Vi får reglerbara sprängämnen och sprängkapslar med hög precision, en ökad mekanisering och fjärrmanövrering, nya transportsystem. Och ett karaktäristiskt drag blir givetvis: stora krav på den personal som skall hantera nya utrustningar och system.



Figur 3

Bergbyggarnas allmänna situation får inte samma uppmärksamhet som gruvorna i massmedia - av någon anledning. Däremot presenteras då och då aktuella projekt, som t ex Saltsjötunneln eller Österleden.

Andra intressanta planer är SJ:s tunnlar på Södertörn och i Lappland. Kanske reser vi med snabbtåg till Arlanda före år 2000. Och passerar snabbt både över och under Öresund. Naturgasen leder till anläggningsarbeten både för ledningsnätet och lagringsanläggningar. För den fortsatta bevisföringen kring kärnavfallets förvaring skall man bygga ett djupt beläget berglaboratorium utanför Oskarshamn - en intressant bergbyggnadsuppgift utöver själva forskningsverksamheten.

På utlandssidan ryktas då och då om att den stora planen för beredskapslagring av olja i Saudi skulle vara på väg att bli verklighet - i nästa andetag säger man att detta 40-miljardersprojekt inte är mer aktuellt än för tio år sedan. Den som lever får se.

Vattenkraft- och bevattningsanläggningar kommer rimligen på flera håll i världen. Utbyggnadstakten är beroende av världsekonomin i allmänhet, där fortfarande oljepriserna är en styrande faktor. Viss vattenkraftutbyggnad här hemma förekommer i enstaka speciella projekt men det kan också bli fråga om att släppa till någon hel älv.

Ett sammanfattande intryck är att vi inför nittiotalet kan vänta en inte obetydlig marknad av bergarbeten och jag vill gärna tro att en hel del projekt som får extra uppmärksamhet, som exempelvis Österleden - utomordentligt väl lancerat - kan dra med sig en ökande medvetenhet om undermarkens möjligheter och därigenom leda till nya uppslag och faktiska arbeten. Idéer som den om ett konserthus i berg i Jönköping vill vi gärna se mer av!

Mot den här bakgrunden har vi alltså föreslagit ett tjugotal forskningsprojekt i det nya ramprogrammet. Jag skall inte räkna upp dem utan bara sammanfattningsvis gå igenom några av de mål som varit vägledande i programarbetet.

Förundersökningar skall bedrivas med största möjliga nytta i förhållande till insatsen.

Bergmekaniska dimensioneringshjälpmedel skall kunna nyttjas på ett sådant sätt att man tydligt kan tolka resultaten och bedöma deras tillförlitlighet.

Vi skall följa och bidra till utvecklingen av nya brytningstekniker som introduceras vid sidan av borrning och sprängning.

Vi fortsätter med att utveckla kunskaperna om förstärkningars verkan, bl a för att kunna demonstrera den svenska "lätta" förstärkningsteknikens möjligheter i utlandsverksamheten. Dimensioneringskriterier som finns i dag är fortfarande tämligen ofullständiga.

Tätning - injektering. Vi kommer att fortsätta pågående laboratorie- och fältundersökningar.

Vi kommer att samla kunskaper och erfarenheter från anläggningar som varit i drift under längre tid och lära av de problem eller störningar som uppstått.

De olika forskningsprojekten skall särskilt beakta nya användningar av "resursen berg" som kan bli aktuella under det kommande decenniet (det kan t ex gälla gaslagring eller brytning på stora djup.

Vårt förslag till ramprogram blir nu föremål för förhandling med STU och BFR för att träda i kraft i sommar, då vi börjar detaljplanera för de olika projekten.

Slutligen några ord om den s k exportboken, som IVA:s undermarksgrupp arbetat med i ett par år. Produktionen av "Going underground" pågår nu för fullt och tryckningen är planerad till sommaren. Syftet är att sprida information om vad vi kan och på så sätt gynna exporten av svensk undermarksteknik. Målgruppen är i första hand beslutsfattare, även sådana med begränsade specialkunskaper. Därför skall det bli en stilig och bra bok som är trevlig att ge och rolig att få, som innehåller fina informativa bilder och lättlästa texter. Vi hoppas den skall bli till stor nytta och glädje för många av er i dagens auditorium.

INFORMATION

ROCK STRESS SYMPOSIET I STOCKHOLM 1986

Rock stress symposium in Stockholm 1986 - A review

Prof Ove Stephansson, Avdelningen för bergmekanik, Högskolan i Luleå, S-951 87 Luleå

Vårt land har nu en mer än 35-årig obruten tradition inom bergspänningsmätning och detta faktum plus en livaktig forskning om bergspänningar gav oss styrkan och modet att arrangera "The International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements" i Stockholm 1 - 3 september 1986. Symposiet arrangerades av Högskolan i Luleå tillsammans med BeFo, med ISRM som sponsor och med benäget stöd av Vattenfall, SKB Stockholms stad och STU. Symposiet hölls på Foresta och lockade drygt 150 forskare och tekniker från ett 20-tal nationer. Var står vi då idag inom bergspänningsforskningen, var ligger forskningsfronten och kan vi spåra några tendenser vart utvecklingen är på väg?

Detta vet vi idag

Låt oss börja med att slå fast några fakta som fyra seklers forskning lett fram till:

- vi förfogar idag över en handfull olika metoder att bestämma bergspänningar med
- metoderna ger på det hela taget acceptabelt jämförbara resultat vad gäller spänningarnas storlek och riktning
- vi registrerar en relativt stor spridning i spänningsdata i de översta ca 500 m i jordskorpan
- det råder ett överskott på horisontella bergspänningar i de översta 500 - 1000 m i prekambrisk berggrund, ex Baltiska skölden

Vi kan också konstatera att den variation i spänningsbilden som vi normalt observerar härrör från berggrundens komplexa byggnad och speciellt brottstrukturerna, sprickor, förkastningar, skjuvzoner etc. Sammantaget innebär det att vi kan inte blott och bart förlita oss på ett spänningsvärde i en eller flera punkter i bergmassan när vi tillämpar bergmekaniken på tekniska problem. Vi måste också föra in variablerna:

- bergstrukturen
- berghållfastheten
- geometrin

Det är den kombinerade effekten av dessa variabler tillsammans med bergspänningarna som bestämmer bergets respons på en given bergkonstruktion. Detta angreppssätt är viktigt att hålla levande och det poängterades också mycket starkt av prof. C. Fairhurst från University of Minnesota i hans inledningsförfarande, Fairhurst, p. 3 i symposievolymen.

Spänningar alstras vid plattgränserna

Under symposiet behandlades fem olika tema varav det första gällde spänningstillståndet i jordskorpan. Det börjar nu bli en alltmer vedertagen uppfattning att spänningstillståndet i jordskorpan bestäms av de stora plattornas förskjutningar. Dessa teorier lanserades i slutet på 70-talet och finner nu ökat stöd världen över. Spänningarna i de övre delarna av jordskorpan är då till största delen kontrollerade av de tryckkrafter som genereras vid spridningszonerna där ny jordskorpa bildas och där det uppträngande mantelmaterialet alstrar tryckkrafter (ridge push) som sedan transmitteras ut från spridningszonerna och vidare genom plattorna. Det betyder bl a att vi inom de Eurasiska plattan, där vi befinner oss, får en nordvästligt-sydostligt riktad största huvudspänning och att man på andra sidan Mittatlantiska ryggen, på den amerikanska kontinenten, får en motsvarande sydvästligt-nordostligt riktad huvudspänning. När det gäller Europa har denna tolkning fått stöd av bergspänningsmätningsresultat för Centraleuropa och observationer av "break-outs" i olje- och gasborrhålen i Nordsjön (Klein & Barr p. 33). För Skandinaviens del har denna tolkning också stöd i tolkningen av spänningstillståndet från skalvmekanismerna hos jordskalven i södra Sverige. Däremot är bilden inte lika entydig när vi betraktar riktningarna på största huvudspänningen från borrhålsmätningarna med överborrning och hydraulisk spräckning. Här är nu ett fält där vi klart ser behovet av ytterligare forskning och helst möjligheter till bergspänningsmätningar i djupa borrhål.

Bidrag till världsdatabasen för bergspänningar

I en gemensam artikel av P. Särkkä, Finland, A. Myrvang, Norge och författaren från Sverige (p. 21) redovisas resultaten av den fennoskandiska databasen som idag innehåller mer än 500 spänningsdatapunkter från drygt ett hundratal platser i de tre länderna. Resultatbearbetningen pågår fortfarande och tanken är att informationen i databasen kommer att föras in i en världsomspännande databas för bergspänningsmätningar som just nu upprättas i USA. Den fennoskandiska databasen kommer att uppdateras med ca 5 års intervall och information om databasen lämnas av författaren.

I konferensvolymen som innehåller drygt 70 artiklar presenteras sammanställningar av spänningstillståndet i den övre jordskorpan från Kina, Kanada, Västtyskland. Tillsammans med resultaten från Fennoskandia ger de stöd för överskottet i horisontalspänningarna, i den övre jordskorpan. I ett intressant bidrag av Savage, Amadei och Swolfs (p. 99) visas hur ett sådant spänningstillstånd kan alstras av gravitationens inverkan på en anisotrop, skiktad och regelbundet uppsprucken bergmassa. En detaljstudie av spänningstillståndet kring ett stort schakt i Australien har utförts av Brady, Lemos och Cundall, p. 167 och där har man kunnat visa på standardavvikelse i spänningsbilden kring diskontinuiteter av storleksordningen 10 % av medelspänningarna. Detta fall har också studerats med framgång i numeriska modeller.

Nya metoder för bergspänningsmätning

När det gäller nya metoder för bergspänningsmätningar redovisas Vattenfalls metod för djupa borrhål, p. 197 en ny sfärisk givare för överborrning, p. 207 och en kinesisk vidareutveckling av professor Hasts magnetostriktiva givare. Från Australien redovi-

sades en ny intressant variant på slitsspänningsmätningsteknik, p. 261 där tangentiella töjningarna registreras före, under och efter slitsningen. Bidrag av bl a Haimson och Herrick (p. 271) och Zoback, Mastin och Barton (p. 289) behandlade avskalningar i borrhålsväggen som en indirekt metod för bestämning av riktningen på största och minsta spänningen vinkelrätt mot borrhålsaxeln. Avskalningen och utfallet orsakas av skjuvbrotten i en azimutriktning som sammanfaller med riktningen på minsta huvudspänningen. Detta är en metod för bergspänningsindikation och riktningsbestämning som har fått ökad tillämpning inom olje- och gasutvinningen och den nyttjas också för bestäming av spänningsriktningarna vid djupborrhålet i Siljan.

Till de nya tekniker för bergspänningsmätning som får alltmer uppmärksamhet hör H.T.P.F-metoden som lanserats av Cornet, p. 301. H.T.P.F. står för Hydraulic Tests of Preexisting Fractures och innebär att man jackar upp befintliga sprickor med olika orientering längs borrhålet och ur de bestämda normalspänningarna tvärs sprickan löser spänningstensorn för en antagen gradient på spänningarnas variation med djupet. Tillsammans med membranspräckning (p. 323) differentiell töjningsanalys (p. 341) och mätning av Kaisereffekten (p. 359) d v s ändringen av akustisk emission efter det att belastningen överskridit ett tidigare bestämt värde, betyder det att vi under de senaste åren fått inte mindre än fyra nya lovande tekniker för bestämning av bergspänningar, och med all säkerhet kan vi förvänta oss flera. Vi kan också med stor säkerhet förutspå kombinationer av de olika metoderna. En sådan kombination kan vara hydraulisk spräckning och H.T.P.F eller membranspräckning och H.T.P.F., hela tiden med målsättningen att utveckla enklare billigare och mer tillförlitliga metoder.

Spänningar i blockigt berg - ett olöst problem

Ett avsnitt av symposiet ägnades åt tolkningen av bergspänningsmätningsresultat och här rönte bidraget av Hyett, Duke och Hudson, p. 287 stor uppmärksamhet. Man visade bl a relationer mellan den betraktade bergvolymens storlek och spänningen. Och som känt kommer den att följa samma fallande kurva som sambandet mellan hållfasthet och volym när vi går från korn, bergart, block, bergmassa, tektonisk provins till platta.

Vidare redovisades de intressanta resultaten av bergspänningsmätningarna med inte mindre än sju olika metoder ner till ett djup av 2500 m i granitisk berggrund på Cornwall i England, p. 467. Här har man observerat relativt stora differenser i horisontalspänningarna som lett till superkritiska förhållanden vad gäller strike-slip sjuvning längs gynnsamt orienterade sprickplan. En mycket uppmärksammad filminspelning har skett av jordskalvens utbredning i samband med den hydrauliska spräckningen av bergmassan. Den stora variationen hos spänningarna i den övre delen av jordskorpan redovisades av flera forskare bl a Carlsson och Christiansson, p. 457 för Forsmarksområdet. En mycket detaljerad registrering av spänningsändringarna och deformationsändringarna i samband med belastning av ett stort bergblock vid Colorado School of Mines försöksstation redovisas i två bidrag (p. 429 och p. 441). Här är vi ännu långt från en fullständig förståelse av spänningsändringarna i blockigt berg.

- State of stress in the Earth's crust
- Methods for rock stress measurements
- Interpretation of rock stresses
- Application of rock stress measurements in mining
- Application of rock stress measurements in underground construction

This paper summarizes the state-of-the art of rock stress measurement tehcniques and the state of knowledge concerning the distribution of stresses in the Earth's crust as reflected by the proceedings of the symposium. Particular attention is paid to fundamental difficulties associated with defining reliably the state of stress in discontinuous and inhomogeneous rocks and to the significance of in-situ stress determinations for mining applications.

Det näst sista avsnitten av symposiet ägnades åt tillämpningen av bergspänningsmätningar på gruvor och berganläggningar. Här kan vi inledningsvis konstatera att man under de senaste åren gjort betydande framsteg när det gäller att mäta bergspänningar i kol, p. 543 och p. 551. I en tillämpning av LuT-cellen från Luleå på spänningsmätningar i Malmfälten visar Leijon på ett övertygande sätt de geologiska strukturernas stora betydelse för resultaten. Om mätningarna sker i en homogen, elastisk, isotrop bergart fås en noggrannhet på ± 3 MPa i magnitud och ca 15° maximal avvikelse i riktning för en spänningsnivå på 10 - 30 MPa. Sker mätningarna i en folierad gnejs fås betydande variationer i magnitud och riktning och antalet mätpunkter måste ökas till närmare 10 stycken för att få ett trovärdigt resultat.

Bergspänningar och berganläggningar

Norge har idag en stark ställning som bergbyggarnation för vattenkraft. Två norska bidrag till symposiet behandlar tillämpning av bergspänningsmätning för utformning och kontroll av tryckschakt, p. 583 och 591. Tillsammans med ytterligare tre bidrag om vattenkraft, varav ett behandlar Vietastunnlarna, belyser det vikten av bergspänningsresultat vid utforming och orientering av maskinhallar samt till- och utloppstunnlar.

Vikten av god kännedom om spänningsfältet för kärnavfallsförvaringen behandlades i tre bidrag p. 647, 657, och 669 varav särskilt bör nämnas i bidraget om SFR i Forsmark av Stille, Fredriksson och Larsson. Den senaste tidens utveckling av teknik, metoder och resultaten av jämförande studier mellan olika mätmetoder gör att vi står väl rustade att möta problemen som uppkommer i samband med slutförvaringen av kärnavfallet. Och försöker vi tillämpa de nu kända kunskaperna om bergspänningarnas variation med djupet, där vi tydligt ser en tendens till ett isotropt spänningstillstånd mot djupet, så förefaller djupet 500 m vara ett gott val.

REFERENS

Rock Stress and Rock Stress Measurements Editor O Stephansson. Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm 1 -3 September 1986. CENTEK Publishers, 694 pp.

ENGLISH SUMMARY:

The International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements was held in Stockholm, Sweden from September 1 - 3, 1986. The symposium was organized within the Swedish National Group of the International Society for Rock Mechanics by the Swedish Rock Engineering Research Foundation (BeFo) and the Division of Rock Mechanics at Luleå University of Technology.

The purpose of the Symposium was to contribute to the overall understanding of the state of stress in the Earth's crust, methods to determine the stresses and the application of rock stresses and measurements in mining and civil engineering. Technical sessions under the following headings were presented and published in the proceedings:

NYA TRENDER INOM BERGDESIGN - INTRYCK FRÅN LRC '86

Professor Ulf Lindblom, CTH/Hagconsult AB

INLEDNING

Konferensen Large Rock Caverns, LRC '86, som hölls i Helsingfors 25-28 augusti 1986, är den fjärde av en serie konferenser på temat stora bergrum som ägt rum sedan 1969. Detta år hölls i Oslo symposiet Large Permanent Underground Openings, följd av Rockstore-konferenserna 1977 och 1980 i Stockholm.

LRC'86 besöktes av 350 delegater från 35 länder. Session B2 ägnades helt åt designfrågor och 29 artikelbidrag hade hänförts till denna session. Konferenshandlingarna visade att ytterligare 11 bidrag borde hamnat inom designsessionen, det vill säga att totalt 40 artikelbidrag berör design av bergrum.

Undertecknad fick förtroendet att fungera som generalrapportör för design vid LRC'86. Nedan skall ges en kort resume av några huvudintryck av artikel-bidragen samt av sessionens framförande. För en mer fullständig redovisning hänvisas till generalrappor-ten (Lindblom, 1986).

Bidragen till LRC'86 kan grovt indelas i nedan-stående områden:

- faktorer som påverkar design
- designmetoder

Vidare behandlas några fall av nya designprinciper för speciella krav.

Hänvisning till artikelbidragen till LRC'86 görs i det följande genom att huvudförfattarens namn skrivs med versaler, t.ex. AMADEI. Hänvisning till annan litteratur sker på vanligt sätt, t ex Barton (1978), och är sammanställd sist i denna rapport under REFERENSER.

FAKTORER SOM PÅVERKAR DESIGN AV ETT BERGRUM

De faktorer som man måste ta hänsyn till när man utformar ett bergrum med förstärkningar uppräknas nedan

- bergmassans egenskaper
- primärspänningarna (de som råder i berget)

- sekundärspänningarna (de som orsakas av hålrum
  och förstärkningar)
- utsprängningsförloppet
- lagringsproduktens egenskaper (temperatur, tryck m m)
- dynamisk påverkan

Dessa frågor behandlas i varierande grad av de bidrag som presenterades till LRC'86 och några viktigare tendenser sammanfattas nedan.

Bergmassans egenskaper

Som ett generellt intryck kan nämnas, att vid bergrumsbyggande i hårt berg alltjämt ofta tillämpas den enkla grundprincipen att bergrummen orienteras fördelaktigt med hänsyn till det rådande sprick-systemen enligt någon erfarenhetsregel, t ex den som föreslogs av Selmer-Olsen & Broch (1977). På senare år har storleken av sekundärspänningarna kommit att bli en faktor som påverkar utformning av bergrum i hårt berg, mot bakgrund av ett antal inträffade stabilitetsproblem, se exempelvis Anttikoski & Sarste (1977) och Bergman & Stille (1983).

För mjukare berg dominerar idag betraktelsesättet att låta bergrumsväggarna röra sig inåt för att relaxera spänningarna innan förstärkningarna instal-leras (NATM).

AMADEI påpekar i sitt bidrag, att de materialmodel-ler som utnyttjas för att beräkna grundreaktions-kurvan bör ha följande egenskaper

- användbar för varierande belastningsfall
- utnyttjar ingångsdata från relevanta test
- tar hänsyn till anisotropi och zoner

Enligt AMADEI är de materialmodeller som idag används vid design alltför förenklade.

BAKHTAR använder Bartons (1978) JRC-JCS koncept för att modellera bergsprickors skjuvhållfasthet på basis av prov på bergkärnor. Även om provtagnings-och testförfarandet kan verka avskräckande stort för rutinbruk, kan metodiken komma att bli vägledande för avancerad bergrumsdesign i hårt berg i framtiden.

BARTON använder den nämnda metoden för att beskriva sprickegenskaper (σ är normalspänningen, ϕ_b är basfrik-tionsvinkeln, JRC och JCS råhets- resp. skjuvhållfast-hetskoefficienterna, vilka är skalberoende)

$$\tau = \sigma_n' (\operatorname{tg} \phi_b + JRC \log(JCS/\sigma_n'))$$

som en subrutin i UDEC, en diskret modellkod för blockigt berg (Cundall, 1980). Genom experiment på bergkärnor med sprickor genereras ingångsdata för beskrivning av sprickegenskaper i fält. Modellkoden används framgångsrikt vid projektering av en längre tunnel med varierande geologiska förhållanden. Detta arbete beskrivs närmare av KITAGAWA.

MIMAKI beskriver hur man med hjälp av ett stort antal mätinstrument (ca 800 st) installerade i en kraftverkshall i berg söker förklara anisotropiskt uppträdande hos bergmassan, något som inte kunde åskådliggöras med numeriska beräkningar. Förklaringen visade sig vara extremt stora deformationer vid spänningsavlastning av ett beccia-skikt nära bergrummet.

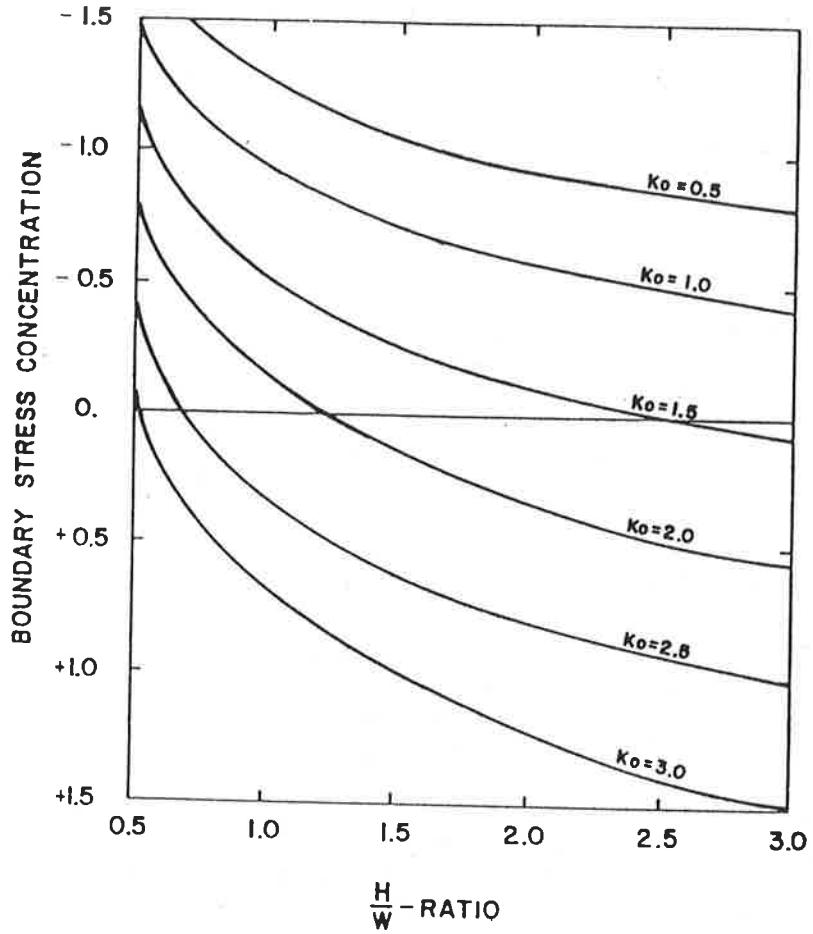
Primärspänningarna

Primärspänningarnas centrala funktion i bergrumsdesign framgår av Figur 1 (Gnirk, 1979). Här framgår att för höjd/breddförhållanden som är typiska för stora bergrum kommer dragspänningar att uppträda i bergrumsväggen redan vid horisontalspänningar som med 50-80% överstiger rådande vertikalspänningar. Som framgår bland annat av redovisningar från Rock Stress symposiet i Stockholm 1986 (Stephanson, 1986) är horisontalspänningar av minst denna storleksordning snarare regel än undantag i kristallin berggrund. Teoretisk och experimentell analys av primärspänningsfältet och dettas inverkan på bergrumsstabiliteten synes mot denna bakgrund vara ett angeläget ämne inom bergdesign.

Fem artikelbidrag till LRC'86 behandlar mer ingående frågan om primärspänningens inverkan, varav två ryska, bidragen av CHESNOKOV och FREIBERG. De övriga är BANDIS (Grekland), PANEK (USA) och PÖTTLER (Österrike).

CHESNOKOV utvärderar inverkan av kvoten K mellan horisontalspänningen tvärs bergrummet och vertikalspänningen på stabiliteten hos ett mycket stort lagringsrum för pumpkraft. Resultaten av beräkningarna visas summariskt med små möjligheter för läsaren att följa teoretiskt underlag och metodik. Resultaten demonstrerar dock det stora inflytandet av storleken på K. Författarna redovisar också hur jordbävningseffekter kan simuleras genom manipulation med K.

PANEK redovisar resultat av bergmekaniska beräkningar av hålrum med rumsformen stående cylinder med plana ändytor. Beräkningsmodellen kunde simulera elastoplastisk flytning av bergmaterialet och huvudavsikten med beräkningarna var att komma åt



Figur 1. Spänningskoncentration i sidoväggen hos ett bergrum vid varierande huvudspänningskvot $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Efter Gnirk (1979).

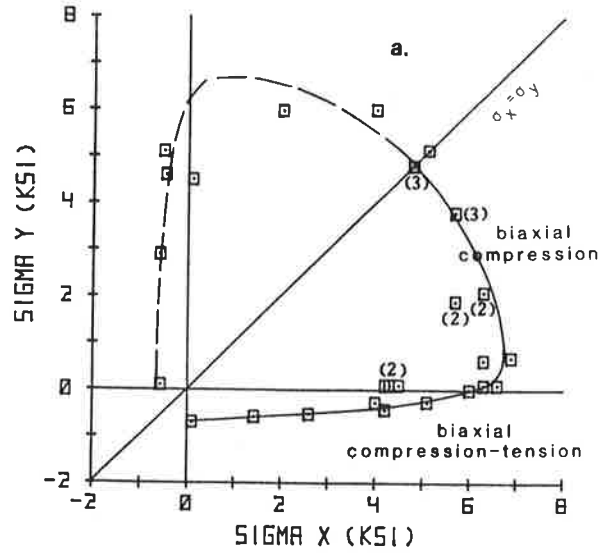
dragzoner runt rummet. Utredningen var främst anpassad till plasticeringsproblem i djupa gruvrum. PANEK påvisar en stark påverkan av K på plasticeringen. Spänningsnivåerna, samt den axialsymmetriska rumsformen, gör dock att PANEKs analysresultat är mindre relevanta för permanenta bergrum av tunneltyp på begränsat djup.

BANDIS redovisar resultat från belastningsförsök på modeller av stora, oförstärkta bergrum. I dessa experiment, som utfördes på Norges Geotekniska Institut, är det möjligt att utsätta ett modellmaterial av gips och sand, som omger en cirkulär öppning, för ett tredimensionellt spänningstillstånd. BANDIS använder rent analytiska beräkningsmetoder (i plane strain) för att förutsäga spänningsfördelningen och den plastiska zonens utbredning. Han kan därvid visa, att den mellersta huvudspänningen, d v s horisontalspänningen längs bergrummet, har en betydande stabiliserande effekt. Denna slutsats drar BANDIS vid jämförelse mellan beräkningsresultat (tvådimensionella) och experiment (tredimensionella). Som ett exempel kan nämnas att de rådande randspänningarna vid bergrumskollaps kraftigt överstiger den enaxiella tryckhållfastheten hos modellmaterialet. En slutsats härav synes vara att design som förbiser inverkan av den mellersta huvudspänningen kan bli överdimensionerad och oekonomisk.

Sekundärspänningar och utsprängningsförlopp

Vid LRC'86 redovisades en flora av beräkningsmetoder för att komma åt sekundärspänningarna, d v s spänningstillskott (eller -avdrag) orsakade av uttag av hålrummet samt förstärkningskrafter, se vidare under DESIGNMETODER nedan.

Under utsprängningen av ett bergrum kommer ett antal spänningstillstånd att uppträda i omgivande bergmassa. AMADEI visar att det inte nödvändigtvis är det slutliga spänningstillståndet som är det farligaste från stabilitetssynpunkt. Genom resultat från tre-, två- och enaxliga belastningsförsök på intakta kuber av kalksten (Indiana) visar AMADEI vikten av att genomföra materialtester där den verkliga spänningssituationen i fält återskapas på laboratoriet. Laboratorieresulten visar bland annat, se Figur 2, att vid belastningsfallet $\sigma_x = \sigma_y \neq 0$; $\sigma_z = 0$ tryckhållfastheten är endast ca 75% av den enaxliga, d v s vid $\sigma_y = \sigma_z = 0$. Detta visar på mellersta huvudspänningens betydelse för hållfastheten. Vid ökande σ_z avtar denna inverkan enligt de experimentella data som presenteras.



Figur 2. Brottpunkter vid tvåaxlig (σ_z=0) belastning av kuber av kalksten. Efter AMADEI.

COYETTE visar hur man på ett elegant sätt i FEM-beräkningar kan simulera utsprängningsförloppet genom att tillföra respektive ta bort bergmaterial i elementen i beräkningsmodellen.

Lagringsproduktens egenskaper

De viktigaste, design-påverkade egenskaperna hos den produkt som skall lagras synes vara

- sammansättnig som gynnar uppkomst av bakterieangrepp
- temperatur
- tryck

En speciell grupp "lagringsprodukter" som starkt påverkar bergdesign utgör radioaktivt avfall. Detta ämne faller dock i stort sett utanför temat för LRC'86, även om ett fåtal bidrag stöder sig på forskningen inom slutförvaringsteknik för radioaktivt avall.

En del erfarenheter av bränslelagring i konventionella bergrum, där lagringsprodukten angripits av bakterihärdar i gränsytan mot underliggande vattenbädd, har rapporterats. Vid LRC'86 presenterades

terades nya bergrumsdesigner av bland andra DAERGA och SAGEFORS med avsikt att minska dessa problem. Gemensamt är att kontaktytan produkt-vatten minimeras i oinklädda bergrum genom att rummen får konisk eller cylindrisk form. SCHNEIDER föreslår att inklädnadssystem används för bergrum avsedda för känsliga produkter.

Inverkan av temperaturen hos lagringsprodukten diskuteras av en handfull författare. Två kinesiska bidrag, XIANGFU och SHIXI, visar med omständliga beräkningar baserade på starkt förenklade förutsättningar hur temperatursänkning påverkar bergspänningar och förstärkningskrafter. Ett bidrag av LIEN visar på norska erfarenheter av förvaring av kylda produkter (ammoniak) i bergrum.

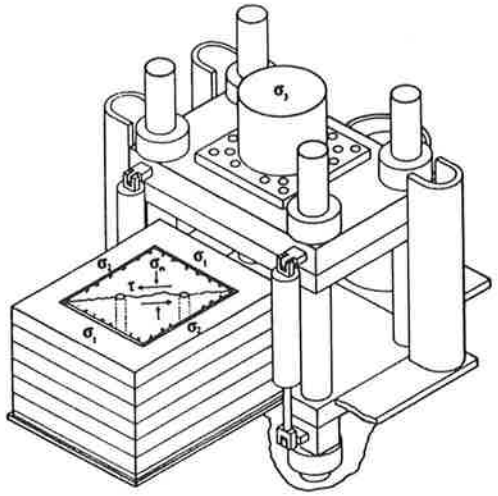
Inverkan av lagringsproduktens tryck är en aktuell fråga vid design av bergrum för gaslagring. LINDBLOM föreslår användning av s.k. vattenridåer vid lagring i oinkädda bergrum för att kontrollera inströmmande grundvattens gradient och därmed risken för gasläckage. En minimigradient på 1 rekommenderas på basis av resultat presenterade av Åberg (1977). SUH menar at kravet kan sänkas till gradient större än 0, i vilket fall vattenridåer ej krävs.

Nya designmetoder avsedda för produkter med krävande egenskaper behandlas mer utförligt i det sista avsnittet i denna rapport.

Dynamisk påverkan

Den intressanta frågan om jordbävningspåverkan på stora bergrum tas upp av tre artikelbidrag vid LRC'86.

BAKHTAR visar en metodik att dimensionera bultförstärkningar för tunnlar och bergrum i jordbävningsutsatta områden. Han använder härvid en stor skjuvapparat enligt Figur 3, där en 1x1 m bergspricka med eller utan bultförband kan belastas i tre dimensioner. Apparaten kan programmeras att utföra tester med en av spänningsriktningarna dynamiskt verkande.



Figur 3. Stor testrigg för treaxlig belastning av 1x1x1 m bergblock. Efter BAKHTAR.

CHESNOKOV beskriver en halvempirisk metod, utvecklad och tillämpad i Sovjetunionen, att bestämma spänningssituationen runt ett bergrum under kraftiga jordbävningar. I artikelbidraget visas hur gränser för plasticering, bestämda med brottvillkor enligt Mohr-Coulomb, förflyttas utåt från rumsväggana i ett mycket stort bergrum, när jordbävningsintensiteten ökar. Utan tillgång till den ryska litteratur som citeras är det dessvärre omöjligt att tränga in i hur den aktuella designmodellen är uppbyggd.

DESIGNMETODER

Med designmetoder avses här den metodik som används för att göra en ingenjörsmässig dimensionering av ett bergrum inklusive förstärkningar. Dessa metoder kan sammanfattas som

- materialmodeller för berg
- analytiska beräkningsmetoder
- numerisk modellering
- blockteorier
- empiriska klassificerings- och designregler
- aktiv design

Huvuddelen av artikelbidragen till LRC'86 som berör design hamnar inom kategorin designmetoder. Nedan följer några intryck från detta material.

Materialmodeller för berg

Det är något av en besvikelse att endast en handfull författare tar upp denna fråga som är så fundamental vid alla bergmekaniska beräkningar.

AMADEI påpekar att en materialmodell bör uppfylla följande krav

- den skall vara användbar för varierande belastningssituationer i fält
- den skall utnyttja ingångsdata från sådana tester som är relevanta i jämförelse med fältsituationen
- den måste kunna ta hänsyn till anisotropi hos berget samt diskreta sprickplan

Enligt AMADEI uppfyller ingen nu existerande materialmodell alla dess krav. Hoek & Browns (1980) empiriska samband för skjuv och dragbrott i berg, vilka bygger på enaxiella tester, synes vara de som används mest allmänt, vid sidan av enkla Mohr-Coulomb-samband, för att beskriva bergmaterials hållfasthet.

När det gäller inverkan av orienterade svaghetsplan i bergmassan är det ju enkelt, som flera författare noterar, att uttryckta spänningarna längs sådana plan med hjälp av ett vanligt Coulomb-villkor som funktion av de tre huvudspänningarna ( ) och planets orientering i rummet. Den största svårigheten ligger i att beskriva de (starkt skalberoende) mekaniska egenskaperna hos sprickplan i berg.

BAKHTAR använder Bartons (1978) JRC-JCS koncept för skjuvhållfastheten hos en spricka som ingångsvärden i en sprickmekanisk modell. Denna skall förutsäga skjuvhållfasthets envelopp och dilatans. Skjuvhållfastheten i full skala bestäms på basis av tester på sprickor i bergkärnor enligt det tidigare nämnda sambandet

$$\tau = \sigma_n' \left(\mathrm{tg}\phi_b + \mathrm{JRC}\log(\mathrm{JCS}/\sigma_n') \right)$$

Omräkning av JRC- och JCS-värden från laboratorieskala till full skala görs av Bakhtar på basis av halvempiriska metoder beskrivna av Barton, Bandis och Bakhtar (1985). I detta sammanhang kan tester på 1x1 m sprickplan betraktas som "full skala".

Överensstämmelsen mellan förutsägelse på basis av borrkärnor och verkligt uppträdande är god, både vad beträffar skjuvhållfasthet (ekv ovan) och

dilatans. Som allmän kommentar kan dock sägas att det är tveksamt om en såpass omfattande provtagnings- och testverksamhet som här krävs kan bli allmänt vedertagen som rutin i kommersiella projekt.

LEE använder Mohr-Griffiths brottvillkor för att beskriva brottzonens utbredning kring stora begrum i relativt svagt berg

$$\tau^2 = (1 - \sigma/S_t) S_s^2$$

där S_t och S_s är drag- respektive skjuvhållfastheten hos bergmaterialet. För att jämföra det aktuella spänningsoch deformationstillståndet med motsvarande tillstånd vid brott, inför LEE en variabel R uttrycken för elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal, enligt

$$E = E_0 R^n + (1 - R^n) E_f$$

$$\nu = \nu_0 R^n + (1 - R^n) \nu_f$$

där index 0 och f betecknar parametervärdena under hydrostatiskt spänningstillstånd respektive vid brott. R varierar således mellan 1 (hydrostatiskt tillstånd) och 0 (brott). Faktorn n representerar icke-linearitetens hos materialet.

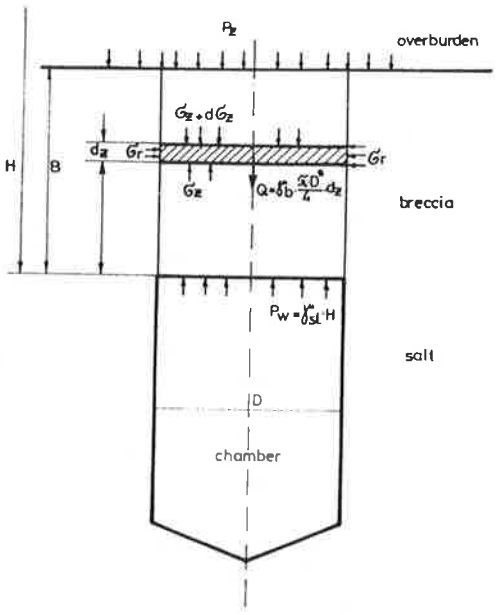
Den materialmodell som LEE presenterar är tilltalande från matematisk synpunkt och med hänsyn till dess universella användbarhet. Som nackdel kan nämnas att den kräver avancerad och omfattande materialtestning för erhållande av värden på ingångsparametrar. Skaleffekter prov-bergmassa är inte beaktade; inte heller inverkan av axialspänningsfältet på stabiliteten längs bergrumsperiferin.

Analytiska beräkningsmetoder

Flera bidrag till LRC'86 avser användning av analytiska beräkningsmetoder vid design. Detta är i och för sig glädjande, då dessa metoder innebär bättre "känsla" för problemet än numeriska datorberäkningar. Närmare granskning av artikelbidragen visar dock att nackdelarna med analytiska metoder - starkt förenklade materialegenskaper och geometriska former - i många fall överväger fördelarna. Två undantag redovisas nedan.

BANDIS använder framgångsrikt en elastoplastisk beräkningsmodell för att analysera resultatet av modelltester på bergrum med konstgjort bergmaterial. I artikeln presenteras funktionen för radial- och tangentialspänningar i såväl den plastiska som den elastiska zonen, orsakade av ett cirkulärt hål i ett isotropt, tvådimensionellt spänningsfält. Som brottmodell används ett rätlinjigt Mohr-Coulomb-kriterium.

POPOVIC använder enkla analytiska jämviktsekvationer för att bedöma stabiliteten hos ett skikt breccia som överlagrar cylindriska kaviteter i saltberg-grund. Som brottfigur antas - på oklara grunder - en cirkulär plugg som stansas ur brecciaskiktet. Denna plugg antas påverkad av gravitation, överlagrings-tryck, vätsketryck (nerifrån) och sidoväggskrafter på grund av friktion och kohesion, se Figur 4.



Figur 4. Stabilitetsvillkor för rumstak enligt POPOVIC.

POPOVIC gör också teoretiska bedömningar av pelarstabiliteten vid olika avstånd mellan kavernerna. Även om de beräkningsmetoder som beskrivs är grova och okänsliga för verkliga bergparametrar, har designmetoderna tydligen varit mycket användbara i ursprungslandet Polen.

Numerisk modellering

Av de 30 artikelbidragen till session B2, avhandlade inte färre än 18 modelleringsteknik i någon form. Något förvånande är att finita elementmetoden (FEM) fortfarande är i stark dominans. Endast ett bidrag (FARAHMAND) behandlar gränselementmetoden (BEM). Detta stämmer inte med den allmänna utvecklingen i bergmekaniken, där BEM i ökande takt tar över efter FEM som modelleringsteknik. FARAHMANDS bidrag visar en BEM-modell, där geologiska diskontinuiteter som sprickor, skiktgränser och förkastningar elegant kan modelleras.

OHASHI presenterar en utveckling av FEM, där antaganden om homogen bergmassa kan anpassas för förekomsten av fördelade diskontinuiteter, exempelvis sprickplan. Beräknngsmässigt görs detta i form av en "störningstensor" (damage tensor) i styvhetsmatrisen. Dennas uppgift är att manipulera de ostörda bergegenskaperna och den bygger på sterografisk representation av sprickplan. Hittills är metodens begränsning att sprickplanen inte kan överföra spänningar samt att sprickorna är jämnt fördelade i bergmassan.

Det skulle föra för långt att här gå in på detaljer i de enskilda bidragen avseende användningen av FEM i bergrumsdesign. Det kanske bäst bestående intryck är från en kraftstation i Rumänien, presenterat av POPOVICI. FEM-modellen simulerade spänningssituationen i sju konsekutiva konstruktionssteg. Som materialmodell användes ett elastoplastiskt material med flytvillkor enligt Drucker-Prager i såväl berg som betong. Artikelbidraget illustrerar den teoretiska spänningshistorien och utbildningen av den plasticerade zonen vid olika tidpunkter under projektets gång. Det hade varit önskvärt med en mer detaljerad uppföljning av de verkliga förloppen under byggnadstiden mot bakgrund av den stora beräkningsinsatsen.

Blockteorier

Tre artikelbidrag behandlade detta ämne. BARTON använder UDEC (Cundall, 1980) för att beräkna kompression, dilatans och skjuvning hos bergsprickor runt en projekterad tunnel i Oslo. UDEC beskriver berget som en samling diskreta block, vilkas plana ändytor kan förskjutas och pressas samman (eller isär) relativt varandra. BARTON presenterar även en subrutin till UDEC med vars hjälp vattenströmmning i bergsprickorna kan simuleras och inflödet till tunneln bedömas. En viktig parameter härför är den effektiva (hydrauliskt verkande) spricköppningen, som här beräknas med utgångspunkt från råhetskoefficienten JRC och sprickväggshållfastheten JCS (Barton, 1978). Författarna visar på ett övertygande sätt att denna blockmodell kan simulera skjuvmekanismer och blockrörelser orsakade av vattentryck i bergsprickorna och - motsatsen - inverkan av bergspänningskoncentrationer runt tunnelperiferin på spricköppningar och flöde.

BOYLE visar med två praktikfall hur den s.k. nyckelblockteorin (Key Block Theory), presenterad av Goodman & Shi (1984), kan användas för att identifiera potentiellt instabila block i bergrum. FUJIKAWA presenterar en intressant datormodell för blockteori, med vars hjälp förekomst av nyckelblock snabbt kan identifieras och bergrumsdesignen justeras för att undvika sådana block.

Empiriska klassificerings- och designregler

KITAGAWA utnyttjar Bartons tunnelindex Q för att beskriva kvaliteten hos bergmassan för ett tunnelprojekt i Oslo (Barton, Lien & Lunde, 1974). Extremvärdena för Q är 0.001 respektive 1000. I det aktuella projektet varierade Q mellan 0.1-1 för det sämsta sedimentära berget längs sträckan, till 4-10 för det bästa kristallina berget. Design av temporär och permanent förstärkning utfördes systematiskt på basis av fördelningen av Q längs sträckningen.

CRAVERO använder såväl Q-metoden som RMR-metoden (Bienawski, 1973) för att klassificera berget runt en större vägtunnel i Italien. De finner Q-metoden vara mer konservativ än RMR-metoden och planerar omfattande mätningar för att utvärdera de två systemen.

Aktiv design

Med aktiv design avses en på mätningen baserad slutjustering av utformningen av bergrum och förstärkningar enligt schemat i Figur 5. Dessa principer har ju med framgång använts vid tunnelprojektering och byggande i svagt berg ("NATM"), men även tunnlar i kristallina, kompetenta bergarter kan sägas ha rutinmässigt utformats efter dessa principer under lång tid.

För stora bergrum blir emellertid kraven på kontroll och förståelse av berggrundens reaktioner speciellt viktig. Tre artikelbidrag till LRC'86 tar upp denna princip; CRAVERO respektive HUAIKENG i Session B2 samt STILLE i Session C1.

SAMMANFATTNING

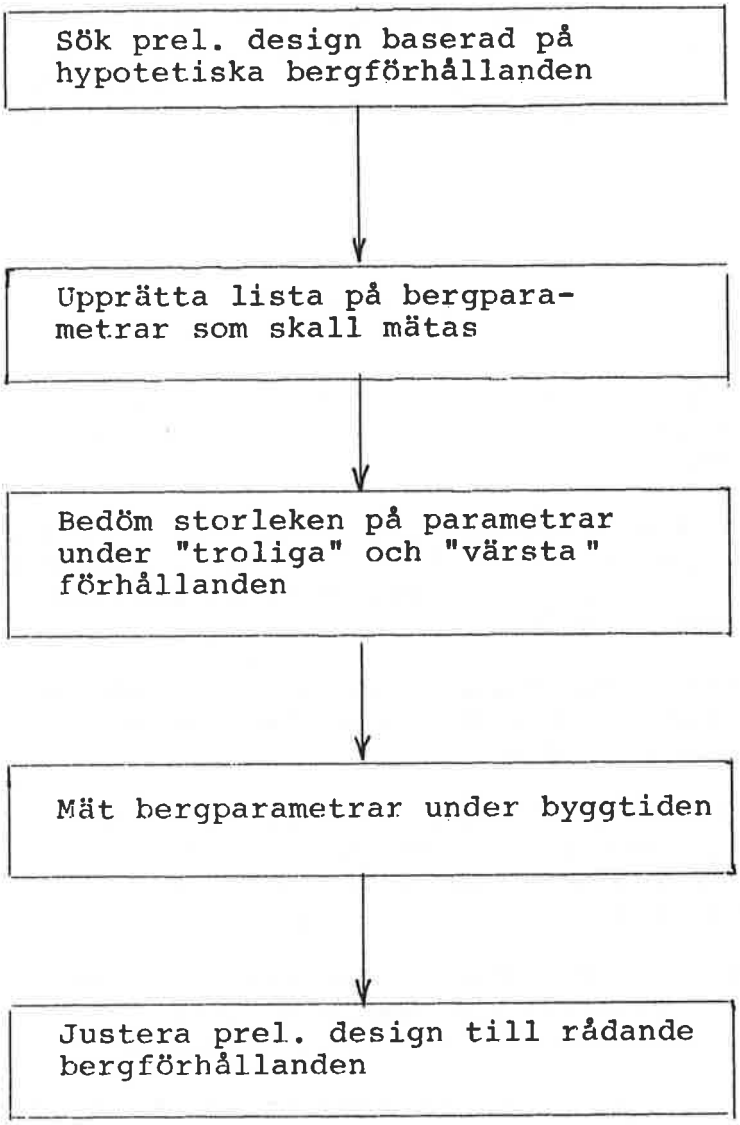
LRC'86 kan ses som en uppföljning av tidigare konferenser i Norden på temat stora bergrum. Nytt är att rena designfrågor ägnats en hel session (B2) vid LRC'86.

Det fyrtiotal artikelbidrag som berör bergdesign, d.v.s. dimensionering av bergrum och förstärkningar, täcker i stort in de flesta aspekterna på ämnet. Dock finns ett klart överintresse för studier av sekundärspänningar med numeriska metoder. Relativt få författare uppehåller sig vid fundamentala frågor som materialmodeller och bergparametrar, inverkan av primärspänningstillstånd och spänningshisoria samt metoder för uppföljning av rörelser i bergrum. Dessa ämnen synes ha mer etablerad plats vid rent bergmekaniska konferenser.

Designfrågornas roll vid kommande bergrumskonferenser bör ökas. Det steg i denna riktning som togs vid LRC'86 är berömvärt.

SUMMARY

This paper summarizes the state of knowledge in large rock cavern design as expressed in papers presented to the symposium Large Rock Caverns (LRC'86) held in Helsinki in 1986. A more comprehensive account is found in the General Report on design, prepared to LRC'86 (Lindblom, 1986).



Figur 5. Flödesschema för aktiv design.

SUMMARY

Fourty papers on design were presented to LRC'86, covering most aspects of the subject. A clear over-representation was noticed of papers dealing with numerical modelling techniques for secondary stresses and reinforcement loads. Comparatively few authors were concerned with more fundamental aspects on rock design, like material models, rock parameters, influence of tectronic stresses and stress history.

REFERENSER

Artikelbidrag till LRC'86 (författarnamn med versaler) anges ej här.

Åberg B, (1977). Prevention of Gas Leakage from Unlined Reservoir in Rock. Proceedings, Rockstore 77. Pergamon Press, Oxford.

Anttikoski U V and Sarste A E, (1977). The Effect of Horizontal Stress in The Rock on the Construction of the Sahnisaari Oil Caverns. Proceedings Rockstore 77. Pergamon Press, Oxford.

Barton N, (1978). The Shear Strength of Rock and Rock Joints. Publication No. 119, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

Bergman S G A and Stille H, (1983). Rock Burst Problems in 2.6 Million m^3 Underground Crude Oil Storage in Granite. International Congress on Rock Mechanics, Melbourne.

Bienawski Z T, (1979). The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications. International Congress on Rock Mechanics, Montreaux.

Cundall P A, (1980). A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock. Report PCAR-1-80. Peter Cundall Associates; Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, US Army.

Gnirk P F, (1979). CAES and UPHS in Hard Rock Caverns: III. Preliminary Stability and Design Criteria for Compressed Air Energy Storage Caverns. RSI-0079, RE/SPEC, Inc., Rapid City, South Dakota.

Lindblom U, (1986). Design of Large Rock Caverns. General Report to LRC'86, Session B2, Proc. LRC'86. Pergamon Press, Oxford.

Selmer-Olsen R and Broch E, (1977). General Design Procedure for Underground Openings in Norway. Proceedings, Rockstore 77. Pergamon Press, Oxford.

TUNNELSTABILITET
Tunnel Stability

TUNNELSTABILITET

Bergsingenjör Göran Bäckblom, Svensk Kärnbränslehantering AB

Mina Damer och Herrar!

Vi skall fortsätta förmiddagens föredrag med att avhandla tunnelstabilitet. Det är naturligtvis inte fråga om att det är en enskild faktor som bestämmer tunnelstabiliteten, utan det är en mångfald parametrar. Det är berget med dess geologi och spänningstillstånd. Det är hur vi utformar tunnelns geometri i förhållande till geologi och spänningstillstånd. Det är hur tunneln sprängs eller borras och det är hur tunneln förstärks.

Tunnelförstärkning sker inte bara av tekniska orsaker utan kan vara föremål för en kostnads/nyttoanalys, eftersom förstärkningen är en form av riskpremie som betalas när anläggningen uppförs.

Hur tunneln sprängs och förstärks speglar också en teknikkultur som kan variera mellan olika länder.

Jag tycker att det skall bli väldigt spännande att under förmiddagen få lyssna till den breda presentation av olika aspekter av tunnelstabilitet som är förberedd.

Vi kommer att få lyssna till föredrag från Västtyskland som speglar den teknikkultur som finns där för att bygga tunnlar för höghastighetståg.

Vi kommer även att få lyssna till två föredrag om Vietas som behandlar geologins och spänningarnas betydelse för tunnelstabilitet, förutom ett föredrag som behandlar åtgärder efter ett ras i Järpströmmens kraftverkstunnel.

Diskussionen kommer senare att inledas av Mats Alestam som lämnar en kort information om raset i Bolmentunneln.

Därmed vill jag lämna ordet till Herr Martinek, som kommer att tala om tunneldesign för de tyska höghastighetstågen.

TUNNEL DESIGN FOR THE NEW LINES OF THE GERMAN FEDERAL RAILWAY (DB)

Dipl.-Ing. K. Martinek, Deutsche Bundesbahn, München, FRG

1. INTRODUCTION

The German Federal Railway (DB) has been planning and constructing a network for high-speed railway traffic since the mid-seventies. Since the beginning of the eighties, high pressure has been put on the two new railway lines:
- Hannover-Würzburg and Mannheim-Stuttgart (Fig.1)

Complementary to the presentation at the Swedish Rock Blasting Day (1), this paper will demonstrate

- the different parameters which led to the chosen shape of tunnel cross-sections for the new lines (NBS) of DB
- some aspects with regard to methods for calculating the tunnel stability
- additional methods for a safe tunnel heading in the crown, bench and invert section under the special conditions of the geological formation of trias in which nearly all of the new tunnels have been driven.

2. OPERATIONAL PROGRAM FOR THE NEW LINES (NBS)

The intended operational program determines the technical rules and regulations according to which a new railway line has to be constructed. The operational program of the NBS which are under construction since 1973, provides for mixed traffic, i.e. passenger- and freight-traffic on the same line. The NBS will be fully integrated into the already existing DB-network. In spacings of about 50 km, there will be connecting points between the NBS and the existing DB-network so that passenger- and freight-trains can change from the existing network to the NBS and vice versa. Cross-overs will be provided in intervals of 7 km, as well as overtaking stations in intervals of about 20 km.

The intended maximum speed is 250 km/h for passenger trains and 120 km/h for freight trains.

3. DESIGN PARAMETERS FOR THE NEW LINES (NBS)

The design parameters for the NBS were laid down in accordance with the concept of the operational program which provides for mixed traffic. The regulations for railway construction and railway operation (EBO) of May 1967 specify minimum values for the most essential design

parameters so that the demands of public safety will be met. Necessary augmentations are however left open and permitted by legislature if a case of increased performance levels is at hand. This concession had to be utilized for the parameters of the NBS because the intended maximum speeds are not covered by the provisions of EBO.

Design speed	250 km/h
Standard curve radius	7 000 m
Minimum curve radius	5 100 m
Maximum gradient on the open line	12,5‰
Maximum gradient in overtaking stations	1,5‰
Minimum radius of transitions between different gradients	25 000 m

4. STANDARD CROSS-SECTION ON THE OPEN LINE

The standard cross-section on the open line (Fig.2) consists of the following elements:

- the enlarged standard clearance (ERL) including additional space for the passage of pantographs (Fig.3). This clearance must also be available if, because of maintenance work on the track, the top of rail is lifted to 0.10 m above the nominal height
- the number of tracks (usually 2)
- the distance of 4,70 m between axis of tracks which satisfies the demands of the ERL and of aerodynamics and is sufficient for the installation of signals between tracks
- the ballasted permanent way, with

height of rails UIC 60	0,17 m
height of sleepers of the type B 75	0,23 m
minimum ballast depth beneath sleepers	0,30 m
total height of the ballasted permanent way	0,70 m
height reserves for rail lifting during track maintenance	0,10 m
sleeper length to be accounted for	2,80 m
width of ballast shoulder	0,50 m
ballast slope	1:1,5
maximum cant	150 mm

- the footways having a width of 1,50 m
- the earth body (depending on the location of the gradient with respect to the terrain, it is an embankment, a hillside cut-and-fill, or a cutting; the slope angle is a function of the soil type and the stability analysis)
- the drainage systems (railway ditch, railway trough or subsurface drainage)
- the overhead contact system. The standard height of the contact line is 5,30 m above the top of rail. The catenary is in principle affixed to individual masts

- the signal installations. Intentions are to provide a fixed system of light signals for speeds of up to 160 km/h, and cab-signalling with continuous automatic train control for higher train speeds
- the telecommunication installations
- the cable runs
- the traction current lines if they run parallel to the track
- the noise-reducing systems, if required.

For a double-track line, this results in a standard formation width of 13,7 m on the straight line and 14,0 m in a curve.

5. STANDARD CROSS-SECTION OF RAILWAY BRIDGES

To achieve a uniform running performance, an optimum noise control and a simplified track maintenance, ballasted tracks will be laid on the bridges of the NBS. The width of bridges which amounts to 13,70 m guarantees that all required equipment can be installed between bridge railing or noise protection wall and the ballasted permanent way (Fig.4).

6. STANDARD CROSS-SECTIONS OF TUNNELS

The cross-section for double-track tunnels on the NBS was based on the following parameters (Fig.5):

- enlarged standard clearance (ERL) (see Fig.3)
- distance between axis of tracks: 4,70 m
- safety clearance
- space for the installation of equipment of the track-, catenary-, signalling- and telecommunication departments
- annular space for structural engineering, for a later strengthening of the permanent lining, for construction auxiliaries and for noise protection sheetings, if required.

Tunnels are in principle built without niches. Safety spaces and escape routes are provided along the tunnel side walls.

So we have four standard construction gauges for the inner shell of the tunnel lining to allow for straight and curved tracks and for normal and tensioning zones of the catenary.

In determining these construction gauges, it was necessary to ensure that fixed points were circumscribed as closely as possible by circular arches or three-centre arches, so that relatively simple modifications by means of a formwork transport wagon will be sufficient for all cross-sections (Fig.6-9).

In cases of maintenance work in a tunnel, it can always be assumed that the track concerned will be closed to traffic while the neighbouring track will be operated at lower train speeds than normally.

At times, DB is asked why they do not plan single-track tunnels, but the separation of double-track tunnel cross-sections into two single-track cross-sections has been ruled out.

Single-track cross-sections require the widening of the distance between axis of tracks by at least 5 m, and this would mean a track length of approx. 1000 m in each case. With the very close succession of bridges and tunnels, this would result in rather uneconomical solutions with an additional increase in required terrain.

7. DEMANDS MADE ON DESIGN AND CONSTRUCTION OF TUNNELS

The tunnel design has to be based on the results of investigations in the fields of engineering geology, hydrogeology, soil mechanics and rock mechanics.

The lining of the tunnel is normally a two-shell construction. According to the principles of the so-called New Austrian Tunnelling Method and in adaption to local conditions, the outer lining is usually built with supporting arch, rock bolts and reinforced shotcrete. The inner permanent lining has a minimum thickness of 0,3 m. An invert arch is placed if required by the rock conditions.

For drainage purposes, tunnels are to be built with a gradient of at least 2‰. Approach roads are provided at the tunnel portals.

All drainage pipes can be accessed and flushed by shafts. If the tunnel is located below the ground-water table, it is necessary to permanently lower the ground-water table or to design the tunnel lining so that the water pressure can be withstood.

Measures against water and chemical attacks must provide a permanent protection for the lining and technical equipment in the tunnel, and in wintertime, they must prevent the formation of ice which could endanger train operation. The water-tightness category 3 is generally demanded for all NBS-tunnels (Fig.10).

Tunnel sections located in zones of frost penetration are to meet the requirements of water-tightness category 2 up to 1000 m from the tunnel portals.

Water-tightness category 1 applies only to exceptional cases, as for example to storage rooms, crew rooms and working rooms.

The protection of structures can be achieved in the following ways:

- unpressurized discharge of the ground-water
- lining made of watertight concrete
- special sealing made of suitable material.

Watertight concrete is suitable for the water-tightness categories 2 and 3

- if the water pressure does not exceed 3 bars
- if the degree of attack can be estimated as being "low" according to DIN 4030: Evaluation of liquids, soils and gases aggressive to concrete
- if crack formation due to strains which are caused by forced stresses, residual stresses or structure movements can be avoided to such an extent that the permitted crack width is not being exceeded
- if the lining shows no edges, recesses or considerable variations in stiffness or thickness
- if highways cross the railway tunnels only in locations where the overlying ground is of considerable volume.

The special sealing is designed as shown in Fig.11

Sealing strips used for railway tunnels are made of the following synthetic materials:

- modified Ethylencopolymeride-bitumen (ECB)
- high-density polyethylene (HDPE)
- soft polyvinyl chloride (PVC), either with or without bitumenous resistance.

8. VERIFICATION OF THE STABILITY OF TUNNELS FOR THE NEW LINES (NBS)

For new constructions or major modifications of existing tunnels, it is necessary to prove the stability in all decisive stages of construction and in the final state. This proof of stability has to be elaborated according to the given state of the art. Depending on the degree of complexity of the structure concerned, the proof of stability requires calculation models which are solved analytically or numerically. The models to be used and the cases of loading to be investigated are subject to an agreement between client and contractor, with expert advice given by the examining engineer.

The calculation models which are commonly used today can be classified into the following groups:

- Framework models. In these models, the action of the rock is taken into consideration by arranging a continuous elastic support for the lining in the rock and by assuming a certain rock pressure on the lining,

so that information can be obtained about stresses and deformations occurring in the lining. The tunnel lining incl. its expansion stiffness E·A and its resistance to bending E·I is incorporated into the calculation model. Framework models without a continuous elastic support are to be used only in exceptional cases:

- if a bond to the rock is not possible
- if the lining is very stiff and the rock is very soft or if the existing cover is thin or if deformation of the lining is to be kept low.

  In cases of near-surface tunnels, the rock bearing capacity in the roof area is sometimes considerably reduced. This can be accounted for by assuming a roof area without supports (Fig.12)

- two- or three-dimensional models, for example on the basis of continuum mechanics. In these models, not only the lining but also the rock forms part of the model, so that information concerning stresses and deformations in rock and lining will be obtained. In this connection, the joints to the idealized continuum can be "smeared over" within an approximation or they can be considered separately as individual joints.

A three-dimensional approach covers more realistically the stress-deformation-condition at the working face as well as the interaction of lining and rock, but results in relatively high expenditures. This approach will mainly be considered for branching structures, tunnel portals and critical construction stages in the area of the working face.

The time of placing the lining as well as the given distance to the working face can be considered directly only by means of the three-dimensional approach. With a two-dimensional approach, these effects can be considered only indirectly, i.e. by allowing a certain preliminary stress release in the rock. In framework models, it is possible to consider corresponding preliminary stress releases during the assessment of the rock pressure, and in two-dimensional continuum models, they can be taken into account by reducing the bearing reactions (node forces) at the edge of the working face or by reducing the stiffness in the full section.

To solve the mathematical problem formularized in the calculation model, it is necessary to select suitable analytical (in special cases) or numerical (in general) calculation methods. Every individual case requires a critical investigation to find the most suitable calculation method. A basis for assessing the efficiency and realism of the various methods is provided by a test which reveals in what manner the following influences are taken into account by these methods:

- law of materials in view of the performance of the rock (among others, basic formulation, anisotropy, failure performance, structure of joints, dilatancy, swelling)
- laws of materials in view of materials used for the lining
- state of primary stress
- hydrologic conditions
- construction stages
- bonding between rock and lining
- taking into account of two- and three-dimensional conditions
- way of determining the sectional forces in lining materials and the stresses in the rock.

As regards calculations with the finite-element-method (Fig.13),

- the size of the calculation section
- the element form and element type, and
- the fineness of mesh

have to be selected so that computational effects on the results are negligible.

Because of unavoidable uncertainties in the input values of calculation models and calculation methods, the Technical Regulations of DB for Railway Tunnels (DS 853:Vorschrift für Eisenbahntunnel (VTU)) attach special importance to measurements during construction work and after completion of the structure, as well as to expert knowledge and experiences of the engineers concerned.

9. TUNNEL HEADING UNDER DIFFICULT ROCK CONDITIONS

9.1 General remarks

The tunnels of the NBS are nearly exclusively driven in the triassic layers. New red sandstone, shell-limestone and keuper belong to this geological formation. The soil characteristics extent from hard stable rock to completely softened and loosened rock. Completely different rock conditions may occur within one tunnel.

Special difficulties are encountered in middle new red sandstone because in parts, it consists of more than 50% of clay-stone. Its strength being low anyhow, is once more reduced with inflowing water. Existing sinkholes are demanding special attention in tunnel heading. In geological periods, leaching zones had developed which were gradually breaking through the surface. These tubular voids have been filled with soft material in the course of the years.

They are difficult to explore or to be foreseen, often occur unexpectedly and require an immediate change of working procedures (Fig.14).

There are a number of indicators which during tunnel heading point to a deterioration of the rock:

- the regular and careful inspection of the working face by an engineering geologist allows conclusions about the conditions in front of the working face
- heavy rainfalls, changes in water level in neighbouring wells and increased ingress of water into the tunnel are hydrogeological indications for possible forthcoming difficulties in tunnel heading
- more easily loosening of the rock, spalling at the working face or post-failures are indications of rock deterioration; they are detected by the operating staff who must transmit this information to the resident engineer of the contractor and to the supervisor of the client
- results of geotechnical measurements provide important information about the suitability of the chosen means of support. The magnitude of values which are to be considered as being critical for a given case, is a function of the geological conditions and of the geometry of the working face.

If a deterioration of rock conditions is assumed, it is necessary to explore by preliminary drilling the rock ahead of the working face. If one of the indicators is detected and correctly interpreted, heading work can easily and at short notice be adapted to the changed conditions. In this connection, it may be appropriate to decide on additional supports and/or to change the working procedure.

9.2 Additional supports

Supports which are required in addition to the standard design, mainly have the task of activating the self-supporting effect of the rock. This is achieved by the direct prevention of softening, by the reduction of subgrade reaction or by an improvement of the rock in the broadest sense. If this proves to be insufficient, the support itself has to be strengthened to such an extent that it can alone sustain all forces (Fig.15).

1. Core of the working face: If required, the working face of the crown covering a surface of 50 to 60m² is being stabilized by a sufficiently dimensioned core in order to achieve the desired construction state. Under extremely difficult conditions, the entire working face may be supported to increase the effect.

2. Strengthening by shotcrete: The shotcrete outer lining which normally has a thickness of 20 to 30 cm, may be reinforced by an additional layer of welded wire mesh and may be increased to a thickness of up to 40 cm.

3. Advance installation of roof supports: To avoid post-failures in the zone of the effective span, preceding spears (round steel bars of 28 mm diameter) having a length of 3 to 6 m are installed at the working face in spacings of 20 to 40 cm to support the roof. If the roof area is to be further improved, injection spears may be used. An advance support covering the entire area can be achieved only by driven steel plates. This measure is, however, rather costly and can be carried out only in soft rock.

4. Enlargement of the crown foot: In case of large subsidences, the rock around the crown foot is excavated further by additional 30 to 50 cm. Enlarging the contact area in this way reduces the subgrade reaction and with this, the subsidence of the crown.

5. Rock bolts: Subsidences of the crown feet can be reduced also by the installation of additional rock bolts in the crown arch. Such rock bolts should have a length of at least 8 m and their quick bearing capacity can be achieved by the use of an accelerating agent. They effect the suspension of the crown in the in-situ rock and increase the frictional force in potential shear joints by applying an additional normal force.

6. Foot injections: The bearing capacity of the rock beneath the contact areas of the shotcrete arch can be improved by injections, by the installation of mini-piles or - as combination of these two measures - by placing injection spears.

7. Invert of the crown heading: By installing a shotcrete invert, a provisional ring closure of the initially driven crown of the tunnel cross-section can be achieved, if this is required. The invert provides a horizontal bracing in case of larger convergences, and furthermore prevents base failures beneath the feet if the bearing capacity of the rock is insufficient. A reliable effect can be expected only if the invert is professionally bonded to the lining (manual digging, cleaning, fixing of welded wire mesh, bonding by means of shotcrete). Furthermore, care has to be taken that the invert is not being destroyed by the premature operation of heavy equipment. Because of these requirements, the installation of an invert in the crown results in considerable reductions in heading speed, and shall for this

reason only be considered if other measures prove to be insufficient. The invert in the crown also has a retarding effect on the excavation of the benches. Because of its inherent compressive stresses, a larger splitting of the bench to produce an approach ramp is not possible.

8. Advance drainage: Advance drainage measures reduce immediate difficulties with flowing water and can also improve the properties of the rock. An advance drainage of longer duration can be achieved by ground-water lowering via wells and by the driving of drainage galleries. Somewhat less effective but considerably cheaper are drainage borings which precede the working face. There are many examples where conventional heading methods were possible only by a rather expensive advance drainage.

9. Advance injection: If water-sensitive, heavily decomposed or non-cohesive weak rock can not be mastered anymore by advance supporting measures, it is necessary to improve the bearing capacity by injections. Apart from the classical injection methods which are applied at the ground surface or at fore-galleries, advance injections executed at the working face (injection spears) are an increasingly common method. The advantage of the very purposeful and cheap injections is however opposed by the disadvantage of a hindrance to driving. An alternative to the advance injection is the freezing method if the rock is sufficiently damp. Freezing procedures by means of liquid nitrogen are more adaptive than deep-cooled brines which require closed circulations.

9.3 Modifications in working procedures

The adaption to increasingly difficult rock conditions requires not only additional supports but in most cases also a modification of working procedures. The aim is always to treat the rock as carefully as possible and to keep the excavated partial cross-sections so small that a safe heading is ensured.

Under difficult conditions, the first measure consists normally of shortening the length of rounds.

As soon as the crown cross-section is stable over a longer period of time - which is the rule in hard rock - the heading can proceed independently (Fig.16). Short or even medium-long tunnels offer the possibility to firstly drive the crown to the cut-through and to excavate the bench and invert subsequently. With this procedure which allows a very uniform working pace and best possible access to the operating points, it is possible to achieve an optimum heading of up to 8 m per day.

In case of long tunnels, it is for reasons of the working schedule usually necessary to simultaneously drive crown and bench/invert in parallel operation (Fig.16). The approach from the invert to the crown leads over a ramp. The construction of the ramp (filled-up ground in front of the bench or slot in the bench, both in the center or along the side) depends on the rock conditions, on the working schedule and on the available staff and equipment. It is very seldom that a really synchroneous heading is achieved by continuously working at all working points. The crown therefore is usually executed well in advance in order to have a certain buffer available.

For reasons of construction management, the crown should precede the bench by at least 150 m because this ensures that the required working-, parking- and storage space will be available at the bottom of the crown.

Under equal working conditions, the time required for excavating the bench is in principle considerably shorter than the time required for driving the crown. However, the fast driving of the bench results in an unproportional increase in deformations, and this is due to the long lengths of rounds and the unequally slower hardening of the concrete. For the sake of stability, it is therefore frequently necessary to limit the daily progress in bench driving.

In weak rock, the quick ring closure is of prime importance for the stability of the driven tunnel (Fig.16). The large tunnel cross-sections on the NBS lead to repeated difficulties because the driving of a full section within one operation is not possible for lack of sufficiently large equipment. In weak rock, the final excavation therefore has to follow the driving of the crown as quickly as possible (distance between the working face of the crown and the bench/invert smaller than 30 m) - which is very difficult with respect to construction management - or the driven crown has to be provided with a provisional invert as mentioned above (see chapter 9.2, paragraph 7).

In loosened rock, the last resort is a further subdivision (3 to 5 partial cross-sections) of the area to be excavated. In doing this, one or two side galleries are for example being driven, followed by the driving of the remaining crown and the excavation of bench and invert (Fig.16). The side galleries serve as stable abutment for the subsequent driving of the crown. They can precede in any desired distance but the distance between the subsequent working face of the crown and the completed full cross-section must be kept as small as possible.

The change-over to the driving of side galleries is rather costly and is profitable only if it is necessary to work through longer sections of the line. If it is to be foreseen that the in-situ rock improves within a short distance, it is advisable to continue the normal operation by means of injections and other supports. There are, however, also examples where even several meters of completely decomposed rock could be mastered only by an additional subdivision of the cross-section.

The driving of side galleries is very expensive. It is the most difficult procedure deduced from the alpine "New Austrian Tunnelling Method" and used on the NBS. Parallel to this method, freezing methods or the modern "Jet Grouting Methods" may also be suitable.

Special procedures, as for example blade- or shield-driving, were used on the NBS only for the exploration gallery of the Freudenstein tunnel (2), (3).

For the tunnels of the NBS, the construction methods which were advancements of the "New Austrian Tunnelling Method" proved to be the most economical and quickest.

The use of selective- and full-face cutting machines (tunnel boring machines) proved to be uneconomical under the given conditions.

Literature

(1) Martinek, K.:
Tunnelling on the New Hannover-Würzburg Line of the German Federal Railway (DB)
Swedish Rock Blasting Day 1987,
Stockholm (S)

(2) Prommersberger, G./Bokemeyer, R.:
Exploration Gallery for the Freudenstein-Tunnel
- A new Tunnelling Concept -
Tunnel Special Edition Bauma 86, München (FRG)

(3) Krämer-Wasserka, T.:
Westfalia TBM for the Freudenstein exploratory tunnel
Railway Technical Review Special 1986

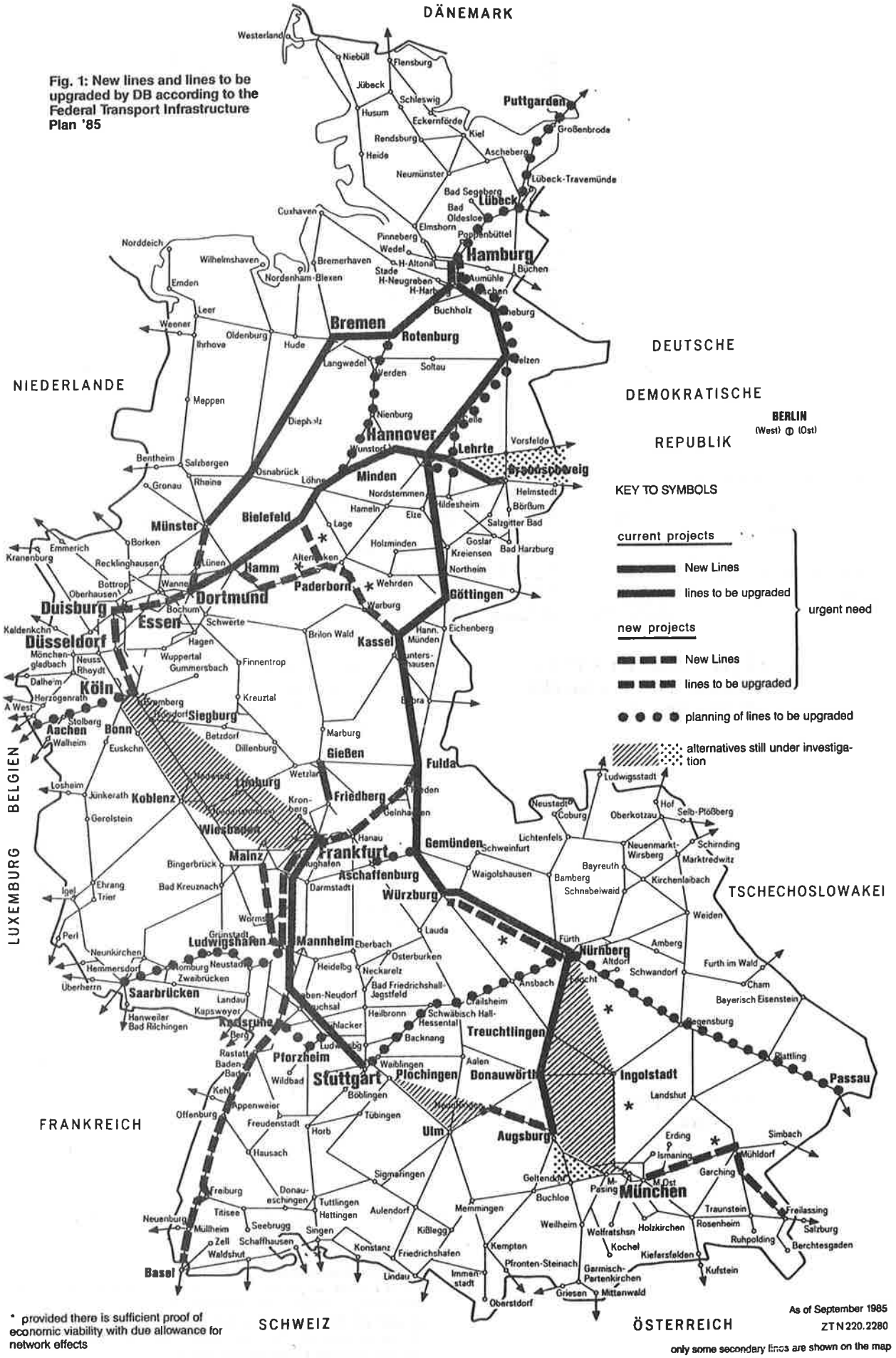
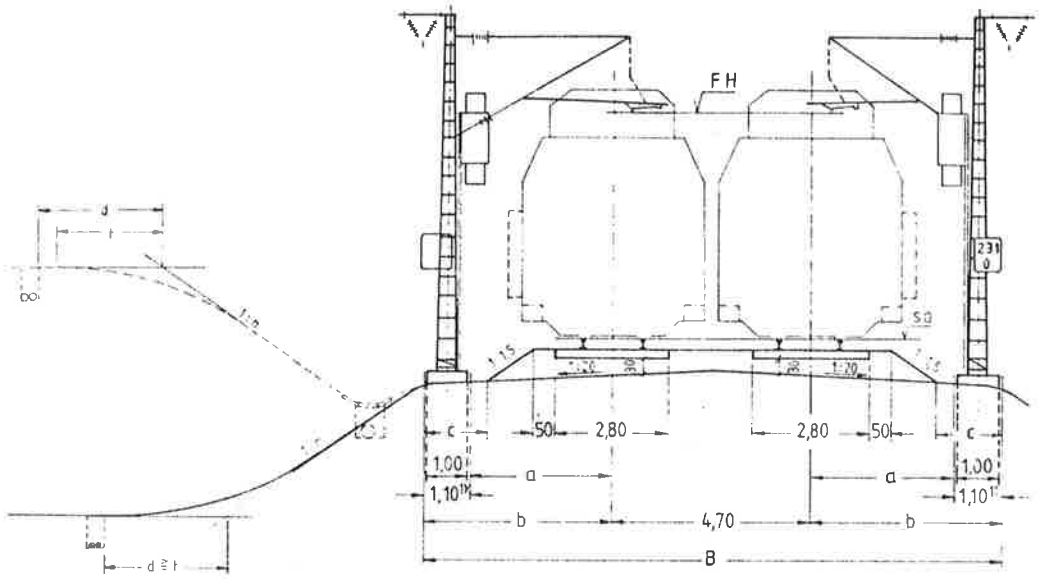


Fig. 1: New lines and lines to be upgraded by DB according to the Federal Transport Infrastructure Plan '85

* provided there is sufficient proof of economic viability with due allowance for network effects

As of September 1985
ZTN 220.2280

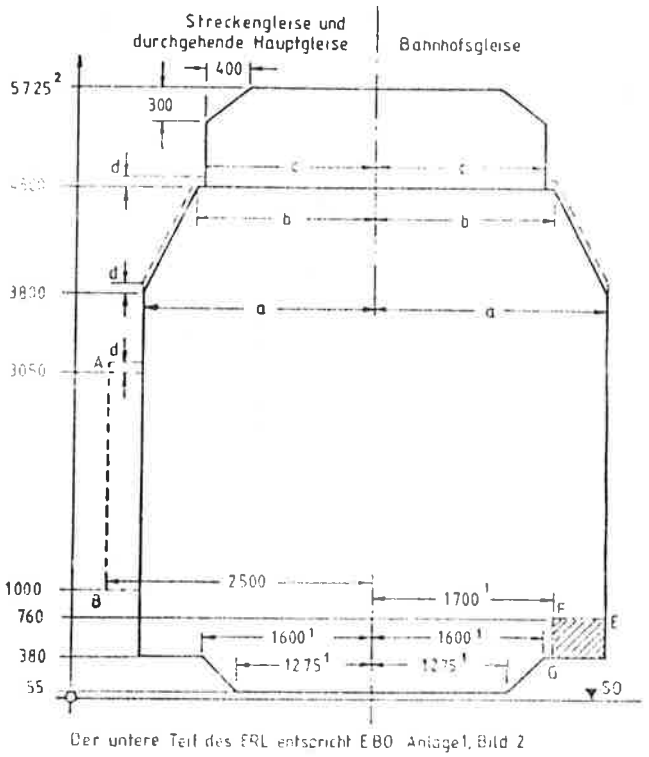
only some secondary lines are shown on the map



d ≧ 3,00 m bei nichtbindigen Böden
≧ 5,00 m bei bindigen Böden
$t = 1{,}5 \times h \leq 3{,}00$ m
[1] Raum für Flachmastfundament einschließlich Bautoleranz

ü Überhöhung	B Planumsbreite	a Mindestabstand Gleismitte-Fundamentvorderk.		b Abstand Gleismitte-Planumskante		c Randwegbreite (Maße gerundet)	
		Bogeninnenseite	Bogenaußenseite	Bogeninnenseite	Bogenaußenseite	Bogeninnenseite	Bogenaußenseite
mm	m	m	m	m	m	m	m
0; 20	13,70	3,50	3,50	4,50	4.50	1,50; 1,55	1,50; 1,45
> 20 bis 150	14,00	3,50	3,90	4,50	4,80	1,55 bis 1.70	1,75 bis 1,40

Fig.2: Standard cross section on earthworks of the new lines



Der untere Teil des ERL entspricht EBO Anlage1, Bild 2

Fig.3: Enlarged standard clearance

1 Vergrößerung bei r ≤ 250 m nach EBO Anlage 2, Nr 1

2 bei Sollhöhe der SO und Fahrdrahthöhe (FH) 5300 + 425 = 5725

Maße in Millimeter

——— Erweiterter Regellichtraum
—·—·— E-F-G-Einschränkung bei Bahnsteigkanten und gegebenenfalls bei Teilen der signaltechnischen Außenanlagen
– – – Freizuhaltender Seitenraum A–B nach EBO, Anlage 1, Bild 1
- - - - - Zusätzlich freizuhaltender Raum für nachträgliche Hebung der SO aus der Soll-Höhe durch Unterhaltungsarbeiten
d = 100 bezogen auf die Soll-Höhe der SO

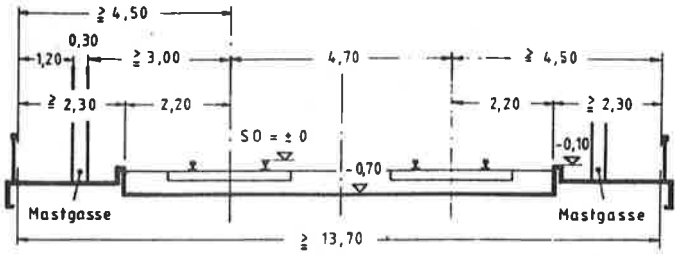


Fig.4: Standard cross section on railway bridges of the new lines

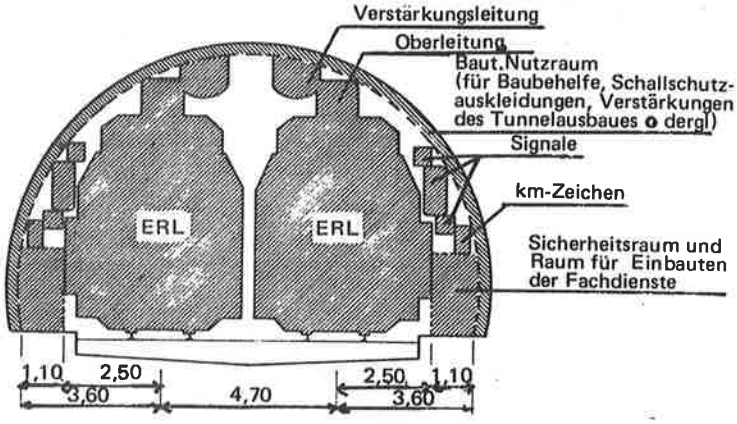


Fig.5: Cross section elements for tunnels of the new lines

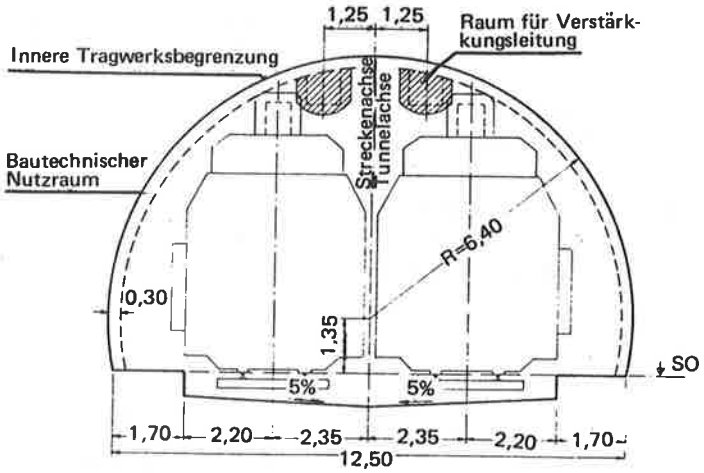


Fig.6: Standard cross section (A = 82m²) for driven tunnels; two straight tracks, normal section of overhead contact system

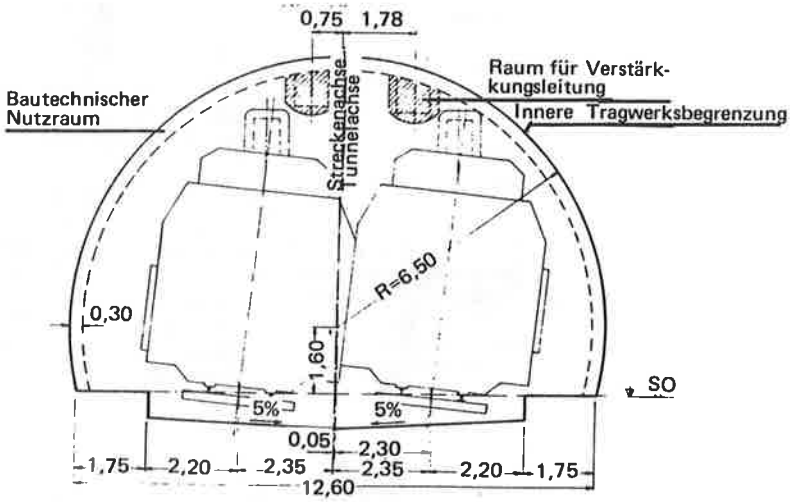


Fig.7: Standard cross section (A = 87m²) for driven tunnels; two tracks in a curve, normal section of overhead contact system

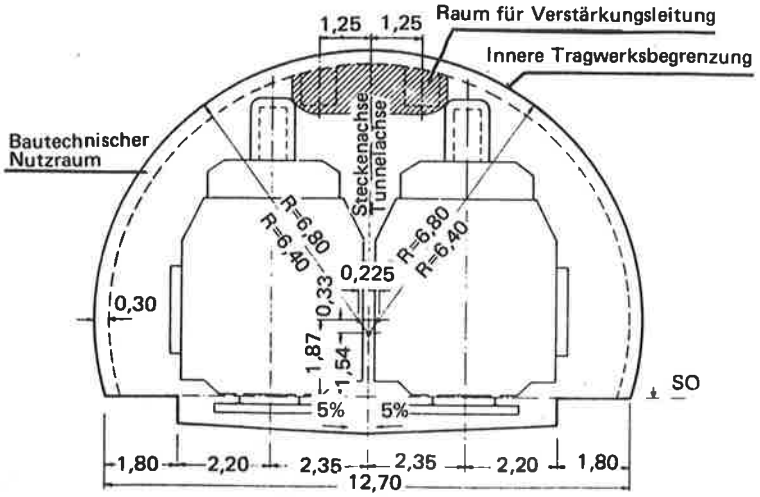


Fig.8: Standard cross section (A = 92m²) for driven tunnels; two straight tracks, tensioning section of overhead contact system

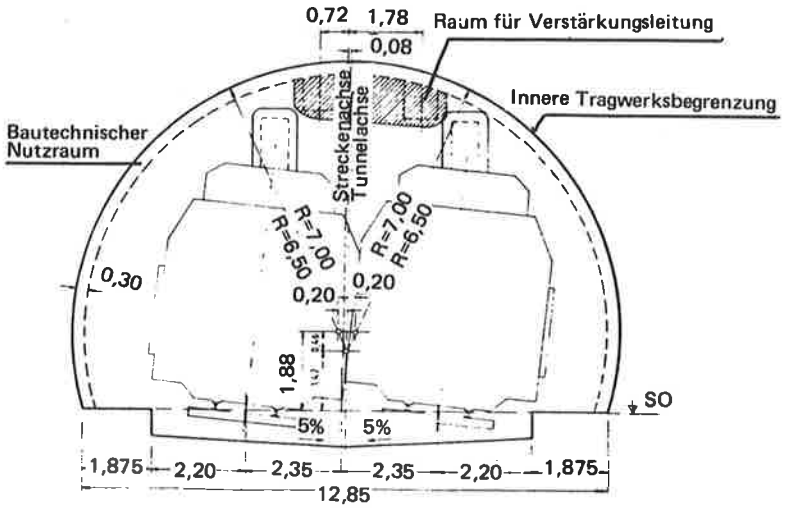


Fig.9: Standard cross section (A = 94m²) for driven tunnels; two tracks in a curve, tensioning section of overhead contact system

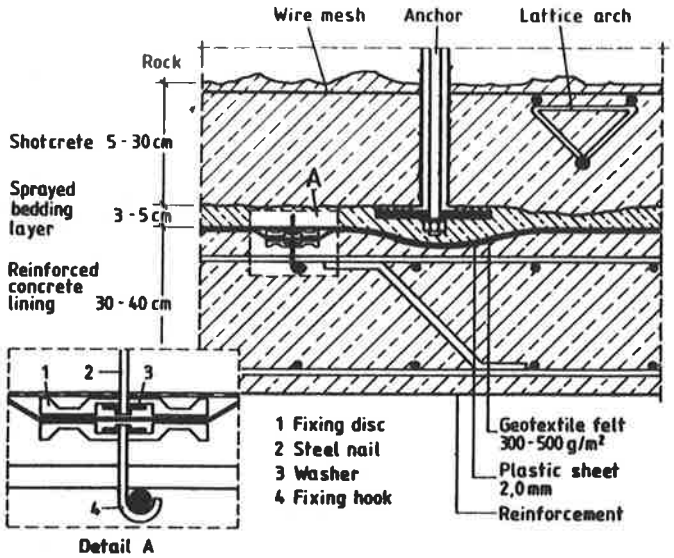


Fig.11: Temporary support with water proofing and reinforced concrete lining

Fig. 10:

Classification of water-tightness of railway tunnels

Water-tightness category	Moisture characteristic	Definition
1	completely dry	The soffit of the lining has to be so watertight that no damp spots are observed on the inside
2	dry to a large extent	The soffit of the lining must be so watertight that only occasionally occurring slight moisture penetrations are observed on the inside (for example in form of discoloration). After touching these slightly damp spots, no traces of water shall remain on the hand. Placing a sheet of blotting paper or absorbent newspaper on the spot concerned shall not result in discoloration of the paper.
3	capillary moisture penetration	The soffit of the lining must be so watertight that slightly damp spots occur on the inside only sporadically and locallized. These are spots with low moisture penetration in the soffit leading to discoloration of a blotting paper or a newspaper, but without penetration of dripping water.

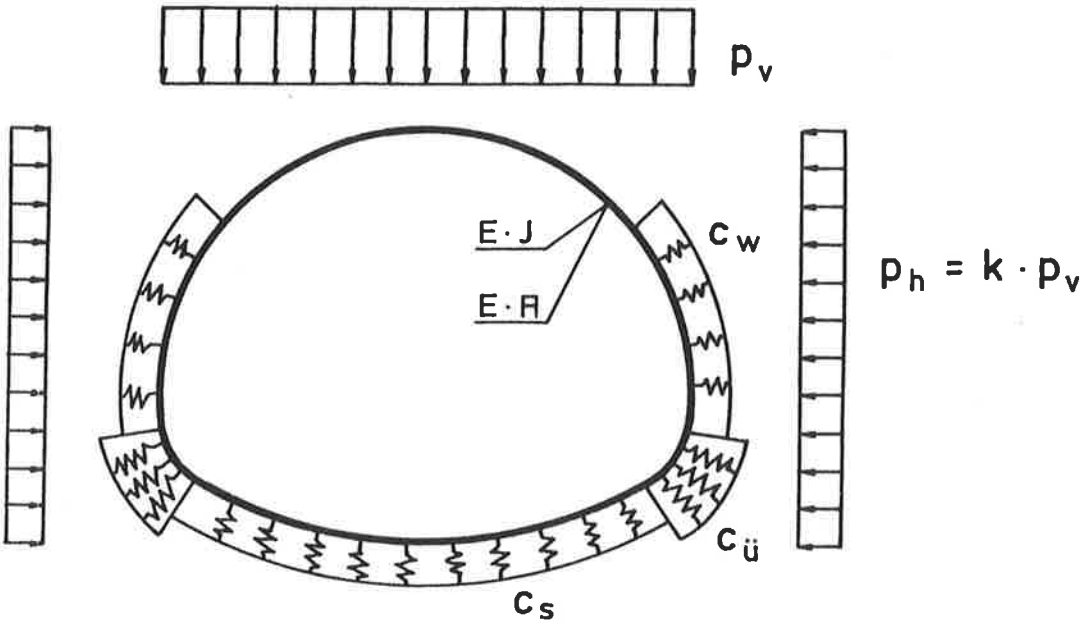


Fig.12: Calculation model of a tunnel as framework

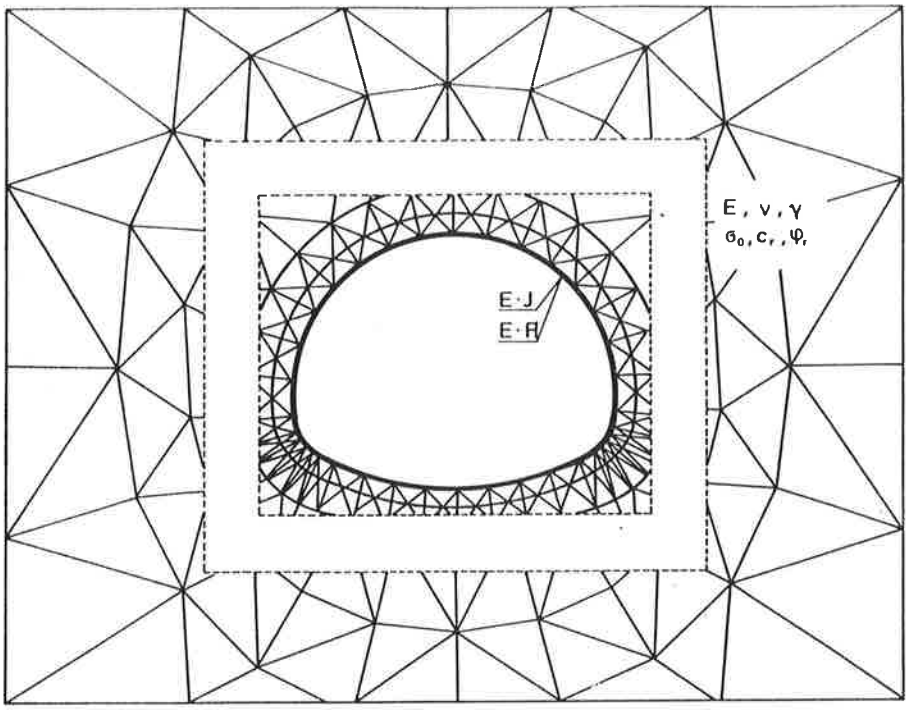


Fig.13: Calculation model of a tunnel with finite elements

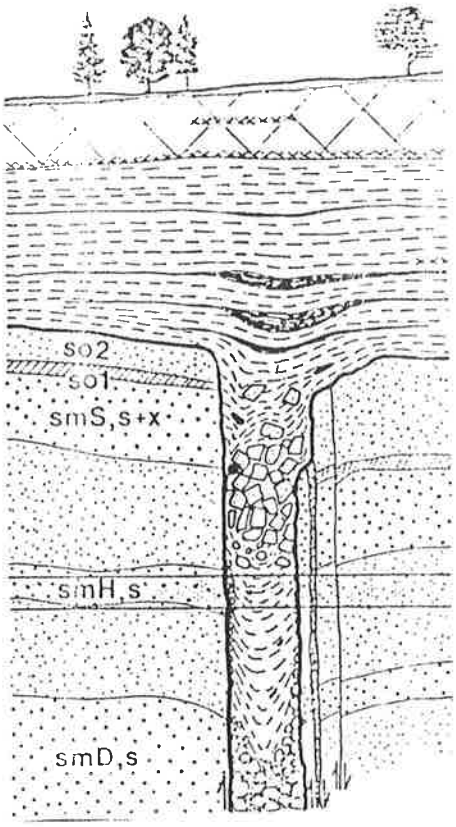


Fig.14: Typical situation of sinkholes

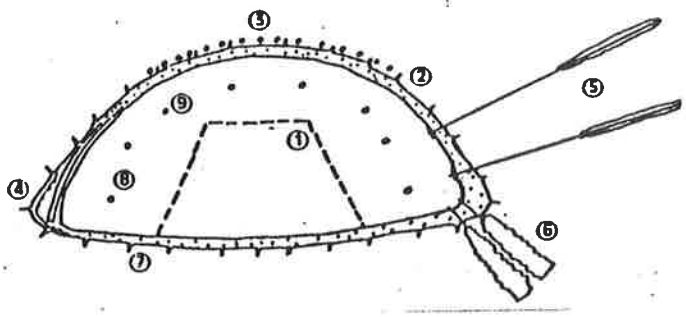


Fig.15: Additional supports
1 Core of the working face
2 Strengthening by shotcrete
3 Advance installation of roof supports
4 Enlargement of the crown foot
5 Rock bolts
6 Foot injections
7 Invert of the crown heading
8 Advance drainage
9 Advance injection

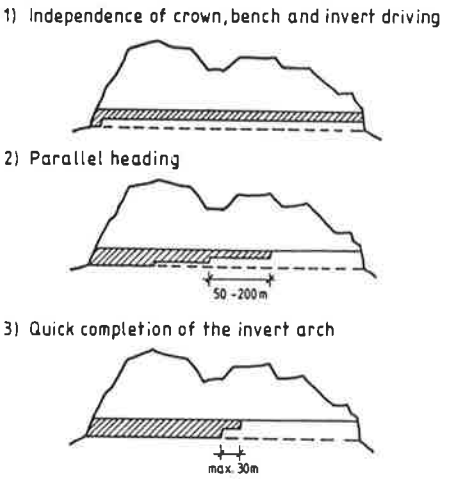


Fig.16: Recommended heading methods

TUNNELDRIVNING I KOMPLEX BERGGRUND - ERFARENHETER FRÅN VIETAS

1. Bergets struktur, tunnelns form och förstärkningsbehovet

Tunnelling in Complex Bedrock - Experience from Vietas. Rock Structure, Tunnel Shape and Rock Support

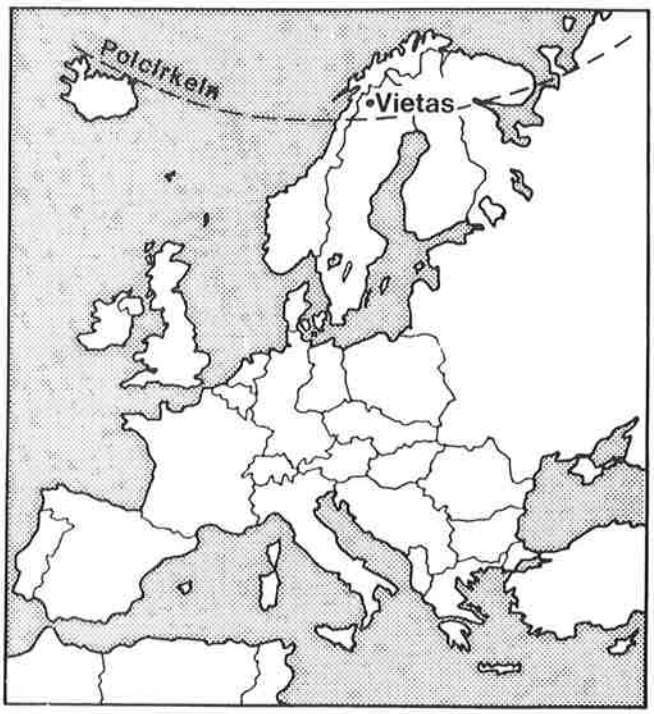
Lars Hansen, Geolog, Trias Geologi AB
Jüri Martna, Avdelningschef, Vattenfall

1 Inledning

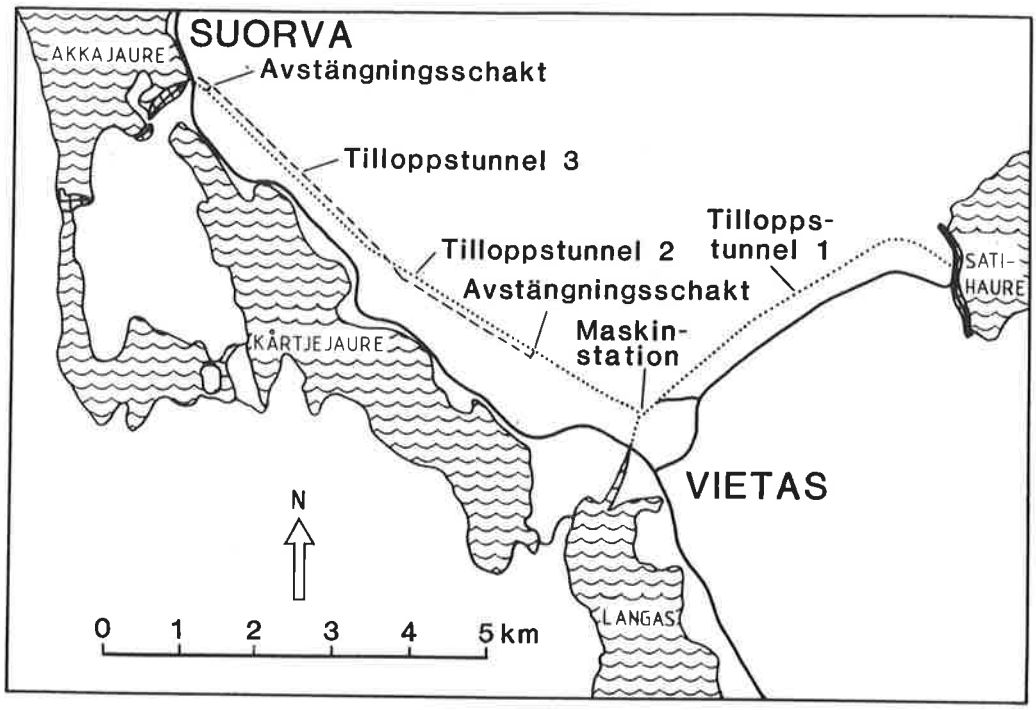
Vietas kraftstation ligger i Norra Lappland i Stora Lule älvs dalgång mellan sjöarna Akkajaure, Satihaure och Langas (figur 1 och 2). Kraftstationen ingår som en del av Stora Lule älvs utbyggnad.

Vattnet strömmar till kraftstationen från Satihaure via tilloppstunnel 1 och från Akkajaure via tunnlarna 2 och 3. Den sistnämnda är 5,5 km lång, 14,5 meter bred och 16 meter hög. Den togs i bruk i december 1985 för att komplettera tunnel 2's area och därmed minska friktionsförlusterna.

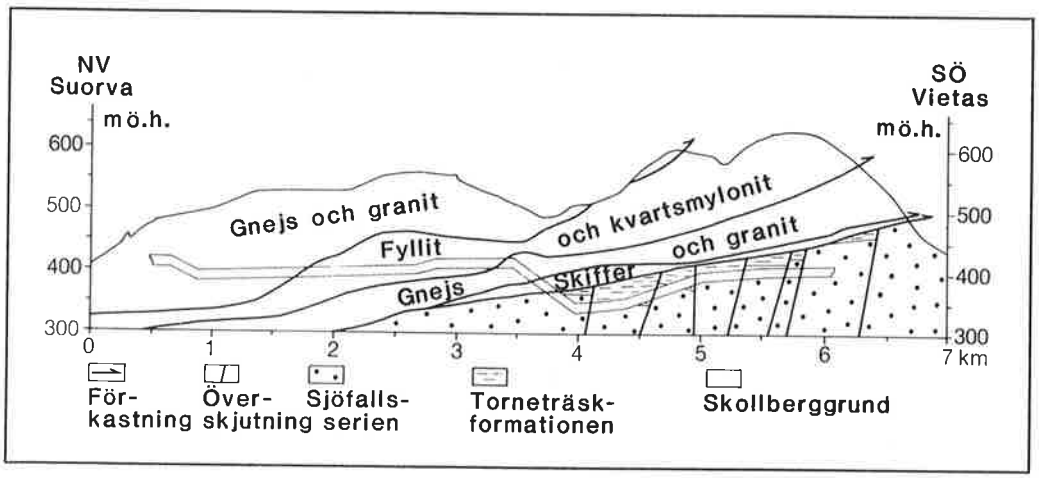
Drivningen av tunnel 3 redovisas i Vattenfalls rapport "Vietas Kraftstation, tilloppstunnel 3. Dokumentation av geologiska förhållanden och tunnelns drivning" (Martna & Hansen 1986a), i vilken även den geologiska dokumentationen av tunnel 2 ingår, samt i en engelsk version (Martna & Hansen 1986b). Den här uppsatsen behandlar i huvudsak erfarenheter från drivningen av tunnel 3.



Figur 1 Vietas' läge vid Lule älv i Norrbottens län.
Location of the Vietas Hydroelectric Power Station.



Figur 2 Situationsplan med tunnlarnas lägen.
General layout.



Figur 3 Vietas tunnel 3. Längdsektion visande huvuddragen av den komplexa berggrunden i tunnel 3. Lägg märke till gravsänkan till höger i sektionen. Geologisk kartering av O Kulling, M Moberg, L Björklund och forf. Vertikalskala:horisontalskala = 5:1.

Vietas Headrace Tunnel 3. Longitudinal section showing an outline of the geology in tunnel 3. Note the graben structure to the right in the section. Geological mapping by O Kulling, M Moberg, L Björklund and the authors. Vertical scale/horizontal scale = 5:1.

2 Geologiska förhållanden

En översikt över berggrunden mellan Suorva och Vietas visas i figur 3. Bergarterna kan indelas i tre huvudgrupper. Den äldsta består av Snavva-Sjöfallsseriens prekambriska kvartsiter och metavulkaniter. De har bildats för mellan en och två miljarder år sedan som sandstenar respektive vulkaniska avlagringar. Denna lagerstruktur har ställts på kant under en prekambrisk bergskedjeveckning (Ödman 1957; Lundqvist 1979). Större delen av tunnel 3's nedströmsände ligger i dessa bergarter, vars lagring här stryker tvärs över tunneln och stupar mellan femtio och sjuttio grader åt väst.

Ovanpå detta urberg har det senare lagrats sedimentära bergarter vars ursprungliga horisontella lagerstruktur är väl bevarat. Av dessa bergarter finner man i tunneln den cirka en meter mäktiga bottensandstenen överlagrat av en grönaktigt grå mosten. Båda bergarterna tillhör den kambriska Torneträskformationen (Kulling 1964; Thelander 1982), vars mäktighet i Vietasområdet växlar mellan fyra och fyrtio meter. Ovanpå denna formation har det tidigare legat svart skiffer, som dock har skalats bort genom överskjutningen.

Den tredje huvudgruppen, den Skandinaviska fjällkedjans bergarter, består också av prekambriska (mest granit) och paleozoiska, sedimentära bergarter. De har ursprungligen bildats längre västerut men har på grund av rörelser i jordskorpan skjutits över på den första gruppen (Gee & Zachrisson 1979). Här finner man granit och kvartsit i olika stadier av deformation, grå skiffer (som påminner om mostenen), samt svart, grafitförande skiffer.

Denna bergartsgrupp kan i området mellan Suorva och Vietas indelas i fyra stora skollor. Den understa av dessa tillhör undre skollberggrunden (Kulling 1964) och består av kvartsit och skiffrar vilka ofta är mer eller mindre krossade. Särskilt svart, grafitförande skiffer har orsakat problem och stillestånd under utsprängningen av tunneln. Ovanpå denna skolla ligger skollan nummer två som består av granit samt granitisk gnejs och mylonit. Den tredje skollan är uppbyggd av skiffrar samt en starkt deformerad, horisontellt skivig kvartsit, och den fjärde består, liksom den andra skollan, av bergarter med granitisk sammansättning. Dessa tre övre skollor tillhör den mellersta skollberggrunden (Kautsky 1953; Kulling 1964; Björklund 1985).

Gränsytorna mellan de fyra skollorna och mellan den understa skollan och den icke överskjutna berggrunden utgörs av fyra större, nästan horisontella överskjutningar. Mellan dessa finns flera smärre överskjutningar som stupar omkring trettio grader och delar in skollorna i linser.

Tunnel 3 skär flera rörelsezoner av vilka några är av så pass sent datum att någon läkning inte kommit till stånd. Rörelsezonerna kan indelas i tre huvudgrupper: 1) brantstående förkastningsplan som stryker tvärs över tunneln, 2) överskjutningsytor som stryker tvärs över tunneln och stupar omkring trettio grader, och 3) närapå horisontella överskjutningsytor. Det förekommer även att en och samma överskjutningsyta är horisontell i en del av tunneln och stupar omkring tjugo grader i en annan.

3 Geologins inverkan på tunnlarnas konstruktion

En i området dominerande geologisk struktur är Stora överskjutningsgränsen, som utgör gränsytan mellan den undre och den mellersta skollberggrunden (Kulling 1964). Direkt under denna gräns ligger ett komplex av linsformiga kroppar som består av olika bergarter: kvartsit, grå skiffer och svart skiffer. Då dessa bergarter är mer eller mindre krossade (särskilt den svarta skiffern är tekniskt undermålig) utfördes under ledning av M. Moberg kärnborrningar inför drivningen av tunnel 2. Tidigare hade även en omfattande kartering i fält utförts. Som en följd av dessa undersökningar konstruerades tunnel 2 med en kraftig lutning vid passagen av Stora överskjutningsgränsen, för att minska sträckan med dessa bergarter.

Inför drivningen av tunnel 3 borrades ett kärnborrhål för att fastställa den svarta skifferns mäktighet i tunneln. Av olika skäl (tunnlarna måste korsa varandra, erforderlig bergtäckning, risk för smällberg, tunnel 2's läge, överskjutningens läge m m) måste tunnel 3 skära den svarta skiffern där den är som mäktigast. Detta kompenserades delvis av den mycket kraftiga lutningen på tunneln som minskade drivningssträckan med svart skiffer till cirka hundra meter.

Under drivningen av tunnel 2 hade man stött på smällberg som var särskilt elakartat i sektion 5+000 - 5+300. Därför konstruerades tunnel 3 att ligga högre upp för att komma upp i den mindre spröda mostenen, där man kunde räkna med mindre besvärliga smällbergseffekter. För att fastställa läget för gränsytan mellan de två bergarterna och för den svarta skiffern borrades ytterligare ett kärnborrhål vid sektion 5+000. Då den svarta skiffern visade sig ligga lägre än beräknat blev det nödvändigt att sänka tunneln så att bottendelen av pallen i alla fall kom att ligga i Sjöfallsseriens smällbergsintensiva metaarkos. Resultatet av undersökningarna redovisades i en rapport med utförlig prognos för de berörda delarna av tunneln (Moberg 1986). Vid tunneldrivningen visade sig prognosen hålla.

4 Sambandet mellan geologiska strukturer och tunnelns form

I tunnel 3 är det vanligt att tunnelns form har styrts av geologiska strukturer och den avviker ofta betydligt från den teoretiska konstruktionen. Massformigt berg samt skiffriga, mylonitiserade och andra skiviga bergarter är exempel på sådana strukturer. Andra är sprickor, förkastningar och överskjutningar.

Massiv, ur tunnelteknisk synpunkt isotrop, bergartsstruktur uppträder i flera olika bergarter i tunnel 3. Granit och kvartsit i det överskjutna berget i tunnelns uppströmsdel samt Sjöfallskvartsit i nedströmsdelen. Trots att Sjöfallskvartsiten uppvisar en tydligt synlig lagerstruktur uppför sig berget isotropt på grund av den omfattande omkristalliseringen och att den brant stupande lagringen stryker tvärs över tunneln. I dessa bergarter karaktäriseras tunneln av en väl rundad tvärprofil vars form endast har styrts av borrplanen, vilket visas av tydliga borrpipor i tak och anfang (figur 4).

En del av kvartsiterna i den överskjutna berggrunden är horisontellt skiviga. Denna skivighet karaktäriseras dels av starkt deformerade och långsträckta kvartskorn men i synnerhet av tunna skikt av vit, mycket

finkornig, ofta mjölig glimmer. Denna foliation har orsakat ett platt tak och tillsammans med ett vertikalt spricksystem även ett rektangulärt tunneltvärsnitt (figur 5) och rektangulära eller trappstegsformade anfang (figur 6). För den aktuella tunnelsträckan har det inte gått att få ett rundat tak, varför borrningen har ändrats för att minska den annars mycket omfattande skrotningen av taket.

Då lagringen i ostört sedimentärt berg vanligen är nära horisontell, bestäms tunnlars form i sådant berg ofta av denna struktur. Lagringen i den grå mostenen i Vietas har ofta gett upphov till selktivt bergutfall, och tunnelns tak har därvid kommit att sammanfalla med lagringsytor inom mostenen. Ibland har själva tunneln legat i Sjöfallskvartsit med den kambriska Torneträskformationens understa lagringsyta som tak. Dessa utfall har delvis även berott på förekomsten av höga horisontella bergspänningar.

I tunnel 3 har på ett flertal ställen bergsprickor givit upphov till selektiva utfall, vars geometri bestäms av sprickornas orientering i förhållande till tunneln. I Sjöfallsseriens bergarter finns det åtskilliga zoner där sprickor är särskilt vanliga. Figur 7 visar två sprickgrupper som ger upphov till en serie av tvärgående "kyrkor" med triangelformad tvärsektion och tunneltaket får en sick-sackformad längdprofil. Ytterligare en sprickriktning kan ge upphov till tetraederformade bergutfall (figur 8). I förkastningszoner är det vanligt med sprickor med glidytor. Dessa sprickor kan ge upphov till stora bergutfall. Figur 9 visar en kyrka orsakad av förkastningssprickor i ett avsnitt med höga bergtryck. Taket är platt och kurvatur saknas vid anfanget till vänster i bilden.



Figur 4 Granit i mellersta skollberggrunden. Bra berg med borrpipor.

Granite of the Middle Allochthon. The rock is of good quality and drill marks are common.

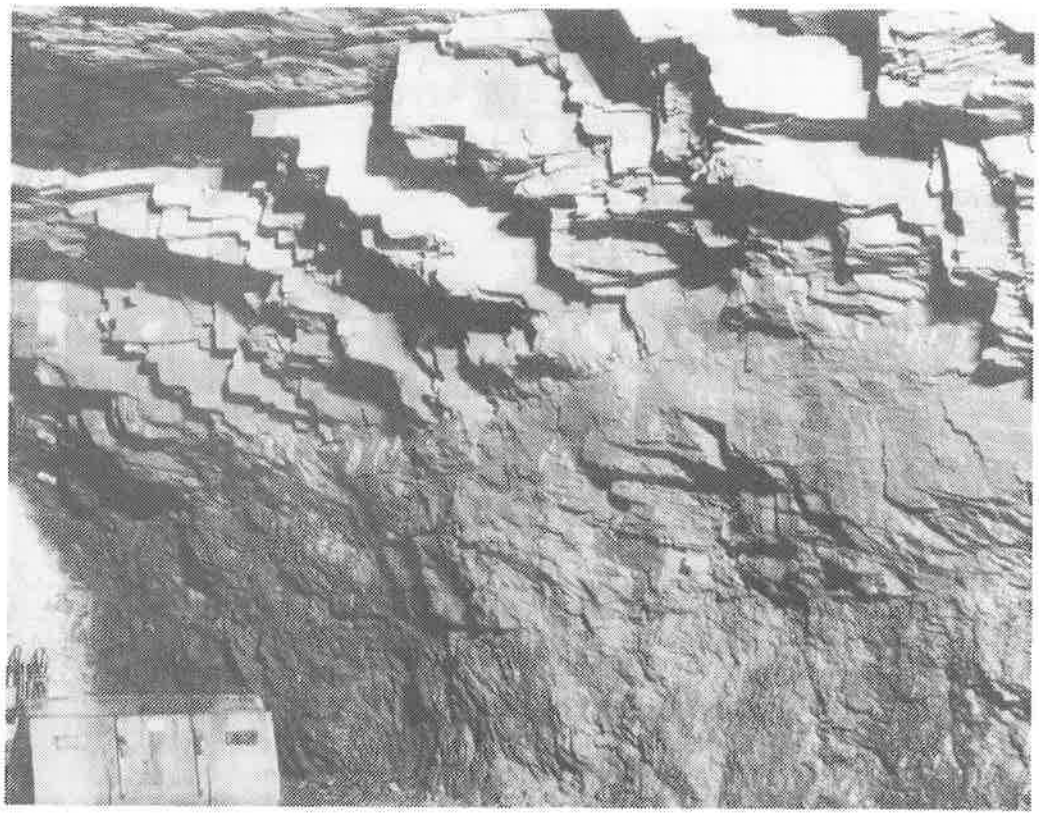


Figur 5 Upptill kvartsmylonit ("hårdskiffer") med horisontell bandning som tillsammans med vertikala sprickgrupper orsakar att tunneln får en rektangulär tvärprofil. Nedströmsvy från sektion 3/000.

The horizontal foliation of the quartz mylonite and a set of vertical joints cause a rectangular shape of the top heading. The usual curvature of the top heading is not stable here, and the drill marks in the upper corners indicate that the drilling plan has been adapted to the rock structure.

I tilloppstunnel 3 orsakades de vanligaste driftstoppen av överskjutningsytor. Överskjutningsplan är ofta horisontella och uppspruckna samt fyllda med lera och dessutom vattenförande. Det är helt klart att passagen av en sådan överskjutningszon kan orsaka större bergutfall och få tunnelprofilen att avvika betydligt från den teoretiska tunnelsektionen.

De i avsnitt 2 nämnda talrika överskjutningarna med stupning omkring trettio grader, och som avgränsar linser av grå och svart skiffer har ibland orsakat en sick-sackformad tunnelprofil (figur 10). De helt horisontella överskjutningsytorna har i likhet med andra horisontella strukturer, som lagring och skiffrighet, orsakat platt tak, i synnerhet då vertikala tensionssprickor också är närvarande.

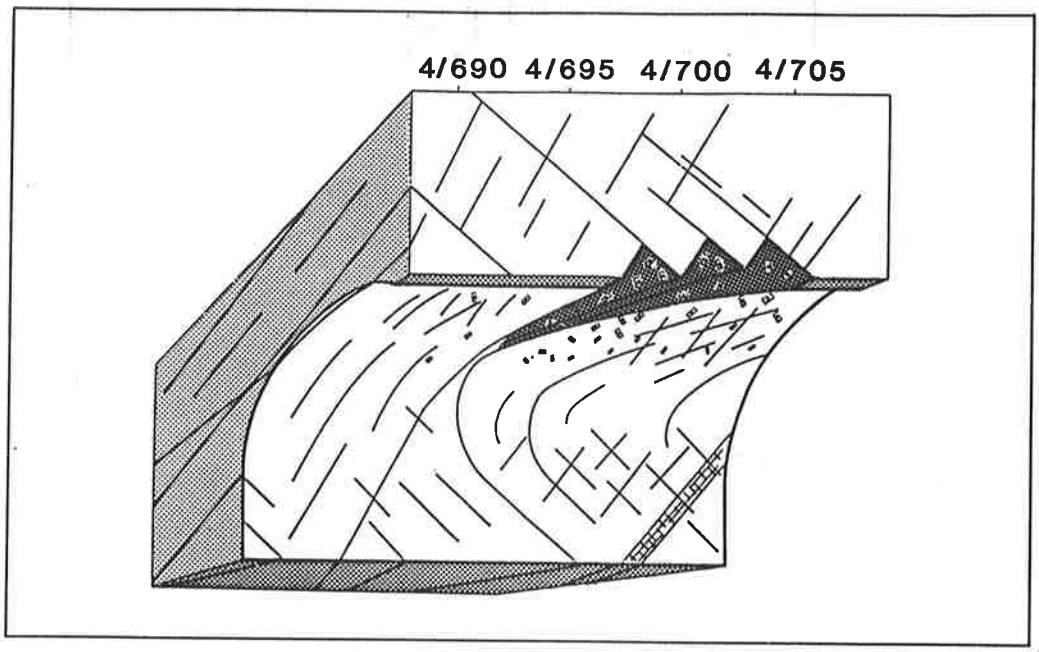


Figur 6 Vertikala sprickgrupper som är rikligt representerade i kvartsmyloniten upptill i bilden, medan de förekommer sparsamt i den grå skiffern i mitten och nästan inte alls i grafitskiffern underst i bilden. I kvartsmyloniten ger sprickorna tillsammans med horisontella glimmerskikt upphov till plant tak och trappstegsformat anfang.

The horizontal foliation of the quartz mylonite in the upper half of the top heading and two sets of vertical joints cause a staircase shape instead of the usual curvature of the spring line. Note that the joints are much less distinct in the phyllites below the quartz mylonite.

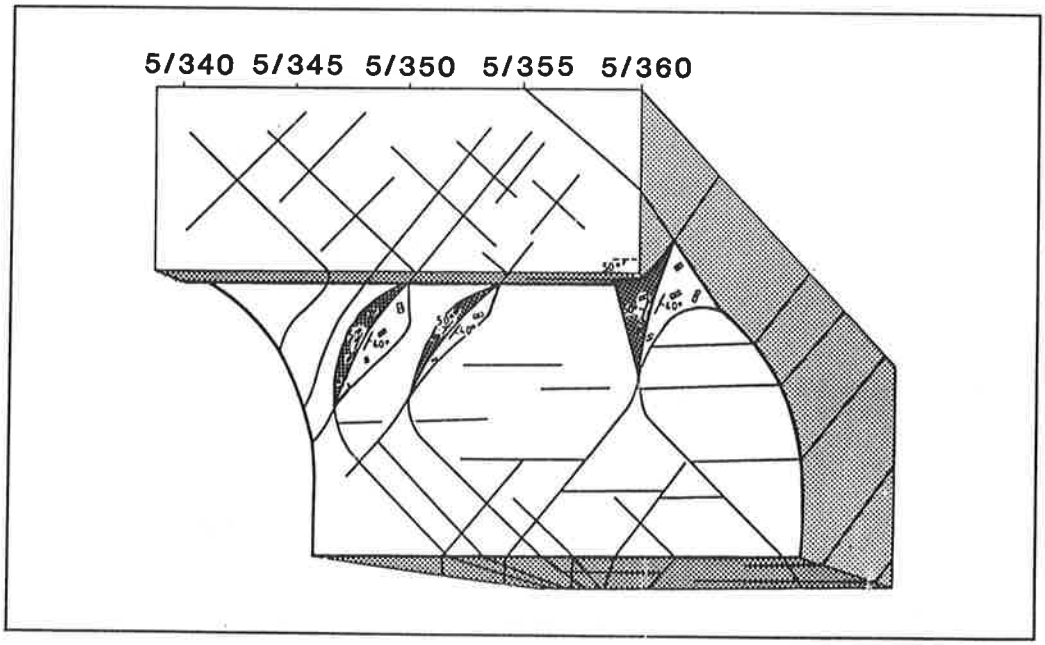
5 Geologins inverkan på drivningen av tunnel 3

Figur 11 visar takortens relativa drivningstid räknat i antalet arbetsdagar per tjugofem meter samt sprickfrekvensen. Av figuren framgår att drivningstiden ofta avvek avsevärt från medelvärdet (9,5 dagar/25 m) och att dessa förändringar kunde förekomma plötsligt. Områden med snabb drivning (ca 5 dagar/25 m) ligger i regel i gnejs, granit, kvartsit och mosten. I två områden gick drivningen särskilt långsamt och stod till och med still under några veckor på grund av omfattande förstärkningsarbeten. I det första området, nedströms sektion 1+000, var orsaken en stor zon med åtskilliga överskjutningar, som krossat berget. Någon läkning hade inte kommit till stånd. Förstärkningen omfattade betongsprutning och bultning. I det andra området, sektion 3+650 - 3+700,



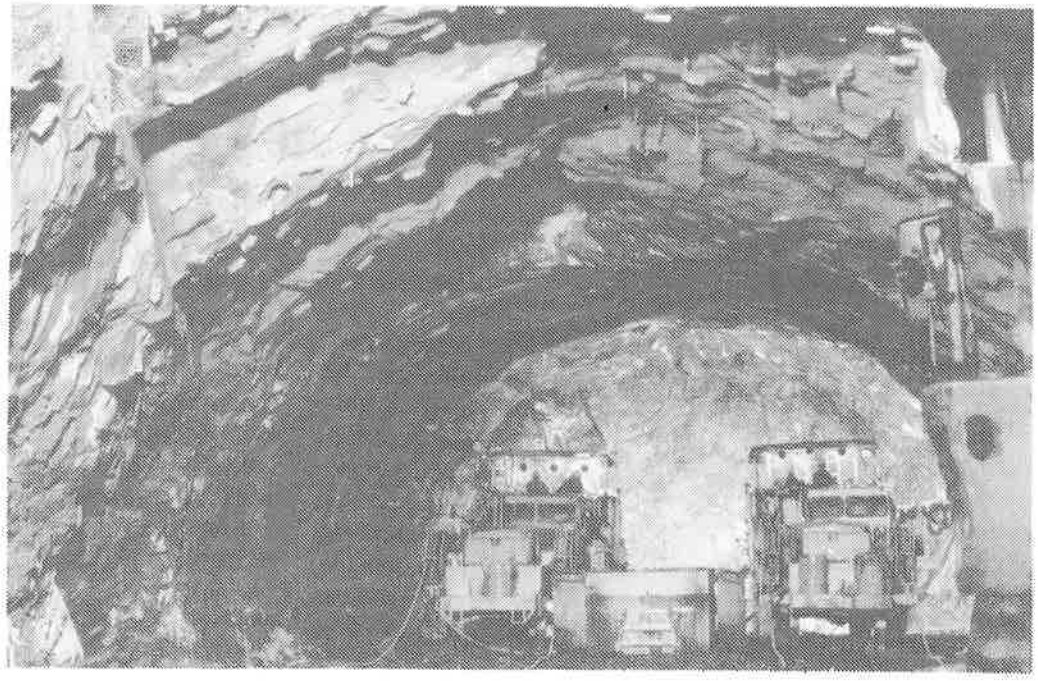
Figur 7 "Kyrkor" i tunneltaket. "Kyrkornas" geometri bestäms av två sprickgrupper. Sprickorna med stupning åt väst (vänster i bilden) sammanfaller med bergets ursprungliga lagring.

Selective overbreak in the roof. The geometry of the overbreaks is determined by the orientation of the two joint sets. The joints dipping to the left (west) coincide with the original bedding of the rock.



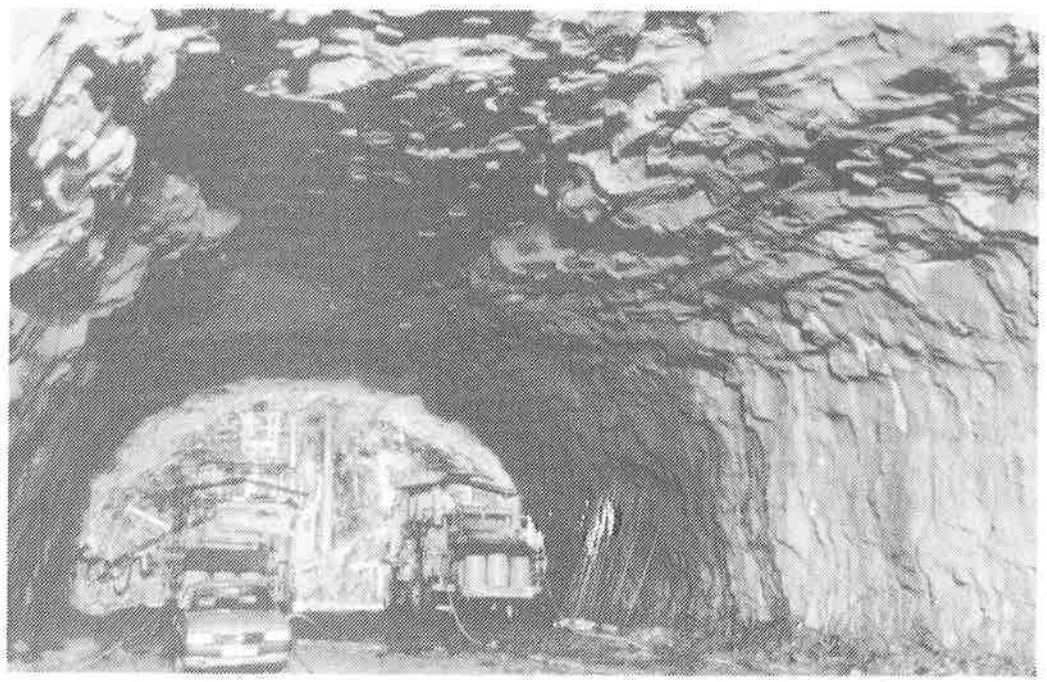
Figur 8 Tetraederformad "kyrka" orsakad av tre sprickgrupper.

Three joint sets cause selective overbreak in the roof. The orientation of the joints determine the shape of the overbreaks.



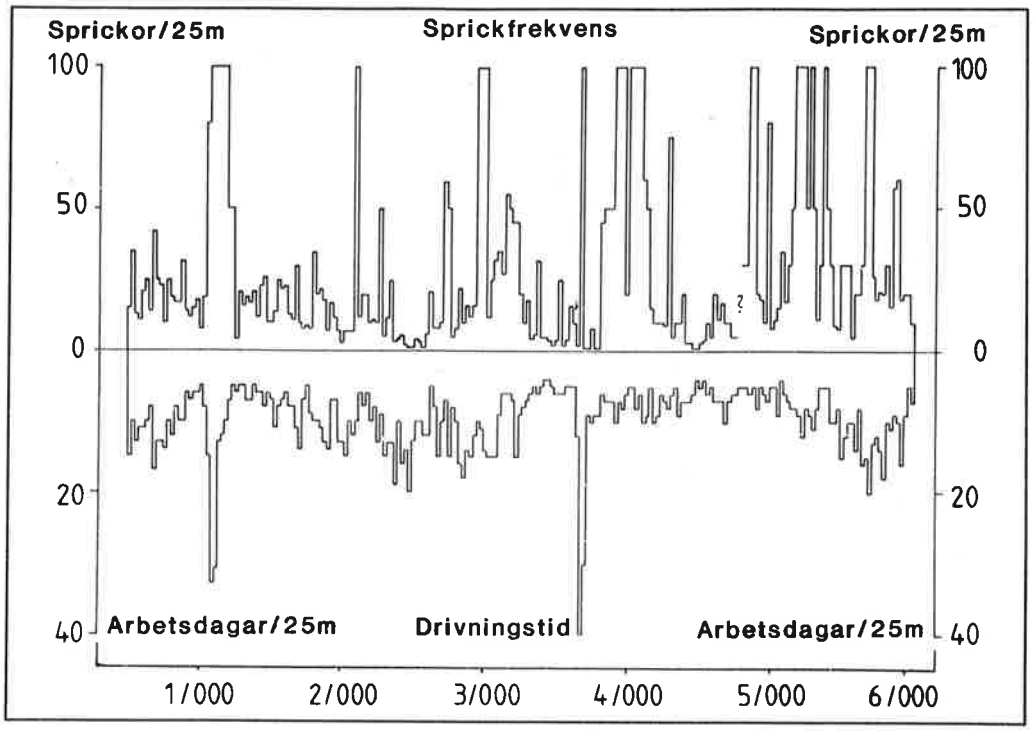
Figur 9 Tre sprickriktningar har tillsammans med höga horisontella bergspänningar orsakat en kyrka i anfanget.

One gently and two steeply dipping sets of joints determine the shape of an overbreak in a zone with high rock stress.



Figur 10 Horisontella överskjutningsytor i mylonit har orsakat platt tak och vinkelräta anfang.

Horizontal thrust planes in mylonite determine the shape of the roof. Note the frequent bolting.



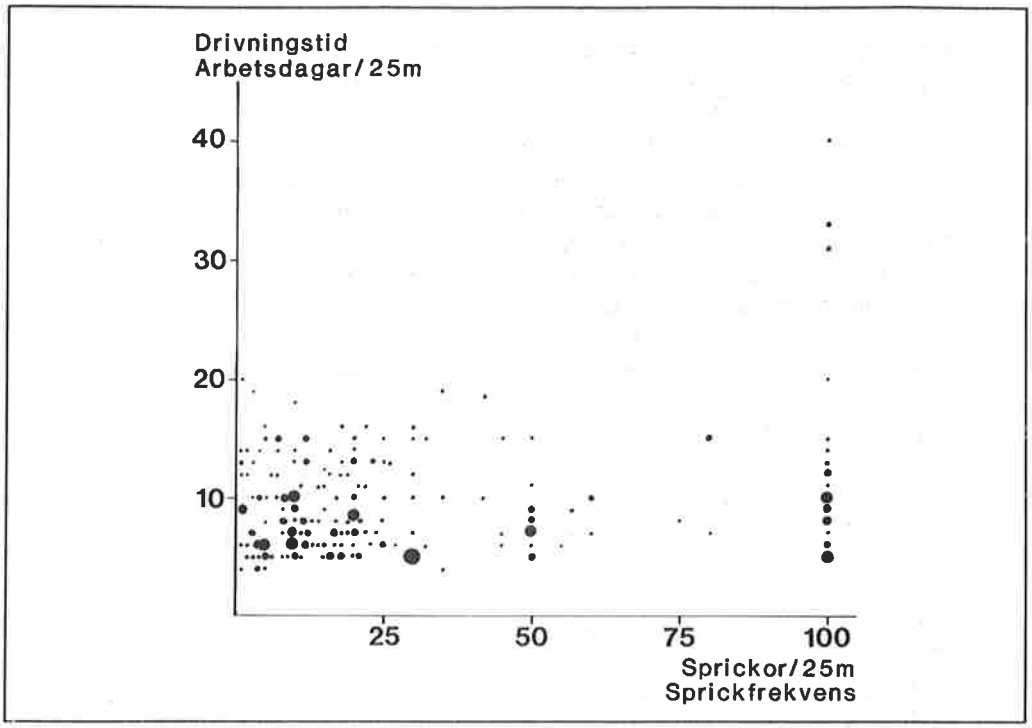
Figur 11 Takortens relativa drivningstid, räknat i arbetsdagar per tjugofem meter samt den relativa sprickfrekvensen.

Excavation time in the top heading of headrace tunnel 3. The bars represent working days and joints, respectively, per 25 metres of tunnel.

orsakades stillestånden dels av vatteninläckning från Stora överskjutningsgränsen, dels av svart skiffer av mycket dålig kvalité. Förstärkningsarbetena omfattade injektering, bultning och betongsprutning.

Förutom de ovan nämnda fanns det andra områden med mindre påtagliga förseningar. I tunnelns uppströmsdel var flackt lutande sprickplan eller skiviga bergarter en vanlig orsak därtill. Kring sektion 4+100 försenades arbetet av att en lagringsyta med dålig sammanhållning plötsligt dök upp i taket (sannolikt på grund av en förkastning). Längre nedströms kunde höga bergspänningar orsaka omfattande skrotning och förstärkning som försenade drivningen.

Figur 12 visar den relativa drivningstiden i relation till sprickfrekvensen i tunneln. Diagrammet visar att det inte finns något entydigt samband mellan sprickfrekvensen och drivningstiden. Visserligen sammanfaller de två högsta topparna i figur 11 med två av topparna i sprickfrekvensdiagrammet, men det finns även flera sprickrika zoner som motsvaras av snabb drivning och också områden med låg sprickfrekvens där drivningen har gått långsamt. Det är snarare sprickornas orientering i förhållande till tunneln än bergets spricktäthet som har betydelse för drivningen. Även sprickfyllnadsmaterialet samt sprickytornas karaktär är viktigt i detta avseende, i synnerhet om sprickorna utgör förkastnings- eller överskjutningsytor, vilka har behandlats i avsnitt 3.



Figur 12 Relativ drivningstid plottad som funktion av sprickfrekvensen.

The excavation time plotted against the joint frequency.

6 Bergförstärkning

Enligt konstruktionsplanerna skulle tunneln förstärkas av bergbultar i kombination med fiberarmerad sprutbetong. Förutsättningen för denna tämligen lätta förstärkning är att de horisontella bergspänningarna i området orsakar kompression i tunneltaket och därmed stabilitet.

De ovan beskrivna avvikelserna från den teoretiska tunnelprofilen har i allmänhet inte ändrat denna grundläggande förutsättning. Hiltscher et al. (1979) har visat att det finns en betydande kapacitet avseende självstabilisering i bergvalv. Således kan teoretiskt ett nytt, högre valv bildas genom bergutfall. Detta nya valv är ofta delvis dolt ovanför taket. Förstärkningens viktigaste uppgift är att stödja det spänningslösa berget under detta valv.

Större delen av tunneln har förstärkts med tunna (mindre än 5 cm) lager av sprutbetong och selektiv bultning. I områden med hög sprickfrekvens, krosszoner eller höga bergspänningar har tunneln förstärkts med systematisk bultning och tjocka (upp till 20 cm) bågar av sprutbetong. Behovet av temporär såväl som av permanent förstärkning bedömdes kontinuerligt under utsprängningen av tunneln. Den stålfiberarmerade betongen våtsprutades mot tunnelns tak och väggar. Temporär bergförstärkning utfördes med ca 28 000 st fyra meters expanderbult och för den permanenta förstärkningen användes ca 8 000 ingjutna bultar av 25 mm kamstål med fyra meters längd.

7 Slutsatser

Förutsättningen för den framgångsrika drivningen av de båda stora tunnlarna genom den komplexa berggrunden som finns i Vietasområdet har varit den goda kännedomen om de geologiska förhållandena. Denna är ett resultat av ett omfattande geologiskt undersökningsarbete, som har inkluderat både fältarbete och kärnborrningar. Den goda kännedomen om berggrunden hade inte kunnat fås om den geologiska karteringen i fält hade begränsats till enbart berget längs med tunnellinjen. Tvärtom skulle man då ha fått en felaktig bild av berggrundens uppbyggnad eftersom hällarna på ytan ovanför tunnlarna huvudsakligen består av den mellersta skollberggrundens graniter och myloniter, medan stora delar av tunnlarna ligger i skiffrar, kvartsit och mosten tillhörande undre skollberggrunden, respektive det icke överskjutna berget. På grund av den regionala geologins stora betydelse genomfördes redan år 1957 en kartering av stora delar av Nierasmassivets sluttningar och kontakter togs med geologer på Sveriges Geologiska Undersökning för att få ett bättre grepp om berggrundens regionala uppbyggnad. Ansvarig geolog för denna kartering var M. Moberg, Vattenfall.

Erfarenheterna från Vietas och andra ställen, t ex Harsprånget (Hedlund et al. 1980) har visat att många av de största bergutfallen och de mest långvariga förseningarna vid tunneldrivning i berg, som annars i huvudsak är bra, orsakas av stora, kontinuerliga geologiska strukturer, till exempel bergartskontakter, men i synnerhet av tektoniska strukturer såsom förkastningar och överskjutningar. Bergets sprickfrekvens, RQD eller liknande, har i dessa fall haft mindre betydelse än strukturens allmänna orientering i förhållande till tunneln. Däremot har enskilda tensions- och skjuvsprickor vållat problem, särskilt där höga spänningar har varit rådande eller då dessa sprickor har samverkat med överskjutningar. Dessa mera kontinuerliga geologiska strukturer är ofta lätta att identifiera vid kartering, såväl i fält som i borrkärnor.

De övervägande positiva erfarenheterna från Vietas visar vikten av att ha god kännedom om berggrundens uppbyggnad för att kunna genomföra ett bygge i komplex berggrund. Det är viktigt att vara medveten om att berggrunden är uppbyggd av tredimensionella strukturer. Man kan således inte utan vidare extrapolera strukturer och bergartskroppar från en tvådimensionell sektion till en annan, inte ens om de ligger förhållandevis nära varandra. Modellbygge är ett bra sätt att framhålla berggrundens tredimensionella uppbyggnad, ett annat är ritning av strukturgeologiska blockdiagram. En metod som är under utveckling är CAD-tekniken som säkert kommer att låta höra mera av sig framöver beträffande konstruktionen av sådana blockdiagram.

SUMMARY

The Vietas Hydro Power Station is situated on the River Lule älv in the mountains of the far north of Sweden. The power station utilizes the water from the Lakes Akkajaujre and Satihaure. From Lake Akkajaure

the water is transported to the power plant through Headrace Tunnels 2 and 3. The latter is 5.6 km long, 14.5 metres wide and 16 metres high and was constructed in order to increase the area of tunnel 2, and thus diminish losses due to friction. The excavation of tunnel 3 has been documented and a report has been published (Martna & Hansen 1986b).

Figure 2 shows an outline of the complex geology of the Suorva-Vietas area. The rocks can be divided into three main units. The oldest one consists of Precambrian quartzites and metavolcanics, which later on were folded, and in the tunnel the bedding dips 50-70 degrees to the west. Upon these rocks the Torneträsk Formation was deposited during early Cambrian. In the tunnel this formation is represented by a horizontally bedded, greenish grey siltstone.

The third main unit of rocks was also formed during the Precambrian and early Palaeozoic, but far to the west of the tunnel site. In the middle Palaeozoic they were thrust over the earlier mentioned rocks and now form the Scandinavian Caledonide Mountains. In the tunnel mylonites, phyllites, slates and gneisses can be found. Four main thrust sheets can be defined. The lowest one is built up of slates belonging to the Lower Allochthon. These slates are often strongly deformed and crushed, and especially the graphite bearing slates have caused problems and stand-stills during the excavation. The three other sheets all belong to the Middle Allochthon, and the upstream part of the tunnel. These sheets consist of alternating granite gneiss, quartz mylonite, mylonite and phyllite.

The shape of tunnel 3 has been determined partly by rock structure (Martna & Hansen 1986c). Massive rock structure occurs in different rocks in the tunnel: granite, quartzite and siltstone. These rocks are characterized by a well arched tunnel cross-section, although the horizontal beds of the siltstone now and then caused selective overbreaks. Some of the thrusted quartzite has been strongly deformed with an almost horizontal foliation, causing a horizontal roof and a rectangular cross-section.

In several localities in the tunnel, joint systems have given rise to selective overbreaks determined by the strike and dip direction of the joints. In the Vietas Headrace Tunnel 3 the most common obstacles to the excavation were caused by thrust structures, as thrusting usually is more or less horizontal and the thrust planes often are fractured and filled with weak minerals or carry water.

The tunnel was designed to be supported by combined rock-bolting and shotcreting. The prerequisite for this generally light support is that the prevailing rock stresses cause the roof of the tunnel to be compressed and inherently stable. The overbreaks have not generally changed this fundamental prerequisite for the light supports, and for the greatest part of the tunnel, spot rock-bolting and wet-mixed thin (less than 5 cm) shotcrete reinforced with steel fibres was used as temporary and permanent supports. In sections with crushed rock with stability problems, up to 20 cm shotcrete and systematic rock-bolting were used. Systematic bolting and shotcrete were also resorted to in sections with rock bursting. The necessary amount of support was continuously judged during the course of the excavation work.

REFERENSER

Björklund, L., 1985. The Middle and Lower Allochthons in the Akkajaure-Tysfjord area, Northern Scandinavian Caledonides. The Caledonide Orogen: Scandinavia and related areas. Ed. by Gee D. & Sturt B., 515-528. Wiley, Chichester.

Gee, D. G. & Zackrisson, E., 1979. The Caledonides in Sweden. SGU C 769, 1-48. Uppsala.

Hedlund, B., Martna, J., Ritzen, R., Röshoff, K., 1980. Raset i Harsprångstunneln. Bergmekanikdag 1980, 209-230. BeFo, Stockholm.

Hiltscher, R., Martna, J. & Strindell, L., 1979. The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings. Proc. 4. Int. Congr. Rock Mechanics, vol 2, 227-234. Montreux.

Kautsky, G., 1953. Der geologische Bau des Sulitelma-Salojauregebietes in den Nordskandianvischen Kaledoniden (Summary: Geology of the Sulitelma-Salojaure area, Northern Scandinavian Caledonides). SGU C 528, 1-228. Stockholm.

Kulling, O., 1964. Översikt över norra Norrbottensfjällens kaledonberggrund (Summary: The geology of Caledonian rocks of the northern Norrbotten Mountains). SGU Ba 19, 1-118. Stockholm.

Martna, J. & Hansen, L., 1986a. Vietas kraftstation, tilloppstunnel 3. Dokumentation av geologiska förhållanden och tunnelns drivning, 1-238. Swedish State Power Board, Stockholm.

Martna, J. & Hansen, L., 1986b. Vietas hydro power station, headrace tunnel 3. Documentation of geology and excavation. Swedish State Power Board, Stockholm.

Martna, J. & Hansen, L., 1986c. The influence of rock structure on the shape and the supports of a large headrace tunnel. Int. ITA-Congr. Large Underground Openings, Firenze.

Moberg, M., 1986. Vietas Power Station, Headrace Tunnel 3, chainage 3+000 - 6+047. Core drilling and rock forecast (in: Martna & Hansen 1986b). Swedish State Power Board, Stockholm.

Thelander, T., 1982. The Torneträsk formation of the Dividal group. Northern Swedish Caledonides. SGU C 789, 1-41. Uppsala.

Ödman, O. H., 1957. Beskrivning till berggrundskarta över urberget i Norrbottens län (Summary: Description to map of the Precambrian rocks of Norrbotten County, northern Sweden). SGU Ca 41, 1-151. Stockholm.

TUNNELDRIVNING I KOMPLEX BERGGRUND - ERFARENHETER FRÅN VIETAS

2. Bergutfall, spänningar och tunnelns stabilitet

Tunnelling in Complex Bedrock - Experience from Vietas. 2. Overbreaks, rock stresses and tunnel stability

Jüri Martna, Avdelningschef, Vattenfall
Lars Hansen, Geolog, Trias Geologi AB

1 Inledning

Vietas kraftstation ligger vid Stora Sjöfallet i nordligaste Sverige. Dess läge och plan med de tre tilloppstunnlarna framgår av Hansen & Martna (1987).

Under utsprängning i slutet av 1960-talet av takorten för tilloppstunnel 2 påträffades helt överraskande områden med ett stundtals svårartad smällberg. Detta följdes noggrant genom observationer, kartering och bergtrycksmätningar. Då man hyste farhågor beträffande tunnelns stabilitet i dessa områden, utfördes även en provpallsprängning för att undersöka ändringar i takets spänningstillstånd vid uttagning av pallen (Hiltscher & Ingevald, 1971).

När arbeten med tunnel 3 påbörjades 1982 var man förberedd på smällberg, som också i stort sett följde det väntade mönstret. Även denna gång utfördes spänningsmätningar, observationer och en noggrann geologisk kartering.

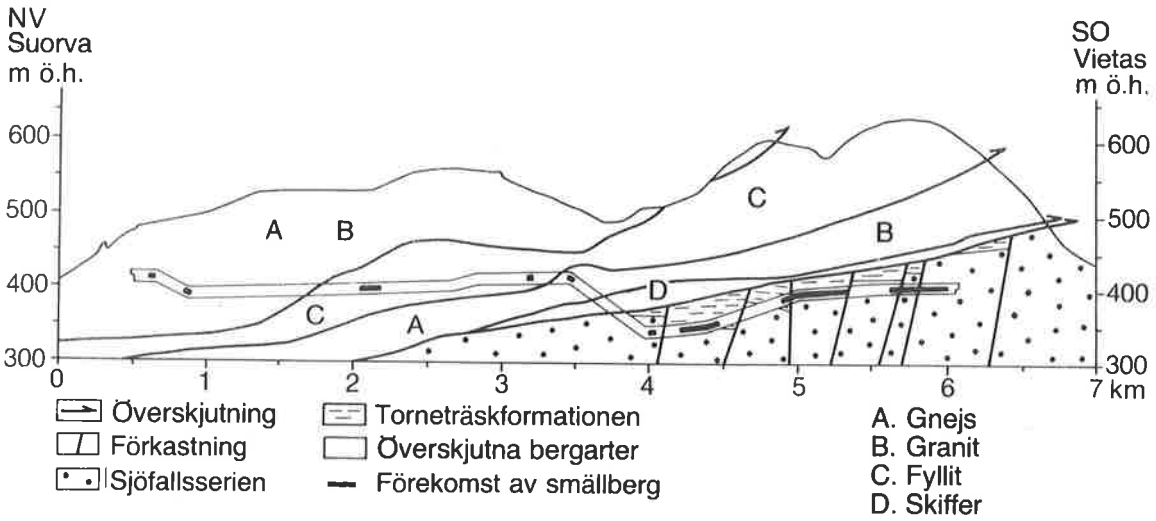
Drivningen av tunnel 3 redovisas av Martna & Hansen (1986a, 1986b). I (1986a) redogörs även för geologin i tunnel 2. Initialspänningarna i bergmassan kring tunnlarna 2 och 3 diskuteras av Martna & Hansen (1986c). Den här uppsatsen behandlar i huvudsak de praktiska konsekvenserna av de i tunnlarna 2 och 3 påträffade höga bergspänningarna.

2 Geologiska förhållanden

Bergarterna i Suorva-Vietasområdet kan delas i tre huvudgrupper. Den äldsta av dessa är prekambriska kvartsiter och metavulkaniter som bildades för 1000 - 2000 miljoner år sedan och veckades till en bergskedja vilken sedan helt nederoderades. Denna bergartskomplex kallas för Sjöfallssviten eller Snavva-Sjöfallsformationen.

På detta urberg lagrades den underkambriska Torneträskformationen. I Vietastunnlarna är denna formation företrädd av en horisontellt lagrad gröngrå siltsten med ett basalkonglomerat. Tillsammans bildar Sjöfallssviten och Torneträskformationen den autoktona berggrunden under fjällkedjan och de aktuella tunnlarnas nedströmsdelar ligger i dessa bergarter.

Den tredje huvudenhetens bergarter bildades också under prekambrisk och tidig paleozoisk tid, men inte på platsen utan långt västerut. I mellanpaleozoisk tid sköts de över de förut nämnda bergarterna och bildar nu den Skandinaviska bergskedjan. Vid överskjutningen metamorfoserades dessa ursprungligen magmatiska och sedimentära bergarter till bl a myloniter, fylliter och gnejser. I Vietastunnlarna kan fyra huvudskållor, skilda av överskjutningsplan, urskiljas. I dessa ligger tunnlarnas uppströmsdelar (figur 1).



Figur 1 Vietas Tunnel 3. Längdsektion visande huvuddragen av den komplexa berggrunden och förekomsten av smällberg i tunnel 3. Lägg märke till gravsänkan i mitten av sektionen. Geologisk kartering av O Kulling, M Moberg, L Björklund och förf. Vertikalskala/horisontalskala = 5:1.

Vietas Headrace Tunnel 3. Longitudinal section showing an outline of the geology and the occurrence of rock bursting in tunnel 3. Note the graben structure in the middle of the section. Geological mapping by O Kulling, M Moberg, L Björklund and the authors. Vertical scale/horizontal scale = 5:1.

Tunnel 2 passerar från undre skollberggrundens gråa och svarta skiffrar ner i Torneträskformationens grågröna mosten kring sektion 4+500. Längre nedströms, kring 4+900, kommer den in i Sjöfallsseriens gråa metaarkos (en kvartsitliknande bergart). Nedströms denna sektion ligger tunnel 2 helt i Sjöfallsseriens bergarter dock med det undantaget att Torneträskformationens bottenkonglomerat bildar tak några hundra meter. På grund av en förkastning försvinner detta konglomerat plötsligt vid sektion 5+275.

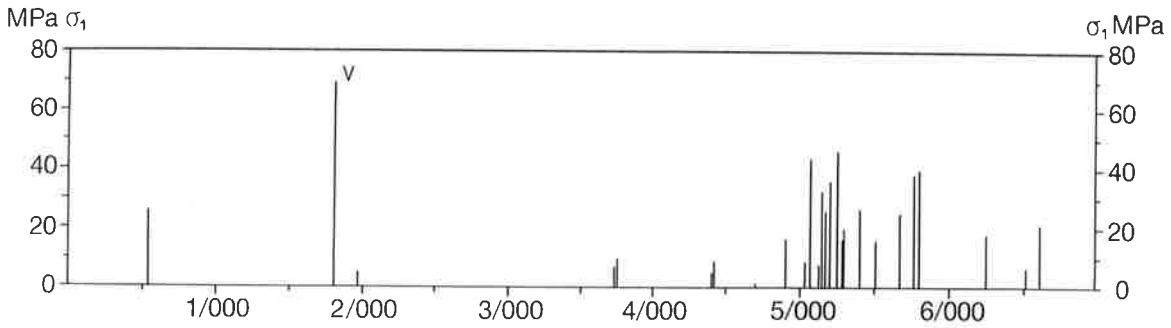
I sektion 3+800 - 4+900 ligger tunnel 3 på en lägre nivå än tunnel 2 och helt och hållet i icke-överskjuten berggrund, såväl i prekambriskt berg (Sjöfallsserien) som i kambriska sedimentbergarter (Torneträskformationen). Nedströms sektion 4+900 (där konglomeratet bildar tunnel 2's tak) ligger tunnel 3 på en något högre nivå än tunnel 2, och som en följd härav finner man konglomeratet mitt i pallen. Pallens nedre del ligger i metaarkos och dess övre del samt hela takorten ligger i mosten. Denna bergartsföljd skärs helt tvärt av en förkastning vid sektion 5+320, där tunneln helt plötsligt kommer in i en finkornig violett metavulkanit tillhörande Sjöfallsserien.

Huvudorsaken till dessa plötsliga ändringar i berggrunden inom och mellan tunnlarna är förekomsten av många förkastningar i området. Förkastningarna förflyttar Torneträskformationens botten sammanlagt mer än hundra meter i vertikal led, och de enskilda förkastningarna varierar från en till trettiofem meter. Tillsammans utgör de en gravsänka där de topografiska skillnaderna har utjämnats, möjligen av överskjutningen.

Förkastningarna visar sig dels som böjd lagring i mostenen, dels som sprick- och krosszoner. De flesta av dessa är läkta med finkornigt (eventuellt glasigt) material. Flera av sprickorna uppvisar dock harneskytor och andra är fyllda med krossat material eller lera, som visar att några av förkastningarna har varit aktiva vid flera tillfällen.

3 Bergspänningsmätningar

Sextiosex mätningar av bergspänningar har utförts i tunnel 2, med den tvådimensionella "doorstopper"-metoden. Mätningarna och resultatet av dem har publicerats i Hiltscher (1969, 1972) och Hiltscher & Ingevald (1971). I tunnel 3 har det utförts sextioåtta mätningar av bergspänningar med hjälp av den tredimensionella friborrningsmetoden, där den av Vattenfall utvecklade Hiltschersonden har använts (Hiltscher et al. 1979; Hallbjörn 1986). Resultaten redovisas i Martna & Hansen (1986a, 1986c). Figur 2 visar den största huvudspänningens magnitud längs tunnlarna och mätresultaten från sektion 4+900 - 6+200 redovisas mera detaljerat i figur 3.



Figur 2 Största huvudspänningen längs tilloppstunnel 2 och 3. "V" står för vertikalspänning, övriga är horisontalspänningar.

The highest principal rock stresses along the headrace tunnels 2 and 3. "V" indicates nearly vertical stress, all other stresses are almost horizontal.

Större delen av mätningarna i tunnlarna har gjorts i sektion 4+900 - 5+900 på grund av smällbergseffekternas koncentration till detta område. Områdena med höga spänningar är således överrepresenterade. I områden med smällberg uppnår de närapå horisontella spänningarna en magnitud på 40-50 MPa. De vertikala spänningarna har i regel värden på omkring 10 MPa, vilket är vad som kan förväntas med hänsyn till bergtäckningen.

SMÄLLBERGSINTENSITET
4=Tunnelsalva
3=Pistolskott
2=Hammarslag
1=Skrivmaskin
0=Tystnad

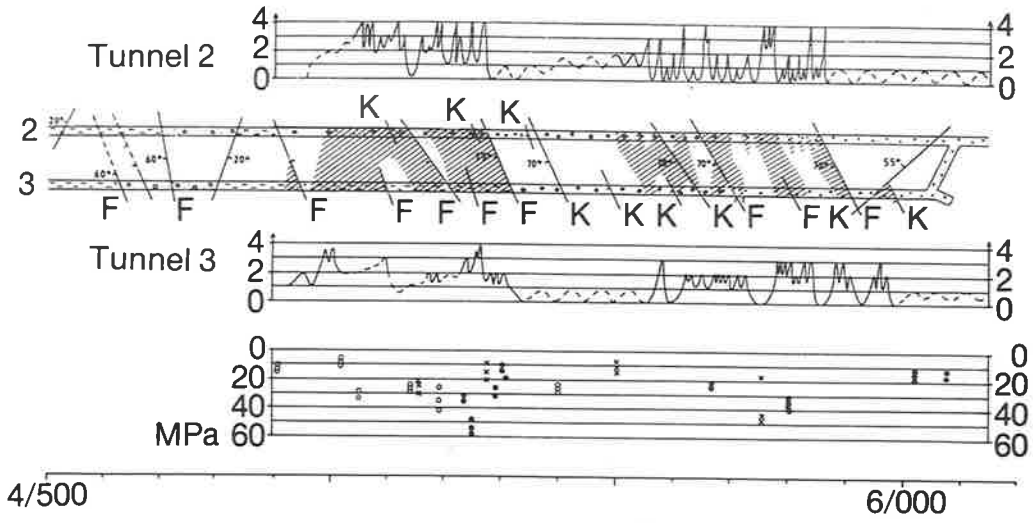
BERGSPÄNNINGSMÄTNINGAR
x=Gavel tunnel 2
o=Tak tunnel 2
●=Vägg tunnel 3

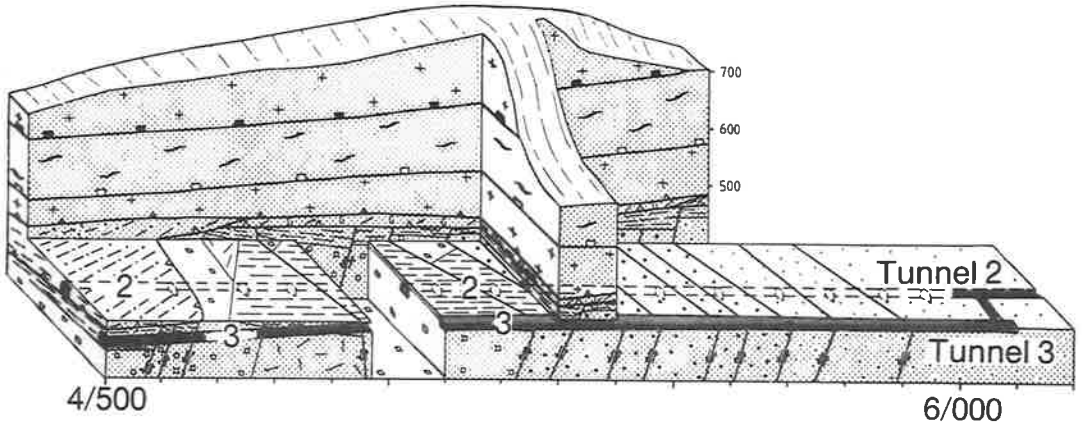
LEGEND

SKOLLBERGGRUND
Mellersta skollberggrunden
Mylonit, fyllit
Granit, gnejs

Undre skollberggrunden
Skiffer
Överskjutningar

AUTOKTON BERGGRUND
Torneträskformationen
Mosten
Urberg
Grönsten
''Arkosgnejs''
Metavulkaniter
Kvartsit
Förkastning





Figur 3

I regel ligger initialspänningarna kring tunneln på 10-20 MPa. De är praktiskt taget enaxiella (någon gång tvåaxiella), nära vinkelräta mot tunnelaxeln och stupar svagt (10-20°) mot syd-sydväst. Det finns dock ett nämnvärt undantag. I det överskjutna berget kring sektion 1+800 är den största initialspänningen nära vertikal och uppnår en magnitud på omkring 70 MPa mot det förväntade värdet 10 MPa.

Det finns också områden i tunnlarna där bergspänningarna är mindre än 10 MPa, och krossat berg verkar vara mer eller mindre spänningslöst.

4 Bergspänningarnas effekter

I områden med höga bergspänningar, i huvudsak mellan 4+000 och 6+000, förekom under drivningen av tunnel 3 smällberg med bergutfall, tunnelinstabilitet samt olika ljudfenomen. Figur 1 visar dessa fenomens förekomst i tunneln. Det mest intensiva smällberget uppträdde i sektionerna 4+950 - 5+270 och 5+700 - 5 +950. Sådana effekter uppträdde nästan aldrig i uppströmsdelens skiffer, fyllit, gnejs, mylonit och granit. Ett undantag var en sträcka kring 1+800 - 2+100, där bergarten (kvartsmylonit) är mycket spröd och smärre bergutfall var vanliga under tunneldrivningen, troligen på grund av höga vertikala bergspänningar.

Smällberg och liknande fenomen har beskrivits från drivningen av tunnel 2 (Martna 1970, 1971, 1972). Smällberget uppträdde ofta tillsammans med bergutfall som orsakade kyrkor men lyckligtvis inga allvarliga personskador. Utfallen ackompanjerades ofta av ljudeffekter av olika styrka. En tämligen subjektiv klassifikation infördes för att indela ljudstyrkan sådan den uppfattades av en observatör i tunneln. Nivå 0 representerar tystnad, 1 motsvarar skrivmaskinsknatter, 2 hammarslag mot berg, 3 gevärsskott och slutligen motsvarar nivå 4 ljudnivån av en tunnelsalva, ofta följd av kraftiga vibrationer. Denna klassifikation användes också under karteringen av tunnel 3, och dagliga observationer rapporterades från områden med höga bergspänningar i båda tunnlarna.

Smällbergseffekterna avtog tidsmässigt ganska snabbt, inom ungefär en vecka efter det en tunnelsalva hade skjutits. Vid fortsatt framdrift av takorten följde således efter gaveln en sträcka smällberg med varierande och avtagande styrka, motsvarande uttaget under denna tid. Vid uttagning av pallen uppstod ånyo smällberg på samma ställen som vid takortsdrivning. Det visade sig lämpligt att med tanke på kommande påfrestningar extraförstärka smällbergsområden före nästa uttag.

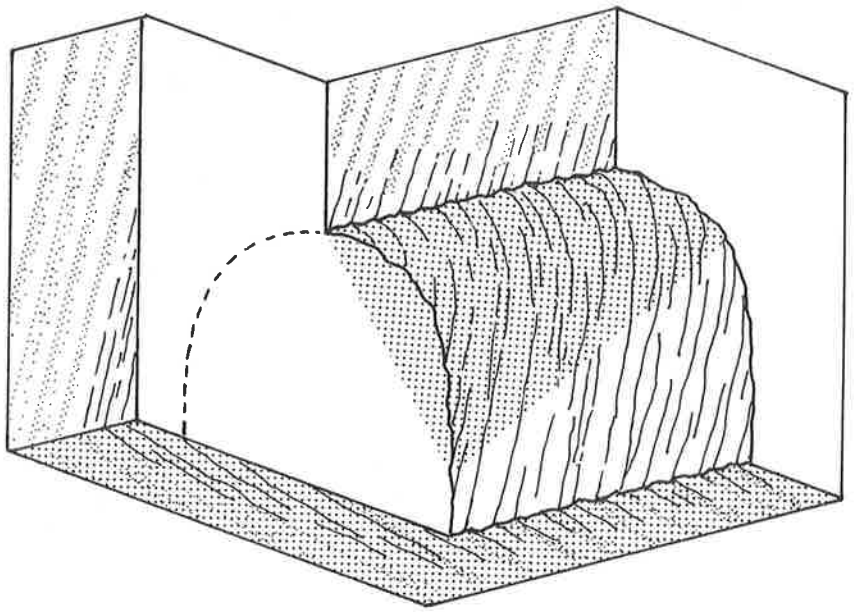
Det fanns tre väl avgränsade zoner med höga bergspänningar i tunnel 2, samtliga i Sjöfallsseriens hårda, spröda bergarter i sektion 4+950 - 5+275, 5+500 - 5+865 och 6+350 - 6+400. I var och en av dessa zoner varierade de observerade spänningseffekterna såväl som de uppmätta bergspänningarna avsevärt. De började dock alla i uppströmsdelen (i väster), ökade i styrka och tog sedan plötsligt slut i hängsidan av en förkastning (Martna 1971).

I tunnel 3 förekom smällberg i sektioner motsvarande de två första zonerna i tunnel 2 (tunnel 3 slutar vid sektion 6+065). Utom i dessa zoner finns det bara ett fåtal observationer av bergspänningseffekter, såsom ljudeffekter och instabilitet exempelvis på sträckan 4+000 - 4+500. Detta gäller såväl Sjöfallsserien som de överskjutna bergarterna, där dessa fenomen var så gott som obefintliga på grund av låga bergspänningar. Där sådana fenomen undantagsvis förekom, fanns det också högre

spänningar. Detta var till exempel fallet vid sektion 1+800 i tunnel 3, där mycket höga spänningar (70 MPa) mättes i en kvartsmylonit.

Trots att minst lika höga spänningar kunde mätas i tunnel 3 som i tunnel 2, var deras effekter där av lägre intensitet än i tunnel 2. Dock förekom en del utfall av berg och sprutbetong, vanligen i samband med pallsprängning i sektioner där smällberget hade varit som kraftigast vid drivningen av takorten. Endast i ett fall (vid sektion 5+260) har ljudnivå 4 tangerats, fast utan vibrationer. Annars har nivå 2 och 3 i tunnel 3 i stort motsvarat nivå 3 respektive 4 i tunnel 2. Bergutfallen har ofta resulterat i "kyrkor".

I Vietas finns det flera olika typer av utfall där spänningarna har påverkat tunnelns form. Martna (1972) beskriver från utsprängning av tunnel 2 hur pallens vänstra vägg på vissa sträckor fick 2-3 m djupa och ca 30 m långa bukter, sannolikt på grund av att spänningskoncentrationen i pallens nedre vänstra hörn överskred bergartens hållfasthet.



Figur 4 Smällberg i Sjöfallskvartsit. De branta tensionssprickorna, som följer kvartsitens kantställda lagringsplan, uppstår genom att gaveln skivas av de höga bergspänningarna.

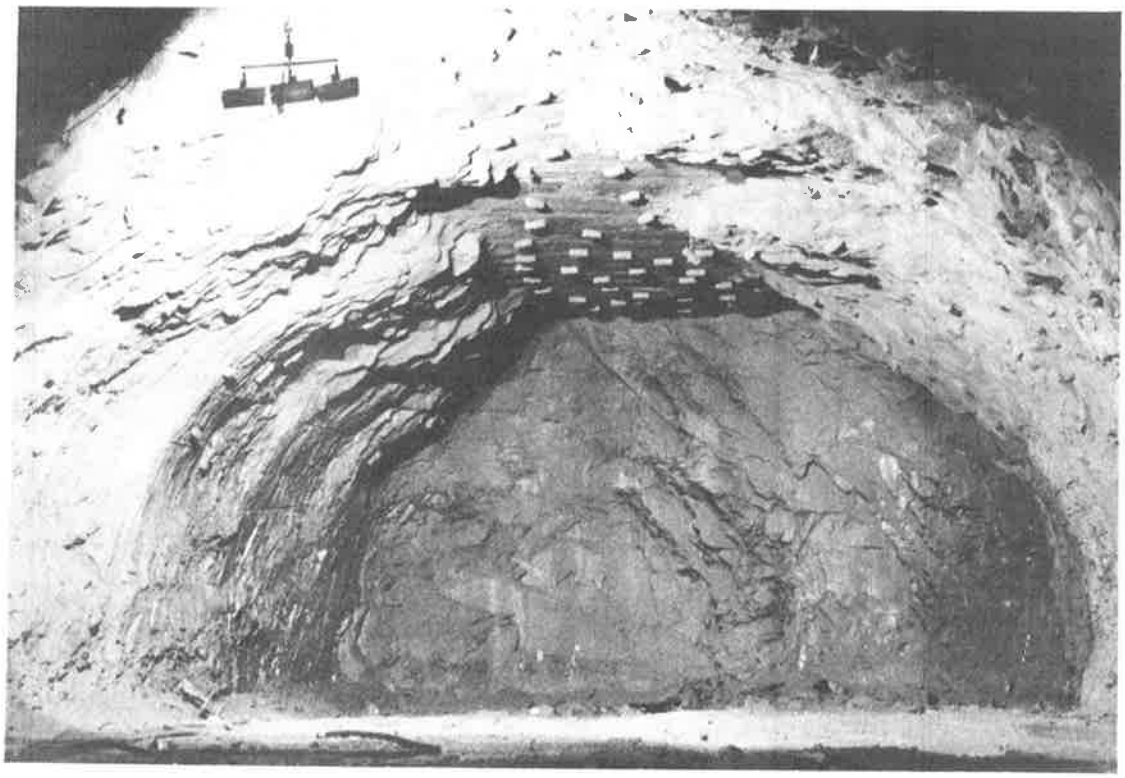
Steeply dipping, excavation induced, tensile fractures caused by high rock stresses. The orientation of the fractures is directed by the steeply dipping bedding of the Sjöfall Quartzite.

Uppsprickning av tunnelgavel och närliggande berg i samband med utsprängning har varit vanlig både i siltsten och i Sjöfallskvartsit. Uppsprickningen förekom parallellt med gaveln och kunde orsaka smällberg eller gavelns avflagning men i övrigt föga utfall. I Sjöfallskvartsiten

orsakas denna uppsprickning av bergartens ursprungliga sedimentära lagring, som nu står med en brant stupning mot väst (uppströms). Skiktytorna är klart synliga men bildar normalt inga sprickor i intakt berg (figur 4). I siltstenen orsakas uppsprickningen av en tektoniskt betingad sprickanvisningsriktning, som har en brant stupning mot öst (nedströms). De båda största huvudspänningarna ligger i ett plan som i stort sett sammanfaller med dessa sprickriktningar.

Vid utfall från taket kan det vara svårt att skilja mellan sådana på grund av enbart gravitation, sådana på grund av horisontella tryckspänningar och sådana på grund av dragspänningar, som är orsakade av vertikala tryckspänningar. I Vietas finns det exempel på dem alla.

I den kambriska siltstenen är två sprickriktningar vanliga i tunneln. Den ena är den ovan nämnda nästan vertikala riktningen parallellt med tunnelgaveln. Den andra är horisontella sprickor längs bergartens lagring. Kärnborrningarna visar att dessa sprickor är vanliga i bergarten, men för det mesta läkta med kvarts, kalcit och klorit. Dessa latenta sprickor har öppnat sig under utsprängningen av tunneln och orsakat plana utfall i tunneltaket (figur 5). Det plana taket förekommer inte överallt i siltstenen och det finns troligen ett samband med bergtryckets växlingar.



Figur 5 Smällberg i horisontellt lagrad siltsten. Branta tensionssprickor, utlösta av tunnelsprängningen och orsakade av höga bergspänningar, syns i gaveln och på väggen till vänster. Lagringen utgör svaghetsplan från vilka berget lätt knäpper loss, varvid taket blir plant.

Steep, excavation induced, tensile fractures caused by high rock stresses can be seen in the tunnel face and in the wall to the left in the photograph. The horizontal roof has been caused by the latent bedding planes of the siltstone, re-opened during excavation by high horizontal stress.

Plana tak har också förekommit i de överskjutna bergarterna i tunnlarnas uppströmsdelar, på grund av planskiffrighet och överskjutningsplan. Åtminstone i ett fall, omkring längdmätning 2+100, är det väsentligt för takets mindre goda stabilitet att det förutom flacka överskjutningsplan även förekommer längsgående vertikala sprickor som har öppnats på grund av dragspänningar, uppkomna genom höga vertikala bergtryck (figur 6).



Figur 6 Överskjutning inom skiffrig mylonit och tensionssprickor orsakade av höga vertikalspänningar ger tillsammans upphov till blankslag i taket.

A thrust plane and tensile fractures, caused by high vertical stresses, give rise to overbreaks resulting in a horizontal roof.

En annan typ av utfall, ävenledes från tunnel 2, beskrivs av Hiltscher et al. (1979). Här hade tunnelns tak blivit spetsig (med "takåsen" i tunnelns längdriktning) på grund av att trekantiga fastbultade block skjuvades ut. Blocken, som var bultade för mer än vad som motsvarade deras vikt, skjuvades ut vid pallsprängning längs två med tunneln parallella sprickor.

5 Förstärkningar

Olika förstärkningsmetoder har använts i smällbergsområdena i tunnlarna 2 och 3. I tunnel 2 utfördes indrift-förstärkningen med 4 m långa expanderbultar och Gunnebo-nät. Försök med 5 cm tjock oarmerad sprutbetong slog inte väl ut. I flera fall lossnade kvadratmeterstora plattor av sprutbetong tillsammans med en del berg. Som permanent

förstärkning användes 4 m långa icke förspända ingjutna kamstål, Ø 25 mm, i system 2 x 2 m.

I tunnel 3 utfördes indrift-förstärkningar av 4 m långa expanderbultar, kombinerad med 5 cm stålfiberarmerad sprutbetong. För permanent förstärkning kompletterades bultarna i vissa fall med 4 m långa ingjutna icke förspända kamstål, Ø 25 mm, i system 3 x 3 m. Sprutbetongen har inte alltid hållit utan har i några fall (troligen vid speciellt höga spänningar) lossnat och har då kompletterats med Gunnebo-nät (figur 7).



Figur 7 "Kyrka" i anfanget orsakad av tre sprickgrupper. I Sjöfallskvartsiten är bergspänningarna höga och smällberg förekommer varför berget har nätats.

One gently and two steeply dipping sets of joints determine the shape of an overbreak in a zone with high rock stress. The rock has been supported by wire-mesh.

Den permanenta förstärkningen i tunnel 2 bygger således väsentligen på bultar och den i tunnel 3 på fiberarmerad sprutbetong. Som temporär säkring förefaller Gunnebo-nät vara säkrare än sprutbetong, i varje fall vid högre bergspänningar.

6 Diskussion

De inducerade kantspänningarna är de största spänningarna i det spänningsfältet som omger en öppning. Kantspänningarnas storlek är beroende av öppningens bredd:höjdförhållande och kantens krökning. Inducerade tryckkantspänningar ökar medan omfattningen av inducerade dragspänningar minskar med minskad krökningsradie. Den jämnaste spän-

ningsfördelningen runt en öppning får man genom att lägga öppningens långa axel parallellt med den högsta huvudspänningens riktning.

Det finns dock ytterligare förhållanden som är av väsentlig betydelse för tunnlars stabilitet; en av dessa är hur snart inne i berget kantspänningarna upphör att verka. Kantspänningarnas avtagande är i princip beroende av tunnelomkretsens krökning och är snabbare för en liten krökningsradie än för en stor. En eventuell uppkrossning av berget sträcker sig teoretiskt således längre in i berget vid en större krökningsradie än en mindre. När spänningarna blir så stora att berget krossas, strävar tunnelformen mot en mindre krökningsradie, mera så vid de högsta kantspänningarna. Tunneln strävar under sådana förhållanden således mot en ellipsform som ligger vinkelrät mot den förut beskrivna riktningen dvs en form som har den korta axeln parallell med den största spänningen (Fairhurst & Daemen, 1980).

Om emellertid spänningsförhållandena är sådana att dragspänningar induceras i tunneltaket blir det flacka taket instabilt och slutresultatet torde i ett sådant fall teoretiskt sett bli en avrundad triangelformad tunnel, ungefär som de tunnlar man en gång i tiden erhöll vid tillmakning.

Vad som händer i verkligheten beror dock, förutom på spänningarnas storlek och riktning, mest på bergmassans beskaffenhet och bergets struktur i relation till tunneln och dess riktning; de inducerade sprickorna har en tendens att, om möjligt, följa befintliga svagheter och sprickanvisningar. Det lokala sprickmönstret har en väsentlig betydelse för utfallens form och storlek.

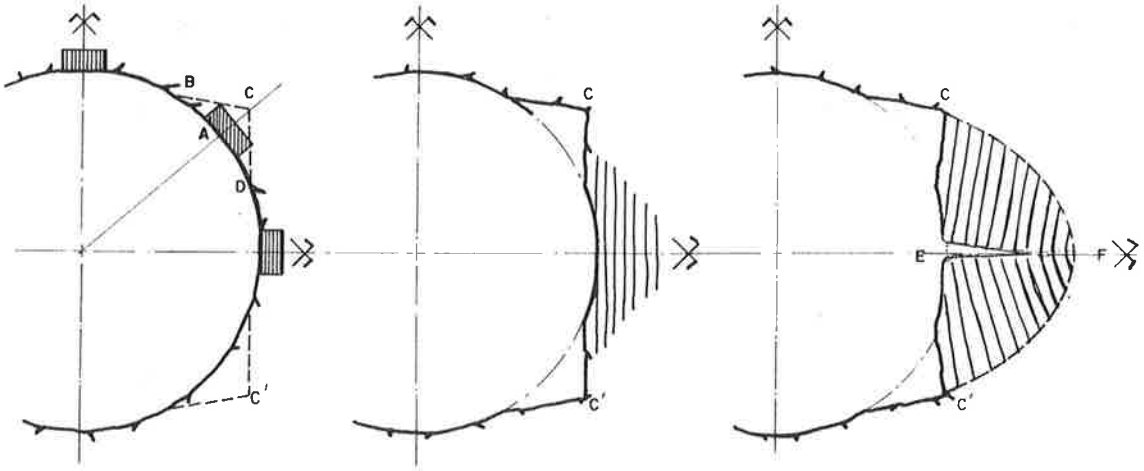
I litteraturen finns bara ett fåtal beskrivningar av spänningsskador på tunnlar, där även bergets struktur i förhållande till tunneln och spänningarna har beskrivits. Ett exempel är Duffaut's (1980) beskrivning av hur en cirkulär kraftverkstunnel blev elliptisk på grund av kombinationen av vertikal skiffrighet längs med tunneln och höga spänningar. Det är intressant att notera att tunneln först blev fyrkantig och sedan elliptisk (figur 8).

I Vietastunnlarna har utfallen på grund av spänningarna för det mesta varit måttliga. Sambandet mellan utfallen och spricksystemen har oftast varit tydliga.

Påfrestningarna på expanderbultarna har varit mycket olika från fall till fall, vilket har kunnat följas genom deformationen av de insatta träklossarna mellan berg och bricka och även av brickorna.

Tidsmässigt fanns det ett tydligt samband med pågående sprängningar. Smällberget upphörde ganska snart efter det man hade slutat spränga och började igen vid återupptagning av sprängningarna.

Som framgår av kapitel 5 är smällbergområdena ganska lätt permanentförstärkta. Detta baseras på den erfarenhetsmässiga uppfattningen att smällberg är ett övergående fenomen i samband med utsprängningen. När spänningarna intill tunneln väl har omlagrats och utfallen skett blir stabiliteten god bl a på grund av den gynnsamma allmänna spänningsriktningen.



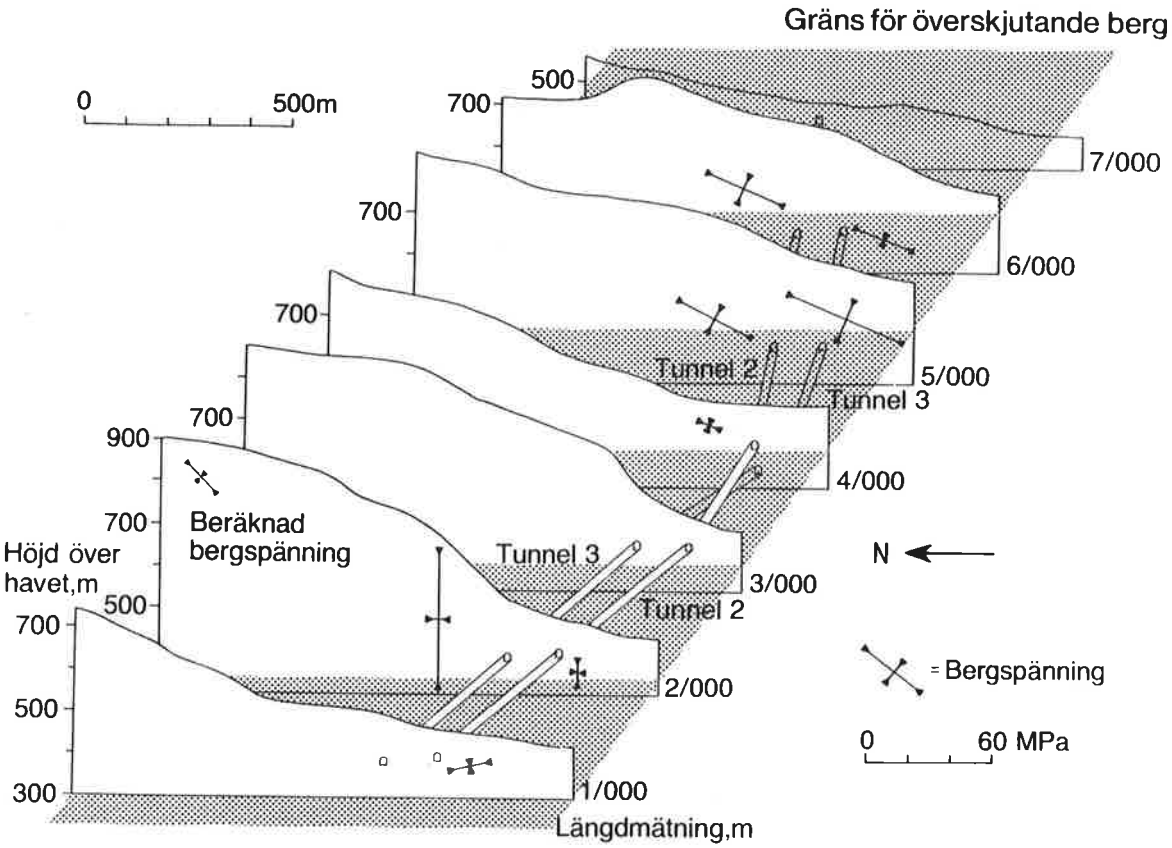
Figur 8 Utvecklingen av en tunneltvärsektion från cirkulär, över fyrkantig till elliptisk i skiffrigt berg med höga bergspänningar (Duffaut 1980).

Evolution of a tunnel cross-section, first from circular to quadrangular, and then to elliptical shape in cleaved rock with high rock stresses (Duffaut 1980).

Topografin i tunnelområdet framgår av figur 9. Det teoretiska bergtrycket orsakat av Nieras' massa och dess sluttningar har beräknats med hjälp av Finita Element Metoden (ej publicerat). Detta teoretiska bergtryck stupar ca 55 grader åt syd och överstiger inte 10 MPa. Denna nivå stämmer väl överens med de uppmätta spänningarna på ställen där inga smällbergseffekter förekom i tunnlarna, men ligger långt ifrån spänningsnivåerna på sådana ställen där smällberg varit vanligt.

Som nämnts skiljer sig de två tunnlarna med avseende på bergspänningseffekternas intensitet trots att de uppmätta spänningarna är lika. Då det gäller sektion 4+900 - 5+270 kan detta bero på att tunnlarna ligger i olika bergarter. Tunnel 2 ligger i metaarkos, där det mest elakartade smällberget uppträdde och motsvarande sträcka av tunnel 3 planerades efter kärnborrningar (Moberg 1986) att ligga huvudsakligen i den mindre spröda mostenen för att minska effekterna av de höga bergspänningarna. Å andra sidan är detta inte fallet i den andra smällbergszonen (5+700 - 5+950) där bergutfall var avsevärt vanligare i tunnel 2 än i tunnel 3. I denna zon ligger båda tunnlarna i Sjöfallsseriens röda kvartsiter med lager av metavulkaniter, med samma struktur och lika höga bergspänningar.

Denna jämförelse mellan tunnlarna antyder att spänningseffekternas intensitet delvis beror på skillnaden mellan bergarternas sprödhet och eventuellt också på den lilla skillnaden i bergtäckning mellan tunnlarna. Den mera spröda metaarkosen leder till mera spektakulära effekter än mostenen. Det är också möjligt att skillnaden mellan bergartsstruktur spelar en roll. Metaarkosens lagring är nära parallell med förkastningarna, medan mostenens lager ligger horisontellt, vilket leder till en annan typ av bergutfall (Martna & Hansen 1986b). I tunnel 3, sektion 4+000 - 4+500 har det förekommit smällberg, vilket saknas i motsvarande sträcka av tunnel 2. Orsaken till detta tycks vara att tunnel 3 i denna sektion ligger i det icke överskjutna berget, medan tunnel 2 ligger i överskjuten skiffer, där spänningarna är lägre, troligen på grund av att förkastningarna inte går genom gränsen mellan överskjutet och icke överskjutet berg.



Figur 9 Nord-sydliga sektioner tvärs över tilloppstunnlarna 2 och 3 visande en sammanställning av bergspänningsmätningar.

North-south sections across headrace tunnel tunnels 2 and 3 with a compilation of the rock stress measurements of the nearby chainages.

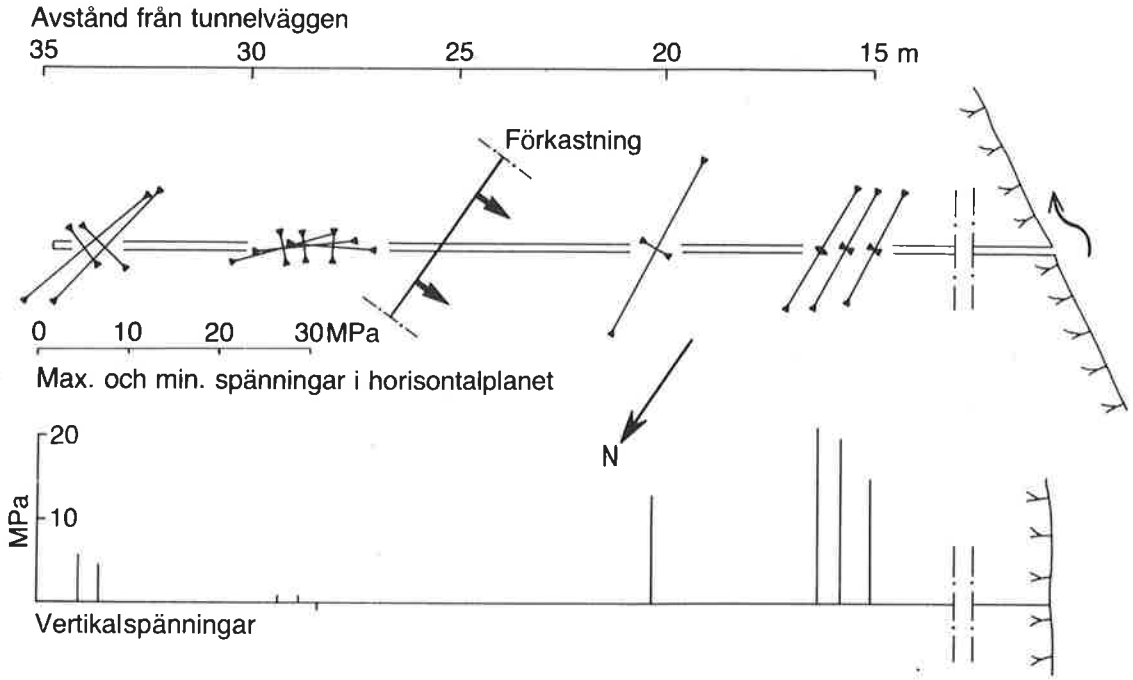
De svaga bergmassor som har uppträtt i tunneln verkar vara spänningslösa. Det finns inga observationer av bergspänningseffekter såsom sammanpressning av tunneln eller omotiverade bergsläppor som kunde hänföras till höga bergspänningar. Detta är en tydlig skillnad gentemot förhållanden i unga bergskedjor, såsom Himalayas eller Alperna.

De höga spänningarna i Vietastunnlarna uppträder huvudsakligen i vissa delar av de icke överskjutna bergarterna under bergskedjan. Detta gäller särskilt de sydligt stupande, närapå horisontella enaxliga spänningarna. Dessa spänningar förekommer tillsammans med förkastningar som ej ser ut att skära det överskjutna berget (figur 1).

Fördelningen av bergspänningseffekternas intensitet varierar mycket och har dokumenterats genom spänningsmätningar och dagliga observationer av smällbergseffekter. Överensstämmelsen mellan de två tunnlarna beträffande fördelningen av spänningseffekter såväl som bergarter och förkastningar är god och en sammanställning har gjorts. Det skuggade området i och mellan tunnlarna i figur 3 visar utbredningen av bergspänningseffekter med en intensitet motsvarande nivå 2 eller högre. Figuren visar också hur spänningseffekterna ofta avtar eller försvinner plötsligt i liggsidan av förkastningarna.

De högsta bergspänningarna i tunnel 3's nedströmsdel (50 MPa) mättes vid sektion 5+260 - 5+270, ca 50 m uppströms en förkastning. Spänningsmätningar utfördes också på båda sidor om denna förkastning. Resultatet visas i figur 10. Figuren visar att det största spänningsplanet stryker

parallellt med förkastningen och att spänningens horisontella komposant är tämligen hög (30 MPa) på hängsidan. Så snart som förkastningen har passerats, försvinner den vertikala spänningen och horisontalspänningen minskar till omkring 10 MPa och byter riktning till omkring ENE-WSW. Därefter ökar spänningarna gradvis medan de återgår till den ursprungliga nord-sydliga riktningen.



Figur 10 Bergspänningar kring en av förkastningarna i tunnel 3. Pilarna på förkastningen pekar mot det nedförkastade bergblocket. Märk skillnaden i såväl magnitud som riktning mellan ligg- och hängsida.

Rock stresses around one of the faults in tunnel 3. Arrows on fault indicate downthrow direction. Note the difference in stress direction and level between the hanging and foot wall of the fault.

Som nämnts i kapitel 2 utgör förkastningarna tillsammans en gravsänka. De snabba förändringarna i spänningarnas magnitud och riktning nära förkastningarna och det krossade, ej hopläkta materialet i flera av förkastningarna visar att de krafter som orsakat förkastningarna fortfarande kan vara aktiva. Det kan nämnas att den nuvarande landhöjningsgradienten i Nordsverige är brantare än annars i östra delen av fjällkedjan (Pettersson 1969; Mörner 1981). Möjligen kan det finnas ett samband mellan landhöjningen och de i Vietastunnlarna uppträdande bergspänningarna.

SUMMARY

Tunnelling in complex bedrock - experience from Vietas

2. Overbreaks, rock stresses and tunnel stability

The headrace tunnels 2 and 3 at the Vietas hydro power station, Lappland, Sweden penetrate the middle and lower nappes of the Swedish Caledonides, sedimentary Cambrian rocks as well as the Precambrian basement. The latter rocks are cut by several faults. In the tunnels 134 rock stress measurements were carried out. In the downstream part of the tunnel, rock bursting and high horizontal stresses perpendicular to the tunnel have been common. Owing to the large number of measurements, observation of rock bursting and a detailed geological mapping, a fair picture of the stress levels in and between the tunnels has been obtained.

Most of the high stresses occur within in the downstream parts of the tunnels, and the geology of these parts is shown in Figure 1, which shows the tunnel passages through the complex rocks in section 4+500 - 6+200. Several faults occur in the area. The faults displace the Basal Conglomerate more than one hundred metres, forming a graben structure. However, they do not seem to influence the Allochthon (Martna & Hansen 1986b). The faults appear as drag structures in the siltstone beds or as zones of fractured and crushed rock and some of the faults have been re-activated.

Sixty-six rock stress measurements have been carried out in tunnel 2, using the two-dimensional "doorstopper"-method, and in tunnel 3 sixty-eight measurements were carried out by the three-dimensional overcoring method. In the areas where rock bursting occurred, the approximately horizontal stresses attained a value of 40-50 MPa. The vertical stresses had more or less the value expected from the thickness of the overburden, generally less than 10 MPa.

In general the measured initial rock stress around the tunnel had a magnitude of 10-20 MPa, was almost horizontal and perpendicular to the tunnel axis. There is one notable exception. In the overthrusted rocks at section 1+800, the initial stress was almost vertical and reached a magnitude of about 70 MPa whilst the expected value should be less than 10 MPa. There were also sections in the tunnel where the rock stress was considerably lower than 10 MPa, and crushed rocks seemed to be more or less de-stressed.

Within sections with high rock stresses, rock instability and a variety of sound phenomena occurred. The most intensive rock bursting occurred in the Precambrian Sjöfall rocks and in a Cambrian siltstone. Such manifestations of stress were practically absent in the slates, phyllites, gneisses and mylonites in the upstream part of the tunnel. An exception was a stretch around 2+100, where the rock (a quartz mylonite) was extremely brittle and minor rock falls were common during the excavation, possibly due to vertical stress.

Rock bursting was also common in Headrace Tunnel 2. It was often accompanied by sound effects of variable intensity. A rather subjective classification has been made up for the noise, as perceived by an observer in the tunnel. Level 0 represents no sound effects, 1 corresponds to the sound of a typewriter, 2 to a hammer blow on rock, 3 to a gunshot and finally, at level 4 the noise is comparable with shooting a

round, and has often been accompanied by shaking of the tunnel (Martna 1970). This classification has also been used during the mapping of tunnel 3. The stress related phenomena were practically absent in the allochthonous rocks because there the stresses were low. When, as an exception, such phenomena occurred, higher stresses were also present.

The theoretical rock pressure due to the load of the rock mass of Mt. Nieras and its slopes has been calculated using FEM (unpublished). This theoretical stress does not exceed 10 MPa. It is consistent with the measured stresses in those parts of the tunnels with no stress manifestations, but far from the measured ones where rock bursting and other stress effects were common. The weak rock masses encountered in the tunnels seem to be de-stressed.

The high stresses in the Vietas tunnels occur essentially in certain parts of the autochthonous bedrock beneath the mountain chain. This is especially true concerning the north-to-south striking and gently southwards plunging, almost unaxial stresses. These stresses occur in connection with faults which, as earlier mentioned, probably do not pass into the allochthon. The distribution of the intensity of the stresses is highly variable. Correspondence between the two tunnels regarding the distribution of stress manifestations as well as lithology and faults is quite good and has been correlated. The shadowed area in and between the tunnels in Figure 3 indicates the distribution of stress manifestation intensities of level 2 or more. This figure also shows how the stress manifestation zones often decrease or disappear abruptly in the footwalls of the faults.

Stress measurements were also carried out on both sides of a fault. The stress plane strikes parallel to the fault and the stresses are rather high (25 MPa) in the hanging wall. As soon as the fault has been passed, the vertical stress disappears and the horizontal stress decreases to about 10 MPa and changes direction (into ENE-WSW). Thereafter they gradually increase while they revert to the north-south direction.

The faults form a graben structure. The rapid changes of stress levels and directions near the faults and the crushed, unhealed material in several of them indicate that the fault zone may still be active. It may be noted that the gradient of the present-day uplift is very steep in the northern part of the Swedish Caledonides (Pettersson 1969, Mörner 1981). It is suggested that there exists a correlation between the uplift and the rock stresses met with in the fault zone in the Vietas tunnels.

Referenser

Duffaut, P., 1980. De la géologie à la mécanique des roches dans le tunnel hydroélectrique Lanoux-L'Hospitalet (France, Pyrénées-Orientales). Hommage à Lèon Calembert. Editions Georges Thone. Liége.

Fairhurst, C. & Daemen, J.J.K., 1980. Practical inferences from research on the design of tunnel supports. Underground Space, vol. 4:5, 297-311.

Hallbjörn, L., 1986. Rock stress measurements performed by the Swedish State Power Board. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 197-205. Stockholm.

Hansen, L. & Martna, J., 1987. Tunneldrivning i komplex berggrund - erfarenheter från Vietas. 1. Bergets struktur, tunnelns form och förstärkningsbehovet. Bergmekanikdagen 1987. Stockholm. (I tryck.)

Hiltscher, R., 1969. Bergtryck och spänningsfördelning omkring tilloppstunneln Suorva-Vietas. Bergmekaniskt diskussionsmöte, IVA-rapport nr 18, 229-34. Stockholm

Hiltscher, R., 1972. Anwendung der Gebirgsspannungsmessung bei der Schwedischen Staatlichen Kraftwerksverwaltung. Int. Symp. Untertagbau, 555-560. Luzern.

Hiltscher, R & Ingevald, K., 1971. Bergmekaniska undersökningar beträffande smällbergszonens inverkan vid pallsprängning i tilloppstunneln Suorva-Vietas. Bergmekaniskt diskussionsmöte, IVA-rapport nr 38, 153-164. Stockholm.

Hiltscher, R., Martna, J. & Strindell, L., 1979. The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings. Proc. 4. Int. Congr. Rock Mechanics, vol 2, 227-234. Montreux.

Martna, J., 1970. Rock bursting in the Suorva-Vietas headrace tunnel. First International Congress of the International Association of Engineering Geology, 1134-1139. Paris.

Martna, J., 1971. Geologiska synpunkter på smällberget i Suorva-Vietastunneln (English summary: Geological aspects on rock bursting in the Suorva-Vietas tunnel). Bergmekaniskt diskussionsmöte, IVA-rapport nr 38, 141-151, Stockholm.

Martna, J., 1972. Selective overbreak in the Suorva-Vietas tunnel caused by rock pressure. Int. Symposium on Underground Openings, 141-145. Luzern.

Martna, J. & Hansen, L., 1986a. Vietas kraftstation, tilloppstunnel 3. Dokumentation av geologiska förhållanden och tunnelns drivning. 1-238. Statens Vattenfallsverk, Stockholm.

Martna, J. & Hansen, L., 1986b. Vietas hydroelectric power station, headrace tunnel 3. Documentation of geology and excavation. 1-55, appendices. Swedish State Power Board, Stockholm.

Martna, J. & Hansen, L., 1986c. Initial rock stresses around the Vietas headrace tunnels nos. 2 and 3, Sweden. Int. Symp. on Rock Stresses and Rock Stress Measurements, 605-613. Stockholm.

Moberg, M., 1986. Vietas Power Station, Headrace Tunnel 3, chainage 3+000 - 6+047. Core drilling and rock forecast (in: Martna & Hansen 1986b). Swedish State Power Board, Stockholm.

Mörner, N. A., 1981. Crustal movements and geodynamics in Fennoscandia. Tectonophysics 71, 241-251. Elsevier, Amsterdam.

Pettersson, L., 1969. Topografisk höjdbestämning: Precisionsavvägningar och nytt höjdsystem i Sverige. Teknisk Tidskrift vol. 99:19, 407-412. Stockholm.

ÅTGÄRDER FÖR UNDERHÅLL AV UTLOPPSTUNNEL VID JÄRPSTRÖMMENS KRAFTVERK

Maintenance of Tail Race Tunnel at Järpströmmen Water Power Plant

Rasa Benedik, TYRENS

1 INLEDNING

Underhåll av berganläggningar kommer av ekonomiska skäl med tiden att få växande betydelse. Underhållsproblematiken i samband med berganläggningars specifika karaktär och användningsområde belystes i rapporten"Underhåll av bergrum och tunnlar", BeFo 80:1/85.

Erfarenhetsmässigt kan man idag säga att underhållet bedrivs på tre olika sätt:

1. Regelbundet (frekvent persontrafik)
2. Tillfälligt
3. Obefintlig (ej åtkomliga bergutrymmen)

2 PROBLEMPRECISERING

Från kostnadssynpunkt är det orimligt att tömma en flera kilometer lång vattenfylld kraftverkstunnel för att enbart utföra en bergbesiktning.

Skador i utloppstunneln vid Järpströmmens kraftverk upptäcktes med dykare och var så omfattande att tunneltömning därmed aldrig ifrågasattes.

Järpströmmens kraftverk ägs idag av Stockholm Energi Produktion AB, (SEPAB) och har varit i drift sedan år 1944.

1984 tecknades en s k vattenkraftsförsäkring med försäkringsbolaget Skandia, som avser skadeersättning och även förluster pga driftavbrott.

TYRENS anlitades av SEPAB för bergteknisk bedömning och rådgivning i samband med skadeutredning.

I samband med uppföljning av reparations- och underhållsarbeten i utloppstunneln utfördes en fullständig dokumentation av skador, geologi och förstärkningar.

Analys av i tunneln observerade brottmekanismer var

utgångspunkten för bedömning av skadeförloppet.

Man har dessutom studerat i tunneln pågående nedbrytningsprocesser, bergmaterialets samt förstärkningens beskaffenhet och belastning med tidsmässig anknytning till 40-årig driftstid.

Flera undersökningar har utförts för att erhålla underlag för bedömning av om skadorna inträffade under tiden för försäkringens giltighet.

Pga pågående förhandlingar mellan Stockholm Energi-Produktion AB och Skandia redovisas ej resultaten av dessa undersökningar.

3 TUNNELDIMENSIONER

Via rubricerad tunnel (Fig 1) överförs vatten från Kallsjön till sjön Liten sedan vattnet passerat turbiner. Tunneln är 4,6 km lång och har en teoeretisk tvärsnittsarea på 105 m^2. Vattnets genomströmningshastighet är 2,0 m/s. Elproduktionen avbryts varje år under sommarmånaderna, varvid vattentrycket sjunker i tunneln och vattennivån sjunker under taknivån på ca 70% av den totala tunnellängden.

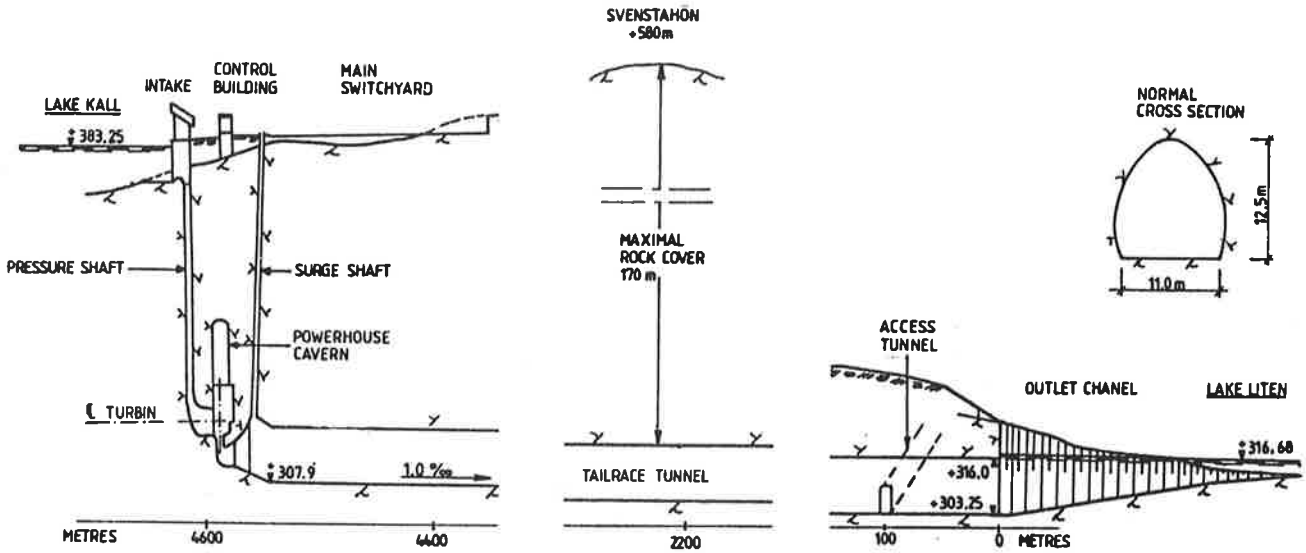
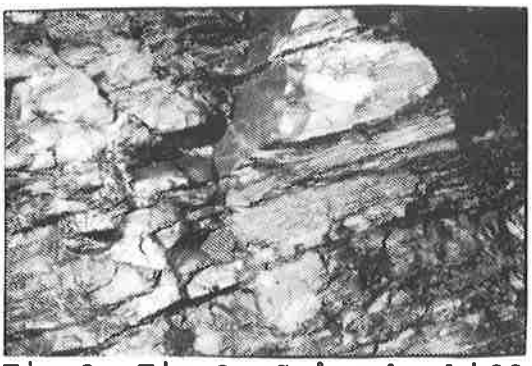


Fig 1 Järpströmmens kraftverk
Järpströmmen Water Power Plant

4 BERGRUNDSFÖRHÅLLANDEN

Berggrunden tillhör den undre jämtländska skollberggrunden (Olden skollan) bestående av kambrosiluriska bergformationer.



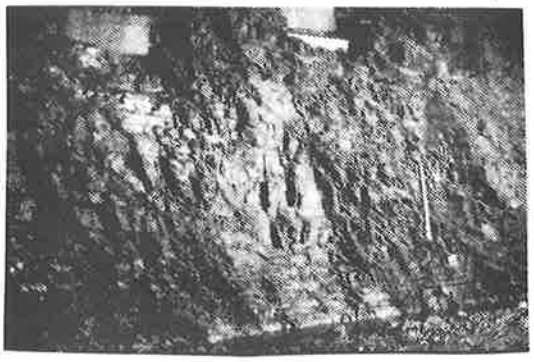


Fig 2, Fig 3 Gråvackeskiffer
Greywacke schist

Den dominerande bergarten längs tunneln utgörs av skivigt uppbyggd, nära horisontellt lagrad gråvackeskiffer (Fig 2 och 3) Föllingegråvacka. Brantstående, genomgående sprickor förekommer som enstaka sprickgrupper eller som sprickzoner. Dominerande sprickriktningar är nära parallella med (Fig 5) och nära vinkelräta mot tunnelriktningen (Fig 4).

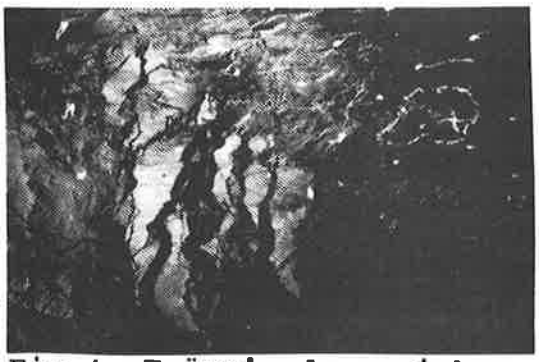


Fig 4 Tvärgående sprickor
Transverse joints

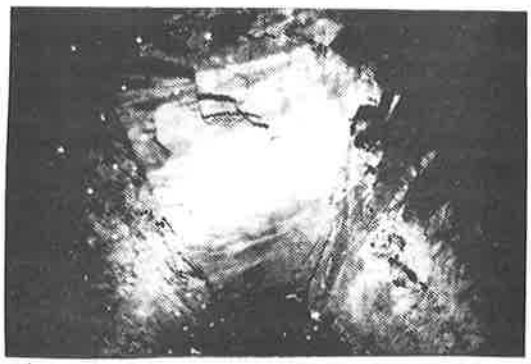


Fig 5 Längsgående sprickor
Longitudinal joints

5 DOKUMENTATION

Efter torrläggning har utloppstunneln dokumenterats genom fotografering, fotosektionering, kartering av från stabilitetssynpunkt viktiga geologiska strukturer, kartläggning av förstärkningar utförda på 1940-talet samt skadekartering.

6 FÖRSTÄRKNING FRÅN 40-TALET

Under 40-talet utfördes tunnelförstärkningar som stödjande konstruktioner i form av betongbågar och stenmurar för att motverka något som på den tiden kallades för bergtryck. Enstaka bågar i tvärgående sprickzoner (Fig 6) utgör ett mycket begränsat stöd för det skiviga berget.

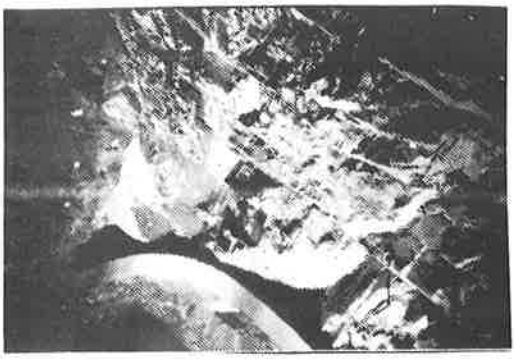


Fig 6 Betongbåge i tvärgående sprickzon

Concrete arches in transverse joint zone



Fig 7 Betongbågar i längsgående sprickzon

Concrete arches in longitudinal joint zone

Efter inträffat nedfall utmed längsgående sprickzoner byggdes på den tiden många tätt intill varandra stående bågar (Fig 7). Vissa stödjande konstruktioner har utformats på ett ovanligt sätt som t ex minibåge (Fig 8) eller korta betongbalkar och konsoler (Fig 9) i taket respektive vid anfangshöjd.



Fig 8 Minibåge
Minimum arch

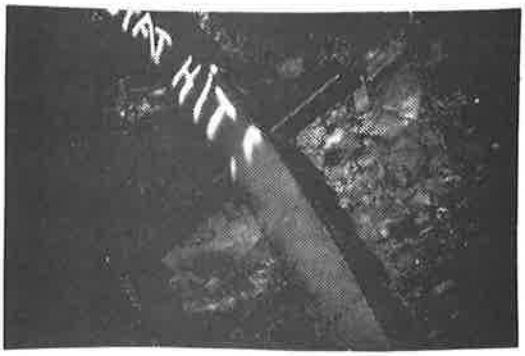


Fig 9 Betongbalk, konsol
Concrete beam, console

Onormalt utfall ur tunnelväggen har ersatts med murverk (Fig 10). Ett antal kilbult av rundjärn användes för bergförstärkning direkt under betongbågarna.



Fig 10 Plombering
Sealing

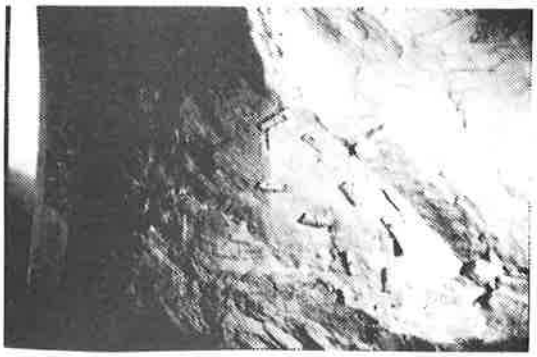


Fig 11 Bult med träbricka
Bolt with washer of wood

Man använde bultbrickor av stål, trä (Fig 11) eller betong. Dåliga bergpartier mellan bågarna fästes med hjälp av trävirke upphängt med korta, bockade kamjärn. Rester av trävirke fanns endast kvar på två ställen. Även betongkonstruktioner har skadats (Fig 12) och på vissa ställen spolats bort (Fig 13).

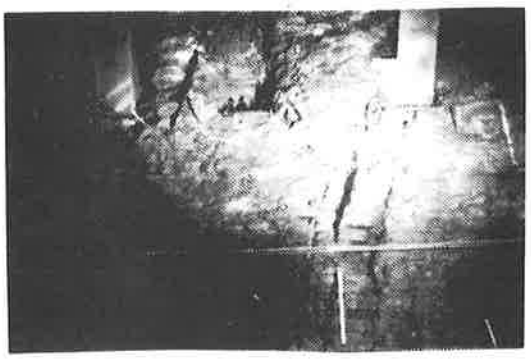


Fig 12 Bortspolat bågfäste
Footing flushed away



Fig 13 Eroderad båge
Eroded arch

Tunnelbyggare på 40-talet hade ingen aning om att deras mödosamt utförda byggnadsverk gav nästan betydelselösa förstärkningseffekter och dessutom verkade som hinder för vattenströmmen.

7 UNDERHÅLL

För att kunna utföra reparationsarbetena och underhållet i utloppstunneln var det nödvändigt att spränga en ny tillfartstunnel (längd ca 70 m, area 5 x 4 m) och upprätta körbar väg i tunneln. Reparations- och underhållsarbetena utfördes av JCC under sommarhalvåren 1985 och 1986.

7.1 Bergrensning

Skrotning av bergytor utfördes på en 4300 m lång tunnelsträcka. Efterskrotning av det skiviga tunneltaket var nödvändig innan bultsättning kunde utföras längs de tunnelsträckor där bergskivor med dålig sammanhållning mellan skivorna luckrats upp pga vibrationer orsakade av bultborrning.

Längs sträckor där överhängande risk för nedfall förelåg har skrotning ej utförts. Dessa bergytor sprutades med fiberarmerad sprutbetong innan borrning för systembultning påbörjades.

Ca 4.600 m^3 bergmassor togs loss vid bergskrotningen. Detta innebär 1,069 m^3 nedskrotat berg i genomsnitt per tunnelmeter eller ca 0,093 m^3 berg per m^2 berg-

rättades preliminära stabilitetsanalyser (Schmidt-Lambert stereodiagram) i syfte att informera arbetsledningen om risken för nedfall.

Inom det största rasområdet upprättades en mätsektion där tunnelns konvergens och bergrörelser kontrollerades med mätutrustning från Interfels (Stålbandextensometer, borrhålsextensometer).

Bergrörelser som var förhållandevis små i relation till den stora tunnelarean har efter utförd bergförstärkning avstannat.

9 BROTTMEKANISMER

Den totala mängden av nedfall i utloppstunneln inklusive ras var ca 2.500 fm^3 berg (0,58 m^3/tunnelmeter). Nedfall av typer från enstaka bergblock (Fig 16), som lossnat från tunneltaket till högar av inrasat berg, kunde konstateras vid skadekarteringen. Största raset omfattade ca 1.500 m^3 berg (Fig 17) på en 90 m lång tunnelsträcka.

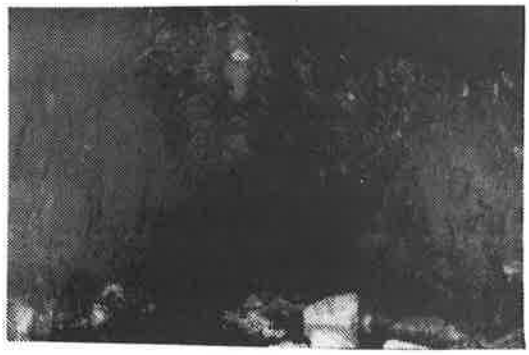


Fig 16 Nedfall
Rock down-falls

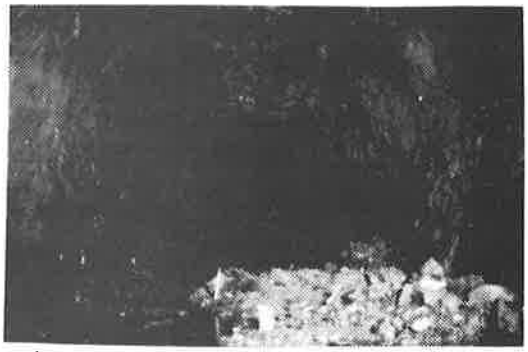


Fig 17 Tunnelras
Tunnel collapse

I ett annat rasområde bestående enbart av stora block (Fig 18) påträffades den största bergmonoliten (Fig 19) som lossnat från tunnelns anfang (12 x 5 x 4 = 240 fm^3).

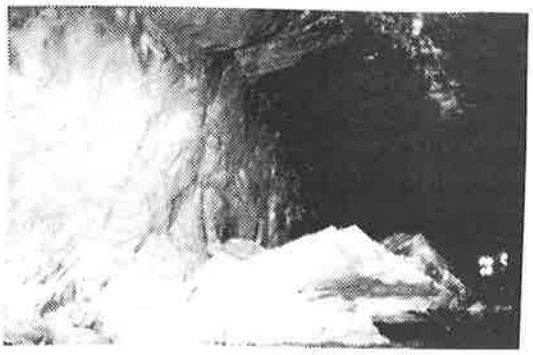


Fig 18 Blockras
Blocky slide-in

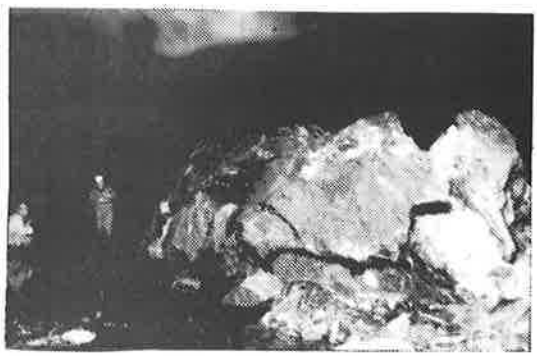


Fig 19 Block 12 x 5 x 4
Largest monolitic downfall

yta. Spolning med högtryckvatten utfördes för att avlägsna slam från bergytan innan betongsprutning utfördes.

7.2 Bergförstärkning

Bergförstärkning utfördes med ingjutna bergbultar Ks 40 ø25 (längder: 2,4 m; 3,2 m; 4,0 m; 6,0 m). I genomsnitt monterades 3,21 st per tunnelmeter. Bergytorna förstärktes dessutom med ca 4.300 m^3 sprutbetong. 900 m^3 av dessa tillsattes stålfibrer (75 kg/m^3).

7.3 Förankring av gamla murverk

Gamla murverk (Fig 14) ytförstärktes med fiberarmerad sprutbetong och förankrades med ingjutna bultar av anpassad längd. Bultarna infördes genom murverket och genom fyllningen bakom med hjälp av i berg inborrade foderrör.



Fig 14 Murverk
Masonry

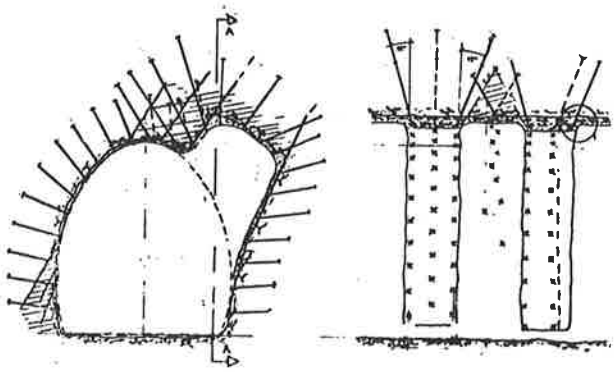


Fig 15 Bergförstärkning
Rock reinforcement

Murverk ovanför betongvalv översprutades med fiberarmerad sprutbetong.

7.4 Rasområden

Rasområden förstärktes med systematisk bultning och fiberarmerad sprutbetong.

I det största rasområdet (Fig 15) utfördes konstruktiv bergförstärkning i form av 11 st dubbelarmerade sprutbetongbågar.

8 STABILITETSÖVERVAKNING

Med uppgifter från geologisk sprickkartering upp-

Tolkning av orsakerna till inträffade nedfall och ras är ofta inte möjlig om inte händelseförloppet uppfattas som samverkan av flera brottmekanismer samtidigt eller deras alternerande verkan under tiden för brottutvecklingen. En eller flera stabilitetsnedsättande faktorer kan vara skadeutlösande. Detta kan inträffa om belastningstillståndet runt tunneln är nära bergmaterialets hållfasthetsvärden. Långvariga, omväxlande belastningsökningar och efterföljande avlastningar förorsakar utmattningsbrott i materialet. Detta kan inträffa även om spänningsförändringarna ej uppnår elasticitetsgränsen.

10 FRAMTIDA UNDERHÅLL

Med utgångspunkt från kartlagda geologiska förhållanden och mängden nedskrotat berg är det teoretiskt möjligt att i utloppstunneln avgränsa sträckor med olika underhållsbehov i enlighet med förslag i rapporten "Underhåll av bergrum och tunnlar" (BeFo 80:1/85). Utförd tunnelförstärkning med sprutbetong minskar emellertid det framtida underhållsbehovet i tunneln med ca 50%. Kontroll av alla osprutade bergytor genom regelbundna besiktningar är inte möjlig att utföra sedan tunneln fyllts med vatten, då tömning av tunneln av kostnadsskäl ej är genomförbar.

Okulär besiktning av taket i rasområdena kommer däremot att kunna företas från gummibåt, vilket beräknas ske ungefär vart 5:e år, då vattenytans läge vid avstängning av driften medger detta.

SUMMARY

The Järpströmmen water power plant has been operating since the early 40-ies. Barages consisting of large boulders and debris were found in a tail race tunnel in the autumn 1984.

A tunnel documentation, including geological structures, damages, photografic cross sectioning and support constructions from the 40-ies, has been completed during the follow-up of the tunnel repair works.

Destruction process, stress conditions, rock mass quality, support state failure mechanisms were analysed, trying to find the connection with certain time periods related to the tunnel age and in order to estimate the required reionforcement.

The chronological order referring to occurance of tunnel damages has been of great significance since the power plant policy was taken (Skandia Insurance Co) in January 1984.

DISKUSSION

Mats Alestam, Sydkraft

Bolmentunneln har varit en följetong på Bergmekanikdagarna genom åren och vid förra årets möte trodde jag att vi hade vår slutsession om Bolmentunneln men berget bedrog mig. I slutet av oktober startades provdriften av tunneln. Efter några dagars drift fick vi stopp i vattentransporten. Ras i en sydligt belägen tunneldel var orsaken. Tunneln är som Ni känner till 80 km lång och längdprofilen visar läget av avsänkningen av vattnet. Det har tagit ca 4 månader för att kunna sänka vattennivån, mycket beroende på de stora grundvattenmagasin som måste tömmas.

För en dryg vecka sedan hade vi möjlighet att inspektera arbetsplats 19, där raset hade inträffat. Det visade sig vara en tidigare sprutbetongförstärkt zon på ungefär 8 m, där diabasen, enligt geologen, har amfibolitiserats. Den är mycket vittringsbenägen och vi har redan tagit prover som med röntgendiffraktion visar på mycket stor andel smektit. Med stor sannolikhet har svälltrycket pressat sönder sprutbetongen.

Åtgärderna blir förbultning, sprutbetong och bottengjutning. Dessa förväntas vara utförda till i mitten av maj. Skanska har utsetts till entreprenör för arbetet. Några ytterligare detaljer på raset kan inte lämnas nu.

Norbert Krauland, Boliden Mineral

It would be interesting to get some idea what was the compressive strength of the rock mass or the uniaxial compressive strength, as determined in the laboratory, in the tunnels of the German railways. The same question I would also put forward to the Vietas tunnel what is the relation between rock strength and the measured or estimated stresses. The questions concern these two papers.

Klaus Martinek, Deutsche Bundesbahn

Unfortunately, I have no real values here. But the problem is that we normally do not measure the rock strengths in the pre-investigation. When we perform the tunnel construction we measure the stresses and especially the settlements and convergences in the outershell and combine these with the calculation we did before. Our normal settlements, for instance, in the roof are up to 10 or 20 mm, but we have some areas where we got settlements up to 40 cm and in these areas we had to make use of the additional supports - I showed you the catalogue - and we indeed made use of some of these additional supports. The length of the rounds normally is 2 m, the longest volume is about 4 m and sometimes we must go down to 50 cm. When we go down to 50 cm and this is not enough, we must make use of the additional support measures as showed to you in my paper.

Jüri Martna, Vattenfall

Frågan om sambandet mellan spänningarna och hållfastheten i berget är mycket intressant och mycket komplicerad. Rent allmänt är det ju så att berget i Vietas är mycket kompetent. Sjöfalls-kvartsiten har en tryckhållfasthet som ligger på omkring 200 MPa eller därutöver. De bergarter som ligger under höga spänningar har alltså tryckhållfastheter på, säg, 200-300 MPa. Det är också notabelt att man i Vietas, såvitt jag förstår, icke har några höga spänningar i svaga bergarter. Det är alltså tvärtemot förhållandena i unga bergskedjor, i Alperna eller Himalayas, där svaga bergarter ofta ligger under höga spänningar. Det förefaller att i Vietas har spänningarna lagrats om, så att de bergarter som orkar bära dem också bär dem.

Jonas Holmgren, Bergsäker Konsult/KTH

Jag vill ta upp en sak med anledning av Rasa Benediks föredrag: Han omnämnde flera gånger att man använt stålfibrer med sprutbetong vilket gläder mig mycket, eftersom jag har arbetat en hel del med det materialet. Men en sak som jag fick höra i går kväll av en entreprenör oroar mig. Det är att man numera ofta anger i förfrågningsunderlaget precis vilken fiberlängd och fibertyp som skall användas. Det tycker jag är klart olyckligt, det kan ju verka

utvecklingshämmande. jag vill rekommendera alla som gör beskrivningar att anskaffa boken "Stålfiberbetong, provning och värdering", som finns på byggförlaget och försöka följa den, därför att den är sannolikt på väg att bli en standard. Man skall alltså inte specificera fibertyp på det sätt som AWA säger, utan man skall utgå från funktionskrav av typ hållfasthet och seghetsindex. Tack.

Ove Stephansson, Tekniska högskolan i Luleå

Eftersom den här första sessionen handlar om bergspänningar så skulle jag vilja knyta an med en fråga till Jüri Martna. Vi har på flera ställen världen över registrerat diskontinuiteter i spänningarna på olika sidor om eller i anslutning till förkastningar eller bergartsgränser. Den första studien kom 1974 av Haimson när han studerade spänningstillståndet i den amerikanska kontinenten runt stora sjöarna och fann en diskontinuitet i spänningarna när han mötte en sedimentär formation i urberg. Sedan kom Vattenfalls mätningar i Forsmark ned till 500 m där man då har en klar indikation på ett språng i spänningarna. Sedan är det uppmätt i laviaborrhålet för det finska kärnavfallsprogrammet, där är det registrerat ett spänningssprång på hela 20 MPa på 370 m djup. Min fråga då till Jüri Martna är: Kan du säga i dag på vilket sätt spänningarna vrider sig i anslutning till en förkastning, en stor diskontinuitet eller en bergartsgräns. Är det så att största huvudspänningen har en tendens att vrida sig för att gå tvärsöver eller vrider den sig så att den går parallellt med diskontinuiteten eller skär den snett över?

Jüri Martna

För det första skulle jag vilja införa en liten rättelse. Det var inte Haimson som var först att observera diskontinuitet i spänningarna, det var jag. Nämligen i det första föredraget om Vietas som jag höll här på Bergmekanikdagen 1971. Visserligen hade jag då inte mätningarna men det praktiskt observerade fenomenet fanns: man gick på ena sidan av förkastningen med höga spänningar och så tog det tvärt slut i förkastningen. Man trodde att allting var frid och fröjd, men så började spänningarna att växa igen tills det tog tvärt slut igen. Detta observerades tre gånger i andra Vietas-

tunneln i slutet av 60-talet och i början av 70-talet. Till den andra frågan. Det är svårt att uppställa någon naturlag på det här stadiet. Vad jag vet är att de mätningar som är gjorda i Vietas visar att man på hängsidan av förkastningen hade den största huvudspänningen orienterad parallellt med förkastningen och på liggsidan nästan tvärsöver förkastningen. Vridningen skulle då ske i och med att förkastningen passeras. Detta är illustrerat bl a i mitt föredrag (fig. 10). Hur pass generellt fenomenet är vet jag inte. Något liknande har observerats i Forsmark i samband med SFR, där man har mätt på ömse sidor om Singölinjen. Sedan har vi ju andra tvära gränser, som exempelvis i djupa hålet i Forsmark. Där är det svårare att säga någonting bestämt p g a att spänningarna blev så höga när en krosszon passerades att de inte gick att mäta. En plötslig spänningshöjning hände där, men riktningsändringen vet man inte. Jag vet inte heller hur det var i Lavia. Det förekommer tydligen vissa tvära gränser i spänningstillståndet. Jag tror att vi har zoner med höga spänningar i berggrunden och att dessa zoner är fördelade på ett sätt som vi i dag inte riktigt begriper. Somliga är mer eller mindre brant stående, somliga flacka. Förmodligen blir övergångarna olika beroende på de förhållanden som råder. Förmodligen är det också så att bergets strukturer spelar en stor roll i sammanhanget.

Hans Helfrich, Enebyberg

Dagens föredrag innehöll vid flera tillfällen begrepp som helhet och helhetssyn. Dessa begrepp har särskilt stor betydelse inom bergmekaniken och ingenjörgeologin.

Med anledning av mina uttalanden vid gårdagens konferens (Diskussionsmöte BK - 87) som har väckt frågor och har anknytning till helhetsbetraktelser, vill jag förtydliga vad jag menar med ingenjörgeologisk svartkonst och enögdhet.

När man betraktar en borrkärna, 10 cm lång och 4 cm i diameter, så representerar denna kärna en liten och begränsad enhet, sett ur kärnborrhålets synvinkel. En enmeters kärnsträng representerar tio gångar så mycket, men är fortfarande en begränsad enhet. Den används ofta som bas för bergtekniska bedömningar.

Fastnar man vid dessa enheter och kan inte ställa dessa i ett större sammanhang, då är man illa ute. Då arbetas med detaljer utan verklighetsanknytning och bedrivs därmed ingenjörgeologisk svartkonst och är samtidigt enögd.

Applicerat på en TBM-driven tunnel betyder detta följande: Minsta diametern är tunneldiametern, säg 4 m. En proportionell "kärna" blir då 10 m. Minsta bedömningsenhet måste vara en tunnellängd på 10 m - i realiteten kommer man upp i längder som uppnås under ett skift (8 timmar). Jämförelsevis ligger man fortfarande inom borrkärnornas meterintervall, som endast är en basenhet.

Slutsatsen blir att en lämplig geologisk basenhet i en TBM-driven tunnel torde vara veckoindriften. Med en sådan helhetssyn blir man också tvåögd. I den senaste bergtekniska litteraturen (Felsbau) kan man läsa att både ingenjörer och geologer anses som enögda. Tillämpad på dagens tematik: fastnar man i detaljer är man enögd, ser man helheten, blir man tvåögd.

DJUPBORRNING I SILJANSRINGEN
Deep Drilling in the Siljan Ring Area

DJUPBORRNING I SILJANSRINGEN
Överingenjör Tord Lindbo, Vattenfall

Jag skall be att få tacka för att jag har fått komma hit tillsammans med några andra och berätta om våra gasäventyr i Dalarna. Tidplanen är väldigt tight och vi skall försöka att hålla tiden till en trekvart på den här sessionen. Därför kommer jag att gå igenom ett antal overheadbilder väldigt snabbt. Som ett kaleidoskop kanske. Man hinner ju inte berätta så mycket om en sådan här sak på 10-15 minuter. Vi brukar hålla på en timme och en kvart när vi skall berätta om projektet.

Men innan jag börjar skall jag göra lite reklam för en djupborrningskonferens som skall vara i Mora/Orsa den 7-10 september i år. Då kommer all världens expertis på undersökning av stora djup till borrplatsen. Främst då från djupborrningsprojektet i Tyskland och i USA som är på gång men även från andra länder. England har också sådana projekt. Även ryska deltagare har vi nyligen fått höra kommer.

Varifrån kommer all olja och gas? Det finns två teorier kan man säga i dag, dels den etablerade teorin, dels den här nya teorin. Jag kallar dem teorier båda två. Egentligen är väl även den etablerade en teori. Där förutsättningarna finns för ackumulering av kolväten kan faktiskt kolvätena härröra från båda källorna. En typisk kolvätereservoar ser ut på det här sättet. Det gäller inte bara i djupgasteorin, det gäller även allmänt, att det skall finnas ett caprock och det skall finnas en porös bergart för reservoaren. Där finns det då ofta gas och olja i den översta och i underliggande reservoarer så kan det finnas gaser.

Hur de här kolvätena har kommit hit diskuteras. I vårt fall tänker vi oss att gasen har kommit från jordens inre och att olja har bildats på någon viss nivå. Det kan förekomma olja även tillsammans med djupgas. Det finns ju olja uppe i siljansringen.

Vad som hände vid meteoritnedslaget visas på den här bilden. Det som beskrivs är baserat på vetenskapliga undersökningar av satelli-

ter, kärnvapensprängningar och på dessa grundade beräkningar. Man utgår ifrån hur det ser ut i dag, man bedömer hur det såg ut meddetsamma efter händelsen men före erosionen. Man gissar på en storlek på meteoriten och en hastighet. Sedan räknar man ut hur nedslaget skedde. Då får man fram dessa bilder. Först bildas en kratergrop, sedan bildas det en uplift i mitten och höjning av sidorna på det här sättet och så småningom blir det en modifikation.

Siljansringen är alltså en plats i urberg. Att det kan förekomma gas och olja där beror på att meteoritnedslaget gav upphov till stora sprickbildningar ned mot manteln. Finns det gas i manteln under området så borde den kunna tränga upp till nedslagsplatsen. Där bör då finnas sönderkrossat berg som reservoar under ett caprock av berg som har självtätat genom mineraliseringar under årmiljonerna efter nedslaget.

För att undersöka det här närmare så gjorde vi många undesökningar från markytan. Dessa gav oss förvissning om att det är vettigt och riktigt att borra ett hål och närmare ta reda på vad det handlar om. Vi har som underlag alla de undersökningar från markytan som oljeindustrin känner till före borrning. De utfördes där uppe före vår borrning och alla har gett positivt resultat. Vi borrar alltså inte primärt p g a någon teori.

Det viktigaste är de gravimetriska undersökningarna. Det existerar ett tyngdkraftunderskott av betydande mått, som något redovisas här på de här sektionerna. Där ser man att det finns ett stort underskott i en viss del av området. I en sådan här nedslagsplats skall man ha ett ringformigt underskott, men det har inte vi. Vi har ett stort underskott i norra delen. Vi har tendenser till ringformigt underskott också men i mindre grad. Och det här stora underskottet kan bero på att gas underifrån har öppnat sprickor så att man har fått ett lättare berg genom att det är sprickrikt. Det kan naturligtvis också vara en lättare bergart men en sådan har vi ännu inte sett till under borrningen. Här är det stora underskottet och här borrar vi mitt inne i det.

Vi har även gjort djupseismiska undesökningar på det här sättet för att se vad det handlar om. Vi visste ju då inte någonting om just Gravbergsområdet. Men med de begränsade medel vi hade gjorde vi seismiska undersökningar. Då fann vi här i den norra delen en sådan här struktur med ett antal mycket distinkta reflektorer som kunde betyda någonting. Christopher Juhlin kommer att prata mera om detta sedan.

Vi började borra 1 juli med en stor maskin, den näst största som finns att få tillgång till. Vårt borrhål ser ut på det här sättet. Det är teleskopformat. Först borrade vi 17,5" hål. Där satte vi ett foderrör ned till 1,25 km. Sedan fortsatte vi borra med 12 3/4" till det här djupet och satte också foderrör. Sedan har vi hållit på att borra härifrån och nedåt. Vi har varit nere på 6081 m.

Typiskt utseende på borrhålet visar den här figuren. Det är ett ovalt hål, centrumlinjen är här. Korta axeln håller borrkronans mått men den långa axeln är mycket större - i genomsnitt 70 procent större än nominellt. I vissa fall är den flera gånger större och det där ger det naturligtvis upphov till borrproblem.

Vi har också haft problem med riktningen på hålet. Här visas uppifrån hur borren har vandrat runt och sedan stuckit ut i en kraftig lutning. Det ser ut på det här sättet. Vi har i dag borrat ned till 6081 m.

Vi har fastnat i flera omgångar därför att vi har förlorat borrvätska. Just när vi nådde den här zonen, som vi tror är ett intressant sprickrikt område som kan innehålla gas, förlorade vi stora mängder vätska i borrhålet. I samband med detta bildades en mudkaka på borrhålets vägg med sugande egenskaper som har fått borrstången att fastna några gånger. Sista gången vi skulle ta loss borrstången så gick den av här. Ursprungligen berodde det på en olycka uppe vid markytan. Det där brottet såg ut på det här sättet. Genom att det var en böj på hålet så svängde den avbrutna stången in i en klyfta där nere och vi kom aldrig åt den. Eftersom vi inte lyckades fiska upp den, har vi 1400 m borrstång som ligger kvar i hålet. Vi har

för några dagar sedan börjat borra ut härifrån och är på väg förbi det gamla hålet. Vi skall strax borra förbi den tredje reflektorn en gång till.

Jag skulle säga lite om gas också som hastigast innan jag slutar. Det här är den utborrade borrvolymen. Man kan säga det att vi har observerat den gas som vi har borrat loss. Vi har inte sett mycket gas som har kommit in i hålet från formationen. Sannolikt beror detta på att vi har tätat hålet allteftersom vi har borrat. Vi har nämligen haft en borrvätska som har varit tung och som har invaderat speciellt de sprickrika zonerna där det kan finnas gas. Den gas som vi borrar loss har vi tagit prover på. Här ser vi från mätresultaten att det är en mot djupet ökande mängd gas i borrvätskan. Men om vi sedan räknar på en jämntjock granitkolumn och således eliminerar effekten av att hålet blir smalare, så bör formationen ha en kraftigt ökande mängd gas mot djupet. Några större gasutsläpp har vi sett. I graniten mäts det i parts per miljon. Det handlar om några hundra i bästa fall. Däremot har vi haft större gasmängder i de här reflektorerna. I den första reflektorn hade vi inte mycket gas. Här i den andra hade vi lite mera men fortfarande räknat i ppm. Här i den tredje hade vi ännu lite mera och när vi kom ned i graniten nära den här zonen så har vi sett motsvarande rejäla spår av gas. Det är det som avspeglar sig i den här uppgången här nere i graniten.

Vi räknar inte med den gas vi har sett i reflektorerna. Det är en torr gas i diabassystemet. Torrgas är alltså gas som innehåller mer än 90-95 procent metan eller mer. Troligen har diabasen haft förbindelse med en djupare liggande reservoir.

Den gas vi har i graniten är s k våtgas som består av metan plus gasol, alltså högre gasformiga kolväten. Metanen utgör 80-85 procent av våtgasen.

Då tänkte jag sluta där. Sedan skulle vi fortsätta den här presentationen med Christopher Juhlin och sedan Gunnar Gustafsson och därefter blir det tillfälle till diskussion.

TOLKNING AV DJUPA SEISMISKA REFLEKTORER I NORRA SILJANS-RINGEN.

Interpretation of Deep Seismic Reflections in the Northern Siljan Ring Area.

Geofysiker Christopher Juhlin, Vattenfall och universitetet i Uppsala.

INTRODUCTION

The Siljan Ring structure is believed to have been caused by a meteorite impact approximately 360 million years ago (Bottomley, etal, 1978). The surface remnants of the impact are a circular ring of paleozoic sediments with an inner diameter of about 30 km along with an apparent crater rim with an inner diameter of about 55 km. The sedimentary ring occupies the topographically lowest lying areas in the structure and portions of it are covered by lakes. The crater rim contains the topographic highs and has had its inner diameter increased due to the effects of erosion. The implications of the impact on the surface and subsurface of the Siljan Ring area has been discussed elsewhere (Grieve, 1984;Juhlin and Pedersen, 1987), as well as impact mechanism in general (Croft, 1981; Dence et al, 1977 and Melosh, 1983) and will not be touched up on here.

The surface geology of the northern Siljan Ring area consists of porphyries and Dala granite within the sedimentary ring, Jotnian sandstone and Siljan granite north of the ring and Svecokorelian gneisses and migmatites to the east (Hjelmqvist, 1966). The approximate age of the Dala granite is on the order of 1700 million years (Åberg and Fredriksson, 1984). Throughout the area there exists dolerite intrusions on the surface with ages ranging from 1670 million years to 930 million years (Patchett, 1978, Åberg and Bollmark, 1983).

In August 1985, two seismic reflection profiles were shot in the nothern Siljan ring area. The location of the profiles are shown in figure 1. Profile 6 runs for 11 km in the E-W direction and is located completely within the sedimentary ring. Profile 7 begins about 12 km north of the geometric center of the structure and runs north across Lake Skattungen for a total length of 19,5 km.

The results from the processing of profiles 6 and 7 are shown in figures 2 and 3, respectively. Where the two profiles cross (station 114 on profile 6 and station 41 on profile 7) there are five prominent reflectors in the upper 3 seconds located at about 0.55, 0.95, 1.65, 2.6 and 2.9 seconds. There is also a rather diffuse band of reflective rock located between 2.0 and 2.3 seconds. It is where the two profiles cross that Vattenfall (The Swedish State Power Board) is drilling an exploratory wildcat for deep gas. The borehole provides a unique opportunity to investigate the cause of reflections in crystalline rock.

RELEVANT BOREHOLE MEASUREMENTS

In order to correlate depths in a borehole with surface seismic data vertical seismic profiling (VSP) is essential. A standard zero-offset VSP consists of a source, normally an airgun, at the surface near the borehole and a geophone which is lowered into the borehole. The survey is carried out as depicted in figure 4 with the geophone clamped to the borehole wall at various depth levels and the source activated at the surface for each level. When a reflector is present below the depth of the geophore for which the source is being activated then both the direct or downgoing wave will be recorded as well as the reflected or upgoing wave. When the depth of the geophone is below the reflector then only the downgoing wave will be recorded. A VSP survey usually consists of at least 40 depth levels, for the geophone, spaced at equal intervals. The data is processed to attenuate downgoing waves and enhance upgoing waves or reflections. The data is then displayed in a format suitable for correlating directly with the surface seismic data.

Four VSPs have been run up to row at 1250, 2372, 3932 and 5683 meters depth. The surveys have been run so that there is a recording station every 25 meters (except where servere breakout occurs) from 5600 to 800 meters and every 20 meters from 800 to 400 meters. The size of the airgun used in the VSP pit has been 62, 136, 220 and 220 cubic inches for runs nos. 1, 2, 3 and 4, respectively. Data quality was poor on VSP no. 1, good on VSP nos. 2 and 3 and poor to fair on VSP no. 4.

The basic processing sequence of the VSP data to produce the upgoing wavefield is the following

1. Demultiplex
2. Bandpass filter 8-80 Hz
3. Amplitude decay compensation at x = 1.0
4. Median stack
5. Median separation, 1 st pass 13 levels, 2nd pass 9 levels
6. Hydrophore/Gun statics plus 9 msec
7. Filter zero-phase 8-80 Hz
8. Display Normal Polarity

In addition to the above processing, first arrival times of the direct waves must be picked. The first arrival times give important velocity information about the rock above the survey level.

VSP data from runs nos. 2, 3 and 4 have been spliced together into one dataset. Figure 5 shows the resulting upgoing wavefield along with surface

seismic on the sides. The band of energy beginning at 0.8 seconds on the VSP and extending down to about 2.5 seconds is known as the tube wave which propagates down the interface between the fluid column in the borehole and the borehole wall. For the purpose of correlating with the surface seismic data the tube wave contains no information and is considered noise. Only data to the left of the tube wave arrival is useful and several horizontal reflections can be seen in this area. It is immediately apparent that the reflections seen at 0.55, 0.95 and 1.65 seconds on the surface seismic correlate very well with events seen on the VSP. There are, in addition, horizontal events on the VSP which do not correlate with the surface seismic. This is due to the fact that VSP has greater resolving power than surface seismics. Since traveltimes to the survey levels are measured directly the depths to the reflections can be determined. On the VSP the major reflections appear to begin at 0.56, 0.94 and 1.67 second, corresponding to depths of 1460, 2570 and 4740 meters, respectively. These depths are not exact since it is difficult to pick the exact arrival time of a reflection. Knowing the depths to the reflectors allows one to look at other information from the borehole at these depths in order to determine the cause of the reflections.

The Gravberg well has been extensively logged from the surface down to the depth of the last VSP at 5683 meters. The two most important logs for seismic interpretation are the sonic and the density logs. The sonic log gives more accurate results than the density log in the Gravberg well since it is not influenced by the borehole effects as much as the density log is. In general, the density log is quite erratic and its use in interpreting the seismic data is questionable.

INTERPRETATION OF REFLECTORS

Classically, a reflection is observed from a rockmass if a change in the acoustic impedance occurs, where the acoustic impedance, I, is defined as (Robinson and Treitel, 1980)

$$I = PV$$

Where P is the density of the rock and V is the velocity. In a simple model, consisting of two rockmasses, the reflection coefficient of the interface between the rockmasses can be calculated by (figure 6)

$$C = \frac{P_2V_2 - P_2V_1}{P_2V_2 + P_1V_1} = \frac{I_2 - I_1}{I_2 + I_1}$$

Where C is the reflection coefficient. The strength of the reflection increases as the difference in the impedance between the two rockmasses increases. In a rockmass consisting of several layers there will be a possible change in the impedance across each interface. At every interface where there exists an impedance contrast a reflection will be observed. It is the sum of all of the reflections due to these impedance contrasts which are observed on the recorded seismic sections.

A simple model of the observed seismic section is the convolution model where an assumed source is convolved with the assumed reflection coefficients of the rockmass. Mathematically, the convolution can be expressed as

$$R_i = S_i * C_i$$

Where R_i is the time varying observed seismogram, S_i is the time varying source and C_i are the reflection coefficients. The reflection coefficient can be calculated from the sonic and density logs. Due to the poor quality of the density log only the sonic log has been used to calculate the reflection coefficients from the Gravberg well. Figure 7 shows the resulting synthetic seismogram from the convolution of an assumed source with the reflection coefficents calculated from the sonic log.

The strongest events on the synthetic seismogram occur in the upper 400 msec. These events are due to the open fractures in the upper 1000 meters of borehole. Since these fractures lack lateral continuity they do not show up strongly on the surface seismic. At 0.57 seconds on the synthetic seismogram a strong reflection appears. This is the approximate time of the first strong reflector on the surface seismic and corresponds to a depth of 1500 meters. The drillbit, has primarily penetrated granitic rock, however, between 1500 and 1560 m a dolerite section was penetrated. A dolerite sill with a thickness of 60 m is sufficient to produce a relatively strong reflection. At 0.82 seconds on the synthetic there is another strong reflector. This reflection is not observed on the surface seismic but is observed on the VSP. The zone probably lacks horizontal continuity and does, therefore, not show up on the surface seismic. Between 0.95 and 1.1 second there is a band of somewhat weaker reflectors on the synthetic seismogram corresponding to the second strong reflector observed on the surface seismic. Four dolerite sections up to 9 meters in thickness were found at 2589, 2618, 2643 and 2867 meters. These dolerites are very thin and may not be sufficient to account for the observed reflection. The granitic rock found both above and below the dolerites is heavily fractured and causes an observed decrease in the sonic velocity. The combination of the decreased impedance in the fractured granite and the increased impedance of the dolerite is probably the cause for the second reflector. The strong event on the synthetic seismogram at 1.13 seconds shows up faintly on the VSP and not at all on the surface seismic and, again, probably lacks lateral continuity. At 1.64 seconds on the synthetic seismogram there is a strong event followed by another strong event at 1.66 seconds. A time of 1.66 seconds is equivalent to a depth 4720 meters. A dolerite was penetrated at 4727 meters and had a total thickness of 21 meters. The event at 1.64 seconds corresponds to an 8 meter thick zone at 4655 meters which is heavily fractured as is much of the rock below the dolerite. The cause of the third reflector appears to be a dolerite sill which is located in granite which is more fractured than normal.

CONCLUSION

Dolerites as well as fracture zones have been found in association with the first three major reflectors that have been penetrated. The impedance contrast of a competent dolerite versus a competent granite is on the order of 0.1 while the impedance contrast for a fractured granite versus a competent granite is on the order of -0.05. Both impedance contrasts alone are enough to produce reflections. The high amplitudes of the reflections observed in the northern Siljan Ring area are most likely due to the presence of dolerites. The fracture zones observed above and below the dolerites may enhance the reflections. The strength of the reflectors are not directly porportional to the thickness of the dolerites. Factors such as the extent of fracturing above, below and within the dolerite probably play an important role.

SUMMARY

Surface seismic surveys in the northern Siljan Ring area indicated the presence of five sub-horizontal reflectors in the upper 3 seconds. The reflectors are in a crystalline rock environment and are fairly continuous over a large subsurface area. The Gravberg well is currently being drilled in proximity to where the two seismic profiles crossed one another. This offers an excellent opportunity to investigate the cause of the reflections. By using vertical seismic profiling (VSP) it is possible to determine the depths to the reflectors. The results from the VSP show excellent agreement with the surface seismic implying that the observed reflections are real and not artifacts of processing. At the present time three of the reflectors have been penetrated at depths of 1460, 2570 and 4720 meters. It is difficult to determine the depths exactly since there is some ambiguity in exactly at what time a reflection is observed. Drilling has been in primarily granite, however, in the vicinity of the reflectors dolerites of various thicknesses have been penetrated. Fractured granite is also found both above and below the dolerites. The fracture zones are of such a nature that if they have lateral continuity, reflections should be observed from them. It is, however, the dolerites which are probably the cause of the observed high amplitudes of the reflections. The dolerites vary in thickness from a few meters to 60 meters. Since the strength of the reflection is not directly porportional to the thickness of the dolerite it is probable that the fracture zones play an important role in causing the reflections, especially when the dolerites are thin.

REFERENCES

Bottomley, R.J., York, D. & Grieve, R.A.F., 1978: 40-Ar/39-Ar ages of Scandinavian impact structures: I Mien and Siljan. Contributions to Mineralogy and Petrology 68, 79-84.

Croft, S.K., The excavation stage of basin formation: A qualitative model, in Multi-ring Basins. Proc. Lunar Planet. Sci., edited by P.H. Schultz and R.B. Merrill. 12 A. pp. 207-225, 1981a.

Dence. M.R., Grieve. R.A.F. and Robertson, P.B., Terrestrial impact structures: Principal characteristics and energy considerations, in Impact and Explosion cratering, edited by D.J. Roddy, R.O. Peppin and R.B. Merrill, pp. 247-275. Pergamon Press, New York 1977.

Grieve, R.A.F., Robertson, P.B. and Dence, M.R., Constraints on the formation of ring impact structures, based on terrestrial data, in Proc. Conf. Multi-Ring Basins, Pergamon Press, New York, 37-57, 1981.

Hjelmqvist, S., Beskrivning till bergrundskarta över Kopparbergs län, Sveriges geologiska undersökning, CA 40, 1966 (in Swedish).

Juhlin, C. and Pedersen, L.B., Reflection seismic investigations of the Siljan Impact structure, submitted to Journal of Geophysical Research, 1987.

Melosh, H.J. and Gaffney, E.S., Acoustic fluidization and the scale dependence of impact crater morphology. J. Geophys. Res., 88. Suppl., A830-A834, 1983.

Patchett, P.J., Rb/Sr ages of Precambrian dolerites and syenites in southern and central Sweden. Geological Survey of Sweden C 747, 1978.

Robinson, E. and Treitel, S., Geophysical signal analysis, Prentice Hall, 1980.

Åberg, G. & Bollmark, B., Rb/Sr dating of a postorogenic Svecokarelian composite dike within the Siljan ring structure, central Sweden. Geologiska Föreningen i Stockholm Förhandlingar 105:1, 1983.

Åberg, G. and Fredrikson, G.; Radiometric dating of the Postorogenic Järnagranite, Southcentral Sweden; Geologiska Föreningen i Stockholm Förhandlingar, vol 106:2, pp 171-174, 1984.

LIST OF FIGURES

Figure 1 The Siljan Ring area and the location of surface seismic profiles. It is where lines 6 and 7 cross one another that the Gravberg well is located. The NNW-SSE trinding features are dolerites. Shown also are the sedimentary ring (dashed lines) and border zone (stipple) seperating the Dala granites from the older Svecokarelian rocks to the east.

Figure 2 Stacked section from profile 6.

Figure 3 Stacked section from profile 7.

Figure 4 Principles of Vertical Seismic Profiling.

Figure 5 Results from VSP in comparision to the surface seismic. The VSP ties in well with the surface seismic and confirms that the reflections are real.

Figure 6 A reflection occurs when there is a contrast in impedance between two rockmasses.

Figure 7 The synthetic seismogram was produced using reflection coefficients calculated from the sonic log and a 45 Hz minimum phase Ricker wavelet. Shown also is the surface seismic and a corridor stack of the VSP.

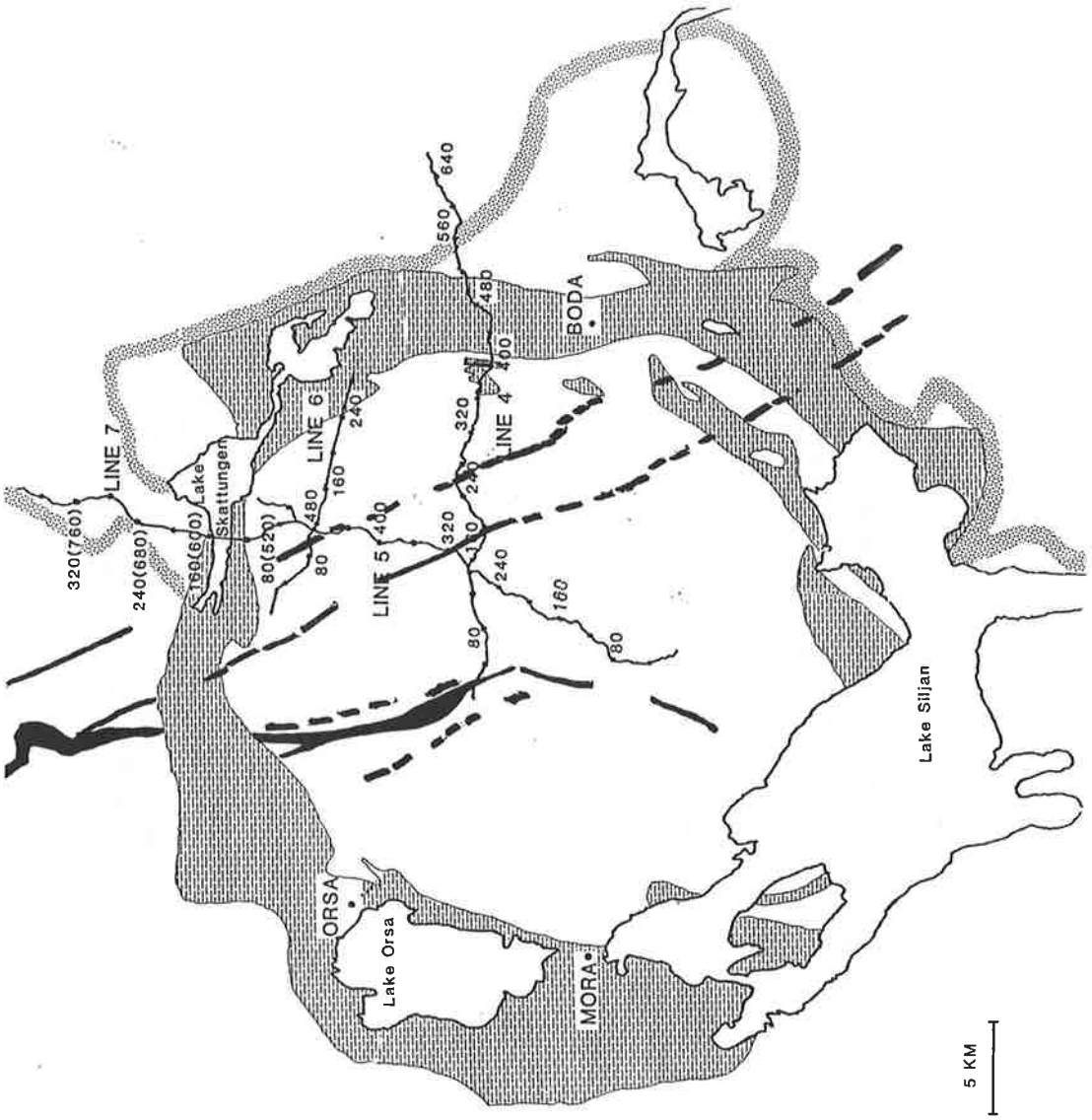

LINE 7
LINE 6
LINE 5
LINE 4
320(760)
240(680)
160(600)
80(520)
Lake Skattungen
640
560
480
400
320
240
160
80
BODA
ORSA
MORA
Lake Orsa
Lake Siljan
5 KM

Figure 1

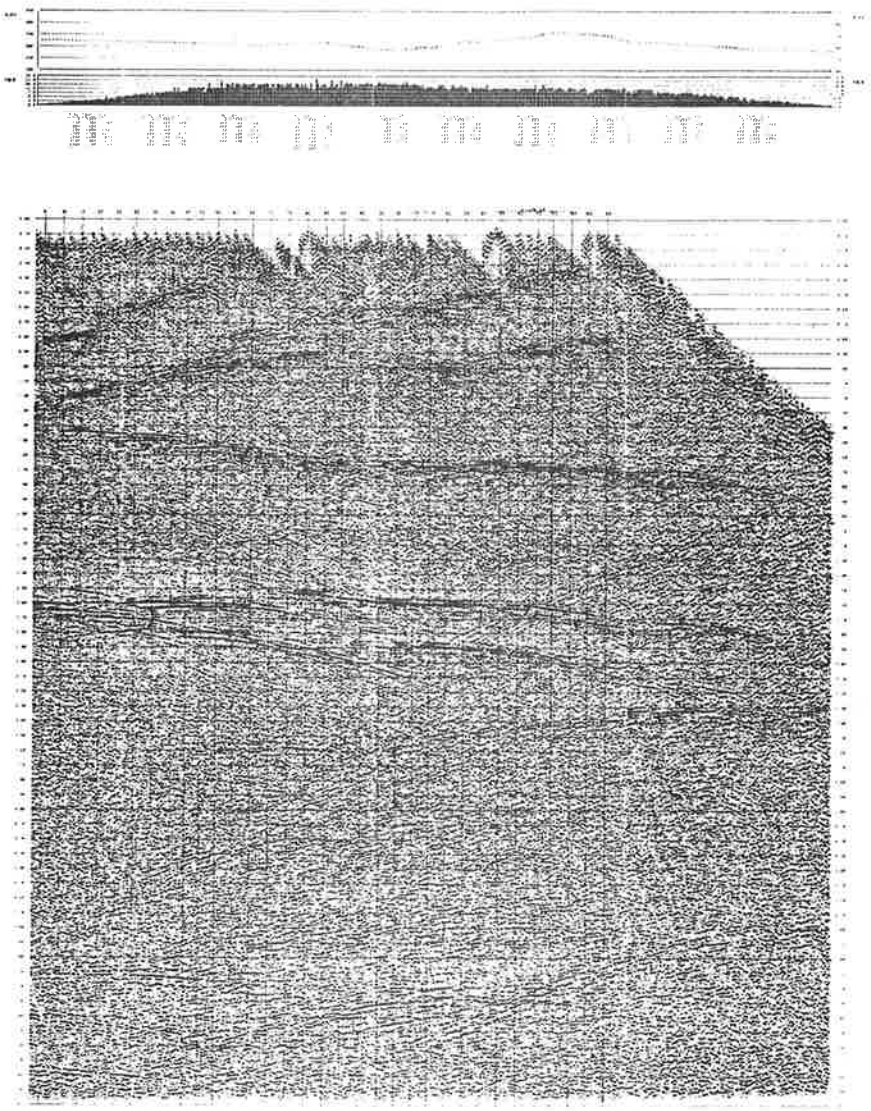


Figure 2

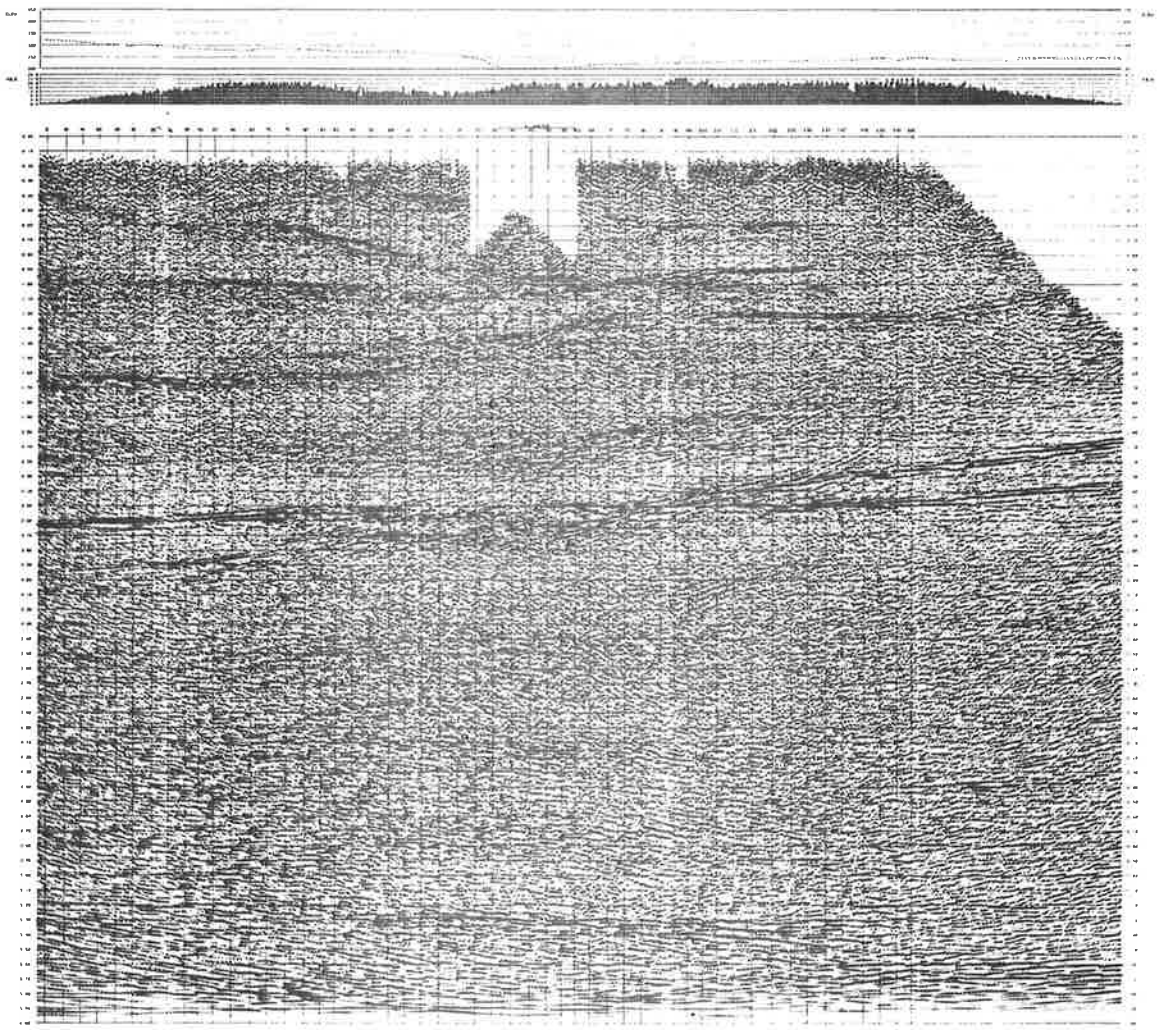


Figure 3

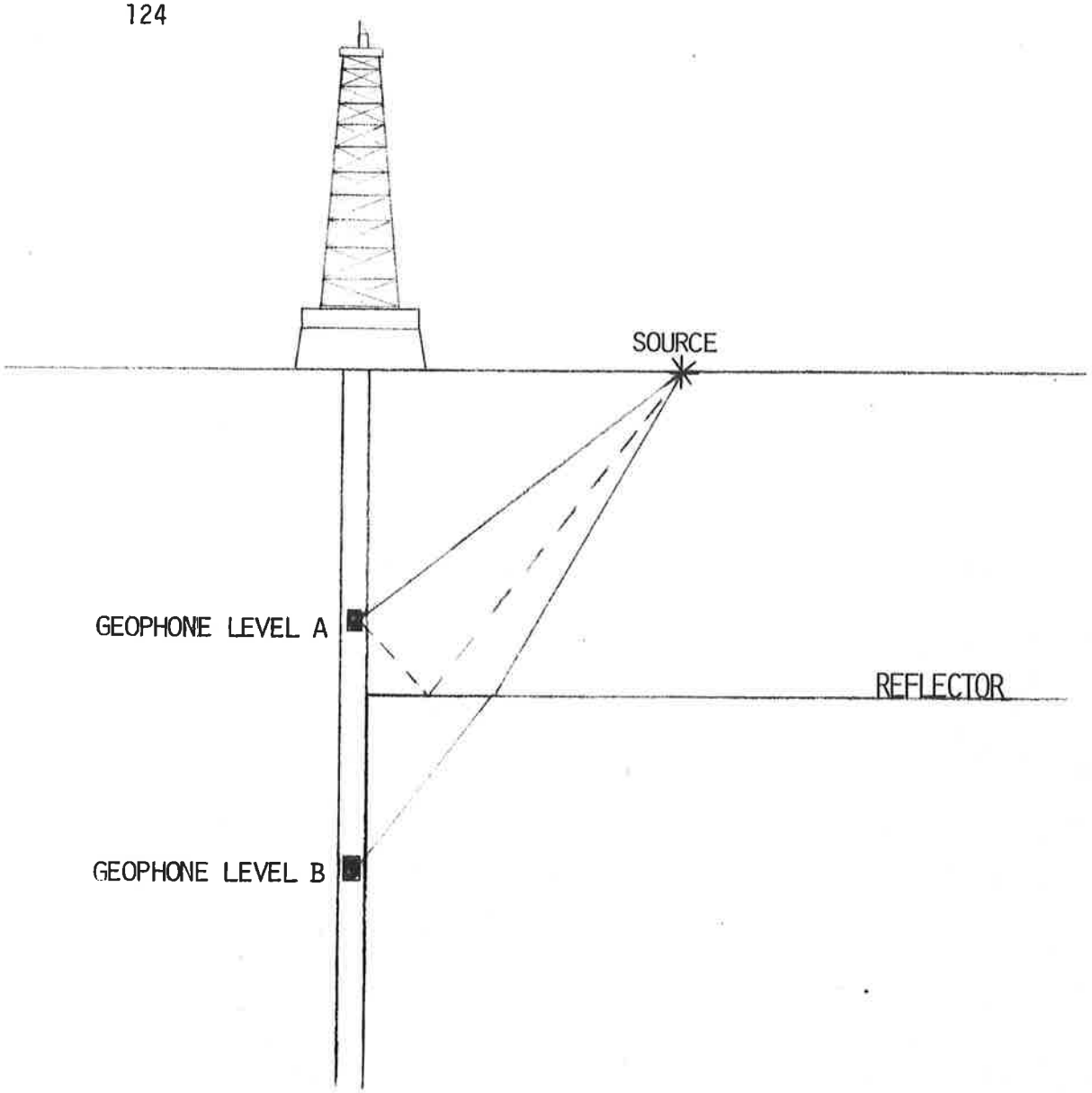


Figure 4

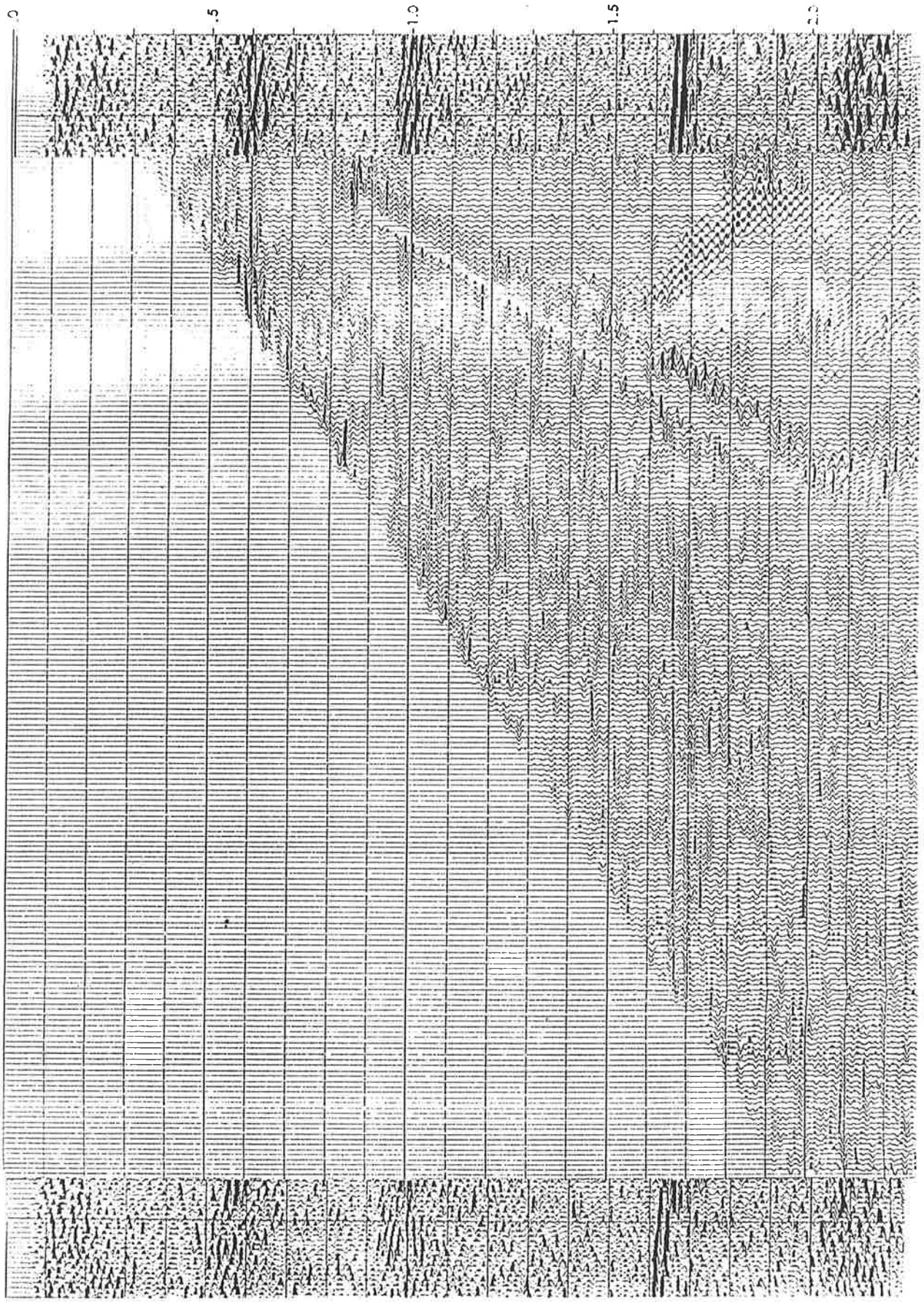
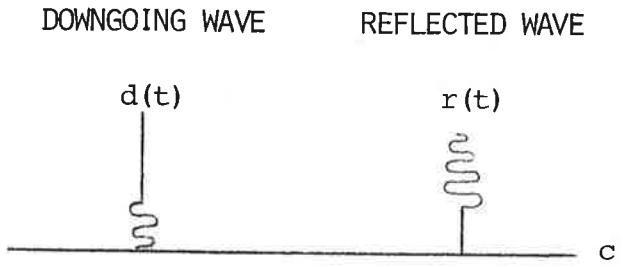


Figure 5

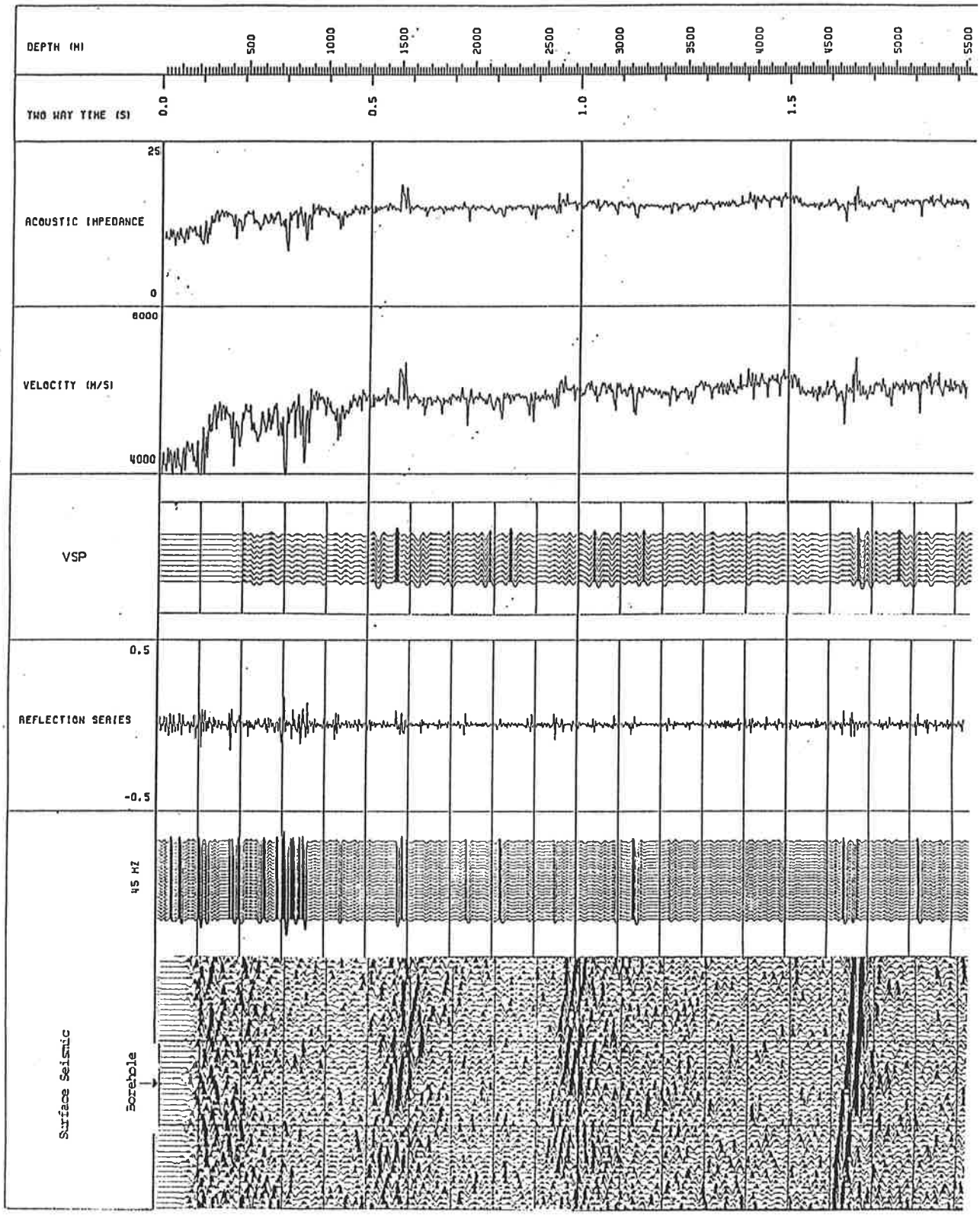


REFLECTION COEFFICIENT $$c = \frac{p_2v_2 - p_1v_1}{p_2v_2 + p_1v_1}$$

$$r(t) = c \cdot d(t)$$

Figure 6

Figure 7


DEPTH (M)
500
1000
1500
2000
2500
3000
3500
4000
4500
5000
5500
TWO WAY TIME (S)
0.0
0.5
1.0
1.5
25
ACOUSTIC IMPEDANCE
0
8000
VELOCITY (M/S)
4000
VSP
0.5
REFLECTION SERIES
-0.5
45 HZ
Surface Seismic
Borehole

DJUPBORRNING I SILJANSRINGEN
BERGETS PERMEABILITET PÅ STORA DJUP

Deep drilling in the Siljanring structure
The rock permeability on great depth

Gunnar Gustafson, VIAK AB/CTH

INLEDNING

Under förundersökningar och vid borrningen av Gravberg 1 har ett antal hydrauliska tester utförts. Testerna gör det möjligt att med större eller mindre noggrannhet beräkna bergets permeabilitet. Genom att testerna fördelar sig över intervallet 0 - 3 165 m kan en principiell permeabilitetsprofil upprättas.

DATA FRÅN BERGBRUNNAR

I en analys av data från bergborrade brunnar i Kopparbergs län (Ledin 1981) har den specifika kapacitetens medianvärde bestämts till $5.6 \cdot 10^{-6}$ m^2/s. Med ett mediandjup på brunnarna av 40.5 m ger detta en effektiv permeabilitet av storleksordningen $K_g = 1.7 \cdot 10^{-7}$ m/s för röd siljansgranit.

DATA FRÅN KÄRNBORRNINGAR I SILJANSRINGEN

Under förundersökningarna för djupborrningen har 7 kärnborrningar utförts i Siljansringen. Borrningarna är spridda över en stor del av den inre granitkupolen och i det östra gränsområdet mot de sedimentära bergarterna, se figur 1. Borrningarna har ett djup av 100 - 689 m, och i tre av dem, BH3, BH4 och BH5, utfördes manschettmätningar på konventionellt vis.

Då berget i djupintervallet 100 - 600 m har en låg permeabilitet ligger en stor del av mätningarna under den mätgräns vid omkring $K = 10^{-10}$ m/s som metoden har. Vid en statistisk analys ger därför resultaten en trunkerad fördelning. Under antagande av en lognormalfördelad permeabilitet kan emellertid en sannolik medianpermeabilitet för de uppmätta intervallen beräknas. Se figur 2.

Erfarenheter har vidare visat (se bl a Gustafson 1987) att manschettmätningar ger en högre permeabilitet än den effektiva för bergmassan. På teoretiska och praktiska grunder bör därför erhållna värden justeras ned med en faktor 3-6. En sammanställning av data från kärnborrhålen ges i tabell 1.

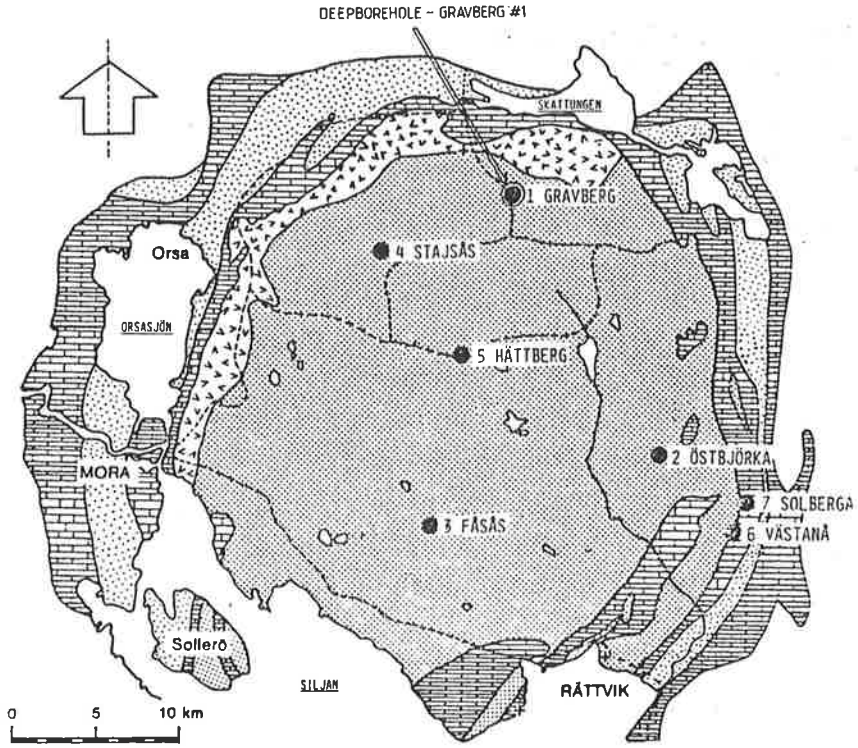


Fig 1. Borrningar i Siljansringen (Vattenfall 1985).
Drillings in the Siljanring structure.

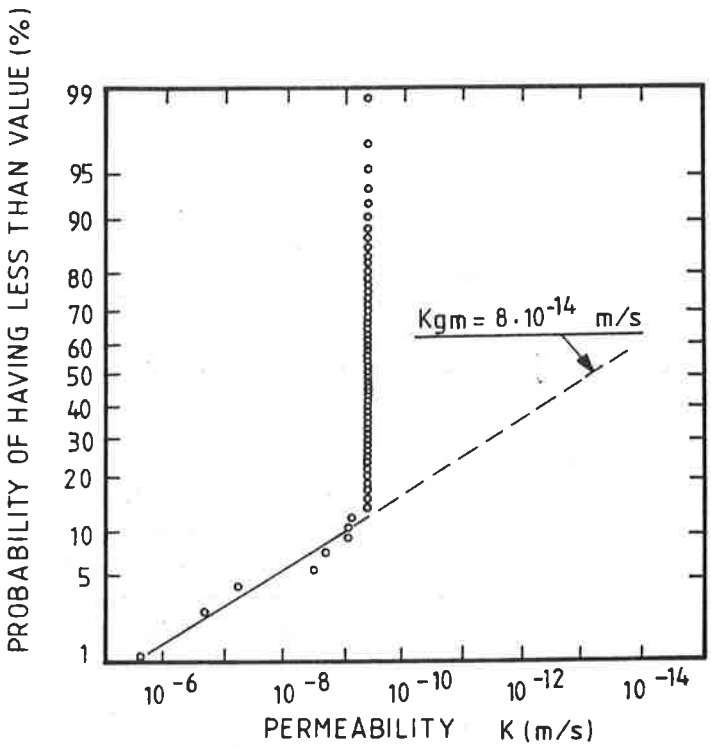


Fig 2. Permeabilitetsfördelningen i BH5 (Gustafson och Liedholm, 1985).
Permeability in BH5.

Tabell 1. Permeabilitetsdata från kärnborrhålen.
Permeability data from core bore holes.

Borrhål	Intervall (m)	Manschett- K_{gm}(m/s)	Effektiv permeabilitet K_g(m/s)
BH3	106 - 309	$1.3 \cdot 10^{-9}$	$2.5 \cdot 10^{-10}$
BH4	317 - 689	$1.6 \cdot 10^{-13}$	$3.2 \cdot 10^{-14}$
BH5	239 - 603	$8.0 \cdot 10^{-14}$	$1.6 \cdot 10^{-14}$

DATA FRÅN DJUPBORRHÅLET

I djupborrhålet, Gravberg 1, har utförts dels Leak Off Tester (LOT) och Drill Stem Tester (DST), från vilka permeabiliteten kan utvärderas. Testerna och deras utvärdering beskrivs kortfattat nedan. I intervallet 1 250 - 3 165 m har 3 DST och 7 LOT utförts.

DRILLSTEM TESTER (DST)

Vid en drillstem test låter man vätskan från formationen flöda in i den tomma borrstången, se fig 3. Det testade intervallet avgränsas av dubbelmanschetter och genom ett ventilsystem kan passagen till borrstången öppnas eller stängas.

Trycket mellan manschetterna registreras med en tryckmätare och under testförloppet erhålles en tryckregistreringskurva som omfattar flera karakteristiska steg. Normalt används den andra uppbyggnadsperioden för utvärderingen, se fig 3, men också andra flödesperioder kan utnyttjas. Data utvärderas på samma sätt som vid en icke stationär provpumpning. Data plottas i ett så kallat hornerdiagram och sektionens transmissivitet, hydraulisk konduktivitet multiplicerad med mäktighet, bestäms av datakurvans lutning i diagrammet.

Två framgångsrika tester har utförts och utvärderade parametrar redovisas i tabell 2.

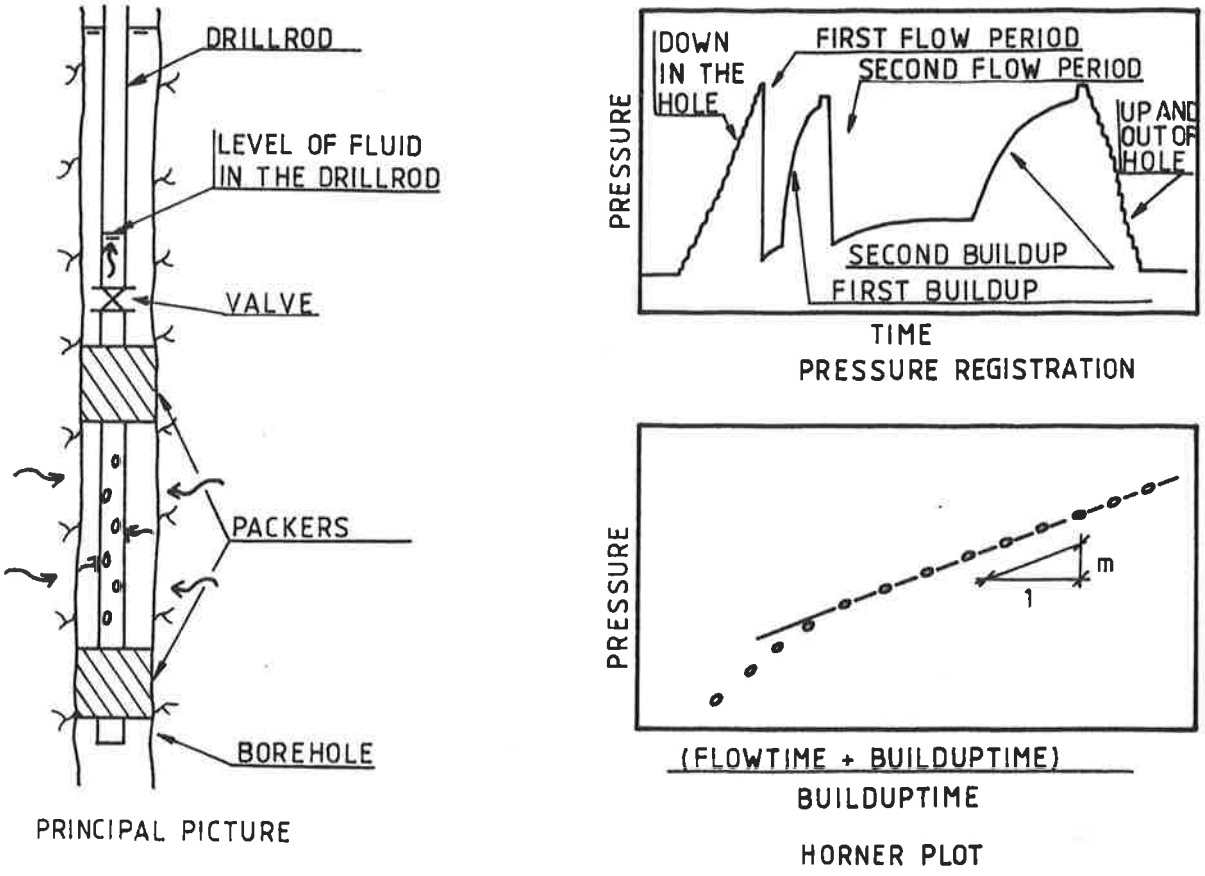


Fig 3. Drillstemtest.

Tabell 2. Permeabilitetsvärden erhållna vid drillstem-tester. (Data from Baker Production Technologies, 1986).
Permeability values from drillstemstests.

Test nr	Intervall (m)	Transmissivitet $T(m^2/s)$	Hydraulisk konduktivitet K(m/s)
DST 1	1304 - 1336	$2.5 \cdot 10^{-8}$	$7.8 \cdot 10^{-10}$
DST 3	1951 - 2012	$3.0 \cdot 10^{-8}$	$4.9 \cdot 10^{-10}$

LEAK OFF TESTER (LOT)

Vid en leak off test slutes borrhålet vid markytan och trycksättes med mudpumpen, se fig 4. När testtrycket nås mätes den trycksänkning, som uppstår genom att borrhåls-vätska flödar ut i berget.

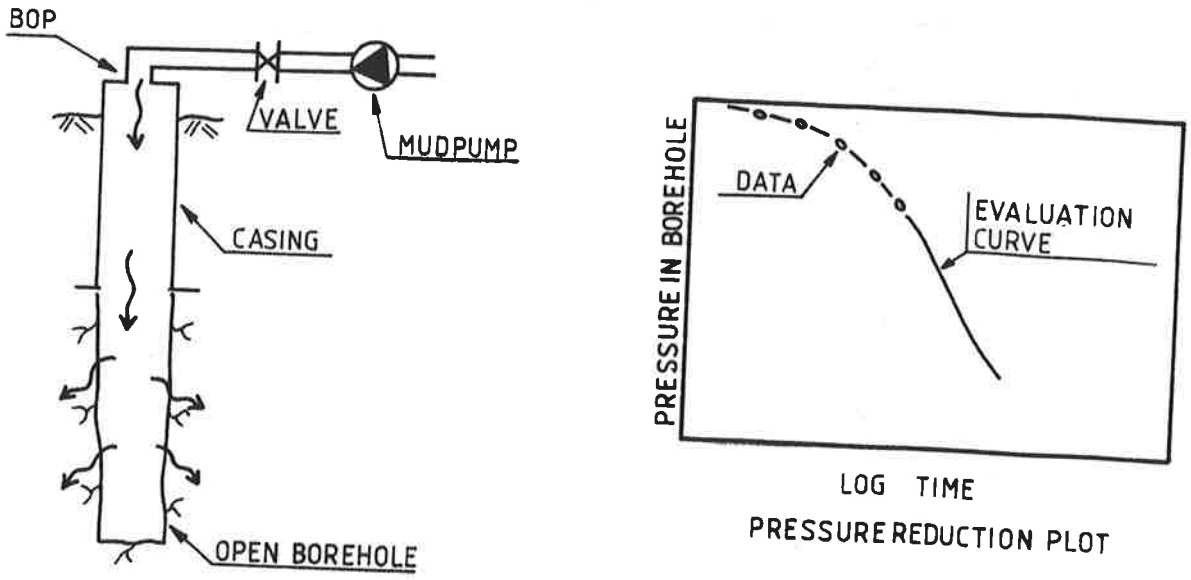


Fig 4. Leak off test.

Data utvärderas med en typkurvemetod (Ramcy et al, 1975) på samma sätt som flödesperioden vid en drillstemtest.

Sju framgångsrika LOT har utförts. Utvärderade parametrar redovisas i tabell 3.

Tabell 3 Permeabilitetsvärden från leak off tester.
Permeability values from leak off tests.

Test nr	Intervall (m)	Transmissivitet $T(m^2/s)$	Hydraulisk konduktivitet $K(m/s)$
LOT 2	1251 - 1376	$1.9 \cdot 10^{-7}$	$1.5 \cdot 10^{-9}$
LOT 3	1251 - 1475	$1.5 \cdot 10^{-7}$	$6.7 \cdot 10^{-10}$
LOT 4	1251 - 1506	$1.1 \cdot 10^{-7}$	$4.2 \cdot 10^{-10}$
LOT 5	1251 - 1594	$4.2 \cdot 10^{-8}$	$1.2 \cdot 10^{-10}$
LOT 6	1251 - 2318	$1.9 \cdot 10^{-7}$	$1.8 \cdot 10^{-10}$
LOT 7.1	1251 - 3165	$4.5 \cdot 10^{-7}$	$2.4 \cdot 10^{-10}$
LOT 7.2	1251 - 3165	$3.8 \cdot 10^{-7}$	$2.0 \cdot 10^{-10}$

Transmissivitetsvärdena för varje intervall har sannolikt god noggrannhet. Konduktivitetsbestämningen påverkas dock av att delar av intervallet kan vara igensatta av borrslam.

Ytterligare fem tester har utförts i intervaller 4167 - 5020 m. Här användes emellertid en bentonitbaserad borrvätska, vilket medfört att data inte är möjliga att utvärdera. Speciellt i den djupaste delen av intervallet kan dock en viss permeabilitet konstateras.

SAMMANFATTNING AV TESTDATA

En sammanställning av erhållna värden för den hydrauliska konduktiviteten redovisas i fig 5. I figuren redovisas testat intervall och erhållen hydraulisk konduktivitet med vertikala linjer.

Från figuren kan man utläsa dels att den hydrauliska konduktiviteten som väntat är relativt hög för de grunda borrade brunnarna, dels att permeabiliteten är mycket låg i intervallet 300 - 600 m, samt att resultaten från djupborrningen i stort sett samlar sig i intervallet $K = 10^{-10} - 10^{-9}$ m/s. Orsakerna till detta berörs något nedan.

Tre faktorer påverkar normalt permeabilititen: sprickfrekvensen, bergspänningarna och eventuella sprickläkningar. Kärnborrningarna i området har visat en svag minskning i antalet öppna sprickor med djupet i området (Vattenfall 1985). Dessa sprickor är till viss del kalcitfyllda, på större djup har emellertid konstaterats att andelen kalcit väsentligt minskar.

Man har vidare funnit att bergets effektiva hydrauliska konduktivitet är nära relaterad till den minsta effektivspänningen (Trimmer, Stephansson 1985). I den övre delen av profilen är normalt vertikalspänningen lägst. På något djup övergår den minsta effektiva horisontalspänningen till att vara den minsta. Vid en analys av tillgängliga bergspänningsdata i kristallin berggrund från stora djup har Stephansson (1986) funnit att kvoten mellan minsta effektiva horisontalspännignen och den effektiva vertikalspänningen kan uttryckas som:

$$S_v'/S_h' = 0.5/Z \qquad Z \text{ (km)} \qquad (1)$$

På större djup medför den friktion som kan erhållas i existerande sprickplan att kvoten har ett maximivärde:

$$S_v'/S_h' = 4.76 \qquad (2)$$

På grundval av dessa samband kan en envelop för den minsta effektiva huvudspänningen konstrueras, se fig 6.

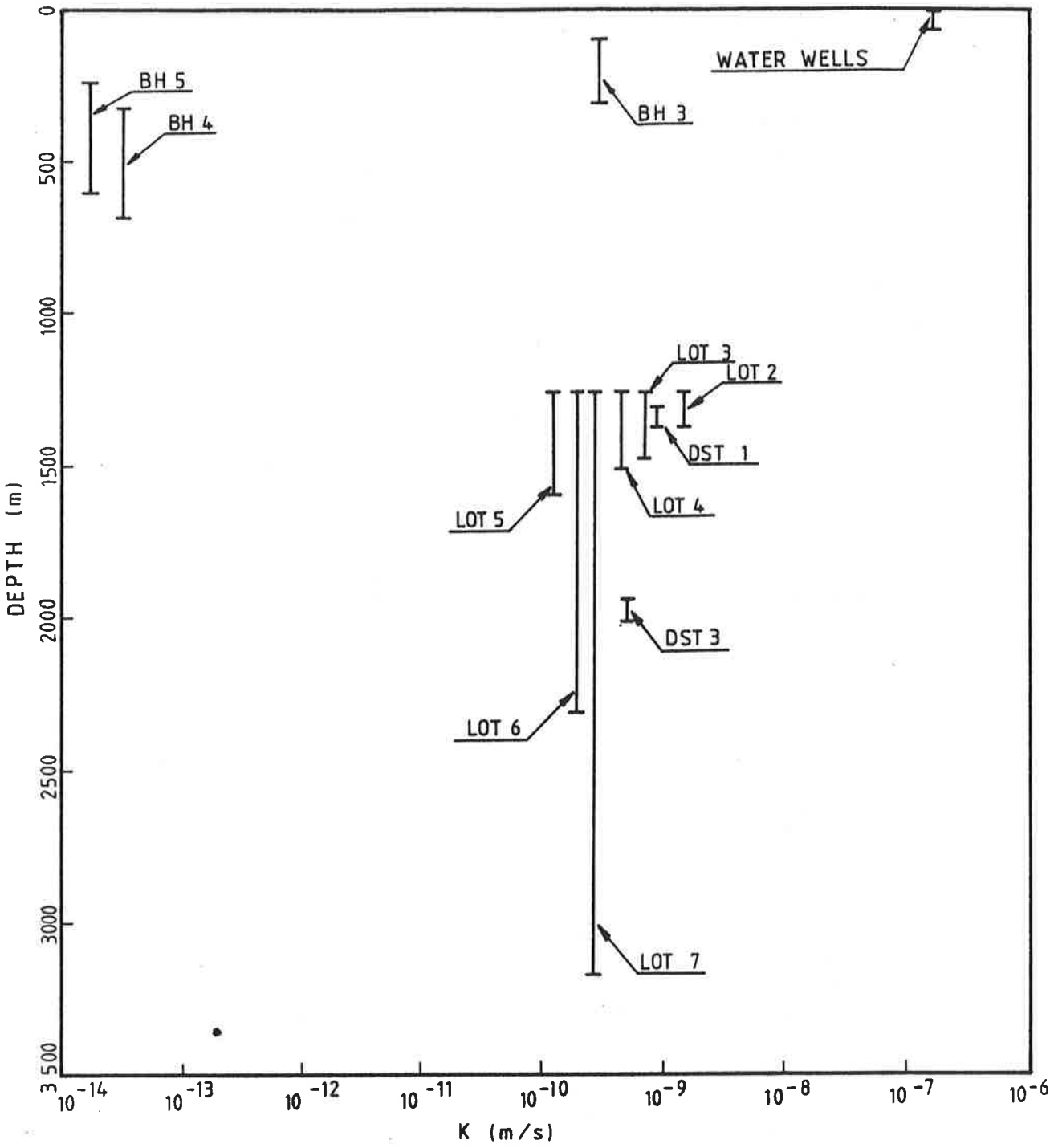


Fig 5. Sammanställning av permeabilitetsdata.
Compilation of permeability data.

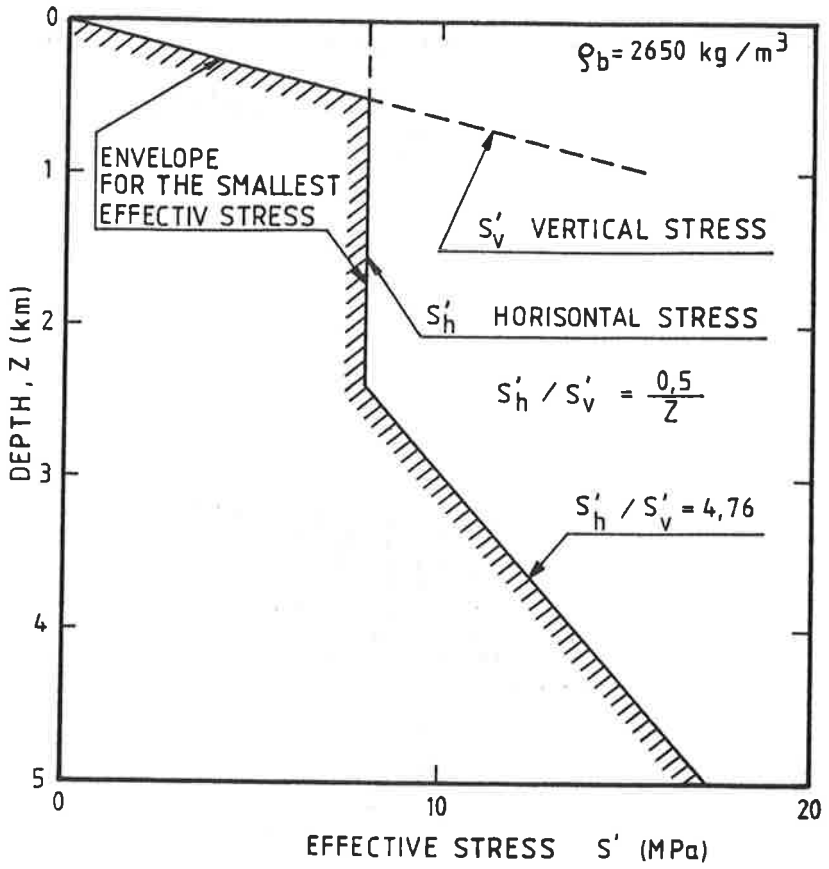


Fig 6. Minsta effektivspänning vid hydrostatiskt vattentryck.
The smallest effective stress with hydrostatic waterpressure.

Den redovisade spänningsfördelningen grundas på data från skilda områden, och representerar därför inte säkert siljansområdet. Bestickande är dock att intervallet 0.5 - 2.4 km, där minsta effektivspänningen enligt dessa data bör vara konstant, motsvaras av ett avsnitt av permeabilitetsprofilen, där variationen är liten. Den låga permeabiliteten i kärnborrhålen kan vara orsakad av sprickfyllnader.

Det nästan lagbundna konstaterandet att permeabiliteten minskar mot djupet, som konstaterats i många undersökningar kan därmed ifrågasättas och att vi kanske snarare bör räkna med en närmast konstant permeabilitet under ca 500 m djup, eller i de intervall där både naturgaslagring och lagring av högaktivt kärnavfall kan vara intressant.

Underlagsdata för denna uppsats har välvilligt ställts till förfogande av Djupgasprojektet.

SUMMARY

During preinvestigations and the deepdrilling of the borehole Gravberg 1 hydraulic tests have been performed. From these tests a vertical permeability profile can be drawn.

The specific capacity of wells with a median depth of 40.5 m gives a median permeability of $1.7 \cdot 10^{-7}$ m/s. In three coredrilled boreholes the permeability has been tested with Lugeon tests from 100-689 m depth. The median permeability for the holes was $2.5 \cdot 10^{-10}$, $3.2 \cdot 10^{-14}$ and $1.6 \cdot 10^{-14}$ m/s. The values for the two last boreholes are very low probably because the fractures are partly filled with calcite. At greater depth there is less calcite.

In the borehole Gravberg 1 both drillstem tests and leak off tests have been performed. They give a permeability of $1.2 \cdot 10^{-10}$ - $1.5 \cdot 10^{-9}$ m/s. A compilation of the tests is shown in fig 5.

Normally the fracture frequency, rockstress and fracture fillings affect the permeability. There has also been found that the rock permeability is closely related to the smallest effective stress. (Trimmer, Stephansson 1985). Rockstress data in crystalline rock have been analysed by Stephansson (1986). The smallest effective rockstress can according to these data be plotted as shown in fig 6. Considering fig 6 the permeability should be constant in the interval 0.5 - 2.4 km and fig 5 also show a fairly low variation of the measured permeability on these depth.

Generally the permeability has been assumed to decrease towards the depth. This report shows that this can be questioned. When making a study of the feasibility for gas storage or storage of nuclear waste on greater depth than 500 m it may be more relevant to assume the permeability to be constant.

REFERENSER

Baker Production Technologies: Gravberg, DST tests, report 1986.

Gustafson, G och Liedholm, M: Vattenfall, Hydraulic Conductivity in the Siljan Ring Area, VIAK AB, report 1985

Gustafson, G och Stephansson, O: Capture of Deep Earth Gas in Water Filled Fractures, preliminary paper 1986

Ledin, B: Inventering av brunnar i Kopparbergs län, VIAK AB, report 1981

Ramcy, H J et al: Analysis of slug test or DST flow period data, J Cdn Pet Tech, July-Sept 1975

Vattenfall: Deep Gas, Swedish Premises, The Siljan Ring Structure - Investigations and Evaluations, report G.2 No 4, 1985

DISKUSSION

Hans Helfrich, Enebyberg

Mina frågor till Christopher Juhlin lyder: 1 - Bekräftar den reflexionsseismiska djupundersökningen den påvisade gravimeteranomalin? 2 - Tolkas de horisontella reflektorerna som sprickzoner (diabaser brukar förekomma i sådana) och har man i borrhål observerat att det finns rörelseindikationer längs reflektorerna som då skulle betyda att överskjutningsrörelser föreligger längs en sträcka av flera km:s längd? 3 - Har man konstaterat att reflektorerna utbreder sig utanför området som påverkas av impakten? I så fall kan dess djupverkan (ostörda reflektorer) inte vara särskilt stor och gaskoncentrationer, förorsakade genom "impakten" torde ej vara att vänta.

Christopher Juhlin, Vattenfall

På din första fråga om gravimetriska anomaliet. Det finns stöd för det genom att titta på den seismiska hastigheten mellan den tredje och den fjärde reflektoren. Hastighetsanalyser från ytseismiska mätningar visade tecken på en lägre hastighet mellan dessa två reflektorer än överliggande berg. Angående din andra fråga så försökte jag påpeka i mitt föredrag att det är en kombination av doloriter och sprickzoner, men främst doloriter, som ger upphov till reflektorerna. Det är inte enbart sprickzoner. I sprickzonerna som ligger både ovanför och under doloriterna så hittar vi väldigt mycket mineral som visar samband med rörelsezoner. Detta är då indikationer på överskjutningar. Om man tittar på nord-syd-profilen som jag visade tidigare så kunde man följa reflektorerna mellan 1 och 3 sekunder så långt norrut tills man hade slutat skjuta seismik. Det finns ingen anledning att tro att reflektorerna slutar precis där man har slutat skjuta seismik. De fortsätter säkert längre norrut.

SLÄNTSTABILITET
Slope Stability

UPPFÖLJNING AV RÖRELSER I RASHOTAD FJÄLLSIDA

RUNNING MEASUREMENT OF MOVEMENTS IN A MOUNTAIN SLOPE

Civiling SVR Erik Sandegren fd överingenjör SJ

INLEDNING

Vid Björkstugan ca 13 km V om Björklidens station på malmbanan Kiruna-Narvik och till vänster om spåret finns en fjällbrant, som varit ett hot allt sedan banan anlades. 1920 skedde ett större ras och 1970 ytterligare ett, som också förorsakade trafikavbrott. Eftersom det befarades att fler ras kunde komma, anlades 1971 ett mätsystem för kontroll av bergpartiets rörelser.

Vid 1973 års bergmekanikdag redovisades belägenheten, bergets utseende och mätsystemets utformning i detalj samt redovisades de mätningar som dittills utförts.

Detta föredrag avser att belysa vad som hänt därefter.

PRECISIONSMÄTNINGAR

Teodolitmätningar liksom mikrometermätningar har fortsatts. Således har systemet förutom vid tidigare redovisade mätningar (71-07-21, nollställning, 71-09-15 och 72-09-13) mätts 73-06-27, 73-09-11, 74-08-29, 75-09-09, 76-08-18, 77-10-04, 78-08-29, 79-09-12, 80-09-15, 81-09-16, 82-09-29 och 85-10-02.

Vid en bedömning av rasrisken 1973 antogs att ca 1/3 av hela det rasfarliga partiet om 70 000 m^3 kunde kanske ge sig iväg. I detta parti satt pkt 13. Vid mättillfället 79-09-12 var denna punkt borta och med den en blygsam del av den värst utsatta tredjedelen Ca 2 à 3 m^3, hade utan bekymmer för banan gett sig iväg och spritts utefter bergslutningen. I övrigt har bergklacken endast rört sig obetydligt. På Fig 1 redovisas rörelsen hos pkt 13 fram till raset och rörelsen hos den punkt (8) som rört sig mest i det övriga bergpartiet. Totalt har alltså under ca 15 år resten av bergpartiet rört sig, som mest drygt 6 mm (max 6,2).

Belägenheten av punkt 8 och 13 framgår av Fig 9, Sandegren 1973. Mätnoggrannheten hos systemet är ± 0,5 mm.

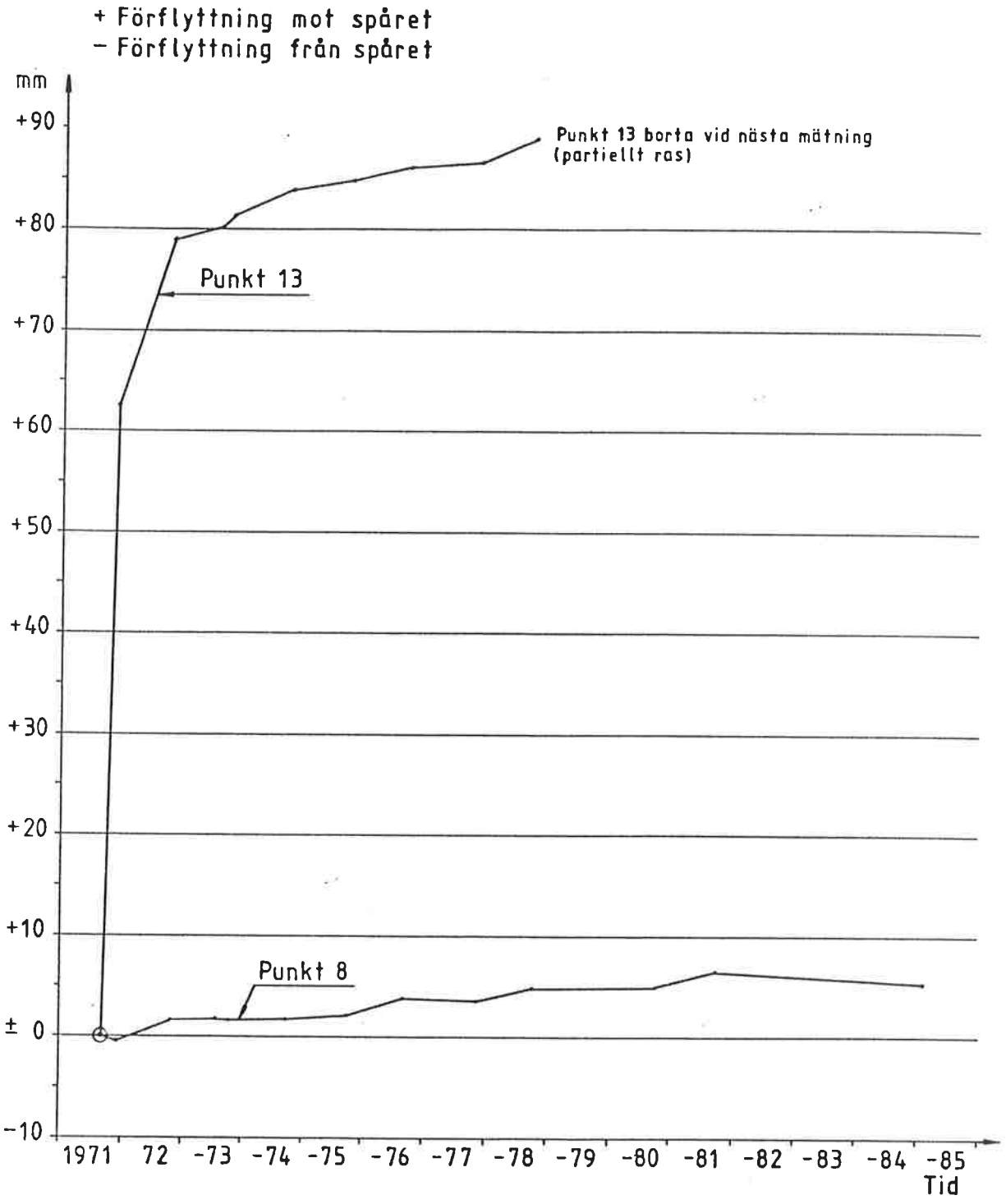


Fig 1. Uppmätta rörelser i punkterna 8 och 13
Measured movements in the points of measurement 8 and 13

SÄKERHETSÅTGÄRDER

Hösten 1968 anordnades ett 1,4 km långt skredvarningssystem förbi ett större fjällparti med ständiga blocknedfall, inkluderande ovan behandlade speciellt rashotade avsnitt, i form av ett stormaskigt 2,4 m högt stängsel med ca 3,0 m stolpavstånd. Stolparna fästes i fundamenten med isolerade brytbultar, som vid brott inkopplar stoppsignaler på ömse sidor om avsnittet.

Systemet ersatte delvis ett ännu äldre system i dålig kondition. Systemet visade sig ge stora underhållskostnader speciellt inom ett drygt 400 m långt avsnitt, innehållande det speciellt rashotade avsnittet, främst genom åverkan av mindre snöskred.

Under åren 1971-75 gjordes därför utredningar över möjligheten att anordna ett seismiskt rasvarningssystem. Vid undersökningar 1971, utförda med massan 100 kg med fritt fall 1,0 m befanns att accelerationen varierade mellan 0,5-0,12 g på avstånd mellan 3 och 12 m från fallkroppen. På 5 m håll från spåret gav tåget en svängningsintensitet om 0,3 g. Problemet var alltså att förhindra tåget att lösa ut systemet. 1975 förelåg ett färdigprojekterat system bestående av tre rader geofoner typ SM-4. Mellan raderna 2 och 3 och den sista raden (3) i bankroppen placerades tidsreläer.

Systemet fungerar på följande sätt. Indikeras någon impuls från någon geofon i rad 1 eller 2 i tidsreläet, gör detta sig klart att ta emot en impuls från någon geofon ur 3:e raden. Först därefter, då reläet erhållit denna impuls indikeras rasvarningssignalerna. Uteblir impuls från 3:e raden återgår reläet till viloläge efter ca 20 sek.

Om avståndet från spåret till rad 2 och 3 görs så stort att intensiteten från tågtrafiken är mindre än geofonernas utlösningsintensitet kan inte systemet utlösa, då utlösning endast sker om rad 1 eller 2 påverkas.

1975 utfördes även vibrationsmätningar i fjällväggen vid mätpunkterna 6, 7, 11 och 12 i observationssystemet.

Registrerade mätvärden från tågpassage gav mycket små svängningshastigheter (max V = 0,003 mm/s). Från stormbyar erhölls högre värden (max V = 0,11 mm/s). Det bedömdes att dessa störningskällor ej kunde påverka bergmassivets stabilitet.

Föreslaget varningssystem blev tyvärr aldrig installerat, då det ansågs för sofistikerat.

I början på 80-talet monterades i stället ett enkelt system, med fria stolpar med 0,8 m mellanrum. Härvid

kom man ifrån besvären med snön vintertid. Glidande snö, som drabbar enstaka stolpar, utlöser dock systemet. Detta system har två osäkerheter. Enstaka block mindre än 0,8 m i diameter kan passera mellan två stolpar. Sannolikheten är låg. Dessutom är liksom vid alla system banan obevakad från den tid stoppsignal passerats till dess tåget helt passerat det riskabla området. Med dagens tågtäthet innebär detta att ca 10 % av tiden är obevakad.

SLUTKOMMENTARER

Mätningarna har visat att en instabil bergmassa rör sig "ryckvis". Om rörelserna under ett ryck blir för stora, sker ras. Vid aktuellt område utlöstes endast en liten kvantitet (2 a 3 m^3) och resterande bergparti visade sig vara stabilare än väntat. Rörelserna är så små att de bedömts ge så liten risk att man endast följer utvecklingen och i övrigt låter ett enkelt skredvarningssystem övervaka en fjällsida om ca 1,4 km längd.

SUMMARY

In northern Sweden there is an ore railway, Malmbanan, which goes from Luleå to Narvik in Norwegen. Where the line passes the mountains between Abisko and Riksgränsen (the border between Sweden and Norwegen), there has been built some tunnels and snow galleries. However there are places were rockfall can be expected. At one of these points at Björkstugan there is a part of the mountains which looks very dangerous. It is a rockledge with a voloume of about 70000 m^3 and also a very hard piece of work to remove.

In order to determine how dangerous it is, a system for measuring the movements of the rockledge has been installed in 1971.

At the IVA Bergmekanikdag 1973 the situation, the performance of the rock and the shaping of the measuring system were described. This paper deals with the continuation of the measurements and what happened after 1973.

A special part of the rockledge about measuring point 13 in 1973 has moved 79,1 mm. In 1978 this amount was 89,2 mm. In 1979 the point has disappeared together with about three m^3 of the rock.

The rest of the rockledge has moved very little and most at point 8 (max 6,2 mm). The movements of the two points can be seen on Fig 1.

On the place long ago a warning system against rock fall and avalanches has been built. In 1968 a new

system was built, 1,4 km long, also including a longer mountine slope on both sides of the actual place, replacing the older system. The new system was made up of a 2,4 m high fence with posts placed with 3 m centerdistances. The posts had isolated breaker bolts, that by rupture switched in warning signals along the railwayline on both sides of the system. However this system was expensive to maintain as it particulary in winter often was partly damaged by snow. Thus in 1971 we began to analyse the possibility do use a seismic warning system, that could be dug down in the soil. As the induced electric voltage from the vibrations from the train was about as high as that from falling stones such a system was thought to be too complicated and was abandoned. Instead in the early eighties a simple system only consisting of posts with 0,8 m centerdistance and breaker bolts replaced the system from 1968. This system has two disantvantages. Stones with a diameter smaller than 0,8 m may pass without to release the system and depending on the thick traffic only about 90 % of the time is secured.

However with regard do the small movements in the rockledge after the fall in 1979 and the collected experiences this is supposed do be sufficient.

REFERENS

Sandegren, E, 1973: Mätningar av rörelser i rashotad fjällsida på Malmbanan. Bergmekanikdagen 1973, S 140-148, Stockholm

YANGTZE-KIANG OCH THREE GORGE-PROJEKTET

Professor Anders Carlsson, Vattenfall, Stockholm

FÖRORD

En bra regering bygger dammar
(Gammalt kinesiskt ordspråk)

Det har under alla tider varit livsviktigt för kineserna att skydda sig mot översvämningar genom att bygga dammar men även att utnyttja vattnet med hjälp av bevattningsanläggningar. Under Kinas långa historia har Gula floden och Yangtze-kiang vållat mer skada och död än något annat naturfenomen på hela planeten Jorden. Man räknar med att Gula floden har haft mer än 1 500 katastroffloder under de senaste 3 000 åren. Ett sådant tillfälle var 1887, då förmodligen mer än 2 miljoner människor dog genom drunkning eller svält på grund av att åkermarken blev obrukbar för lång tid framöver. Under sommaren 1931 inträffade en våldsam översvämning i Yangtze-kiang och uppgifter talar om 3 miljoner döda.

Yangtze-kiang, Asiens längsta och världens tredje längsta flod med en vattenkraftpotential av 230 000 MW, har i dag endast en damm och ett kraftverk i sin huvudfåra. I januari 1981 slöts Yangtzes huvudfåra med en fångdamm och 1988 är Gezhouba, en 2 700 MW-anläggning, helt klar. Nu planerar man att uppföra världens största kraftverk, Three Gorge, med utbyggnadsalternativ från 13 000 MW upp till 25 000 MW. Vilket alternativ som slutligen väljs är ännu inte helt fastställt, men det mest troliga är 13 000 MW (totalt installerad vattenkraft i Sverige är 16 000 MW).

Kommer någonsin Three Gorge att byggas? I mer än 2 000 år har man i Kina haft ett standardiserat system att bygga dammar och skyddsvallar. För 2 000 år sedan byggdes den längsta byggnad som åstadkommits av mänsklig hand, Kinesiska muren. Den tillkom i tredje århundradet f kr och var ursprungligen 6 000 km lång. Kejsarkanalen började byggas för 2 500 år sedan. Den är 1 700 km lång och är därmed världens längsta inlandsvattenväg. Cirka 500 km av kanalen används fortfarande för prämtransporter.

Detta är bara några av oändligt många bevis på att Kina är stort hur man än mäter. Att bygga Three Gorge är för kineserna bara att förvalta det historiska arvet, inte att överträffa det.

INLEDNING

I samband med det svenska statsbesöket i Kina, hösten 1981 träffades ett samarbetsavtal mellan Kina och Sverige inom energiområdet. I detta ingår som en av de viktigare samarbetsobjekten området **Vattenkraft.** Under hösten 1982 inbjöd den kinesiska organisationen, Ministry of Water Resources and Electric Power (MWREP) en delegation med deltagare från Vattenfall och Stiftelsen Bergteknisk Forskning att besöka Kina i syfte att presentera svensk bergbyggnadsteknik och diskutera aktuella projekt inom vattenkraftsektorn. Under våren 1983 besöktes Kina återigen av en grupp från Vattenfall för att fortsätta diskussionerna och under hösten samma år kom ett konkret erbjudande om samarbete.

Förslaget från kineserna innebar, att Vattenfall skulle medverka med teknisk konsultation i Three Gorge-projektet. I februari 1984 reste en delegation från Vattenfall till Kina för att detaljstudera projektförutsättningarna och utarbeta ett samarbetsavtal mellan Vattenfall och MWREP angående Three Gorge.

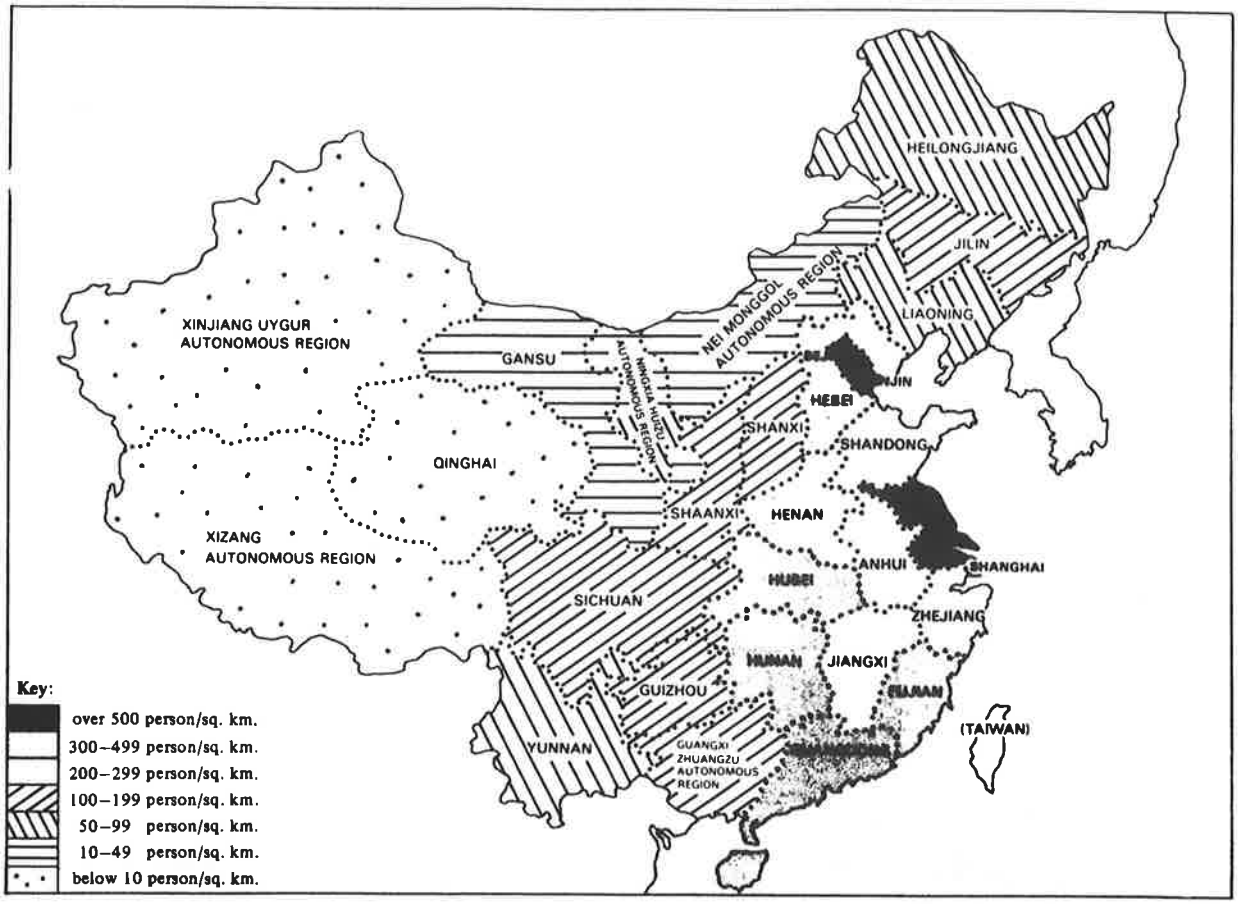
Vid ett möte i Beijing i mars samma år undertecknade MWREP och Vattenfall genom sitt dotterbolag, SwedPower, en överenskommelse om svenskt deltagande i projekteringen av världens största vattenkraftanläggning, Three Gorge-projektet i Yangtzefloden. De svenska konsultinsatserna, som finansierats av Beredningen för internationellt tekniskt samarbete, begränsades till kraftverkets slussdel, där också de huvudsakliga bergarbetena i projektet är koncentrerade.

Konsultarbetena avrapporterades i maj 1985 och för närvarande pågår diskussioner med kineserna om fortsatt tekniskt samarbete. Det svenska deltagandet i projekteringen av Three Gorge-projektet är ett viktigt första steg för ett framtida, nära samarbete inom energiområdet mellan Sverige och Kina. Eftersom vattenkraftutbyggnaden har högsta prioritet i Kina, utgör denna enorma potential en verkligt intressant marknad för svenska företag inom branschen.

VATTENKRAFT I KINA

Kinas teoretiska vattenkraftpotential uppgår till 680 000 MW som motsvarar en elproduktion av 6 000 TWh per år. Kina är därmed världsledande vad gäller vattenkrafttillgångar. Nuvarande elproduktion i vattenkraftanläggningar är 65 TWh per år, alltså ungefär samma som Sveriges. För Kinas del utgör detta enbart cirka 5 procent av den ur teknisk-ekonomisk synpunkt utbyggnadsvärda vattenkraftpotentialen.

Vattenkrafttillgångarna är ojämnt fördelade över landet beroende på geologiska, topografiska och meteorologiska förhållanden. Sydvästra Kina, som omfattar provinserna Sichuan, Yunnan och Guizhou samt den autonoma regionen Tibet har de största tillgångarna (omkring 70 procent). Sedan följer i ordning nordvästra, centrala och södra Kina, nordöstra och norra Kina. Detta betyder att vattenkrafttillgångarna är förhållandevis små i de ekonomiskt utvecklade och tättbebyggda kustområdena och stora i de sydvästra mindre utvecklade och mindre befolkade delarna av landet (figur 1).



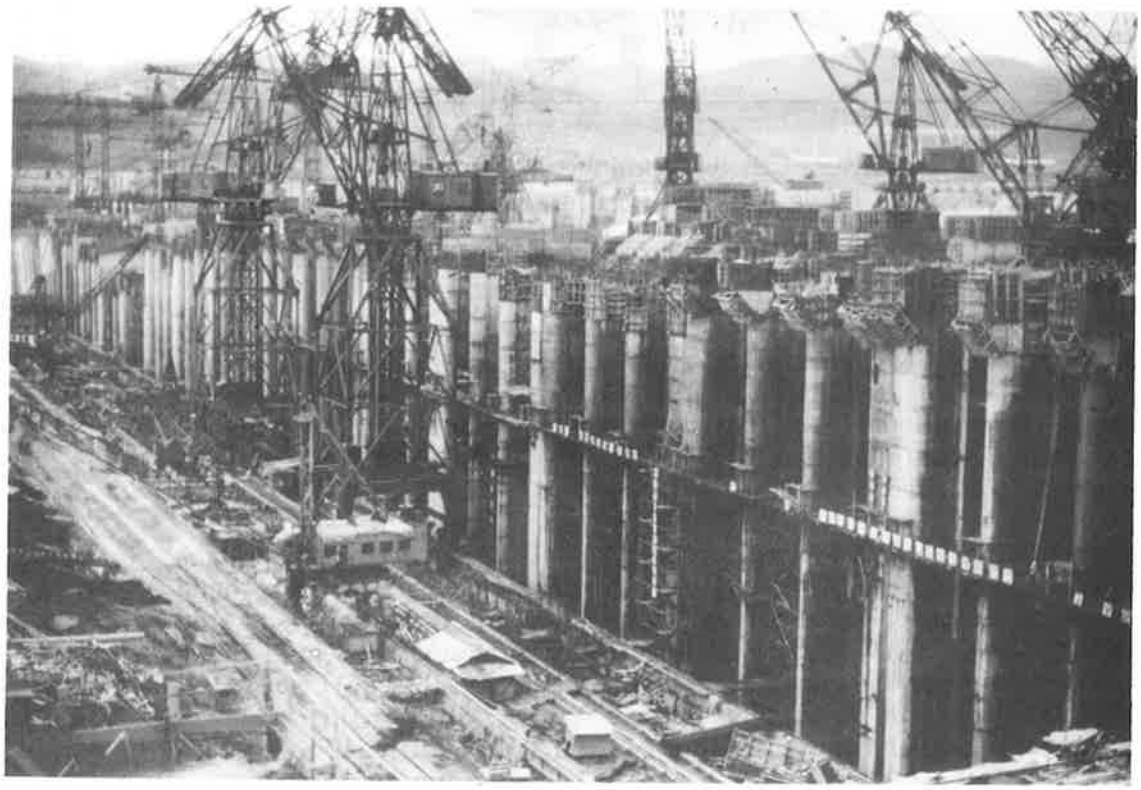
Figur 1 Kinas provinser och befolkningens geografiska fördelning. (Från China Trade Handbook, Ed. L. Fung, Hongkong, 1984.)

Den kinesiska utbyggnadsplanen fram till år 2 000 omfattar tio s k vattenkraftcentra, lokaliserade till strategiska platser längs Gula floden, Yangtzefloden med biflöden och längs andra stora floder. Utbyggnaden skall ge en total effekt av 170 000 MW och en elproduktion av 840 TWh per år.

Takten hittills i vattenkraftutbyggnad sedan revolutionen och bildandet av Folkrepubliken Kina 1949 är anmärkningsvärd. År 1949 hade man en installerad kapacitet av 169 MW och i dag är kapaciteten omkring 25 000 MW. Utbyggnadstakten är anmärkningsvärd med tanke på de ekonomiska och sociala förhållanden, som förelåg i slutet av 1940-talet och inte minst med tanke på den cirka tio år långa kulturrevolutionen i Kina från slutet av 60-talet och fram till senare del av 70-talet.

Yangtzefloden

I utbyggnadsplanen fram till år 2 000 ingår Yangtze-kiang som kanske den viktigaste floden. I dess övre och mellersta lopp kommer fyra mycket stora anläggningar att byggas, vilka beräknas ge en total effekt av 30 000 MW. Gezhoubakraftverket är det första i raden i Yangtzefloden och fullt utbyggt får detta kraftverk en effekt av 2 700 MW med en årsproduktion av 14,1 TWh. De fyra första aggregaten i Gezhouba med en sammanlagd effekt av 590 MW togs i drift 1981 och hela anläggningen beräknas vara klar under 1988 (figur 2). Samma år kommer 550 kV-ledningen till Shanghai att vara färdig. Cirka 40 km uppströms Gezhouba planeras Three Gorge-kraftverket, som fullt utbyggt kommer att bli världens största kraftverk.



Figur 2 Gezhoubakraftverket i Yangtzefloden. Fullt utbyggt 1988 får detta kraftverk en effekt av 2 700 MW med en årsproduktion av 14,1 TWh. Foto A. Carlsson.

Gula floden

Längs en cirka 100 mil lång sträcka i Gula flodens övre lopp planeras en utbyggnad med 16 kraftverk. Fem av dessa har redan tagits i drift och har en total effekt av 2 000 MW. För närvarande pågår anläggningsarbetena för Longyangxia, som kommer att ha en effekt av 1 280 MW. Till anläggningen hör en 175 m hög välvd gravitationsdamm. Reservoiren kommer att uppta en yta av 383 kvadratkilometer och blir därmed Kinas största konstgjorda sjö.

Större delen av de 16 planerade anläggningarna kommer att placeras i flodens övre del på Qianghai-Tibetplatån i djupa och trånga floddalar. Fallhöjden längs den aktuella sträckan uppgår till mer än 1 300 m. De geologiska och topografiska förhållandena är gynnsamma ur dammbyggnadssynpunkt. Som en följd av den trånga floddalen reduceras såväl schaktnings- som betongarbeten. Slamhalten i flodens övre del är också förhållandevis låg.

Utbyggda kommer stationerna att ha en total effekt av 12 000 MW. En 500 kV-ledning är planerad att leverera ström från stationerna till Beijing, Tianjin och andra städer i norra Kina.

Hongshuifloden

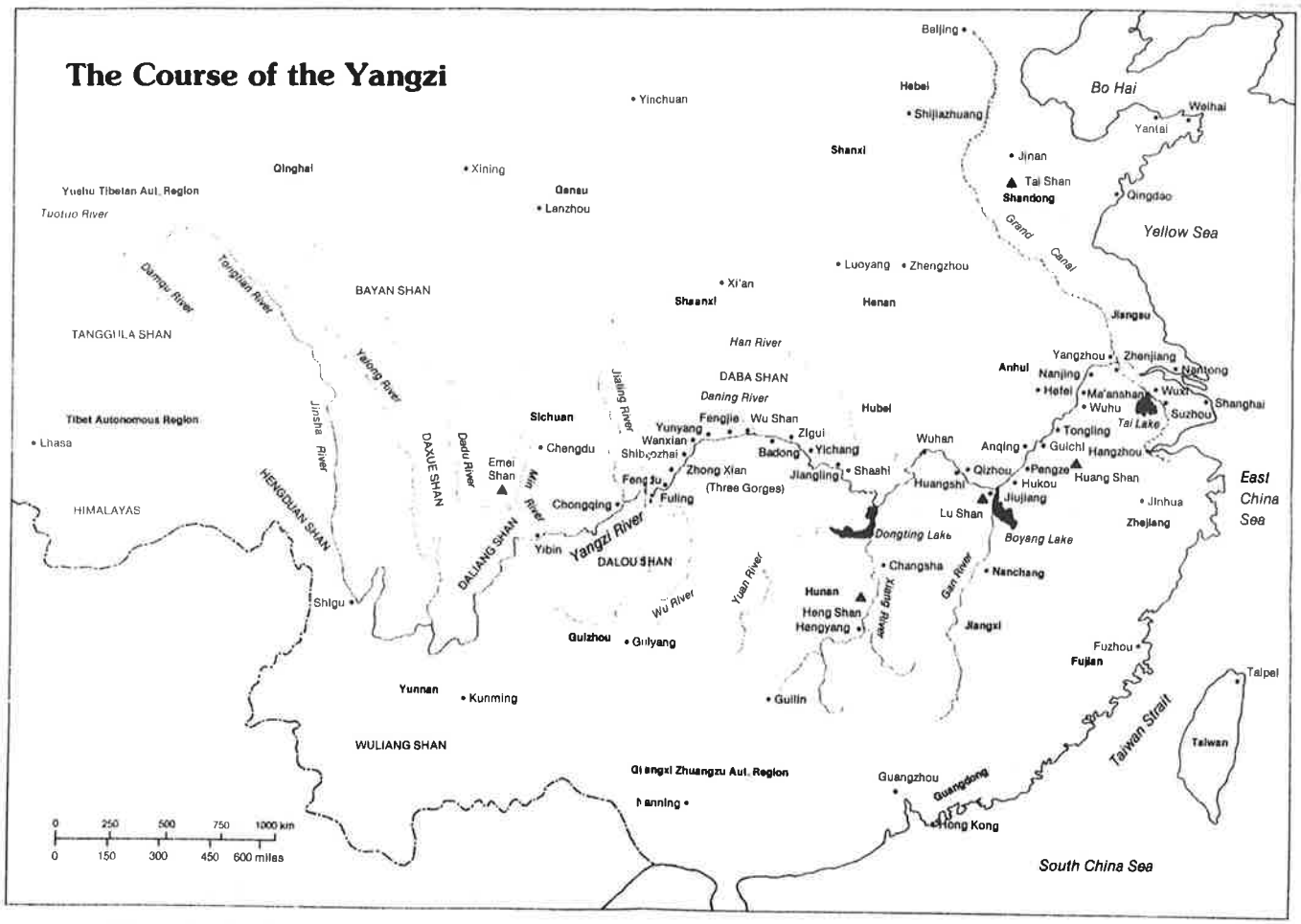
Elva nya kraftstationer planeras i Honshuifloden i Guangxi med en beräknad effekt av 11 600 MW. Avsikten med Honshui-projektet är att man skall kunna förse provinsen Guangdong med kraft. Guangdong är en av de viktigare provinserna för handel med utlandet. Möjligen kommer också export av kraft att ske till Hongkong. Två stationer är redan under uppförande. Dahua med sex aggregat kommer att ha en total effekt av 600 MW. Tianshengqiao-Basuo som ligger på gränsen mellan provinserna Guangxi och Guizhou är större och kommer att ha en effekt av 1 240 MW.

Lancangfloden

I Lancangflodens mellersta och nedre lopp i provinsen Yunnan planeras fyra kraftstationer. De kommer att ha en total effekt av 8 000 MW. För närvarande pågår anläggningsarbeten vid kraftstationen Manwan och fullt utbyggt kommer den att ha en effekt av 1 000 MW. Kraftstationerna i Lancang kommer att leverera kraft till sydvästkinesiska stamlinjenätet.

Yuanshui, Zishui och Lishui

I västra Hunanprovinsen i floderna Yuanshui, Zishui och Lishui planeras ett antal kraftstationer med en total effekt av 5 000 MW. Två anläggningar är färdigställda. Tuoxi i Zishuifloden och Fengtan i Yuanshuifloden med en effekt av vardera 450 MW. För närvarande pågår förberedelserna för uppförandet av anläggningen Wugiangxi i Yuanshuifloden. Wugiangxi kommer att ha en effekt av 1 500 MW.



Figur 3 Yangtzeflodens lopp från Qianghai-Tibetplatån till Gula havet. (Från A guide to the Yangzi River. J. Bonavia, China Guides Series Limited, Hongkong, 1985.)

Fujian, Zhejiang och Jiangxi

Ett stort antal kraftstationer med en total effekt av 10 000 MW planeras i flodsystemen i provinserna Fujian, Zhejiang och Jiangxi. Av detta är redan 2 600 MW utbyggt och nu pågår projekteringsarbete för de övriga anläggningarna. Kraftstationerna kommer att leverera kraft till Shanghai och närliggande områden. I området runt Shanghai saknas i stort sett tillgångar på kol och olja.

YANGTZE-KIANG

Yangtze-kiang är med sina 6 300 km Kinas och Asiens längsta flod och är också världens tredje längsta flod efter Amazonas och Nilen. Närmast Yangtze-kiang i längd kommer Mississippifloden. Nederbördsområdet är 1,8 miljoner kvadratkilometer, vilket motsvarar en femtedel av Kinas territorium (Sveriges yta är 487 000 kvadratkilometer).

Kineserna betraktar floden som gränsmärket mellan norra och södra Kina såväl ur geografisk som kulturell synvinkel. Yangtze rinner upp i Qinghai-Tibetplatån (**Världens Tak**) i västra Kina och flyter genom åtta provinser, innan den slutligen mynnar ut i Gula havet vid Shanghai

(figur 3). Mer än 700 biflöden ansluter till Yangtze, vilket innebär att ytterligare sex provinser avvattnas i floden. Yangtzeflodens största biflöden är Yalong, Min, Jialing, Wu, Yuan, Xiang, Han och Gan. Av dessa är Hanfloden den längsta, 1 532 km, medan Minfloden har högsta medelvattenföringen, som uppgår till 3 040 kubikmeter per sekund.

Namnet Yangtze-kiang används normalt inte av kineserna, utan de kallar floden Changjiang, som helt enkelt betyder **Lång flod.** De kinesiska orden **he** och **jiang** används båda för att beteckna större floder. När man i Kina talar om **He** menar man Huang-he, liksom när man använder **Jiang** utan prefix, avser man Changjiang.

Yangtze har i likhet med många andra stora floder olika namn för olika sträckor. Under sin 6 300 km långa färd från glaciärerna i Qinghai-Tibetplatån till Shanghai har Yangtze namn såsom Tongtian, Jinsha, Chuanjiang och Jingjiang. En vanlig och praktisk indelning är Yangtzeflodens övre, mellersta och nedre lopp. Det övre loppet räknas från Yangtzeflodens källflöde i Qinghaiprovinsen ned till Yichang i provinsen Hubei, en cirka 4 400 km lång sträcka. De berömda **Three Gorges** finns längs den sträckan liksom Sichuanbäckenet (Röda bäckenet). Det mellersta loppet sträcker sig från Yichang till Hukou vid Boyangsjöns mynning i provinsen Jiangxi. Avståndet från Yichang till Hukou är cirka 1 000 km. Nedströms Yichang blir floden bredare och flyter genom ett i huvudsak flackt landskap. Två stora sjöar, Dongting och Boyang rinner också ut i Yangtze. I detta område har översvämningar ofta haft katastrofala följder för egendom och jordbruk. Yangtzeflodens nedre lopp från Hukou till mynningen är en sträcka på 900 km. Landskapet kan betecknas som ett deltaplan och genomkorsas av ett system av såväl artificiella som naturliga kanaler och andra vattenvägar (figur 4).



Figur 4 Kejsarkanalen som grävdes för 2 000 år sedan är fortfarande världens längsta inlandsvattenväg, Hangzou. Foto A. Carlsson.

Yangtzeflodens totala fallhöjd uppgår till 5 500 m och den totala vattenkraftpotentialen för huvudfåran och dess biflöden bedöms vara 230 000 MW, varav cirka 3 procent är utbyggt. Det lägsta uppmätta vattenståndet är 38,5 m och det högsta registrerade är 55,5 m. Den årliga medelvattenföringen är 14 300 kubikmeter per sekund (jämför Luleälven som har en medelvattenföring på 500 kubikmeter per sekund) och den högsta högvattenföringen uppgår till 110 000 kubikmeter per sekund. Sedimenttransporten är givetvis betydande och uppgår i medeltal till 530 miljoner ton per år. Katastroffloder har ofta förekommit och ett exempel på en sådan inträffade 1954, då 30 000 människor omkom och mer än 18 miljoner människor fick sina hem förstörda. Cirka 3,2 miljoner ha åkermark översvämmades. Under sommaren 1931 inträffade en våldsam katastrofflod och enligt vissa bedömningar omkom mer än 3 miljoner människor, varav de flesta dog i svält på grund av att skördarna gick förlorade.

I Yangtzeflodens dalgång bor en tredjedel av Kinas befolkning, dvs 350 miljoner människor (vilket också innebär var 14:e människa på planeten Jorden). Dalgången kallas också **Kinas kornbod.** Cirka 40 procent av landets spannmål, 70 procent av allt råris, 35 procent av landets bomull odlas i Yangtzedalen. Av Kinas totala industriella produktionsvärde kommer omkring 40 procent från Yangtzeflodens dalgång (figur 5).



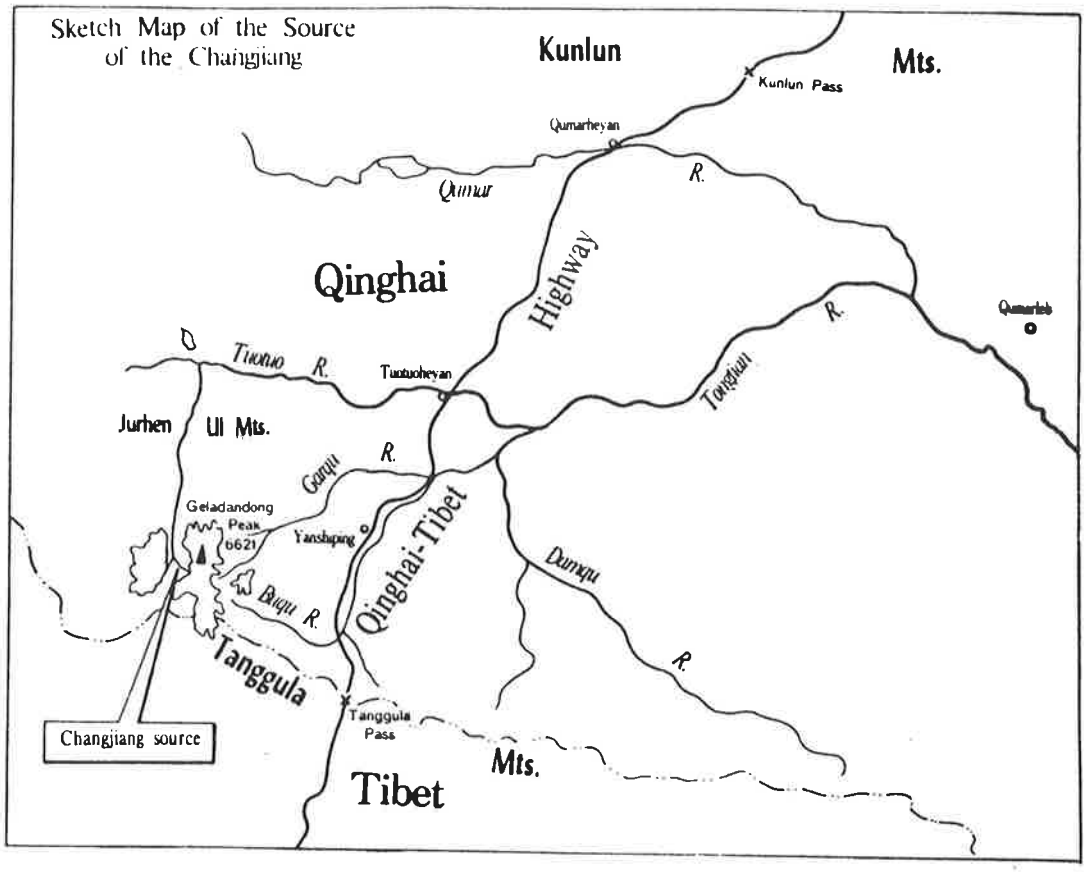
Figur 5 Yangtzedalen kallas **Kinas kornbod.** Cirka 70 procent av allt råris kommer härifrån. Foto A. Carlsson.

Internationellt sett har Kina små järnvägs- och vägnät i förhållande till folkmängd och areal (figur 6). Mot den bakgrunden är de inre vattenvägarna av stor betydelse för transportindustrin. Den totala längden av de inre vattenvägarna med avseende på transporter uppgår till 108 000 km.

Yangtze är Kinas i särklass viktigaste vattenväg. Yangtzefloden har fyra storhamnar, nämligen Shanghai, Nanjing, Wuhan och Chongqing. Till Chongqing som ligger 2 400 km från havet kan 2 000-tonnare gå upp och till Wuhan är det möjligt att ta 10 000-tonnare. Dess betydelse som transportled framgår också av, att medan man har en järnväg som följer Gula floden, finns det ingen järnväg längs Yangtze. Kejsarkanalen som började byggas för mer än 2 000 år sedan, ökar också Yangtzeflodens betydelse, eftersom man därigenom kan ta hand om en betydande del av koltransporterna norrifrån till industrierna i Shanghaiområdet. Det finns dessutom planer på att via en kanal överföra vatten från Yangtze vid Yichang till Gula floden. Om dessa planer i framtiden förverkligas ökar Yangtzes betydelse ännu mera. Under de senaste 35 åren har man investerat cirka nio miljarder kronor i Yangtzes skeppsindustri.



Figur 6 Landsväg i Yunnanprovinsen, södra Kina. Foto A. Carlsson.



Figur 7 Karta över Yangtzeflodens källflöde. (Från Changjiang - The longest river in China. Jiang Liu. Foreign Languages Press, Beijing, 1980.)

Yangtzeflodens övre lopp

De tibetanska bergsbågarna tillhör den globala tertiära veckningszonen och når sin högsta höjd med det 8 882 m höga Mount Everest (Comolangma Feng) vid gränsen till Nepal. Från den mongoliska bågen svänger de sedan österut i sydlig riktning på ett sätt som bestämmer loppet för en rad floder, bland dem Salween, Mekong och övre Yangtze. Avståndet mellan dessa floder är längs en sträcka inte mera än 50 km. Vid ungefär 27 N ändrar plötsligt Yangtze sitt lopp och flyter sedan i stort sett 800 km i östlig riktning.

De smältande glaciärerna mellan bergmassiven Kunlun och Tanggula i Qinghaiprovinsen utgör Yangtzeflodens källflöde (figur 7). Man har under flera århundraden diskuterat Yangtzes verkliga källflöde utan att komma fram till ett entydigt svar. Fyra hundra år före vår tidräkning utkom geografen Yu Gong med en skrift, i vilken han antog att källflödet var beläget i Mingshanmassivet i Sichuanprovinsen. Under första hälften av 1700-talet gjordes en expedition till Qinghai-Tibetplatån, men det var först 1976 som det verkliga källflödet kunde lokaliseras. Denna senare vetenskapliga expedition utfördes av

Yangtze Valley Planning Office. Geladandongmassivet som har en höjd av 6 621 m över havet tillsammans med 20 andra bergstoppar, samtliga över 6 000 m över havet, formar en nord-sydlig bergskedja. Från denna sprider sig mer än 40 aktiva glaciärer ut i de olika dalgångarna. På sydvästra sluttningen av bergskedjan finns två mycket stora glaciärtungor och smältvattnet från dessa anses utgöra Yangtzeflodens embryo.

De viktigaste tillflödena i Yangtzes allra översta lopp är Qumar, Tuotuo, Damqu, Buqu och Garqu. Den 813 km långa flodsträckan från Nangjibalong, den plats där Tuotuo och Damqu möts, ned till Baitang kallas Tongtian. Sträckan från Baitang ned till Yibin i Sichuanprovinsen benämnes Jinsha (figur 3) och har en längd av 2 308 km.

Jinshafloden som betyder **Den gyllene sandens flod** flyter söderut och utgör gränsen mellan Tibet och Sichuan, rinner sedan ned i Yunnanprovinsen och upp till Sichuanprovinsen på nytt. Då har den löpt parallellt med Mekong och Salweenfloden (som också har sitt källflöde i Qinghai-Tibetplatån) med ett inbördes avstånd av endast 50 km. Vid Shigu (**Stentrumman**) i Yunnan svänger floden skarpt av mot norr och flyter faktiskt parallellt med sig självt åtskilt av enbart 24 km land. Cirka 35 km nedströms Shigu finns den berömda kanjonen Hutiao, som är 16 km lång och här är fallhöjden 200 m. Bergväggarna på ömse sidor floden är helt vertikala och reser sig 3 000 m från flodbädden. Själva flodens yta ligger på en höjd av 2 000 m över havet och de omgivande bergen har en höjd av 5 000 m över havet.

Från Baitang till Yibin faller floden 3 000 m och längs sträckan finns ett stort antal biflöden, vilket gör att vattenföringen ökar markant. Den del av Yangtze som betecknas Jinsha är också den sträcka, där man har den största vattenkraftpotentialen.

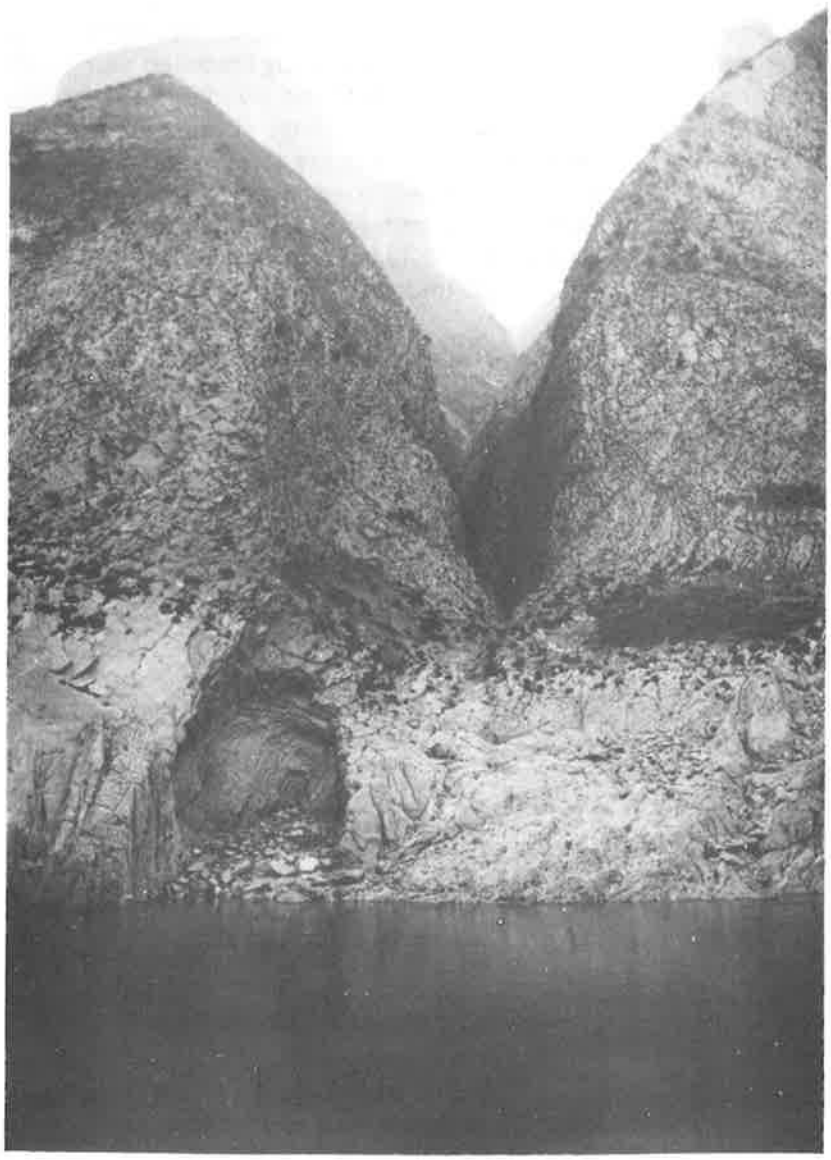
Från källflödet till Yibin har Yangtze tillryggalagt 3 500 km. Från bifloden Minjiangs mynning, inte långt från Yibin, fortsätter Yangtze under namnet Chuanjiang. Chuanjiangfloden från Yibin till Yichang i provinsen Hubei är 1 000 km lång. Längs den sträckan i Sichuanprovinsen ansluter fyra biflöden, nämligen Minjiang, Tuojiang, Jialing och Wujiang (Sichuan betyder just **Fyra floder**).

Tillskottet från de fyra biflödena i Sichuanbäckenet ökar Yangtzes vattenföring högst avsevärt. Den sammanlagda medelvattenföringen i de fyra biflödena är i storleksordningen 7 000 kubikmeter per sekund. Vid Kuimen börjar de berömda Three Gorges (**De tre klyftorna** eller på kinesiska **San Xia**). Längs en 204 km lång sträcka från Baidicheng till Nanjinguan vid Yichang i provinsen Hubei skär Yangtze genom tre bergskedjor vid Qiyao, Wushan och Huanglinmiao och formar de mycket speciella klyftorna Qutang, Wuxia och Xiling.

Qutangklyftan (**Blåsbälgen**) är åtta kilometer lång och här är Yangtzefloden aldrig bredare än 150 m och som smalast mindre än 100 m (figur 8). Den mellersta klyftan Wuxia (**Häxklyftan**) är 40 km lång och också den omges av ett märkligt och effektfullt naturskådespel i form av branta kalkstensklippor, som under årmiljonernas lopp skulpterats genom erosion och vittring (figur 9). Xilingklyftan (**Västra graven**) börjar vid Xiang Xi och fortsätter sedan 76 km ned till Yichang. Det är den längsta och ur historisk synpunkt också den mest farliga delen av Yangtzeklyftorna. Under årens lopp har otaliga fartygs- och båthaverier ägt rum i forsarna vid Three Gorges. Ett stort antal rev, grund och undervattensströmmar finns längs sträckan, framför allt i Qutang- och Xilingklyftan, vilket tidigare bl a hindrade all båttrafik under natten. Numera finns mer än 2 000 bojar och lanternor och flodtrafiken kan nu gå dygnet runt. I slutet av Xilingklyftan vid Sandouping, planeras nu Three Gorge-projektet, och 40 km nedströms håller man på att färdigställa kraftverket Gezhouba.



Figur 8 Vid passagen genom Qutangklyftan är Yangtzefloden aldrig bredare än 150 m. Foto A. Carlsson.



Figur 9 Vid passagen genom Three Gorges reser sig branta kalkstensformationer vittrade och eroderade under årmiljonernas lopp. Foto A. Carlsson.

Yangtzeflodens mellersta lopp

Vid Yichang slutar Yangtzeflodens 4 500 km långa övre lopp och sedan vidtar det 1 010 km långa mellersta loppet som i sin tur slutar vid Poyangsjöns mynning i Jianxiprovinsen (figur 3). Den 400 km långa

sträckan mellan Zhicheng i Hubei och Dongtingsjöns mynning vid Chenglingji i Hunanprovinsen kallas Jingjiangfloden. Här, på ömse sidor av floden, är landskapet mycket flackt. Det är uppbyggt genom sedimentation i huvudsak av vittringsprodukter av röd sandsten från Sichuan, som man påträffar som tjocka röda bäddar underlagrad av kalksten, sandsten och konglomerat. Området genomkorsas av ett stort antal sjöar och vattenvägar. Sammantaget för hela Yangtzedalen har just detta område, Jianghanslätten, varit mest drabbat av de otaliga översvämningar, som inträffat under historiens gång. Längs hela flodsträckan finns därför ett nätverk av diken och fördämningar som byggts i avsikt att minska skadorna i samband med översvämningar (figur 10). Arbeten med att skydda åkermarken från översvämningar har pågått sedan Tangdynastin (618-907 e Kr). Mera systematiska fördämningsarbeten påbörjades dock först under Mingdynastin (1368-1644).



Figur 10 Skyddsvallar mot översvämningar av Yangtze, Wuhan. Foto A. Carlsson.

Den bördiga alluvialjorden på Jianghanslätten är mycket viktig för spannmåls- och bomullsodling. Därför har man sedan 1949 genomfört omfattande åtgärder för att begränsa översvämningsskadorna men också för att utveckla ett bevattningssystem. Ett bevattningssystem som täcker en yta av 920 kvadratkilometer (Shashi-projektet) färdigställdes på 75 dagar under 1954 genom att leda vatten från Hanfloden till de torrare områdena i nordvästra Hubeiprovinsen. Arbetsstyrkan uppgick till 300 000 man.

Ovanför Dongtingsjön, Kinas näst största sjö, utgör Yangtze gränsen mellan provinserna Hubei och Hunan. Floden går sedan i nordostlig riktning mot den största staden i Yangtzeflodens mellersta lopp, Wuhan, där också den 1 532 km långa Hanfloden ansluter. Wuhan som är huvudstad i provinsen Hubei består egentligen av tre städer. På Yangtzes norra strand finns städerna Hankou och Hanyang som delas av Hanfloden. På södra sidan ligger Wuchang. Wuhan med 3,7 miljoner invånare är den största handels- och industristaden i mellersta Kina och dessutom en av Yangtzes storhamnar. Järnvägen från Beijing till Guangzhou (Kanton) passerar Wuhan, vilket ytterligare ökar stadens betydelse.

Efter att ha genomkorsat hela Hubeiprovinsen rinner Yangtze in i provinsen Jiangxi. Strax efter staden Jiujiang flyter Yangtze ihop med Poyangsjön belägen 300 km öster om Wuhan. Poyang är Kinas största sjö och vid högvatten täcker sjön en yta på 5 050 kvadratkilometer. Fem floder rinner ut i Poyangsjön, nämligen Ganjiang, Fuhe, Xiushui, Xinjiang och Raohe. De bördiga alluvialslätterna runt sjön är viktiga områden för odling främst av ris, sojabönor, vete och jute.

Yangtzeflodens nedre lopp

När Yangtzefloden rinner ut ur Poyang vid Hukou börjar dess sista färd mot havet. Floden som här blir bredare flyter genom norra Jiangxi och provinserna Anhui och Jiangsu. Från Hukou till Nanjing passerar Yangtze städerna Angqing, Tongling, Wuhu och Maanshan och mellan Wuhu och Nanjing breder ett flackt deltaplan ut sig. Höjdområden saknas helt förutom längs en mindre sträcka på flodens vänstra strand. I övrigt ligger deltat på flodens nivå, men dessutom finns relativt stora delar, som ligger lägre än floden. Ett välutvecklat system av kanaler har skapats för såväl dränering, bevattning som kommunikationer.

Efter staden Maanshan kommer Yangtze in i Jiangsuprovinsen och har en bredd av 1 500 m när den flyter genom Nanjing, provinshuvudstaden i Jiangsu. Nanjing som har en befolkning på cirka tre miljoner har en lång och betydelsefull historia från 700-talet f Kr, då området delades mellan kungadömena Wu, Yue och Chu, fram till grundandet av Republiken Kina 1912 (Dr Sun Yatsen begravdes här 1929). Tillsammans med Chongqing och Wuhan är Nanjing en av **Kinas tre ugnar** med höga sommartemperaturer och hög luftfuktighet.

Yangtzedeltat avgränsas i väster av staden Zhenjiang, 80 km öster om Nanjing, och i öster av havet. I norr avgränsas deltat av Tongyangkanalen och i söder av Hangzhoubukten. Det utgör en del av Jiangsu och Zhejiangprovinserna och inkluderar Shanghai och sträcker sig över ett 50 000 kvadratkilometer stort område.

Deltat är i huvudsak uppbyggt genom sedimentation av silt från Yangtze. Den årliga sedimenttransporten bedöms uppgå till i storleksordningen 500 miljoner kubikmeter och kustlinjen förskjuts ut i havet med en hastighet av 1 km per 60 år. Undervattensdeltat sträcker sig från Yangtzes mynning och 450 km österut.

Klimatiskt sett karakteriseras området av höga temperaturer och hög nederbörd. Den årliga nederbörden varierar mellan 900 - 1 500 mm varav mer än hälften faller under sommaren och hösten och cirka 30 procent under våren. Beroende på sitt östliga kustläge är vintrarna relativt kalla med en medeltemperatur under januari mellan 0-5°C med en lägsta temperatur av -10°C. Det subtropiska bältets norra gräns i Kina ligger därför ungefär 10 grader lägre mot söder om man jämför med Medelhavsområdet. Den höga nederbörden under sommaren och hösten i kombination med hydrologiska och topografiska förhållanden innebär, att Yangtzedeltat är hårt utsatt i samband med översvämningar och katastroffloder i Yangtze.

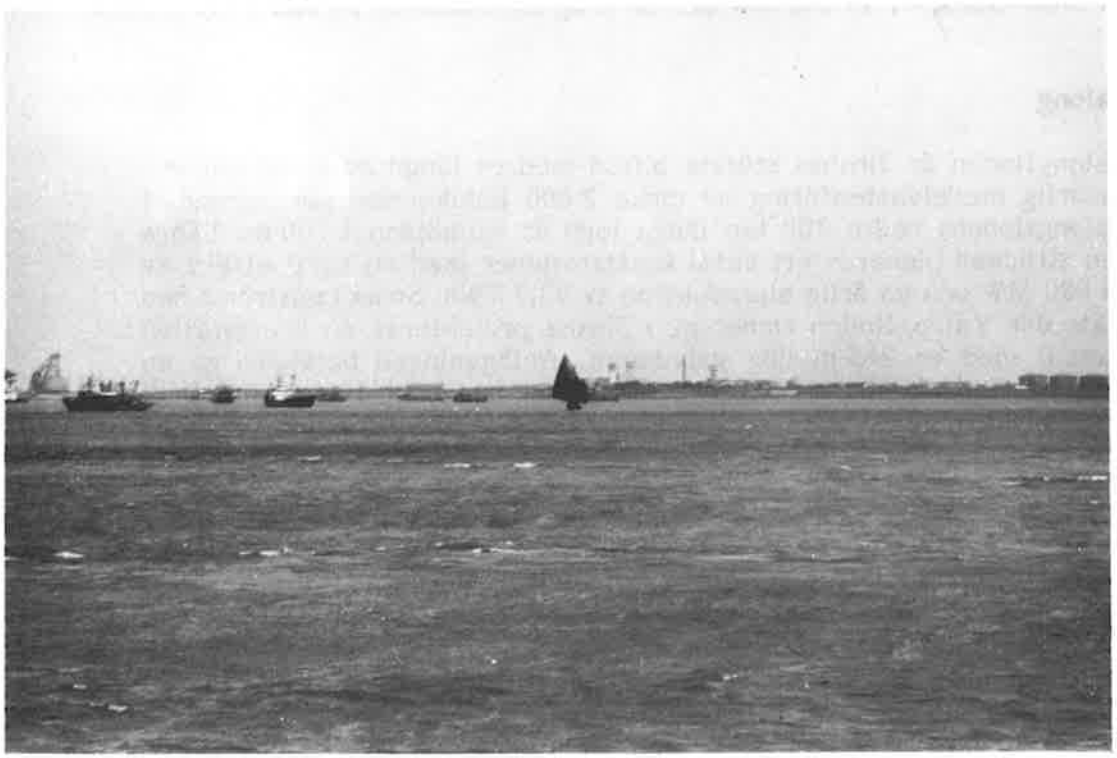
Yangtzedeltat är en av de äldsta jordbruksbygderna i Kina och är i dag det mest produktiva området vad gäller produktion av korn. Under lång tid har man producerat siden och odlingar med mullbärsträd sträcker sig miltals över slätterna (figur 11). Bomullen har dock på senare tid fått större ekonomisk betydelse och stora bomullsodlingar finns från kusten och in i landet.



Figur 11 Över Yangtzedeltat sträcker sig odlingar med mullbärsträd miltals över slätterna. Foto A. Carlsson.

Efter Zhenjiang flyter Yangtze genom städerna Jiangyin, Nantong och Shanghai för att slutligen mynna i Östkinesiska havet. Hela sträckan från Jiangyin till havet betecknas Yangtzes flodmynning. Vid Nantong har floden en bredd av 10 km och vid Shanghai strax vid mynningen är Yangtzes bredd 91 km (figur 12).

Shanghai som betyder **Utfarten till havet** brukar vanligen betecknas som Kinas största stad. Invånarantalet i stadsområdet uppgår till cirka 12 miljoner. Tillsammans med Beijing och Tianjin har Shanghai en officiell ställning direkt under den centrala regeringen, dvs den har samma status som en provins och är direkt ansvarig inför den centrala regeringen i Beijing. Shanghai är Kinas kanske viktigaste industri-, handels- och finanscentrum. Industristrukturen går från skeppsbyggnad, tung järn- och stålindustri till högteknologi. Politiskt har också Shanghai haft stor betydelse under historiens gång.



Figur 12 Yangtzes mynning vid Shanghai. Foto A. Carlsson.

VATTENKRAFTUTBYGGNAD I YANGTZE

Yangtze-kiang med sin vattenkraftpotential av 230 000 MW är förmodligen den viktigaste floden i den kinesiska utbyggnadsplanen fram till år 2 000. Trots sin enorma potential har det aldrig funnits en kraftstation i Yangtzefloden förrän, när byggnadsarbetena med Gezhoubaanläggningen började 1970. Arbetena under 70-talets första hälft gick emellertid långsamt främst kanske på grund av det politiskt instabila läge, som kulturrevolutionen medförde och det var först 1977 som Gezhouba prioriterades som en nationell angelägenhet. Fångdammen över Yangtze slöts 1981, vilket innebar ett historiskt ögonblick i Yangtzes långa och dramatiska historia.

Jinsha

Den 2 300 km långa sträckan från Baitang i Qinghaiprovinsen ned till Yibin i Sichuanprovinsen, som kallas Jinshafloden (figur 3), har en årlig medelvattenföring av 4 800 kubikmeter per sekund, dvs tre gånger större än Kinas näst längsta flod, Gula floden. Fallhöjden längs sträckan är 3 300 m, vilket innebär cirka 60 procent av Yangtzes totala fallhöjd. Mellan staden Shigu i Yunnanprovinsen och Yibin i Sichuan (figur 3) planeras en rad vattenkraftstationer, som beräknas få en total effekt av 49 000 MW och en årlig elproduktion av 260 TWh.

Yalong

Yalongfloden är Jinshas största biflod med en längd av 1 200 km och en årlig medelvattenföring av cirka 2 000 kubikmeter per sekund. I Yalongflodens nedre 700 km långa lopp är fallhöjden 1 700 m. Längs den sträckan planeras ett antal kraftstationer med en total effekt av 19 600 MW och en årlig elproduktion av 93,7 TWh. Strax uppströms den plats där Yalongfloden rinner ut i Jinsha projekteras en kraftstation (Ertan) med en 245 m hög valvdamm. Anläggningen beräknas ge en total effekt av 3 000 MW. Projektet har hög prioritet på grund av dess strategiska läge relativt nära städerna Congqing, Kunming, Chengdu och Guiyang (figur 3).

Dadu

Dadu är en biflod till Minfloden som i sin tur är en biflod till Yangtze. Den årliga medelvattenföringen i Dadu är 1 570 kubikmeter per sekund och fallhöjden uppgår till 1 800 m. Den planerade utbyggnaden i Dadu skulle kunna ge en total effekt av 19 200 MW med en elproduktion av 93,7 TWh per år. I dag pågår anläggningsarbeten för Tongjiezi som fullt utbyggd kommer att ge 600 MW. Platsundersökningar pågår också för en 2 800 MW anläggning, Pubugou, som kommer att ha en 250 m hög damm.

Wu

Wufloden är en av Yangtzes viktigaste biflöden. Den totala längden uppgår till 1 018 km och den årliga medelvattenföringen är 1 750 kubikmeter per sekund. Längs en sträcka av 700 km är fallhöjden 745 m och här planeras en utbyggnad med nio kraftstationer, som tillsammans ger en effekt av 5 300 MW och en årlig elproduktion av 27 TWh. På sin väg norrut genom Guizhouprovinsen meandrar Wu genom utpräglade karstområden, vilket betyder komplicerat utförande av såväl dammar, vattenvägar som reservoirer. I dag är projektet, Wujiangdu, färdigställt och uppförandet av en 165 m hög välvd gravitationsdamm var ytterligt komplicerat, främst på grund av karstbildningarna i området. Totaleffekten för anläggningen är 630 MW. I Wu liksom vid övrig utbyggnad i Yangtze och dess biflöden tas stor hänsyn till flodkontroll, flodtrafik och bevattningsändamål.

Gezhouba

Vid Yichang slutar Yangtzeflodens övre lopp och strax uppströms staden Yichang ligger kraftverket Gezhouba. Gezhoubakraftverket är alltså det första i raden i Yangtzefloden och fullt utbyggt får detta kraftverk en effekt av 2 715 MW med en årsproduktion av 14,1 TWh. Byggnadsarbetena som påbörjades 1970 är nu snart avslutade och 1988 kommer anläggningen att vara helt klar. Arbetsstyrkan under denna tid har varit i storleksordningen 35 000 arbetare, men under vissa byggtoppar har antalet varit avsevärt större.

Gezhouba är ytterligt väsentligt för förverkligandet av det större planerade kraftverket, Three Gorge-projektet, 40 km uppströms. Dels har man visat att det är möjligt, att bygga en damm tvärsöver Yangtze och dels kommer Gezhouba att ge stora intäkter, som sedan kan användas för Three Gorge. Zhang Bang-qi, chefsingenjör vid Yangtze Valley Planning Office har uttryckt det som så, att **Gezhouba är gåsen, som lägger de gyllene äggen för Three Gorge.**

Gezhouba är uppförd helt av kineserna själva och första etappen som avslutades 1980 består av damm- och kraftstation med sju aggregat med en sammanlagd effekt av 965 MW. Betongdammen har en längd av 2 595 m och en högsta dammhöjd av 70 m. Det finns 12 gallerförsedda siltutskov och 27 utskov (bredd 12 m; höjd 24 m) och två större fartygsslussar (längd 280 m; bredd 34 m), samt en mindre sluss för persontrafik (längd 120 m; bredd 18 m). Den maximala lyfthöjden är 27 m och slussarnas tillåtna tonnagestorlek är 10 000 ton. Slussportarna som är 34 m höga och väger vardera 600 ton tillverkas av Shanghais Jiangnan Shipyard. De levererades i sektioner och monteringen skedde på platsen. Figur 13 visar en mindre sluss för persontrafik i Gezhouba.

Utskoven är dimensionerade för en högsta högvattenföring av 110 000 kubikmeter per sekund. Under själva byggtiden var utskov och fångdamm beräknade för en högvattenföring av 66 800 kubikmeter per skund. Under 1981 inträffade emellertid en högvattenföring, som uppgick till 71 000 kubikmeter per sekund men såväl utskov som fångdamm klarade denna vattenföring.



Figur 13 En mindre sluss för persontrafik, Gezhouba. Foto A. Carlsson.

Den andra etappen som påbörjades 1981 och som snart är avslutad omfattar fjorton aggregat. Generatorerna är kinestillverkade och utgörs av två 170 MW aggregat tillverkade av Sichuan East Generator Plant och 19 125 MW aggregat, som tillverkats av Harbin Generator Plant.

Jord- och bergschaktning uppgår till 55 miljoner kubikmeter och totalt har man gjutit 9,8 miljoner kubikmeter betong. Fyllnadsmassorna har en sammanlagd volym av 32 miljoner kubikmeter. Mellan åren 1970 och 1977 gjöt man enbart 500 000 kubikmeter betong, men under de tre åren fram till slutet av första byggetappen, 1980 gjöts 5 miljoner kubikmeter betong.

Efter idrifttagningen av den första etappen 1981 har anläggningen fungerat tillfredsställande och har dessutom underlättat flodtransporterna genom de svårnavigerade **Three Gorges.** Vattenytan där har höjts 20 m sedan fångdammen över Yangtze färdigställdes, vilket har inneburit en minskning av farliga strömmar och virvlar i klyftorna, samt att en del grund har försvunnit. Maximal tonnagekapacitet genom slussarna i Gezhouba är 20 miljoner ton per år men hittills har det årliga sammanlagda tonnaget inte överskridit 10 miljoner ton. Slusstiden uppgår till cirka 1 timme.

Som nämndes tidigare inträffade en högvattenföring 1981, som uppgick till 71 000 kubikmeter per sekund under loppet av 19 timmar. Dessutom har sedan dess 10 högvattenfloder med en vattenföring överstigande 45 000 kubikmeter per sekund passerat utskoven. Siltproblemen har man också behärskat på ett tillfredsställande sätt. Den årliga sedimenttransporten uppgår i medeltal till 520 miljoner ton och ett sedimentinnehåll av 1,19 kg per kubikmeter. Gezhouba kommer att vara helt klar 1988 och då kommer också den nya 550 kV-ledningen till Shanghai att vara färdig. Projektet har medfört att cirka 1 000 ha mark har lagts under vatten och en omflyttning av 25 000 människor. Gezhouba är en stor turistattraktion i Kina och finns på otaliga vykort och frimärken. Man beräknar att cirka 250 000 kineser besöker anläggningen varje år, då oräknat det stora antal människor, som reser med båt längs Yangtze.

THREE GORGE-PROJEKTET

Cirka 40 km uppströms Gezhoubabygget planeras Three Gorge-projektet, som på kinesiska heter **San Xia** och betyder just **Tre klyftor.** Redan i början på 1930-talet började planering och förberedande undersökningar för ett kraftverk i området för klyftorna. Under tidigt 40-tal var US Bureau of Reclamation inkopplade och tillsammans med Yangtze Valley Planning Office föreslogs en anläggning med en effekt av 10 500 MW. Planeringsarbetet avbröts dock på grund av den japanska ockupationen av östra Kina under andra världskriget. Under 1950-talet arbetade ryska ingenjörer med projektet men i samband med det kyliga politiska klimatet mellan Kina och Sovjet avbröts detta arbete helt 1960. Kulturrevolutionen innebar senare att projekteringen ytterligare försenades och försvårades. Ansvariga för projekteringsarbetet har hela tiden varit Yangtze Valley Planning Office (YVPO) med huvudkontor i Wuhan. Organisationen som har mer än 12 000 ingenjörer och geologer anställda lyder under ministeriet i Beijing. Det är också med denna organisation som Vattenfall/SwedPower har haft de direkta kontakterna.

Utbyggnadsalternativ

Enligt tidigare planer, som presenterades redan 1958, skulle kraftverket få 25 aggregat med en effekt av vardera 1 000 MW, dvs en sammanlagd effekt av 25 000 MW, och en årsproduktion av 110 TWh. Denna utbyggnadsplan skulle bl a innebära, att dämningen skulle sträcka sig 780 km uppströms till Zhuyangxi cirka 120 km uppströms Chongqing och lägga mer än 45 000 ha jordbruksmark under vatten.

Med en dammhöjd på 200 m som detta alternativ innebär räknar man med att cirka två miljoner människor måste omflyttas, när anläggningen är klar. Detta omfattar bl a en flyttning av 10 städer och delar av åtta andra städer. I den gamla delen av staden Chongqing måste mer än 200 000 människor flyttas och exempelvis staden Wanxian kommer att ligga helt under vatten.

Ett reducerat utbyggnadsalternativ presenterades av Yangtze Valley Planning Office 1982, som innebär en minskning av dammhöjden till 175 m med en krönlängd av 2 300 m. Effekten minskar härigenom till 13 000 MW - tjugosex 500 MW-aggregat fördelade på två maskinstationer. Fallhöjden kommer att variera mellan 60 och 88 m. Antalet lyftsteg i slussarna minskar från sex till fyra. Den reducerade dämningen innebär givetvis en påtaglig minskning av regleringsmagasinet (500 km uppströms), men anläggningen kommer ändock att starkt reducera översvämningsskadorna nedströms. Antalet människor som måste omflyttas vid det senare alternativet kommer att röra sig om 300 000 - 400 000 människor. En minskning av dammhöjden innebär också fördelar ur ekologisk synpunkt och den särpräglade skönheten i området för de tre klyftorna kommer med reducerad dämning att i högre grad bevaras.

Oberoende av vilket alternativ som väljs kommer Gezhouba och Three Gorge att ha en avgörande betydelse för hela regionen. Mot den bakgrunden diskuterar man därför att etablera en ny provins som skall heta San Xia. Detta för att bl a underlätta beslutsprocessen vad gäller alla de problem, som uppstår i samband med byggandet av Three Gorge. I dag är tre provinser inblandade, nämligen Hubei, Sichuan och Hunan. Om detta blir verklighet kommer San Xia att bli Kinas minsta provins.

State Council tog 1984 ett principbeslut att bygga Three Gorge kraftverket enligt det reducerade utbyggnadsalternativet. Förberedande arbeten på den valda platsen, Sandouping, har också påbörjats främst i form av tillfartsvägar på ömse sidor av Yangtze. Man har även etablerat ett platskontor i Sandouping. Ursprungligen var det tänkt att byggnadsarbetena skulle starta under 1986, men definitivt beslut om byggstart har ännu inte fattats. Däremot pågår en mängd olika ingenjörsgeologiska undersökningar på platsen för att ytterligare öka och förstärka beslutsunderlaget.

Den totala byggtiden har beräknats till 15 år med idrifttagning av de första aggregaten efter cirka 7 år. Man kommer alltså att ha två maskinstationer med fjorton 500 MW aggregat i den vänstra och tolv 500 MW aggregat i den högra maskinstationen. Till anläggningen hör 23 flodutskov, 24 utskov med lucka och nödutskov (4 öppningar).

Den sammanlagda schaktvolymen för Three Gorge är beräknad till 51 miljoner kubikmeter. För själva dammen kommer det att gå åt cirka 22 miljoner kubikmeter betong. Betongvolymen för kraftstationen, slussarna och för omloppskanalen är i storleksordningen 2, 6 respektive 1,5 miljoner kubikmeter.

Uppgifter om den totala byggkostnaden för Three Gorge-projektet varierar, men en ofta återkommande siffra är 150 miljarder SEK.

Slussleden

Farleden och slussarna byggs ut på vänstra stranden cirka 400 m från kraftverket med fyra lyftsteg med vardera en lyfthöjd beroende på vattenytornas läge om 21-25 m. Varje slusskammare blir 280 m lång, 34 m bred och 40-50 m hög. Slussleden är 1 350 m lång med en tillfartskanal på 1 km uppströms och 1,7 km nedströms. Tillåten tonnagestorlek kommer att bli 10 000 ton. (Sveriges största sluss, Trollhättan, tillåter en tonnagestorlek av 3 500 ton och har en slussbredd av 13 m.)

Såväl slussleden som tillfartskanalerna kommer att sprängas ut i berg med ett maximalt djup av 130 m och en totalt utschaktad volym av 19 miljoner kubikmeter berg. Av den totala längden kommer 700 m att ha ett djup på mer än 100 m och längs 650 m av sträckan kommer djupet att variera mellan 50 till 100 m.

I dag finns olika konstruktionsalternativ för slussarna. Ett alternativ innebär att båda slusslederna förläggs i samma bergskärning med en cirka 50 m bred betongkonstruktion emellan, som bl a inrymmer vattenvägar för fyllning respektive tömning för sedimentutsköljning. Betongarbetena enbart för slusskammrarna skulle innebära en betongvolym av 3,5 miljoner kubikmeter.

Ett andra mera troligt alternativ innebär att slusslederna förläggs i två separata kanaler av vardera 40 m bredd. Bergmassan mellan de båda kanalerna får då en bredd av 115 m. Ett alternativ man diskuterar är fyra tunnlar för fyllning respektive tömning med en diameter av 6 m och två tunnlar för sedimenttömning med diametern 12 m som förläggs på båda sidorna av kanalerna och i den underliggande bergmassan. Varje tunnel får en längd av cirka 1 500 m. Ett annat alternativ är att lägga två tunnlar för fyllning och tömning av slussarna i den mellanliggande bergmassan. Till slussleden hör också mer än 30 vertikala schakt för underhåll, inspektion och pumpning. Ett dräneringssystem med tunnlar och borrhål kommer också att utföras. Luckorna kommer förmodligen att bli omvända Tainter-luckor.

Bergarbetena inom slussområdet kommer att i princip delas in i tre arbetsområden, varav det första avser övre tillfartskanalen och den första slusskammaren. Det andra arbetsområdet omfattar den andra och tredje kammaren och det tredje området innefattar utsprängningen av fjärde slusskammaren och den nedre tillfartskanalen. Bergmassorna kommer att användas som fyllning i fångdammarna, men också som ballast för betongtillverkning.

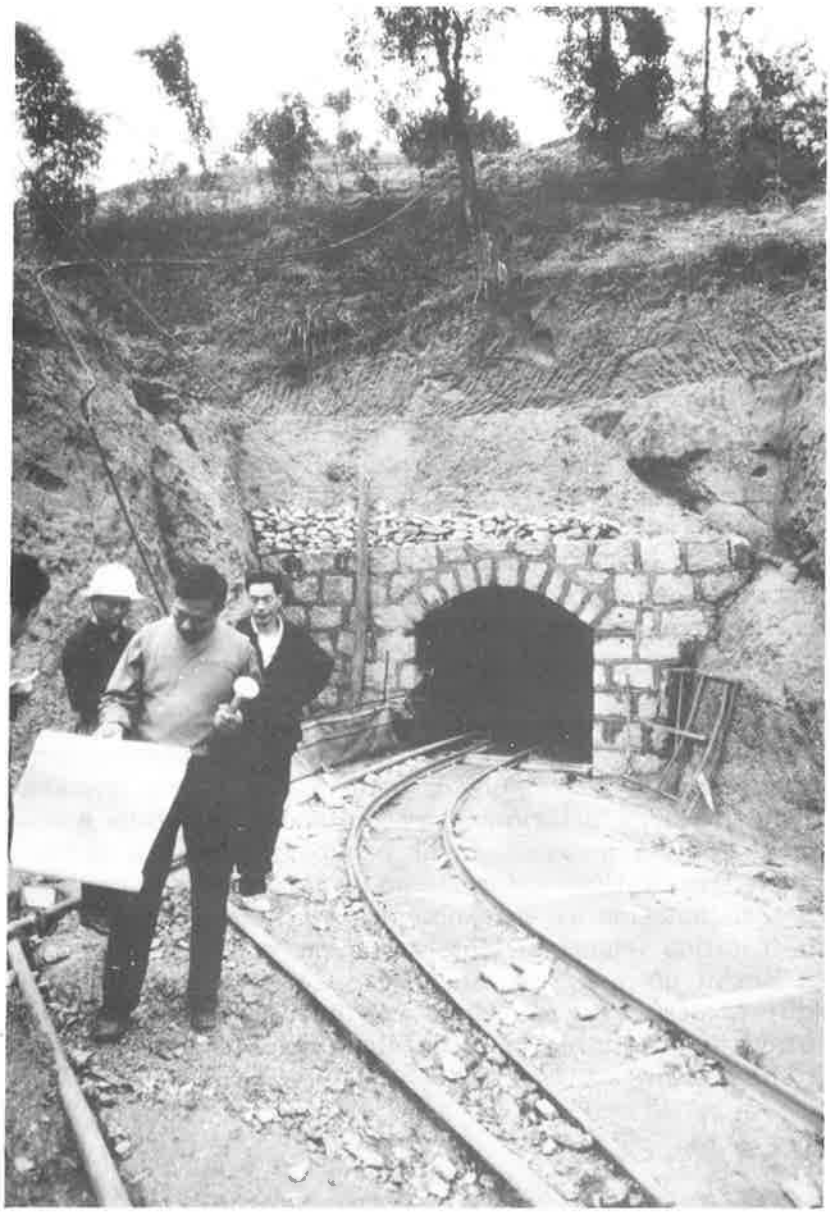
Det helt eller starkt vittrade berget kommer förmodligen att tas ut med tunga bandtraktorer med rivare medan borrning och sprängning kommer att användas i övrigt. De vertikala schakten planeras att tas ut med **raisebore**-maskiner. Byggnadsarbetena med slusslederna beräknas omfatta åtta år. Kostnaden för slussarna beräknas till tio procent av den totala byggkostnaden, dvs i storleksordningen 15 miljarder SEK.

Förundersökningar och geologi

Sedan 1951 har man genomfört förundersökningar vid 14 tänkbara dammlägen. Man har så småningom fokuserat intresset på två potentiella lägen i Xiling Gorge, den nedersta av de tre klyftorna, av vilka YVPO prioriterat Sandouping. De topografiska förhållandena i Sandouping, på vänstra flodstranden, utmärks av svagt rundade bergryggar som ligger på en höjd av 170 till 220 m och ravinbottnar på 120 till 180 m. Den topografiska variationen inom slussläget är således omkring 40 m (figur 14).

YVPO har under lång tid utfört platsundersökningar i Sandouping. Hittills har man utfört mer än 500 borrhål med en total längd av cirka 40 km. Dessutom har man cirka 1 km undersökningstunnlar samt ett system av grävda schakter i den vittrade överytan. Borrningarna har i huvudsak utförts som kärnborrning. I övrigt har konventionell förundersökningsmetodik tillämpats i form av geologisk kartering, geofysiska mätningar, hydrogeologiska tester etc. Omfattande in situ tester har under lång tid genomförts i de olika undersökningstunnlarna (figur 15).





Figur 15 I slussläget i Sandouping har man sprängt cirka 1 km undersökningstunnlar i vilka omfattande in situ tester utförts. Foto A. Carlsson.

Själva området längs de tre klyftorna domineras av sedimentära bergarter, främst kalksten. Geologin i Sandouping utgörs däremot av en större granitintrusion och uppvisar i stort goda ingenjörsgeologiska förhållanden. Bergarten är en relativt grovkornig granit av Prekambrisk ålder genomsatt av främst aplit, pegmatit, diabas och dioritgångar. Vittringsgraden varierar med det topografiska läget. Längs bergryggarna går vittringen i medeltal ned till 30 m under markytan

medan vittringen i ravinbottnarna har ett djup av cirka 15 m. Under dessa djup är dock graniten frisk och intakt enligt de borrningar som utförts och som också kan konstateras i undersökningstunnlarna. Det förekommer också ett antal mindre förkastningar inom det planerade byggnadsområdet. Området betraktas som ett ur seismisk synpunkt stabilt område.

Höga slänter

Som tidigare nämndes kommer slussleden och tillfartskanalerna att sprängas ut i berg och den maximala slänthöjden kommer att bli 130 m och en maximal sluntvinkel på 70 grader. Cirka 700 m av den totala längden kommer att ha en slänthöjd på mer än 100 m och längs 650 m av sträckan kommer sluntens höjd att variera mellan 50 och 100 m.

I samband med byggandet av tillfartsvägar till Sandouping har bergschakter öppnats. Slänterna längs schakterna, tillsammans några kilometer långa, har en höjd av 40 till 50 m och en sluntvinkel av i medeltal 70 grader. Trots att slänterna är schaktade i den vittrade delen av bergmassan och trots att över huvud taget inga förstärkningar förekom var slänterna stabila och ytterligt få brott kunde noteras. Några mindre kilbrott förekom och då i allmänhet orsakade av korsande, brant stupande sprickor.

De höga slänterna i slussleden kommer givetvis att innebära mycket omfattande förstärkningar och system för dränering av grundvatten. Hittills har bergmekaniska beräkningar utförts för några enstaka sektioner, men innan slutlig utformning av slussleden fastställs kommer ytterligare geologiska undersökningar och bergmekaniska beräkningar att utföras. Den slutliga utformningen med valda sluntvinklar kommer att vara en funktion av en ekonomisk optimering grundad på faktorer såsom framtida underhåll, förstärkningar och kostnader för bergschaktning. Beslut om byggstart för Three Gorge är som tidigare nämnts framskjutet, men detta påverkar i sig inte projekteringsarbetet. I stället utnyttjas tiden för olika detaljstudier vad gäller sluntstabiliteten för slussleden.

SUMMARY

The Yangtze river, the longest river in Asia and third longest in the world, has a hydro-electric generating potential of 230.000 MW, but at present has only one dam and one power station on its main course. In January 1981 a cofferdam was constructed across this river and in 1988 the 2.700 MW Gezhouba power station will be taken into service. Construction planning of the world's largest power station, the Three Gorge station, with development alternatives ranging from 13.000 MW to 25.000 MW, is at present in progress. The final decision on which option to select has not been taken yet, but it will probably be the 13.000 MW one. (The total installed hydro-electric generating capacity in Sweden is 16.000 MW).

Will the Three Gorge Project ever be built? For more than 2000 years, China has had a standardized system for constructing dams and flood embankments. Two thousand years ago, the longest man-made construction was built in China, the Great Wall of China. Started in the 4th century BC it originally stretched 6000 km. The Grand Canal, on which construction was started 2500 years ago and which stretched 1700 km, qualifies as the longest man-made waterway in the world and is still used over a distance of 500 km for transporting barges.

These are just a few of the endlessly-long list of records that demonstrate that China is big, no matter what the yard-stick. Construction of the Three Gorge Project only requires the Chinese to continue their tradition of greatness, not to exceed it.

This paper describes hydro-electric development in China with special emphasis on the Yangtze river. The Gezhouba Project and the planned Three Gorge Project are described in greater detail.

HUR MAN BEHANDLAR SLÄNTSTABILITET I HONGKONG

Slope stability how it is dealt with in Hongkong

Gunnar Nord, Skanska AB

I samband med Skanskas engagemang vid byggande av motorvägstunnlar i Hongkong fick vi mycket påtagligt erfara hur man handskas med släntstabilitet i Hongkong. Det berodde på att kontraktet var utformat så att entreprenören var ansvarig för lokalisering av tunnelportaler och den vidhängande designen av slänterna i samband med schakterna för portalerna.

De geologiska formationerna i Hongkong är av relativt ungt datum. De äldsta delarna utgörs av vulkaniska bergarter som tuffer, som är mer än welded, de är näst intill kristallina och de dateras till nedre och mellersta jura. Graniterna, som dateras till övre juraperioden, har trängt in i tufferna i Hongkong-områdets centrala delar. De unga bergarterna har ännu inte hunnit vittra ned och inte heller utsatts för någon nedisning. Det innebär att topografin är dramatisk med hög frekvens av branta slänter, och det gäller för såväl de vulkaniska bergarterna som graniterna.



Branta slänter kännetecknar Hongkongs topografi. Arbetbodar i förgrunden.

Vädersituation med periodvis riklig tillgång på nederbörd omväxlad med längre torrperioder har givit den vanliga jord-bergprofilen med residualjordar överst, en blandning av residualjord och kraftigt vittrat berg för att övergå mot en allt lägre vittringsgrad ju djupare man kommer ner (se figur nedan). Att finna helt ovittrat berg vid bergbyggande i Hongkong är nästan uteslutet. Inte ens i stora bergtag är berget ovittrat.

Man kan inte heller vara säker på att alltid finna residualjordar överst i jordberglagerföljden. Långt innan människan började exploatera Hongkong-området förekom skred och därför förekommer även collovial frekvent.

Den fortgående vittringen försämrar självfallet befintliga slänters förmåga att vara stabila. Normalt utlöses släntskred under den våta delen av året. Den totala nederbörden är cirka 2 meter per år och merparten faller under perioden juni till september och mängder på 100 mm över 24 timmar är långt ifrån ovanliga.

Regnen medför både en kraftig ytavrinning som sliter med sig mer eller mindre löst material från jordytan men också en stegring av den befintliga grundvattenytans läge och därvid vidhängande portvattentryck.

Instabila slänter utgjorde inte så stort problem så länge man lokaliserade bosättningarna och vägarna till de få låglänta och flacka delarna av Hongkong-området. Men den kraftiga befolkningsökningen under 50- och 60-talen medförde att de brantare delarna av terrängen kom att utnyttjas. Till att börja med var det vild bosättning i plåtskjul s k squatters, men senare kom även byggnation av mer permanent slag. Den byggnationen krävde goda vägar och därmed var man fast i släntproblematiken.

Såsom vanligt är bekymrade man sig inte till att börja med särskilt om att man bröt sönder vegetationstäcket och brantade upp slänterna eller skapade nya sådana. Naturligtvis skötte flertalet konsulter och entreprenörer sina schakter på ett professionellt sätt men ett flertal skred inträffade som innebar avsevärda förluster i både material och människoliv.

För att få ett slut på den ojämna standarden på slänterna sade man att Hongkongs förvaltning måste få insyn i släntbyggandet. Alla konstruerade slänter som kan vålla skada på människor eller egendom skall ha sin utformning granskad innan man får påbörja någon schaktning. Det innebär dock inte att koloniens förvaltning påtar sig ansvaret för slänternas bestånd. GCO (Geotechnical control office) har uppställt regler för hur slänterna skall designas.

I princip dikterar man inte vilken eller vilka metoder som skall användas. Man har definierat vilka säkerhetsfaktorer som är godtagbara och att dränering arrangeras på ett godtagbart sätt.

Val av säkerhetsfaktor styrs av den skada som ett skred kan förorsaka på liv och egendom och de rekommenderade värdena finns angivna i tabellen nedan för nya slänter.

Table 5.1 - Recommended Factors of Safety for New Slopes for a Ten-year Return Period Rainfall

ECONOMIC RISK \ RISK TO LIFE		Recommended Factor of Safety against Loss of Life for a Ten-year Return Period Rainfall		
		Negligible	Low	High
Recommended Factor of Safety against Economic Loss for a Ten-year Return Period Rainfall	Negligible	>1.0	1.2	1.4
	Low	1.2	1.2	1.4
	High	1.4	1.4	1.4

Note : (1) In addition to a factor of safety of 1.4 for a ten-year return period rainfall, a slope in the high risk-to-life category should have a factor of safety of 1.1 for the predicted worst groundwater conditions.
(2) The factors of safety given in this Table are recommended values. Higher or lower factors of safety might be warranted in particular situations in respect of economic loss.

Ur "Geotechnical Manual for Slopes" GCO Hongkong

Som framgår av figuren skall beräkningarna basera sig på en grundvattensituation som kan uppstå vid ett tioårsregn. Man ger också rekommendationer för vilken analysmetod som skall tillämpas och det styrs till stor del av om slänten kan betraktas som en högrisk eller lågrisk sänt. De metoder man rekommenderar är allmänt accepterade och för jord är det Janbu eller Morgenstern och Price samt för berg är det det plana brotten, wedgebrottet och toppling.

För dimensionering av dränagesystem bestämmer man dimensionerande flöde efter den enkla metoden att multiplicera avbördningsområdet med regnintensiteten. Det innebär att man i princip sätter infiltrationen till noll. Denna överdimensionering anser man vara motiverad med hänsyn till igenslamning av dränagekanalerna.

För att belysa den ovan allmänt hållna beskrivningen skall här redovisas hur en slänt designades vid Route 5 projektet, där Skanska deltar i ett J.V.

Schaktning skulle utföras för åtta tunnelportaler och därav var J.V. designansvarig för 4 stycken. Att så var fallet berodde på att slänterna var temporära. De skulle bara existera under byggtiden. Förutom att slänterna skulle designas så skulle även tunnelportalernas läge fastställas.

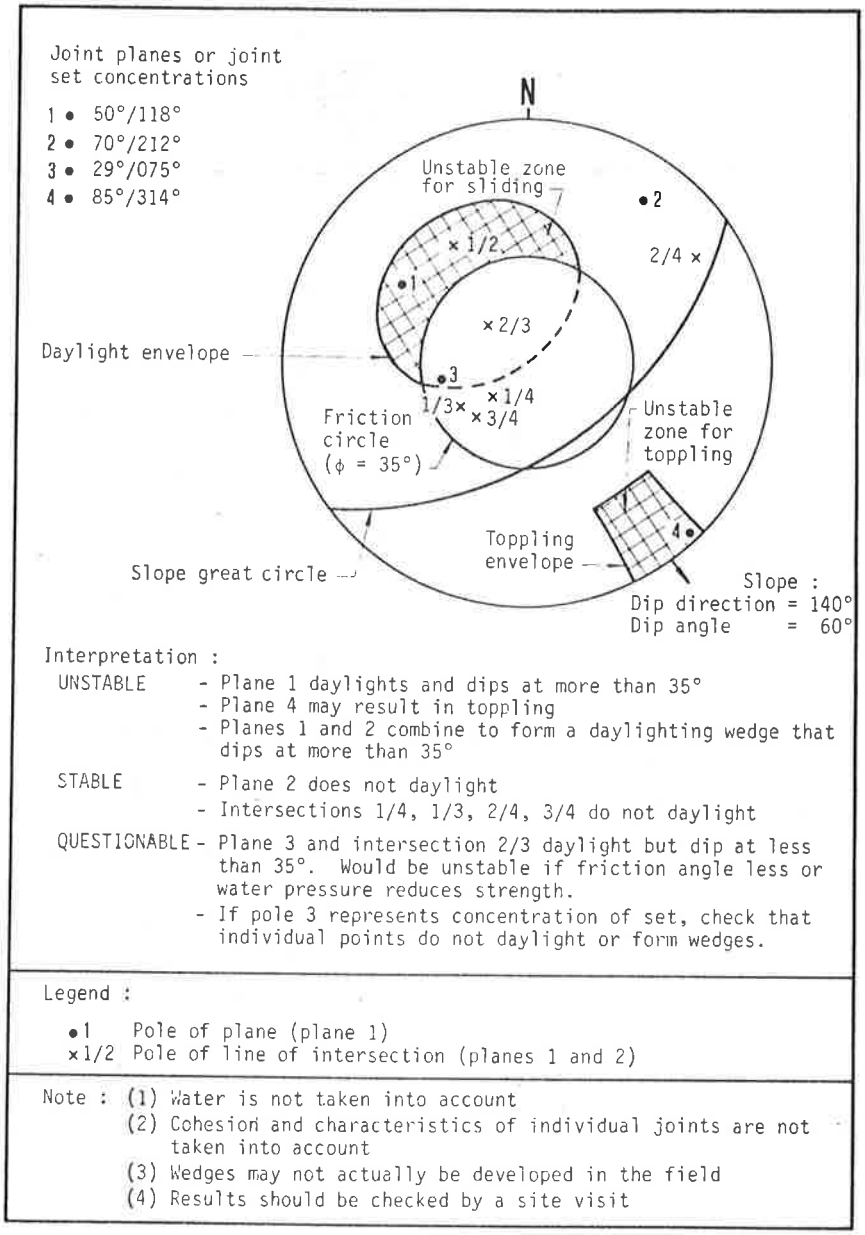
Arbetsgången och policyn hade man klar för sig redan vid byggstart. En extern konsult skulle anlitas för designarbetet. Vi strävade efter att få engineer att föreslå tunnelportalens läge, samt att alla slänter skulle göras stabila utan någon form av bergbult eller ankare. Skälet till att undvika förstärkningar var dels att man inte fick betalt för detta arbete och dels att erfarenheten hade visat att det var mycket svårt att få installation av ankare godkänt.

Lämplig konsult för släntdesign sökte vi rätt på genom anbudsförfarande. Till vår förvåning fick vi en mycket stor spridning i offerterna trots att arbetsuppgiften var väldefinierad i förfrågningsunderlaget. För att fastställa en släntdesign av en slänt som kunde accepteras av GCO varierade anbuden mellan 5.000 och 50.000 HK$. Vi valde det lägsta anbudet, och vi anser även idag att det var ett korrekt val.

Kompletterande undersökningsborrning måste utföras på instruktion av engineer för att fastställa bergläge. Kärnborrning måste utföras och i samband med denna utfördes också kompletterande tester av jordlagren. De kompletterande undersökningarna bestod av SPT (Standard penetration test) och Maziersampling. Syftet med dessa aktiviteter är att bestämma skrymdensitet samt att få prover för att utföra triaxialförsök. Detta förfarande har mer eller mindre blivit standard för att bestämma de ingående parametrarna för beräkning av stabiliteten i jordslänten.

Normalt placerar man också piezometrar för att fastställa grundvattenytan med dess variation under året. Nu hade detta utförts vid tidigare borrningar, så vi fick piezometervärdena serverade.

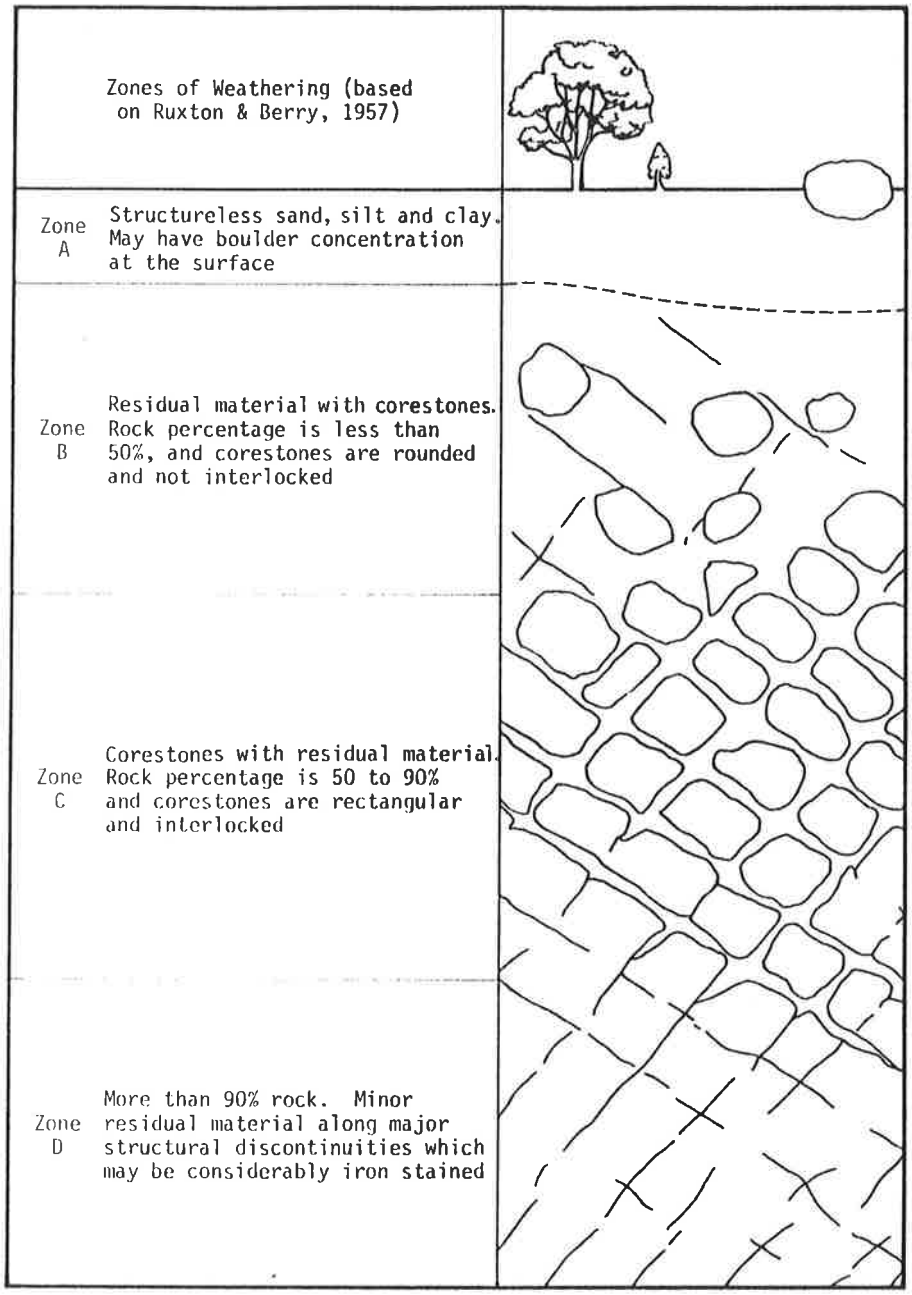
För bestämning av stabiliteten i berget utfördes en reguljär sprickkartering och resultaten sammanställdes i ett pol plot diagram. Man utför därefter en traditionell analys av släntstabiliteten med hjälp av stereoplotdiagrammet, vilket innebär att envelopen för polen till sprickplan som går ut i släntfront uppritas och likaså envelopen för stabila sprickplan i sprickorna. Analysen omfattar som normalt är både plana brott och wedgebrott (se figur nedan).



Arbetsgång för bedömning av slätstabilitet i berg från "Geotechnical Manual for Slopes" GCO Hongkong.

Vidare skall toppling beaktas. I vår sländ fanns emellertid inga topplingproblem. Självfallet måste grundvattnets inverkan beaktas även vid stabilitetsanalysen av bergslänterna.

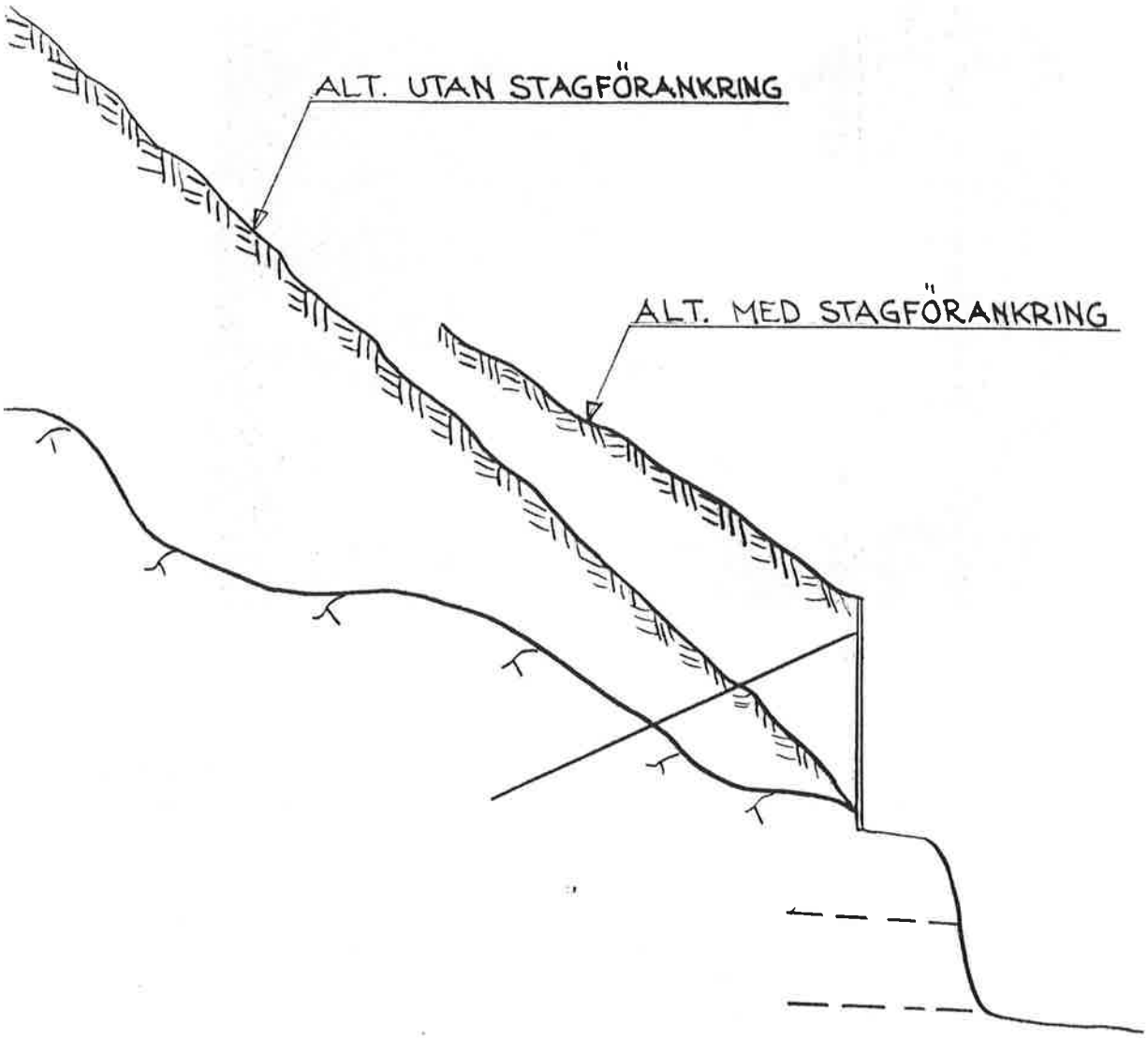
Eftersom sätten att beräkna jordsländ och bergsländ skiljer, måste man också definiera vad som skall betraktas som jord och vad som skall anses vara berg. Som redan framgått av denna redovisning är denna skiljelinje inte lika klar som här i Sverige. Den markprofil som är typisk för Hongkong har beskrivits av Ruxton och Beery och har betecknats "Zones of wethering". (Se figur nedan). I vårt fall, och jag förmodar att det är normalt, förlade man gränsen mellan jord och berg vid gränsen mellan zone B och C. Det innebär att materialet skall till 50-90% utgöras av jordstenar (core stones) som skall vara rektangulära och skall gripa in i varandra (interlocking).



Markprofil tillämpad i Hongkong från "Geotechnical Manual for Slopes" GCO Hongkong

Det är svårt att i en schakt fastställa gränsen medan det går acceptabelt vid kärnborrning.

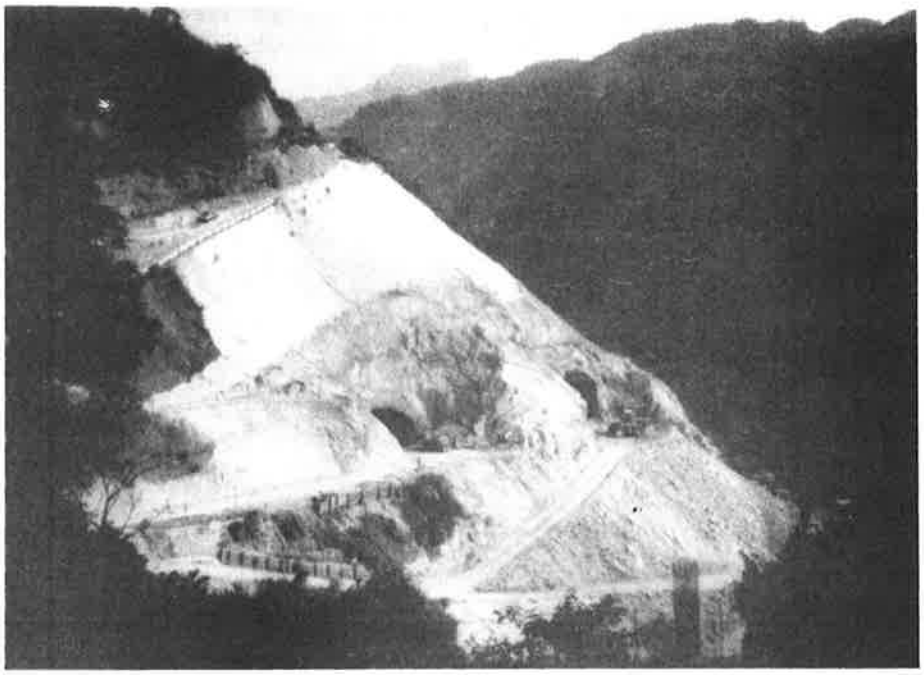
Det fanns en preliminär design av slänterna som hade utförts av Engineer, som dock inte fick utnyttjas av oss. Vi var heller inte särskilt angelägna om att tillämpa den eftersom den innehöll jordstag. Jordstagen var nödvändiga förutsatt att man inte kunde branta upp jordslänten (se figur nedan).



Alternativ släntdesign beroende av hur jordens inre friktion och kohesion bedömdes.

Vid vår egen kärnborrning upptäckte vi att de övre jordlagren med största sannolikhet inte bestod av colluvial såsom de gamla kärnborrloggarna visade utan residualjord. Vi lyckades också övertyga Engineer om detta vilket medförde att vi kunde tillämpa de jordparametrar som hade erhållits vid triaxialförsöken på residualjorden för hela jordslänten.

När designen väl var accepterad påbörjades det spännande schaktningsarbetet. Spänningen låg i frågeställningen skulle berget komma vid de nivåer som vi hade antagit med utgångspunkt från några få kärnborrhål. För den händelse bergytan skulle vara belägen djupare ned än vad som förmodats skulle det innebära att man tvingades börja om jordschaktningen från toppen igen. Vid två av våra slänter skulle en sådan åtgärd också innebära att vi tvingades schakta bort vår accessväg eller sätta in jordankare som skulle medföra både en tidsförlängning och kraftig fördyring.



Tunnelpåslag vid Lower Shing Mun reservoir. Schaktslänter är täkta med Chou nam.

Bergytorna visade sig belägna ungefär som vi hade förmodat och endast smärre justeringar behövde utföras. Likaså fanns det anledning att förmoda att grundvattenytorna ej skulle komma högre än vad designen var grundad på.

För att skydda slänterna mot erosion utfördes som brukligt är ett skyddslager av ett putsbruk med finkornig ballast. Skyddsbrukets tjocklek är inte mer än cirka 30 mm och går under beteckningen Chou nam. På varje avsats placeras dräneringskanaler och piezometrar installleras för att hålla kontroll på grundvattenytan. Chou nam punkteras med rör av plast eller bambu för att hålla ned eventuella vattentryck. Hela detta arbetsförfarande är mycket välkänt inte bara i byggkretsar utan varje individ som färdas genom kronkolonien kan inte undvika att vid upprepade tillfällen se slänter utförda enligt denna teknik.

I övergångszonen mellan jord och berg kan man se hur s k corestones sticker ut ur chon nam.

Vad är rådet man kan ge till den obevandrade som skall schakta i Hongkong.

1 Skaffa dig Slope manual och läs den omsorgsfullt.

2 Skaffa dig en god konsult som ej behöver vara dyr.

3 Följ reglementet, allting går mycket snabbare då. Det tar minst en månad innan man kan sätta schaktbladet i jorden.

Och slutligen det är roligt att vara i Hongkong.

DISKUSSION

Hans Helfrich, Enebyberg

Excellenta föredrag bör belönas med diskussionsinlägg av så många som möjligt, inte bara av mig.

Senaste föredragen ger anledning till flera kommentarer. Det är t ex skönt att veta att kineserna inte alltid är först eller bäst. Att kunna luta sig tillbaka på en 2000-årig kunskap om dammbyggnad är naturligtvis något enastående. Men det finns äldre och längre traditioner. De första "statikerna" fanns redan för 100,000.000 år sedan. Sjöborren har under tidens lopp utvecklat en stenkärna som visar en form identisk med regelprofilen hos en motorvägstunnel, taggorna är anordnade som bultar i taket. Allt en naturlig anpassning av naturen till t ex ett hydrostatiskt tryck (att kunna läsa i naturens bok....).

Branta slänter i Hongkong. Här kan nämnas erfarenheter från Sri Lanka. Det har visat sig att så länge det finns jord med residualstrukturer (strukturrester av fullständigt vittrad berggrund) i släntmaterialet finns det andra stabilitetsegenskaper i jordmaterialet än i jord av samma material, dock utan nämnda strukturinslag. Även ganska obetydliga inslag möjliggör konstruktionen av branta slänter.

Rasfenomenen vid Huskvarna och längs fjällsidorna: är det säkert att dessa fenomen enbart bör tillskrivas vittringen eller frostskador och liknande? Kan även recenta tektoniska rörelser vara inblandade (Huskvarna - närhet till Vätternförkastning, fjällsidor inom området med förkastnings- och/eller överskjutningstektonik)? Återkommer sådana fenomen bör man även undersöka sådana möjligheter.

Erik Sandegren, Lidingö

När det gäller den här rasslänten uppe i Björkliden så är det ju mycket frostproblem vintertid, dels befintligt sprickvatten som fryser, dels smältvatten som fryser på nätterna, vilket gör att berget hela tiden rör sig. Det är vidare så fruktansvärt upp-

sprucket, att det är enormt svårt att bedöma hur mycket som verkligen kommer ned när det till slut sker ett skred. Om man då har en järnväg nedanför, där skredet alltså kan gå ned (i tre fall har skred passerat järnvägen), är det ju väldigt viktigt, att man från trafiksynpunkt får ett system, som inte utlöses varenda gång det sker ett skred som inte kommer fram till järnvägen. Det är därför jag tycker så illa om de här brytsystemen utan i stället vill ha seismiskt system, för det garanterar att systemet inte utlöses om man inte fått upp skredmassorna i spåret.

Nils Granlund, Hagconsult

Beträffande det nyligen inträffade bergraset i Huskvarna är detta exempel på ett kardinalfel inom bergstabilitet. Bergartens struktur är skivig och planen sluttar snett nedåt utåt branten (jfr bif. skiss). Slänten är stabil så länge bergskivorna stöds i nederkanten. I detta fall har man byggt en fastighet vid foten av de sluttande bergskivorna och för att få rum med hela huset har man sprängt bort det nedre stödet. Förr eller senare rasar då bergskivorna ned om de ej förstärks mot ras eftersom den ovan nämnda strukturen utgör perfekta glidplan.

Vätternleden och bergsländerna längs Ådalsvägen i Huskvarna, som tillhör en större förkastningszon längs Vättern, har ofta samma utformning som rasplatsen. Jag ansvarar för stabilitetsbedömningen av närliggande bergbranter i Huskvarna åt kommunen och av bergbranterna längs Vätternleden åt Vägförvaltningen. Vi har förstärkt bergbranterna på olika sätt. Dels har vi byggt kontreforter som stöd mot större bergpartier med rasrisk t ex inte långt från det nu inträffade raset, dels har vi förstärkt bergskivor och block med bultar både förspända och slaka för att säkra storstabiliteten.

Vi har dessutom satt upp nät på långa sträckor utefter vägen. Näten hindrar inte bergras men rasen får ett kontrollerat förlopp och vi minimerar risken för småras ut på vägen. De äldsta näten är nästan 30 år och de fungerar fortfarande bra.

Vi har dessutom satt upp nät på långa sträckor utefter vägen. Näten hindrar inte bergras men rasen får ett kontrollerat förlopp och vi minimerar risken för småras ut på vägen. De äldsta näten är nästan 30 år och de fungerar fortfarande bra.

Fastigheten där bergraset inträffade är totalförstörd. Den var byggd på privat mark och jag har tidigare påpekat att rasrisk finns inom området men kommunen har inte utfört några åtgärder troligen beroende på oklarheter i ansvarsfrågan.

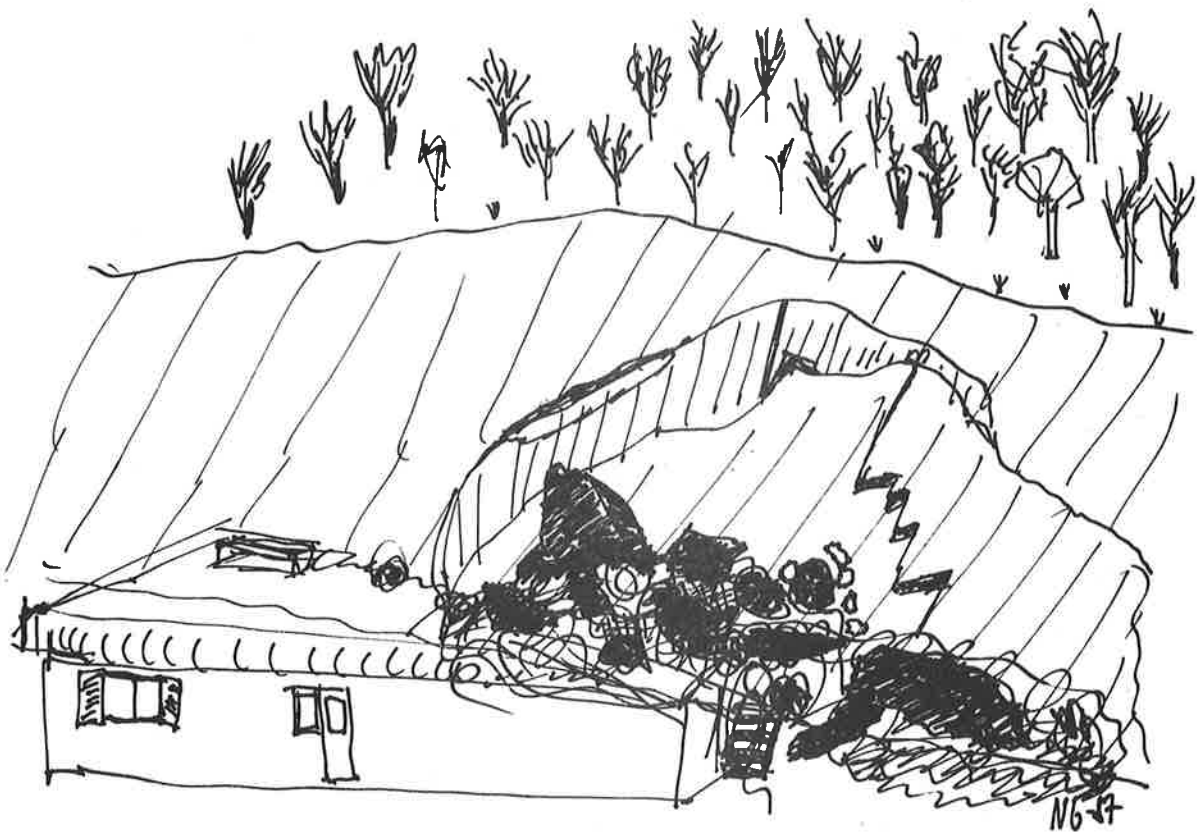


Fig 1 Bergras på Bergsgatan, Huskvarna 23 mars 1987

Tomas Franzén

Jag är intresserad av hur läget är med Three Gorges-projektet och SwedPowers engagemang där. Är det någon på Vattenfall som vill kommentera hur en eventuell fortsättning kan se ut?

Curt Voxby, Vattenfall

Vi har genomfört ett par konsultuppdrag för kineserna i samband med planeringen för Three Gorges-projektet. Det är främst vårt svenska bergkunnande som är av intresse för dem och uppdragen har gällt planering för bergsprängning och släntstabilitet för den stora slussanläggningen i anslutning till kraftstationen. Uppdragen är nu slutförda och vi förhandlar med dem om en fortsättning. Som Anders Carlsson nämnde, så har man ännu inte beslutat sig för att projektet skall genomföras. Projektet är ju mycket stort och kineserna får förmodligen svårt att klara finansieringen. De är emellertid mycket angelägna om ett fortsatt samarbete med oss för att på så sätt få del av vårt bergkunnande. Min bedömning är att vi kommer att få ytterligare uppdrag i anslutning till Three Gorges-projektet när man kommit längre i beslutsfattandet. Ett beslut om genomförande kan emellertid ta ett par år innan det blir fattat.

Magnus Bergman, ITASCA

...liten kommentar om släntstabiliteter. Om vi bara, för att få perspektiv, tittar på det system som man har i USA när det gäller slänter kan man konstatera att där gör man på ett annat sätt. Där säter man upp en skylt som säger "Caution - Falling Rock". Man låter så att säga huvudansvaret gå över på individen. Detta har självfallet inte bara tekniska orsaker utan kanske främst försäkringsjuridiska förklaringar. Det här är en balansgång av ansvarsfördelningen mellan samhälle och individen. Det finns säkert en rimlig nivå någonstans som varierar från land till land.

DATORANVÄNDNING I BERGMEKANIKEN
Computer Application in Rock Mechanics

DATORANVÄNDNING I BERGMEKANIKEN - EN KORT BETRAKTELSE OM UTVECKLING, UTVÄRDERING OCH UNDERVISNING

Computer application in rock mechanics - an introduction

Prof Ove Stephansson, Avdelningen för bergmekanik, Högskolan i Luleå, S-951 87 Luleå

UTVECKLING

Många av oss har fått en förändrad arbetsmiljö. Framför oss på skrivbordet står en datorskärm och blinkar mot oss och informationen om nya avancerade programvaror strömmar över oss. Utvecklingen, det första ordet som börjar med u i betraktelsen, går hisnande fort. Den beräkning som på 60-talets slut slukade hela Uppsala Datacentrals kapacitet under nattetid en helg löser jag idag på mindre än en timme med min PC på bordet. Nya beräkningsmetoder ser hela tiden dagens ljus och materialmodellerna blir alltmer avancerade och detaljerade. Till detta snabbtåg som rusar fram ska vi också lägga den snabba utvecklingen inom den grafiska framställningen av in- och utdata med CAD eller annan grafisk teknik. PC-tekniken har kommit för att stanna och vi ska vara glada över de möjligheter den erbjuder.

UTVÄRDERING

Resultaten av de beräkningar som vi gör med datorn blir aldrig bättre än kvalitén på de data som vi stoppar in. Rått uttryckt betyder det i klartext skit in - skit ut! Vi kommer de närmaste åren att få möta större krav från beställarna av beräkningarna att resultaten ska kunna verifieras. Inom kärnavfallsområdet ställs idag dessa krav och i april kommer SKI att stå som värdar för ett symposium om verifiering och validering av geovetenskapliga beräkningsmodeller; symposiet kallas GEOVAL -87.

UTBILDNING

När vi nu introducerar ny teknik och nya programvaror i bergmekaniken så är det av avgörande betydelse att användarna ges bra och relevant utbildning. Om inte så löper vi risken att metoderna missbrukas, används fel och leder till misstag i sämsta fall. När det gäller utbildningen så måste högskolorna ta sitt ansvar och introducera och lära ut de nya teknikerna. Hos oss på Högskolan i Luleå sker nu en mycket kraftig utbyggnad av datoranvändningen i undervisningen och jag har vid ett tillfälle sagt att morgondagens bergsingenjör lämnar högskolan med en bunt disketter och kanske en PC i handen i stället för som nu med 5 lådor böcker och kompendier. Det är ju högst troligt i en framtid när vi idag kan lagra hela högskolans samlade produktion under ett år på en kompaktdisk.

Vi kan kanske också komma att få se en konflikt när dagens unga ingenjörer kommer ut i företagen och möter en tröghet i introduktionen av den nya tekniken. Tur nog är hjälpmedlen billiga idag så viljan behöver inte brista när det gäller utrustning men väl när det gäller metoderna.

I de tre bidrag som nu följer får vi se några exempel på utveckling, utvärdering och utbildning inom datoranvändning i bergmekaniken. Var så god - håll till godo!

BÄTTRE BESLUTSUNDERLAG VID PROJEKTERING AV BERGANLÄGGNINGAR MED HJÄLP AV PERSONDATORER.

Improved basis for engineering judgement with the use of PC based numerical models in geotechnical design.

S Magnus Bergman, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, USA

INLEDNING

Byggande i berg karaktäriseras ofta av komplexa och ibland svårbemästrade förhållanden. Följaktligen är det svårt att beskriva och förutsäga bergmassans beteende och verkliga rörelsemönster.

Bergmekaniska manuella lösningar i designprocessen blir därför ofta mycket tidskrävande och följaktligen har praktiska erfarenheter spelat en större roll vid stabilitets- och förstärkningsbedömanden än beräkningsmetoder.

Numeriska beräkningsmodeller har dock utnyttjats i geoprojekteringsprocessen i många år, men denna verksamhet har i huvudsak varit begränsad till universitet, högskolor och andra organisationer med tillgång till mjukvara och stordatorer. Under de senaste tre till fyra åren har användandet av persondatorer (PC) blivit allt vanligare i geotekniska problemlösningssammanhang och denna utveckling har lett till att det nu även är möjligt att utföra studier med kvalificerade numeriska beräkningsmodeller på persondatorer. Därmed öppnas även möjligheten för mindre företag inom gruv- och anläggningssektorn att utnyttja detta verktyg.

Denhär utvecklingen ökar möjligheterna till att utnyttja geoteknisk modellering som ett aktivt designverktyg. Ingenjörer kan nu få tillgång till flera olika beräkningskoder till rimliga kostnader och med en rimlig investeringenivå i hårdvaran. Detta ökar potentialen för en bättre uppfattning om de geotekniska problemställningarna tidigt i projekten. Persondatortekniken är dock ingen genväg undan grundläggande tekniska kunskaper. För att utnyttjandet av detta verktyg skall vara verkningsfullt, måste användaren förutom goda bergmekaniska kunskaper, besitta god kunskap i hur man väljer lämplig programvara till olika problemställningar.

Itasca Consulting Group, Inc., som är ett litet geotekniskt konsultföretag med verksamhet inom denna sektor, har utvecklat ett antal PC-baserade beräknings-

modeller för användning inom sin uppdragsverksamhet. Detta har även medfört att Itasca utarbetat ett koncept för hur dessa analysverktyg bör användas i geoprojekteringsprocessen för att öka effektiviteten. Ett antal beställare, konsulter och entreprenörer i skandinavien har under det senaste året investerat i dessa dataprogram (FLAC, MUDEC, UDEC) och BeFo har initierat ett projekt för att närmare studera de principiella aspekterna av numeriska beräkningsmetoder i designprocessen i och med PCns intåg.

Detta föredrag behandlar mot denna bakgrund hur den geotekniska projekterings-pocessen kan göras effektivare med hjälp av numeriska beräkningsmetoder som analysverktyg och är en tidig avrapportering av BeFo projekt 132, som skall slutrapporteras under våren.

VAD ÄR EN MODELL

Mycket av debatten kring databeräkningar och geoprojektering handlar om modeller och modellering. För att förenkla den följande diskussionen kan det vara värt att försöka beröra vad vi egentligen menar med dessa begrepp. En modell är i strikt mening en liten kopia eller förebild av någonting. Eftersom vi, när vi betraktar en geologisk formation, ofta har dålig eller begränsad kännedom om områdets verkliga utseende, blir den bild eller föreställning vi kan göra oss om de verkliga förhållandena behäftat med mer eller mindre subjektivt tyckande. Beroende på tillgång på data och information och hur detta behandlas och bearbetas blir uppfattningen om det verkliga utseendet i varje skede en tolkningsfråga. Modellen representerar på så sätt en sammanställning av den uppfattning eller föreställning man i det aktuella ögonblicket har av området. När vi på dethär sättet försöker åskådliggöra utseende av verkligheten blir varje individs tolkning mycket subjektivt betingat. En icke tekniker har sannolikt mycket beskrivande faktorer i "sin modelluppfattning", under det att teknikerna försöker lägga in tekniska faktorer och samband i sina modeller.

När de inblandande parterna så kommunicerar och med hjälp av olika angreppsätt och analysverktyg under projekteringens gång försöker enas om en gemensam uppfattning, växer så olika modeller fram. Konsekvenser av olika layouter och uttagstrategier testas och utvärderas och modelleringsprocessen fortskrider under det att de olika modellerna korrigeras och förfinas.

En modell med detta synsätt är alltså en idealiserad beskrivning av verkligheten så som den uppfattas av handläggaren(-arna).

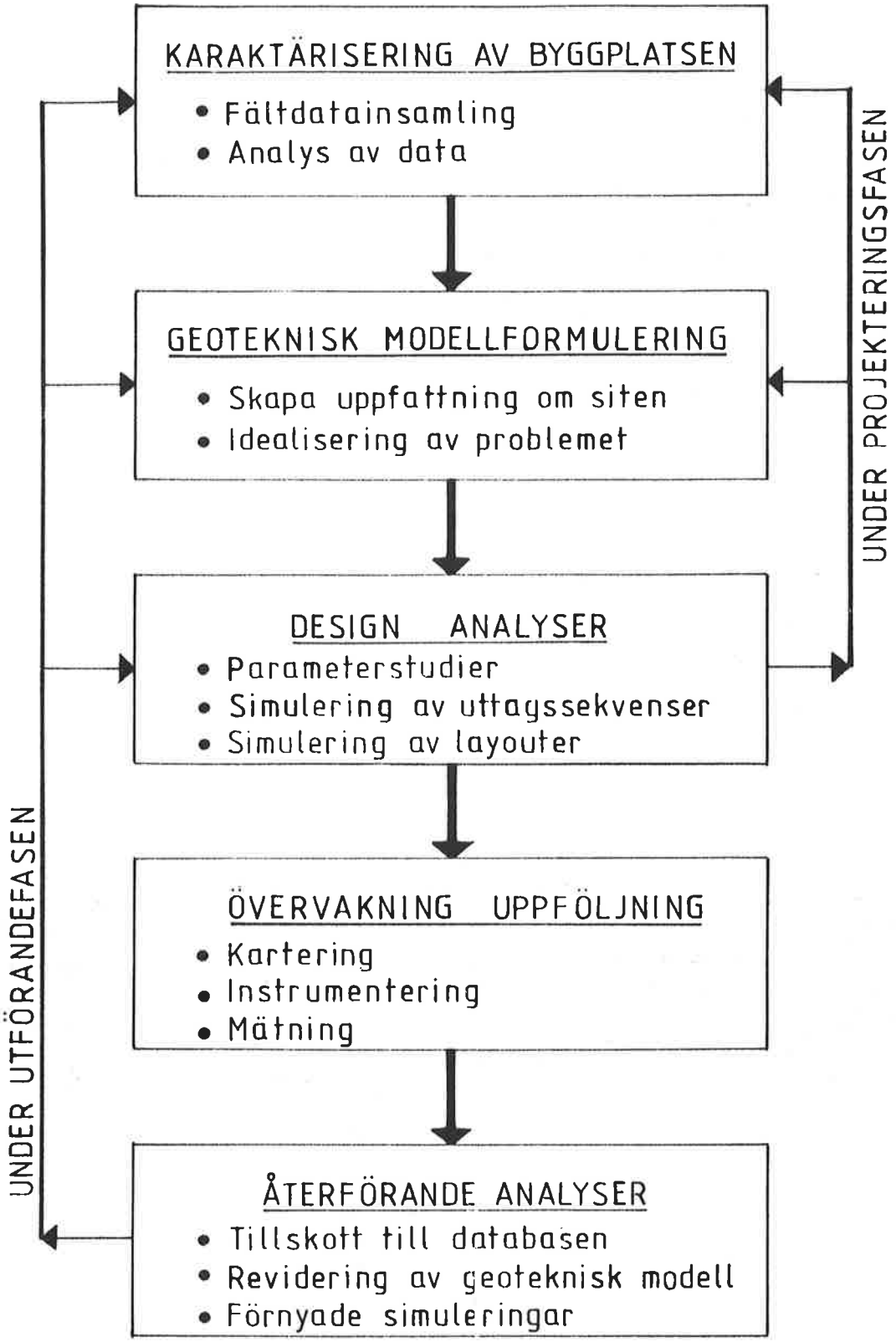


FIG. 1 Flödesschema som illustrerar faserna i ett typiskt geotekniskt design program.

Flow diagram illustrating the steps in a typical geomechanical design program.

DEN GEOTEKNISKA PROJEKTERINGSPROCESSEN

En projektering av en berganläggning måste ofta genomföras trots att den tillgängliga kunskapen om byggplatsens förhållanden och bergmassans egenskaper är dålig. Projekteringsförloppet måste baseras på ett stegvis iterativt förlopp, där en första ansats till geoteknisk modell och förslag till layouter och uttagssekvenser successivt korrigeras och utvecklas allteftersom mer information samlas in enligt Fig. 1. Denhär principen eller arbetsmodellen är mer eller mindre standard i de flesta bergprojekt. Vissa speciella aspekter, som är väsentliga för den kommande diskussionen, skall dock belysas här.

Geoteknisk modellformulering

Denna aktivitet innefattar den centrala frågeställningen i hela projekteringsprocessen. En geologisk strukturmodell, som återger den geologiska informationen från den aktuella bergvolymen enligt alla konstens regler, skall transformeras till en geoteknisk modell som medger ingenjörsteknisk hantering. Beskrivande geologi skall på ett relevant sätt gradvis omformas till beräkningsbar geoteknik. Fig. 2 illustrerar problemkomplexet schematiskt.

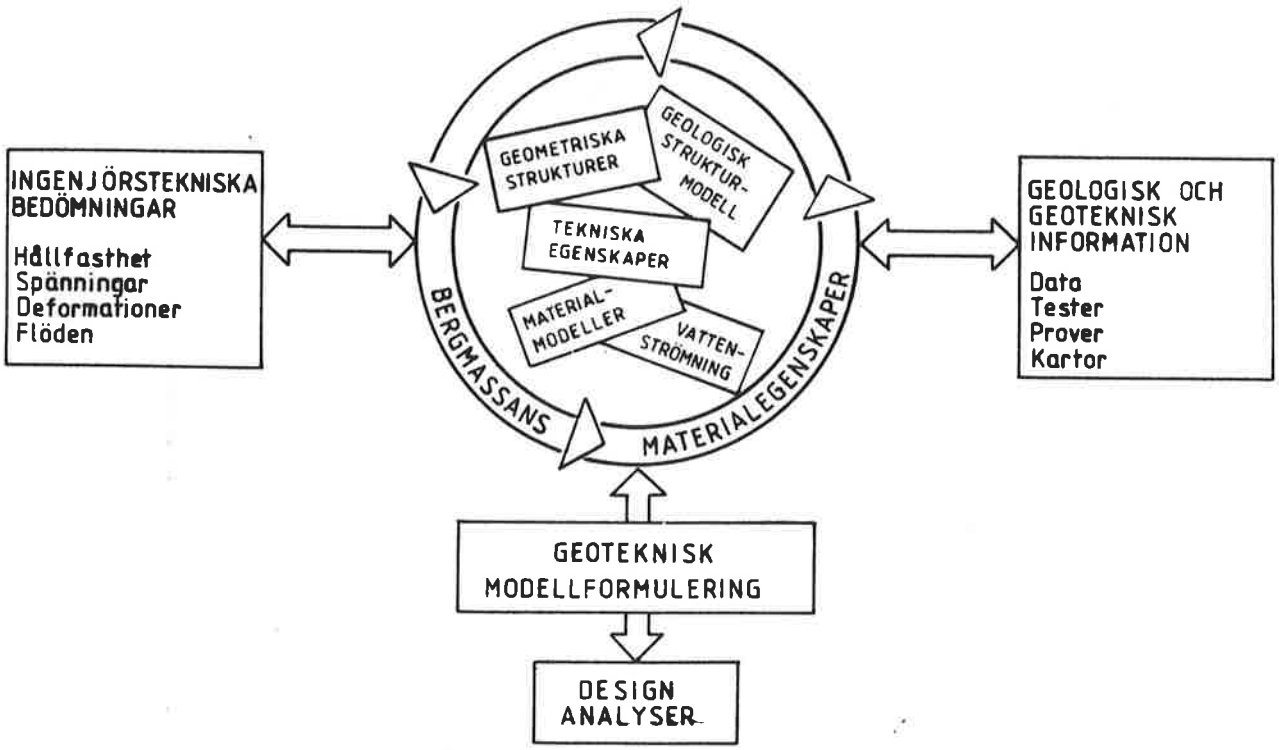


FIG. 2 Schematisk beskrivning av hur det tekniska konceptet utformas i modellformuleringsprocessen med utgångspunkt från geologiska och geotekniska fältdata.

Schematic illustration of the conceptualisation of site characterisation data in the model formulation process.

Om den geotekniska modellen inte är verklighetsanpassad, blir designanalyserna inte meningsfulla. I detta skede förenklas det dataunderlag som samlats in och värderats under sitekaraktäriseringen, för att medge formulering av olika tekniska problem, som kan analyseras med hjälp av tillgängliga analysverktyg.

Målet här är att beakta primära geologiska företeelser av betydelse för designarbetet och ansätta värden till dem under det att geometriska och geologiska faktorer, som har liten eller begränsad inverkan på designen, elimineras. På så sätt kan geometrin hos malmkroppens eller berganläggningens tilltänkta bergmassa förenklas i syfte att underlätta analysarbetet. Detta är en dynamisk process. Allteftersom projektet växer fram och mer detaljerad information förvärvas, kan den/de ansatta geotekniska modeller/modellerna behöva förändras och göras mer komplexa.

Ett av de mest kritiska avsnitten i hela detta förlopp av bearbetning och analysen av insamlade fältdata. Oavsett vilket eller vilka analysverktyg som används i den efterföljande bearbetningen, kommer resultatet alltid att bero på relevansen i dessa ingångsdata.

Designanalyser

När problemställningen har generaliserats till en hanteringsbar nivå i form av den eller de valda geotekniska modellerna utförs en serie designanalyser. Dessa analyser består av olika parameterstudier av hur effekten av brytningssekvenser och variationer i bergmassans egenskaper påverkar stabiliteten av gruvan eller berganläggningen. De verktyg som står till buds vid analysgången kan generellt delas in i tre grupper; empiriska, analytiska och numeriska metoder.

Empiriska metoder grundar sig på praktiska erfarenhetsdata från samma område eller likartade problem. Vid äldra aktiva gruvor eller inom områden där flera anläggningar tidigare uppförts, kan den empiriska databasen vara mycket stor och kan med visst förtroende utnyttjas för problem och förhållanden som liknar de man tidigare samlat kunskap ifrån. Empiriska metoder har dock nackdelen att de kan vara svåra att applicera på nya brytningsmetoder och nya geologiska förhållanden.

Analytiska metoder utnyttjar slutna matematiska lösningar för att lösa problem. Problemet med denna metod är att det finns begränsad tillgång till analytiska lösningar och bara för bycket enkla geometrier. För enkla överslagsberäkningar fyller de dock en stor funktion som komplement till både empiriska och numeriska metoder.

Det tredje alternativet och den metod som används i ökande utsträckning av gruv- och anläggningstekniker världen över är att använda numeriska beräkningsmetoder för att analysera problemen. Med den tilltagande utbredninegn av persondatorer har det blivit möjligt att utföra detaljerade,ickelinjära analyser i 2D och 3D till små kostnader och utan alltför omfattande dataanvändarträning. Möjligheten att utnyttja datatekniken redan i tidiga skeden av projekteringsförloppet är mycket värdefull.

Det kan i detta sammanhang förtjänas att påpeka att empiriska data och anaytiska överslagsberäkningar är nödvändiga komplement när man använder numeriska beräkningsmetoder.

MODELLERINGSPRINCIPER

Geotekniska beräkningsmodeller är värdefulla designhjälpmedel, förutsatt att man förstår sig på att utnyttja dem rätt. Dessa beräkningsmodeller kan ofta vara uppbyggda på olika sätt och har därför varierande förmåga att hantera olika problemställningar, på grund av inbyggda begränsningar i modellerna. Det är därför mycket viktigt att man på förhand försöker definiera sitt problem ur en rad tekniska och praktiska synvinklar. Fig. 3 ger exempel på en checklista av frågeställningar som bör besvaras. Genom att besvara dessa frågor, ökar man sina möjligheter att förenkla sitt problem på ett adekvat sätt och därefter välja den effektivaste geotekniska modellen för att lösa sitt speciella problem.

AVSIKT MED ANALYSEN
- Kvalitativ
- Verifierande
- Detaljerad Design

SIMULERING AV FYSISKA FÖRETEELSER
- Statisk/Dynamiska förlopp
- Kontinuum/Diskontinuum
- Förändring av förhållanden
- På- och avlastningssekvenser
- Flödeseffekter
- Konstruktionssamverkan
- Geometriska variationer
- Icke-linjäritet
- Tidsberoende fenomen

IDEALISERING AV PROBLEM
- 2D eller 3D
- Plant spänningstillstånd
- Matrialapproximationer
- Geometriska approximationer
- Gränser

EGENSKAPER HOS MODELLEN
- Typ av element eller zoner
- Små eller stora deformationer
- Dynamiska effekter
- Dämpning
- Olika belastningsfall
- Materialmodeller
- Flödessamverkan
- Uttagssekvenser
- Randvilkor

TILLIT TILL MODELLEN
- Validering
- Noggrannhet
- Fel

PRESENTATION AV RESULTAT (GRAFIK)
- Spänningsfördelningar
- Deformationsförhållanden
- Brottstadier
- Tidshistorik
- Rörelseriktningar

FIG. 3 Klargörande frågor i syfte att välja lämplig geoteknisk beräkningsmodell.

Modeling questions for choosing a geotechnical model.

VAL AV NUMERISK MODELL

När man satt sig in i det problem man skall lösa - d v s analyserat och besvarat checklistan i Fig. 3 - är det möjligt att fastställa en lämplig uppläggning av beräkningsmetodiken för att lösa det aktuella problemet.

Detta kräver att man har kunskap om de olika typer av geotekniska modeller som finns att tillgå samt deras speciella verkningsområden. Här följer en kort beskrivning av de viktigaste modelltyperna. Den slutliga BeFo rapporten kommer att beskriva detta avsnitt mer detaljerat.

Beräkningsmodellerna kan i princip delas in i två huvudgrupper, kontinuummodeller och diskontinuummodeller. Fig. 4 illustrerar de två väsentliga skillnaderna mellan dessa två grupper. Kontinuummodeller beskriver berget som en ekvivalent bergmassa i vilken man inkluderar effekterna av diskontinuiteter utan att kunna definiera dem speciellt. Rörelser i berget beskrivs i dessa modeller genom kontinuummekanik, vilket medför att definitionsmässigt endast begränsade effekter av rörelser längs diskontinuiteten kan beaktas.

I diskontinuummodellerna beskrivs bergmassan med en kopplad modell - en för det intakta berget samt en för diskontinuiteterna. I dessa modeller beskrivs rörelser i berget med deformationsmekanismer för glidning längs sprickplan, separation och rotation.

Av detta följer att diskontinuummodeller bättre beskriver rörelser i berg, där en eller flera distinkta diskontinuiteter har stark inverkan på förloppet. De flesta tillgängliga modellerna är kontinuummodeller, även om några modeller har speciella mekanismer inbyggda för att simulera glidningsfenomen från diskontinuiteter. Det som avgör valet av modell är i vilken grad man kan idealisera sin bergmassa och det är i detta sammanhang viktigt att påpeka att såväl kontinuummodeller som diskontinuummodeller kräver förenklingar av de verkliga förhållandena för att bli hanteringsbara.

Kontinuummodellerna kan i sin tur delas in i två kategorier, differensmetoder och integralmetoder.

Den grundläggande skillnaden mellan dessa grupper är att differensmodellerna approximerar hela det studerade området med hjälp av differentialekvationer, medan integralmodellerna endast approximerar längs de ränder som definierats inom det studerade området. Finita element (FEM) och Finita Differance (FDM) modeller är exempel på differensmetoder och Boundry Element modeller (BEM) är exempel på integralmodeller.

I Fig. 5 visas hur en tunnelöppning i sprickigt berg med en genomgående större distinkt svaghetszon modelleras med dessa båda modellgrupper.

Diskontinuummodeller är inte särskilt vanliga. Distinkta Element metoden (DEM) anses av många som den bästa metoden att simulera bergmassan som ett diskontinuum. Fig. 5 visar även hur exemplet ovan modelleras med Distinkta Element metoden. Bergegenskaper åsätts blocken eller elementen i modellen och sprickegenskaper definieras för samverkan mellan blocken. Som framgår av figuren kan man simulera total kollaps av tunnelöppningen.

	KONTINUUM MODELL	DISKONTINUUM MODELL
BERGMASSANS EGENSKAPER	EKVIVALENT BERGMASSA	INTAKT BERG OCH DISKONTINUITETER
RÖRELSER I BERGET	DEFORMATIONER BEHANDLAS MED KONTINUUM MEKANIK	GLIDNINGS OCH ROTATIONS MEKANIK

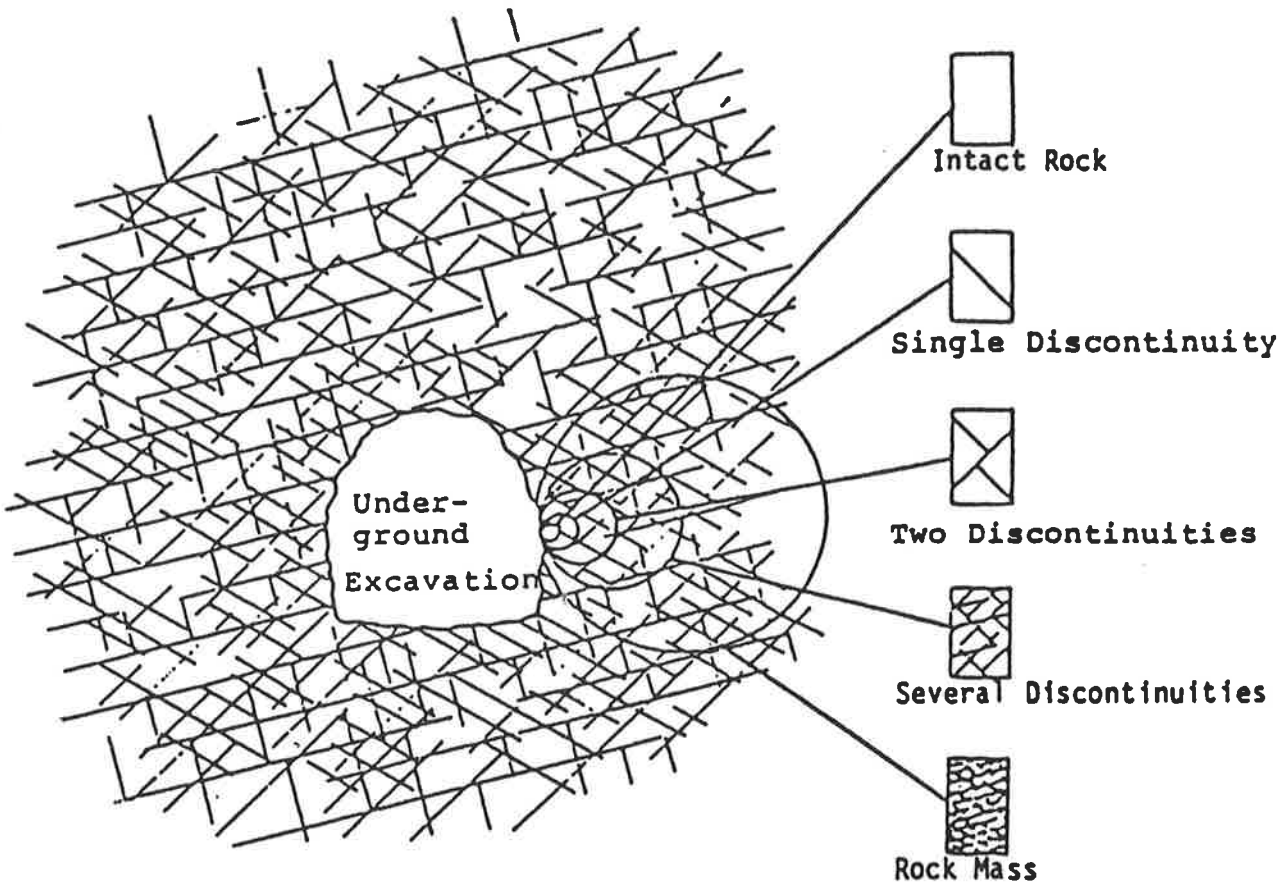
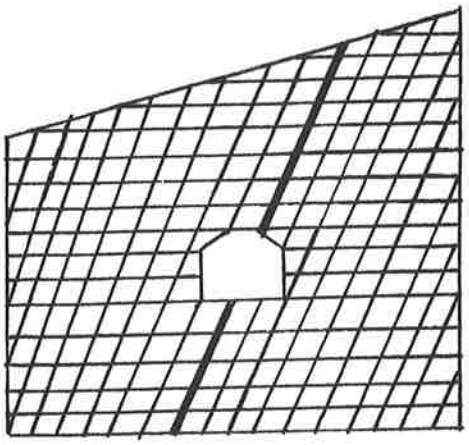


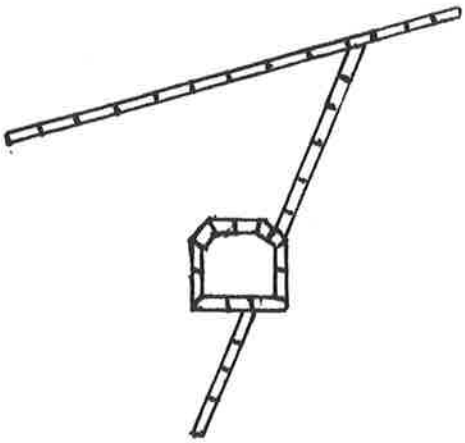
FIG. 4 Bergmassans struktur och valet av numerisk modell

The rock mass structure and the choice of numerical model

(Illustration från Hoek and Brown , 1980)

KONTINUUM METODER





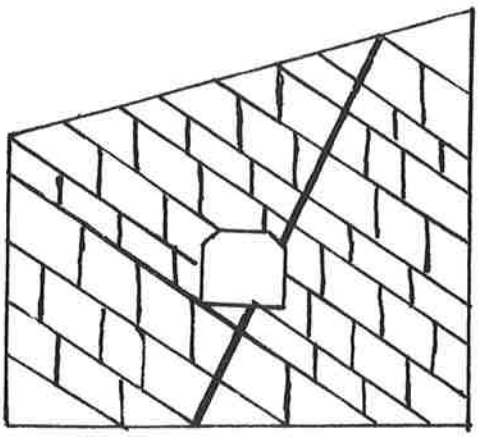
DIFFERENTIAL METODER

FINITA ELEMENT METODER
FINITA DIFFERENS METODER

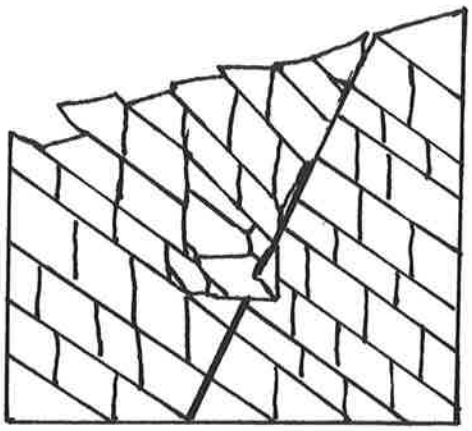
INEGRAL METODER

BOUNDRY ELEMENT METODER

DISKONTINUUM METODER



DISTINKTA ELEMENT METODEN



DISTINKTA ELEMENT METODEN
EXEMPEL PA KOLLAPS

FIG. 5 Kontinuum och diskontinuum modeller.

Continuum and discontinuum models.

fortskridande förändringar i berget inklusive dynamiska förlopp som sprängning och jordbävningar. Skall man ha ett verkningsfullt och målinriktat modelleringsprogram för geoprojektering av berganläggningar, bör man följaktligen välja modeller från var och en av de olika grupperna i Fig. 6.

MODELL GRUPPER

MODELL TYP / BEGREPP	KONTINUUM			DISKONTINUUM
	Integral	Differential		
		Implicit	Explicit	Explicit
BERGMASSANS BETEENDE	Elastisk Bergmassa Plastisk Deformation i Randelementen	Elastisk/Plastisk Bergmassa med vissa Sprickstrukturer		Elastisk/Plastisk Bergmassa inkl. Block med sprickor
		iteration behövs för att följa icke-linjära förhållanden	ingen iteration behövs för att följa icke-linjära förhållanden	Glidning, Dilatation och Separation av Sprickor
MATERIALENS DEFORMATIONS OCH BROTT-EGENSKAPER	Endast små Rörelser Måste uppnå jämvikt utan Kollaps		Material Kollaps	Material Kollaps Rotation och Separation av Block
EXEMPEL PÅ PROGRAM	Boundry Element	Finita Element	Finita Differens	Distinkta Element

FIG. 6 Olika geotekniska beräkningsmodellers tillämpningsområden för geotekniska analyser.

Model capabilities for geotechnical structure analysis.

Det framgår ganska klart att ingen numerisk beräkningsmodell är anpassad för alla typer av bergproblem. Ett företag bör således inte lita på bara en typ av beräkningsmodell, utan ha tillgång till flera koder, som täcker de vanligen förekommande problemen inom företagets olika projekt och arbetsplatser. Eftersom samtliga dessa beräkningsmodeller idag finns anpassade för persondatorer, är de ekonomiskt tillgängliga även för små organisationer.

Ett annat fenomen man måste beakta, när man arbetar med beräkningsmodeller, är principen för hur de behandlar problem där variabler förändras både i tid och rum. Det finns två olika metoder för att lösa sådana problem: implicita och explicita beräkningsmetoder. Den primära skillnaden mellan dessa båda metoder är hur de behandlar de studerade materialens beteende och brottförlopp.

Den explicita metoden är bättre lämpad för att simulera icke-linjära materialbeteenden inklusive stora deformationer, som leder till flytning och kollaps i materialet, vilket ofta är fallet vid gruvbrytningsproblem t ex.

Uppbyggnaden av den implicita metoden är sådan att beräkningsproceduren i många fall kan blir tidsödande och ibland direkt ohanterlig på grund av divergens vid icke-linjära analysfall.

Finita Differense-metoden (FDM) bygger på den explicita lösningsmetoden och Finita Element-metoden (FEM) är baserad på den implicita beräkningsmetodiken.

SAMMANFATTNING MODELLVAL

Två väsentliga faktorer, som spelar en avgörande roll vid val av en numerisk beräkningsmodell för ett speciellt designproblem, är förmågan att behandla bergmassans egenskaper och beteenden och förmågan att hantera materialegenskaper och deformationsförlopp.

Med utgångspunkt från vad som diskuterats ovan kan vi summera och karaktärisera de olika modellernas inbyggda möjligheter att representera dessa fenomen i Fig. 6.

Integralmetoder och implicita kontinuummetoder lämpar sig väl för att behandla linjära till svagt ickelinjära materialbeteenden med begränsade små förskjutningar i bergmassan, d v s modellerna når stabilt jämviktsläge utan kollaps. Med implicita kontinuummetoder kan man dessutom hantera tidsberoende variabler.

Kontinuummodeller och diskontinuummodeller som baserade på den explicita metoden tillåter stora deformationer och därmed sammanhängande spänningsomlagringar och är väl lämpad för att simulera ickelinjära egenskaper och material kollaps.

Alla modellgrupper har förtjänster, som kan vara användbara i olika stadier av designprocessen. Integralmodeller och implicita differensmodeller är mycket väl lämpade för tidiga parameterstudier och analyser som avser generella problemställningar. De explicita kontinuum- och diskontinuummodellerna är mer användbara för att utvärdera mekanismer, som förorsakar brott i bergmassan och för att simulera

SLUTSATSER

En av de största osäkerhetsmomenten i bergprojekteringsprocessen är den ingenjörstekniska tolkningen och utvärderingen av den geologiska basinformationen. En effektiv kommunikation inom detta primärområde är en förutsättning för ändamålsenliga lösningar. Tillgängligheten av kvalificerade geotekniska beräkningsprogram för persondatorer gör det nu möjligt att på ett logiskt sätt styra upp projekteringsprocessen för berganläggningar och gruvor genom att nå bättre effektivitet i denna process.

Oavsett vilken upphandlingsform som tillämpas, måste någon och då förslagsvis den huvudansvarige ta ansvar för sitt projekt och skaffa sig så god insikt som möjligt av såväl geologiska som geotekniska problem och bedöma möjliga konsekvenser av olika alternativa lösningar. Om man för detta ändamål utnyttjar geotekniska beräkningsmodeller enligt det mönster, som beskrivits och diskuterats i detta föredrag, kan följande fördelar uppnås:

- Fältdatainsamlingen kan styras mot tekniska mål.
- De tekniska sambanden blir klarare för alla inblandade parter.
- Mekanismer i bergmassans beteende kan åskådliggöras.
- Bättre beredskap för överraskningar.
- Konsekvensanalyser kan snabbt genomföras.
- Riskmomenten kan preciseras bättre.

Detta innebär att förtroendet för de föreslagna lösningarna kan blir stort tack vare en bättre förståelse för problemen hos de olika parterna. Sammantaget innebär detta att man har möjlighet att få fram bättre ingenjörsmässiga beslutsunderlag.

ENGLISH SUMMARY

Excavation in rock is often characterized by various complex conditions. As a consequence, the actual behavior and movement of a rock mass is difficult to describe or predict - much more dificult than with other construction material, like steel or concrete. Solving rock mass design problems manually can be very time consuming, and, up to now, traditional experience has palyed a more important role in determining stability and reinforcement needs than numerical calculations.

The numerical model represents a powerful simulation tool which could, potentially, result in large savings by avoiding rock mass failures through improved design. With the advent of the Personal computer , PC, models will undoubtedly become more important factors in the design process for underground construction. This paper examines the geotechnical design process and, in particular, the role of numerical models. It is shown that models are most effective when used in a combined program of site characterization, field instrumentation, and retrospective analysis.

It is important to keep in mind that a numerical model is only an idealization and approximation of real geotechnical conditions. Hence, geotechnical models can be valuable mine design tools, provided the capabilities and limitations of the models are recognized prior to embarking on the mining analysis. It is important to realize that some models are better suited than others for analysis of different components of the mine operations. The modeling method, therefore, must be carefully chosen to provide an effective analysis for a particular mining or excavation situation.

In the selection of a geotechnical model for mine design, two important considerations are the representation of rock mass behavior and representation of material behavior.

Integral methods (i.e. Boundry Element Methods) and implicit continuum methods (i.e. Finite Element Methods) are suited for representing linear or slightly non-linear meterial behavior and failure within confined regions - i.e., the model reaches an equilibrium state without unconfined collapse. Explicit continuum models (i.e. Finite Difference Methods) and discontinuum models (i.e. Distinct Element Methods) are best suited for simulating non-linear behavior and material collapse.

All of the model types have capabilities which can be useful for geotechnical design. The integral and implicit continuum models are usually more appropriate for initial parametric studies and analysis involving

generalized problem conditions. The explicit continuum and discontinuum models are more useful for interpreting possible mechanisms which cause rock mass failure and for simulating progressive changes in the mine system, including dynamic events. Thus, geotechnical models should be selected from each of the main groups above in order to develop a comprehensive modeling program for mine and tunnel structure analysis.

The important point to note is that one particular model is not perfectly suited for all types of problems. A company should not rely on one type of model but have several codes available which cover the problems at its operations.

Thus, the advent of the personal computer has made it possible for even small mining and construction firms to perform numerical simulations once considered possible only on large mainframes. The process of the use of models for design in rock mechanics was discussed, and the need for a well-coordinated plan of site characterization and field instrumentation was stressed. If the models are "calibrated" in this fashion, they can become valuable tools for active design by improving the basis for engineering judgement

MODEL GROUPS

<table>
<tr><th></th><th colspan="3">CONTINUUM</th><th>DISCONTINUUM</th></tr>
<tr><th></th><th>Integral</th><th colspan="2">Differential</th><th></th></tr>
<tr><td rowspan="3">ROCK MASS BEHAVIOR</td><td rowspan="3">Elastic Rock Mass

Plastic Yield in Boundary Elements</td><td colspan="2">Implicit Explicit
Elastic/Plastic Rock Mass and Ubiquitous Jointing</td><td>Explicit
Elastic/Plastic and Brittle Fracture of Blocks</td></tr>
<tr><td>must iterate to follow non-linear behavior</td><td>no iteration needed to follow non-linear behavior</td><td rowspan="2">Slip, Dilation, and Separation of Joints</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>FAILURE DESCRIPTION</td><td colspan="2">Confined Failure Region</td><td>Material Collapse</td><td>Material Collapse and Block Rotation and Separation</td></tr>
</table>

MÄTNINGAR, BERÄKNINGAR OCH STABILITETSPROGNOSER FÖR SFR-LAGRET I FORSMARK

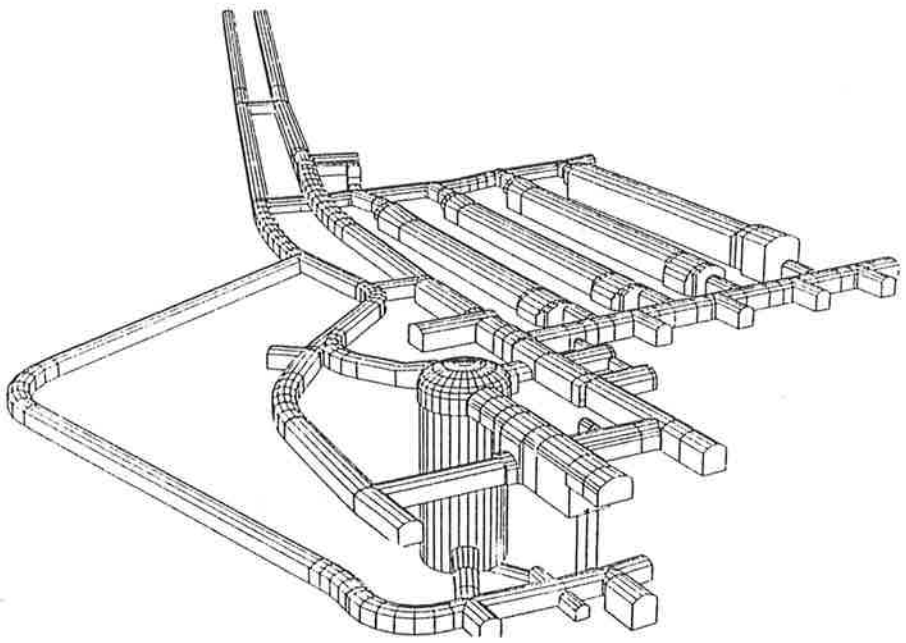
MEASUREMENTS, CALCULATIONS AND STABILITY PROGNOSES AT THE SFR UNDERSEA REPOSITORY FOR LOW - AND MEDIUM - LEVEL NUCLEAR WASTE

Prof. Håkan Stille Inst. för jord- och bergmekanik, KTH och Skanska AB

Tekn.Dr Anders Fredriksson, ADG Grundteknik AB

INLEDNING

I berggrunden under havet i Öregrundsgrepen utanför Forsmarks kärnkraftsstationer byggs ett lager (SFR) för slutlig förvaring av låg- och medelaktivt avfall från de Svenska kärnkraftverken. SKB är byggherre. Vattenfall har utfört projekteringen och bygger den första etappen som består av 2 st tillfartstunnlar, 4 st bergsalar, 1 silo samt anslutande tunnlar för service och drift, se figur 1.



Figur 1. Layout

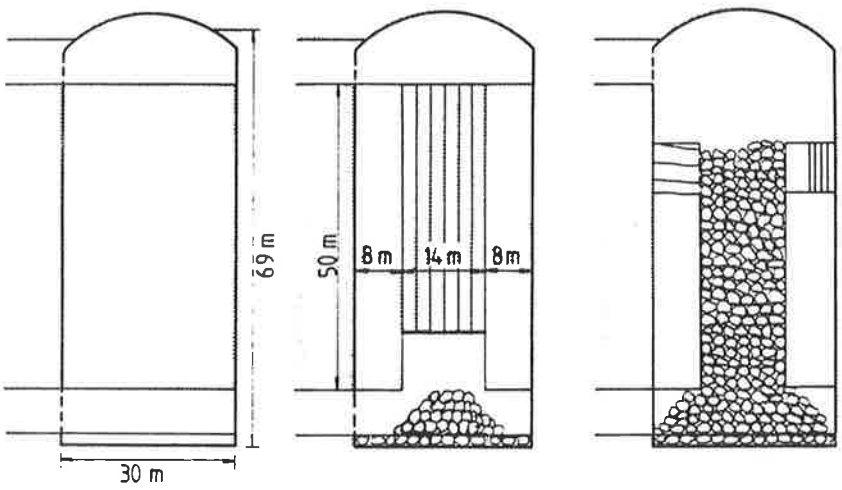
General layout of the repository

Silon är ett av de större bergrum som har byggts i Sverige med en höjd av 69 m och en diameter på 30 m. Bergtäckningen över silon är ca 60 m. I övre delen av silon ansluter två tunnlar, en byggtunnel och en transporttunnel som skall användas under driften av anläggningen. En byggtunnel och en dränagetunnel ansluter till silons botten.

Projektet har tidigare beskrivits ur olika aspekter i ett flertal artiklar till konferenser och tidskrifter (Carlsson och Hedman 1986, Carlsson, Olsson och Stille 1985, Larsson och Christiansson, 1986, Carlsson och Christiansson, 1986, Stille, Fredriksson och Larsson, 1986). I detta föredrag beskrivs de bergmekaniska övervägandena, beräkningarna och mätningarna.

Utsprängningssekvenserna för silon visas i figur 2. Först sker en grovsprängning av kupolen, därefter sker en finsprängning av kupolens slutliga form. Kupolen förstärks med bultar och sprutbetong. Efter utsprängning av kupol och tunnel till silons botten sker långhålsborrning av det centrala schaktet. Schaktets diameter är 14 m. Det centrala schaktet utspränges i pallar från botten och uppåt. Urlastning av bergmassorna sker i botten av silon.

Det kvarvarande berget mellan det centrala schaktet och siloväggen utsprängdes sedan genom konventionell pallsprängning. Urlastning av berget skedde genom det centrala schaktet. Siloväggarna förstärktes vid behov med bult och sprutbetong efter varje schaktetapp.



Figur 2. Schaktetapper för silon

The excavation sequence of the silo

BESKRIVNING AV BERGMASSAN

Geologin

Berget inom området är en gnejs. Band och mindre block av äldre sediment förekommer. Gångar av grönsten och pegmatit genomkorsar bergmassan. Christiansson och Granlund gav vid Bergmekanikdagen 1986 en genomgående beskrivning av geologin, förundersökningarna och den byggnadsgeologiska uppföljningen. Bergarternas mekaniska egenskaper sammanfattas i tabell 1.

Tabell 1. Bergarternas mekaniska egenskaper

	Gnejs	Pegmatit	Grönsten
Tryckhållfasthet MPa	241 ±56	137 ±35	148 ±37
Elasticitetsmodul GPa	76 ± 2	69 ±19	88 ± 7
Poison's tal	0.25 ±0.04	0.27 ±0.05	0.27 ±0.04

Tre dominerande spricksystem kan särskiljas, två vinkelrät mot varandra stående vertikala spricksystem samt ett horisontalt spricksystem. Spricksystemen ger bergmassan en blockig struktur. Sprickytorna är råa. Sprickfyllnaden av kalcit, biotit, klorit med någon till några mm tjocklek förekommer frekvent. Sprickfrekvensen är cirka 5-6 sprickor per meter. RQD-värdet för kärnor från borrhål över kupol varierade mellan 60-80.

BERGMASSANS EGENSKAPER

Bergmassans egenskaper har utvärderats med de empiriska sambanden relaterade till bergmassans kvalite utvärderad enligt olika klassificeringssystem. Det välkända RMR-systemet (Rock mass rating, Bieniawski 1979) och Q-faktorsystemet (NGI Tunnelling Quality Index, Barton et al 1974) användes. RMR-värdet varierade mellan 60-72 och Q-faktorn mellan 5-10. Enligt Bieniawski's terminologi kan bergmassan beskrivas som bra berg.

De olika empiriska sambanden för utvärdering av bergmassans egenskaper kan ge helt olika resultat. Vid val av de dimensionerande värderna måste därför en ingenjörsmässig bedömning av de olika sambandens relevans göras.

Bergmassans deformationsmodul, Em utvärderades enligt Bieniawski (1979) och Barton (1980). Resultatet redovisas i tabell 2 tillsammans med det valda dimensioneringsvärdet.

Tabell 2 Bergmassans deformationsmodul

Metod	Em, GPa
RMR-Bieniawski (1979)	20 - 44
Q -Barton (1980)	2 - 43
Valt värde	20

Utvärdering av bergmassans hållfasthetsegenskaper är mycket svårare. Eftersom bergmassan genomkorsas av tre spricksystem kan den behandlas som ett isotropt material under förutsättning att ett block av bergmassan med sidlängden 2.0 m studeras.

Bergmassans enaxliga tryckhållfasthet bestämdes enligt följande empiriska samband: Bieniawski (1979), Hoek och Brown (1981) och Stille et al (1982). Resultatet redovisas i tabell 3 tillsammans med det valda dimensioneringsvärdet. Variationen är stor mellan de olika empiriska sambanden. Erfarenheten har visat att Bieniawski´s metod ger för låga värden medan de två övriga realistiska värden för granitiska och gnejsiga berggrunder. Hållfastheten för bergmassan runt silon har därför uppskattats till ca 10 MPa.

Tabell 3 Bergmassans enaxliga tryckhållfasthet

Metod	Hållfasthet, MPa
Bieniawski	1 - 1.5
Hoek & Browm	7 - 29
Stille et al	5 - 11
Valt värde	10

INITIALSPÄNNINGSTILLSTÅNDET I BERGMASSAN

Det initiella spänningstillståndet har mäts i tre borrhål. I samband med den preliminära undersökningen borrades ett hål, kb7, ca 300 m SSO om silon för

spänningsmätning. Dessa mätningar har kompletterats med två borrhål kb21 och 22 inifrån tunnlarna och in i det område där silon skulle byggas. Resultatet av spänningsmätningarna redovisas i tabell 4.

På basis av mätningarna förutsattes följande initialspänninssituation för beräkningarna:

- största horisontalspänning 10 MPa
- minsta horisontalspänning 5 MPa
- vertikal spänning Tyngden av ovanliggande berg och vatten ca 2-3 MPa

Tabell 4 Utförda spänningsmätningar, sammanställning

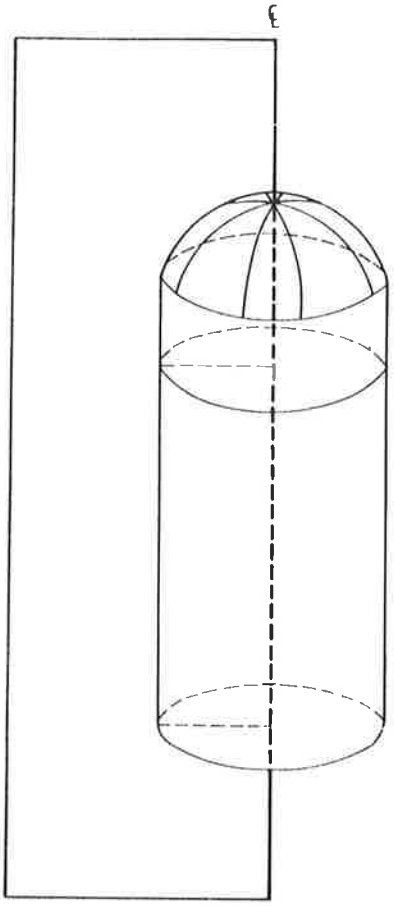
	Nivå	σ_A MPa	σ_B MPa	Riktning av σ_A	σ_v MPa
kb7	+460	11.9	3.2	131°	6.2
	+430	16.7	8.3	117°	6.3
	+400	17.0	7.6	134°	2.9
	+360	17.1	11.5	54°	3.7
kb21	+430	5.2	2.3	162°	1.4
	+435	5.7	1.9	129°	0.6
	+440	21.2	5.0	156°	0.9
	+445	7.9	3.0	144°	-1.4
kb22	+425	8.3	3.2	157°	-2.3
	+430	7.3	4.2	159°	0.7

BERGMEKANISKA BERÄKNINGAR

I SFR-anläggningens förprojekteringsstadie har sedan 1981 successiva FEM-analyser utförts. Dessa har i första hand behandlat silokonstruktionen och dess anslutande tunnlar, med koncentration på olika utformningar. Materialparametrarna har successivt bestämts med större noggrannhet vartefter som mera detaljerade undersökningar har utförts. I det följande redovisas resultat av den slutliga beräkningen strax innan utsprängningen av silon påbörjats. Beräkningarna har utförts med JOBFEM ett 2-dimensionellt finita element program utvecklat vid Inst. för jord- och bergmekanik, KTH (Fredriksson, 1984).

Tre olika modeller användes, baserade på 2-dimensionella förhållanden, för att studera silons uppförande.

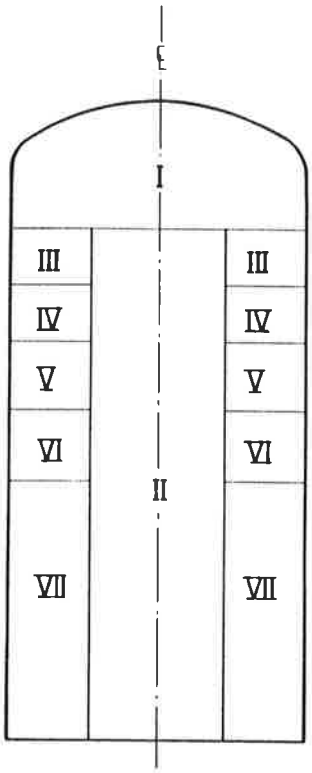
Den första modellen utgjordes av en vertikalsektion genom silon under antagande av axialsymmetriska villkor, se figur 3. Det initiella horisontalspänningstillståndet valdes till medelvärdet, 7.5 MPa, av de uppmätta spänningarna. Beräkningarna utfördes för de laststeg som visas i figur 4, vilka följer uttagsförfarandet för silon.



Figur 3.

Modell I, Axialsymmetriskt snitt

Model I, Axial symmetrical case



Figur 4.

Schaktetapper

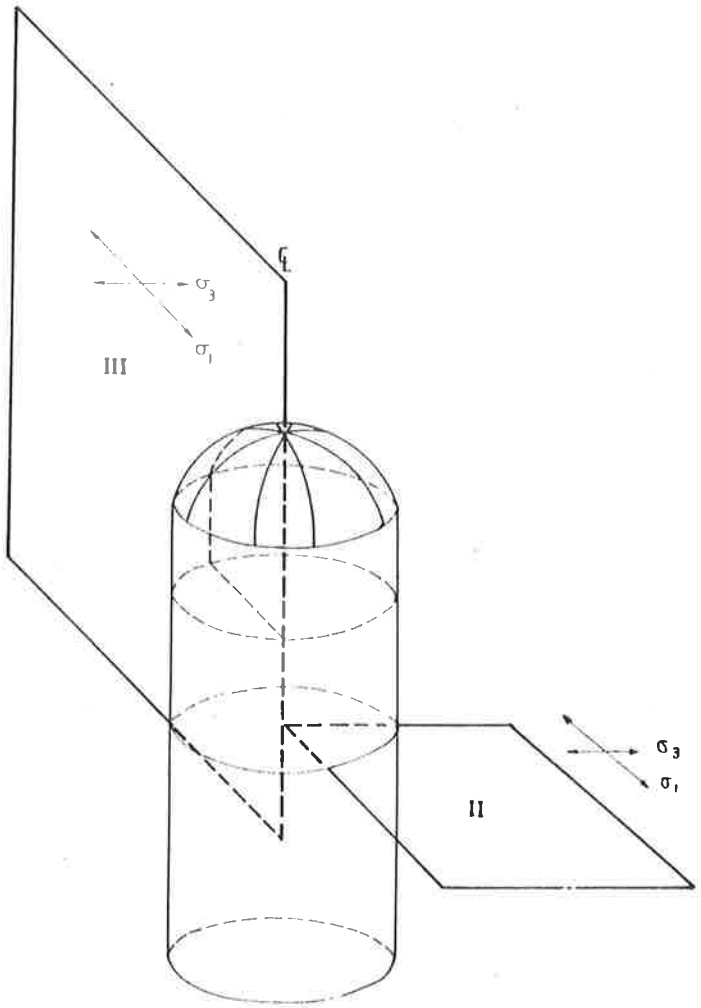
Load cases for the excavation

I beräkningarna medtogs även den vid den preliminära dimensioneringen valda bergförstärkningen. Ett 15 cm tjockt lager med sprutbetong och bergbultar med en längd av 3.65 och 6.0 m av ett c/c-avstånd av 1.75 m applicerades i kupolen.

Den andra och tredje modellen var utformade för att studera inverkan av det anisotropa initialspänningstillståndet. Modell två användes för att studera deformationerna och spänningarna i siloväggarna, se

figur 5. Förhållandet mellan höjd och diameter på silon är tillräckligt stort för att plant deformationstillstånd skall råda mitt på siloväggarna. Ett horisontalsnitt studerades därför med axlarna parallella med horisontalspänningarnas huvudspänningsaxlar.

Den tredje modellen användes för att få en övre gräns för spänningarna och deformationera i kupolen. Plans deformationstillstånd antogs för ett snitt genom kupolen och parallellt med den största horisontella huvudspänningen på 10 MPa, se figur 5. De axialsymmetriska beräkningarna hade visat att spänningsändringarna i kupoltoppen var små när schaktdjupet översteg ca 20 m. Den tredje modellen med plant deformationstillstånd urschaktades därför bara ned till ett djup av ca 20 m.



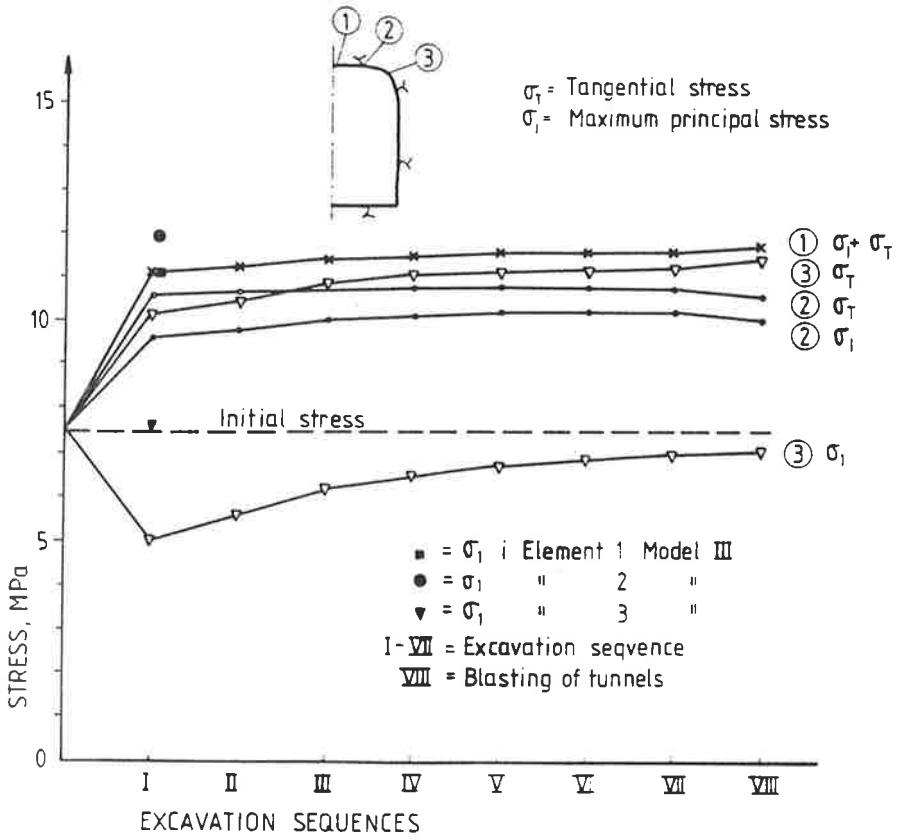
Figur 5. Modell II, plant horisontalsnitt
Modell III, plant deformationssnitt

Model II, planar case and
Model III, plane strain case

BERÄKNINGSRESULTAT

Beräknad spänningsbild i kupolen och spänningsändringar under urtagssekvenserna visas i figur 6. Spänningarna i tre element redovisas. Det första i kupolens topp, det andra beläget 7.5 m från centrumaxeln och det sista i kupolens anfang. I figuren visas resultatet från modell I och III. Skillnaden mellan resultaten är små, vilket är naturligt eftersom plastisk flytning sker närmast rumskonturen. Spänningarna bestämms då av bergmassans hållfasthet.

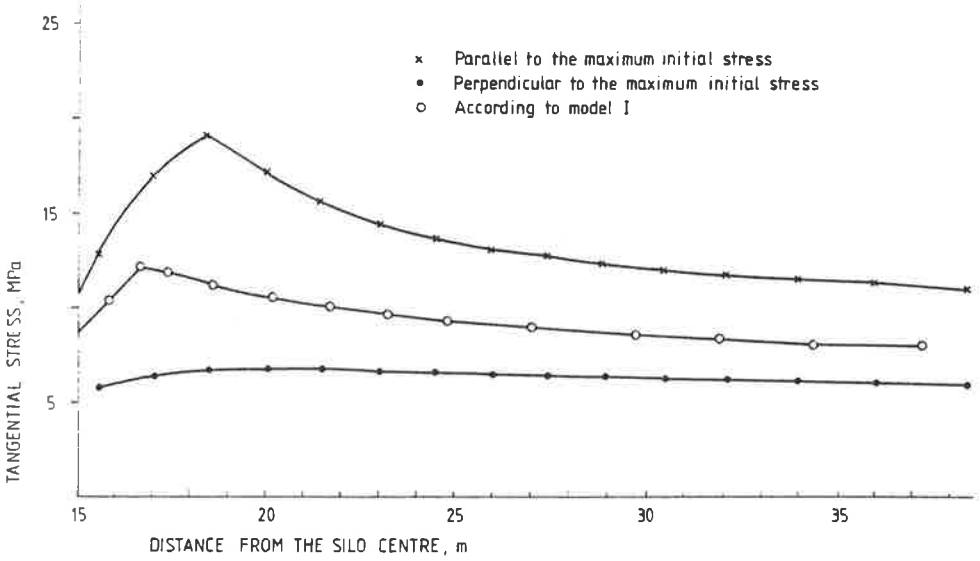
De ofördelaktiga antagandena för modell III medförde att den plastiska zonen är mycket större, ca 3.5 m istället för mindre än 1 m i modell I. Slutsatsen drogs att bultar med en längd av ca 4.0 m skulle vara tillräckliga, även om de sämsta förhållandena inträffade. De beräknade vertikala deformationerna i hjässan var mycket små, mindre än 1 mm. Den beräknade lasten på bergförstärkningen var låg. Tryckspänningen i sprutbetongen uppgick till 4 MPa och lasten i bultarna var mellan 10-20 kN.



Figur 6. Beräknade spänningar i silokupolen

Calculated stresses in the dome

Beräknad spänningssituation i väggarna visas i figur 7. Figuren visar att spänningarna beror på det anisotropa initialspänningstillståndet. Spänningarna beräknade med modell I ligger mellan resultatet från modell II. Den plastiska zonenes utbredning är ca 1.5 m i modell I medan den varierar från o till 3 m för modell II beroende på orienteringen. Deformationerna i siloväggarna varierar mellan 2 och 11 mm för modell II. Den största deformationen inträffar i väggen parallellt med den största horisontalspänningarnas riktning. Deformationen i siloväggen för modell I var 16 mm.

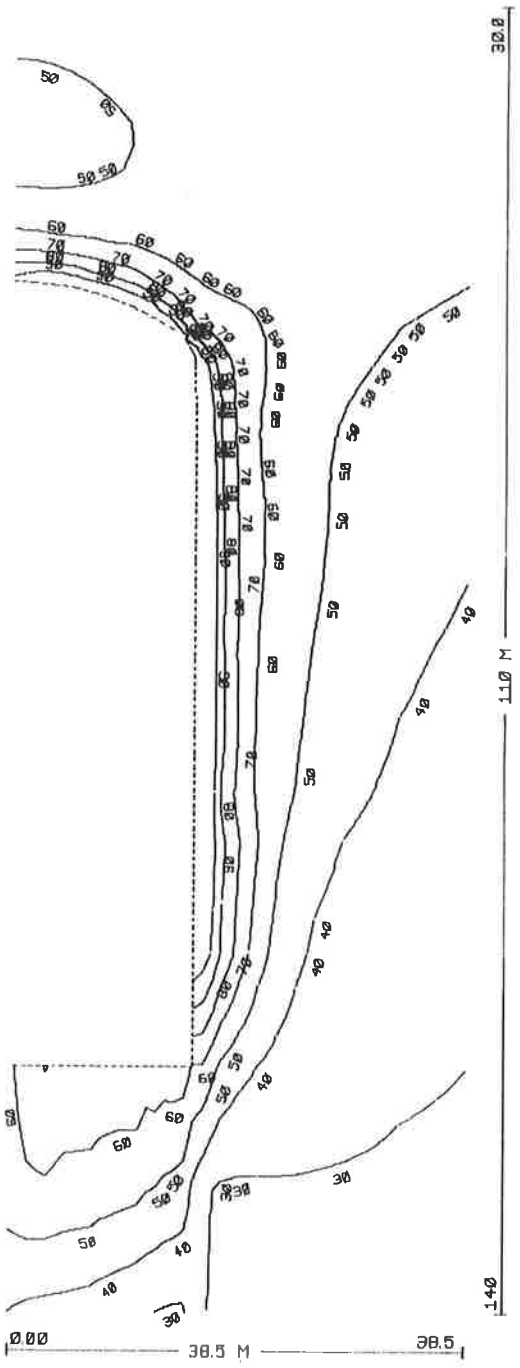


Figur 7. Beräknade spänningar i siloväggarna

Calculated stresses in the walls

I figur 8 visas i form av nivåkurvor har stor del av bergmassans hållfasthet som utnyttjas efter urschaktning av hela silon.

FEM - analysen visade att silon kunde utföras med god stabilitet.



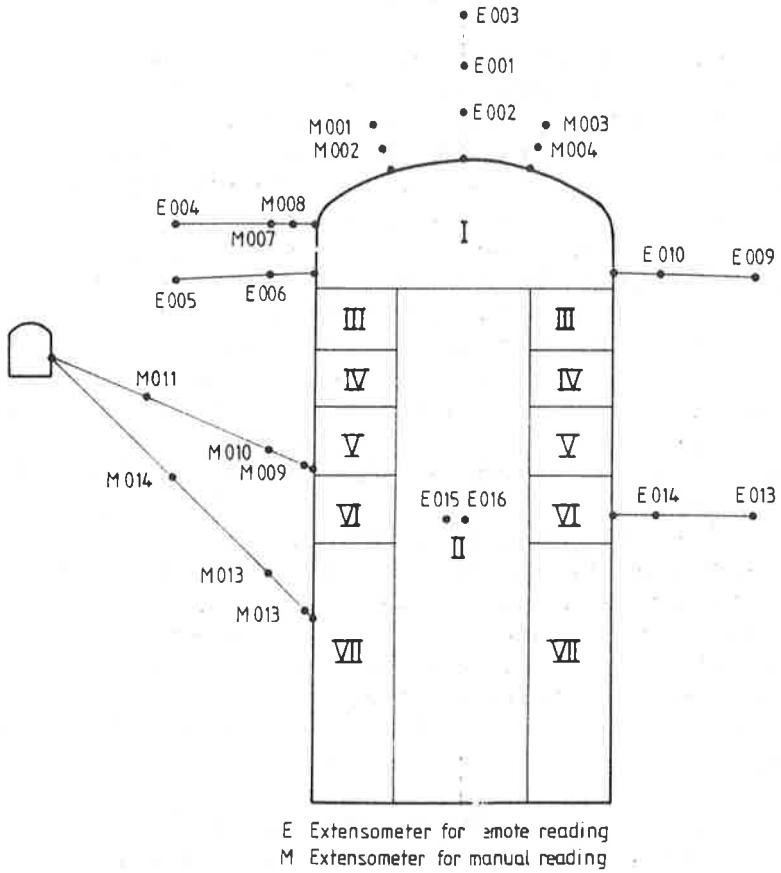
Figur 8. Utnyttjande grad av bergmassans hållfasthet

Degree of utilization of the rock mass strength

ÖVERVAKNINGSSYSTEM

Ett övervakningssystem med extensometrar installerades för att följa deformationerna i bergmassan under ursprängningen av silon men också för att följa långtidsdeformationerna. På grund av silons dimensioner var det nödvändigt att förse de flesta extensometrarna med fjärravläsningsmöjligheter. Dessa extensometrar var försedda med en lägesgivare och en elektronikenhet. Mätsignalen överförs via en kabel till en centralenhet där varje extensometer kan kopplas in i tur och ordning. Extensometrarnas lägen visas i figur 9. Övervakningssystemet konstruerades och installerades av Inst. för jord- och bergmekanik, KTH och ADG Grundteknik. De problem som förekommit under mätperioden har varit fuktproblem i givare och kablar som skador på grund av sprängningen. En del av kablarna och givarna har därför utbytts under mätperioden.

Extensometrarna i kupolens hjässa installerades från en pilottunnel. Extensometrarna i väggarna installerades när pallsprängningen passerade respektive nivå. De 50 m långa extensometrarna installerades från en transporttunnel innan ursprängningen påbörjades.



Figur 9. Placering av extensometrar runt silon

Location of the extensometers around the silo

JÄMFÖRELSE MELLAN UPPMÄTTA OCH BERÄKNADE DEFORMATIONER

Mätningarna i extensometrarna visar mycket små deformationer i bergmassan runt silon, maximalt upp till 5 mm. De uppmätta rörelserna visas i figur 10-16 som funktion av de olika ursprängningsetapperna enligt figur 4. Positiva värden motsvarar rörelser in mot silon. I figurerna redovisas också de beräknade deformationerna för motsvarande schaktetapper. I allmänhet råder god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta deformationer både vad gäller storlek och trender, även om några avvikelser förekommer.

Deformationerna i kupolens hjässa var några millimeter större än de beräknade. Nästan alla deformationer i kupolen inträffade i samband med ursprängningen av själva kupolen.

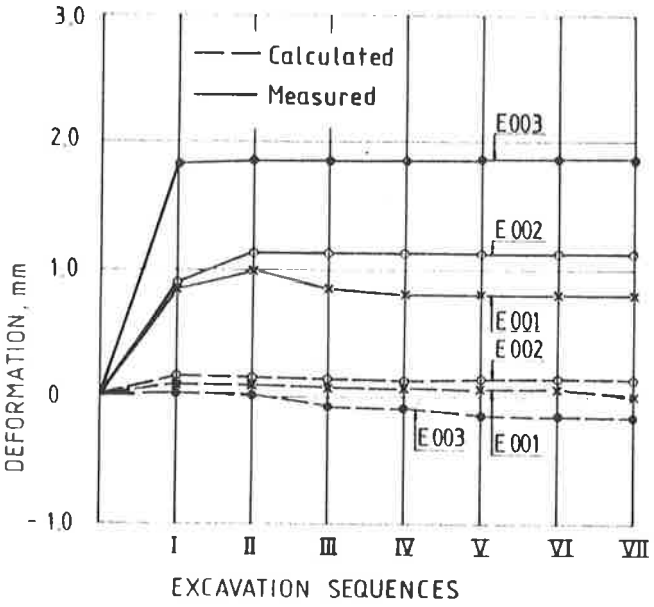
Deformationerna i väggarna följer de beräknade bättre. Dessa är också mer beroende av schaktdjupet.

Den elektroniska enheten i extensometer E005 utbytes mellan sekvenserna II och III, vilken kan förklara det avvikande resultatet för denna extensometer.

Avvikelserna mellan uppmätta och beräknade deformationer i de 50 m långa extensometrarna pekar på problem med mätnoggrannheten för så långa extensometrar. Även en liten friktion mellan stålstången och det omgivande plaströret kan vara tillräckligt att förhindra dessa långa extensometrar att fungera tillfredställande vid så små rörelser som några millimetrar. Under hösten 1986 gjordes en funktionskontroll av extensometrarna M009-M014. Funktionskontrollen innebar att extensometerstängernas fria töjningslängd bestämdes genom att mäta gånghastigheten för en stötvåg som går från mäthuvud till ingjutningszonen och tillbaka. Efter ca 5 slag erhölls tydliga reflexer från förankringszonen. Extensometerstängerna M012 och M013 var fastlåsta på ca halva den installerade längden. För övriga extensometerstänger stämmer den fria töjningslängden med den installerade längden. Under funktionstesten elimine:ades de uppbyggda friktionskrafterna längs stängerna. Efter funktionstesten uppmättes de deformationer som markerats i figur 15 och 16 för respektive extensometer. Dessa deformationer stämmer väl överens med de beräknade för dessa extensometrar.

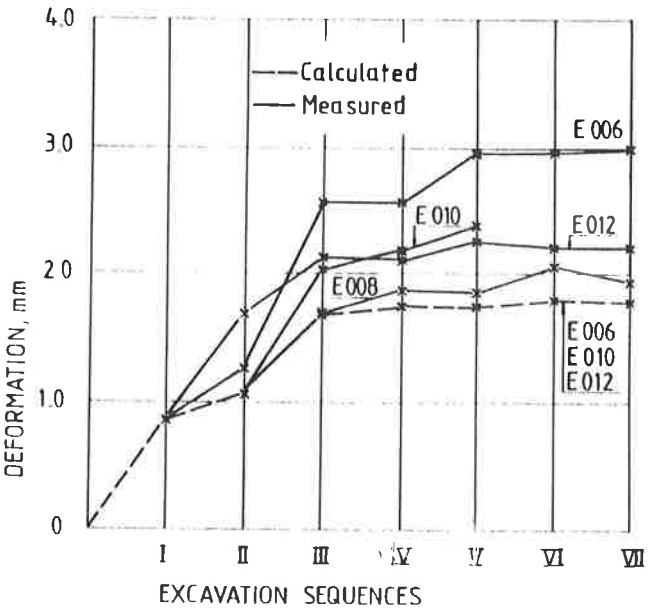
I figur 17 jämförs beräknade och motsvarande uppmätta deformationer för alla extensometrarna. Överensstämmelsen är relativt god.

Extensomentrarna i väggarna installerades i olika riktningar för att studera effekten av spännnings-anisotropin på väggrörelserna. Den uppmätta deformationsbilden i väggarna kan inte tolkas som om den är resultatet av det anisotropa initialspänninstillståndet.



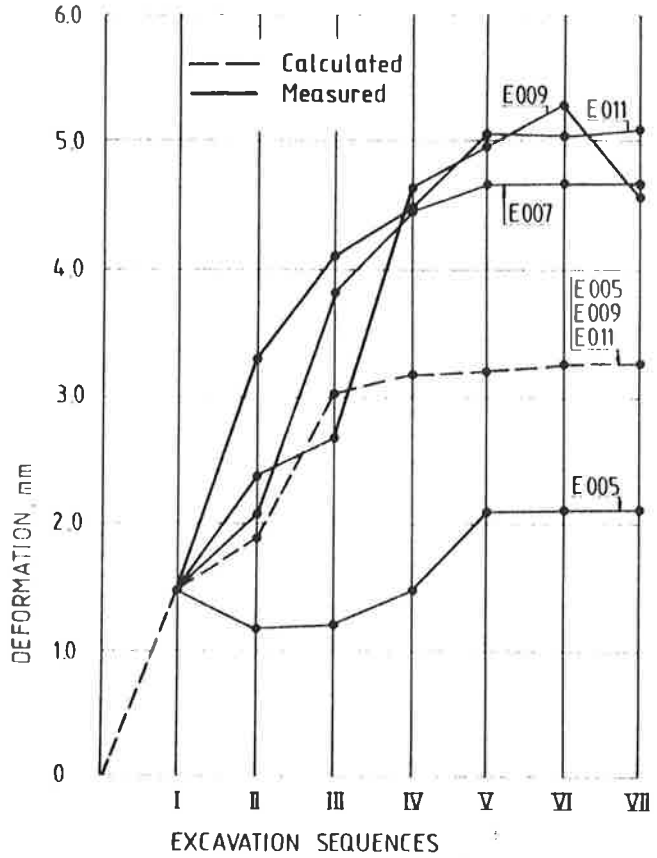
Figur 10. Deformationer i kupolens hjässa

Deformations in the crown of the dome



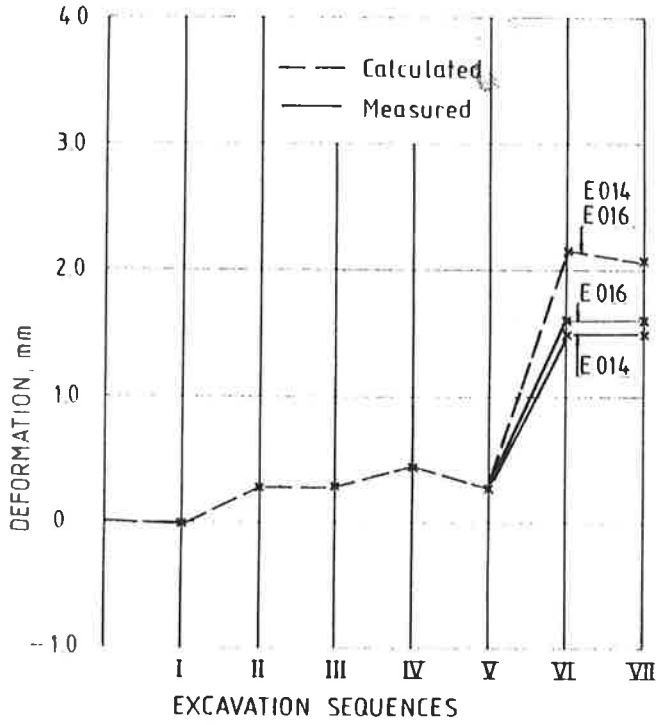
Figur 11. Deformationer i de 5 m långa extensometrarna i anfanget för kupolen

Deformations in the 5 m long extensometers in the abutment



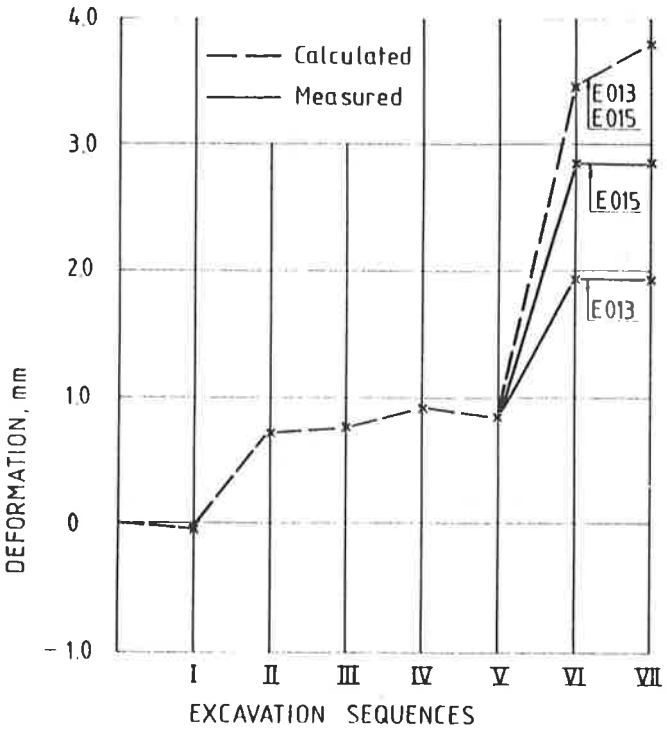
Figur 12. Deformationer i de 15 m långa extensometrarna i anfanget

Deformations in the 15 m long extensometers in the abutment



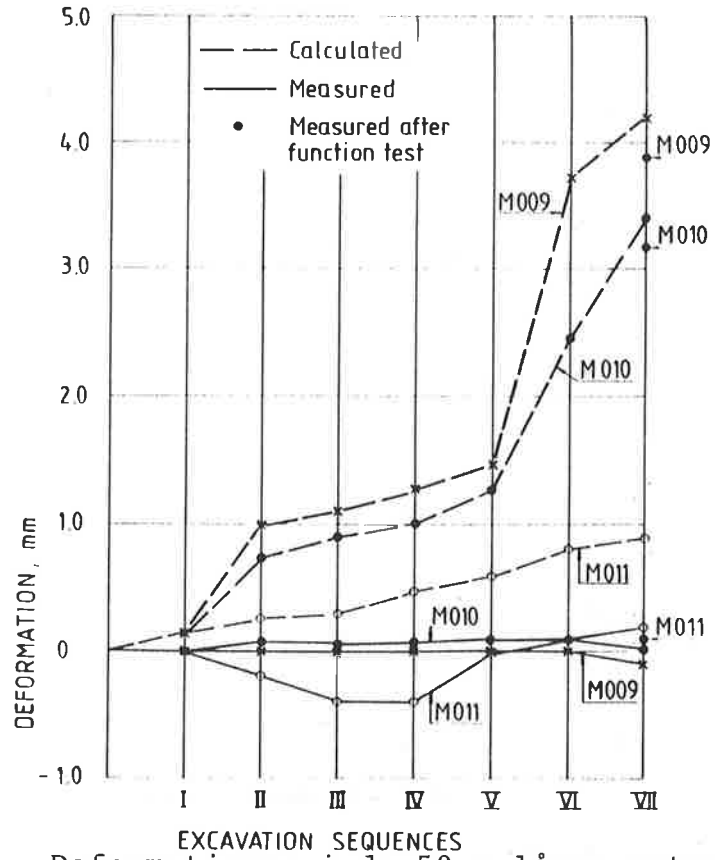
Figur 13. Deformationer i de 5 m långa extensometrarna i väggarna

Deformations in the 5 m long extensometers in the wall



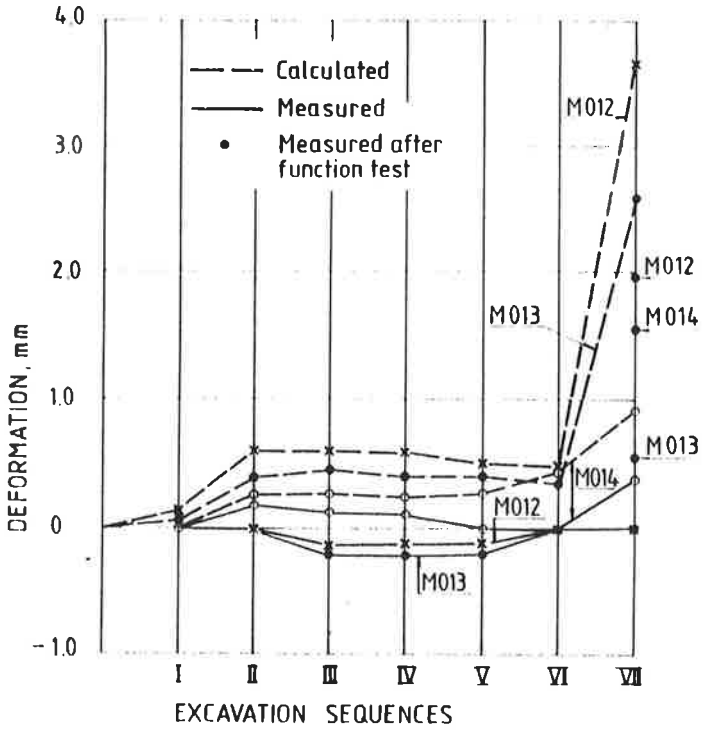
Figur 14. Deformationer i de 15 m långa extensometrarna i väggarna

Deformations in the 15 m long extensometers in the wall

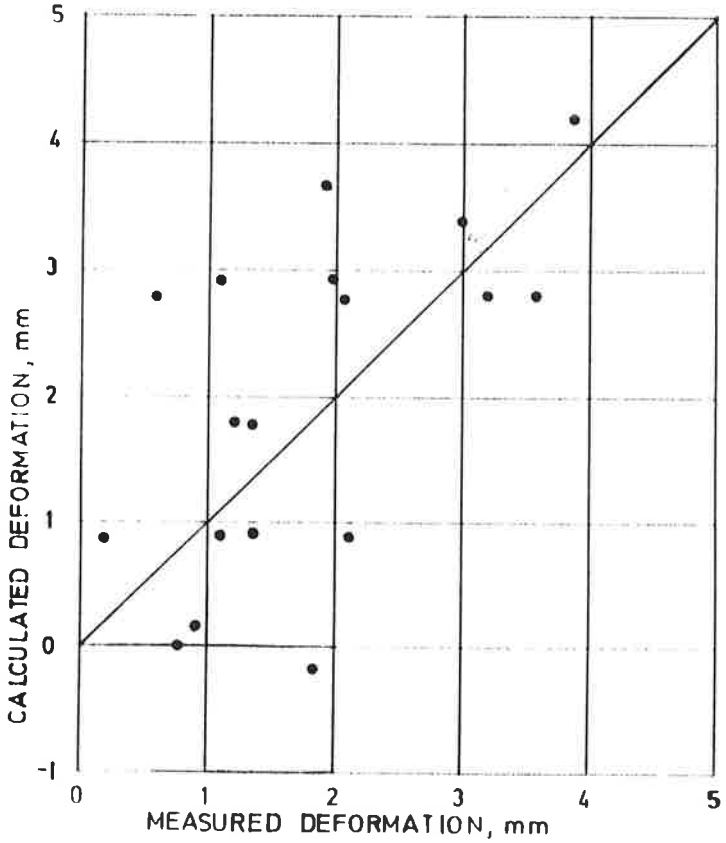


Figur 15. Deformationer i de 50 m långa extensometrarna, M009-M011, i väggarna

Deformations in the 50 m long extensometers, M009-M011, in the walls



Figur 16. Deformationer i de 50 m långa extensometrarna, M012-M014, i väggarna
Deformations in the 50 m long extensometers, M012-M014, in the walls



Figur 17. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer.
Comparison between calculated and measured deformations.

SLUTSATSER

Utsprängningen av den stora silon utfördes utan några bergmekaniska problem. Bergförstärkningen av kupolen utgjordes av 3.6 m långa slaka bultar med ett c/cavstånd på 1.75 m och ett ca 10 cm tjockt lager av stålfiberarmerat sprutbetongskikt. I siloväggarna användes ett 3-5 m tjockt lager sprutbetong och en bultlängd av i huvudsak 3 m och med ett medelavstånd på 2 m. Silons uppförande analyserades med finita elementmetoden och följdes upp med mätningar under byggtiden. God överensstämmelse mellan mätta och beräknade deformationer erhölls.

SUMMARY

A central repository for low and medium level radioactive waste from the Swedish nuclear power plants is under construction at Forsmark, Sweden. The most active waste will be disposed of in a rock cavern, designed as a silo 69 m in height and 30 m in diameter. The rock stability requirements are high. Preinvestigations were very extensive. The initial rock stresses were measured at several points. Based on these investigations, an analysis of the behaviour of the silo was performed using the Finite Element Method. During construction, the behaviour of the rock mass around the silo was monitored with extensometers. Very small deformations of a few millimeters were measured wich were comparable with the calculated results. The excavation of the large silo was carried out without any significant rock engineering problems.

REFERENSER

Barton N. et al, (1980). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. Proc. Rockstore 80 Symp., Stockholm, Sweden, Vol. 2, pp. 553-561. Pergamom Press, Oxford.

Bieniawski Z. T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. Proc. 4th Congr. Int. Soc. Rock Mech., Montreux, Switzerland, Vol. 2, pp. 41-48.

Carlsson A., Christiansson R., (1986). Rock stress and geological structures in the Forsmark area. Proc. Rock Stress and Rock Stress Measurements, Luleå.

Carlsson A., Hedman T., (1986). Tunnelling of the Swedish undersea respository for low and intermediate reactor waste. Seikan Colloguim, Japan Tunnelling Association, Tokyo.

Carlsson A., Olsson T. and Stille H. (1985). Submarine Tunnelling in poor rock. Tunnelling 85. Proc. of the fourth Onst. Symp., the Instituttion of Mining and Metallurgy, 149-157, Brighton.

Christiansson, R., Granlund N. (1986) uppföljning av förundersökning och bergklassificering vid SFR-lagret i Forsmark. BeFo, Bergmekanikdag 1986 sid 199-220.

Fredriksson A. (1985). Analysis of geotechnical problems with Finite Element Method. Ph.D thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm.

Larsson H., Christiansson R., (1985). A silo in bedrock for nuclear waste. Int. symposium of Large Caverns. Helsinki.

Stille H., Fredriksson A., Larsson H. (1986) Large silo for waste material in Forsmark, Sweden. Proc. Rock Stress and Rock Stress Measurements, Luleå.

Stille H., Groth T., Fredriksson A. (1982). FEM analysis of rock mechanical problems with JOBFEM. BeFo No. 307:1/82, Stiftelsen Bergteknisk Forskning , Stockholm.

EKOFISK SUBSIDENCE AND COMPACTION
THE DISCONTINUUM APPROACH

Nick Barton
Norwegian Geotechnical Institute
Oslo, Norway

ABSTRACT

The Ekofisk Centre in the North Sea represents the most important single commercial operation in the Norwegian economy. An unexpected seabed subsidence beneath this centre involving 150 km^3 of rock over an area of 50 km^2, set in motion numerous studies of the phenomenon. NGI was engaged by the Norwegian Petroleum Directorate to perform independant studies of the factors involved in the subsidence, and of the implications of the compaction. NGI's studies included laboratory tests of the jointed reservoir chalk, numerical continuum modelling using the CONSAX code and discontinuum modelling using Cundall's UDEC. In the final studies performed a special joint subroutine was incorporated in UDEC so that the effects of compaction on joint apertures and conductivity could be investigated. The studies showed that the steeply dipping conjugate joints in the 300 m thick reservoir were probably undergoing shear during the approximately one-dimensional compaction. Joint shear and dilation were admissible in this uniaxial strain environment, due to shrinkage and pore collapse of the matrix between the joints caused by the 20 MPa drawdown in pore pressure. The 3 km of overburden shale was also modelled as a discontinuum and demonstrated the possibility of shear along bedding planes and sub-vertical jointing. Discontinuum models showed larger ratios of subsidence to compaction than continuum models due to such shear mechanisms.

ACKNOWLEDGEMENT

NGI's work on the Ekofisk subsidence problem was performed by a team of rock mechanics engineers and numerical modellers. The author, as project manager, would like to acknowledge the contributions of Linda Hårvik, Axel Makurat, Mark Christianson, Stavros Bandis, Gunnar Vik, Panayiotis Chryssanthakis and Tim D'Orazio. Christianson (Itasca Inc.), Bandis (University of Aristotle) and D'Orazio (University of California) were guest researchers at NGI at the time the project was performed.

INTRODUCTION

Those working on the Ekofisk problem are frequently asked the question; why was it not foreseen? A 20 MPa (or more) reduction in pore pressure in a reservoir of large area (50 km^2) at no more than 3 km depth must have been expected to cause compaction and surface subsidence?

The questions are well grounded. The only answer that can be given is that the chalk has exhibited much larger strains than expected from the linear analyses that were presumeably performed some 15 years ago. Perhaps samples of the chalk were not loaded to sufficiently high effective stress levels to exhibit the pore collapse phenomenon that has become well known in recent years.

Figure 1 illustrates another possible reason for the failure to foresee the magnitude of potential problems. The strongly non-linear void ratio - effective stress behaviour is seen to affect the most

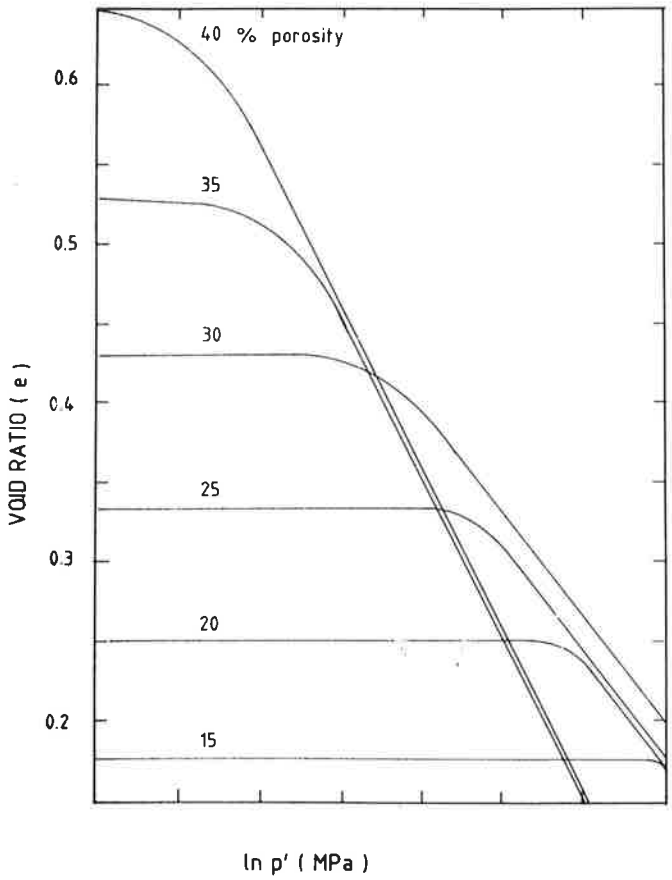


Figure 1. Non-linear stress strain behaviour under uniaxial strain conditions, emphasises the role of chalk porosity on the pore collapse phenomenon.

porous chalk (i.e. n = 40%) to a much greater extent than is the case for the less porous chalks. The most porous chalks are inevitably the most difficult to sample.

Figure 2 shows comparative photographs of the Ekofisk oil storage tank that were taken in 1973 and 1986. The submerged rows of wave baffle holes (2 m spacing) were the first clue to a subsidence problem. The tank itself had settled only 30 cm relative to the sea bed despite major winter storms. When checked, some 13 years after tank installation, NGI's vibrating wire pressure transducers confirmed the increased water depth.

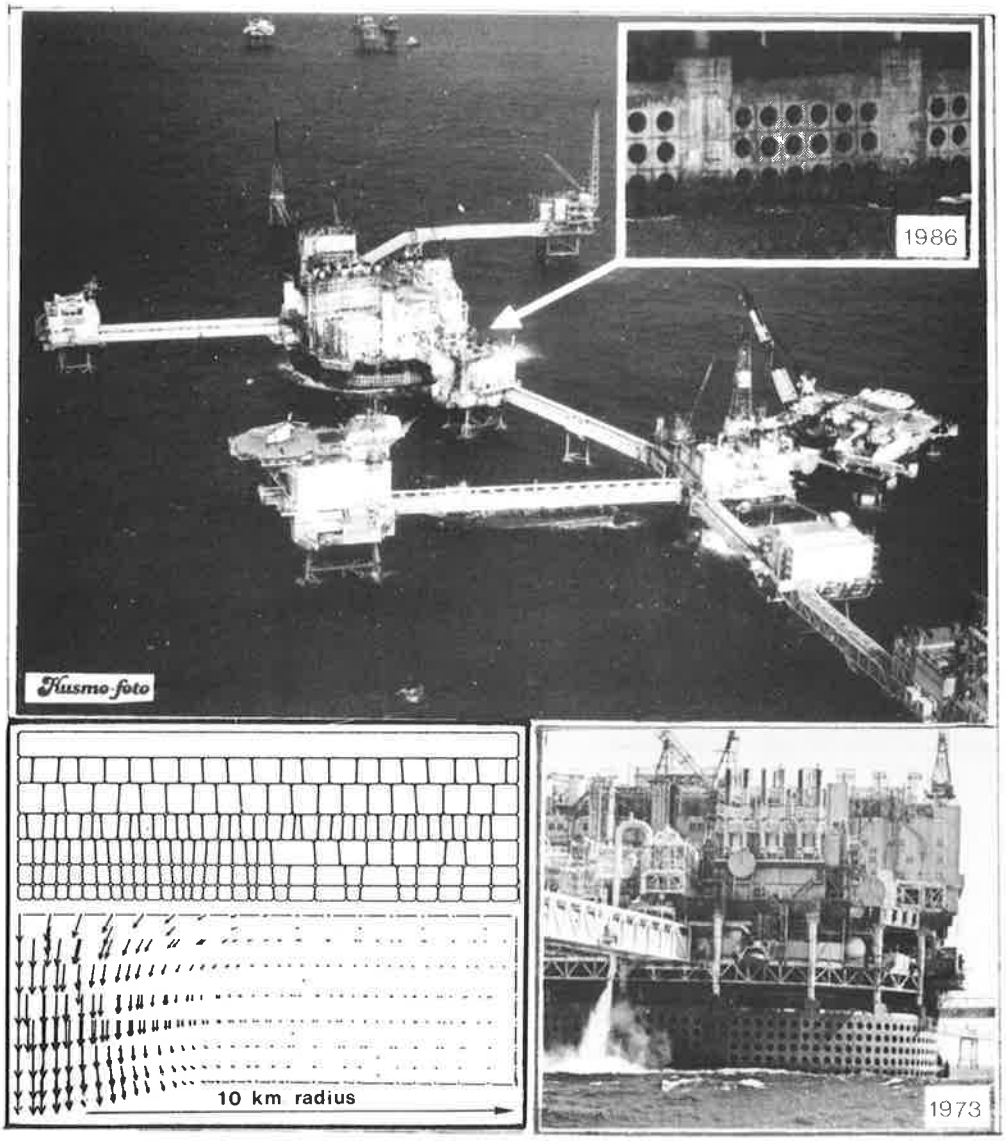


Figure 2. Sea bed subsidence at the Ekofisk centre is evident from the submerged wave baffle holes (2 m centre to centre). Left inset shows one of our UDEC models.

CONTINUUM ANALYSES OF COMPACTION AND SUBSIDENCE

Detailed axi-symmetric analyses of the compaction process were performed using various cross-sectional models of the reservoir. One of these is illustrated in Figure 3. The distribution of porosities implies various radius-dependent degrees of non-linearity (pore collapse). In addition to this complication, the pore pressure-time histories were radius-dependent and varied in drawdown rate from year to year. Furthermore, the pressure-time histories were different in the upper and lower parts of the reservoir (separated by the low porosity "tight zone"). Concerning future behaviour (up to the year 2010) an anticipated injection scenario was simulated.

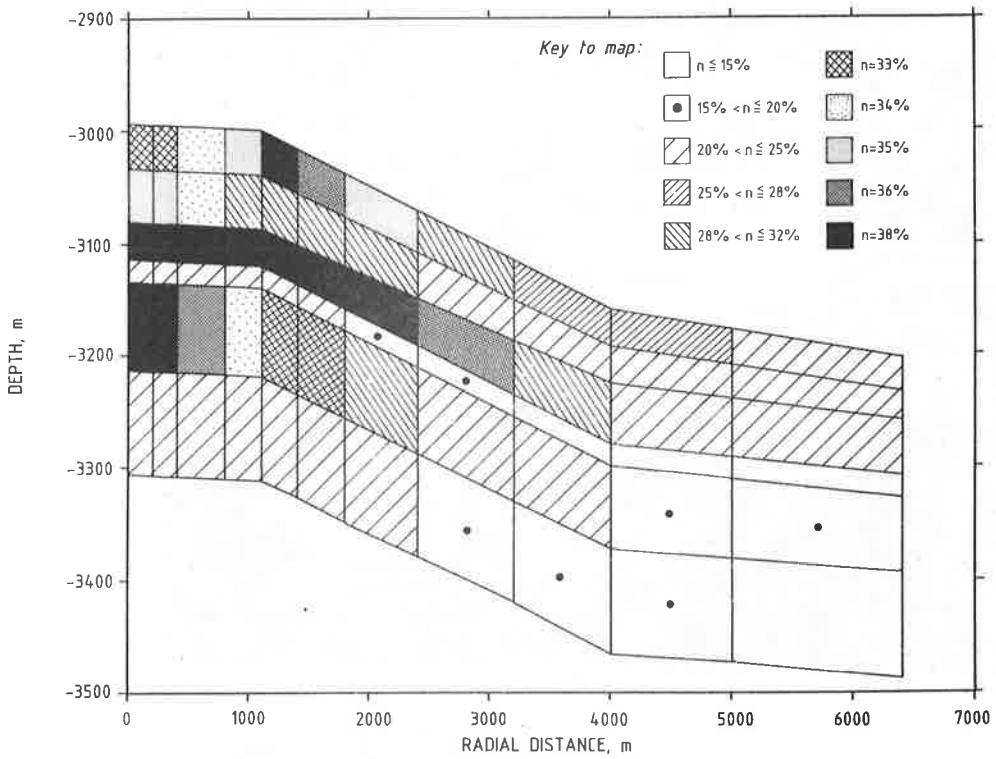


Figure 3 Example of porosity distribution used in one of the CONSAX compaction models

The continuum modelling of the compaction process was performed using the non-linear finite element consolidation program CONSAX developed by D'Orazio and Duncan (1982), with a Cam-clay type material model formulation. The resulting compaction profiles were used as displacement boundary conditions for subsequent linear-elastic axi-symmetric finite element models of the subsidence. Model radii of 20 km were used. In general these compaction and subsidence models indicated ratios of subsidence to compaction in the range 0.52 to 0.65. Typical examples (for the year 1985) would be:

Maximum compaction 3.2 m
Maximum subsidence 1.9 m

In a second phase of continuum modelling, combined compaction and subsidence calculations were performed in the same model. In an effort to reduce the artificial effect of a continuous overburden, frictionless model boundaries were simulated at the extreme outer boundaries of the reservoir. As expected the predicted subsidence bowl showed greater similarities to the bathymetric measurements of real behaviour. The subsidence to compaction ratios mostly ranged from 0.78 to 0.88 which appears to be closer to presently measured values, though considerable uncertainties accompany such measurements.

DISCONTINUUM SUBSIDENCE MODELLING USING UDEC

It apears inherently reasonable to argue that an overburden consisting of 150 km^3 of shale with interbeds of limestone, cannot behave in practice as a continuum. Bedding planes and sub-vertical or vertical regional joints and faults obviously disect this huge mass of rock into countless major slabs and blocks, together with the detailed structures that are too numerous to ever consider in any modelling exercise. When such a body of rock is strained due to an underlying compaction process, deformation occurs by slip rather than bending. Seen from afar, the deformation will admittedly look like the bending of a beam. Seen in more detail, the deformation will resemble the flexure of a leaf spring, with interbed slip due to the streching required to accommodate the subsidence. Zones of large strains may also cause slip on sub-vertical features, as seen for example above long-wall mining.

With this philosophy in mind it was natural to choose the finite difference code UDEC (Cundall, 1980) to investigate the potential for discontinuum behaviour in the Ekofisk subsidence. Bearing in mind the relative weakness and high deformability of the shale overburden, bedding plane or fault slip was not certain. The kilometer sized blocks that were modelled could bend with ease. Extra realism was attempted by considering the upper 500 m of seabed as a very soft continuum.

In view of the uncertainties involved, the simple linear sub-routine for joint behaviour was utilized in these first UDEC studies. Single values of c (cohesion), ϕ (friction angle), K_n (normal stiffness) and K_s (shear stiffness) were required as input data. Since the 150 km^3 of overburden was modelled with a very small number of blocks, each joint was of fault-like dimensions. Input parameters were chosen using the results of normal and shear loading tests on faults.

The interent scale effect in shear loading required extrapolation of in situ test results. The approach adopted in shown in Figure 4. Tests with UDEC using small-scale, high shear stiffnesses showed continuum type behaviour, with limited slip and characteristically small values of the subsidence-compaction ratio. When shear stiffnesses of the order of 0.01 MPa/mm were used; appropriate to kilometer size faults, behaviour was dominated by bedding plane and fault slip, and ratios of subidence to compaction were realistically high (0.86 to 0.95).

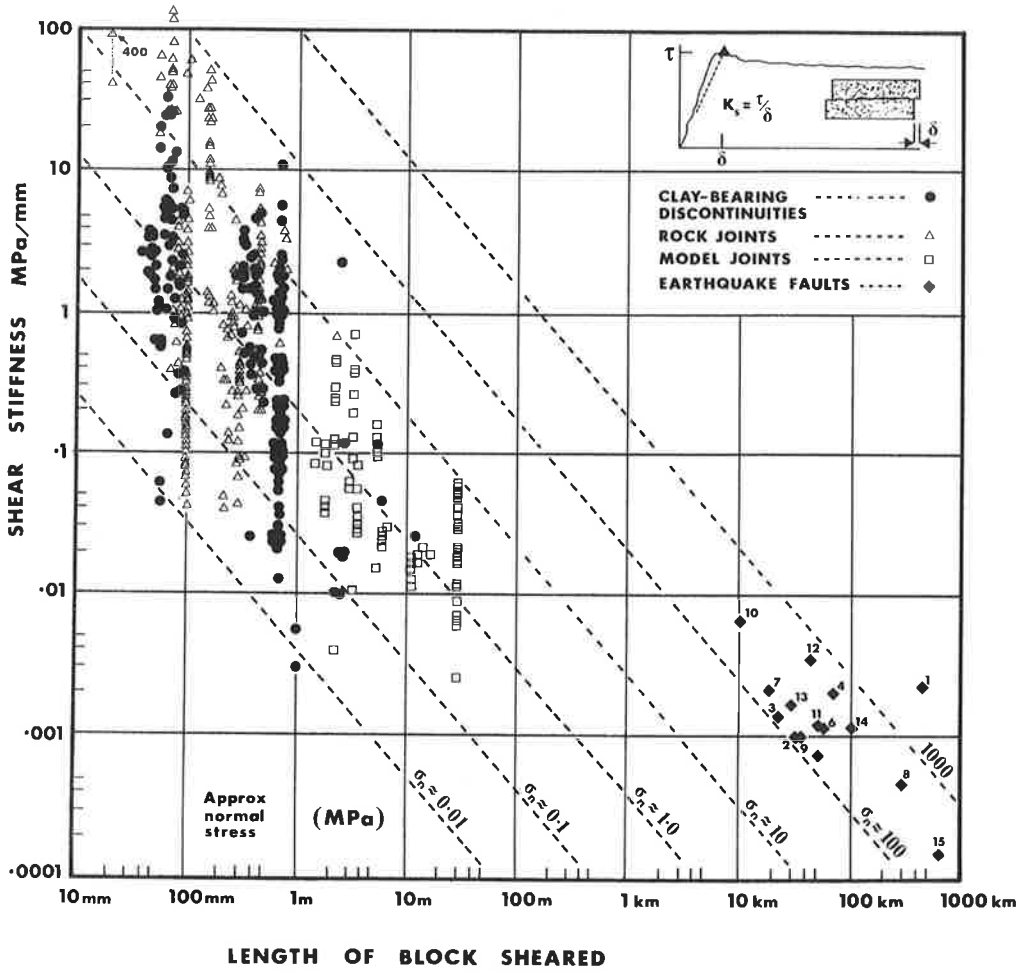


Figure 4. Large scale values of bedding plane and fault shear stiffness were derived by data extrapoation. (Barton and Bandis, 1982).

The type of behaviour obtained with realistically low shear stiffnesses is shown in Figure 5. The three diagrams show the assumed geometry, deformation vectors, and zones of joint slip (where line thickness is proportional to slip magnitude).

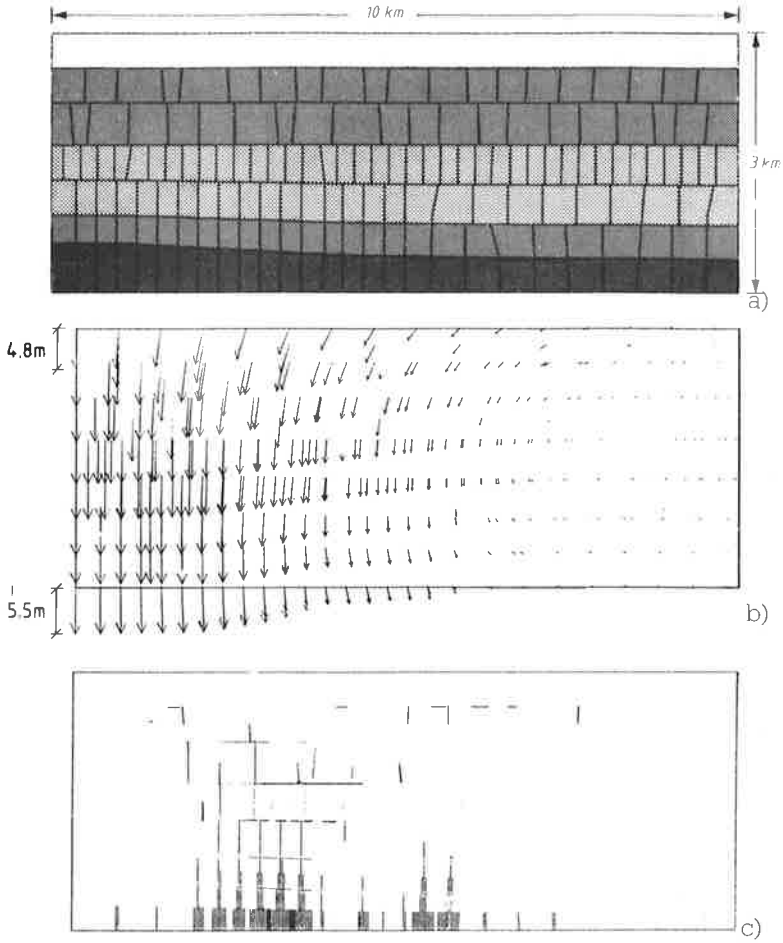


Figure 5. Axisymmetric analyses of reservoir subsidence at Ekofisk using the UDEC method: a) bedding and faults, b) deformation vectors, c) shear displacements.

The method required to induce the subsidence was similar to that used in the continuum modelling. The lower boundary of blocks representing the reservoir was displaced in proportion to the calculated compaction distribution. However, in the UDEC modelling this displacement occurred over a given number of time steps.

As an example, in one of the studies of possible seafloor subsidence by the year 2010, the compaction was built up in steps, and equilibrium was achieved for each increment. At compaction maxima of 1.1, 2.2, 3.3, 4.4 and 5.5 m (year 2010) the subsidence maxima at the centre of the subsidence bowl were found to be 0.9, 1.9, 2.9, 3.9 and 4.8 m respectively. A final ratio of S_{max}/C_{max} = 0.91 was indicated here.

Marked increases in the distribution of overburden shearing are evident for these five gradually applied increments of compaction. Maximum values of discon-

tinuity shear were concentrated on vertical and sub-vertical features reaching a maximum (for the assumed block size) of 25 cm immediately above the reservoir at a radius of 3 km. Maximum shear on bedding planes was approximately 10 cm, and occurred at the boundary between layers of different stiffness at 1600 m depth.

An interesting parallel to this predicted behaviour is the interbed shear of 23 cm and seismicity (magnitude 2.4 - 3.2) reported at the Wilmington field in California (Mayuga and Allen, 1970). In this classic reservoir subsidence problem a maximum surface subsidence of at least 9 m was registered. The reported interbed shear caused damage to numerous oil well casings. In this instance, movement was concentrated along thin interbeds of claystone and shale sandwiched between thick massive beds of sandstone and siltstone.

COMPACTION PHENOMENA IN THE JOINTED RESERVOIR

Oriented drill core logged by Phillip's geologists indicated that the chalk reservoir was intersected by several sets of joints. The most persistent in terms of reservoir production were two sets of steeply dipping conjugate joints. Several levels of the reservoir were heavily jointed in this manner, with block sizes down to a few centimeters.

Numerical modelling of a typical heavily jointed section of the reservoir was performed using a high porosity matrix with a I-D strain modulus of 0.33 GPa, and a low porosity matrix with a modulus of 3.33 GPa. Input data for the joints was obtained from joint surface characterization and tilt tests (to obtain JRC = joint roughness coefficient), and from uniaxial and triaxial tests of cylinders (to obtain JCS = joint wall compression strength, and $\sigma_1 - \sigma_3$ = confined strength at high stress). Formations for full-scale shear strength were based on Barton and Bandis (1982).

Discrete blocky models of typical conjugate jointing were generated with the discontinuum code UDEC, using reservoir-scale joint properties derived from these laboratory tests. The UDEC model shown in Figure 6 contains 70 discrete blocks, representing a vertical 1 m^2 "window" view of a heavily jointed zone. These models were consolidated to initial reservoir effective stress levels, and then loaded internally (joints and matrix) by an appropriate reduction of fluid pressure. The figure shows the deformation caused by this fluid pressure reduction.

The first blocky model of simulated low-porosity chalk showed a maximum joint shear of 1.2 mm, and an average of 79 μm on all joints that sheared. The combined effect of joint closures and (slightly dila-

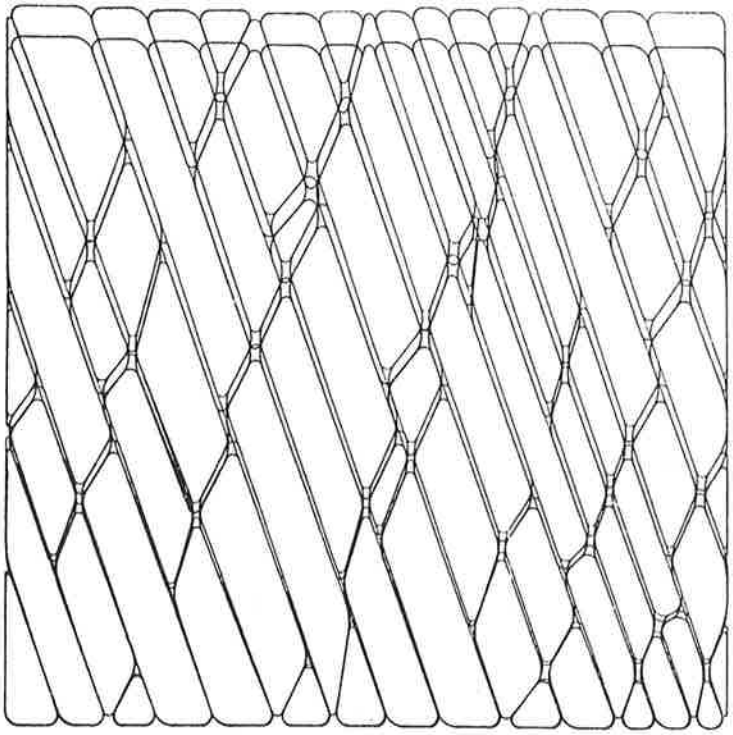


Figure 6. UDEC model of a 1x1 m heavily jointed reservoir zone, showing compaction under I-D strain.

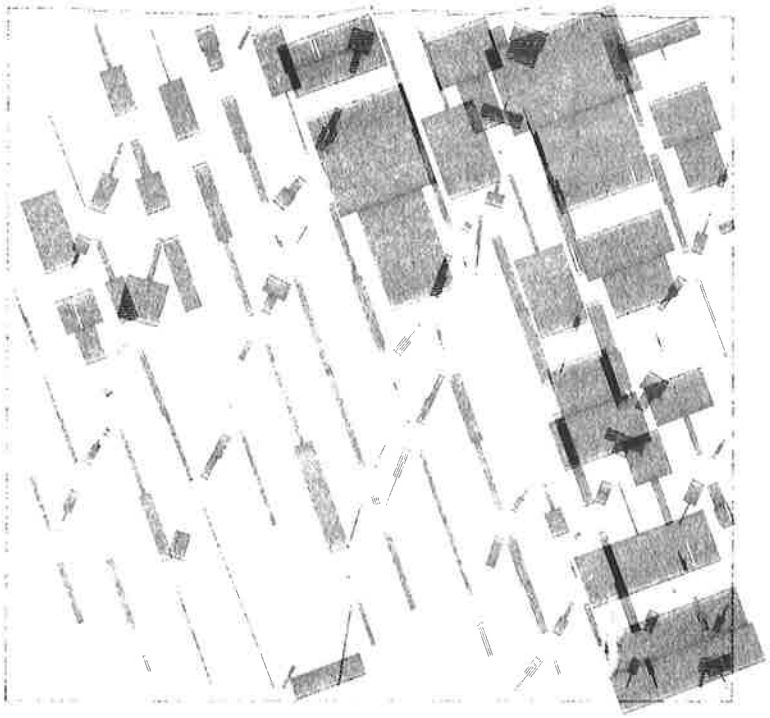


Figure 7. Joint shear locations from UDEC model caused by pore pressure reduction in joints and matrix. (Each line represents 50 μm shear).

tant) shears was 1.8 μm average closure of joint apertures; i.e. the conductivity was only slightly reduced by this major fluid pressure decline.

A second UDEC model of reservoir jointing was designed to simulate the high porosity jointed chalk. Reduction of internal fluid pressure this time caused larger shears (maximum 3.9 mm), and an average shear of 394 μm on all the joints that sheared. The pattern of joint shearing is illustrated in Figure 7.

The combined effect of joint closures, occasional local joint openings, and virtually non-dilatant shear was 2.0 μm average closure of all joint apertures, i.e. even in the high porosity chalk model the effect of the compaction process on the joints was only slightly negative.

"Joint shearing would normally cause an increase in the rock mass' Poisson's ratio". Under I-D strain conditions it has the effect of increasing K_o. The higher horizontal stress helps to limit compaction. The joint shearing helps to maintain conductivity. Both these behaviour modes are very beneficial to reservoir management.

LABORATORY TESTS OF JOINT CONDUCTIVITY

The conductivity of the reservoir joints was also investigated during this laboratory programme. Coupled joint closure-conductivity tests performed using heated oil at 80°C, revealed a "plastification" of the most porous (43,6%) chalk when the normal stress was raised to the level of the unconfined compression strength. These unusual tests were performed in the equipment described by Makurat (1985).

The "plastification" occurred within the natural joint plane as the conductivity was reducing with increasing stress. A less porous jointed sample demonstrated an unexpected increase in conductivity between normal load cycles, after marked closure in the first cycle. This may be due to a superficial work hardening and smoothing of the joint walls with successive cycles, resulting in better conducting qualities.

During subsequent shear displacement of about 2 mm, the joint conductivity reduced gradually by at least one order of magnitude, possibly due to gouge production. Reversed shear caused the conductivity to rise again.

Special high pressure joint conductivity tests were also performed in a triaxial cell with inclined joints. Access to the joint plane was made with thin tubes so that fluid flow in the joint plane could be measured while the joint was undergoing small amounts of shear at full reservoir effective stresses of

about 30 MPa. In these tests the initial (disturbed) joint conducting apertures of 35 to 67 μm were successively reduced by the combined shear and normal loading to values below 5 μm. However, in most cases conductivity was maintained.

CONCLUSIONS

1. Non-linear modelling of the reservoir compaction with a modified Cam Clay material model in the CONSAX code, appears to give a reasonably good fit to the approximate 1985 contours of compaction derived from log interpretation.

2. Application of the calculated compaction distribution as a displacement boundary condition to overburden models, indicates a poor fit with subsidence measurements when modelling the overburden as a layered elastic continuum, but a good fit when modelling the overburden with the discrete element code UDEC.

3. UDEC discontinuum analyses of the overburden suggest that slip on joints, faults and bedding planes may be a realistic mechanism for explaining the tight measured subsidence bowl and the relatively high ratio of subsidence to compaction observed at Ekofisk.

4. UDEC modelling of representative heavily jointed zones in the reservoir using extrapolated laboratory joint test data provides insight into what may be a previously unreckognised mechanism of deformation for jointed media. Loading both the matrix and joints by an internal reduction in fluid pressure in one-dimensional strain causes joint slip, relative mass bulking, partial maintenance of joint apertures (and therefore conductivities) and a compaction magnitude somewhat smaller than when the chalk is unjointed.

5. Flat-lying joints would not show this positive behaviour, and such a rock mass would obviously deform more than an unjointed body of rock.

6. This unexpected mass-bulking mechanism with steeply dipping joints may explain the continued high productivity still experienced from the Ekofisk reservoir.

REFERENCES

Barton, N. and Bandis, S., 1982, "Effects of Block Size on the Shear Behaviour of Jointed Rock," Keynote Lecture, 23rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, Berkely, California, pp. 739-760.

Cundall P.A. (1980): A generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock. Report PCAR-1-80. Peter Cundall Associates; Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army.

D'Orazio, T.B., and Duncan, J.M. (1982): CONSAX: A computer program for axisymmetric finite element analysis of consolidation. Report No. UCB/OT/82-01, Department of Civ. Eng., Univ. of California, Berkeley, California.

Makurat, A. (1985): The effect of shear displacement on the permeability of natural rough joints", Proc. 17th IAH Congress, Tuscon.

Mayuga. M.N. and Allen, D.R. (1970): Subsidence in the Wilmington oil field, Long Beach, California, USA. Proc. UNESCO Conf. on Land Subsidence, Vol. I, pp. 66-79.

DISKUSSION

Tomas Franzén, BeFo

Bartons sista bild ger mig associationer till konferensen "Fundamentals of Rock Joints" 1985, där Bernardo Amadei visade hur sprickgeometrier kan leda till att horisontalspänningarna i bergmassan blir större än vertikalspänningen under inverkan av enbart egenvikt. Menar du att det förhållandet är aktuellt i ditt fall?

Nick Barton, NGI

Større horisontale spenninger enn vertikale på grunn av steilestående sprekker som forårsaker skjær deformasjon er sikkert en relevant mekanisme, som Tomas F. foreslår. I det tilfellet jag refererte til, var det i tillegg meget store reduksjoner i poretrykk, som resulterte i volumreduksjon, og plass til mer skjær - med etterfølgende høyere horionstale spenninger. Amadei's forskning på sprekkers innvirkning på spenningsbilder er meget interessant. Selv med et forenklet bilde bare med horisontale og vertikale sprekker, kan disse i seg selv forårsake høyere horisontale enn vertikale spenninger, dvs. $k_o > 1.0$.

Hans Helfrich, Enebyberg

Datorn och elektroniken har kommit för att stanna. Ökad kompetens krävs för att kunna utnyttja redskapen optimalt. Jag instämmer helt i vad som har sagts i dag.

Låt mig dock hänvisa till en utveckling som vi väl kan vara överens om: läkarkåren har i dag otroliga tekniska hjälpmedel till förfogande. Prov-testresultaten redogör för patientens hälsotillstånd. Förr var det läkaren som "diagnostiker" som kunde uttala sig om patienten, i dag tas prov och kanske om en vecka föreligger resultatet.

I en berganläggning föreligger en liknande situation. Man skall på stående fot göra en bedömning om en åtgärd erfordras eller ej. Förmågan att kunna diagsnostisera kan ingen dator ersätta - datorn ger dessutom inget bättre svar än vad diagnosen är värd!

Vad gör man i dag i samband med utbildningen för att utveckla geologernas och bergmekanikernas diagnostiska förmåga? Diskett-biblioteket på fickan kräver en mycket hög kompetens i förmågan att kunna diagnostisera.

Ove Stephansson, Tekniska högskolan i Luleå

Eftersom det var jag som sade att morgondagens bergsingenjör kommer ut i arbetslivet med några kassetter fyllda med disketter i stället för 4 kartonger böcker så skall jag också svara på den frågan. Det här betyder ju inte att de blundar för det vi skall stoppa i burken. Vi ägnar ju i dag väldigt mycket tid åt att försöka öka förståelsen om de enskilda komponenternas egenskaper, dvs det intakta bergets, sprickans och bergmassans deformationsegenskaper, gärna kopplat med observationer. Vad vi skulle önska ute på högskolorna i dag är att vi har mera tid att resa och besöka gruvor och anläggen och på plats se mera berg i verkligheten. Men det är våra resurser som är begränsade. Det är de som sätter hindret. Men jag kan lova dig att vi gör inte en enögd utbildning som bara syftar till att göra ingenjörer bra på numeriska metoder. Det är också viktigt att vi följer upp och ser till att man har en bra materialkännedom om berget.

Magnus Bergman, ITASCA

Frågan var lite allmän, men jag skall försöka kommentera den ändå. Den geotekniska modelleringsprocessen är ett effektivt sätt att hantera och analysera geologiska data, som man samlar in. Ju mer komplexa och svåröverskådliga förhållanden man står inför, desto större är behovet av hjälpmedel som kan sortera, systematisera och simulera tänkbara förlopp vid olika tekniska lösningar. Det är just i detta avseende, som de numeriska metoderna fyller sin funktion som analysverktyg.

Genom att pröva olika kombinationer av parametervärden från den tillgängliga databanken vi samlat in är vi bättre förberedda på det verkliga förloppet vid utförandet. I vår tankevärld eller fantasi har vi så att säga övat oss på det värsta. Tankevärlden i detta fall är datamodellen. Människan själv kan kanske i bästa fall

greppa över vissa komplexa samband idémässigt, men knappast numeriskt. Datorn däremot kan hantera den numeriska biten, så länge vi kan stimulera den på rätt sätt. Med empirisk erfarenhet kan vi formulera problemet verklighetsnära och väljer vi en modell anpassad till vår problemställning, kan vi "leka" verklighet. I stället för att stoppa problemen under mattan och ta i dem först när de inträffar i verkligheten, har vi med de numeriska metodernas hjälp planerat strategiskt och mentalt förberett oss på de olika konsekvenserna av varierande faktiska förhållanden.

Skall det här fungera i praktiken krävs, som Ove Stephansson påpekade, utbildning. Och där kommer nästa generation bergmekaniker att få problem, om inte utbildningsresurserna anpassas till behovet. I den här salen sitter väldigt mycket praktisk erfarenhet och det är den vi behöver tillföra ungdomarna i rätt proportioner. Ungdomen i dag får nästan datormedvetandet på köpet, men inte erfarenheten och den praktiska kunskapen.

Man får inte okritiskt tro på det som kommer ut ur datorn, vilket är lätt att göra, när man saknar praktisk erfarenhet, eftersom det ofta verkar så exakt. Man måste ställa det som kommer ut ur datorn i rätt perspektiv.

Med rätt balans och strategi kan dock alla som är inblandade i en sådan här projekteringsprocess göra bättre bedömningar och snabbare sätta in rätt åtgärder vid oväntade situationer. Man har så att säga en högre beredskap.

Hans Helfrich

Jag är helt överens med Magnus, men jag är rädd för Oves replik att det bara finns begränsade resurser för fältarbeten, vilket kanske måste accepteras.

I varje fall förefaller det lättare att satsa resurser på datorer än på diagnostiskt fältarbete. Och Ove konstaterade själv att han skulle önska mera resurser att kunna gå i tunnlar eller i naturen och kunna lära ut kunskapen om att kunna läsa i naturens bok.

Obalansen är således klarlagd. När jag i Salzburg diskuterade med Goodman beträffande kunskaper att kunna känna igen s k "keyblocks och/eller keyjoints" i bergmassan, blev den centrala punkten - diagnosen. En allvarlig tankeställare.

Norbert Krauland, Boliden Mineral

En fråga till Nick Barton: Det var imponerande att se hur Nick Barton har byggt upp en modell som är baserad på en föreställning om de rådande mekanismer och med numeriska modeller har simulerat denna mekanism - blockmodellen. Jag vet inte om jag kommer ihåg presentationen rätt. Jag fick intrycket av att det utbildas en skjuvzon i randen av magasinet i vertikal riktning längs blocken. Man får intryck av att man får en skjuvzon som kan sträcka sig upp till botten av havet. I analogi till en av de första bilderna du visade här ställer man sig frågan, finns liknande sättningsobservationer från andra håll? Det finns ju många stora oljefält i världen på landbacken. Har man gjort liknande observationer av sättningar på markytan och vad har konsekvenserna blivit?

Nick Barton

Sjærdeformasjoner og bruddkanter helt opp til overflaten er et kjent fenomen over oljefelt på land hvor stor kompaksjon har skjedd. I et offshore reservoir som Ekofisk er dette mindre sannsynlig (håper man) på grunn av de ekstremt bløte sedimenter på sjøbunn, som kanskje beskytter rørledninger fra store, lokale tøyninger.

Våre UDEC studier på Ekofisk har også vist at det er betydelig horisontale deformasjoner, for eksempel langs lagdelinger, som resultat av kompaksjon i reservoaret. Disse vil kunne ha stor betydning for oljebrønner, som vist i Wilmington-feltet i Long Beach, California, hvor flere hundre oljebrønner var ødelagt.

Ove Stephansson

Som en allmän information skall sägas att man nu har uppskattat den totala sättningen till ungefärligen 6 m i Ekofisk och med det som utgångspunkt startar man i sommar med att kapa benen på plattformarna och höja dem. Sedan återstår det att se om sättningarna avstannar eller fortsätter.

GASLAGRING I BERGRUM
Gas Storage in Rock Caverns

GASLAGRING I BERGRUM

Inledning

Civ.ing Per-Olov Karlsson Vattenfall

Som ett av de sista länderna i Europa introducerar nu Sverige naturgas som energikälla. Systemet är redan taget i drift i Skåne och under 1987 fortsätter utbyggnaden längs Västkusten till Göteborg. Långtgående planer på en fortsättning av utbyggnaden mot Mellansverige och Stockholmsregionen finns också. Utöver denna gastillförsel, som helt baseras på dansk naturgas importerad i ledning under Öresund, diskuteras även andra tillförselvägar såsom gas från Sovjetunionen genom Finland under Ålands hav och norsk gas från Haltenbanken i Nordsjön utanför Trondheim.

Den utökade naturgasanvändning vi ser framför oss kommer att ställa krav på möjligheter till lagring. Kraven på lagring kan sammanfattas enligt följande:

- Tillförseln av gas till systemet är förhållandevis jämn under året, medan förbrukningen varierar kraftigt, vilket motiverar lager för lastutjämning på såväl korttidsbasis (peak-shaving) som säsongsbasis av **kommersiella skäl.**

- Även om ett naturgasnät är mycket driftsäkert innebär krav på **leveranssäkerhet** behov av lager. En eventuell reparation av t ex sjöledningen under Öresund medför krav på alternativ gastillförsel under reparationstiden, som kan tillgodoses från ett lager.

- **Beredskapsskäl** utgör ytterligare ett motiv för lager, eftersom Sverige är helt beroende av importerad gas.

- Ett specialfall av kommersiell lagring utgör lagring för naturgasdrivna kraftverk, något som kan bli aktuellt i samband med kärnkraftavvecklingen.

Aktuella lagringsvolymer kan bli utomordentligt stora. Som ett exempel kan nämnas volymer i storleksordningen 40 MNm^3 gas (atmosfärstryck) kring 1995 för systemet upp till Göteborg (enbart lastutjämning + leveranssäkerhet). Erforderlig fysisk lagervolym blir givetvis avhängig av möjliga tryckförhållanden. Volymkraven för beredskapslagring är ännu ej slutgiltigt fastställda men kan bli betydande. För gaseldade kraftverk torde det röra sig om ytterligare större volymer.

De tekniska lösningar som föreligger för lagring i gasfas är:

- Tömda gasfält
- Akvifärer
- Salthorstar
- Bergrum (inklädda eller vattentätade)

De tre första lagertyperna innebär etablerad välkänd teknik, men dessvärre saknas geologiska förutsättningar i Sverige för dessa lagringsformer. Beträffande akvifärlager bör dock framhållas de undersökningar som Swedegas genomfört i Skåne men som slutligen fick ges upp. Den svenska kristallina berggrunden kan emellertid erbjuda goda möjligheter till gaslagring i bergrum - bergrum som kan vara antingen oinklädda, tätade med vattenridå eller inklädda med en tätande lining.

Det bör dock nämnas att någon bergrumslösning i den skala och med de tryck som diskuteras för svenska förhållanden ej finns utförd någonstans, även om likartade tillämpningar visar lovande resultat och delvis kan tjäna som referenser. Sessionen om gaslagring i bergrum blir därför delvis av FoU-karaktär men med en mycket intressant framtida potential inom relativt nära sikte.

Inledningsvis kommer Ulf Lindblom Chalmers/Hagconsult, som under lång tid arbetat med teknik för gaslagring, ge en överblick över olika tekniska system för bergrumslagring.

Därefter kommer två anföranden om gaslagring i inklädda vattentätade bergrum, en princip som har sitt ursprung i professor Janelids arbeten under 1970-talet. Göran Rehbinder Vattenfall kommer att presentera resultat från modellförsök i Vattenfalls laboratorium i Älvkarleby, och Gunnar Gustafsson Chalmers/VIAK kommer att redovisa en försöksserie från Stripagruvan. Båda dessa försök utförs inom ramen för Vattenfalls utvecklingsarbete inom området gaslagring.

Slutligen kommer Torbjörn Hahn Avesta Lining/Conswede att presentera ett koncept med lagring i plåtinklädda bergrum, som för närvarande studeras inom ramen för ett mellan gasintressenterna i Sverige (Swedegas, Sydgas, Sydkraft, Vattenfall) gemensamt utvecklings- och utredningsarbete.

NATURGASLAGRING I BERGRUM

Natural Gas Storage in Rock Caverns

Professor Ulf Lindblom, CTH/Hagconsult AB

INLEDNING

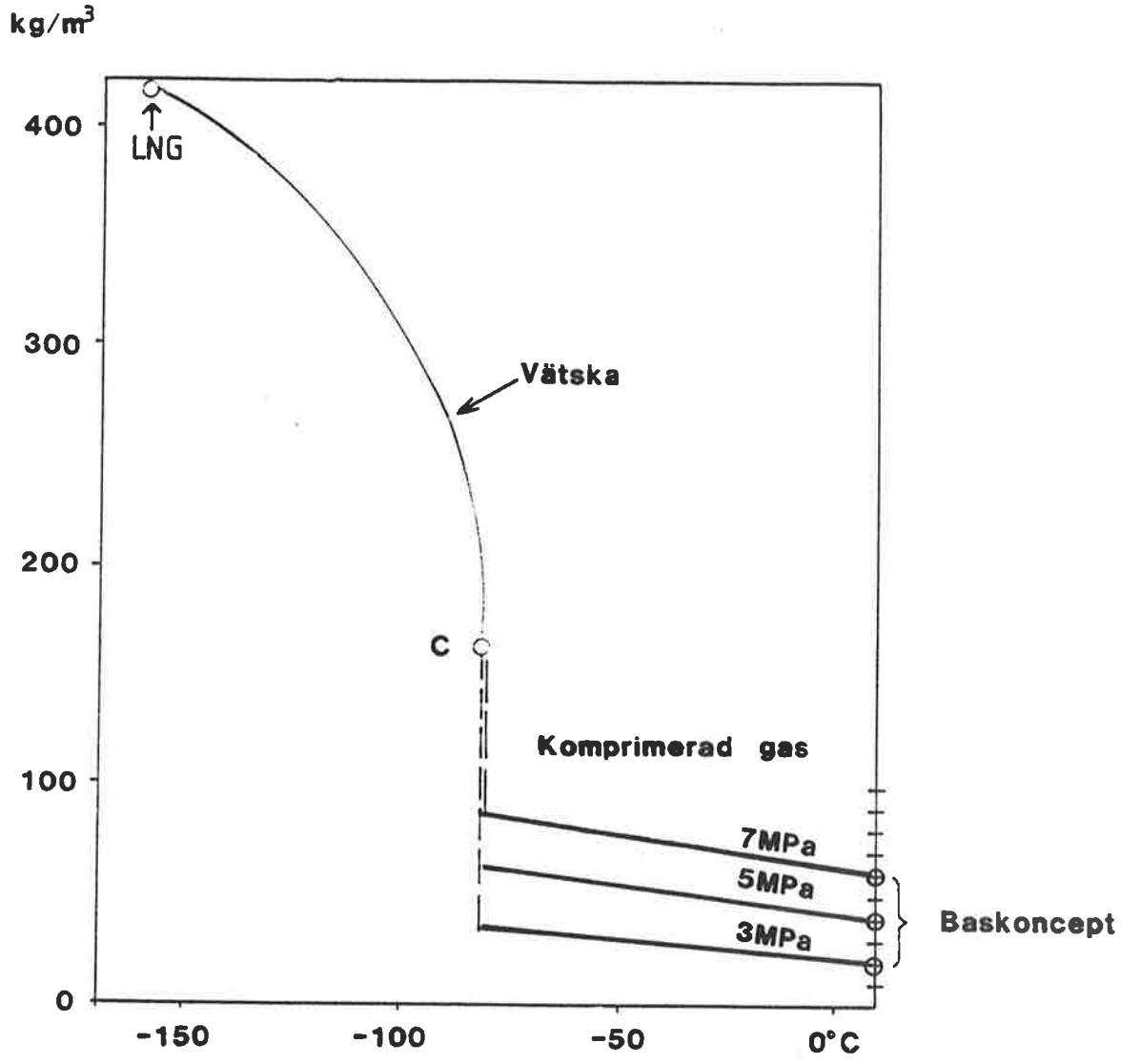
Genom att förflytta gas från produktions- eller inköpsstället till en konstgjord "gaskälla" nära förbrukarna kan stora fördelar uppnås. Gasen kan behållas i lagret tills den behövs för att utöka ledningsleveranserna vid högförbrukning. Lagrets viktigaste funktion är således att hjälpa till att klara toppbelastningar samt att fungera som magasin för icke förbrukad gas under lågsäsong. På detta sätt bidrar ett gaslager till ett fullständigare utnyttjande av gasledningen, ger bättre leveransberedskap till marknaden samt underlättar utökning av avsättningsområdet. Vidare finns det ofta strategiska skäl till att ha en gasreserv i lager, speciellt i länder, som liksom Sverige, ej har egna gaskällor.

Naturgasintroduktionen i Sverige är för närvarande i full gång och aktualiserar därför sökande efter lämpliga lagerlokaler för naturgas. Under perioden 1976-84 studerades möjligheterna att finna en naturlig förvaringsplats i Skånes sedimentberggrund. Av rent strukturgeologiska skäl fick dessa försök ges upp (Lindblom, 1985). Härmed återstår för svenskt vidkommande endast möjligheter att lagra naturgas i bergrum som sprängts ut i den kristallina berggrunden. Denna artikel skall närmare redogöra för vilka lagringsmetoder som då står till buds samt jämföra metoderna tekniskt och ekonomiskt.

NATURGASENS EGENSKAPER

Den helt dominerande beståndsdelen i naturgas är metan (CH_4), som i den till Sverige importerade gasen utgör 91 volymprocent. Naturgasens egenskaper kan därför approximeras till egenskaperna hos metan.

En viktig egenskap hos ett gaslager utgör densiteten (lagringstätheten), eller med andra ord hur stor viktmängd gas som kan pressas in per kubikmeter lagringsutrymme. Densiteten är en funktion av såväl tryck som temperatur hos gasen, vilket framgår av Figur 1 (Lindblom, 1986).



Figur 1. Temperatur-densitetsrelation för metan.

Lagring vid normal bergtemperatur innebär att gasen har den densitet som anges av ringarna till höger i diagrammet. Som jämförelse kan nämnas att trycket i gasledningarna ungefär varierar mellan 5 och 7 MPa.

Man kan även tänka sig att lagra gasen i kyld form, varvid densiteten ökar i takt med temperatursänkningen som Figur 1 visar. Vid -82°C, den så kallade kritiska temperaturen, förvätskas gasen, varvid densiteten språngvis ökar tills en jämvikt uppnås vid trycket 4,6 MPa. Ytterligare nedkylning leder till att densiteten ökar, till en början kraftigt och sedan allmer långsamt. Samtidigt sjunker trycket. Vid -162°C har trycket sjunkit till atmosfärstryck och metanet, som i detta tillstånd kallas LNG (Liquified Natural Gas), har då sin högsta densitet, ca 420 kg/kubikmeter. Detta innebär att ett bergrum för LNG kan innehålla cirka 600 kubikmeter naturgas per kubikmeter lagerutrymme.

I och med att nedkylning tillgrips för att öka lagringskapaciteten i bergrummet, minskas givetvis lagrets effektivitet som belastningsutjämnare, eftersom gasen måste kylas/upphettas vid omsättning mot gasledningen.

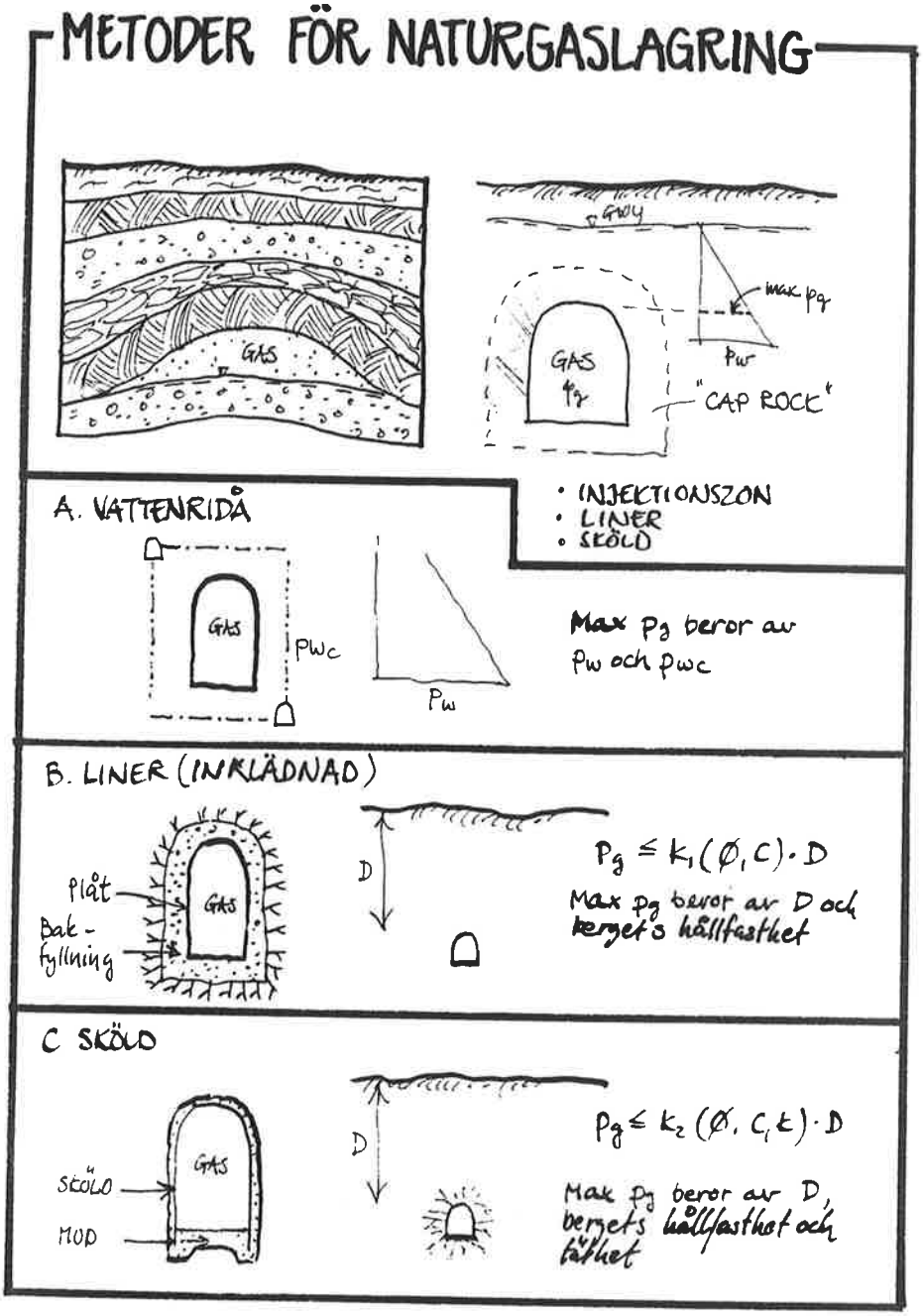
Ett bergrumslager för naturgas kan utföras oinklätt eller vara försett med någon form av tätningsmembran. Ett mellanting är ett s k sköldlager (Lindblom, 1987) som överför gastrycket till vätsketryck inne i själva bergrummet. De olika varianterna återges på Figur 2 och förklaras närmare nedan.

OINKLÄDDA BERGRUM

Denna lagringsform är den som mest liknar en gaskälla i naturen. Gasen omges av ett i huvudsak tätt och vattenmättat berg. Vattentrycket i bergsprickorna är tillräckligt högt för att förhindra att gasinträngningar uppträder i bergrummets tak och väggar.Själva bergrummet motsvarar det porutrymme som förekommer i gasförande bergarter i naturen.

Kompenserat, oinklätt bergrum

Grundkonceptet för oinklädda gasbergrum kan sägas vara det vattenkompenserade lagret, Figur 3. Detta arbetar på sådant sätt att gasvolymens tryck upprätthålls av en nerifrån verkande "kolv" av vatten, som via ett schakt står i förbindelse med ett vattendrag på markytan. Gastrycket är med andra ord praktiskt taget konstant och lika med det hydrostatiska trycket på lagernivån. Temperaturen är



Figur 2. Metoder för lagring av naturgas i bergrum.

densamma som bergets naturliga temperatur. Specifika gaslagringskapaciteten S_g, uttryckt som förhållandet mellan bergrumsvolym och lagrad gasvolym, blir

$$S_g = \frac{V_g}{V_b} = \frac{p_g V_b}{V_b} = p_g = P_w \qquad (1)$$

där V_g = maximalt lagrad gasvolym(normalkubikmeter)
V_b = bergrumsvolym (m3)
p_g = gastryck (bar)
p_w = hydrostatiskt tryck på lagringsnivån(bar)

För att förhindra grundvattensänkning samt för att upprätthålla en erforderlig grundvattenströmning in mot lagret kan konstgjord vatteninfiltration från en s k vattenridå behöva göras i berget som indikeras i Figur 3.

Okompenserat, oinklätt bergrum

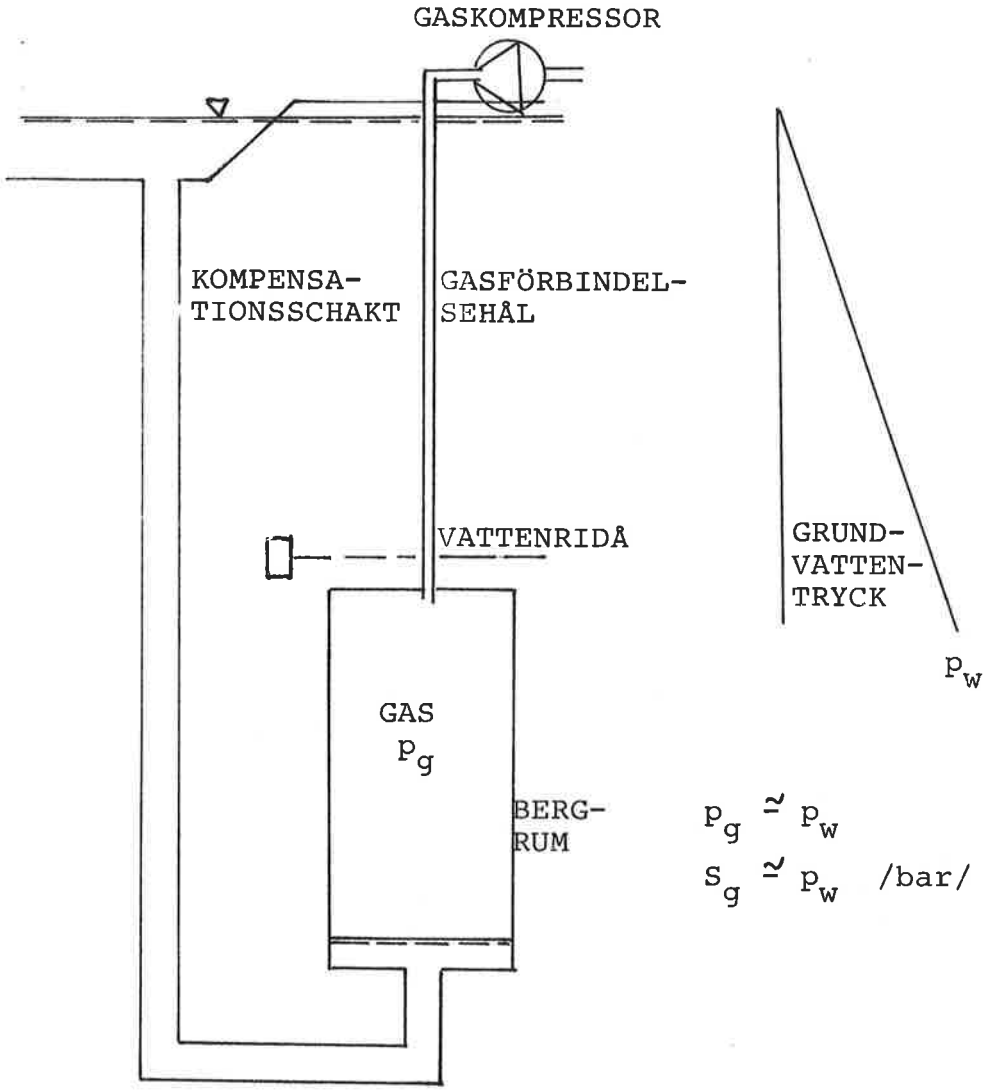
Då svårigheter föreligger att anordna vattenkompensation, t ex genom brist på lämplig vattenreservoar på markytan, kan ett oinklätt lager utföras som ett dränerat bergrum, varvid inrinnande grundvatten pumpas bort via pumpgropar, Figur 4. I detta fall kommer bergrummets tryck att variera beroende på vilken gasmängd som finns i lager, och anta värden mellan ett minime- och maximevärde enligt

$$p_g^{min} < p_g < p_g^{max} \qquad (2)$$

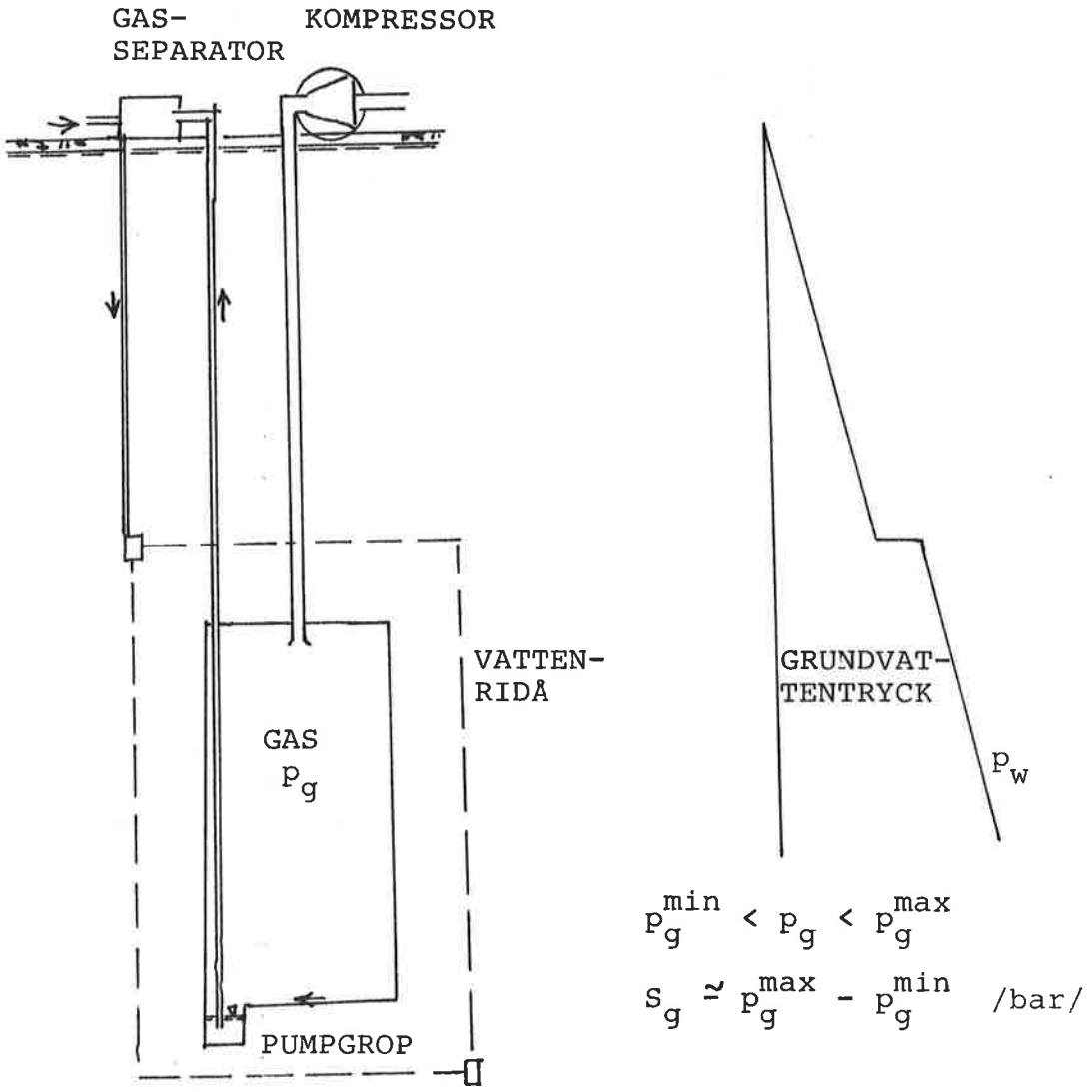
De dynamiska tryckpulserna vid omsättning av lagret kommer även att leda till att temperaturvariationer uppträder. Från bergmekanisk synvinkel är således detta lagringsalternativ ofördelaktigare än kompenserat lager, där tryck och temperatur är i det närmaste konstanta. Vidare är specifika lagringskapaciteten som regel sämre, enligt

$$S_g = \frac{(p_g^{max} - p_g^{min})V_b}{V_b} \qquad (3)$$

Värdet på det lägsta acceptabla driftstrycket för utjämningsgas ("working gas") måste väljas med hänsyn till ökning av vatteninrinning vid låga tryck samt kompressionskostnader. Kvarvarande gasmängd vid trycket p_g , s.k.kuddgas ("cushion gas"), används ej i normal drift, men kan utgöra en strategisk gasreserv.



Figur 3. Arbetssättet för oinklätt, kompenserat gasbergrum.



Figur 4. Arbetssättet för oinklätt, okompenserat gasbergrum.

Värdet på det högsta acceptabla gastrycket, p_g^{max} får i normalfallet sättas ungefär lika med det hydrostatiska grundvattentrycket p_w för att förhindra gasutträngning i berget (hydrauliskt villkor). Genom att trycksätta en helt omslutande vattenridå utöver det hydrostatiska grundvattentrycket, kan p_g^{max} teoretiskt ökas. En begränsande faktor på gastrycket är dock hydraulisk uppspräckning, d v s värdet på minsta huvudspänningen i berget (bergmekaniskt villkor).

Om vi som normallfall antar $p_g^{max} \simeq p_w$ och $p_g^{min} \simeq 0,5\ p_w$ blir specifika lagringskapaciteten

$$S_g = \frac{(1-0,5)p_w V_b}{V_b} = 0,5p_w \qquad (4)$$

d v s ungefär hälften av ett kompenserat lager. I extremfallet $p_g^{max} = 1,5\ p_w$, blir lagringskapaciteterna desamma i de två fallen.

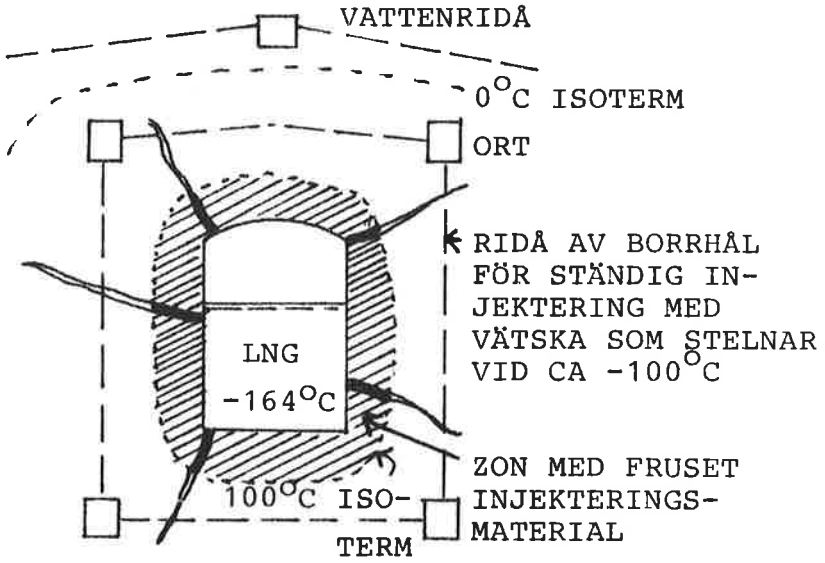
Vid normala lagringstemperaturer för gas bör man alltså sträva efter att utföra lagren som kompenserade. Vid lagring i nedkylt tillstånd kan endast okompenserade bergrum användas, om dessa skall vara oinklädda. Här bortfaller delvis problemen med vatteninläckning men ersätts av stora nedkylningsbehov. Mot bakgrund av det ovan sagda torde det i normalfallet inte vara lönsamt att kyla gasen, jämfört med att använda vattenkompenserade bergrum för gas vid normal temperatur.

Vid temperaturer under kritiska temperaturen, d v s vid lagring av kondensat av naturgas, visar erfarenheten att de bergmekaniska konsekvenserna av lagring i oinklädda bergrum blir omfattande, med betydande spänningsavlastning och sprickbildning som följd. Man behöver därför tillgripa lösningar med specialtätning av uppkommande spricksystem, se Figur 5 (Lindblom, 1978). Man kan också använda någon form av isolerande inklädnad (Christenson, 1977).

INKLÄDDA LAGER

Dessa lagers funktionssätt påminner om okompenserade, oinklädda bergrum med det undantaget att det hydrauliska villkoret på högsta gastrycket bortfaller ($p_g < p_w$) och ersätts med ett bergmekaniskt sådant.

Dessa lager opererar nämligen, som Figur 2 visar, med någon form av gastätt membran som är upplagt mot



Figur 5. Bergrum för LNG med tätningssystem för uppkommande termiska bergsprickor. Efter Lindblom (1978).

bergrumsväggen på sådant sätt att gastrycket överförs till effektivspänningar i omgivande bergmassa.

Kravet på förläggningsdjup blir härmed drastiskt reducerat, jämfört med vad som dikteras av det hydrauliska kravet. Membranet kan vara utfört av plåt (tjock eller tunn) eller av olika former av plastinklädnad.

När ett inklätt lager byggs i vattenförande berg uppstår alltid risken att membranet utifrån blir utsatt för vattentryck. Eftersom sådant vattentryck skulle leda till kollaps hos membranet när gastrycket är lägre än vattentrycket, måste grundvatten mellan membran och bergvägg effektivt dräneras ut och pumpas bort från anläggningen via en pumpgrop, se Figur 2 . Alternativt kan dräneringshål anordnas i berget nära bergrummet. Funktionen av detta dräneringsskikt styr vilka minimegastryck som kan tolereras i bergrummet.

Som tidigare är specifika lagringskapaciteten

$$S_g = \frac{(p_g^{max} - p_g^{min}) V_b \eta_b}{V_b} \qquad (5)$$

där utnyttjningsfaktorn η_b införts för att markera den del av hela bergrumsvolymen som i upptas av gas. Normalt ligger η_b i området 0,80-0,85.

Den övre gränsen för gastrycket p_g^{max} är som nämnts, vid inklädda lager oberoende av grundvattentrycket. Det synes dock som rimligt att betrakta det vertikala litostatiska övertrycket som en praktisk övre gräns för trycket i bergrummet, dvs p_g^{max} = 2,5 MPa.

Beträffande det lägsta gastryck som kan godkännas, p_g^{min}, så avgörs detta som nämnts av dräneringsskiktets funktion. Tryckmätningar utanför inklädnaden bör hela tiden fortgå. Skulle dräneringens funktion vara dålig, får man anta $p_g^{min} = p_w$. Helt perfekt fungerande dränering medför å andra sidan att minimegastrycket kan sätts så lågt som kanske p_g^{min} = 0,5 MPa.

Lagringskapaciteten kan bli hög för inklädda bergrum på grund av de höga maximetrycken. Det är normalt mer attraktivt att utnyttja denna höga specifika kapacitet så att man placerar lagret grundare än oinklädda rum. Ett inklätt lager med maxtrycket 5 MPa skulle med ovan beskrivna betraktelsesätt kunna placeras på ca 200 m djup och få specifika lagringskapaciteten

$$S_g = (p_g^{max} - p_g^{min})\eta_g \cong (2,5p_w - 5)0,8 = 36$$

vid perfekt fungerande dräneringsskikt.

Skulle dräneringsskiktet (på någon sida av membranet) inte fungera tillfredsställande måste tryckvinget reduceras och

$$S_g = (2,5p_w - p_w)0,8 = 24$$

I verkligheten torde den utnyttjningsbara kapaciteten ligga någonstans däremellan, d v s per kubikmeter bergrum med inklädnad på 200 m djup skulle man klara att lagra ca 30 normalkubikmeter gas. Tryckvariationen är då mellan ca 1 och 5 Mpa vid drift.

Som jämförelse kan det vara intressant att studera ett vattenkompenserat, oinklätt bergrum för samma totala gasvolym. Detta har specifika lagringskapaciteten, se ekv (1),

$$S_g \simeq p_w$$

vilket med hänsyn till säkerhet mot utblåsning av vattenpelaren i schaktet dock bör reduceras med 5 a 10%, säg $S_g \simeq 0,9\ p_w$.

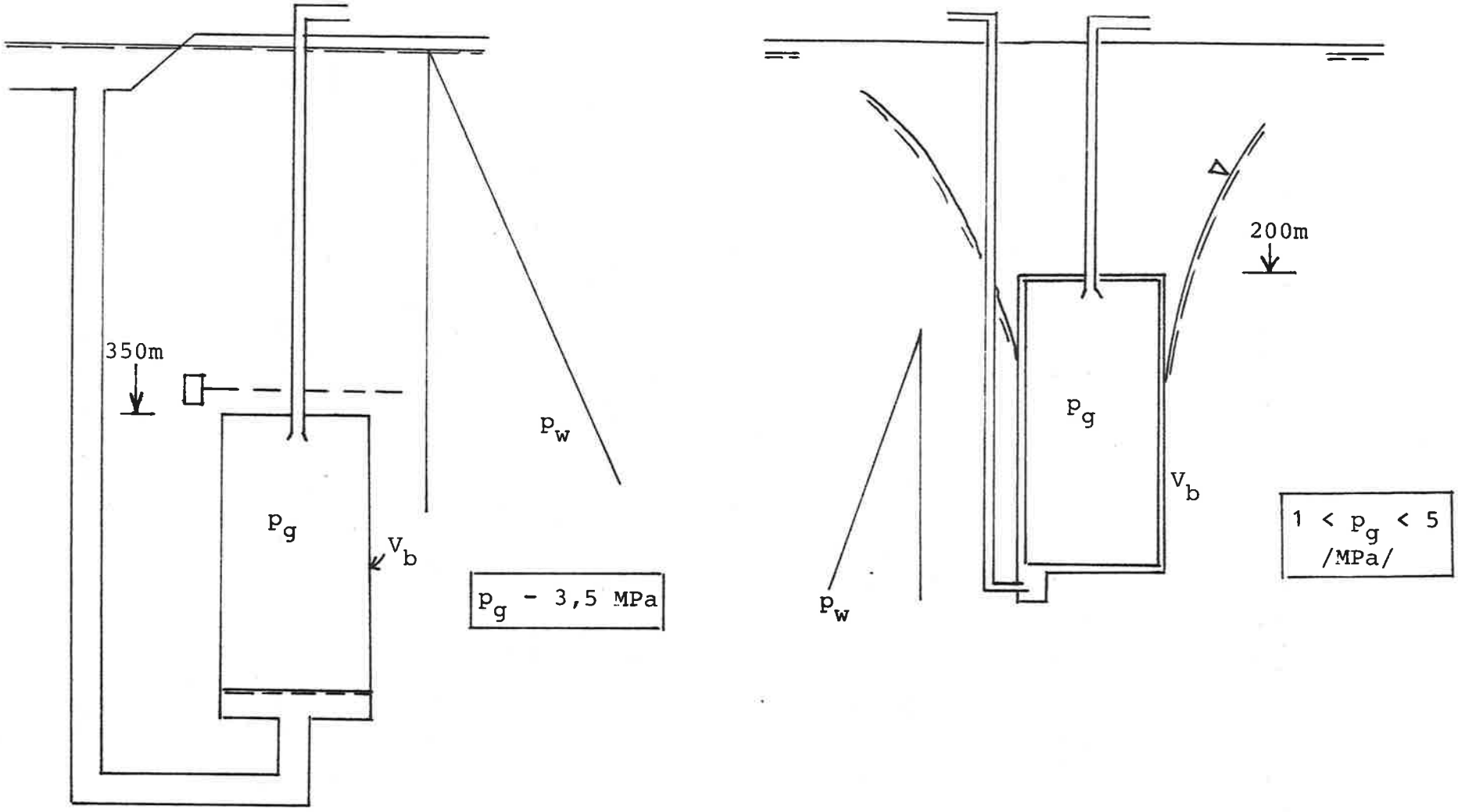
Om vi för enkelhetens skull använder oss av samma maximala gastryck som i det tidigare exemplet, d v s $p_g^{max} = 5$ MPa hamnar detta gaslagers hjässa på ca 500 m djup, d v s $p_w = 50$ och $S_g = 45$. Detta bergrum skulle då med andra ord kunna rymma ca 50% mer gas än det inklädda, eller kunna göras motsvarande mindre för samma gasvolym.

En stor fördel är att det kompenserade lagret har praktiskt taget konstant tryck och temperatur. En nackdel är dock att förläggningsdjupet blir stort, med en golvnivå på ca 530 m.

Om man slutligen jämför det inklädda lagret ovan med ett oinklätt kompenserat lager med exakt samma bergrumsvolym blir förläggningsdjupet (taknivå) för det senare sådant, att

$$S_g = 0,9\ p_w \simeq 30$$

d v s $p_w \simeq 35$ och djupet ca 350 m.Gastrycket blir i detta fall $p_g = 3,5$ MPa.De två fallen redovisas i Figur 6.



Figur 6. Jämförelse mellan kompenserat och inklätt gaslager med samma bergrumsvolym V_b och med samma totala lagringskapacitet V_g för gas.

Inklädda lager för kyld naturgas, speciellt för kondensat vid T < -82°C, kan med fördel utföras med värmeisolerande och tätande skikt mot bergrumsväggarna för undvikande av stora energiförluster genom avkokning."Cryocavern" är ett sådant system bestående av ett flertal lager polyuretan som värmeisolering med mellanliggande tunna diffusionsspärrar av plastfolie (Christenson, 1977). Systemet har testats med framgång i pilotskala, men dess fullskale- och långtidsegenskaper är inte kända.

SKÖLDLAGER

I ett sköldlager överförs trycket från den lagrade gasen till ett vätsketryck som direkt verkar mot den exponerade bergytan i bergrummet, se Figur 7. Genom att använda högviskösa vätskor med tätande egenskaper, exempelvis ler- eller cementsuspensioner, kan förlusterna till berget hållas nere, eller helt förhindras. Ett övre gränsvärde för trycket synes - med hänsyn till förlusterna av suspension - vara minsta huvudspänningens värde σ_3 . Nedre gränsvärdet för trycket kan vid sköldlager sättas lågt, teoretiskt till atmosfärstryck, varför specifika lagringskapaciteten kan tecknas

$$S_g = \frac{(p_g^{max} - p_g^{min})V_b}{V_b} \eta_g \cong \sigma_3 \cdot 0{,}95 \qquad (6)$$

I det i praktiken vanliga fallet vid bergrum att minsta huvudspänningen ungefärligen motsvarar överlagringstrycket på lagernivån, blir för ett sköldlager

$$S_g \simeq 2{,}5 \cdot p_w \qquad (p \text{ i bar})$$

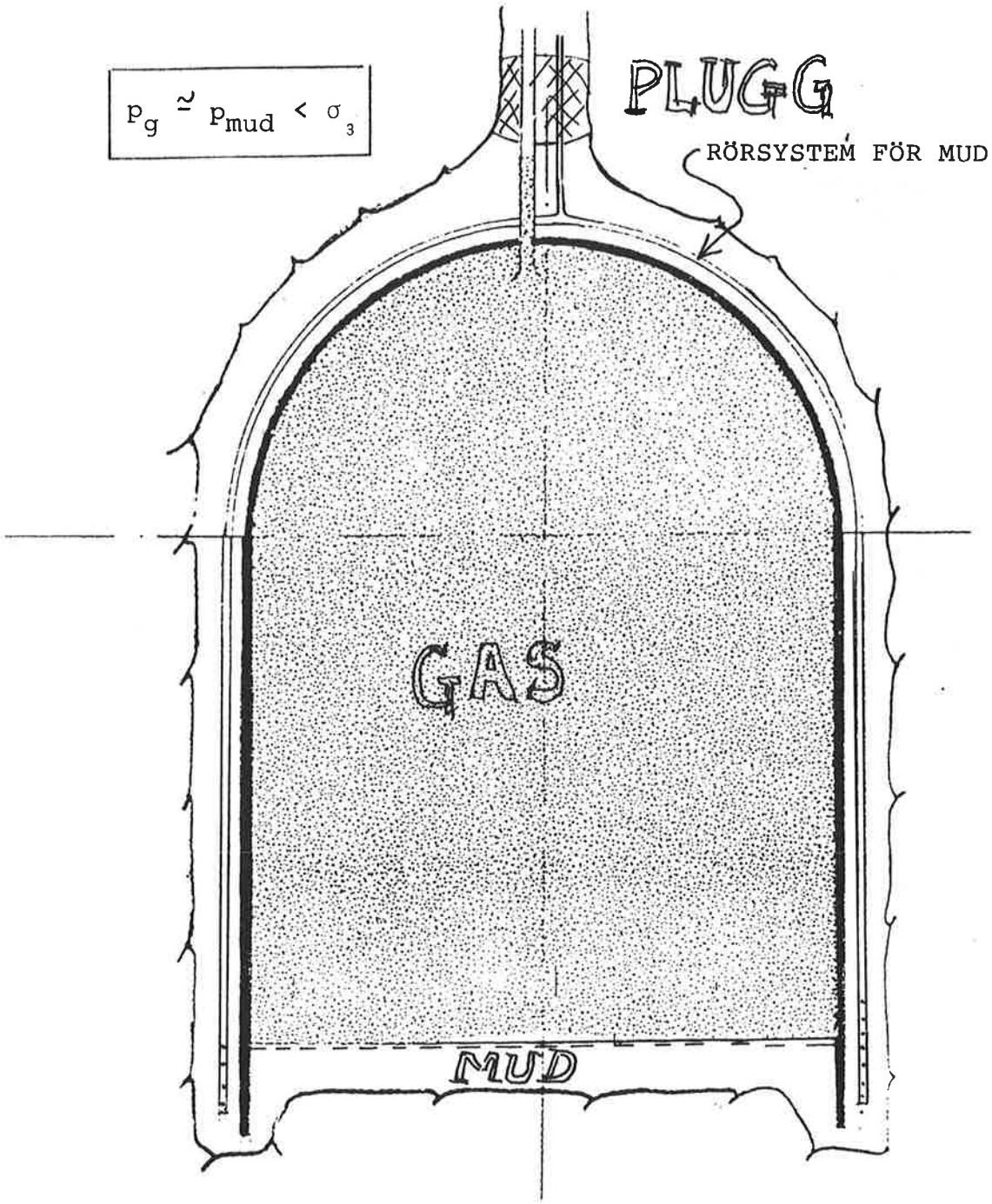
Ett sköldlager för 5 MPa maximatryck skulle hamna på ca 200 m djup och få en specifik lagringskapacitet S_g på omkring 50, att jämföras med ett inklätt lager med specifik lagringskapacitet på 24 à 36, se ovan.

JÄMFÖRELSE MELLAN LAGRINGSKONCEPTEN

Nedan följer en jämförelse mellan komprimerade, okylda gaslager av typerna

A Kompenserat, oinklätt bergrum
B Inklätt bergrum (stålplåt och dränering)
C Sköldlager

De specifika lagringskapaciteterna som funktion av grundvattentrycket på lagringsnivån har tidigare



Figur 7. Principen för sköldmetoden.

angetts, ekvation (1), (5) respektive (6). Med antagande om grundvattenyta i markytan kan lagringskapaciteten uttryckas som funktion av förläggningsdjupet enligt nedan

$$S_g^A = 0{,}9\ p_w = 0{,}09\ D$$

$$(2{,}5p_w - p_w)0{,}8 < S_g^B < (2{,}5p_w - 5)0{,}8 \qquad (7)$$

$$0{,}12\ D < S_g^B < 0{,}2\ D - 4$$

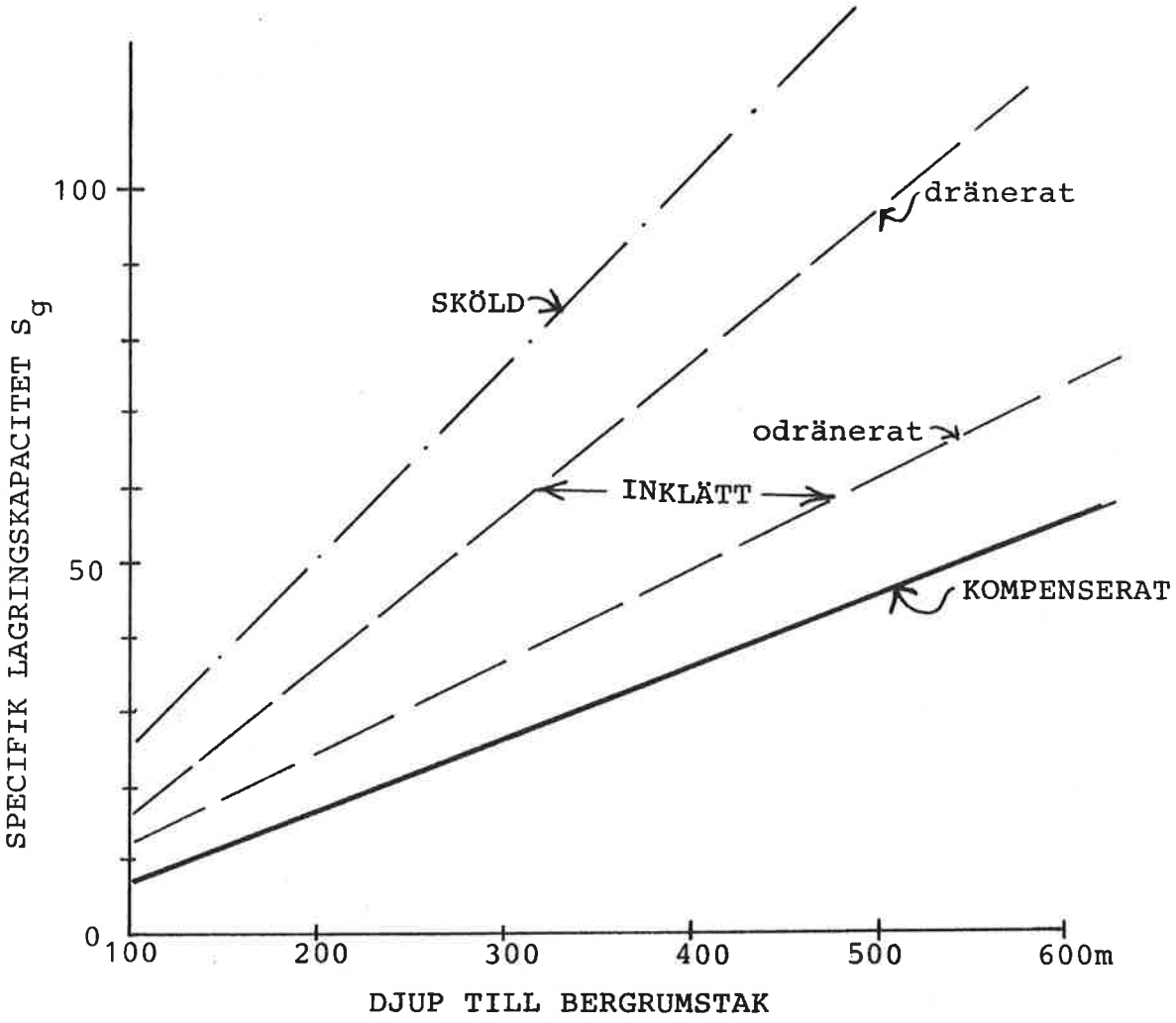
$$S_g^C < 2{,}5\ p_w = 0{,}25\ D$$

Av det ovanstående framgår, att för samma lagringsbehov (antal standardkubikmeter gas i lager) skulle de olika lagringsmetoderna kräva olika förläggningsdjup vid samma bergrumsvolym. Å andra sidan skulle, om lagren placerades på samma djup, de olika lagringsteknikerna kräva olika storlek på bergrummen. Detta framgår av Figur 8 där de tre funktionerna för specifika lagringskapaciteten enligt ekv (7) framställts grafiskt.

Frågan om val av lagringsteknik måste emellertid återföras till en ekonomisk optimering. De tre lagertyperna innehåller skilda komponenter som starkt påverkar totalekonomin. Bland dessa kan nämnas svallschakt och vattenridå för det kompenserade lagret, dränerings- och inklädnadssystem för det inklädda lagret samt sköld- och suspensionssystemet för sköldlagret. Nedan görs ett försök till grov ekonomisk optimering av de tre lagerkoncepten.

Följande kostnadsfunktioner används, där specifika anläggningskostnader (i kr/m, kr/m^2, kr/m^3) anges som k_s, k_t osv.

Schaktkostnad	$K_s = k_s \cdot D$
Ventilationskostnad	$K_{sv} = k_{sv} \cdot D$
Tunnelkostnad (1:10)	$K_t = 10 \cdot k_t \cdot D$
Bergrumskostnad	$K_b = V_b \cdot k_b$
Vattenridåkostnad	$K_v = V_b/500{\cdot}40 \cdot k_v$
Inklädnad + dräneringskostnad	$K_i = V_b/500{\cdot}90 \cdot k_i$
Pumpgrop + pumpschakt	$K_p = k_{pg} \cdot n + k_{ps} \cdot D$



Figur 8. Specifika gaslagringskapaciteten för de tre studerade lagringsalternativen.

Sköld + avjämning + susp.system $K_{sk} = V_b/500 \cdot 70\ k_{sk}$

Gasförbindelsehål $K_g = k_g \cdot D$

För de tre lagerkoncepten blir totala kostnadsfunktionen om etablerings och andra fasta kostnader anses vara = K_f

$$K^A = K_F + k_s D + k_{sv} \cdot D + 10 \cdot k_t \cdot D + k_b \cdot V_b + 0{,}08 V_b \cdot k_v + k_g D$$

$$K^B = K_F + 2 \cdot k_{sv} D + 10 k_t D + k_b V_b + 0{,}18 \cdot V_b \cdot k_i + k_{pg} \cdot 2 + k_g D$$

$$K^C = K_f + k_{sv} D + 10 \cdot k_t D + k_b V_b + 0{,}14 V_b \cdot k_{sk} + k_g D$$

Ungefärliga specifika kostnader som ingår i kostnadsfunktionerna anges i Tabell 1 nedan (flera av kostnaderna är osäkra och bygger på enkla överslag).

Schakt	80000 kr/m
Vent.schakt, pumpschakt	40000 kr/m
Tillfartstunnel 1:10	15000 kr/m
Bergrum < 100 000 m^3	400 kr/m^3
> 100 000 m^3	300 kr/m^3
Vattenridå	100 kr/m^3
Dränerad inklädnad	1500 kr/m^2
Pumpgrop + pump	2×10^6 kr/st
Sköld + avjämning (5 mm plåt)	750 kr/m^2
Suspensionssystem	150 kr/m^2
Gasförbindelsehål	3000 kr/m

Tabell 1. Ungefärliga specifika kostnader för gaslager.

Med användande av de specifika anläggningskostnaderna enligt Tabell 1 får kostnadsfunktionerna följande utseende

$$K^A = K_F + 0{,}273 \cdot 10^6 \cdot D + 308 V_b$$

$$K^B = K_F + 4 \cdot 10^6 + 0{,}233 \cdot 10^6 D + 570 V_b \qquad (8)$$

$$K^C = K_f + 0{,}193 \cdot 10^6 D + 426 V_b$$

I figur 9 redovisas den specifika lagerkostnaden i kr per m^3 lagringskapacitet som funktion av förläggningsdjupet. Figur 9 (a) avser ett relativt stort lager med lagerkapaciteten (working gas) 0,1 10^9 sm^3 (0,1 G); Figur 9 (b) avser ett litet lager med kapaciteten 0,01 G.

De samband som redovisas i Figur 9 har erhållits ur den specifika lagringskapaciteten, ekv (7), i kombination med kostnadsfunktionen, ekv (8), enligt

$$\text{Specifik lagerkostnad} = \frac{K}{V_g} = \frac{K}{V_b S_g}$$

Den fasta anläggningskostnaden K_f har för de två fallen antagits uppgå till 10 resp 5 Mkr.

SAMMANFATTNING OCH SLUTSATSER

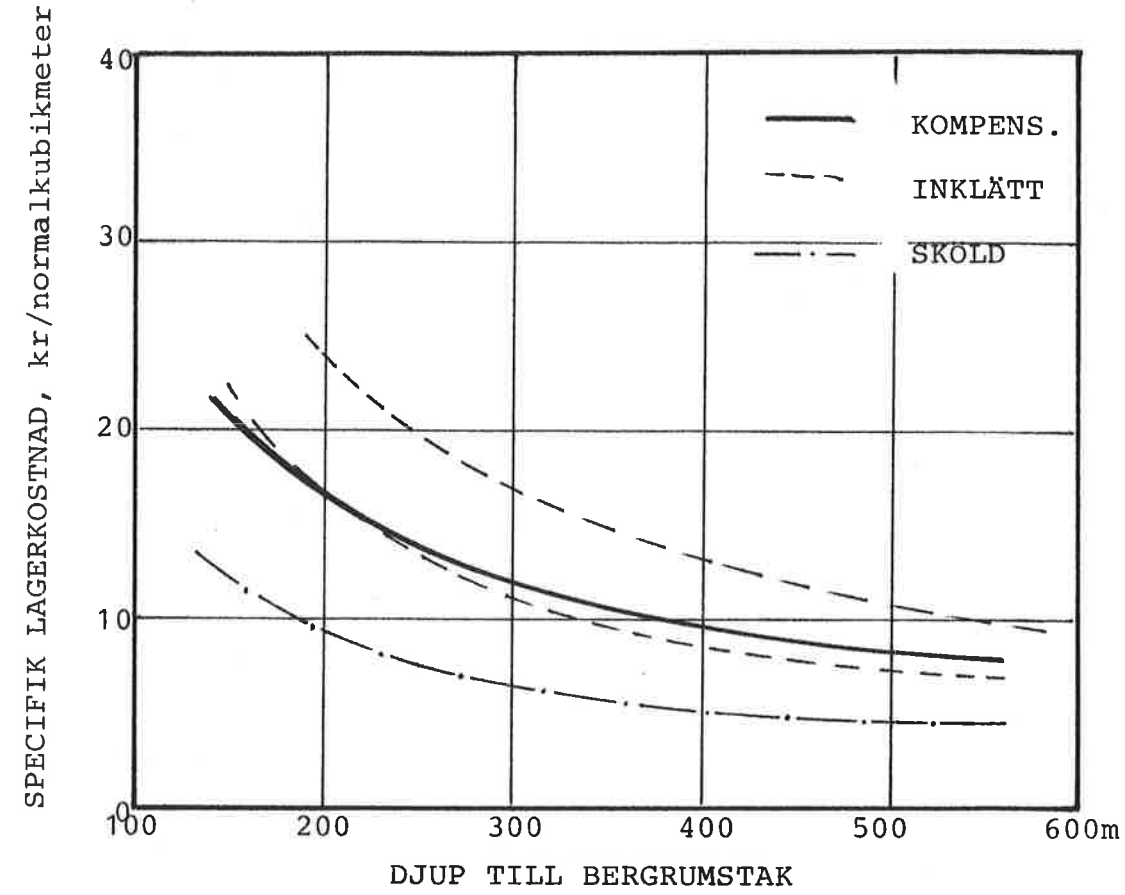
Tre bergrumsvarianter för storskalig lagring av naturgas har analyserats med avseende på lagringskapacitet och lagerkostnad, nämligen

- kompenserat, oinklätt bergrum
- inklätt bergrum med dränering
- sköldlager

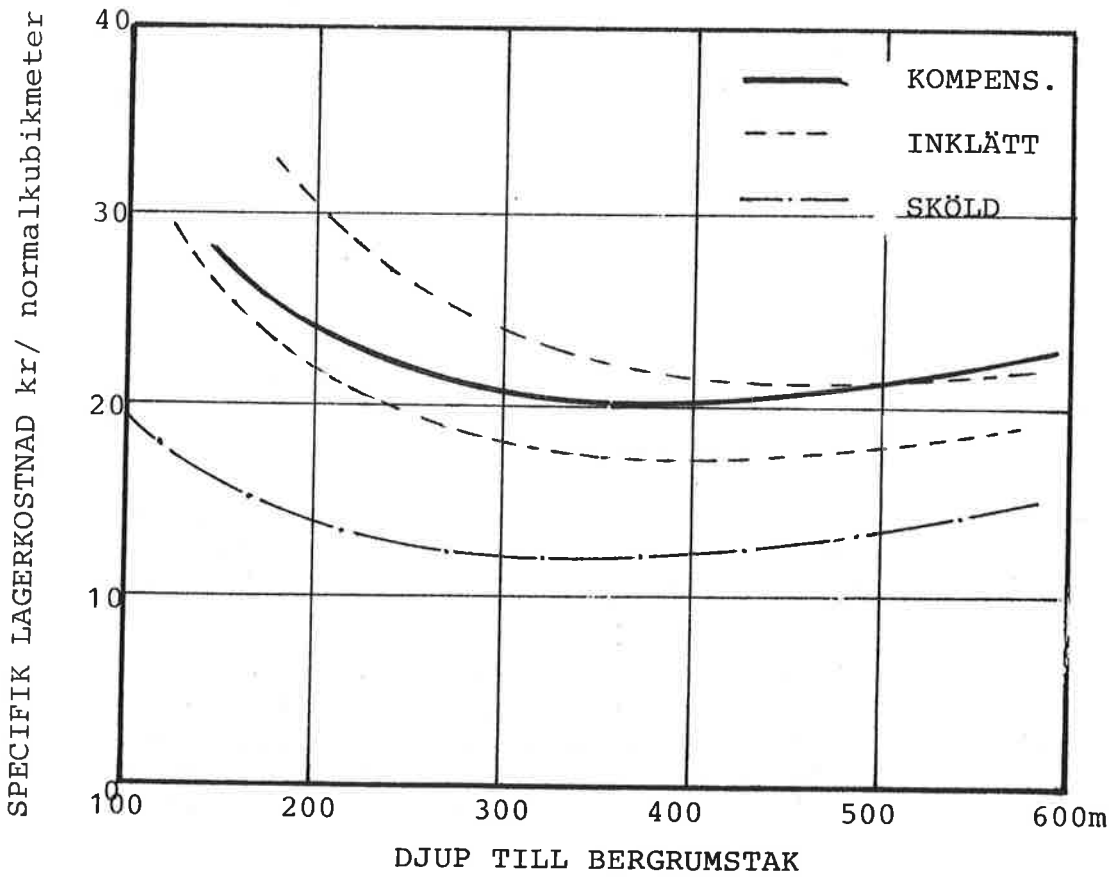
Lagringskapaciteten är i huvudsak beroende av bergrumsvolym och tillåtna maximala och minimala gastryck vid drift av lagret.

Det kompenserade, oinklädda lagret opererar vid ungefärligen konstant gastryck, men detta är begränsat till omgivande bergs piezometriska trycknivå. Därmed kommer denna lagertyp att få den relativt sätt lägsta lagringskapaciteten per kubikmeter utsprängt bergrum. Å andra sidan är den driftstekniskt sett fördelaktig med konstant gastryck. Den kräver dock tillgång till recepient på markytan, i vilken viss metaninblandning periodvis kan förekomma.

Det inklädda lagrets lagringskapacitet är svårare att bedöma eftersom såväl max- som minimegastryck avhänger av komplexa bergförhållanden och hydrologisk närmiljö vid drift. Även om man kan



(a)



(b)

Figur 9. Specifika lagringskostnader för lagring av (a) 0,1G resp. (b) 0,01G naturgas i bergrum.

argumentera för att extremt höga gastryck skulle kunna användas, har här den litostatiska trycknivån vid bergrumstaket antagits utgöra en naturlig övre gräns för bergrumstrycket. Vad beträffar minimegastrycket avgörs detta av hur effektivt det dränerade skiktet (eller borrhålsridån) förmår skydda inklädnaden mot utvändiga vattentryck. Vid perfekt fungernade dränering blir lagringskapaciteten per kubikmeter bergrum ca dubbelt så stor som för ett kompenserat lager på samma djup och kuddgasvolymen obetydlig. Vid den andra extremen - icke fungerande dränering - är lagringskapaciteten endast 20% bättre än för kompenserat lager och volymen kuddgas är stor.

Sköldlagret opererar utan kuddgas ner till små minimegastryck men dess övre trycknivå begränsas av minsta huvudspänningen i berget. För den i praktiken vanliga situationen på djup aktuella för bergrumsbyggande i urberggrund, att det vertikala överlagringstrycket utgör minsta huvudspänningen, får sköldlagret den bästa lagringskapaciteten av de tre koncepten, ca 2,5 gånger kapaciteten hos ett kompenserat bergrum.

För att bedöma lagringsekonomin har här valts att beräkna den s k specifika lagerkostnaden, varmed avses investeringarna i berganläggningar per standardkubikmeter lagringskapacitet för operativ gas. I den senare ingår således ej den kuddgas som kan krävas vid användning av inklädda lager.

För kostnadsberäkningar har använts överslagsmässigt framtagna a-priser och avsikten är endast att illustrera relationer mellan de tre lagringskoncepten. Beräkningarna har utförts för två lagerstorlekar 100 10^6 och 10 10^6 sm^3 naturgas (0,1 G resp 0,01 G). Följande allmänna slutsatser kan dras.

För ett stort lager kan inklädnad endast motiveras om dräneringen kan göras hundraprocentigt effektiv eller om vattenkompensation ej kan åstadkommas på platsen. Sköldlager synes kunna utföras till väsentligt lägre kostnad än övriga koncept, såvida inte låga horisontalspänningar förekommer i berget. Detta kan exempelvis vara fallet vid brant topografi. Från ren anläggningsekonomisk synpunkt är det fördelaktigt att förlägga samtliga lagertyper djupt, gärna djupare än 500 m.

För ett litet lager kan inklädda bergrum göras billigare än kompenserade bergrum, förutsatt att dräneringen är effektiv. Samma specifika lagerkostnad som för oinklädda lager kan med inklädnad uppnås på betydligt mindre förläggningsdjup. Ett sköldlager

på drygt 100 m djup synes dock med dessa förutsättningar kunna konkurrera med de andra lagertyperna som dessutom har nackdelen med betydligt djupare förläggning.

Sköldlagerprincipen bör mot ovannämnda bakgrund studeras mera ingående i utredningsarbetet för naturgaslagring i Sverige.

SUMMARY

Three alternative concepts, for bulk storage of natural gas have been evaluated as regards storage capacity and storage construction cost, namely

- compensated, unlined caverns
- lined cavern with back-drainage
- shield storage

The storage capacity is in principle a function of cavern volume and allowable minimum and maximum gas pressure during operation of the storage.

A compensated, unlined cavern is operated at approximately constant gas pressure, but this pressure is limited to the piezometric pressure level of the host rock. Of this reason, the unlined cavern will have the least specific storage capacity of the three options. On the other hand, almost constant pressure conditions are advantageous from an operational point of view. This option requires access to a water reservoar on ground.

The storage capacity of a lined gas cavern is more difficult to assess, since maximum and minimum gas pressures will be dependent on very complex rock and groundwater conditions close to the cavern in operation. Arguments could be made to allow extreme gas pressures due to the inherent shear strength of hard rock masses, but a more reliable design would not exceed the lithostatic pressure conditions at the storage level. The lowest gas pressure - on the other hand - must be limited by the acting external water pressure on the liner, i.e. on the effectiveness of the back-drainage and pump system. Gas required to maintain the minimum pressure is non-operational cushion gas.

The shield storage, finally, operates without cushion gas up to a maximum gas pressure dictaded by the minimum principal rock stress. The latter is commonly vertical and equal to the overburden weight of rock in most hard rock geologies. The storage capacity of shield storage is therefore most likely superior to the other options.

In order to evaluate storage economy, unit prices have been established for the various construction operations involved in the three gas storage concepts. Two total storage capacities have been studied 10^8 and 10^7 standard cubic meters of gas, respectively ("large" and "small" storage). Following preliminary conclusions were drawn from the study.

Lining of caverns in a large storage project will be economical only if the back-drainage can be proven fully effective or if there is no suitable water reservoar available for compensation. Shield storage seems too attractive, provided horisontal rock stresses are high. Economical depths for large storage installations seems to be beyond 500 m for all cases studied.

For small storage needs, lined caverns with good back-drainage are competitive in comparison with deep, unlined caverns. Even here, shield storage seems to offer advantages with low construction costs and shallow locations.

It seems thus warranted that more evaluation work is devoted to the shield storage principle.

REFERENSER

Christenson K, 1977. LNG-storage in insulated rock caverns. Proc. Rockstore 77, Pergamon Press, Oxford.

Lindblom U, 1978. LNG in Rock - A New Storage Concept. STU-rapport, Hagconsult, Stockholm.

Lindblom U, 1985. Aquifer Gas Storage at Kyrkheddinge. Final Report to Swedegas, Stockholm.

Lindblom U, 1986. Refigerated Natural Gas in Rock Caverns. Report to Swedegas - Vattenfall.

Lindblom U, 1987. Underjordiskt lagringssystem för gas och vätskor. Svensk patentansökan 8700445-3.

MODELLFÖRSÖK MED VATTENRIDÅ RUNT GASLAGER

A laboratory experiment concerning a water curtain around a gas store.

Professor Göran Rehbinder, Vattenfall

INLEDNING

Avsikten med nedan beskrivna studie är att utröna hur en vattenridå fungerar. Av särskild vikt är det att få veta hur vattenridåns funktion beror av

1. kvoten mellan trycken i lagret och vattenridåhålen
2. antalet vattenridåhål
3. avståndet mellan vattenridåhålen och lagret.

Dessa frågeställningar kan man studera såväl teoretiskt som experimentellt. En teoretisk behandling är genomförd och resultatet berörs kortfattat. Vidare har laboratorieförsök utförts vid Vattenfalls laboratorium i Älvkarleby. Vid dessa försök har även vattenridåns funktion kunnat studeras visuellt samt fotograferas.

TEORI

Betrakta tvådimensionell strömning i ett ringformat område av en porös kropp. Den inre randen representerar gaslagret och den yttre "oändligheten". Runt lagret finns N st punktkällor symmetriskt fördelade vilka representerar vattenridån. Se figur 1. Trycket p på inre randet är givet, $p_o = 1$, samt på yttre, $p = 0$. Vattenridåhålen levererar ett totalt flöde q_t. Systemet betraktat i rätvinkliga koordinater $\bar{r} = (x,y)$, ger följande randvärdesprobem:

$$\begin{cases} \nabla^2 p = -\dfrac{q_t}{N} \displaystyle\sum_{n=1}^{N} \delta(|\bar{r} - \bar{r}_n|) \\ p(x^2 + y^2 = R^2) = 1 \\ p(x^2 + y^2 = a^2) = 0 \end{cases} \qquad (1)$$

Vattenridåhålen, vilka är belägna på avståndet b – a från kavitetens rand, har läget:

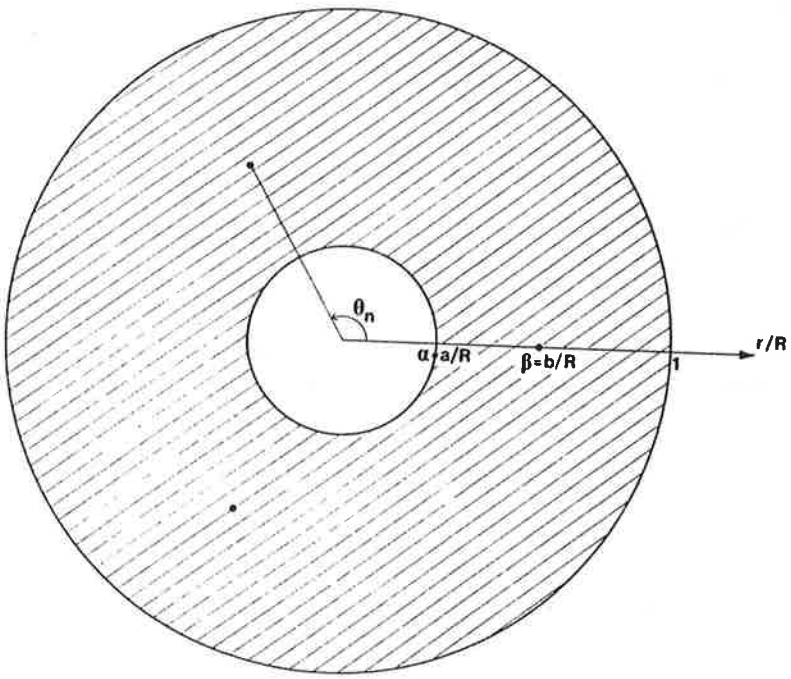
$$\bar{r}_n = b\left(\cos 2\pi\frac{n}{N}, \sin 2\pi\frac{n}{N}\right)$$

$$0 \le n \le N - 1 \qquad (2)$$

Man önskar lösa (1) under villkoret att strömningen överallt på inre randen är riktad inåt, dvs under följande villkor:

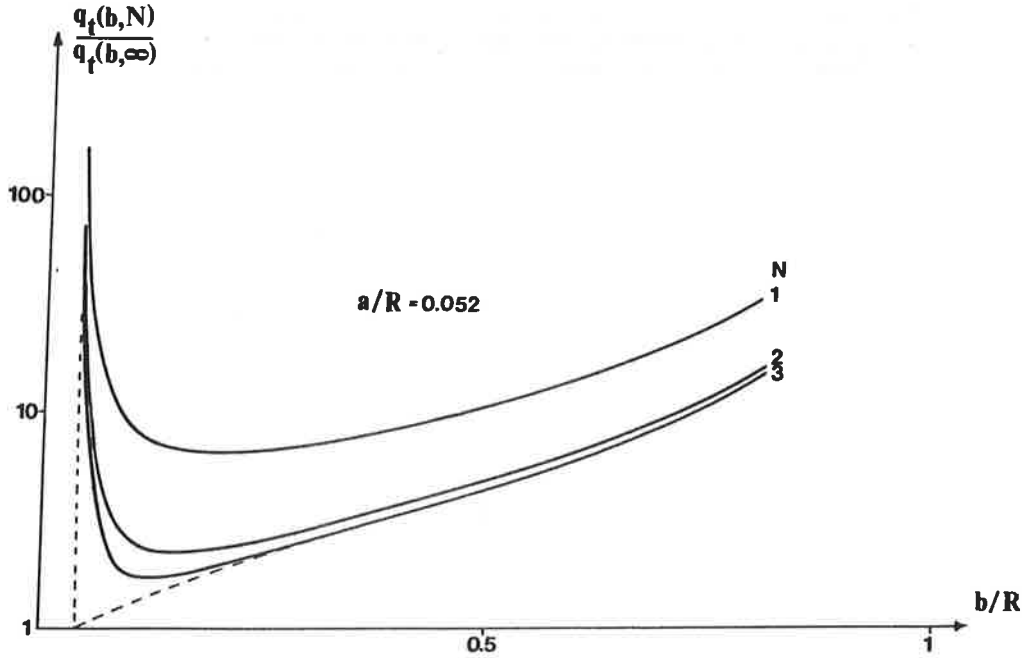
$$\frac{\partial p}{\partial r} < 0 \qquad\qquad x^2 + y^2 = a^2 \qquad (3)$$

Resultatet av en beräkning, åskådliggjord i figur 2, visar hur det erforderliga flödet $q_t(b,N)$, för att (3) skall vara garanterad, varierar med avståndet mellan ridåhålen och inre kaviteten samt med antalet hål.



Figur 1. Det ringformade området med centrumkavitet och ridåhål. N = 3.

The annular region with the central cavity and the curtain holes. N = 3.

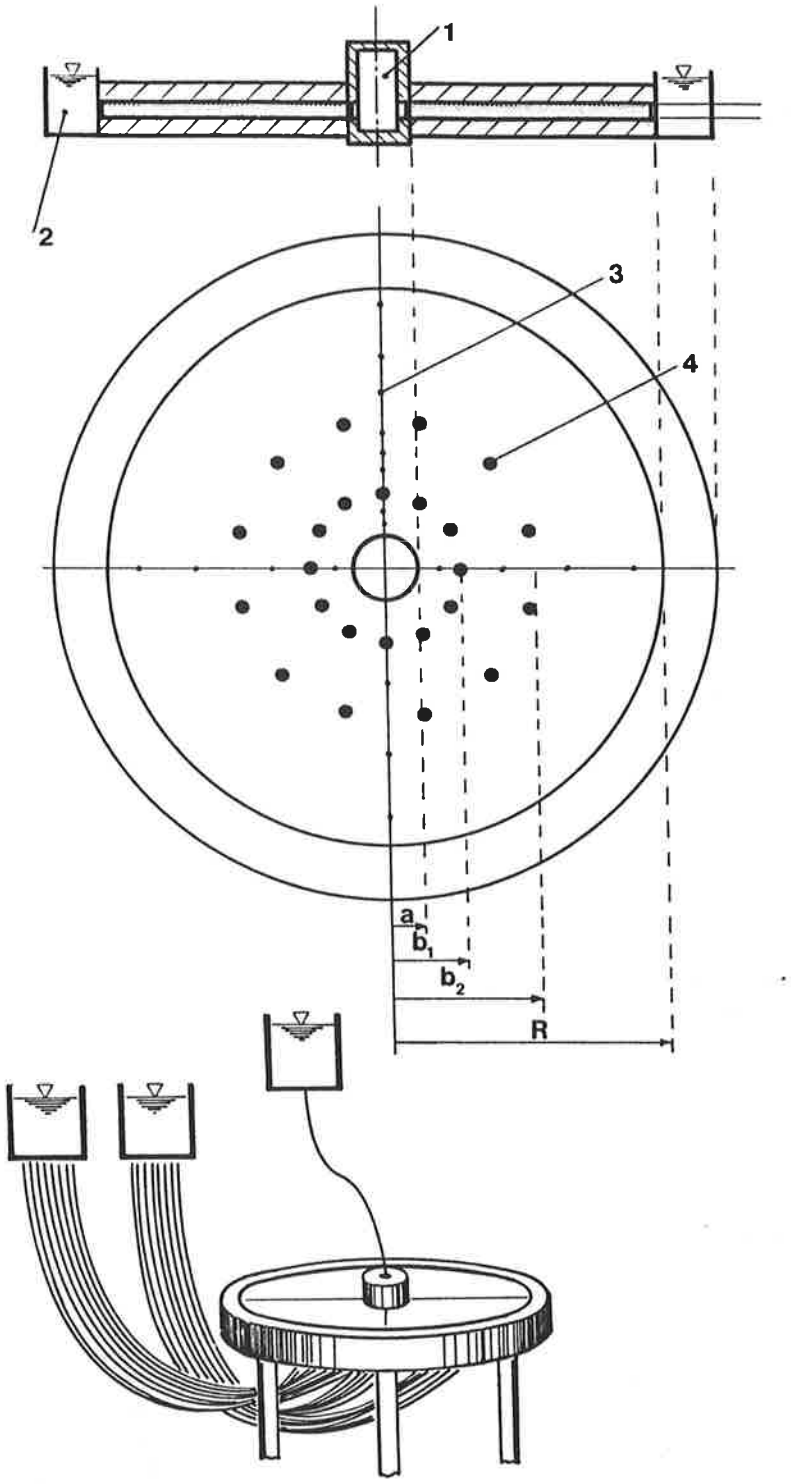


Figur 2. Det erforderliga ridåflödet, i dimensionslös form, som funktion av ridåhålens läge samt antal.

The required curtain flow (nodimensional) as a function of the position and number of the curtain holes.

EXPERIMENT

Strömningen av vatten runt en kavitet i ett poröst medium till följd av flödet från vattenridån har studerats i en spalt fylld med ett permeabelt medium. Försöksuppställnigen består av en horisontell spalt mellan två plexiglasskivor vilken är fylld med mycket små glaspärlor. I centrum är en kavitet som hålls avskild från glaspärlorna med ett finmaskigt nät. Vid yttre randet finns likaledes ett finmaskigt nät som skiljer spalten med sitt innehåll från ett bräddavlopp. I spaltens bottenplatta finns dels de hål som utgör vattenridån, dels hål där trycket kan registreras. Centrumkaviteten samt ridåhålen kan ges godtyckligt tryck, p_o och p_t, under det att trycket vid yttre randet är atmosfärstrycket vilket anses vara 0. Det tillförda vattnet kan färgas och eftersom hela försöksuppställningen är genomskinlig kan strömningsförloppen studeras visuellt och fotograferas. Arrangemanget finns skisserat i figur 3. De storheter som mäts är trycken, p_o och p_t och flödena q_o och q_t från centrumkaviteten samt från ridåhålen. Vidare kan trycket i själva den porösa kroppen mätas. Antalet ridåhål N kan varieras mellan 1 och 12. Spaltens ytterdiameter är R = 970 mm, dess innerdiameter är a = 50 mm samt dess tjocklek h = 10 mm. Ridåhålen är belägna på två radiella avstånd från centrum, nämligen b = 150 mm och b = 250 mm. Glaspärlornas diameter är d = 0,2 mm.



Figur 3. Skiss av försöksuppställningen.

Sketch of the experimental set up.

1. Centrumkavitet (Central cavity)
2. Bassäng med bräddavlopp (Constant pressure basin)
3. Tryckregistreringshål (Pressure recording holes)
4. Vattenridåhål (Water curtain holes)

Resultatet av experimenten framgår av tabell 1 samt av figurerna 4–7. Figur 4 visar åskådligt det viktigaste resultatet, nämligen flödet från eller till kaviteten som funktion av förhållandet mellan kavitetens tryck och ridåhålens tryck. Om p_o/p_t blir stor, dvs om centrumkavitetens tryck dominerar över ridåhålens, är $q_o/q_t > 0$ dvs det råder ett nettoflöde ut från kaviteten. Detta fall visas för N = 2 på fotografiet i figur 5. Om p_o/p_t blir liten råder motsatta förhållandet dvs det råder ett nettoflöde in till kaviteten. Om p_o/p_t avpassas rätt blir $q_o/q_t = 0$, dvs det råder netto varken in- eller utflöde i kaviteten. På samma sätt som visades i teoriavsnittet är denna punkt tämligen okänslig för antalet hål N om N > 3. Fallet $q_o/q_t = 0$ är emellertid lömskt däri att nettoflödet inte säger någonting om det lokala flödet runt randen. Detta visas med all önskvärd tydlighet i figur 6 för fallet N = 2. Vinkelrät mot axeln mellan ridåhålen strömmar vatten ut från centrumkaviteten. Om $q_o/q_t < 0$ bortfaller denna effekt och strömningsbilden blir sådan som visas i figur 7. Detta är fallet som behandlas i teoriavsnittet ovan.

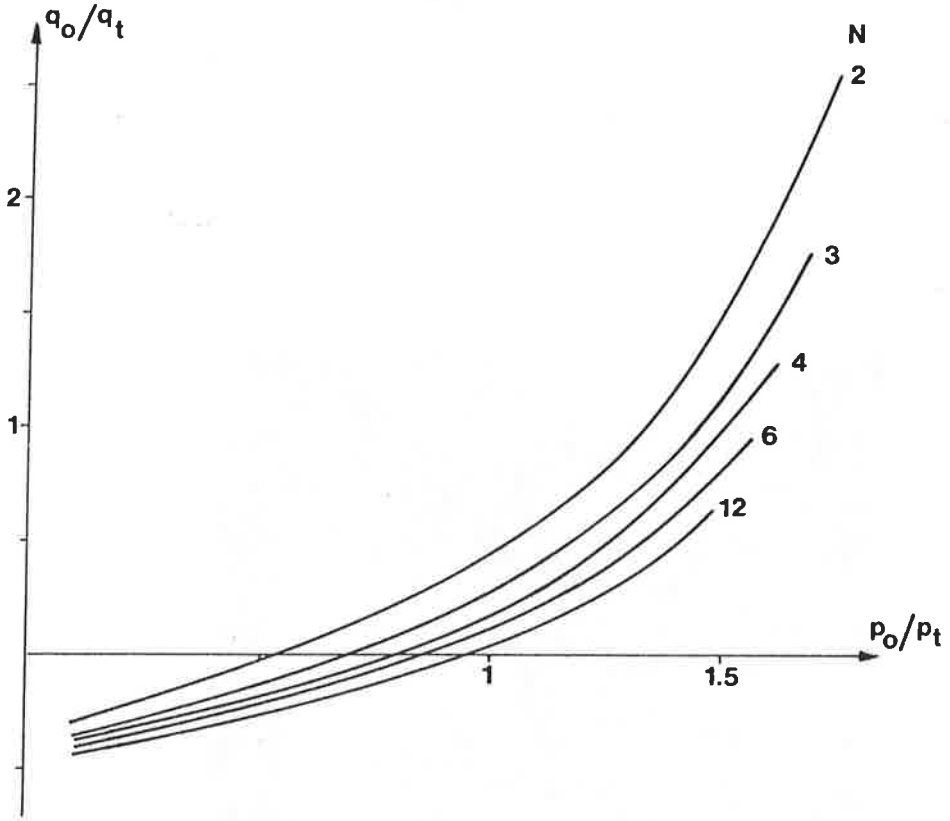


Figure 4. Kvoten mellan flödet från centrumkaviteten och från ridåhålen som funktion av kvoten mellan de motsvarande trycken samt av antalet ridåhål. Negativ ordinata betyder inflöde till centrumkaviteten.

The ratio between the flux from the central cavity and from the curtain holes as a function of the ratio between the corresponding pressures and of the number of curtain holes.

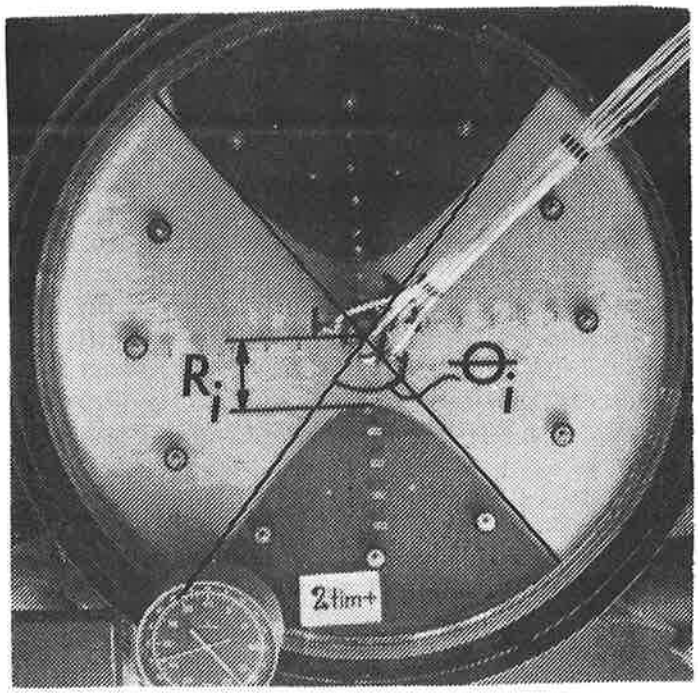


Figure 5. Fotografi som visar fallet $q_o/q_t < 0$ samt N = 2. De mörka hyperbelformade områdena är strömningsområdet från ridåhålen visualiserade med färgat vatten.

Photography showing the case $q_o/q_t > 0$ and N = 2. The dark hyperbola shaped regions are occupied by dyed water from the curtain holes.

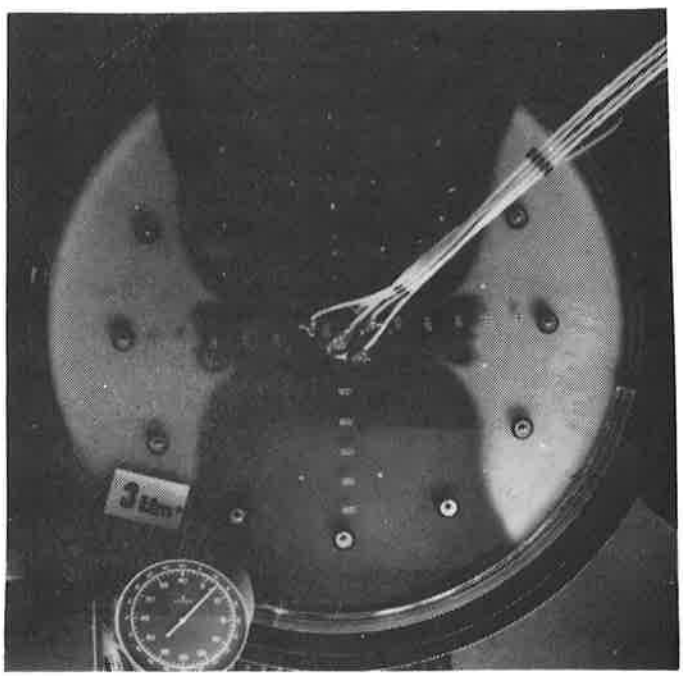


Figure 6. Fotografi som visar fallet $q_o/q_t = 0$ samt N = 2. De två mörka områdena representerar flöde både in i och ut från centrumkaviteten.

Photography showing the case $q_o/q_t = 0$ and N = 2. The dark regions are occupied by dyed water flowing into the central cavity and outwards from it as well.

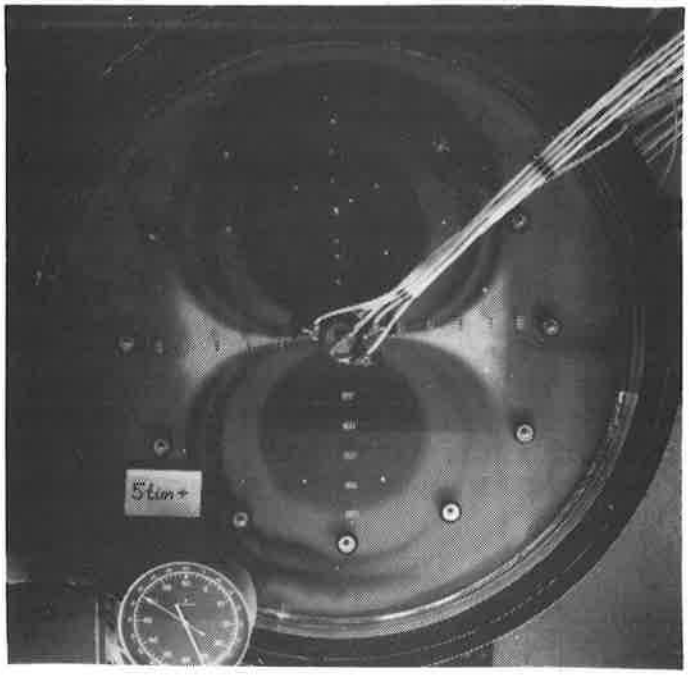


Figure 7. Fotografi som visar fallet $q_o/q_t < 0$ samt N = 2. Inget vatten lämnar centrumkaviteten.

Photography showing the case $q_o/q_t < 0$ and N = 2. No water leaves the central cavity.

SLUTSATSER

Den genomförda teoretiska analysen samt de genomförda experimenten gör det möjligt att dra följande slutsatser:

A. Om antalet hål är givet finns det ett optimalt avstånd som ger minsta erforderliga ridåflöde (figur 2).

B. Om antalet hål ökas över N = 3 sker en marginell vinst i ridåtryck eller ridåflöde (figur 2 & figur 4).

C. Om hålen hamnat alltför nära kaviteten ökar erforderliga ridåflödet betydligt (figur 2).

D. Om nettoflödet vid centrumkaviteten är noll utgör detta ingen garanti för att strömningshastigheten är noll runt hela kavitetens rand (figur 6).

REFERENS

Rehbinder, G., Karlsson, R. & Dahlkild, A.: A study of a Water Curtain around a Gas Store in Rock. R, D & D-report U (K) 1987/4. Vattenfall.

SUMMARY

If gas i stored in unlined rock caverns at a pressure which exceeds the pressure of the surrounding ground water, there is a risk that the gas starts to excape from the cavern. One way of preventing this is to enhance the groundwater pressure artificially. This can be done if the cavern is surrounded by pressurized holes or tunnels, a so called water curtain.

Laboratory experiments and theoretical analysis show how the most important nondimensional parameters namely the ratio between the pressure in the cavern and in the curtain holes, the geometrical relations and the number of holes must be related if the curtain is to work.

Test case	N	P_o/P_t	q_o/q_t	R_i/a	θ_i °
2:1	2	1.72	2.46	4.80	57
2:2		1,52	1.56	4.44	77
2:3		0.54	0	-	-
2:4		0.25	-0.19	-	-
3:1	3	1.64	1.60	4.88	46
3:2		1.42	0.95	4.20	52
3:3		0.70	0	-	-
3:4		0.12	-0.34	-	-
4:1	4	1.57	1.16	5.00	43
4:2		1.33	0.64	4.64	54
4:3		0.81	0	-	-
4:4		0.18	-0.35	-	-
6:1	6	1.45	0.69	5.16	37
6:2		1.23	0.37	4.76	45
6:3		0.85	0	-	-
6:4		0.24	-0.35	-	-
12:1	12	1.23	0.28	5.20	25
12:2		1.02	0.07	4.60	29
12:3		0.95	0	-	-
12:4		0.15	-0.39	-	-

Tabell 1. Resultat av experiment.

Results of experiments.

GASLAGRING I BERGRUM
FÄLTFÖRSÖK I BORRHÅL I STRIPA

Gas storage in rock cavern
Fieldtest in borehole in Stripa

Gunnar Gustafson VIAK AB/CTH
Ingvar Rhen VIAK AB/CTH

STRIPAFÖRSÖKETS MÅL

Att lagra naturgas under tryck i ett oinklätt bergrum på stort djup har hittills inte prövats. De olika tekniska komponenterna i ett sådant lager har emellertid prövats var för sig sedan länge och är väl kända. Likaså finns en god teoretisk underbyggnad, som visar att tekniken är möjlig att tillämpa för ett framtida gaslager.

Med hänsyn till att tekniken är oprövad är det viktigt att den testas i försöksskala och i en pilotanläggning, innan beslut tas om ett fullstort lager. Stripaförsöket har således utgjort det första steget i den serie fältförsök, som skall leda till ett fullgott underlag för projektering av ett gaslager.

Stripaförsökets mål kan sammanfattas i fem punkter:

* att studera förhållandena vid lagring av gas under högt tryck i ett oinklätt hålrum i berg
* att studera och redovisa villkoren för gastäthet i ett system med vattenridå
* att studera förloppet vid gasgenombrott
* att undersöka om en anläggning åter kan tas i drift utan genomgripande åtgärder efter ett gasgenombrott
* att ge erfarenheter inför efterföljande pilotanläggning och framtida gaslager.

FÖRSÖKSANLÄGGNINGENS UTFORMNING

Försöksanläggningen byggdes våren 1986 i Stripa gruva. Den består av ett horisontellt borrhål med diametern o 146 mm, där gasen lagras, omgivet av en krans av vatteninjektionshål som verkar som vattenridå. Utformningen av anläggningen framgår av figur 1 och 2.

Gastrycket i centrumhålet har styrts med kompressor och ett på platsen uppbyggt reglersystem. Vatten till kranshålen har tillförts från en tank vid markytan. Den på så sätt erhållna statiska trycknivån har sedan tryckreducerats ned till önskad nivå vid försöksplatsen .

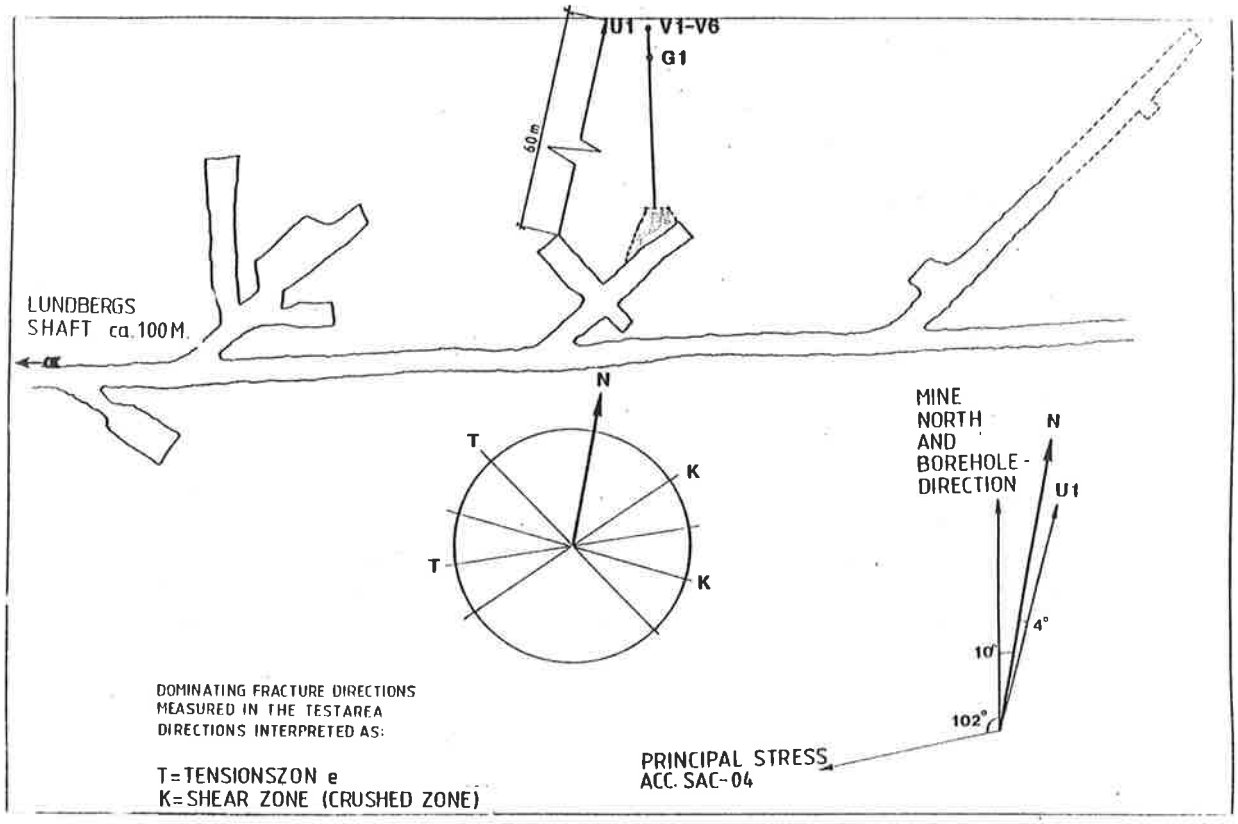


Fig. 1 Försöksplats för borrhålsförsök i Stripa gruva, skala 1:1400.
Testsite for borehole test in the Stripa mine, scale 1:1400.

MÄT- OCH TESTPROGRAM

Både före och efter gaslagringsförsöken har bergets hydrauliska egenskaper testats genom vattenförlustmätning och tryckuppbyggnadsmätning.

Under gaslagringsförsöken har gas- och vattentryck samt resulterande gas- och vattenflöden mätts. Med hjälp av dator har en kontinuerlig uppföljning skett och dessutom har manuella mätningar gjorts för kontroll och komplettering.

Två försöksetapper, A och C, har genomförts under sommaren och hösten 1986. Tekniska problem under etapp A medförde att anläggningen modifierades för att bättre kunna studera händelseförloppet före och under gasgenombrottet. Med hänsyn till resultaten i etapp A genomfördes ej den planerade etappen B utan en ny etapp kallad C fastställdes. Etapp C genomfördes dessutom för att se om berget blir tätt efter ett gasgenombrott.

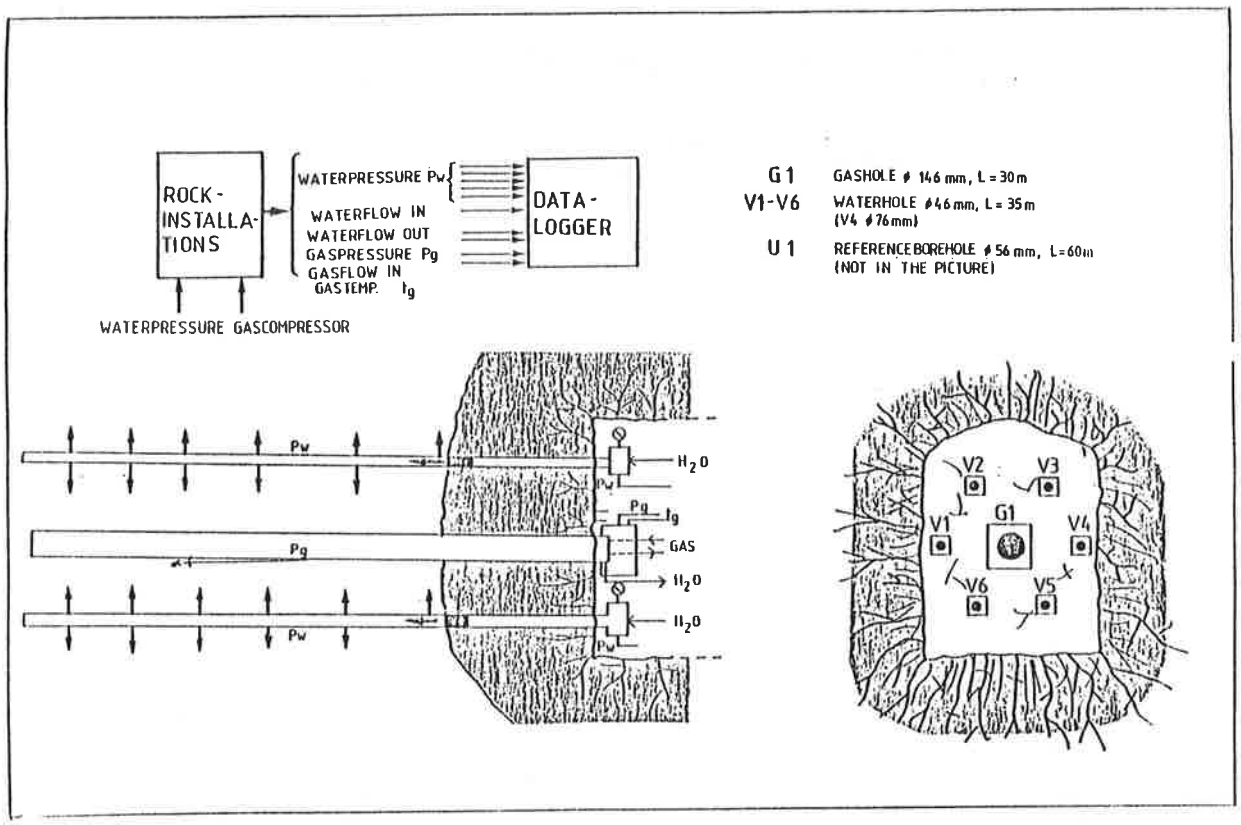


Fig. 2 Principskiss för borrhålsförsök i Stripa gruva.
Outline of the borehole test in the Stripa mine.

MÄTRESULTAT

I figur 3 och 4 visas några exempel på mätresultat från början av mätsekvens C. I figur 3 visas det konstanta vattentrycket (p_w) i kranshålen och den stegvisa ökningen av gastrycket (p_g) i centrumhål upp till gasgenombrott. I figur 4 redovisas det resulterande gasflödet under samma delsekvens som i fig. 3. Gasflödet redovisas i 2 figurer p g a flödesmätningen genomfördes med två olika metoder för att få en hög mätupplösning.

Huvudresultatet från sekvens C finns sammanfattat i figur 5 och 6 som visar gasflödet samt vattenflödet in till centrumhål i förhållande till tryckdifferensen mellan kranshål och centrumhål. Resultaten från sekvens A stämmer väl överens med resultaten från C.

Hydrauliska testerna av bergmassan har visat att den hydrauliska konduktiviteten minskat. Denna igensättning beror sannolikt av luftbubblor och järnutfällningar i sprickorna.

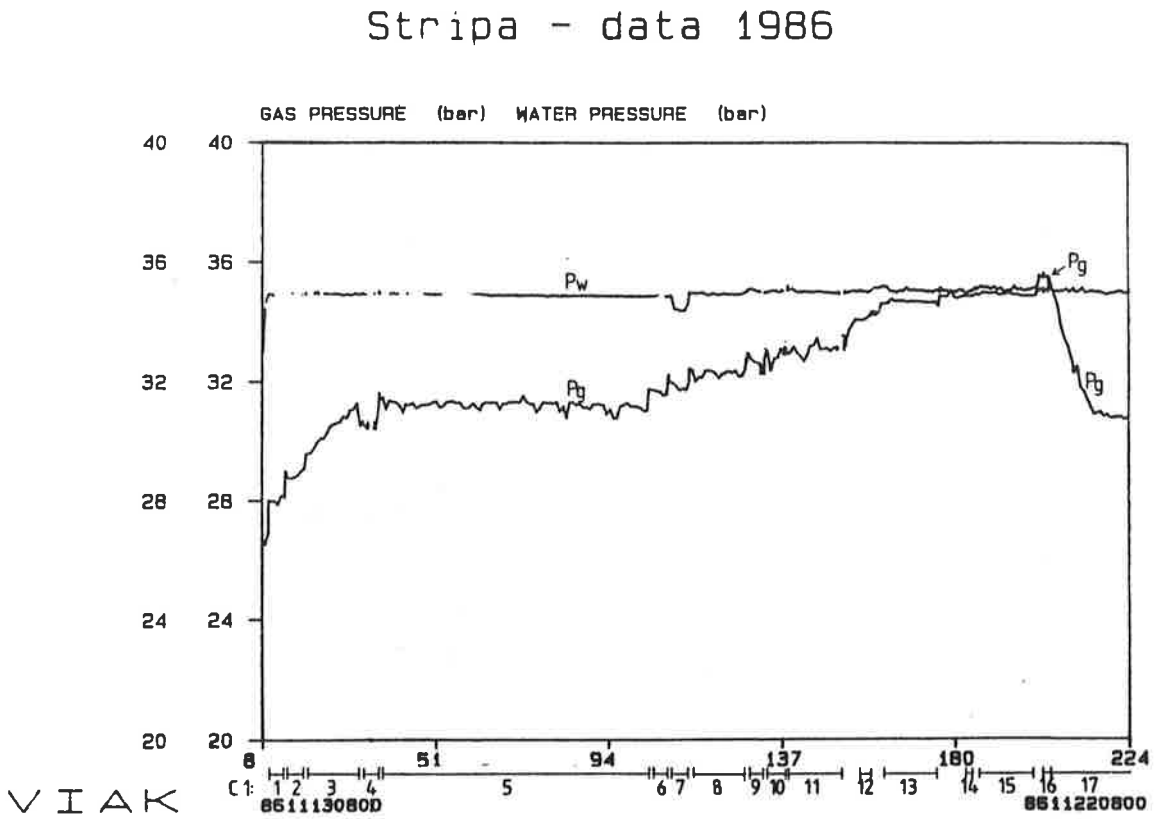


Fig. 3 Försökssekvens C1:1-16. Vattentryck (p_w) i kranshål och gastryck (p_g) i centrumhål.
Test sequence C1:1-16. Water pressure (P_w) in the boreholes V1-6 and gaspressure in the centre borehole.

Stripa - data 1986

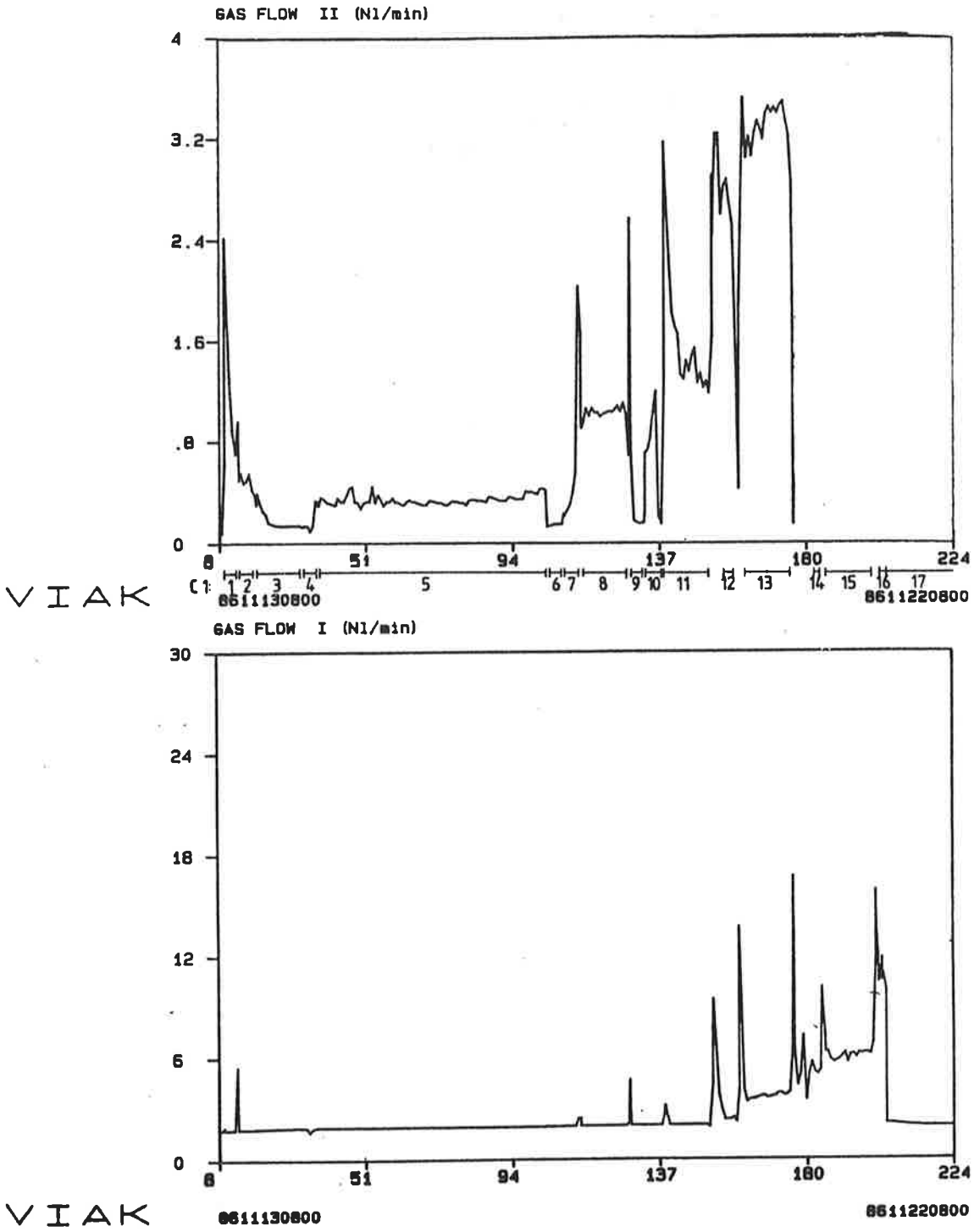


Fig. 4 Försökssekvens C1:1-16, sequence C1:1-16.
Övre fig. Gasflöde (q^c_g) genom massflödesmätare vid atm.tryck.
Nedre fig. Gasflöde (q^c_g) genom turbinflödesmätare vid atm.tryck.
Upper fig. Gasflow(q^c_g) through massflowmeter at atm. pressure.
Lower fig. Gasflow(q^c_g) through turbinflowmeter at atm. pressure.

Huvudresultatet från sekvens C finns sammanfattat i figur 5 och 6 som visar gasflödet samt vattenflödet in till centrumhål i förhållande till tryckdifferensen mellan kranshål och centrumhål. Resultaten från sekvens A stämmer väl överens med resultaten från C.

Hudrauliska testerna av bergmassan har visat att den hydrauliska konduktiviteten minskat. Denna igensättning beror sannolikt av luftbubblor och järnutfällningar i sprickorna.

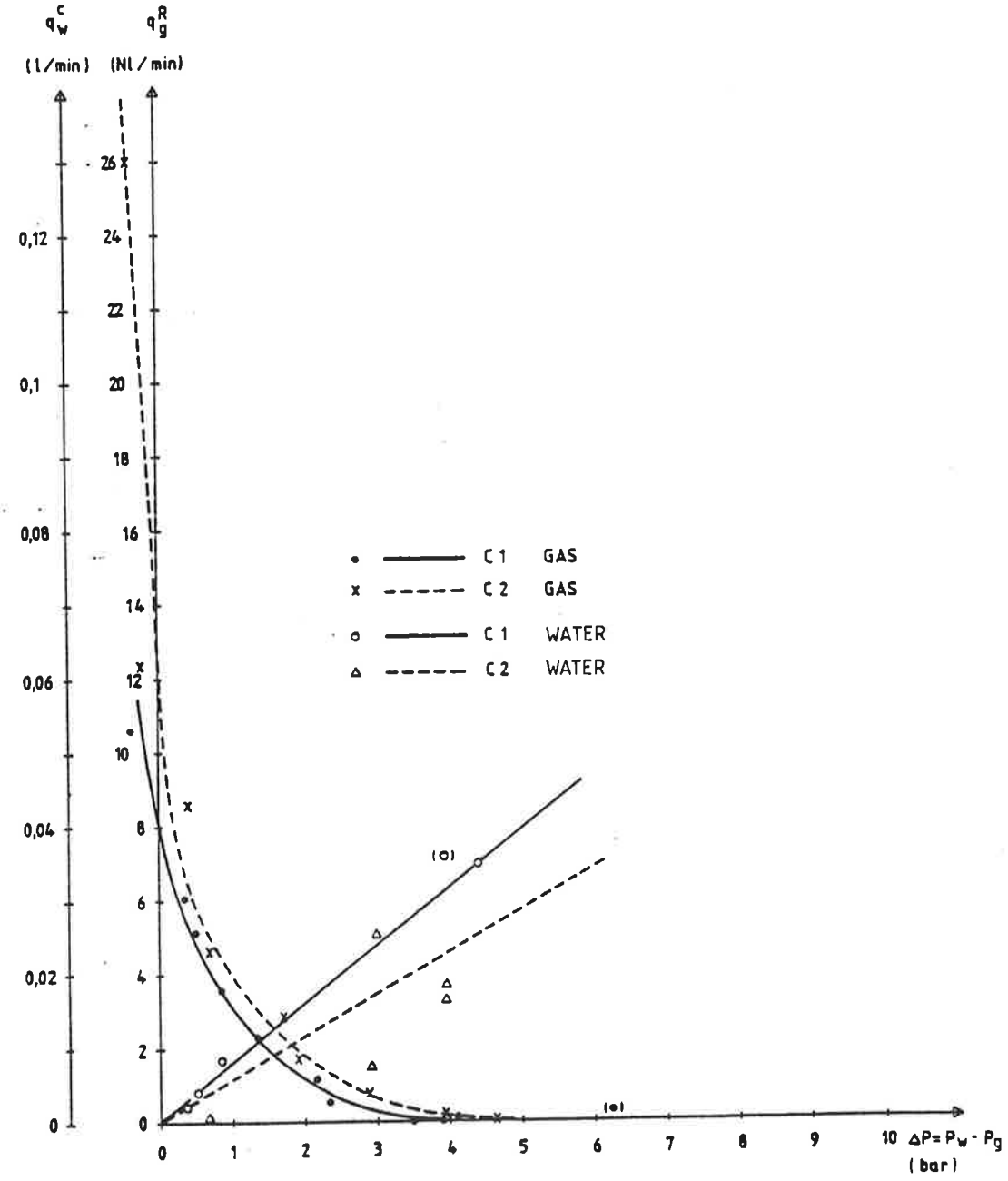


Fig. 5 Försökssekvens C1:1-16 och C2:1-8.
Tryckuppbyggnadsfas.
Sammanställning av gas- och vattenflöde under stationärt tillstånd i förhållande till tryckdifferensen mellan gasen i centrumhålet (p_g) och vattnet i kranshålen (p_w).
q^R_g: gasflöde från centrumhål.
q^c_w: vattenflöde till centrumhål.
Sequence C1:1-16 and C2:1-8, pressure rise.
Compilation of gas- and water flow during stationary conditions as a function of the differential pressure between the gas in the centre hole (p_g) and the water in boreholes V1-6 (p_w).
q^R_g: gas flow from centre hole.
q^c_w: water flow to centre hole.

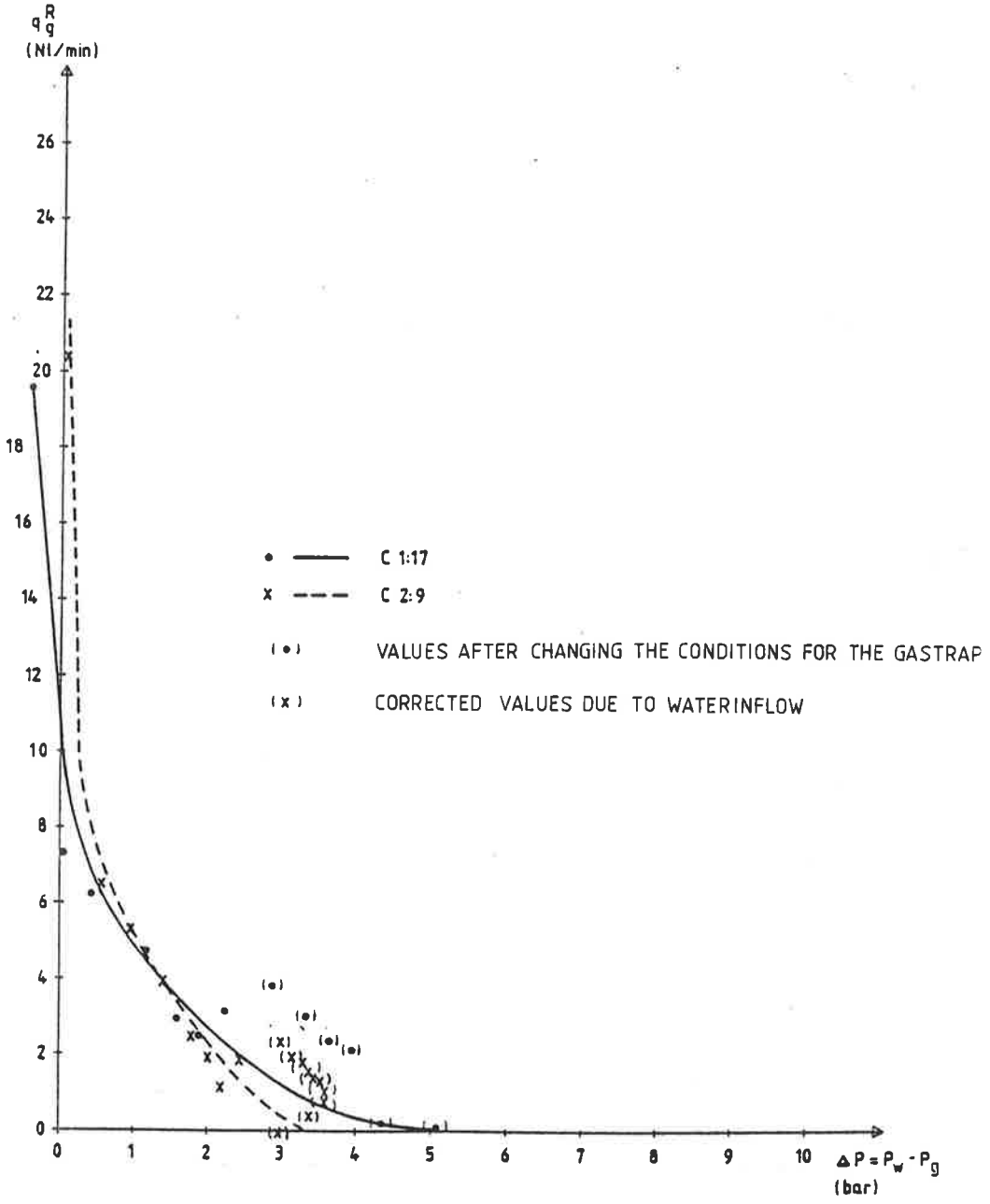


Fig. 6 Försökssekvens C1:17 och C2:9, trycksänkningsfas. Sammanställning av beräknat gasflöde i förhållande till tryckdifferensen mellan gas i centrumhålet (p_g) och vattnet i kranshålen (p_w).
q^R_g: restterm i gasbalans för centrumhål.
Sequence C1:17 and C2:9, pressure reduction. Compilation of calculated gas flow as a function of the differential pressure betweeen the gas in the centre hole (p_g) and the water in hole V1-6 (p_w).
q^R_g: gas flow from centre hole.

TEORETISK MODELL FÖR GASFLYKT

Den teoretiska modellen för gasflykt från en anläggning av denna typ säger att ett tillräckligt villkor för att gasbubblor i sprickor inte skall vandra uppåt är att en vertikal flödesgradient riktad nedåt mätt mellan två godtyckliga punkter alltid skall vara större än ett. Vidare medför kapillariteten att gasvandring kan förhindras redan vid lägre gradienter. Detta bidrag till att hålla kvar gasen är emellertid beroende på sprickvidden och därmed svårt att kvantifiera.

För att utröna inom vilka tryckområden gasflykt är möjlig har därför gradienten kring centrumhålet studerats i en analytisk modell, se figur 7. Modellen är uppdelad i en global modell till vilken ett lokalt potentialfält kring gashålet superponerats. Modelltypen har den fördelen att den ger exakta beräkningsresultat.

Som vi funnit vid utvärderingen av de hydrauliska egenskaperna vid anläggningen kan det lokala spricksystemet anses ha högre permeabilitet än den effektiva för hela bergmassan. Då utbredningen av detta område med högre permeabilitet har modellberäkningarna utförts för två gränsfall, dels ett fall där anläggningen antas ligga i en oändlig homogen akvifer, dels ett fall där modellens gräns mot en tät omgivning har lagts vid kranshålen.

Under dessa förutsättningar har genombrottstrycket, d v s det tryck, som ger en vertikal gradient mindre än ett omedelbart utanför överkanten av gashålet beräknats till 29.4 - 35.0 vid ett vattentryck av 35 bar och till 16.5 - 20.0 bar vid ett vattentryck av 20 bar i kranshålen.

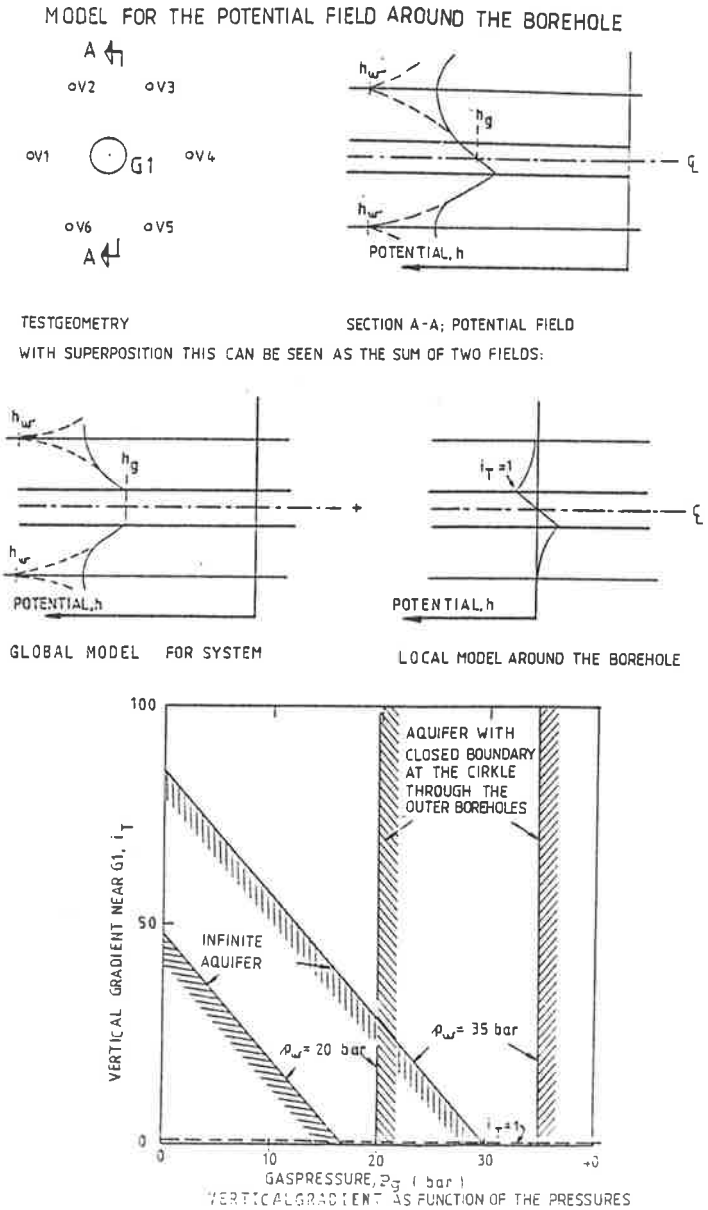


Fig. 7 Teoretisk modell för beräkning av gasflykt.
Theoretical model for calculating gas flow.

SAMMANFATTNING AV RESULTATEN

Resultaten från gaslagringförsöken i Stripa gruva kan sammanfattas i följande punkter:

* Centrumhålet är gastätt om differenstrycket mellan vatten och gas är större än 4-5 bar.

* Läckaget av luft blir stort om gränstrycket för gasgenombrott överskrids.

* Det gränstryck som uppmätts ligger inom det intervall som förutsagts teoretiskt.

* Sänks gastrycket under gränstrycket efter ett gasgenombrott blir hålet åter gastätt.

* Gasläckaget i förhållande till differenstrycket mellan gas- och vattentryck är lika stort vid tryckhöjning som trycksänkning.

* Det restflöde av gas på Ca 0.1 Nl/min som noterats vid ett differenstryck av ca 5 bar kan helt eller delvis bero av mätfel. Antas emellertid att 0.1 Nl/min är ett läckage ut till berget, vilket sannolikt är en överskattning, medför detta att 3.4 · gasvolymen i hålet läcker ut varje år. Omsätts detta resultat till ett bergrum (bredden 25 m och höjden 35 m) med avsevärt större volym i förhållande till omslutningsytan blir motsvarande årligt gasläckage ca 1.7% av den gasmängd som inneslutits i bergrummen.

* Det är lika viktigt att vattentrycket i vattenridån bibehålls som att läckagevatten in till bergrummet pumpas bort för att förhindra ett gasgenombrott. Bortfall av någondera av dessa medför att tryckdifferens mellan gas och vatten minskar, vilket kan leda till gasgenombrott.

Försöken i Stripa har gett viktiga erfarenheter för att bygga en pilotanläggning med större volym. Till de viktigaste hör att:

* En pilotanläggning bör byggas i sådan skala att förhållandena kring ett verkligt bergrum kan efterliknas, då borrhålsförsöket i sin skala (ett fåtal sprickor i berget som kan leda gas och vatten) preliminärt visat att den designfilosofi, som arbetas fram, är riktig.

* Stor omsorg bör läggas på att i pilotskala testa byggnadsteknik, konstruktionsdetaljer, armaturer m m så att de är tekniskt prövade inför utformningen av den slutliga anläggningen.

* Mätningarna under etapp C visade på ett läckage från ledningar m m som haft betydelse för utvärderingen. Vid design av ledningssystem skall det tas hänsyn till detta så att läckaget minimeras.

* Mätsystemet vid en pilotanläggning är enkelt och tillförlitligt men ändå mäter de relevanta parametrarna.

Sammanfattningsvis skall det framhållas att de genomförda försöksetapperna styrker att det är möjligt att lagra naturgas i oinklädda bergrum under högt tryck, och att den filosofi och de designkriterier, som arbetats fram är riktiga.

Underlagsdata för denna uppsats har välvilligt ställts till förfogande av Vattenfall.

SUMMARY

The main purposes of the field test carried out 1986 at the Stripa mine have been to study the conditions for gas storage under high gas pressure in a rock cavern with no sealing between the gas and the rockmass.

The test has been performed with a gasfilled borehole surrounded of six waterfilled and pressurised boreholes. Gas pressure, water pressure, gas flows and water flows have been measured. Also hydraulic tests have been performed. During the tests the maximum water and gas pressure have been 35 bar.

The results from the tests can be summarised as below.

* The central hole is gastight if the differential pressure between gas and water is greater than 4-5 bar.

* The gas leakage becomes large if the differential pressure falls below the limit for gastightness.

* The measured differential pressure limit is within the interval theoretically predicted.

* Reducing the gas pressure so the differential pressure exceeds the limit for gastightness makes the gasfilled hole tight again after a period with gas leakage.

* The gasflow as a function of the differential pressure is the same when increasing or decreasing the differential pressure.

* The gasflow of approximately 0.1 Nl/min measured with a differential pressure of 5 bar may partly or totally depend on error of measurement. But if this leakage is considered as a real leakage this will result in a leakage of 3.4 · gas volume in the borehole per year. Corresponding yearly gas leakage from a rock cavern, with a much smaller quotient area/volume than the borehole (width 25 m, height 35 m), would be 1.7 % of the gas volume in the rock cavern.

* To prevent from a gas leakage it is important to maintain the water pressure in the water curtain and also to discharge the leaking water from the rock cavern. Failure of either will decrease the differential pressure and may lead to gas leakage.

The tests in Stripa has given important knowledge for constructing a pilot cavern with a fairly large storage volume.

REFERENSER

Gustafson G och Rhen I, 1987: Vattenfall
Borrhålsförsök Stripa gruva, försöksetapp A, VIAK AB

Gustafson G och Rhen I, 1987: Vattenfall
Borrhålsförsök Stripa gruva, försöksetapp C, VIAK AB.

TÄTHETS- OCH DRÄNERINGSFRÅGOR I SAMBAND MED BERGRUM INKLÄTT MED ROSTFRI TUNNPLÅT

Tightness and Drainage
in Connection with Thin Steel Lined Rock Caverns for Gas

Fil lic Torbjörn Hahn, Conswede AB/Avesta Lining AB

BAKGRUND

Inklädda bergrum har utförts sedan 30-talet för lagring av petroleumprodukter.

Anledningen till att lagren förlades till bergrum var av fortifikatorisk art. Till en början utfördes dessa som fristående cirkulära plåtcisterner. Dessa gav emellertid ett dåligt volymutnyttjande (sprängning var dyrt innan hårdmetaller introducerades), varför anläggningarna så småningom utformades som motgjutna plåtcisterner, först "Sentabcisternerna" och sedan även Fortcisternerna.

Principen att lagra i oinklädda bergrum på vattenbädd fanns redan före andra världskriget, men kriget satte hinder för vidare utveckling av metoden till efter kriget, då flygbensin började lagras på vattenbädd genom att utnyttja några gamla fältspatgruvor. Under 60- och 70-talet utfördes sedan ett stort antal oljelager på såväl rörlig som fast vattenbädd.

Det är ganska självklart att stora kostnadsbesparingar kunde göras genom att man slapp klä in berget. Metoden har även använts för såväl kylda som tryckta gasollager. De tryckta lagras vid ett tryck av 6-8 bar. Av ovan nämnda lagringstyper har Fort- och Sentabcisternerna i en del fall fungerat bra, medan i en del fall plåten korroderat. Till en del kan detta tillskrivas ett icke fungerande dräneringssystem. När det gäller överklädda lager har problem uppstått för vissa känsliga produkter, t ex jetbränsle, i samband med bakteriebildning i gränsskiktet mellan produkt och vattenbädd, varvid produkten blivit korrosiv. Gasollagren under tryck måste förläggas på sådant djup att vattentrycket kan balansera gastrycket i lagret.

Detta kräver ett förläggningsdjup av mer än 80 m under grundvattenytan, vilket för den vanligen måttliga lagringsvolymen 25.000-50.000 m^3 ger en i förhållande till lagret lång tillfartsort.

I samband med naturgasintroduktionen kommer behov av gaslager att uppkomma, dels av rent kommersiella skäl (s k lastutjämning mellan årstiderna, men även för att säkerställa leveranssäkerhet mot kunderna), dels av rent politiska skäl. Olika lagringssystem har studerats de senaste åren, och man har funnit att lagring av naturgas i bergrum är intressant. Ett av skälen är att man därigenom slipper ålägga kunderna andra energisystem såsom olja eller gasol.

Berglagren kan utföras som oinklädda lager, vilket dock kräver ett stort förläggningsdjup, för 100 bar över 1000 m under grundvatten-

ytan. Bergrummen kan även utföras inklädda så att själva berget blir tryckkärlet och inklädnaden endast har funktionen att vara tät.

Genom att tillåta ett högre tryck kan således både förläggningsdjupet och volymen minskas jämfört med vad som diskuterats i oinklädda bergrum.

Ekonomiska jämförelser som utförts av bl a Vattenfall visar att inklädda lager är ekonomiskt intressanta för aktuella lagringsvolymer (10-165 miljoner normalkubikmeter, MNm^3). Såväl byggtid som räntekostnader spelar här en stor roll.

Olika koncept för inklädda lager har lanserats såsom konventionellt plåtinklätt lager, plastklädda lager och det som vi föreslår, nämligen ett ytdränerat lager inklätt med rostfri tunnplåt.

Studier av detta koncept har bedrivits med statligt stöd samt med Sydgas, Swedegas och Avesta Lining som projektdelägare. Parallellt med detta tunnplåtsprojekt har en inklädnad med tjockplåt studerats av Vattenfall, där även Sydgas, Swedegas och Sydkraft ingår som projektdelägare.

TEKNISK UTFORMNING

Systemet kan delas in i en kraftupptagande funktion (berget), en kraftöverförande (betongen) samt en tätande funktion (tunnplåten). Mellan betongen och berget ligger ett 15-40 cm tjockt sandlager som både har funktionen att vid viss deformation föra över gastrycket till berget samt dränera vattnet så att vattentryck inte uppstår mot inklädnaden när lagret är tomt eller har ett lägre inre tryck än grundvattentrycket i berget. Tänkt utformning framgår av Figur 1.

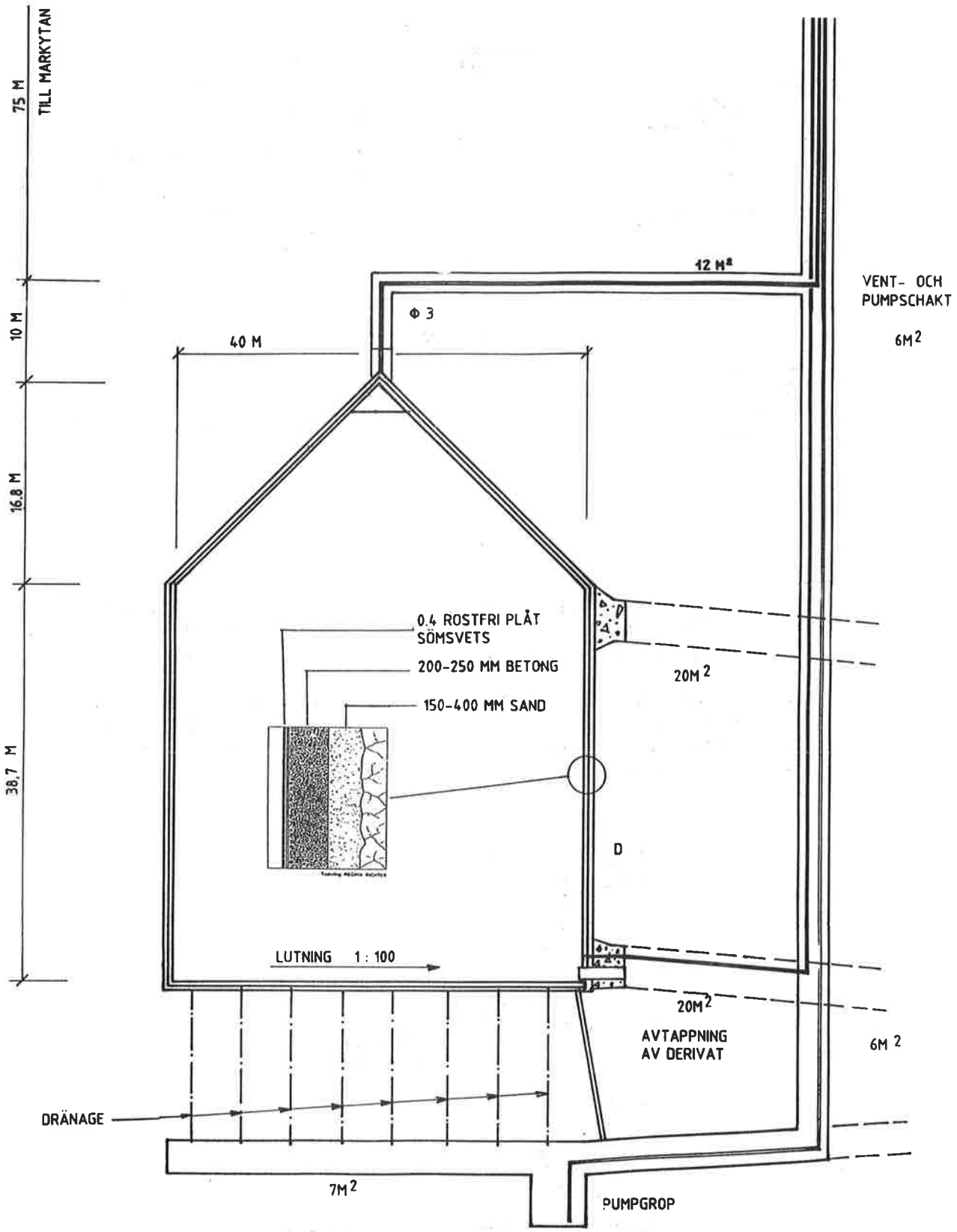
BERGETS TRYCKUPPTAGANDE FUNKTION

Berget skall fungera som tryckkärl.

Studien har gjorts gemensamt med det parallellt pågående tjockplåtsprojektet. Denna studie utfördes under ledning av Håkan Stille. Säkerhet mot upplyft har studerats med jämförelse av bl a ankarplatta. Berget har i studien förutsatts vara normal kristallin berggrund. En säkerhetsfaktor > 2 erhölls vid 100 m bergtätning för 40 m spännvidd. En elastoplastisk FEM-beräkning utfördes och gav maximala deformationer i storleksordningen 10 mm vid $\sigma_h / \sigma_v = 1$ och vid ca 3 MPa initialspänning, samt ett inre tryck av 15 MPa. Se Figur 2.

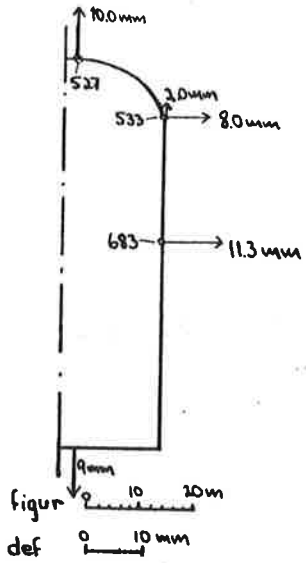
Deformationerna skedde elastiskt upp till 10 MPa, varefter plasticering uppträdde. Den kvarstående deformationen efter första pålastningen var ca 1,5 mm. Se Figur 3.

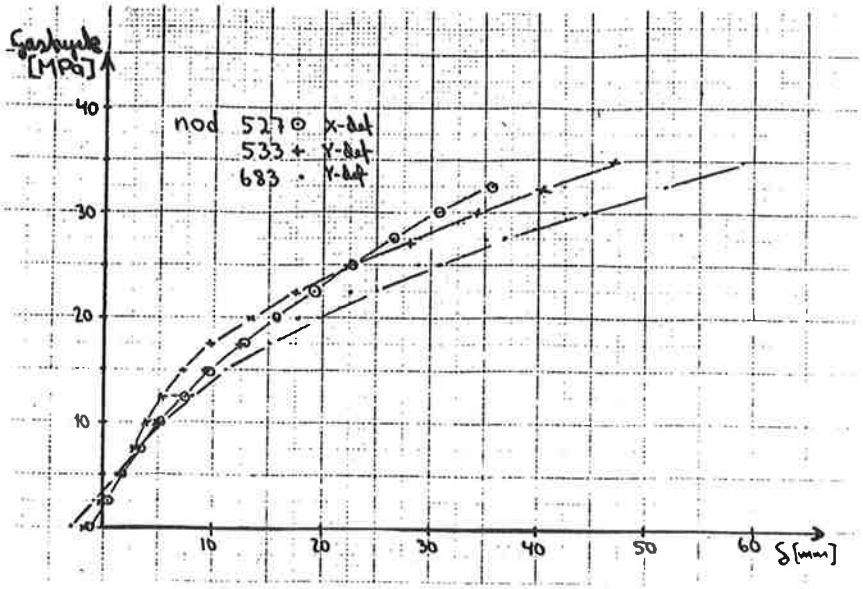
Beräkning utfördes för förnyad pålastning. Deformationskurvan följde då avlastningskurvan för första pålastningen, varför det ej finns skäl att anta att ytterligare deformationer kommer att uppträda. Se Figur 4. Avgörande för acceptabel deformationsnivå blir att inklädnaden klarar deformationerna.



Figur 1 Tunnplåtskonceptet - principiell utformning för 10 MNm samt detalj för väggkonstruktion.

Conceptual outline of the steel lining concept.





Figur 2

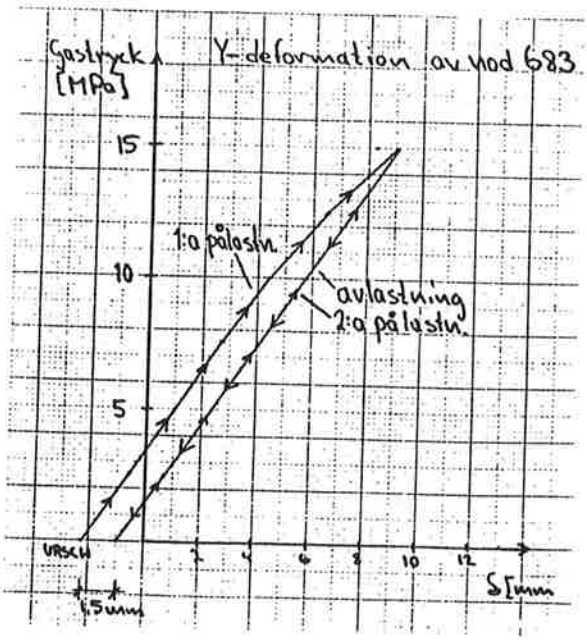
Max deformation i tak och vägg för E = 20 GPa och vid 15 MPa inre tryck (efter Stille et al)

Maximum deformations in the roof and in the wall for E = 20 GPa and 15 MPa internal pressure (after Stille et al)

Figur 3

Deformationen som funktion av pålastning från 0-15 MPa (efter Stille et al)

Deformation as a function of loading from 0-15 MPa (after Stille et al)

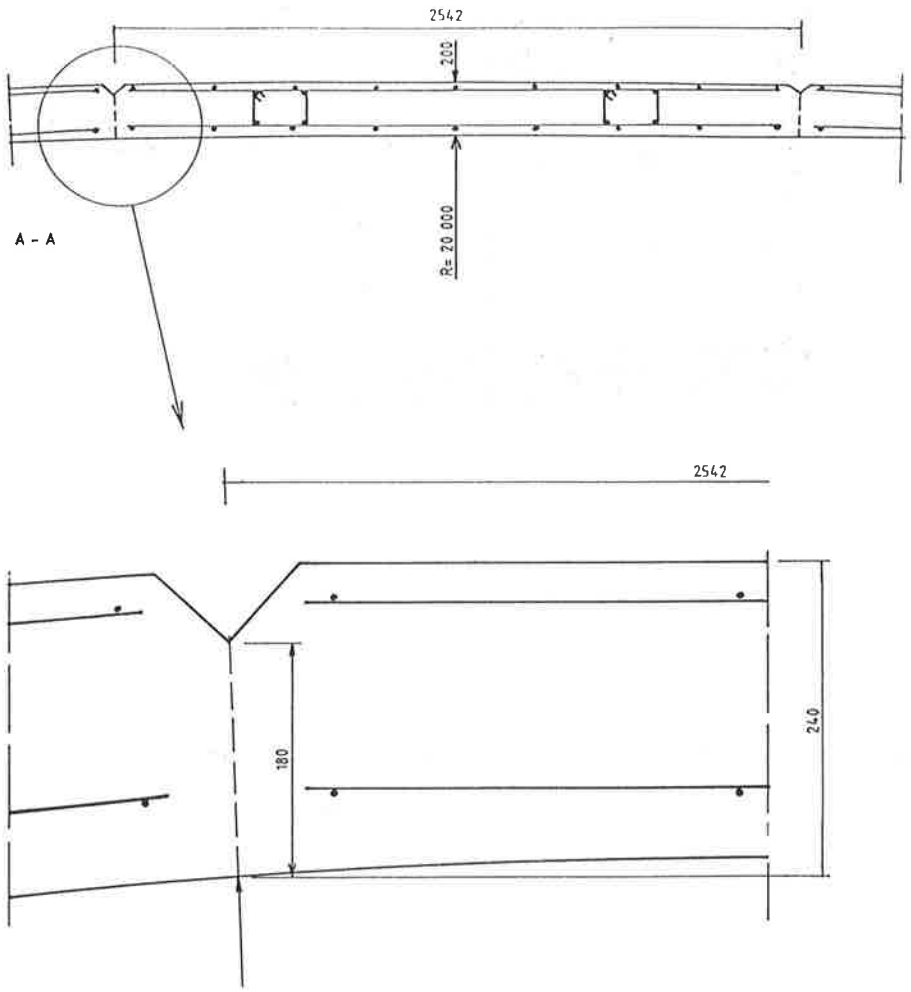


Figur 4 Vertikala deformationer vid första på- och avlastning samt under pålastning (efter Stille et al).

Vertical displacement for the first loading and unloading and the second loading (after Stille et al).

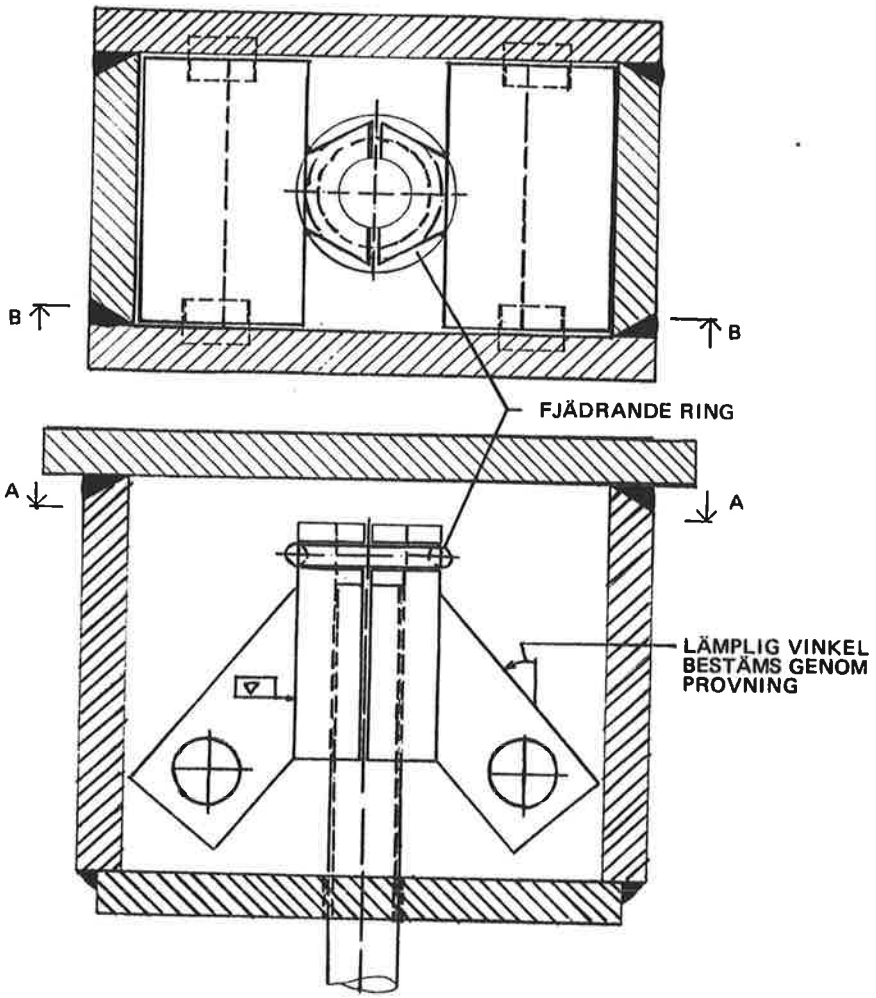
BETONGEN

Betongen tjänar som underlag åt tunnplåten och kommer att röra sig utåt så mycket som sandens och bergets deformation tillåter. Vid en beräknad deformation av berget av 10 cm och 6% krympning av sanden erhålls en total deformation av 2-2,5 cm. Den tangentiella töjningen blir därför 1-1,5 promille. Betongen kommer därvid att spricka. Genom en sprickarmering inlagd i enlighet med Figur 5 och med sprickanvisningar kommer armeringen ej att dra tillbaka betongen vid total avlastning, vilket skulle kunna äventyra sandens kraftöverförande funktion. För att betongen skall ligga fast i sitt ytterläge är den fastbultad i berget på så sätt att betongen kan röra sig utåt men ej har möjlighet att gå tillbaka genom att den låses i sitt ytterläge med en låsfunktion i bulten, se Figur 6. Betongen kommer således att röra sig relativt berget vid första pålastningen för att sedan endast röra sig så mycket som berget och sanden elastiskt rör sig vid upprepade på- och avlastningar.



Figur 5 Väggutformning av betongen.

Design of the concrete wall.



Figur 6 Utformning av bult för väggkonstruktion.

Design of the bolt for the wall.

DRÄNAGET

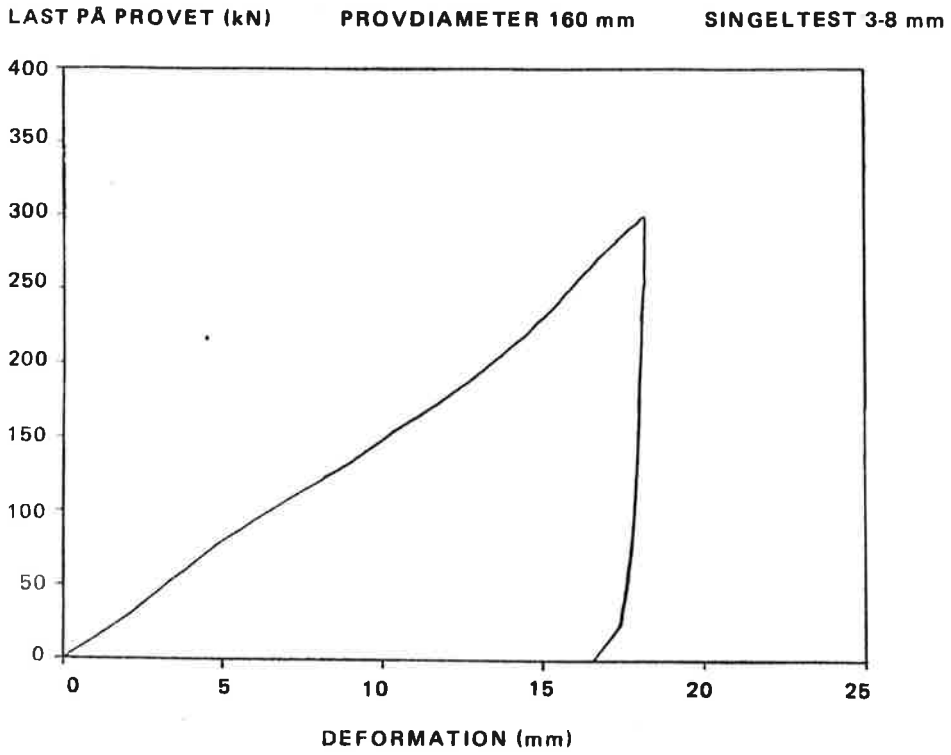
Olika sätt att lösa dräneringssystemet bakom en inklädnad har prövats. Sentab- och Fortcisternerna hade systemdränage anordnat i betongen vid bergväggen. Ett annat sätt är att utföra dränagetunnlar av borrhålsridåer i berget. Detta senare ställer emellertid krav på att kontakt finns mellan alla spricksystem och dränagehålen.

Risken med ett sådant system är att det är svårt att garantera att bergblocken fungerar som ett kontinuum vid aktuella skalnivåer. Skulle modellerna göras större, blir å andra sidan osäkerheten större i sandvillkoren.

Vi har därför valt att låta vattnet få rinna in mot bergrummet. Det enklste sättet att lösa dränageproblemet hade varit att utföra en fristående inbyggnad med luftspalt mellan inklädnad och berg. Detta löser emellertid inte kraftöverföringen från lagret. Kontriforlösningar går ej att använda för aktuella trycknivåer, varför en kombination av kraftöverföring och dränagefunktion har sökts. Ett natursingel eller sand bedömdes kunna uppfylla denna dubbla funktion. Efter försök har vi fastnat för en ensgraderad mellansand. Inledningsvis provades ärtsingel, vilken dock gav en nära 20-procentig deformation. Försöken med sand visar en deformation av ca 6%, vid vattenkomprimering 3-4%. Figur 7 och 8 visar deformation av singel respektive mellansand.

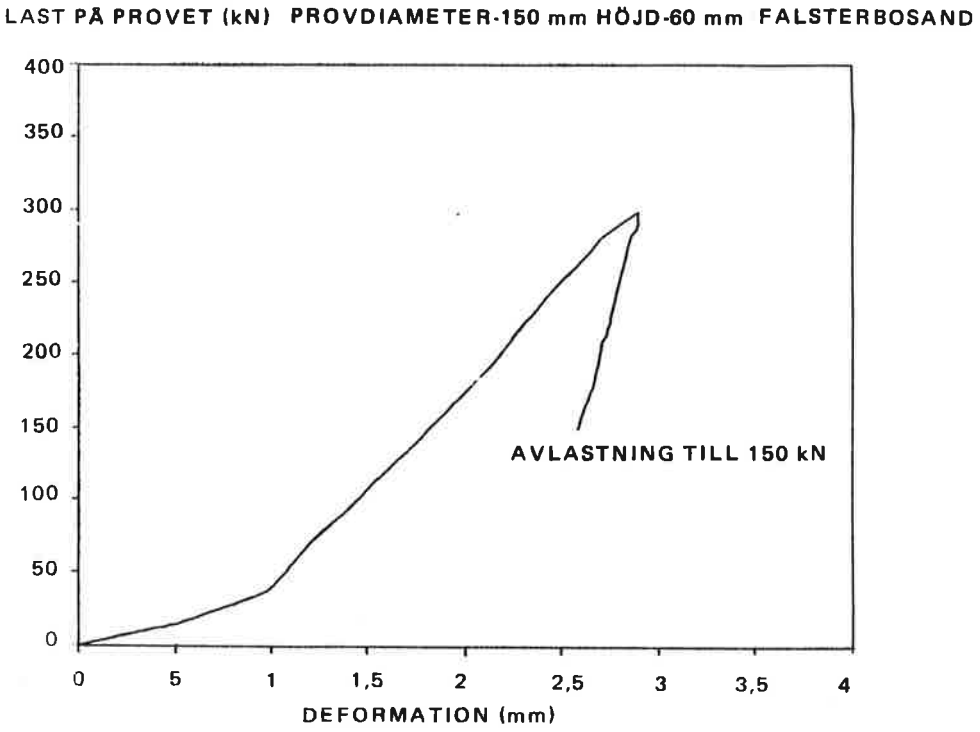
Sandens dränagefunktion under tryck samt dess erosionsbenägenhet har testats med triaxialförsök utförda vid SGAB i Lund. Försöken visar att permeabiliteten minskar ca en tiopotens vid fullt tryck, från $k = 10^{-5}$ till 10^{-6}. Erosionsförsöken gav ingen borttransport av material, vilket visar att materialet fungerar som ett egenfilter.

Vid utformningen har en något grövre sand valts, vilken ger 10 ggr högre permeabilitet. Risken för kemisk utfällning, huvudsakligen järnutfällning, har bedömts som liten så länge dränagevattnet ej utsätts för syre eller vatten med olika syrehalt blandas i lagret. En ur vattengenomströmningssynpunkt så homogen bergplint som möjligt eftersträvas därför. Vattnet förs genom bottenhål till en ort under lagret och vidare till pumpgrop utan att komma i kontakt med fritt syre. Enklast löses detta genom ett vattenlås.



Figur 7 Testserie 2. Grus 3-8 mm. Kompressionen som funktion av lasten vid första av- och pålastningen.

Test of gravel. Compression as a function at the load and the unload.



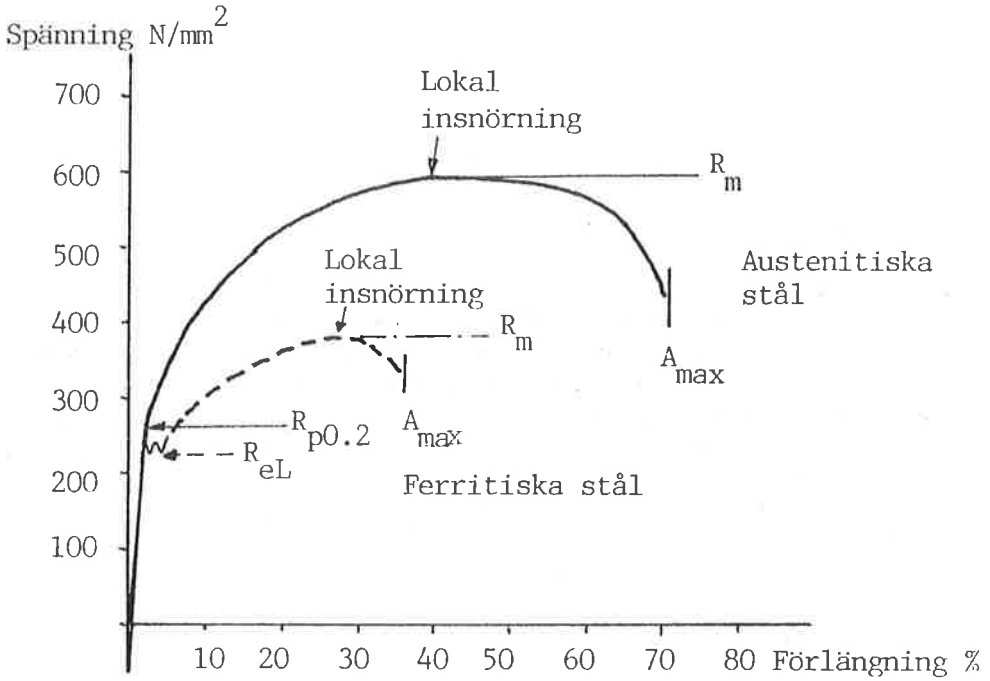
Figur 8 Testserie av mellansand. Kompression som funktion av lasten vid första på- och avlastningen.

Compression as a function of the first load and unload.

TUNNPLÅTEN

Tunnplåten har funktionen att vara och förbli tät. Genom att betongen tillåts spricka och rörelsen lokalt kan vara större än 1,5 promille på grund av ojämn sandtjocklek, är det viktigt att plåten är flexibel och följer med dessa rörelser utan att bygga upp spänningar. Ett rostfritt tunt austenitiskt stål har befunnits uppfylla dessa krav. Figur 9 visar ett austenitiskt ståls töjningsegenskaper jämfört med ett ferritiskt stål.

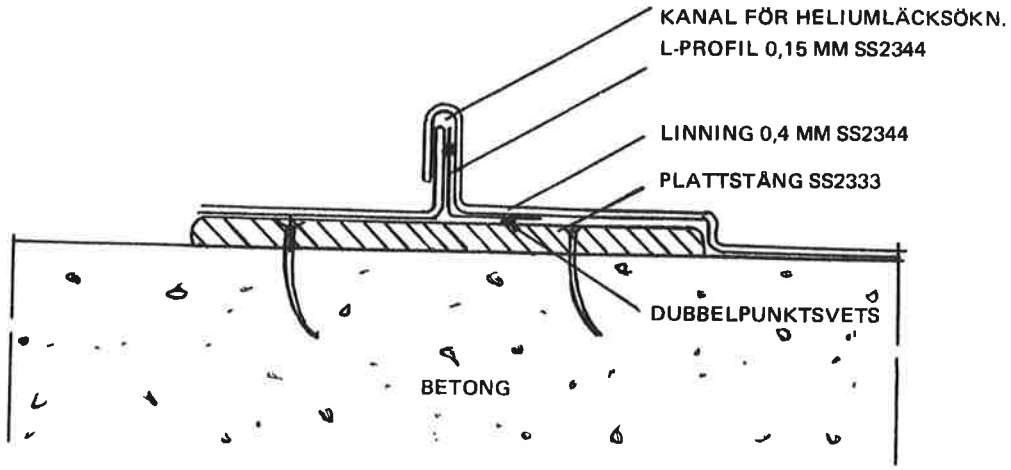
Av kurvan framgår att dess töjningsförmåga bibehålls upp till över 60%.



Figur 9 Töjningsdiagram för austenitiskt stål jämfört med ferritiskt stål.

Stress-strain diagram of austenitic stainless steel in comparison with ferritic steel.

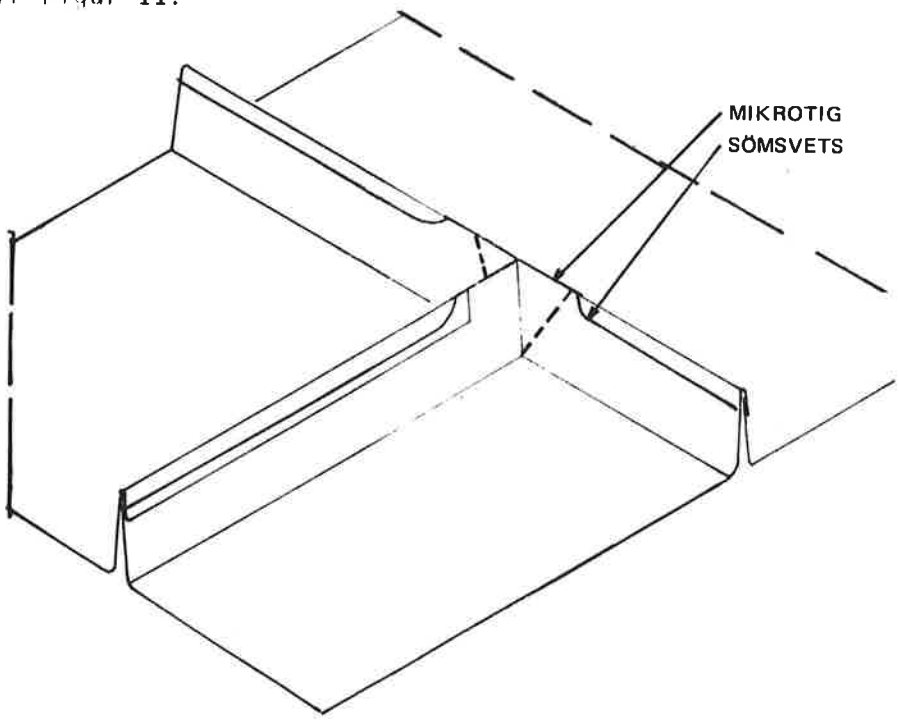
Plåten är hopfogad med s k sömsvets som är en automatisk svetsmetod och används för bl a takbeklädnad. Figur 8 visar hur tunnplåten är falsad mot en tunn L-profil, som i sin tur är punktsvetsad mot en vid betongen fästad plattstång.



Figur 10 Fogning och infästning av tunnplåt.

Design of the seam weald.

Ca 15 prover har testats i ett för ändamålet tillverkat tryckkärl där plåten och svetsarna utsatts för deformationer (skjuvsprickor på 15 mm nivåskillnad och spaltbredder). I inget fall har vid täthetsprovning och mikroskopering noterats någon sprickbildning p g a deformation. Däremot har svetsen inte alltid tagit vid tjockleksvariationer i samband med T-fogar eller intermittent inlagda klamrar (istället för kontinuerlig L-profil). Detta har dock lösts med en kontinuerlig L-profil samt stående fals och MicroTIG vid T-fogar, jfr Figur 11.



Figur 11 Utformning av T-fog.

Design of T-weald.

Detta var de viktigaste resultaten från de olika komponentstudier som utförts.

Ett systemprov, där även här ej redovisade lösningar för hörn och genomföringar avses att bli provade, görs i början av sommaren i Atlas Copcos forskningsgruva, där samverkan mellan de ingående delarna skall studeras upp till ett tryck av 15 MPa.

SAMMANFATTNING

I samband med naturgasintroduktionen har lagring av naturgas aktualiserats. Tidigare utredningar har visat att inklädda bergrum är intressanta.

Inklädnad med tunn rostfri plåt som täthetsfunktion med kraftöverföring via en betonginklädnad och dränerande sandskikt har varit föremål för studier med statligt stöd och med stöd av gasintressenterna Sydgas och Swedegas samt Avesta Lining AB.

Härvid har sandens deformation och permeabilitet undersökts för tryck upp till 15 MPa. Tunnplåtens täthets- och deformationsegenskaper har undersökts och visat sig väl klara såväl globala som lokala deformationer utan att brista. 2343 är dessutom korrosionsbeständigt vid kloridhalter väsentligt högre än vad som är aktuellt i bergvattnet.

I samband med studien utförs en liten provanläggning i Atlas Copcos forskningsgruva, varvid även speciella konstruktionsdetaljer som hörn och genomföringar testas vid 15 MPa tryck, först med vatten och därefter med ett gasprov där kvävgas kommer att användas.

SUMMARY

In connection with the introduction of natural gas, gas storage is actualized for commercial as well as political reasons. Previously performed investigations show that lined caverns are of economical interest by using the rock mass as the pressure vessel.

The hereby presented concept, with a thin austenitic steel lining as the tightening function, transforms the gas pressure through a concrete lining and through a sand layer to the rock. The sand layer will both act as a transmitter of the pressure and at the same time have the function of a drainage system. This key function of the steel lining as a drainage system as well as the system as a whole have been studied with official support and support from the gas companies Sydgas and Swedegas together with the company Avesta Lining AB.

The main result is that sand can act with the proposed properties: drainage and transform pressure without giving too high deformations. The steel lining will accept even much higher deformations than the expected without bursting in the seam weld.

In addition to this study, a small test plant is performed in the research mine of Atlas Copco and the tests will be performed during the summer 1987.

DISKUSSION

Lars Baeckström Hagconsult

Magnus Bergman berörde tidigare när han talade om modeller att det är väldigt viktigt att veta vad det är man designar för. Det är viktigt att se skillnaden mellan de olika lager vi talar om.

Ett säsongslager beter sig som den här bilden skall visa. Man går alltså upp typiskt under höstkanten i ett tryck motsvarande 100 bar. Under vinterhalvåret har man en pulserande last som är av storleksordningen 5 procent av lagervolymen. Detta sker cykliskt ca 50-100 ggr under en säsong. Sedan töms lagret under slutet av våren och fylls successivt på under hösten och går upp i topp. För ett svenskt gassystem på 1,3 miljarder m^3 naturgas skulle det här innebära ungefär 3-4 lager med lagerstorlek på ungefär 50 milj m^3 naturgas eller 500 000 m^3 bergrum.

De små lagren däremot är s k Peakshavinglager, och de beter sig på ett helt annat sätt. Här arbetar man då typiskt mellan tryck 100 och 10 bar och har lastcykler återigen på storleksordningen 50-100 ggr per år. Man har alltså pulserande last på berget som varierar från +100 bar och mottrycket lika mycket. De här lagren ligger då i storleksordningen en tiopotens mindre, säg 50 000 m^3 berg eller 5 milj m^3 naturgas.

Det här är alltså två vitt skilda lastfall. Jag tror det är viktigt att man håller isär de här begreppen när man talar om olika typer av gaslager. Tack.

Ingemar Nordgren, Viking International AB

Om man jämför kostnaden för Avestaförslaget med Vattenfalls alternativ innebärande lagring på stort djup och under högst tryck, hur utfaller jämförelsen?

Skulle också vilja veta om man beräknat avkokningen från lagret och jag förutsätter att gasen fortfarande lagras flytande.

Torbjörn Hahn, Conswede AB

Svar på den sista frågan: gasen avses att lagras i gasfas, upp till 150 bars tryck och en temperatur varierande mellan ca 13° till +2° med hänsyn till tryckvariationer. Beträffande den första frågan så vill jag bara hänvisa till att det görs en utredning mellan olika inklädda system men en stor del av drivkraften bakom vårt förslag här är naturligtvis kostnaden. Vi har räknat med när det gäller stora volymer i beredskapsutredningen att ligga på en storleksordning halva kostnaden med hänsyn även till räntekostnader och driftskostnader jämfört med lagring i oinklädda bergrum på stort djup.

P-O Karlsson, Vattenfall

Kostnadsbilden finns det naturligtvis många olika uppfattningar om. Det kommer som sagt att visa sig i samband med de studier som görs här. Det är väl så att för mindre lager är det helt klart att det är knappast ekonomiskt att gå ned på väldigt stora djup. Större kanhända blir lite annorlunda.

Nick Barton

In reference to Torbjørn Hahn's calculations, it may be of interest to mention some discontinuum studies NGI performed of high pressure separation caverns. The studies were performed for Berdal Offshore Engineering A/S. The plan is to separate oil and gas on land instead of in expensive offshore platform installations. The oil and gas might be separated at pressures of 10 MPa in shallow rock caverns (i.e. 50 to 100 m depth).

Competent but jointed rock was assumed, with a lined cavern, drained on the outside. The internal pressure of 10 MPa caused some few millimeters of total extension around a lined cavern perimeter of some 30 to 40 meters. Flexible membranes combined with fiber reinforced shotcrete would be adequate to take care of such strains. Shears along joints were minor. We do not see the possibility for roof instability (i.e. failure of wedges towards the surface) unless special non-dilatent jointing is present.

Concerning the problem of drainage behind the liner, and choice of non-crushable filters. Wouldn't it be possible (in competent rock of low permeability) to have a water pressure balanced filter such that the pore pressure in the filter was automatically raised or lowered when storage pressures changed. In this way the effective stress in the filter, i.e. the stress responsible for particle crushing, could always be kept below certain limits.

Torbjörn Hahn

We have studied the possibility of prepressuring the sand layer and we found it difficult and expensive.

Your suggestion to use the ground water to diminish the pressure difference will not help very much since the ground water pressure can be as most 1 MPa corresponding to 100 m depth of the storage. It shall be compared to a gas pressure of 15 MPa from the storage.

However, the sand will give a compression of 6 % at 15 MPa. This will give a tangential tension in the concrete of 0,7 % which is about the same as the tension given from the rock deformation. The concrete will crack, but in a controlled way by means of crack reinforcement and not more than will easily be acceptable for the thin steel membrane.

Magnus Bergman

Jag kan inte låta bli att passa på tillfället att kommentera Nick Bartons's föredrag. Han använder, som ni säkert noterade, UDEC-koden för sina beräkningar och det är den diskontinuummodell, som jag nämnde i mitt föredrag. NGI är en av de mest entusiastiska användarna av den här koden. Det är en mycket kvalificerad beräkningsmodell, framtagen av Itasca, som nu även finns för 3-dimensionell tillämpning för persondatorer.

AVSLUTNING

AVSLUTNING

Jag är glad och mycket tacksam över att vi åter har fått höra ett antal goda och engagerade föredragshållare, som har förberett sig väl inför den här dagen. Och som tidigare kan jag säga att Bergmekanikdagen "alltid är av hög klass och särskilt i år". Utan föredragshållare skulle vi stå oss slätt, men jag vill också särskilt tacka Menachem Finkel som med oförtrutet engagemang planerar så att vi kan upprätthålla våra goda traditioner. Och dit hör också ett delvis ganska tungt arbete att följa upp och få in de skriftliga bidragen till rapporten, som jag antar att vi kommer att få se lagom till sommaren.

Tack också till er åhörare som naturligtvis också är oundgängliga för detta arrangemang. Därmed förklarar jag 1987 års Bergmekanikdag avslutad.