

Finit elementanalys av bentonitfyllt bergförvar

Ove Stephansson
Kenneth Mäki
Tommy Groth
Per Jonasson

Tekniska Högskolan, Stockholm
Högskolan i Luleå september 1978

September 1978

FINIT ELEMENTANALYS AV BENTONITFYLLT BERGFÖRVAR

Ove Stephansson

Kenneth Mäki

Avd för Bergmekanik
Högskolan i Luleå
S-951 87 LULEÅ

Tommy Groth

Per Jonasson

Inst för Bergteknik
Tekniska Högskolan
S-100 44 STOCKHOLM

Denna rapport utgör redovisning av ett arbete som utförts på uppdrag av KBS. Slutsatser och värderingar i rapporten är författarnas och behöver inte nödvändigtvis sammanfalla med uppdragsgivarens.

I slutet av rapporten har bifogats en förteckning över av KBS hittills publicerade tekniska rapporter i denna serie.

INNEHALLSFÖRTECKNING		Sid
	SAMMANFATTNING	1
	SUMMARY	4
1.	INLEDNING	7
2.	JÄMFÖRANDE STUDIER AV BERGFÖRVAR MED AXISYMMETRISK OCH PLAN GEOMETRI HOS FEM-MODELLERNA	9
2.1	Bakgrund	9
2.2	Förutsättningar och indata	10
2.3	Resultat och utvärderingar	12
2.3.1	Lastfall med spänningar enligt elasticitetsteorin, $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$	12
2.3.2	Lastfall med samma horisontal- och vertikallast, $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$	18
2.3.3	Lastfall med dominerande horisontallast, $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$	22
2.3.4	Förskjutningar	26
2.4	Jämförelser	26
3.	STUDIER AV BERGFÖRVAR I SPRUCKET BERG	30
3.1	Bakgrund	30
3.2	Förutsättningar och ingångsdata	31

	Sid
3.3	Resultat och utvärderingar 39
3.3.1	Brytning av förvaret 39
3.3.2	Bentonitfyllning i tunnel och deponeringshål 50
3.3.3	0.2 meters inträngning av bentonit i sprickorna 56
3.3.4	0.5 meters inträngning av bentonit i sprickorna 61
4	DISKUSSION AV RESULTATEN 68
4.1	Brytning av tunnel och deponeringshål 68
4.2	Bentonitfyllning i tunnel och deponeringshål 69
4.3	Bentonitfyllning med 0.2 meters inträngning i sprickorna 70
4.4	Bentonitfyllning med 0.5 meters inträngning i sprickorna 70
4.5	Synpunkter på valet av sprickparametrar 70
5	SLUTSATSER 72
6	REFERENSER 74

SAMMANFATTNING

Målet med detta arbete är att studera stabiliteten hos ett bergförvar som fylls med bentonit och bentonit-sandblandning. Bentoniten har svällande egenskaper och dess svällningstryck ger en belastning på väggarna i deponeringshål och tunnel. I denna analys antas svällningstrycket vara 10 MPa i deponeringshålet, med diametern 1.5 m, och 0.5 MPa i tunneln, med bredden 3.7 m och höjden 4 m.

En tunnel med ett runt deponeringshål i sulan är en sammansatt struktur som kräver en tredimensionell spännings-töjningsanalys med finit elementmetod. Vi saknar idag tredimensionella FEM-program som kan simulera inverkan av sprickor i en belastad bergmassa. Vi har därför valt att studera spänningar och deformationer hos ett bergförvar med tunnel och deponeringshål för fallet plant töjningstillstånd respektive axisymmetriskt töjningstillstånd och med antagandet att berget har linjärelastiska deformationsegenskaper. Analysen vid plant töjningstillstånd återger situationen kring tunneln och den axisymmetriska återger förhållandet för deponeringshålet. Denna analys har utförts med programmet ADINA vid avdelningen för Bergmekanik, Högskolan i Luleå.

Resultaten av FEM-analyserna vid plant töjningstillstånd ger spänningskoncentrationer i tunneltaket och under deponeringshålet medan modellen med axisymmetrisk geometri uppvisar en mer homogen spänningsfördelning med smärre koncentrationer i området kring deponeringshålets mynning. FEM-analyserna har utförts för tre olika förhållanden mellan horisontal- och vertikalbelastning, $\sigma_h/\sigma_v = 0.25, 1$ och 1.5 samt för belastningsfallen med respektive utan bentonit. Analysresultaten visar att gynnsammaste spänningstillståndet fås om bergförvaret utsätts för tillräckligt höga horisontella primär-

spänningar, $\sigma_h \geq \sigma_v$, vilket motverkar deformationer orsakade av svälltrycket hos bentoniten. Förskjutningarna orsakade av bentonitsvällningen är av storleksordningen någon millimeter i fallet med plant töjningstillstånd och någon tiondels millimeter i fallet axisymmetrisk analys.

I FEM-analysen av bergförvar i sprucket berg har vi studerat effekten av bentonitsvällning och bentonitinträngning i sprickor hos en bergmassa som har inducerade sprickor. De inducerade sprickorna kan orsakas av sprängningen och förekommer i en zon i berget närmast tunneln och deponeringshålet. Dessa når endast någon meter in i bergmassan och horisontalbelastningen är en fjärdedel av vertikalbelastningen. Belastningen av modellen utförs i sju sekvenser. 1, initialbelastning; 2, brytning av tunnel; 3-4, brytning av deponeringshål; 5, bentonitfyllning i ort och deponeringshål; 6, bentonitfyllning och bentonitinträngning 0.2 m i sprickor; 7, bentonitfyllning och 0.5 m bentonitinträngning i sprickor räknat från randen av deponeringshålet. För varje belastningssekvens har vi analyserat spänningar i de fasta, elastiska bergblocken samt sprickorna. Vidare har vi studerat förskjutningar av blocken samt deformationen av sprickorna. Analyserna har utförts med programmet BEFEM vid institutionen för Bergteknik KTH, Stockholm.

Den småblockiga bergmassan orsakar spänningsomlagringar som leder till en avlastning av berget närmast förvaret. Bentonitens svällning och bentonitinträngningen har lokal och ringa effekt på spänningar och förskjutningar. Blocken vid deponeringshålets mynning uppvisar den största förskjutningen, nästan 70 mm. Detta sker vid bentonitfyllning av deponeringshålet och vid 0.5 m bentonitinträngning i sprickorna närmast hålet.

Den plana töjningsanalysen ger som resultat att sprickorna vid deponeringshålet öppnas maximalt 3 mm vid brytning av hålet. Detta ökar vid bentonitfyllning med 0.5 meters inträngning och

blir 13 mm vid deponeringshålets övre del. I hålbotten blir deformationerna 5 mm. I det verkliga fallet kommer rörelserna att bli mindre beroende på de mer inspända förhållandena runt hålet. Med ledning av utförda analyser uppskattar vi att spricköppningen icke överskrider någon millimeter i bergmassan närmast deponeringshålet.

SUMMARY

This study presents the results of a finite element analysis of the stability of a storage hole filled with compacted bentonite and a storage tunnel filled with a bentonite-sand mixture for a final repository of radioactive waste. The bentonite has swelling properties and the swelling pressure causes additional loading on the wall of the storage hole and tunnel. In this analysis we assume a swelling pressure of 10 MPa for the storage hole with the diameter of 1.5 m and 0.5 MPa for the storage tunnel with the width of 3.7 m and the height of 4 m.

A tunnel with a circular hole in the bottom is a composite structure where a three-dimensional finite element analysis is needed in order to solve the stress and strain distribution in a proper way. However, today we lack three-dimensional programmes to simulate the properties of a jointed rock mass. Therefore we chose to study the problem of a repository for the two cases of a plane strain analysis and an axisymmetrical analysis and with the assumption that the rock has linear elastic properties. The analysis for plane strain reproduces the situation around the tunnel and the axisymmetrical analysis reproduces the situation for the storage hole. This part of the study was performed with the programme ADINA at the Division of Rock Mechanics at the University of Luleå. This way of analyzing the problem helped us to evaluate the results from the two-dimensional finite element analyses (in plane strain) of a repository in a jointed rock mass.

Results of the FEM-analysis at plane strain show stress concentrations in the roof of the tunnel and below the bottom of the storage hole. While the axisymmetrical analysis indicated a more even and homogeneous stress distribution with minor stress concentrations at the bottom of the hole. The

FEM analysis were performed for three different loading conditions, $\sigma_h/\sigma_v = 0.25, 1.0$ and 1.5 where σ_h is the horizontal load and σ_v the vertical load and for the two cases with and without bentonite fill. Results indicate that the most favourable stress distribution is obtained for the case of large horizontal stresses which work against the swelling pressure from the bentonite. Displacements caused by the bentonite swelling is of the order of a couple of millimeters for plane strain analysis and one order of magnitude less for the case of axisymmetrical analysis.

In the FEM-analysis of a repository in a jointed rock mass we studied the effect of swelling of bentonite and the intrusion of bentonite into the joints for the case of a rock mass with induced sets of joints. The induced joints are supposed to have been formed due to blasting and occurs in the vicinity of the tunnel and the hole. The joints reach only about a meter into the rock mass and the horizontal load is one fourth of the vertical load. The loading of the models is performed in seven steps: 1, initial loading; 2, excavation of the tunnel; 3-4, excavation of the hole; 5, filling of bentonite and bentonite-sand mixture; 6, bentonite filling and bentonite intrusion 0.2 m into the joints around the storage hole; 7, bentonite filling and bentonite intrusion 0.5 m into the joints around the storage hole. For each load step we analyzed the stresses and displacements in the solid rock blocks and the joints and the opening up of the joints. The analysis were done with the programme BEFEM at the Department of Mining, Royal Institute of Technology, Stockholm.

The blocky rock mass close to the openings cause a destressing. The swelling of the bentonite and the intrusion of bentonite into joints have a local effect on stresses and displacements. Blocks situated at the mouth of the storage hole show the largest displacement, approximately 70 mm. This is valid when the hole is filled with swelling bentonite and at 0.5 m intrusion of bentonite into the joints counted from the periphery of the hole.

Results of analysis in plane strain show that the joints in the vicinity of the storage hole will open up a maximum of 3 mm when the hole is excavated. This is further increased to 13 mm around the top of the hole when the hole is filled with bentonite. Around the bottom of the hole the deformations are calculated to be 5 mm. However, in the real case the displacements will be less due to the confined conditions around the hole. From this study we conclude that the opening of the joints will not exceed some millimeter in the rock mass around the storage hole and the tunnel.

1. INLEDNING

Målsättningen för detta arbete är att studera spänningar, deformationer och stabilitet i berggrunden kring förvarings-tunnel och deponeringshål som fyllts med högkompakterad bentonit som har svällande egenskaper. Tunnelns och deponeringshålets geometri framgår av Fig 1.1.

Enligt förutsättningarna kommer deponeringshålet, sedan avfallskapseln nedsänkts, att fyllas med block av högkompakterad bentonit. Svällningstrycket från bentoniten har av Pusch (1978) bestämts till 10 MPa. Vidare kommer tunneln att fyllas med en sand/bentonitblandning som ger ett svällningstryck på cirka 0.5 MPa. Våra analyser går även ut på att studera effekten av inträngning och svällning av bentonit i sprickor hos det omgivande berget.

Arbetet består av två delar. Den första behandlar jämförande FEM-analyser mellan axisymmetrisk och plan geometri hos modellen. Detta arbete har utförts med datorprogrammet ADINA vid avdelningen för Bergmekanik, Högskolan i Luleå. Den andra delen omfattar FEM-analyser av plan modell med sprickelement utförda med programmet BEFEM vid institutionen för Bergteknik, KTH, Stockholm.

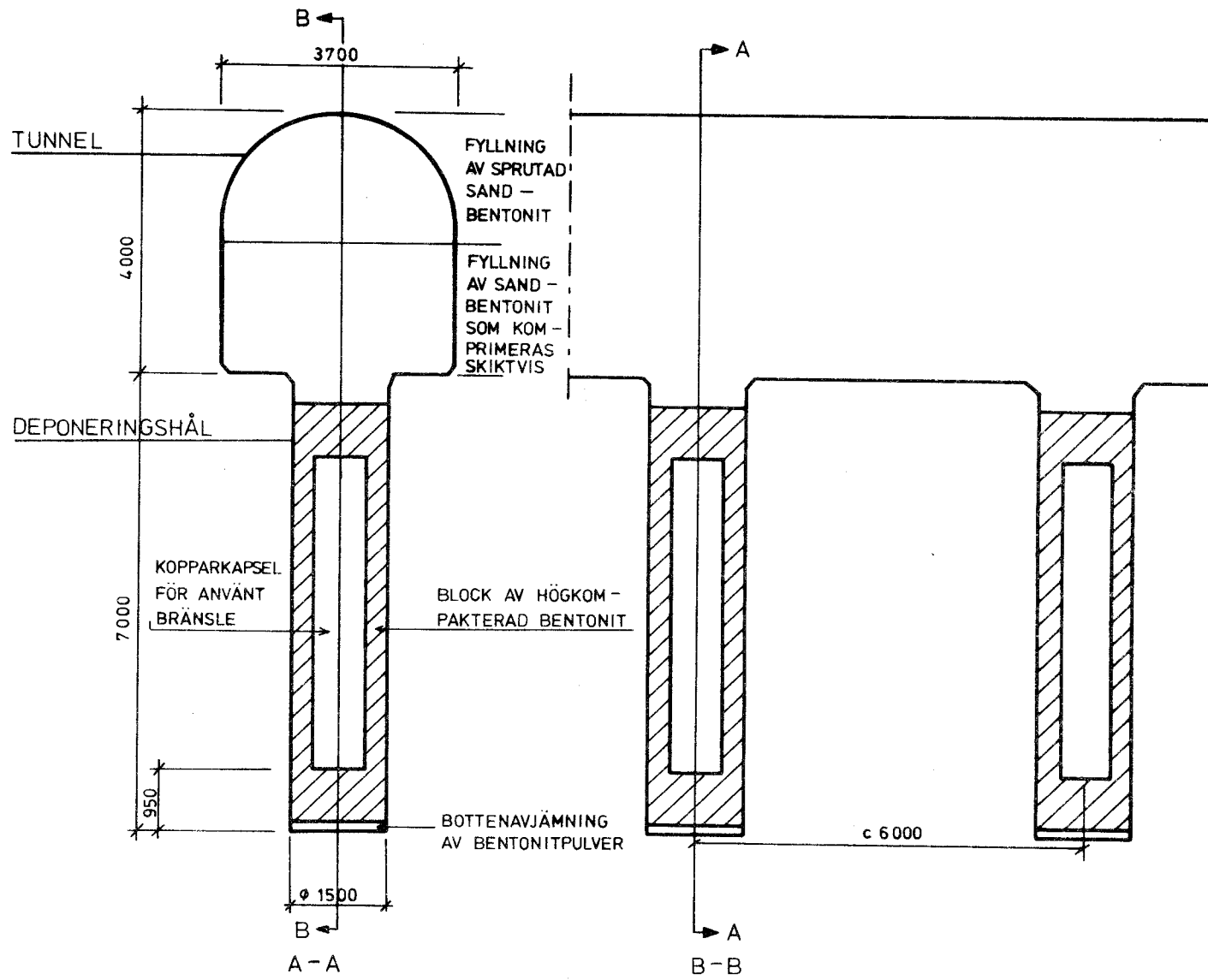


Fig 1.1 Bergförvarets geometri.

2. JÄMFÖRANDE STUDIER AV BERGFÖRVAR MED AXISYMMETRISK OCH PLAN GEOMETRI HOS FEM-MODELLERNA

2.1 Bakgrund

Vid valet av FEM-modell för tunnel med deponeringshål uppstår problem på grund av tunnelns och deponeringshållets olika geometri. Tunneln kan betraktas som oändligt lång och analysen kan göras för plan töjning. För ett deponeringshål gäller ej detta utan hålet måste studeras genom en axisymmetrisk analys där en symmetriaxel kan definieras och elementen får karaktären av "tårtbitar", se Fig 2.1.

Det gäller vidare att studier där sprickelement ingår måste utföras i plan modell. Detta kan ge missvisande resultat vad gäller analyserna för deponeringshållet. För att ha kontroll över detta och kunna tolka resultaten av sprickanalyserna har vi utfört linjärelastiska analyser utan sprickelement i både plana och axisymmetriska modeller. Vi har studerat tre olika fall, där de horisontella spänningarna, σ_h , har varierats enligt förhållandet $\sigma_h/\sigma_v = 0.25, 1.0$ och 1.5 , och där σ_v är vertikalspänningen. För ingående studier av programmet ADINA hänvisas till Bathe-Wilson (1976) och Bathe (1976).

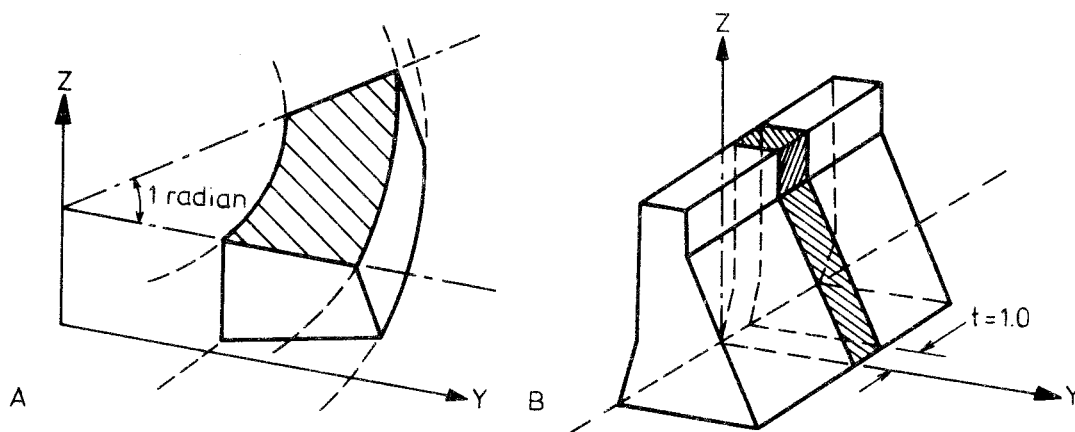


Fig 2.1 Elementtyper för finit elementanalys.
A axisymmetriskt
B plant

2.2 Förutsättningar och indata

Elementnätet består av 446 nodpunkter och 396 element, fördelade på två elementgrupper, Fig 2.2. Den första elementgruppen består av 220 element grupperade kring deponeringshålet och den andra gruppen som har 176 element utgör bergmassan ovanför och kring tunneln. Materialparametrarna för berget är följande:

elasticitetsmodul, $E = 50 \text{ GPa}$

tvärkontraktionstal, $\nu = 0.20$

densitet, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Dessa data är hämtade från tidigare undersökningar på Stripa-granit för KBS-projekt och utförda vid avdelningen för Bergmekanik, Stephansson (1977).

Modellerna belastas i två steg. I första steget belastas den övre och högra randen. Dessa laster, som skall simulera bergspänningarna, är vertikalt nedåtriktade respektive horisontella och riktade mot vänster. Lasten på den övre randen är lika med tyngden av den ovanliggande bergpelaren med tjockleken 485 m, d v s $\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h = 2500 \cdot 9.81 \cdot 485 = 11.89 \text{ MPa}$.

Vi har studerat tre olika lastfall där den horisontella lasten varierats. För lastfall enligt elasticitetsteorin gäller:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v = 0.25 \cdot \sigma_v$$

För lastfall med samma horisontal som vertikalbelastning gäller:

$$\sigma_h = 1.0 \cdot \sigma_v$$

För lastfall med dominerande horisontalbelastning gäller:

$$\sigma_h = 1.5 \cdot \sigma_v$$

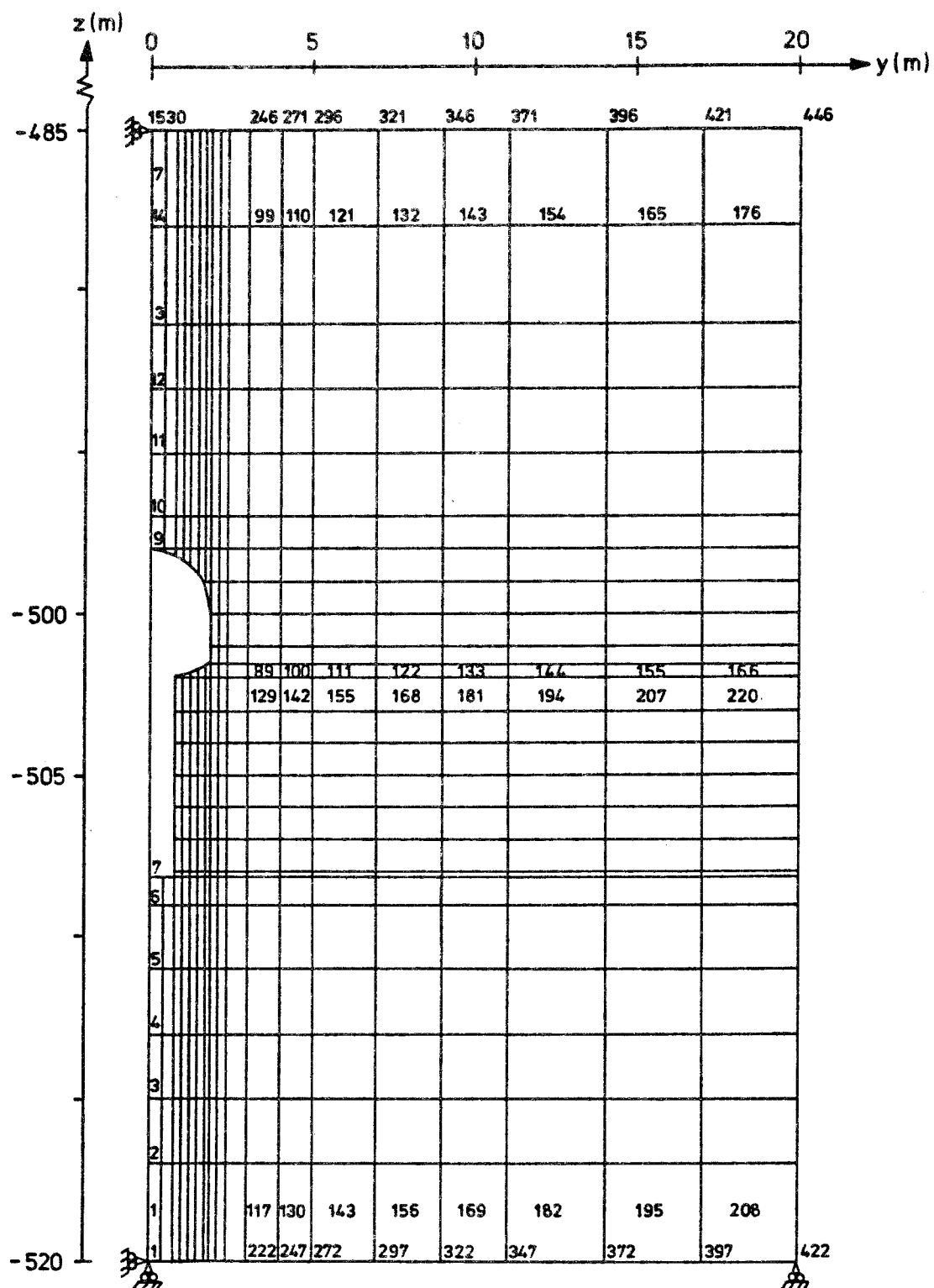


Fig 2.2 Elementnät, siffrorna anger nodnummer samt elementnummer i mitten av elementen.

De vertikala och horisontella lasterna fördelas som nodkrafter. Två olika lastberäkningar måste göras, för den plana och den axisymmetriska analysen, beroende på skillnaden i belastad elementarea.

I belastningssteg två anbringas laster som simulerar trycket från svällande bentonit. Svällningstrycket i deponeringshålet uppgår till 10 MPa. Lasterna fördelas som nodkrafter i noderna längs bergrummets vägg.

2.3 Resultat och utvärderingar

Resultatet föreligger i form av spännings- och förskjutningsbilder som visar huvudspänningarnas och förskjutningarnas riktning och storlek i snittet. För den axisymmetriska modellen finns dessutom diagram som visar den horisontella tangentialspänningens variation längs deponeringshålet.

2.3.1 Lastfall med spänningar enligt elasticitetsteorin,

$$\sigma_h = 0.25 \sigma_v$$

I Fig 2.3 och 2.4 visas spänningarna kring tunnel och deponeringshål. Vi sammanfattar resultatet genom att jämföra spänningarna i tre områden i modellerna nämligen vid deponeringshålet, vid nedre delen av tunneln och vid övre delen av tunneln, se Tabell 2.1.

Tabell 2.1 Största huvudspänningen i tre områden kring tunnel och deponeringshål. (Endast tryckspänningar) $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$

	Utan bentonit		Med bentonit	
	Plant töjnings-tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)	Plant töjnings-tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)
Vid deponeringshålet	32	①9	12	①2
Kring tunnelns nedre del	②4	18	③0	17
Kring tunnelns övre del	②2	15	①7	15

De spänningsvärden som bäst återger det verkliga spänningstillståndet kring ett förvar återges med inringade siffror i tabellen. Spänningarna är återgivna för elementen nr 19 (elementgrupp 1) samt nr 40 och nr 57 (elementgrupp 2), Fig 2.3.

Utan bentonit får vi, tack vare låga horisontella initiella spänningar, ett spänningstillstånd där den största huvudspänningen är riktad nära vertikalt. Allmänt kan vi konstatera att den plana analysen ger större spänningskoncentrationer än den axisymmetriska. Detta gäller dock ej för deponeringshålets övre del där spänningarna för det axisymmetriska fallet är större. När förvaret fylls med svällande bentonit fås stora dragspänningar ovanför tunneln och under deponeringshålet i analysen med plant spänningstillstånd. Detta sker som ett resultat av höga inre laster på deponeringshålets väggar kombinerat med en låg horisontallast, $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$. Dragspänningszonens utbredning ovanför tunneln återges i Fig 2.5.

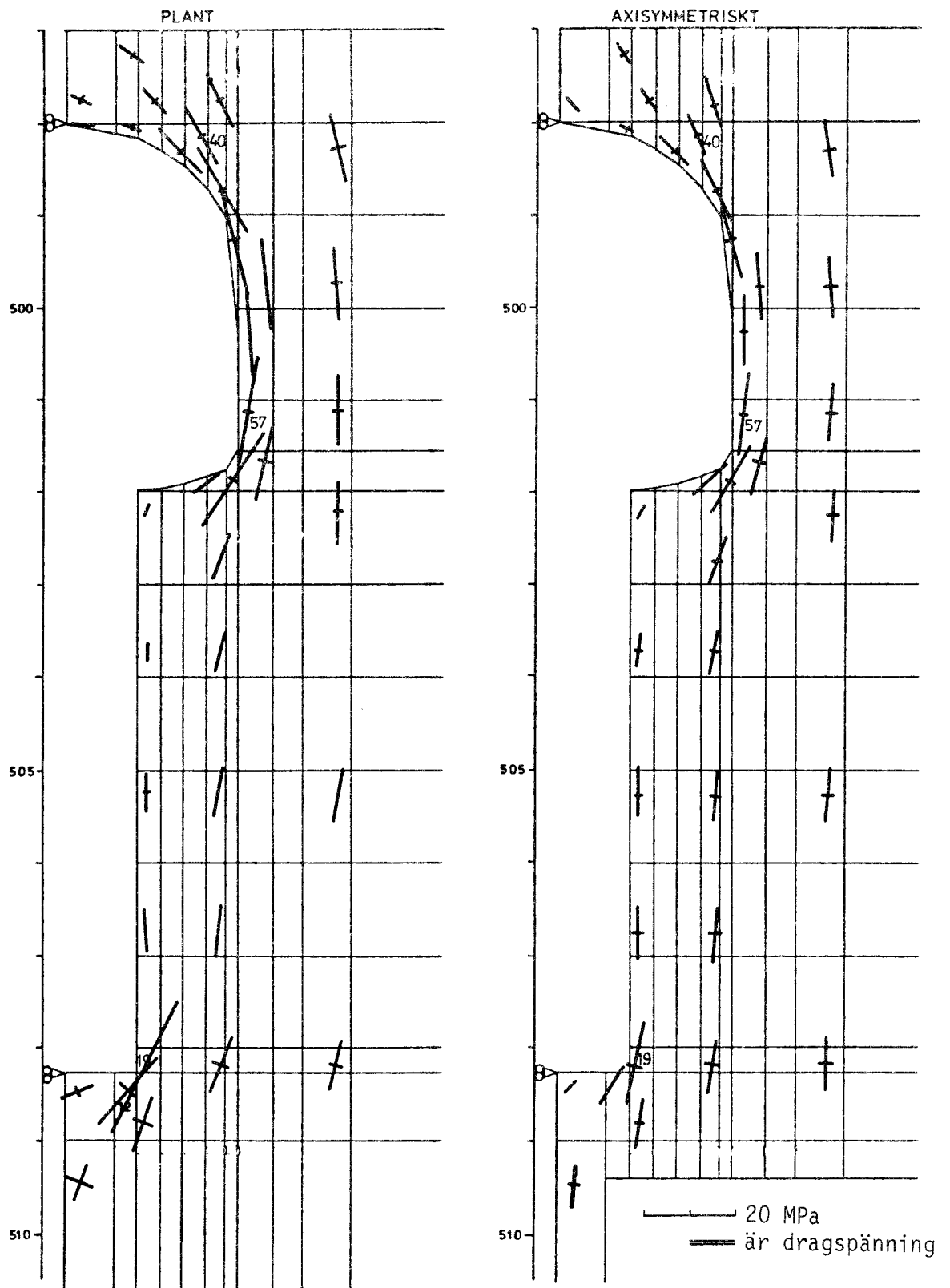


Fig 2.3 Spänningar kring tunnel och deponeringshål
 $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$, utan bentonit.

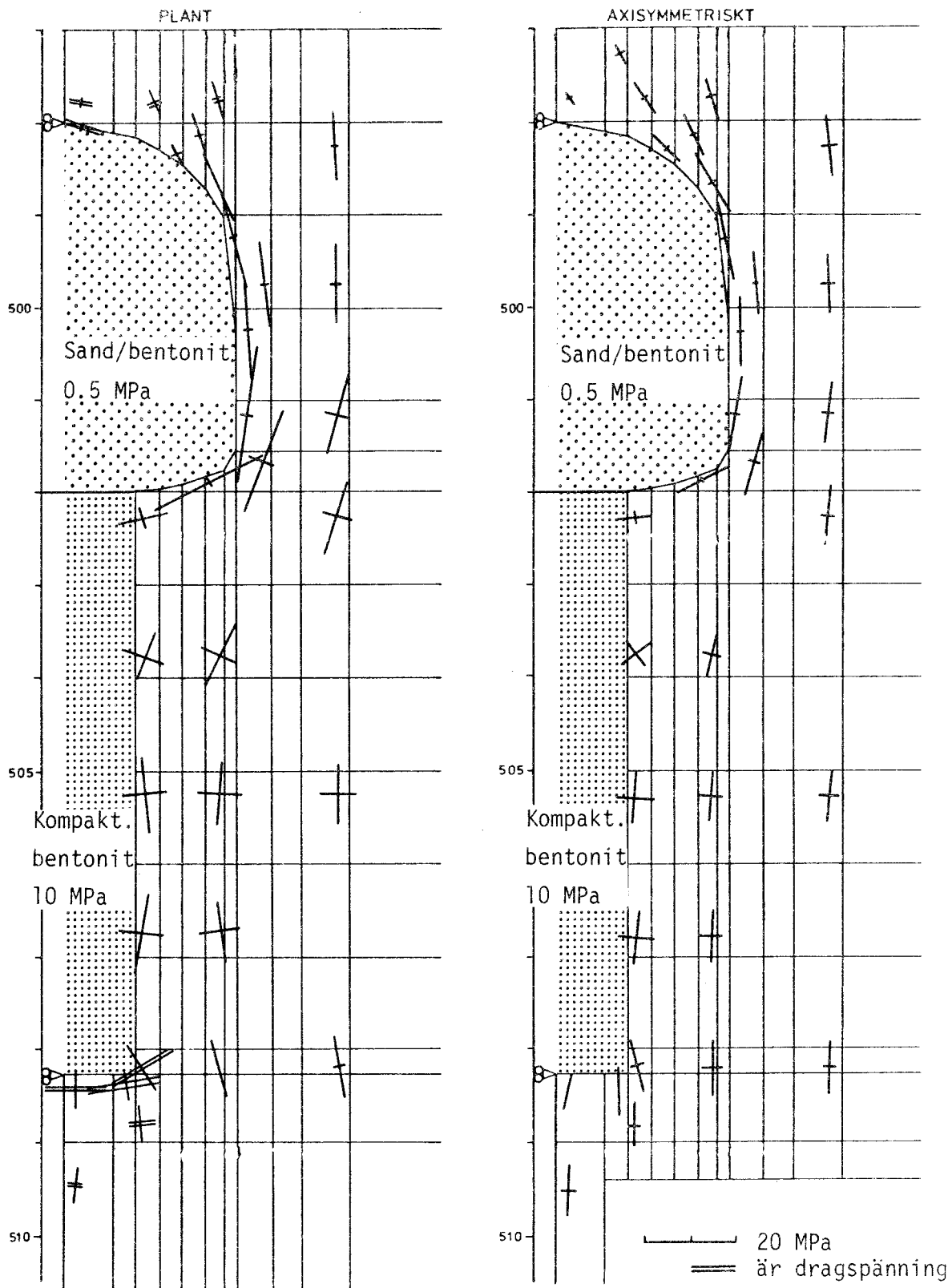


Fig 2.4 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$, med bentonit.

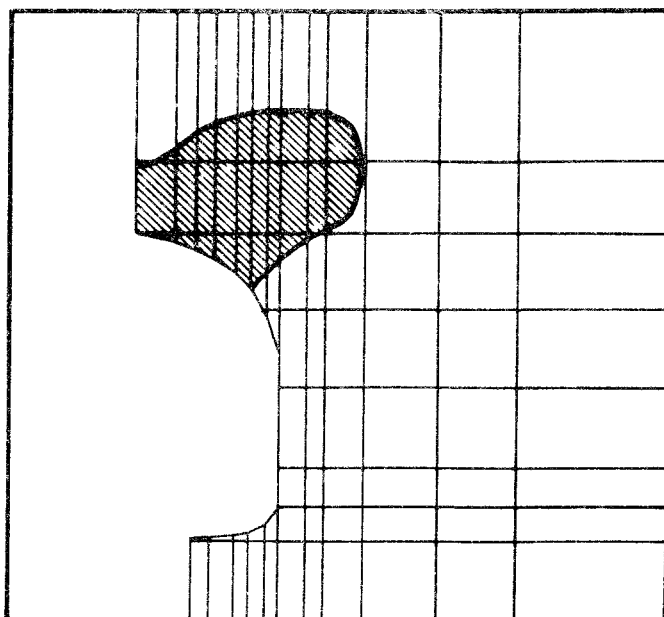


Fig 2.5 Dragspänningszonens utbredning utanför bentonitfylld tunnel. $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$, analys vid plant töjningstillstånd.

I den axisymmetriska analysen finns ej dessa dragspänningar, svälltrycket i bentoniten räcker till för att reducera spänningskoncentrationerna under hålet. I den axisymmetriska analysen får vi emellertid en annan effekt som är viktig att påpeka. Vi betraktar Fig 2.6 som visar den horisontella tangentialspänningens variation längs deponeringshålet. Av figuren framgår att efter bentonitfyllning uppträder en tangentiell dragspänning, 6 MPa, vid hålets övre del. Kombinationen låga initieella horisontalspänningar och höga inre svälltryck ger dragspänningar.

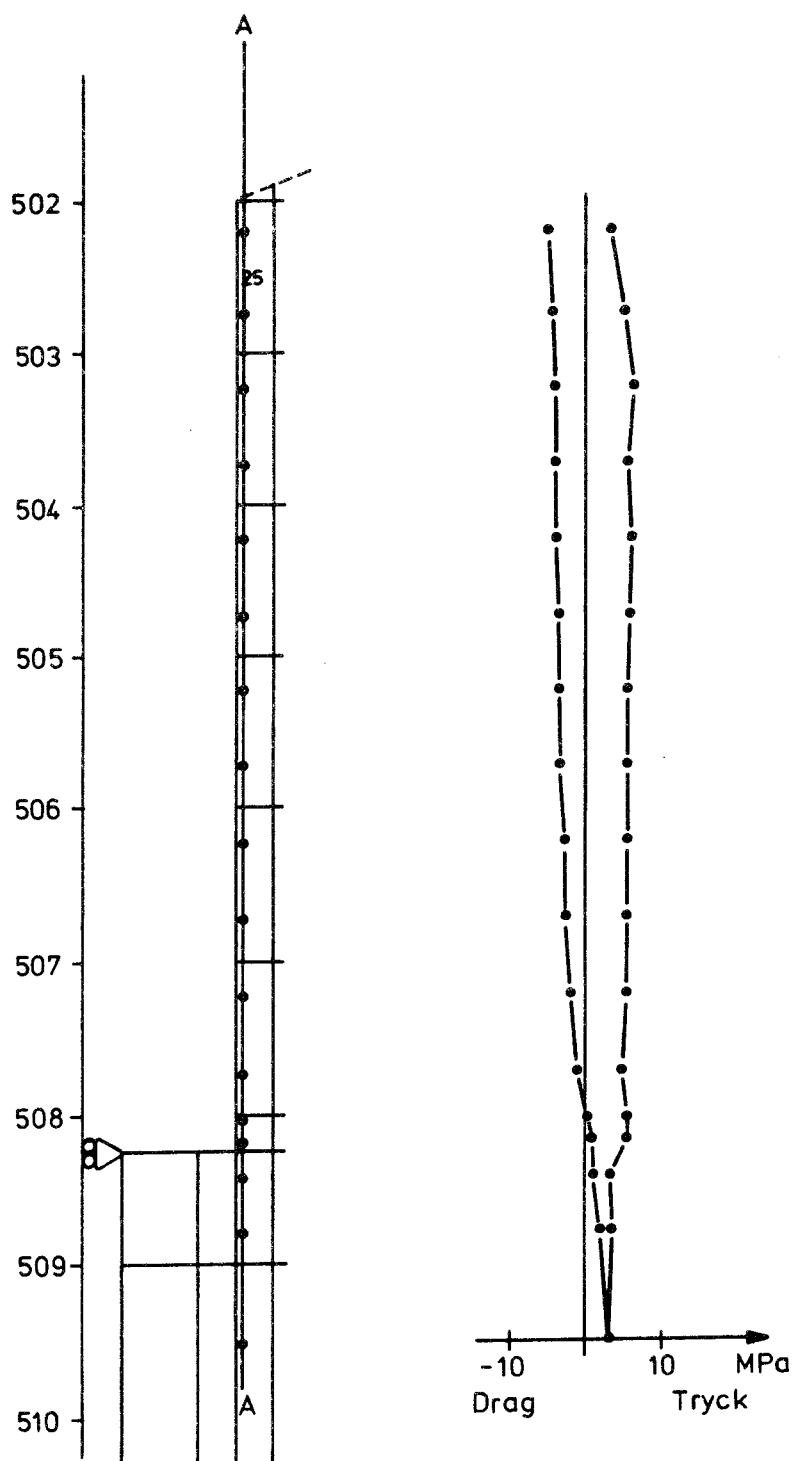


Fig 2.6 Horisontella tangentialspänningens variation längs snittet A - A. Axisymmetrisk modell, $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$. Högra kurvan - utan bentonit, vänstra kurvan - med bentonit.

2.3.2 Lastfall med samma horisontal- och vertikallast,

$$\sigma_h = 1.0 \sigma_v$$

Vi studerar Fig 2.7 och 2.8 och jämför spänningarna vid deponeringshålet kring tunnelns nedre och övre delar.

Tabell 2.2 Största huvudspänningen i tre områden kring tunnel och deponeringshål, $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$.

	Utan bentonit		Med bentonit	
	Plant töjnings-tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)	Plant töjnings-tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)
Vid deponeringshålet	71	25	30	14
Kring tunnelns nedre del	9	15	16	17
Kring tunnelns övre del	33	19	27	18

För öppet förvar får vi stora spänningskoncentrationer ovanför tunneln och nedanför deponeringshålet. Detta gäller framförallt i den plana analysen.

Den plana analysen ger överallt större spänningar än den axisymmetriska med undantag av området kring deponeringshållets övre delar. Vid bentonitfyllning sker en gynnsam spänningsutjämning. De stora tryckspänningskoncentrationerna försvinner liksom de låga spänningarna kring deponeringshålet i den plana analysen. Samma gynnsamma resultat får vi i den axisymmetriska analysen. Utan bentonitfyllning uppgår de tangentiella tryckspänningarna till ungefär 25 MPa vid deponeringshållets övre del men de reduceras till ca 15 MPa vid bentonitfyllningen.

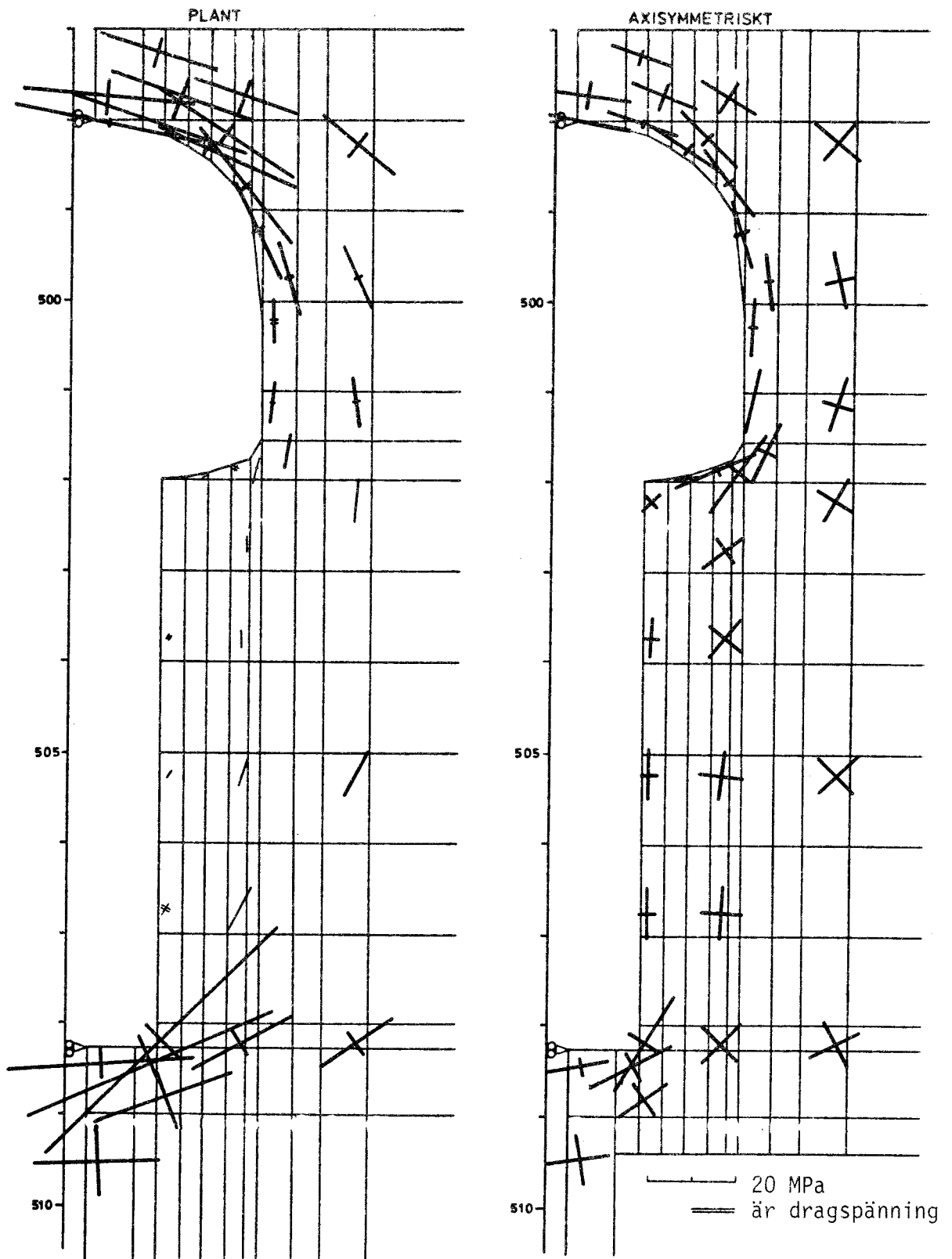


Fig 2.7 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$, utan bentonit

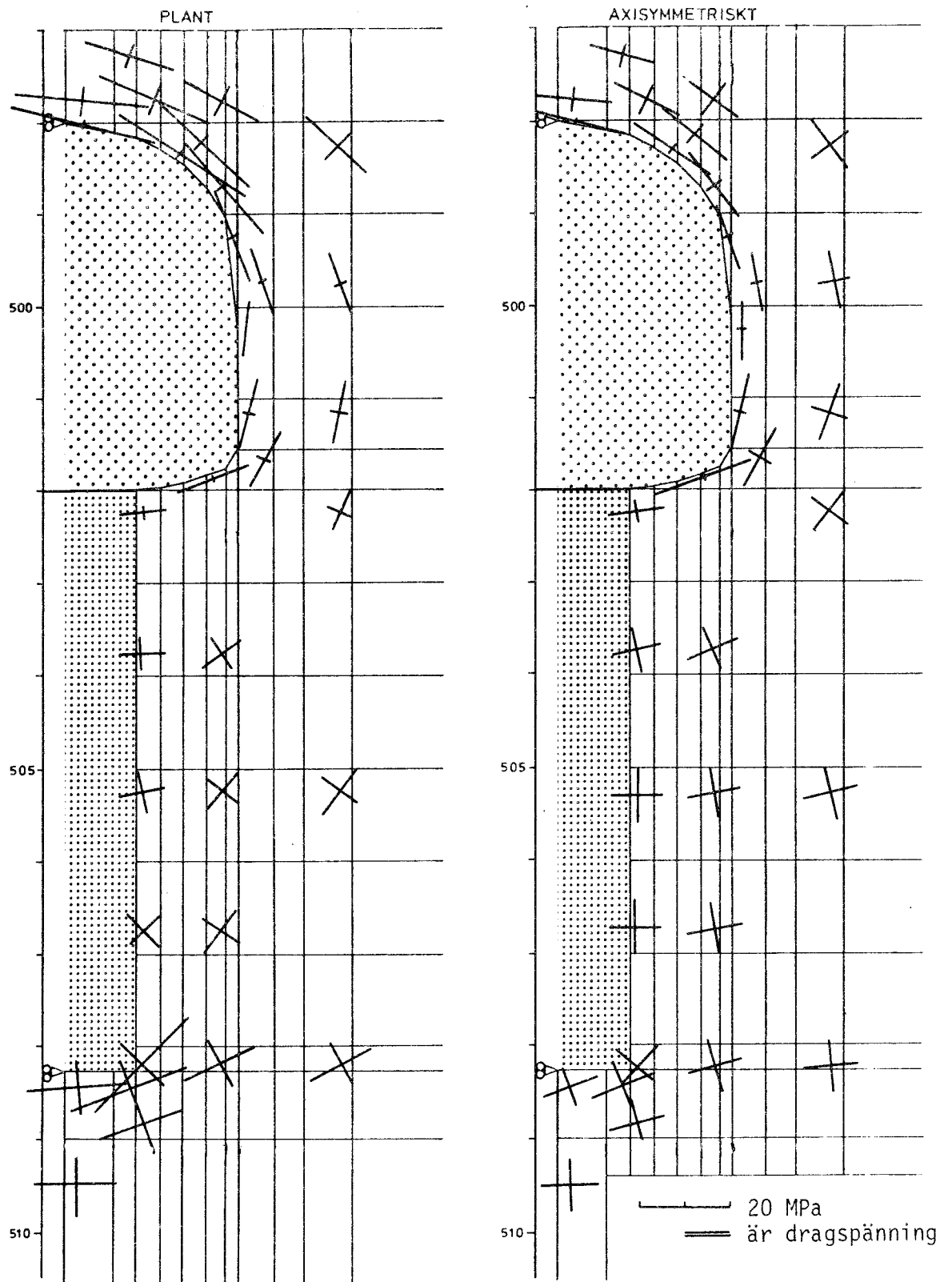


Fig 2.8 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$, med bentonit.

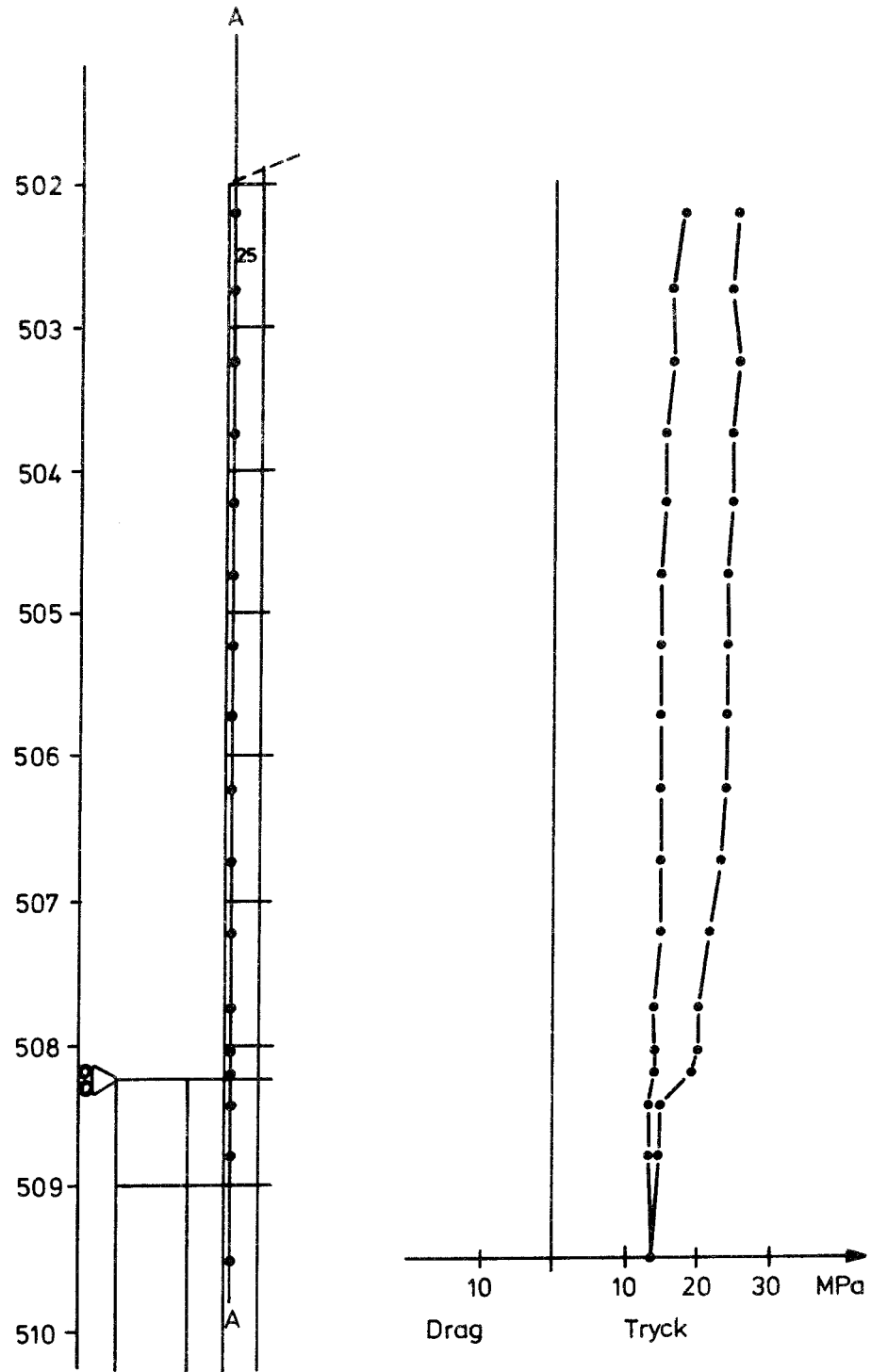


Fig 2.9 Horisontella tangentialspänningens variation längs snittet A - A. Axisymmetrisk modell, $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$. Högra kurvan - utan bentonit, vänstra kurvan - med bentonit.

2.3.3 Lastfall med dominerande horisontallast,

$$\sigma_h = 1.5 \sigma_v$$

Vi studerar Fig 2.10 och 2.11 och jämför spänningarna vid deponeringshålet, kring tunnelns nedre samt i tunnelns övre delar.

Tabell 2.3 Största huvudspänningen i tre områden kring tunnel och deponeringshål. (Endast tryckspänningar) $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$

	Utan bentonit		Med bentonit	
	Plant töjnings- tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)	Plant töjnings- tillstånd (MPa)	Axisymmetriskt tillstånd (MPa)
Vid deponeringshålet	99	30	58	21
Kring tunnelns nedre del	-	17	6	16
Kring tunnelns övre del	42	22	36	21

Vid brytning av rummet får vi stora tryckspänningskoncentrationer under deponeringshålet och ovan tunneln och ett område med låga spänningar från deponeringshålets botten upp till tunnelns mitt. Detta i den plana analysen.

I den axisymmetriska analysen uppträder ej detta utan vi har här ett homogent tryckspänningsfält. Då deponeringshålet i verkligheten bäst simuleras med axisymmetrisk modell blir förmodligen inte spänningstillståndet så högt som den plana

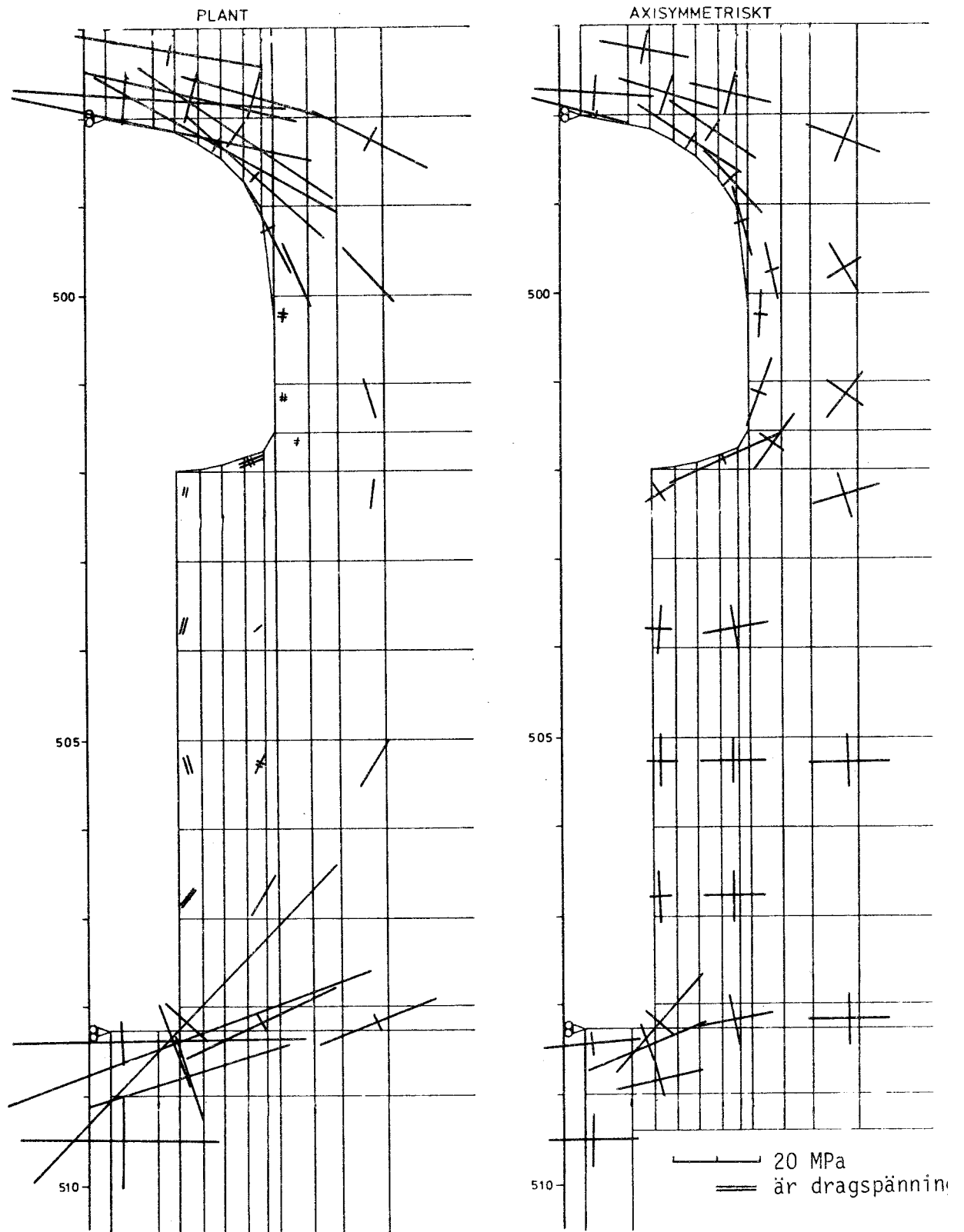


Fig 2.10 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$, utan bentonit.

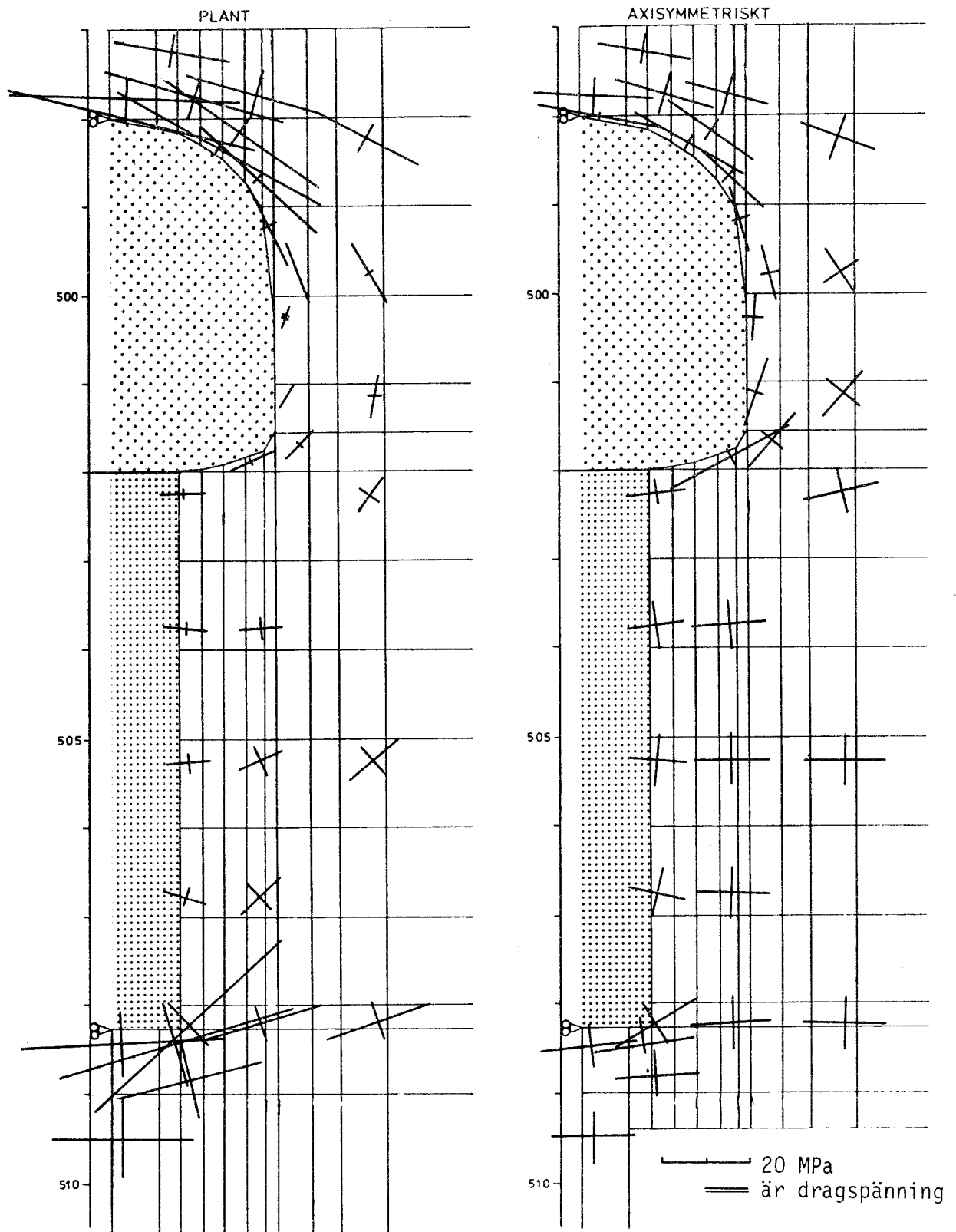


Fig 2.11 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$, med bentonit.

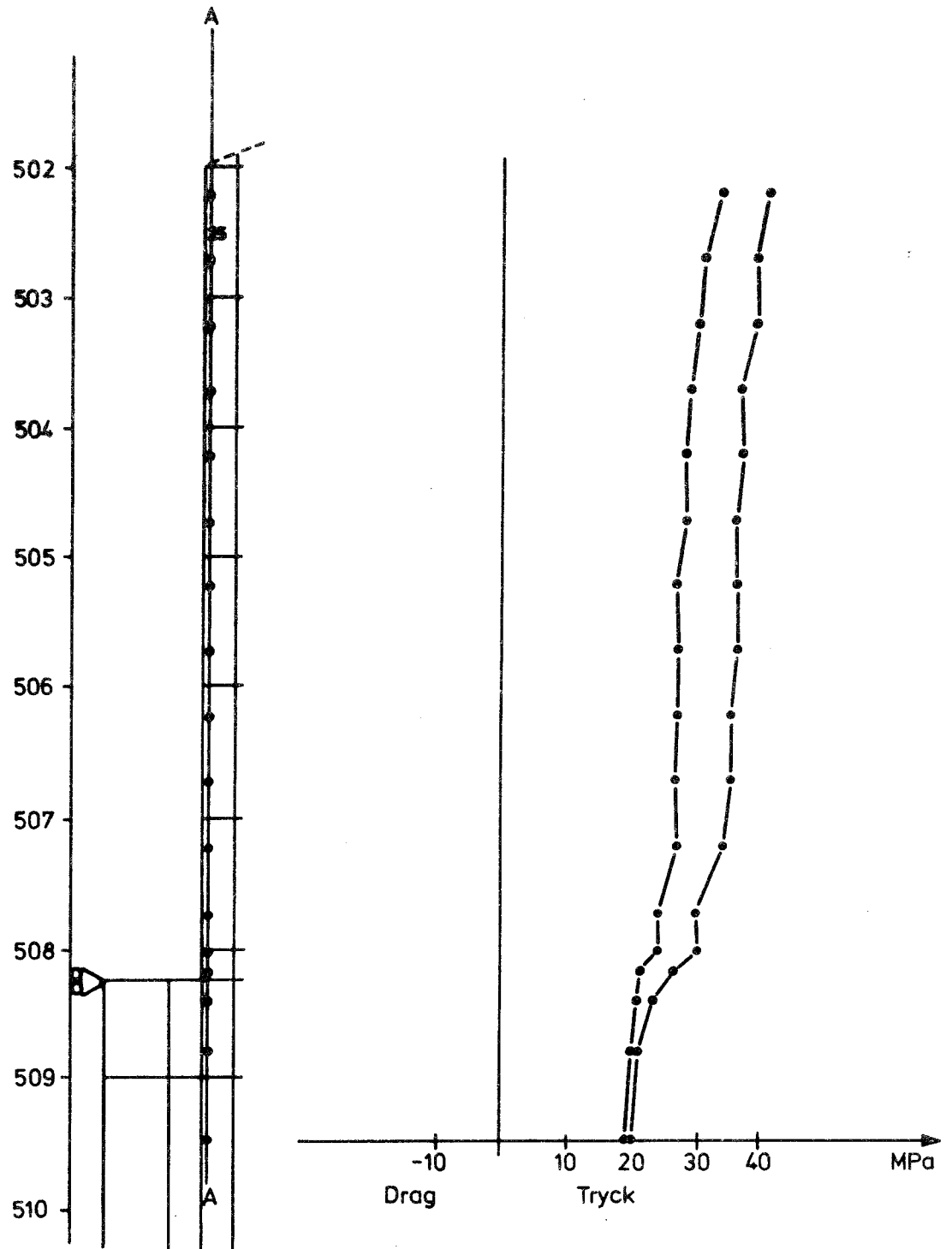


Fig 2.12 Horisontella tangentialspänningens variation längs snittet A - A. Axisymmetrisk modell, $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$. Högra kurvan - utan bentonit, vänstra kurvan - med bentonit.

analysen visar. Efter bentonitfyllning får vi en utjämning av spänningarna. Tryckspänningarna ovan orten och under deponeringshålet reduceras. Tangentialspänningarna enligt Fig 2.12 reduceras från 40 MPa till ca 30 MPa.

2.3.4 Förskjutningar

Förskjutningarna som fås vid bentonitfyllning visas i Fig 2.13. Dessa orsakas av svälltrycket och uppgår till någon millimeter i analysen för plant töjningstillstånd och någon tiondels millimeter i det axisymmetriska fallet. Rörelsen är huvudsakligen horisontellt riktad.

2.4 Jämförelser

Analyserna vid plant tillstånd ger i allmänhet högre spänningar än analyserna för det axisymmetriska fallet. Undantaget är deponeringshålets övre del där det motsatta förhållandet gäller. I den axisymmetriska modellen utjämnas spänningarna över hela strukturen. Vidare ger den axisymmetriska modellen, vid bentonitbelastning, förskjutningar som till beloppet är ungefär en åttondel av förskjutningarna vid analysen med plant tillstånd. Detta är viktigt att känna till vid tolkningen av FEM-analyser med sprickor, speciellt kring deponeringshålet som har axisymmetrisk geometri. Vid jämförelsen mellan de olika lastfallen kan vi konstatera att fallet $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$ ger de gynnsammaste spänningsförhållandena. I fallet där horisontaltrycket är lika med en fjärdedel av vertikaltrycket, $\sigma_h = 0.25 \sigma_v$, uppträder dragspänningar i samband med bentonitfyllningen av deponeringshålet. Dessa framträder i både analysen för plan töjning och analysen för axisymmetriskt tillstånd.

I fallet där horisontaltrycket är lika med 1.5 gånger vertikaltrycket, $\sigma_h = 1.5 \sigma_v$, fås stora tryckspänningar, speciellt ovanför tunneln. Här kan även dragspänningar uppträda, framför allt i tunnelväggarna. Efter att bentonitlasten införts sker dock en viss spänningsutjämning. Lastfallet med horisontaltrycket lika med vertikaltrycket, $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$, ger slutligen ett mellanting mellan de tidigare nämnda. Den svällande bentoniten med svälltrycket 10 MPa kommer i denna modell att balansera de horisontella spänningarna. Man kan av detta dra slutsatsen att det bästa spänningstillståndet uppnås om man lyckas balansera inre bentonittryck och yttre spänningar i berget så att de blir lika stora. Detta belyses i Fig 2.14, som visar spänningstillståndet plant och axisymmetriskt för fallet $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$ med ett inre bentonittryck på 10 MPa i hela förvaret. Spänningstillståndet är som synes homogent och gynnsamt.

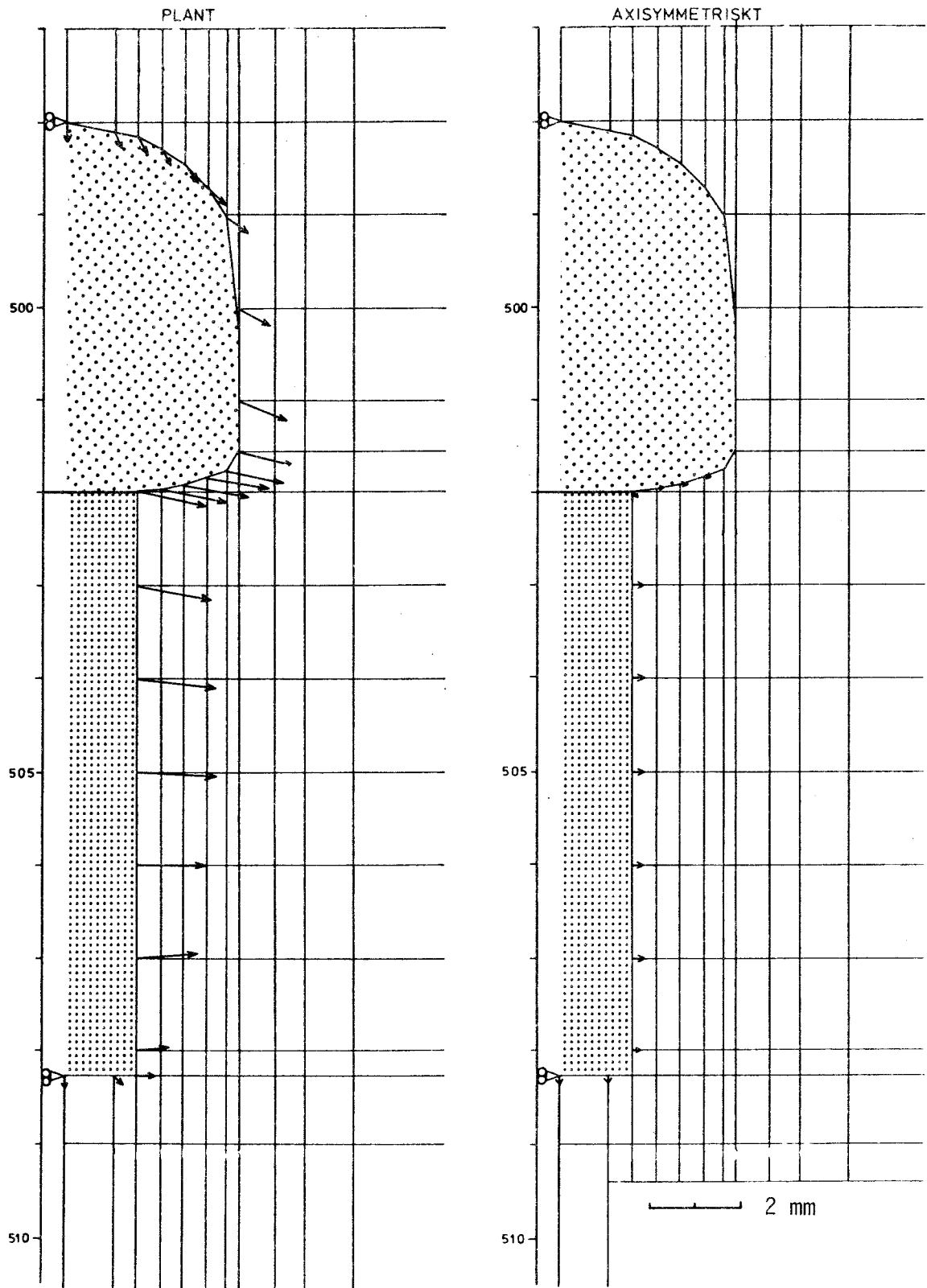


Fig 2.13 Förskjutningar orsakade av bentonitsvällning

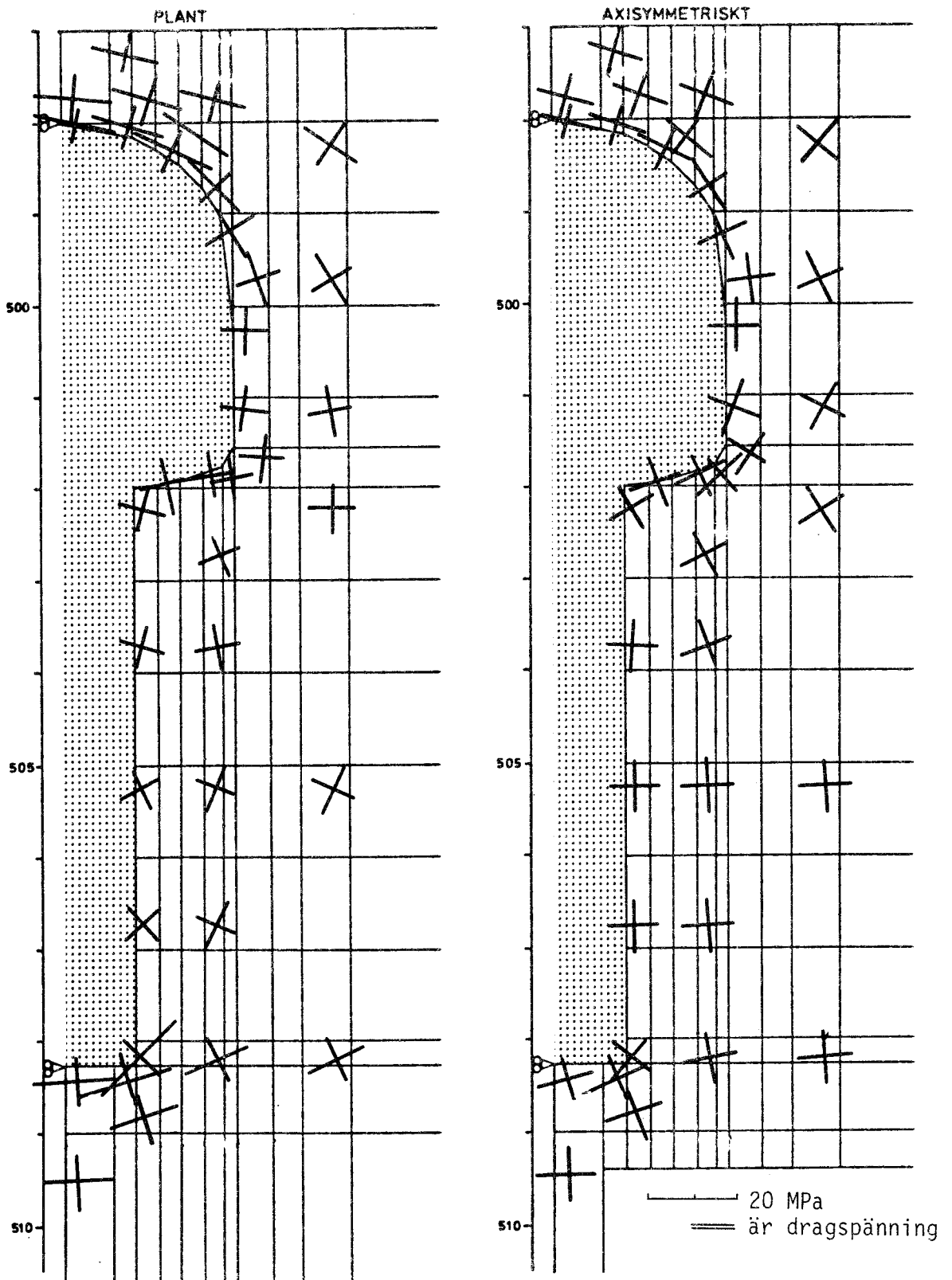


Fig 2.14 Spänningar kring tunnel och deponeringshål.
 $\sigma_h = 1.0 \sigma_v$, med bentonit.

10 MPa svällningstryck i hela förvaret.

3. STUDIER AV BERGFÖRVAR I SPRUCKET BERG

3.1 Bakgrund

Syftet med FEM-analysen är att studera effekten av bentonit-svällning och bentonitinträngning i bergförvar som har inducerade sprickor. Sprickorna kan härröra från exempelvis sprängning.

Bentonitsvällningen kan, enligt Pusch (1978) ge ett tryck mot bergväggen på 10 MPa. Vid 0.2 m bentonitinträngning i sprickor beräknas medelsvällningstrycket uppgå till ca 3 MPa och vid 0.5 m inträngning till drygt 1 MPa, Fig 3.1. Detta gäller den kompakterade bentoniten som skall placeras i deponeringshålet och omge avfallskapslarna.

Tunneln kommer att fyllas med en sand/bentonit blandning som antas ge ett svällningstryck på 0.5 MPa. Någon inträngning och svällning i sprickor kan inte ske i tunneldelen.

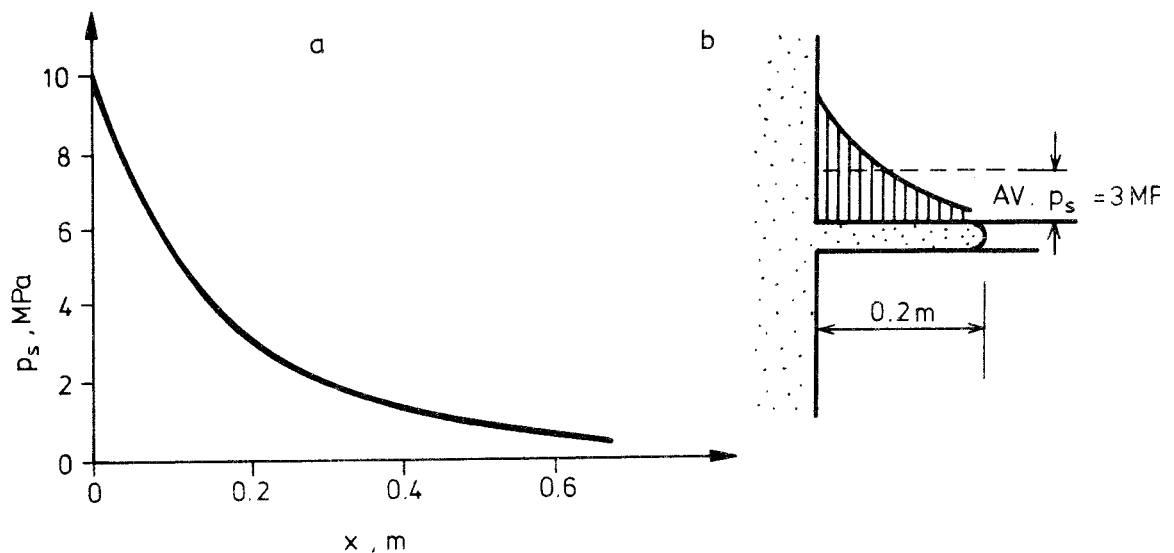


Fig 3.1 Svällningstryck hos bentonit
 a Svällningstryck som funktion av inträngningsdjup.
 b Antagen fördelning av svällningstryck
 vid 0.2 m inträngning.
 (efter Pusch, 1978)

3.2 Förutsättningar och ingångsdata

Sprickanalyserna är genomförda på en modell vid plant töjnings-tillstånd. Modellen har ett inducerat spricksystem orsakat av brytningen. En översiktsbild av nätets utsträckning och randvillkor visas i Fig 3.2.

Modellen med inducerade sprickor visas i Fig 3.3 . Den skall simulera sprickor uppkomna vid exempelvis sprängningen. Därav avlänkningen av sprickorna vid tunneltaket. Sprickorna når ända ut till randen av modellen med öppningen placerad vid 500 m djup. Sprickparametrarna varierar här på så sätt att innanför den streckade linjen i Fig 3.3, d v s närmast öppningen är sprickorna aktiverade med egenskaper enligt tabell 3.1 medan deras inverkan utanför den streckade linjen har eliminerats genom en parameter-sättning enligt tabell 3.2, som simulerar fast berggrund. Detta är gjort för att sprickelementen så riktigt som möjligt skall kunna simulera verkliga sprickor vars propagering upphört längre in i strukturen. Bentonitfyllda sprickor simuleras med den parameteruppsättning som framgår av tabell 3.3. Sprickelement som i samband med fyllning av tunnel och deponeringshål, kommer att finnas i bentoniten, ges speciellt "mjuka" egenskaper enligt tabell 3.4. Vid analysen används sprickelement som utvecklats av Goodman (1976). Deras icke linjära deformationsegenskaper i normal-led simuleras med ett hyperboliskt samband mellan last och förskjutning. Sprickornas skjuvhållfasthet tilldelas egenskaper som ansluter sig till en av Barton (1974) utvecklad modell. Groth och Jonasson (1978).

De fasta bergblocken som omges av sprickorna antas vara elastiska och deras materialdata framgår av Tabell 3.5 liksom egenskaperna hos kompakterad bentonit och sand/bentonitblandningen.

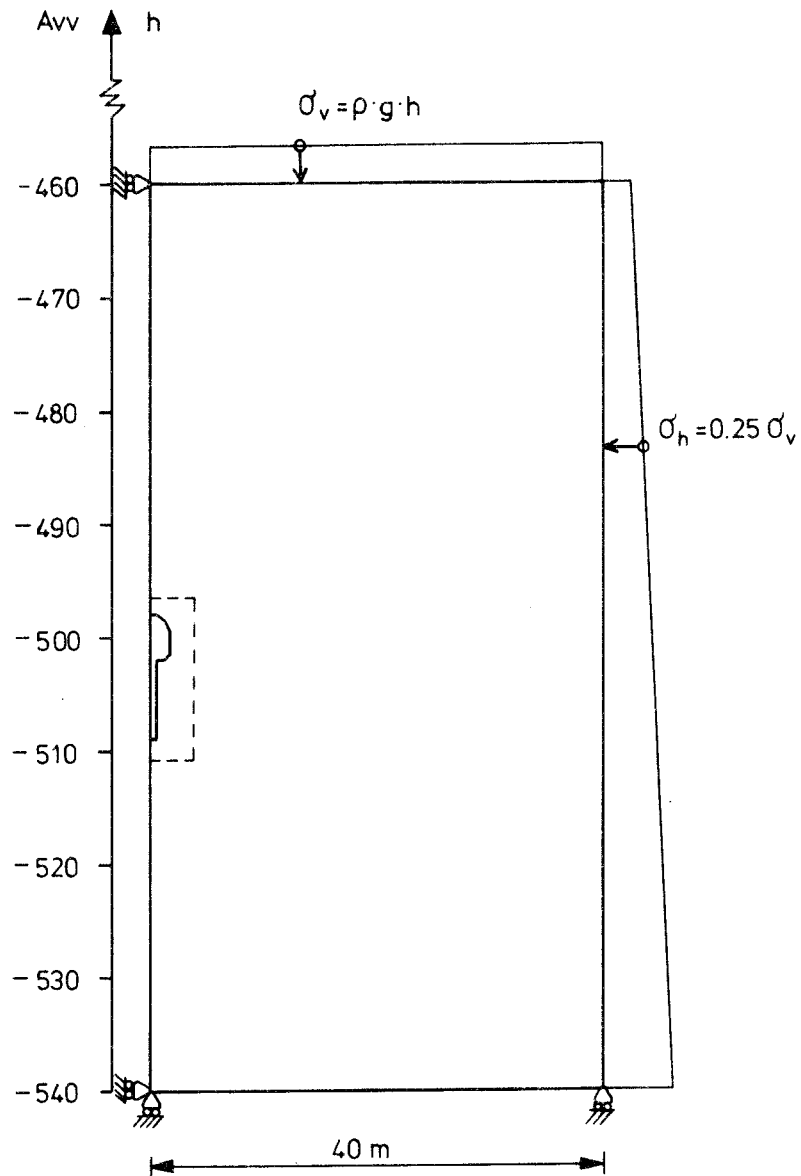
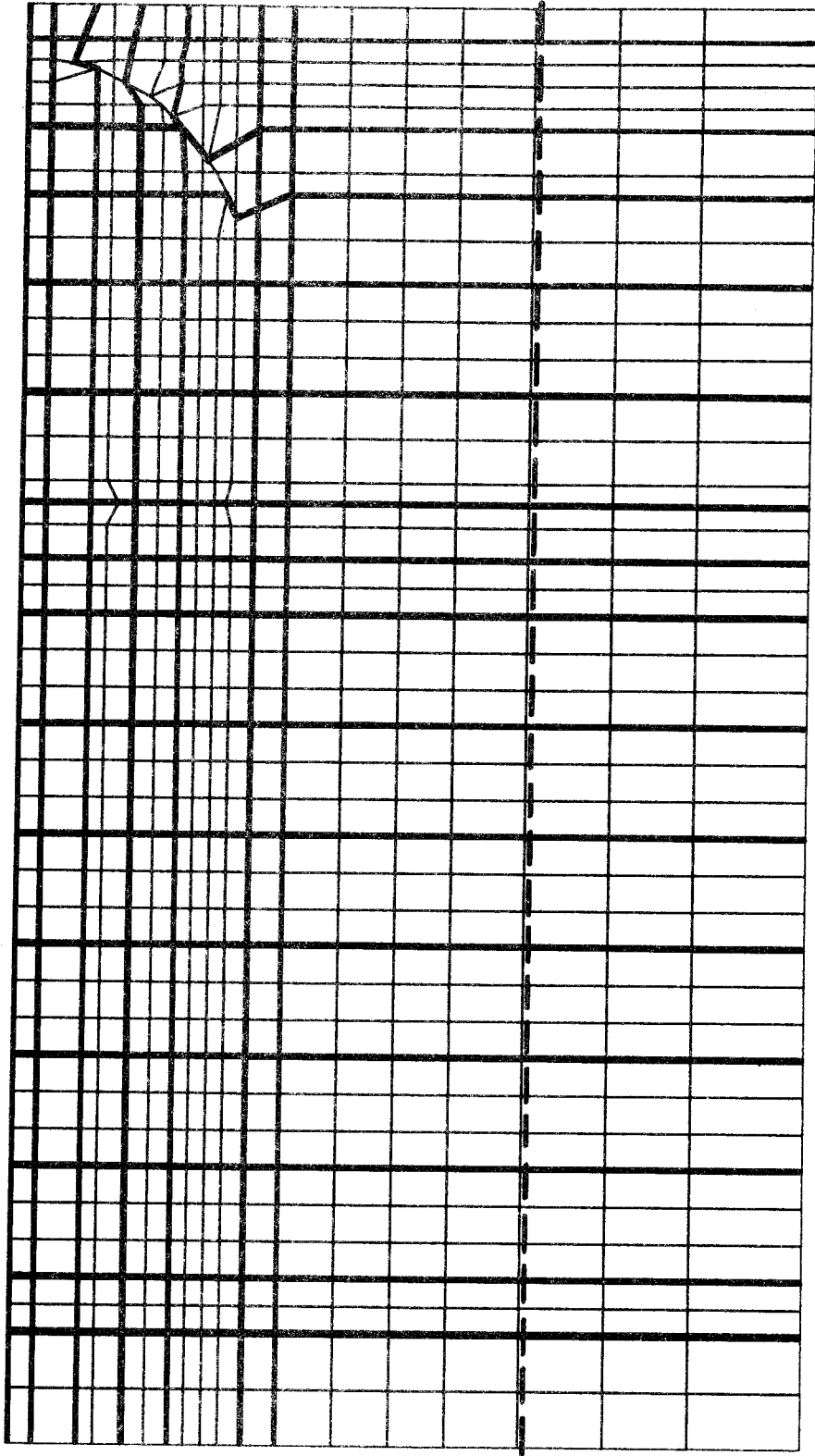


Fig 3.2 Översiktsbild av nätets utsträckning och randvillkor vid analys med inducerade spricksystem

26 24



71

Fig 3.3 Modell med inducerade sprickor.

Tabell 3.1 Ingångsparametrar för sprickelement för inducerade sprickor. Materialnummer 4.

WALL ROCK COMPRESSIVE STRENGTH, JCS	=	-30.000	MPA
INITIAL TENSILE STRENGTH FOR JOINT	=	100.000	KPA
RESIDUAL FRICTION ANGLE	=	25.000	DEGR
JOINT ROUGHNESS COEFF. -JRC- (BARTON)	=	10.000	
AVER. AMPLITUDE OF ASPERITIES	=	50.000	MM
REFERENCE STRESS (SEATING LOAD)	=	-200.000	KPA
MAXIMUM NORMAL CLOSURE	=	-1.700	MM
SPEC. NORMAL LOAD	=	100.000	KPA
DISP. FROM SEATING LOAD TO SPEC. LOAD	=	4.500	MM
SHEAR STIFFNESS - MIN- VALUE-	=	0.100E+03	MPA/M
CRITICAL JOINT LENGTH (BARTON)	=	0.300	M
RATIO OF RESID. TO PEAK SHEAR STRENGTH	=	0.600	
MASS DENSITY	=	2.500	MG/M3

Tabell 3.2 Ingångsparametrar för sprickor i bergmassan utanför den inducerade uppsprickningen. Materialnummer 5.

WALL ROCK COMPRESSIVE STRENGTH, JCS	=	-30.000	MPA
INITIAL TENSILE STRENGTH FOR JOINT	=	10000.000	KPA
RESIDUAL FRICTION ANGLE	=	50.000	DEGR
JOINT ROUGHNESS COEFF. -JRC- (BARTON)	=	20.000	
AVER. AMPLITUDE OF ASPERITIES	=	50.000	MM
REFERENCE STRESS (SEATING LOAD)	=	-200.000	KPA
MAXIMUM NORMAL CLOSURE	=	-0.200	MM
SPEC. NORMAL LOAD	=	10000.000	KPA
DISP. FROM SEATING LOAD TO SPEC. LOAD	=	0.200	MM
SHEAR STIFFNESS - MIN- VALUE-	=	0.250E+05	MPA/M
CRITICAL JOINT LENGTH (BARTON)	=	0.300	M
RATIO OF RESID. TO PEAK SHEAR STRENGTH	=	0.600	
MASS DENSITY	=	2.500	MG/M3

Tabell 3.3 Ingångsparametrar för bentonitfyllda sprickor.
Materialnummer 6.

WALL ROCK COMPRESSIVE STRENGTH, JCS	=	-30.000	MPA
INITIAL TENSILE STRENGTH FOR JOINT	=	100.000	KPA
RESIDUAL FRICTION ANGLE	=	0.0	DEGR
JOINT ROUGHNESS COEFF. -JRC- (BARTON)	=	0.0	
AVER. AMPLITUDE OF ASPERITIES	=	0.0	MM
REFERENCE STRESS (SEATING LOAD)	=	-1500.000	KPA
MAXIMUM NORMAL CLOSURE	=	-1.700	MM
SPEC. NORMAL LOAD	=	100.000	KPA
DISP. FROM SEATING LOAD TO SPEC. LOAD	=	4.500	MM
SHEAR STIFFNESS - MIN- VALUE-	=	0.100E+02	MPA/M
CRITICAL JOINT LENGTH (BARTON)	=	0.300	M
RATIO OF RESID. TO PEAK SHEAR STRENGTH	=	0.600	
MASS DENSITY	=	2.500	MG/M3

Tabell 3.4 Ingångsparametrar för sprickelement i bentonit-
fyllen. Materialnummer 7.

WALL ROCK COMPRESSIVE STRENGTH, JCS	=	-1.000	MPA
INITIAL TENSILE STRENGTH FOR JOINT	=	100.000	KPA
RESIDUAL FRICTION ANGLE	=	0.0	DEGR
JOINT ROUGHNESS COEFF. -JRC- (BARTON)	=	0.0	
AVER. AMPLITUDE OF ASPERITIES	=	0.0	MM
REFERENCE STRESS (SEATING LOAD)	=	-1000.000	KPA
MAXIMUM NORMAL CLOSURE	=	-80.000	MM
SPEC. NORMAL LOAD	=	200.000	KPA
DISP. FROM SEATING LOAD TO SPEC. LOAD	=	4.000	MM
SHEAR STIFFNESS - MIN- VALUE-	=	0.100E+02	MPA/M
CRITICAL JOINT LENGTH (BARTON)	=	1.000	M
RATIO OF RESID. TO PEAK SHEAR STRENGTH	=	0.600	
MASS DENSITY	=	2.500	MG/M3

Tabell 3.5 Materialdata för de tvådimensionella elementen vid FEM-analys med sprickor.

Granit, materialnummer 1:

Elasticitetsmodul	50 GPa
Tvärkontraktionstal	0.2
Densitet	2500 kg/m ³

Kompakterad bentonit, enligt Pusch (1978), materialnummer 2:
I deponeringshål

Elasticitetsmodul	0.3 GPa
Tvärkontraktionstal	0.15
Densitet	2100 kg/m ³

Sand/bentonitblandning, materialnummer 3:
I tunnel

Elasticitetsmodul	0.1 GPa
Tvärkontraktionstal	0.35
Densitet	2000 kg/m ³

Parametervärdena för graniten är i huvudsak hämtade från KBS Tekniska Rapport 29, Stephansson (1977) och baserar sig på tester av Stripagranit. En analys om parametrarnas inverkan på resultatet förs i den avslutande diskussionen.

Modellen belastas med krafter vertikalt och horisontellt. Spänningstillståndet motsvaras av det första lastfallet i de jämförande analyserna, d v s de vertikala och horisontella lasterna ges av följande samband:

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v = 0.25 \cdot \sigma_v$$

Beräkningar sker i sju sekvenser: Fig 3.4.

Sekvens 1: Initialkörning. Den obrutna bergmassan belastas med randlasterna.

Sekvens 2: Utbrytning av tunnel.

Sekvens 3: Brytning av övre halvan av deponeringshålet.

Sekvens 4: Brytning av nedre halvan av deponeringshålet.

Sekvens 5: Bentonitfyllning i ort och deponeringshål.

Svällningstrycket påföres på så vis att elementen i tunneln med egenskaperna enligt tabell 3.5 ges spänningen 0.5 MPa redan i första laststeget och hålles sedan konstant under resterande 5 laststeg. Elementen i deponeringshålet med egenskaperna enligt tabell 3.5 ges däremot en spänning som stiger från 0.5 MPa i första laststeget till 10 MPa i sista laststeget.

Sekvens 6: Bentonitfyllning med 0.2 meters inträngning.

Sprickelementen tilldelas normalspänningar till en sträcka av 0.2 meter in i bergmassan räknat från deponeringshålet. Spänningarna motsvarar ett medelsvällningstryck på 3 MPa.

Sekvens 7: Bentonitfyllning med 0.5 meters inträngning.

Sprickelementen kompletteras med normalspänningen 1 MPa på sträckan 0.2 till 0.5 m räknat från deponeringshålet. Detta ger ett medelsvällningstryck på 1.8 MPa i sprickelementen räknat från väggen till en punkt 0.5 m in i bergmassan.

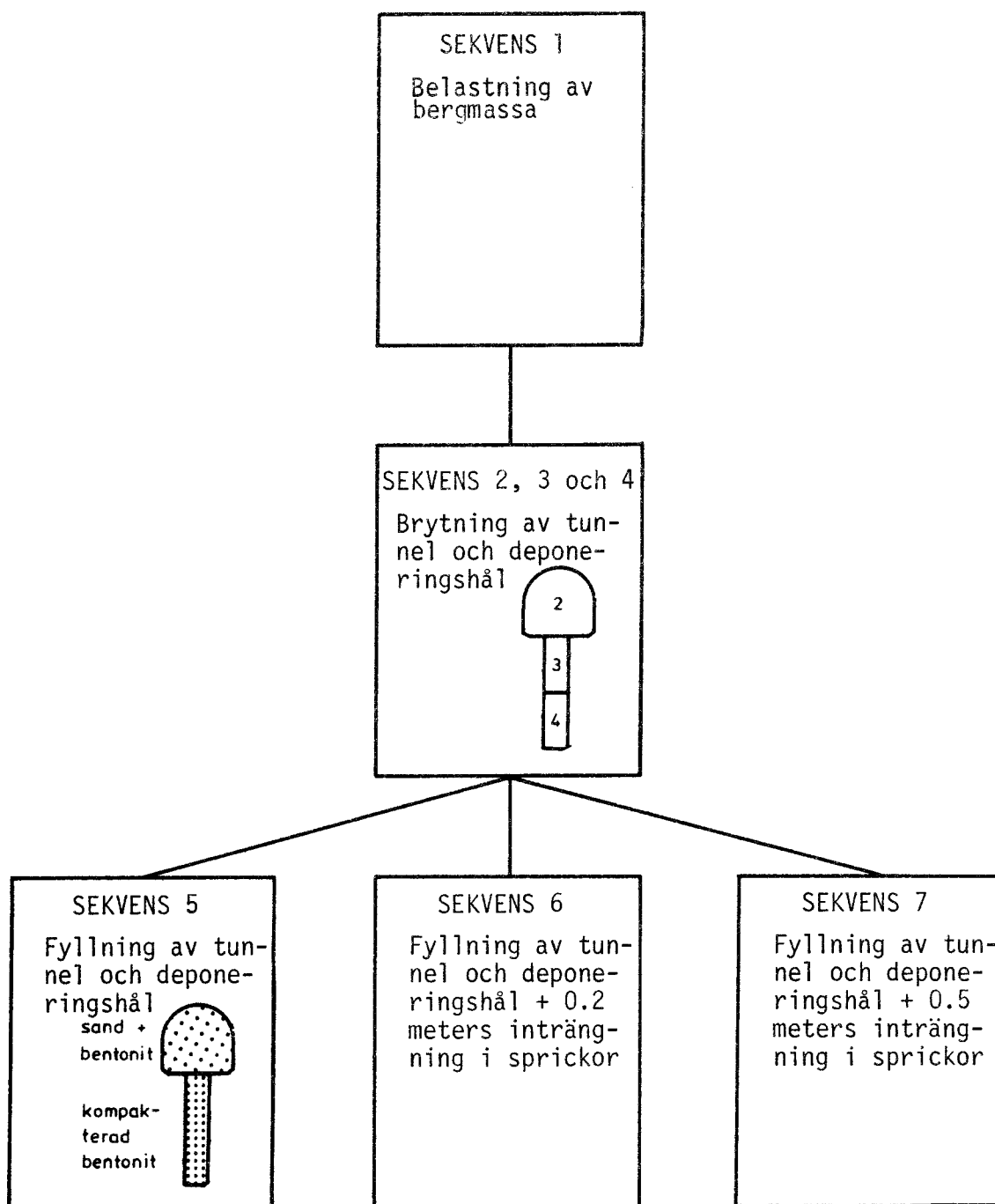


Fig 3.4 Beräkningssekvenserna

3.3 Resultat och utvärderingar

Resultatet presenteras i form av blockstrukturer, förskjutningsbilder och spänningsbilder. För vissa steg i analysen finns dessutom snittplotbilder för normalspänningarna och tangentialspänningarna i bestämda snitt. Två vertikala snitt ligger 20 cm och 50 cm till höger om tunnelväggen. Ett horisontellt löper ungefär 20 cm ovanför tunneltakets högsta punkt. Vi redovisar resultaten av brytningen och belastningarna i den följd som analysen utförs.

3.3.1 Brytning av förvaret

Deformationer

I Fig 3.5 visas det initiella tillståndet hos bergmassan efter det att de yttre lasterna lagts på. Vi noterar att belastningen har gett en viss förskjutning hos strukturen, som maximalt uppgår till 10 mm. Den största delen av denna förskjutning beror på rörelser i sprickorna.

Brytning av rummet sker i tre sekvenser. Blockstrukturerna i Fig 3.6 - 3.7 visar rörelserna efter den första respektive den tredje sekvensen. Vi påminner åter om att blockrörelserna är starkt överdrivna. De största rörelserna finns hos de två vertikala raderna av block närmast deponeringshålet. Dessa trycks uppåt och inåt, mot hålet, med en vidgning av de vertikala sprickorna i bergmassan som följd. Den maximala rörelsen som finns hos de översta blocken är drygt 20 mm. En viss rörelse kan även noteras under deponeringshålet och ovanför tunneln. En spänningsavlastning blir följden av dessa rörelser.

Spänningar

I Fig 3.8 och 3.9 finns en spänningsbild respektive en snittplotbild visande spänningstillståndet efter initialkörningen. På snittplotbilden noterar vi en oregelbundenhet i normalspänningen vid övergången tak/vägg. Denna beror förmodligen på en mindre rörelse i något angränsande block.

Brytningen leder till en spänningsomlagring som visas i Fig 3.10 och 3.11. Vi ser hur vi ovanför tunneln får en zon med låga tryckspänningar. Att rörelserna här ej blir större beror på den valvverkan som fås av de högre tryckspänningarna som löper i det omedelbara taket. Storleken på det tryckta valvet och zonen med låga tryckspänningar beror av sprickornas läge. Invid och under deponeringshållet fås liknande zoner med låga spänningar.

I Fig 3.12 och 3.13 visas spänningarna i två snitt, ett vertikalt och ett horisontellt. Vi noterar de mycket låga horisontella spänningarna i höjd med hålet och tunneln. Dessa ökar omedelbart under och ovanför förvaret. För tangentialspänningarna gäller motsvarande effekt med den skillnaden att spänningarna koncentrerar sig till områdena omedelbart ovanför tunneln resp nedanför hålet. I det horisontella snittet slutligen kan vi studera den avlänkning av vertikalspänningarna som sker vid brytning av förvaret. Spänningarna har en topp på nästan 15 MPa strax utanför tunneln.

020-NBSPJPPP 01 0001

QZ STOCKHOLMS
DATARORNINGEN

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 2. 1978
FEM: 121-NBSPJKBI PLOT: 020-NBSPJPPP

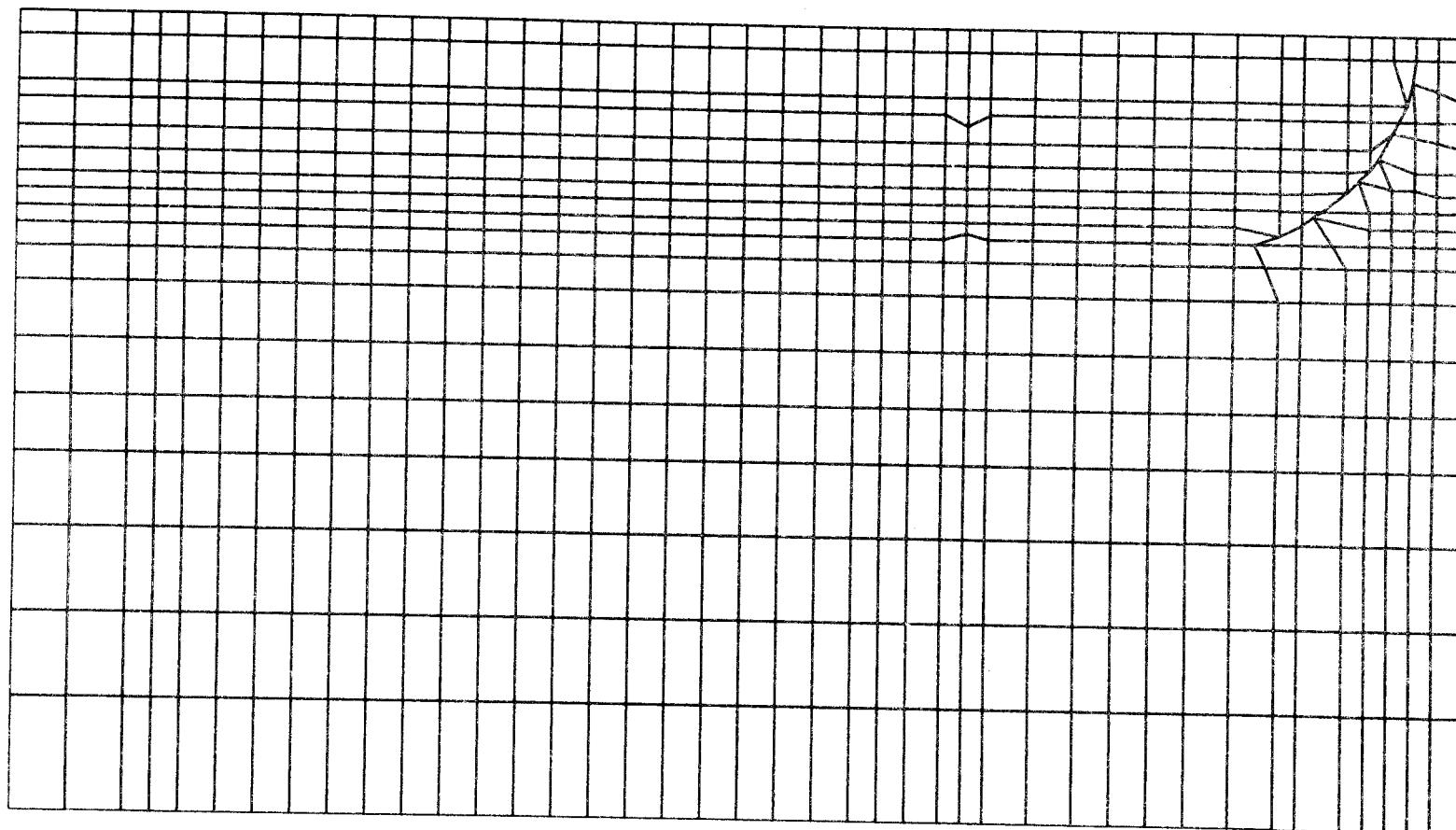


Fig 3.5 Modell med inducerade sprickor.
Blockstruktur efter initialkörning

DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: BENTONIT I SPRICKOR ++ KBS ++ INITIALKÖRNING ++

SEQUENCE NO. 1 -- LOADSTEP NO. 3 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOVMENT = 9.98 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 9. 1978
FEM: 038-NBSPJ025 PLOT: 525-NBSPJPPP

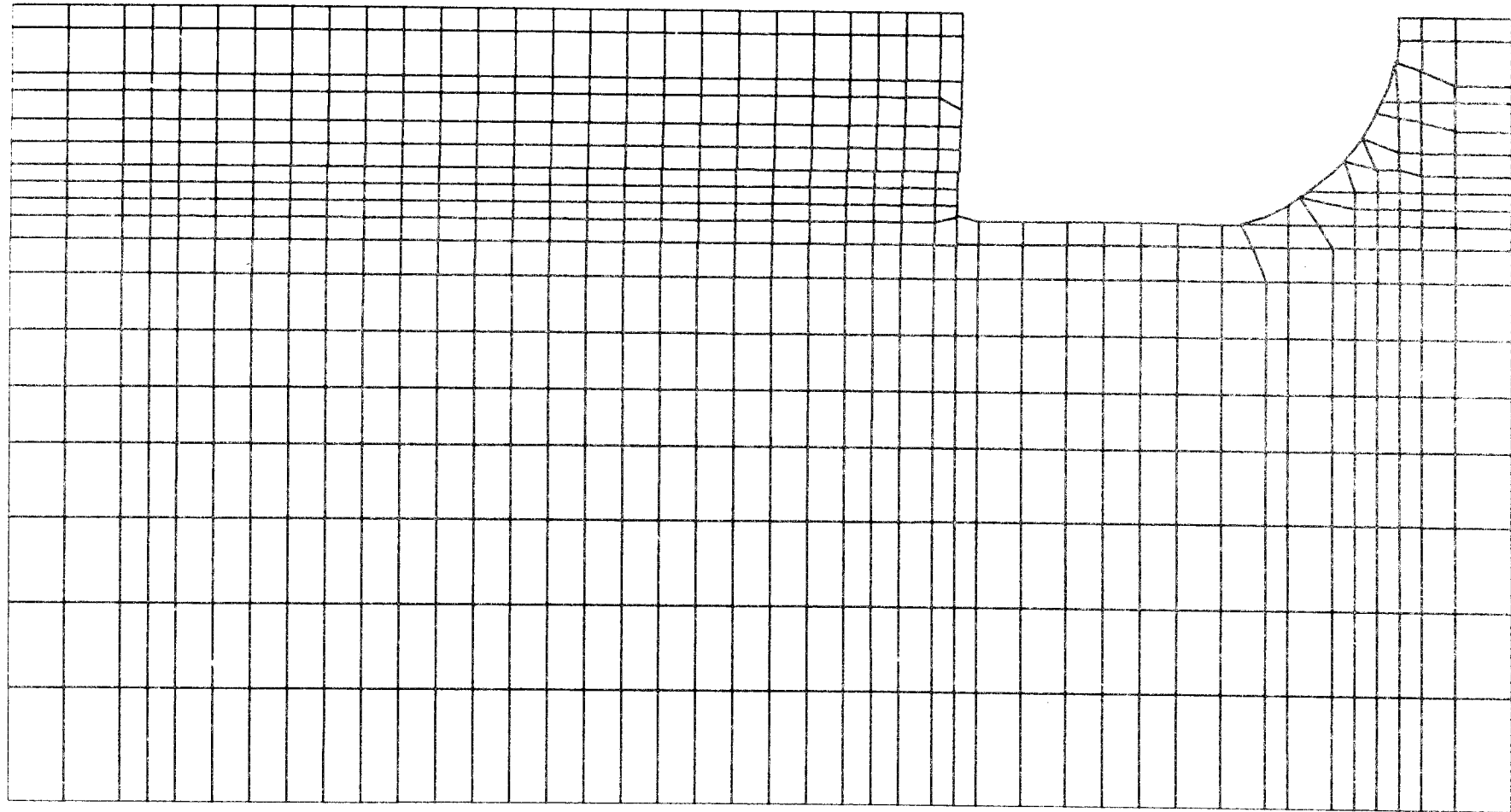


Fig 3.6
Modell med inducerade sprickor
Blockstruktur efter det första brytningssteget

DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: BENTONIT I SPRICKOR ++ KBS ++ UTBRYTN. NR 1 ++ P JONASSON BERGTEKNIK/KTH

SEQUENCE NO. 2 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOVMENT = 6.01 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 14. 1978
FEM: 577-NBSPJONS PLOT: 525-NBSPJPPP

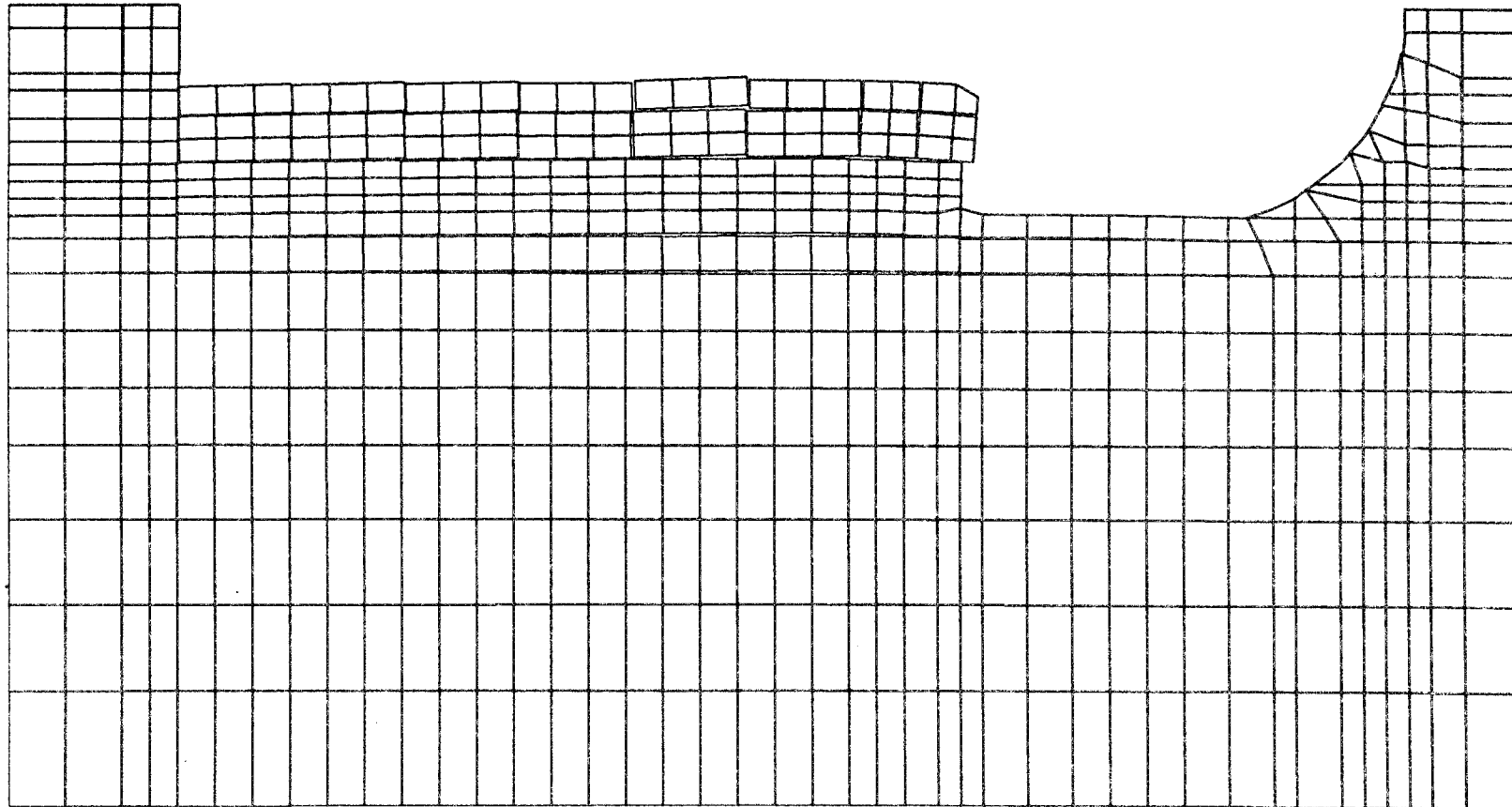


Fig 3.7
Model 1 med inducerade sprickor
Blockstruktur efter det tredje brytningssteget

DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: BENTONIT I SPRICKOR ++ KBS ++ UTBRÄTN. NR 3 ++ P JONASSON BERGTEKNIK/KTH

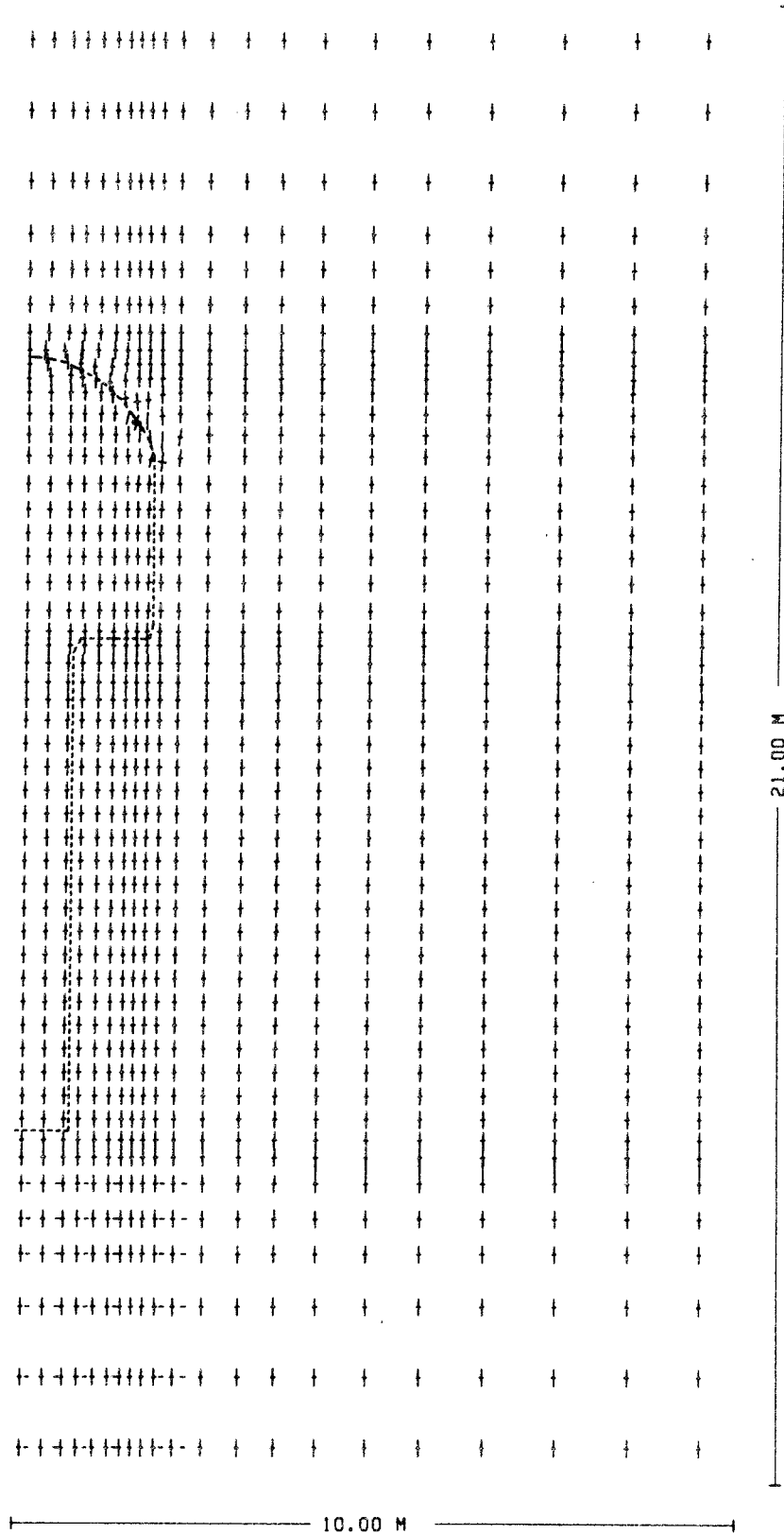
SEQUENCE NO. 4 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOVMENT = 21.52 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

628-NBSPJKBB 01 0002

QZ STYCKENLÄG
DATUM: 1978

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 2, 1978
FEM: 121-NBSPJKBI PLOT: 628-NBSPJKBB



BENTONIT I SPRICKOR ++ KBS ++ INITIALKÖRNING ++
 SEQUENCE NO. 1 --- LOADSTEP NO. 3 --- ITER. NO. 9 --- PART NO. 1
 GEOM. SCALE 0 |-----| 2.0 M

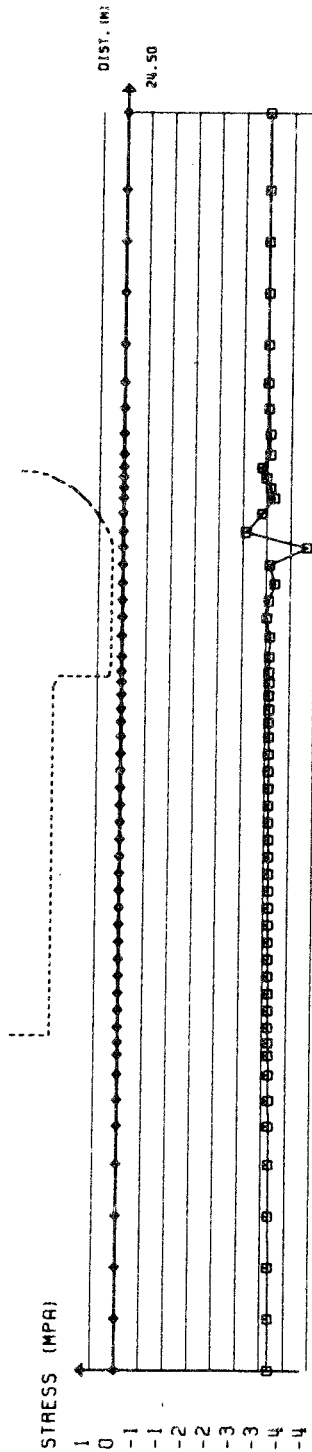
Fig 3.8 Modell med inducerade sprickor
 Spänningar efter initialkörning

144-NBSPJKBS 02 0001

QZ
STÄCKMÅLIG
DATUM: 1978

BENTONIT I SPRICKOR ++ KBS ++ INITIALKÖRNING ++

SPRICKSPÄNNINGAR LÅNGS SNITT 26 SEKvens 1 LASTSTEG 3 ITER 9



FEM-EXEKVERING:
121-NBSPJKBI
2 MAR 1978

X - XSTRESS □ - NORMALSTRESS IN JOINT
Y - YSTRESS ◇ - TANG. STRESS IN JOINT
* - XYSTRESS

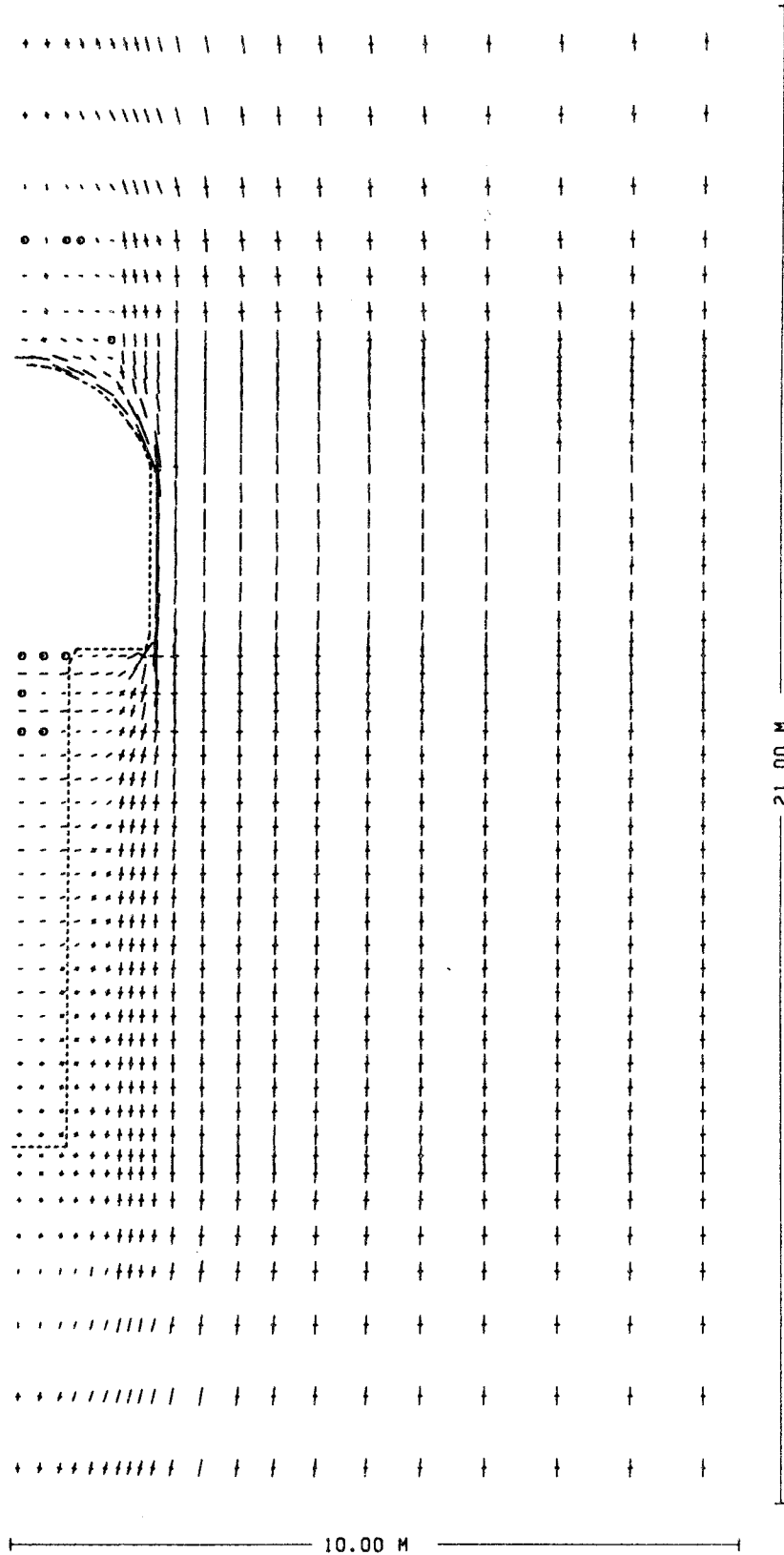


Fig 3.9 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 26 efter initialkörning

506-NBSP JKBB 01 0002

QZ STOCKHOLMS
GATVÄNNSINTEGENT

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 9, 1978
FEN: 038-NBSPJD2S PLOT: 506-NBSPJKBB



STRESSES IN THE STRUCTURE

BENTONIT I SPRICKKOR ++ KBS ++ UTBYTN. NR 1 ++ P. JONASSON BERGTEKNIK/KTH
 SEQUENCE NO. 2 -- LADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1
 STRESS SCALE 0 --- 20.0 MPA
 GEOM. SCALE 0 --- 2.0 M

STRESS-
SYMBOL:

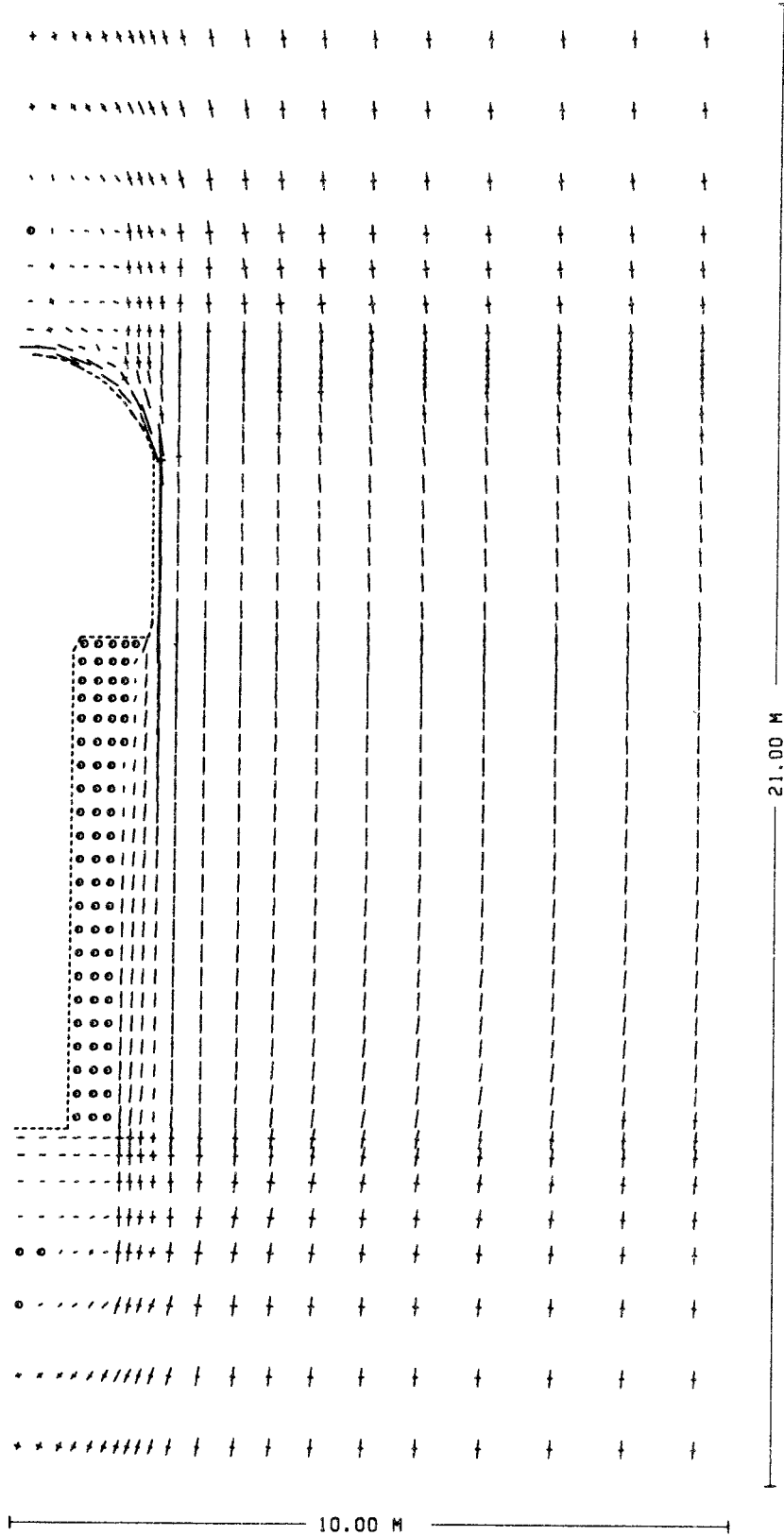
 COMPRESSION
 TENSION



Fig 3.10 Modell med inducerade sprickor
Spänningar efter det första brytningssteget

506-NBSP JKBB 01 0002

QZ SYSDATA INC DATUMODAL INCENTRAL

ROCK MECHANICS - RIT - MAR 14, 1978
FEM: 577-NBSPJ04S PLOT: 506-NBSPJKBB



STRESS-
SYMBOL:  COMPRESSION
 TENSION

STRESSES IN THE STRUCTURE

BENTONIT I SPRICKKOR ++ KBS ++ UTBYTN. NR 3 ++ P JONASSON BERGTEKNIK/KTH
 SEQUENCE NO. 4 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1
 STRESS SCALE 0 --- 20.0 MPA
 GEOM. SCALE 0 --- 2.0 M
 PRIN. STRESS RANGE -36.9 --- -2.4 MPA
 POS. STRESSES ARE TENSILE

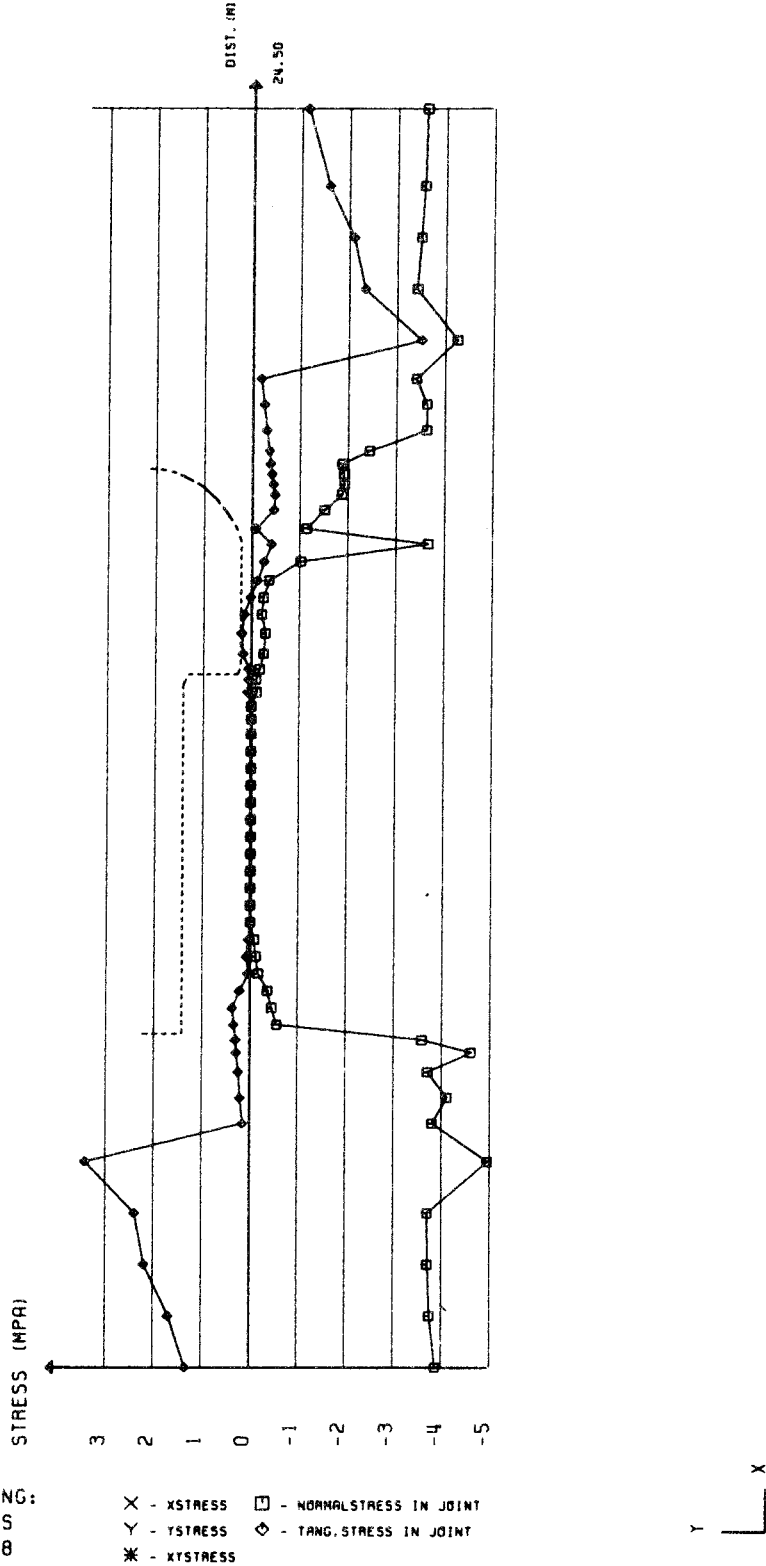
Fig 3.11 Modell med inducerade sprickor
Spänningar efter det tredje brytningssteget

QZ
STATENS BROS
OCH TUNNELLTEKNIK

144-NBSPJKBS 02 0001

BENTONIT I SPRICKOR ** KBS ** UTBYTN. NA 3 ** P. JOHANSSON BERGTEKNIK/KTH

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 26 SEKVENS 4 LASTSTEG 6 ITER 9



Fog 3.12 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 26 efter det tredje brytnings-
steget

BENTONIT I SPRICKOR ↔ KBS ↔ UTBYTN. NA 3 ↔ P. JONASSON BERGTEKNIK/KTH

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 71 SEKVEN 4 LASTSTEG 6 ITER 9

QZ
STÄNKVALITET
GÄTTNINGAR I BENTONIT

144-NBSPJKBS 02 0003



FEM-EXEKVERING:
577-NBSPJ045
14 MAR 1978

- X - XSTRESS
- Y - YSTRESS
- * - KYSTRESS
- - NORMALSTRESS IN JOINT
- ◇ - TANG.STRESS IN JOINT

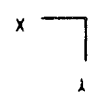


Fig 3.13 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 71 efter det tredje brytningssteget

3.3.2 Bentonitfyllning i tunnel och deponeringshål

Deformationer

Med belastningen från bentonitens svällning i tunnel och deponeringshål får vi en blockstruktur enligt Fig 3.14. Till skillnad från deformationerna vid brytningen rör sig blocken här utåt och det omgivande berget med dess sprickor komprimeras. Fortfarande kan vi dock se en avsevärd upptryckning av de två raderna av block närmast hålet. Förskjutningarnas storlek i modellen uppgår som mest till ca 35 mm. Detta är alltså förskjutningar från och med att rummet brutits ut.

En annan förskjutningsbild visas i Fig 3.15. Vi ser också att ovanför tunneln har skett en uppåtriktad förskjutning hos en del block. Detta trots att bentonittrycket i tunneln ej uppgår till mer än 0.5 MPa. Förklaringen till detta finner vi i spänningsbilden, Fig 3.16. Trycket från den komprimerade bentoniten i deponeringshålet fortplantas upp genom den blockrad som finns i tunnelns mitt. Genom att de antagna sprickelementen i fyllningen har låg skjuvstyvhet och ingen inre friktionsvinkel sker ingen fördelning av trycket över orttaket.

Spänningar

Den komprimerade bentoniten i deponeringshålet utövar, vid svällning, ett tryck på sand/bentonitblandningen ovanför deponeringshålet. Denna spänning fortplantar sig vidare upp till tunneltaket och vi får en tryckspänningszon i taket ovanför deponeringshålet. Mellan denna tryckspänningszon och de vertikala spänningarna vid sidan av tunneln uppstår en kilformad zon med låga spänningar.

Vid hålets botten orsakar bentonitsvällningen vertikala tryckspänningar. Vid sidan av deponeringshålet uppstår en komplicerad spänningsbild. Detta till följd av rotationer och förskjutningar hos blocken. Det komplicerade spänningstillståndet

525-NBSPJPPP 01 0001

QZ STOCKHOLMS
DATUMSK INCESTRAL

ROCK MECHANICS - RIT - APR 13, 1978
FEM: 985-NBSPJ055 PLOT: 525-NBSPJPPP

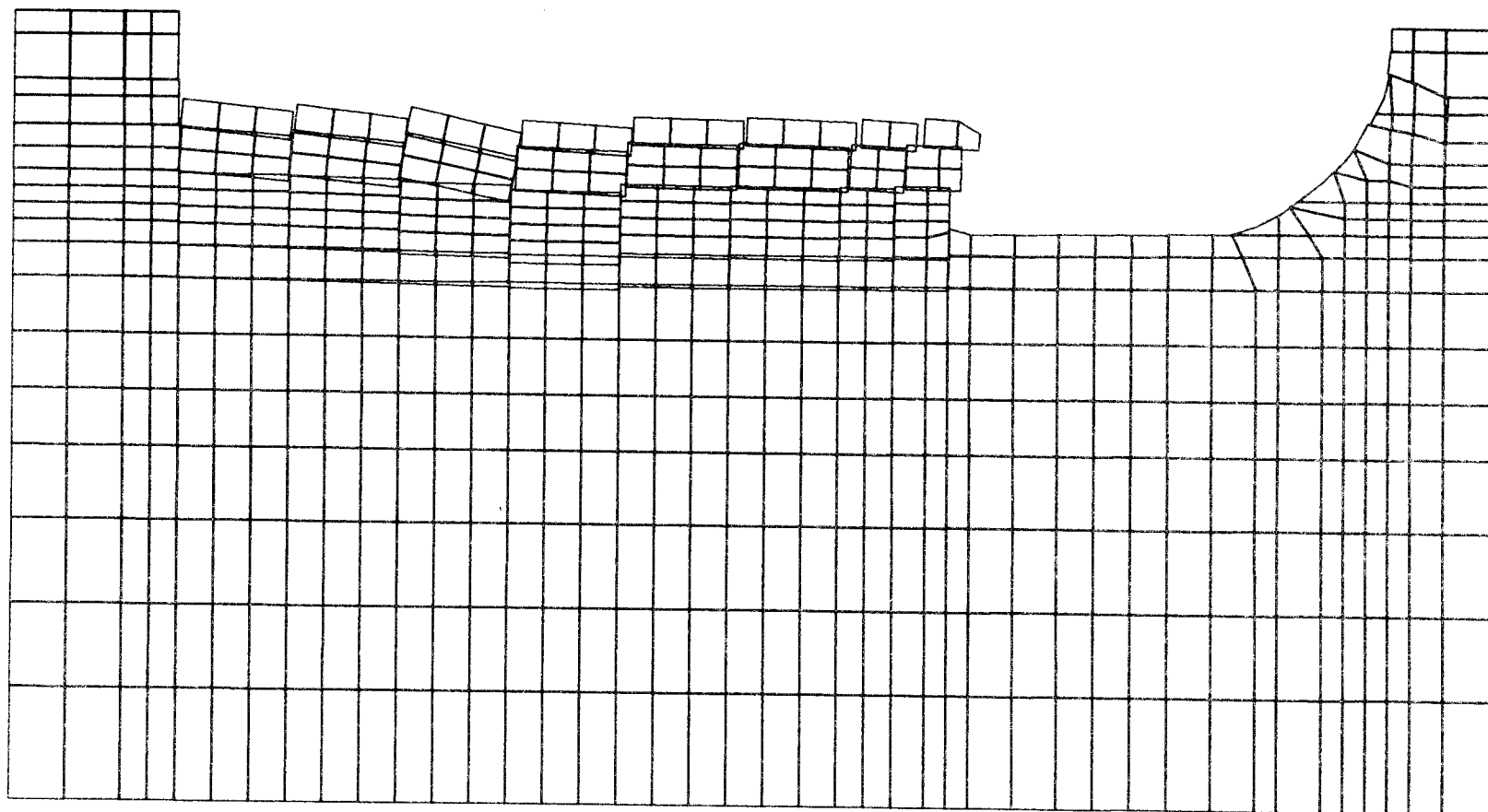


Fig 3.14 Modell med inducerade sprickor
Blockstruktur efter bentonitfyllning i tunnel
och deponeringshål

DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: * JONASSON/GRÖTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - ÖRT OCH DEP.HÅL *

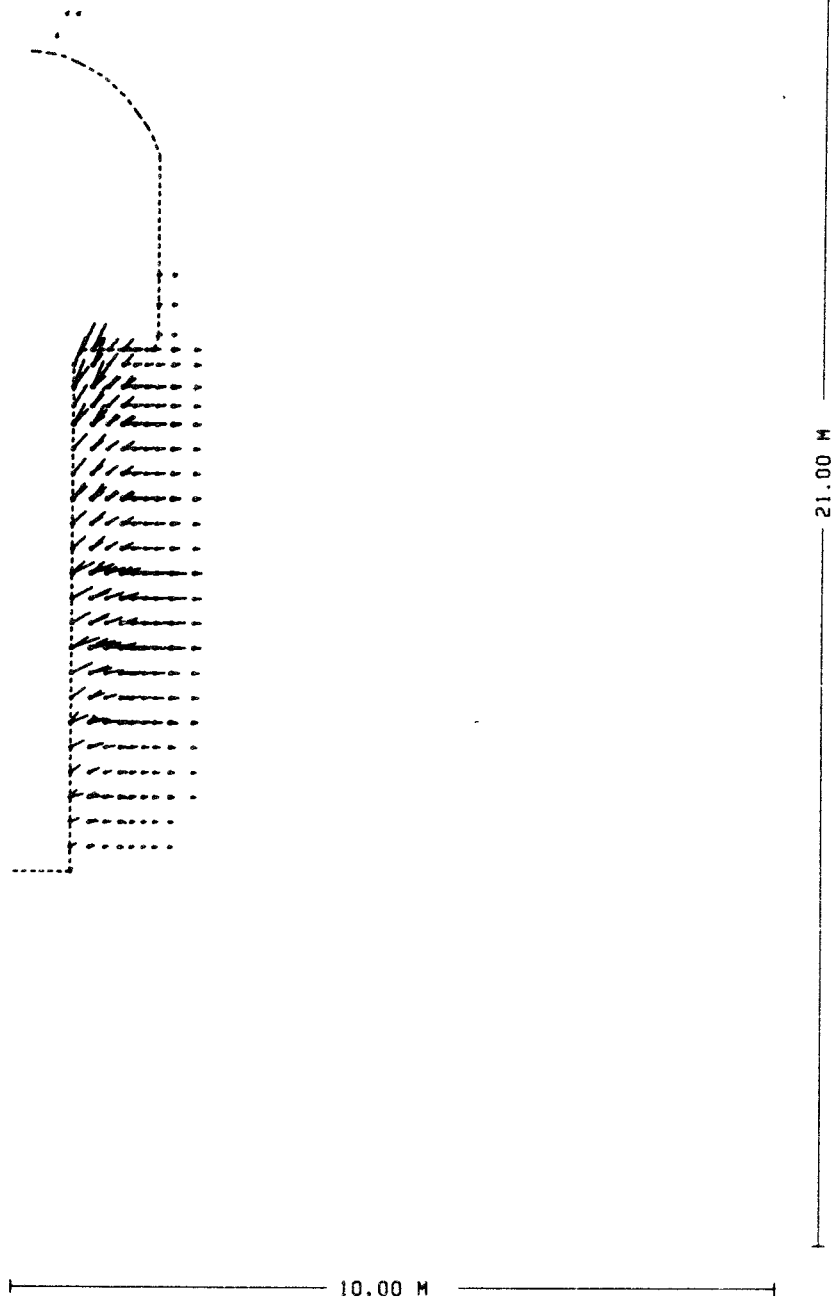
SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOVMENT = 34.21 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

174-NBSPJKBS 01 0001

QZ
STRECHER 45
ONTRONEN TUCENTRAL

ROCK MECHANICS - AIT - APR 13, 1978
FEM: 905-NBSPJ055 PLOT: 174-NBSPJKBS



ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

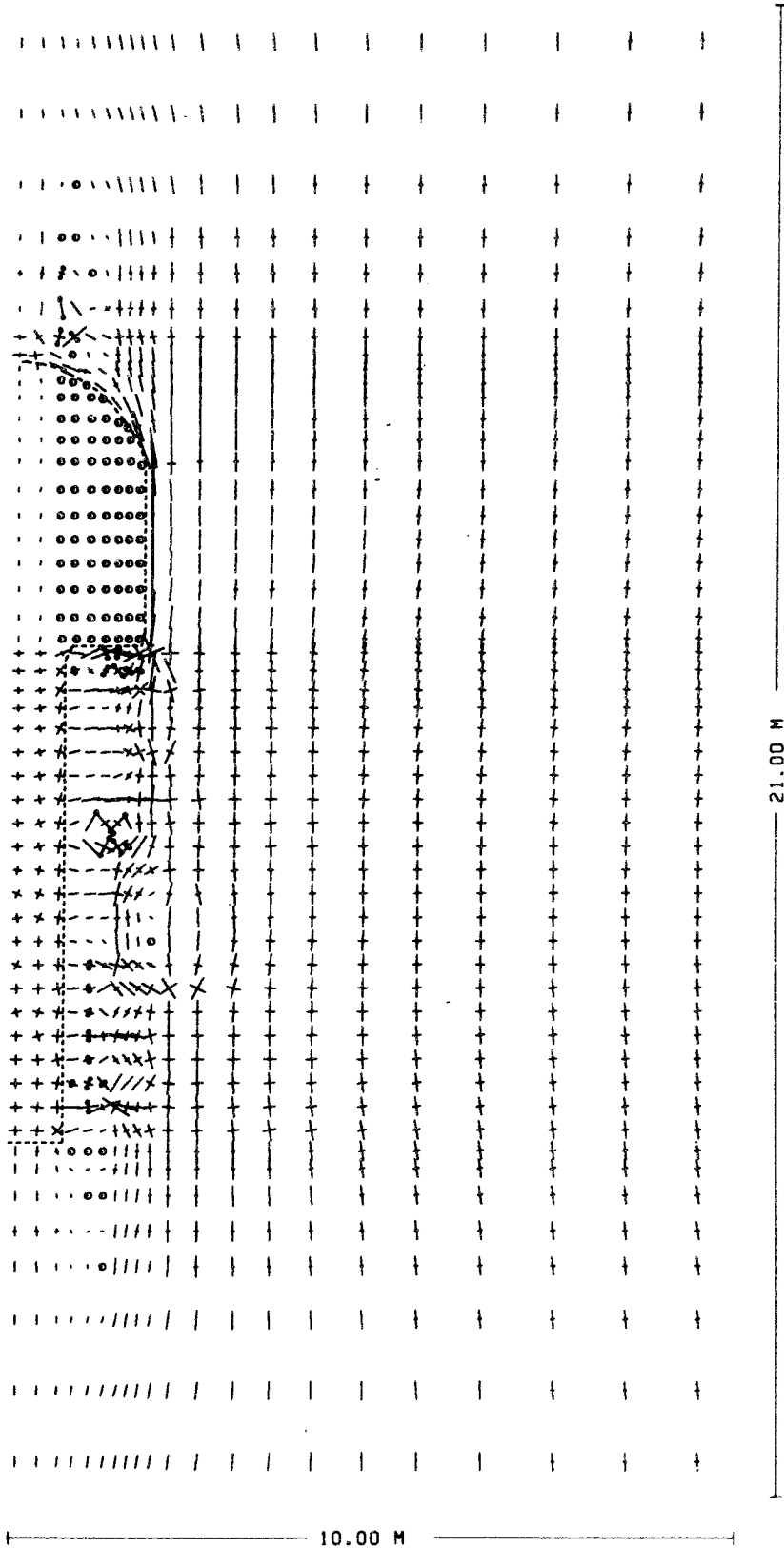
* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL -- ORT OCH DEP.HÅL *
SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1
DISP. SCALE 0 -- 20.0 MM PLOTTED DISP.: 3.01 - 34.21 MM
GEOM. SCALE 0 -- 2.0 M

Fig 3.15 Modell med inducerade sprickor
Förskjutningar efter bentonitfyllning i tunnel
och deponeringshål

628-NBSP JKBB 01 0002

QZ STRECKNINGEN
DÄRFRÅN I CENTRUM

ROCK MECHANICS - RIT - APR 13, 1978
FEM: 985-NBSPJ055 PLOT: 628-NBSPJKRB



STRESSES IN THE STRUCTURE

* JONASSON/GROTH KTH * K65 * BENTONITFILL - ÖRT OCH DEP. HÅL *
 SEQUENCE NO. 5 -- LADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1
 STRESS SCALE 0 → 20.0 MPA
 GEOM. SCALE 0 → 2.0 M
 PRIN. STRESS RANGE
 -10.3 — 19.7 MPA
 (POS. STRESSES ARE TENSION)

STRESS-
SYMBOL:
 COMPRESSION
 TENSION

Fig 3.16 Modell med inducerade sprickor
 Spänningar efter bentonitfyllning i tunnel och
 deponeringshål

STYCKENÄMNING
GÅTTORNS I CENTRUM
QZ

144-NBSPJKBS 02 0001

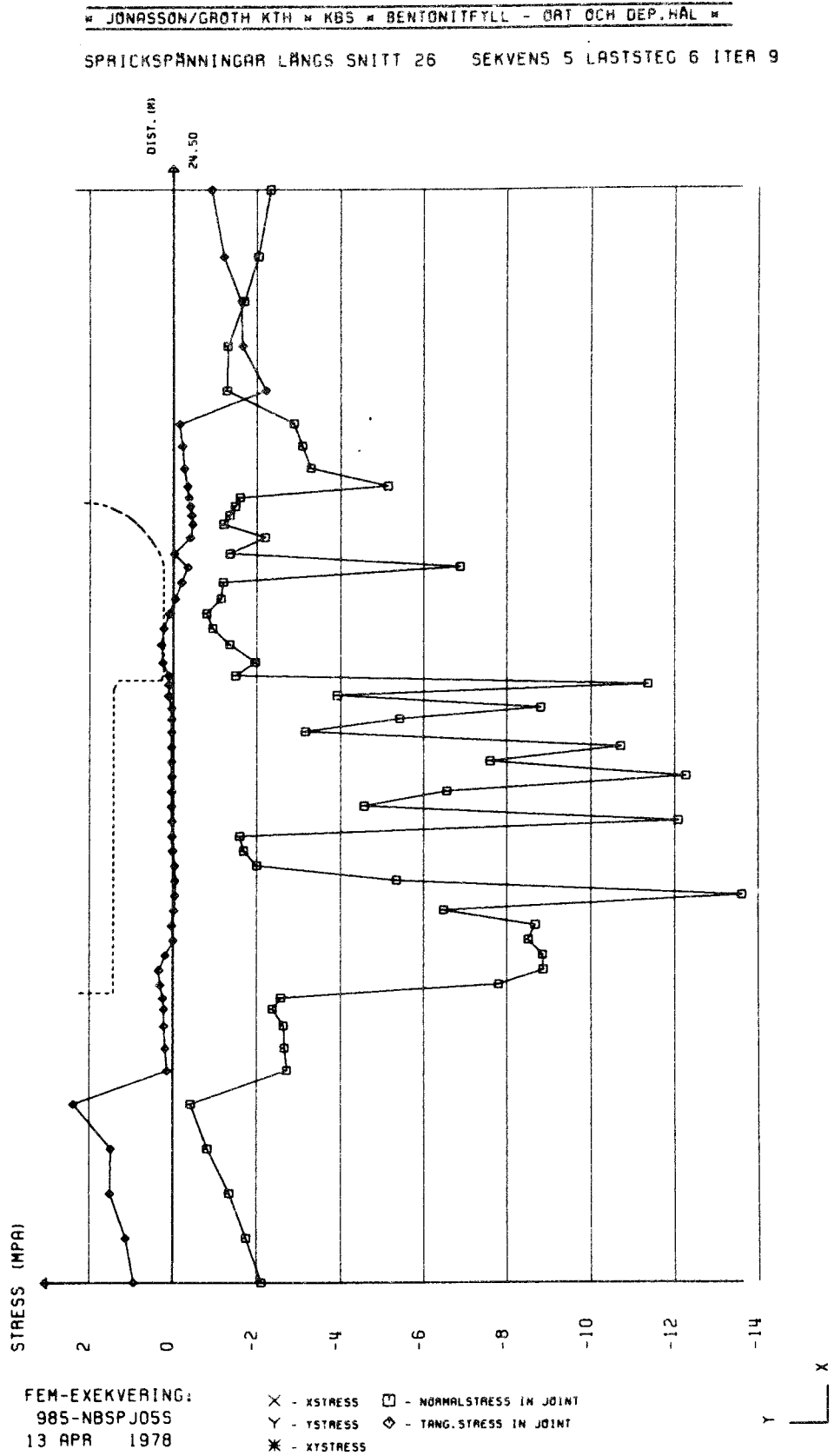


Fig 3.17 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 26 efter bentonitfyllning
i tunnel och deponeringshål

144-NBSPJKBS 02 0003

QZ
STOCKHOLMS
DATORISKA INGENJÖRER

3

* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - ÖRT OCH DEP. HÅL *

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 71 SEKVEN 5 LASTSTEG 6 ITER 9

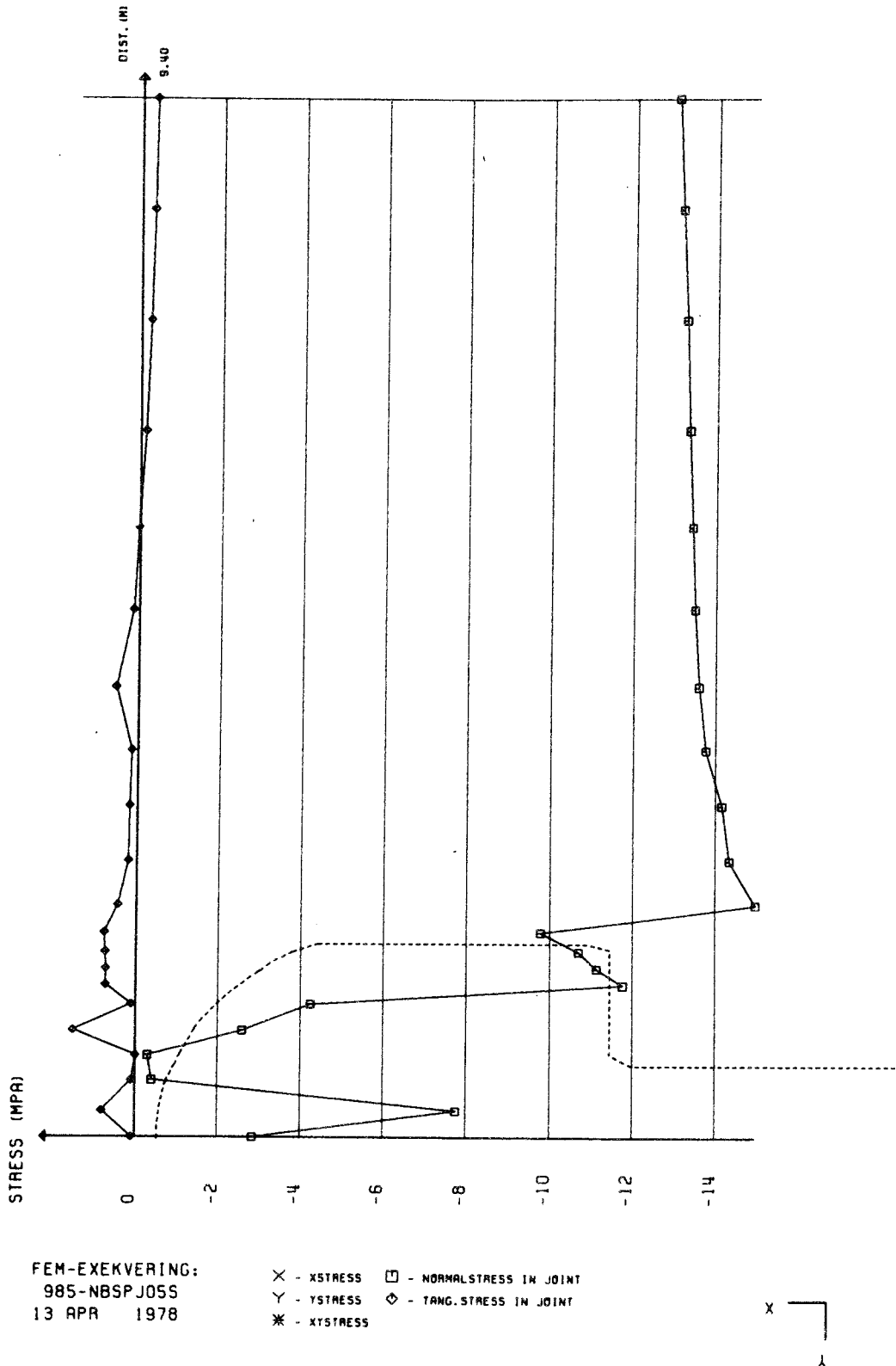


Fig 3.18 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 71 efter bentonitfyllning
i tunnel och deponeringshål

illustreras också av Fig 3.17 där man kan se fluktuationerna i de horisontella tryckspänningarna. Spänningarna i det horisontella snittet, Fig 3.18, förändras inte nämvärt i samband med bentonitfyllningen. Man kan se att de vertikala spänningarna löper något snävare kring tunnelns övre del. Vi kan också lägga märke till den spänningsförhöjning som orsakas av bentonitsvällning in i sand/bentonitblandningen i tunneln.

3.3.3 0.2 meters inträngning av bentonit i sprickorna

Deformationer

Vi studerar blockstrukturen i Fig 3.19 och förskjutningsbilden i Fig 3.20. Vi får här samma typ av rörelser som i fallet med bentonit enbart i tunneln och hålet med den skillnaden att bentonitinträngningen orsakar en större vertikalt, uppåtriktad rörelse hos de översta blocken närmast tunneln. Den största förskjutningen finns hos det översta blocket i raden närmast deponeringshålet och är till beloppet drygt 45 mm.

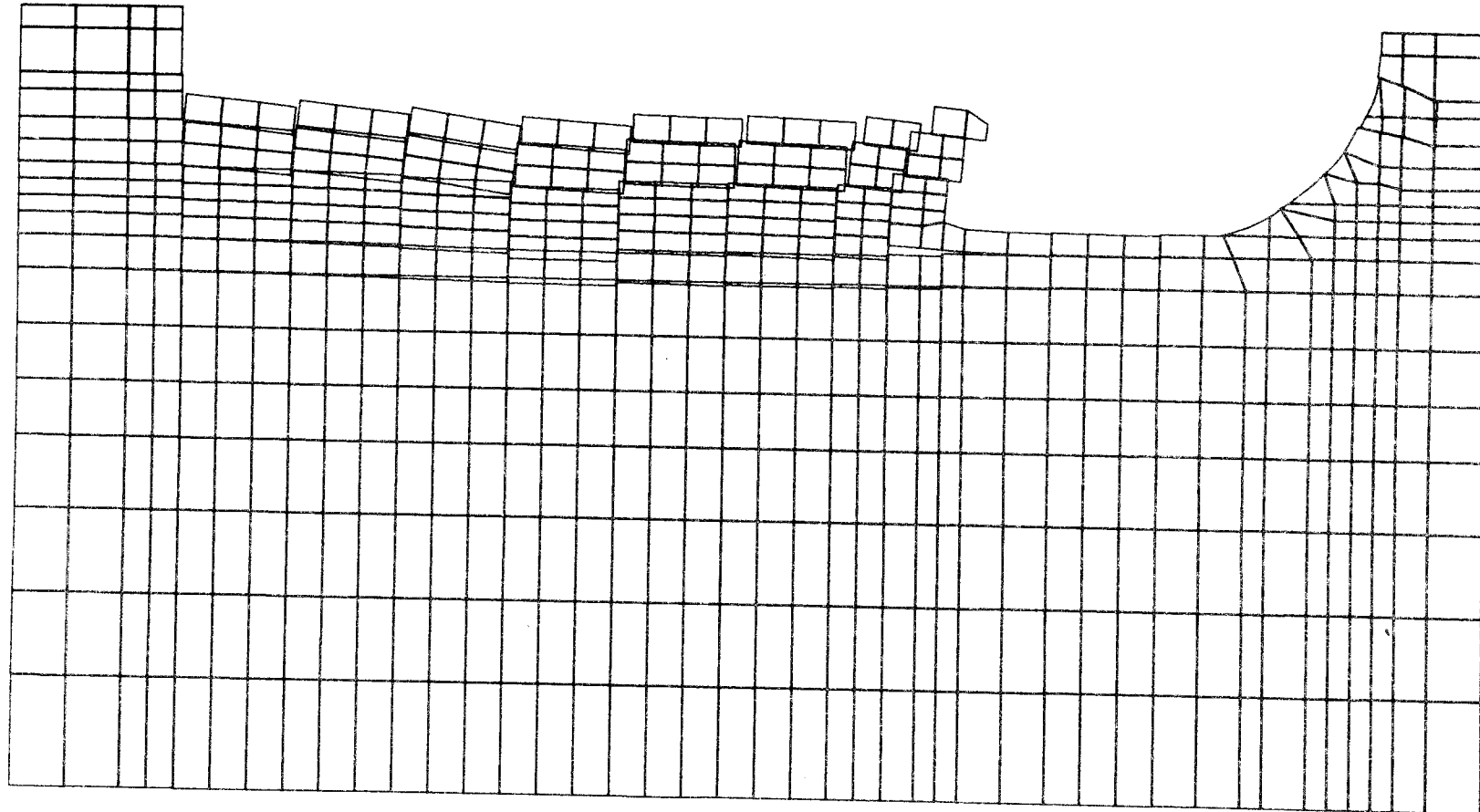
Spänningar

Spänningsbilden visar ingen större förändring. Blockrotationen i berget kring deponeringshålet ger samma typ av spänningstillstånd som i det tidigare fallet. Normalspänningarna längs det vertikala snittet, Fig 3.22, förändras ej heller nämvärt. Det som händer är att horisontalspänningarna kring deponeringshålets övre delar ökar något.

525-NBSPJPPP 01 0001

QZ STOKHOLMS
DATUMSKENNING

ROCK MECHANICS - RIT - APR 19, 1978
FEM: 788-NBSPJ06S PLOT: 525-NBSPJPPP



DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: * JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.2 M INTRÄNGNING *

SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

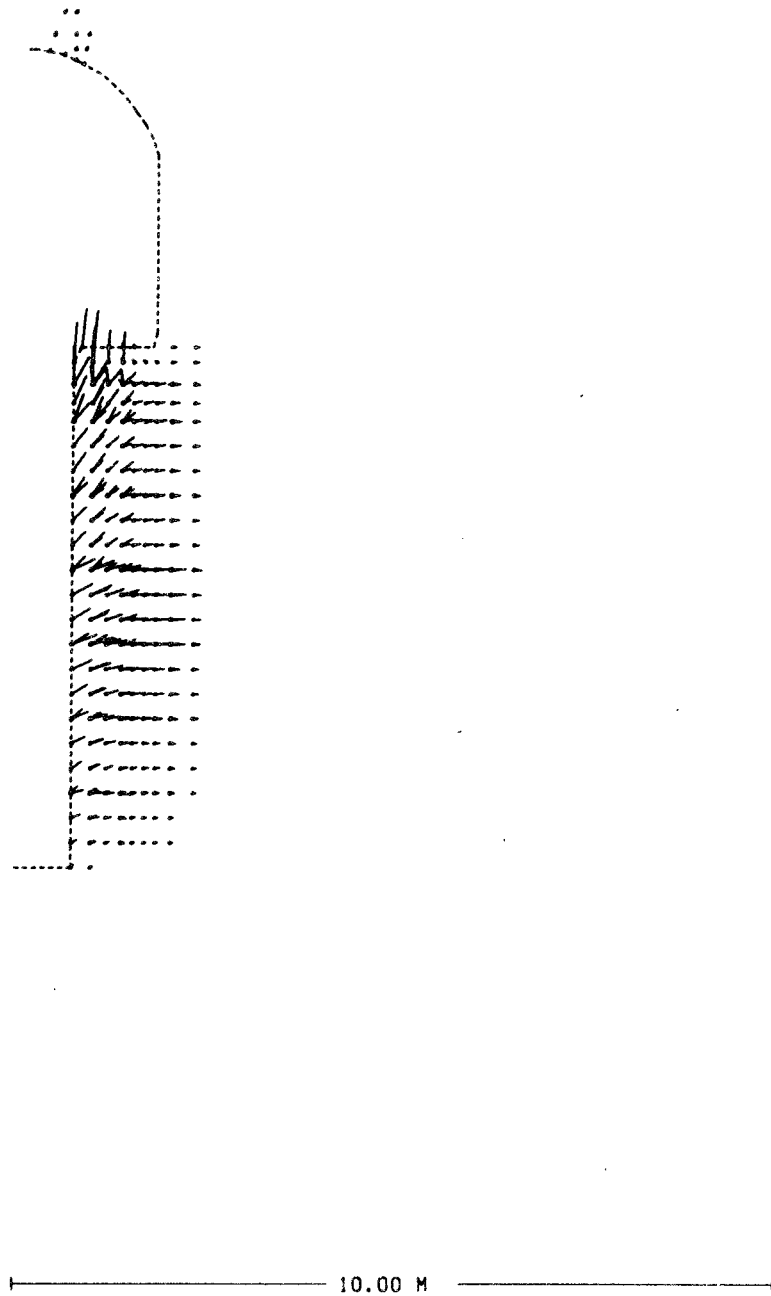
PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOVMENT = 46.17 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

Fig 3.19 Modell med inducerade sprickor
Blockstruktur efter bentonitfyllning med 0.2
meters inträngning

174-NBSPJKBS 01 0001

QZ
STANDARD
ON THERMAL PRINTING

ROCK MECHANICS - RIT - APR 19, 1976
FEM: 798-NBSPJ055 PLOT: 174-NBSPJKBS



ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

* JONASSON/CROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.2 M INTRÄNGNING *

SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO.1
DISP. SCALE 0 ↔ 20.0 MM
GEOM. SCALE 0 ↔ 2.0 M

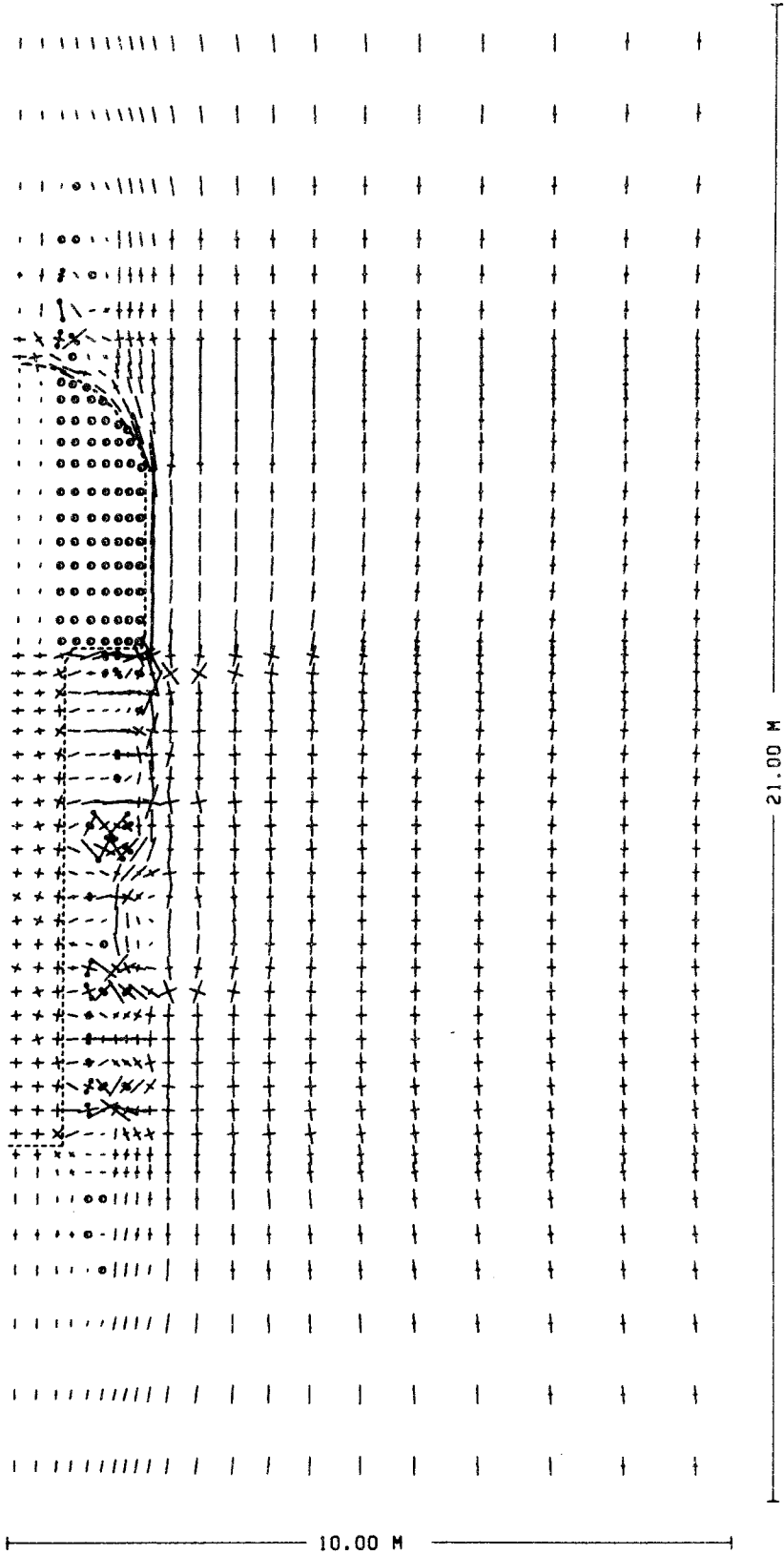
DISP. SYMBOL: / BEG. OF DISP.
/ END OF DISP.

Fig 3.20 Modell med inducerade sprickor
Förskjutningar efter bentonitfyllning med 0.2
meters inträngning

628-NBSPJKBB 01 0002

STOCKHOLM 19
SÄTTNINGSTRÄKTA
QZ

ROCK MECHANICS - RIT - APR 19, 1978
FEM: 798-NBSPJ065 PLOT: 628-NBSPJKBB



STRESSES IN THE STRUCTURE

* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.2 M INTRÄNGNING *
 SEQUENCE NO. 5 -- LÖROSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1
 STRESSSCALE 0 --- 20.0 MPa
 GEOM. SCALE 0 --- 2.0 M
 PRIN. STRESS RANGE
 -39.8 --- 25.2 MPa
 POS. STRESSES ARE TENSILE

Fig 3.21 Modell med inducerade sprickor
 Spänningar efter bentonitfyllning med 0.2
 meters inträngning

STOCKHOLMS
BYGGNADSTÄNDE

144-NBSPJKBS 02 0001 QZ

* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.2 M INTRÄNGNING *

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 26 SEKVEN 5 LASTSTEG 6 ITER 9

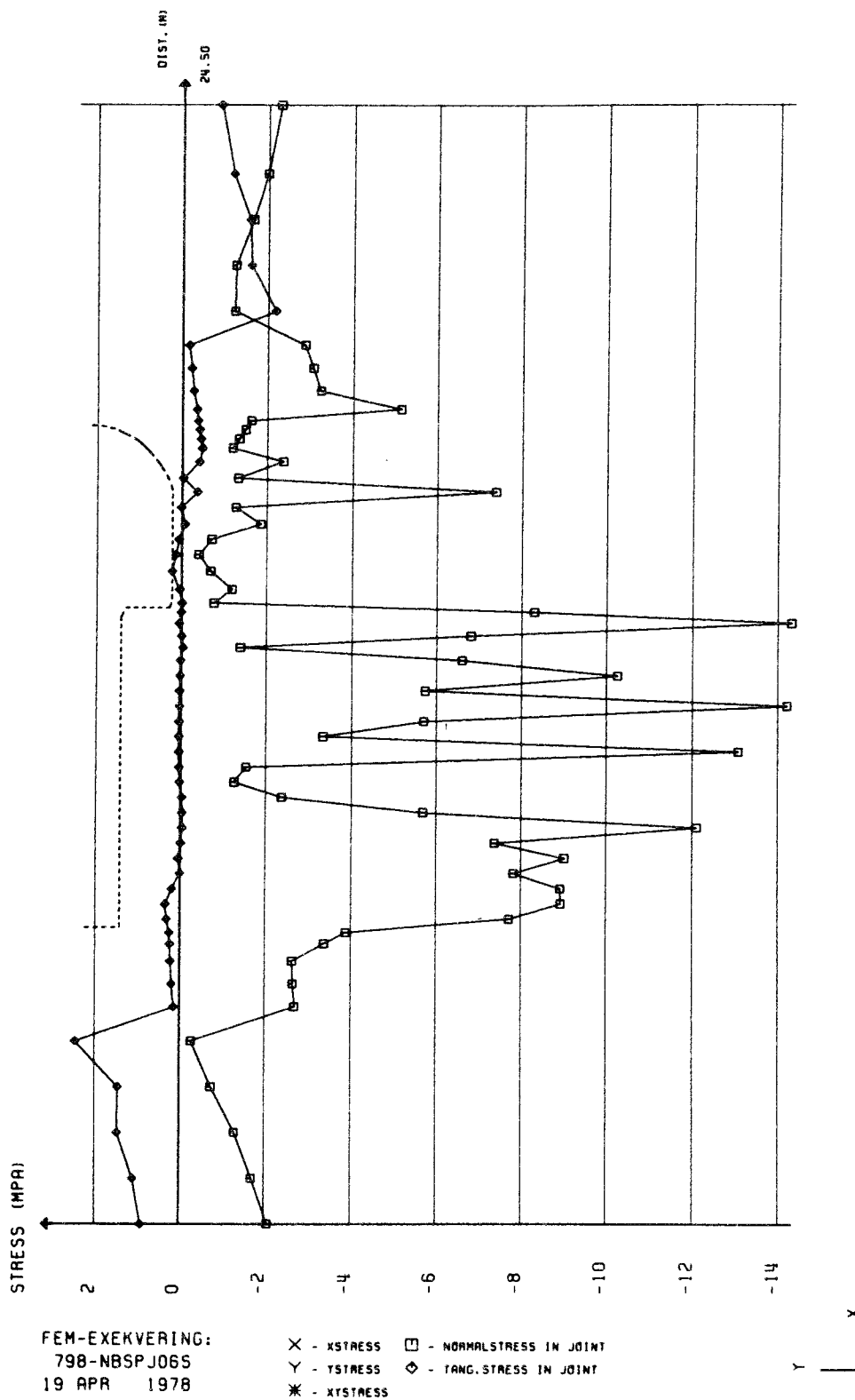


Fig 3.22 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 26 efter bentonitfyllning
med 0.2 meters inträngning

3.3.4 0.5 meters inträngning av bentonit i sprickorna

Deformationer

Vi studerar blockstrukturen i Fig 3.23 och förskjutningsbilden i Fig 3.24. Vi har här samma horisontella och vertikala blockrörelser som i de tidigare fallen, med den skillnaden att förskjutningarna är något större i detta fall. Den maximala förskjutningen är nästan 70 mm, och det är även här fråga om förskjutningar räknade från att rummet brutits ut.

Spänningar

Spänningstillståndet förändras ej nämvärt vid ökad inträngning. Spänningsbilden ser gynnsammare ut kring deponeringshålet än i de tidigare fallen vilket beror på mindre rotationer hos blocken. För detta fall studerar vi spänningarna i två vertikala snitt som ligger 0.2 respektive 0.5 meter in i bergmassan, Fig 3.26 och 3.27. I jämförelse med de tidigare fallet, i snittet 0.2 meter in i bergmassan ökar de horisontella tryckspänningarna något. Oregelbundenheten och fluktuationerna finns dock kvar. Detta märks även i snittet 0.5 meter in i bergmassan. Spänningarna minskar inte nämvärt i jämförelse med snittet närmare rummet. De ändringar som sker är lokala och beror på blockrörelserna. I det horisontella snittet ovanför tunneln enligt Fig 3.28 sker inga nämvärda förändringar av spänningstillståndet genom den ökade bentonitinträngningen.

525-NBSPJPPP 01 0001

QZ STYCKENR. 03
DATUM: 1978-04-20

ROCK MECHANICS - RIT - APR 20, 1978
FEM: 801-NBSPJ075 PLOT: 525-NBSPJPPP

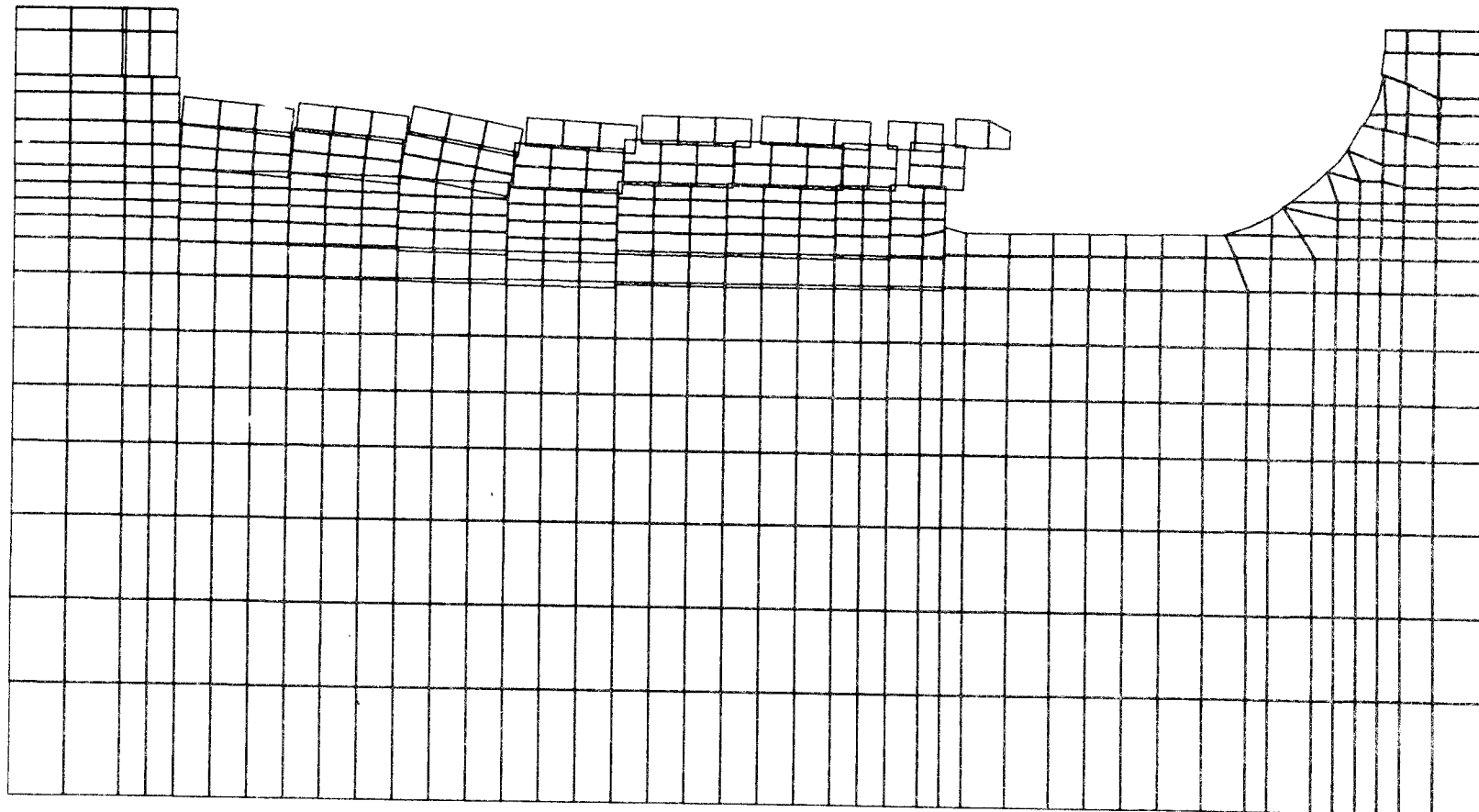


Fig 3.23 Modell med inducerade sprickor
Blockstruktur efter bentonitfyllning med 0.5
meters inträngning i sprickor

DEFORMED STRUCTURE BETWEEN THE MESHLINES (18,17) AND (73,41)

OBJECT: * JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.5 M INTRÄNGNING *

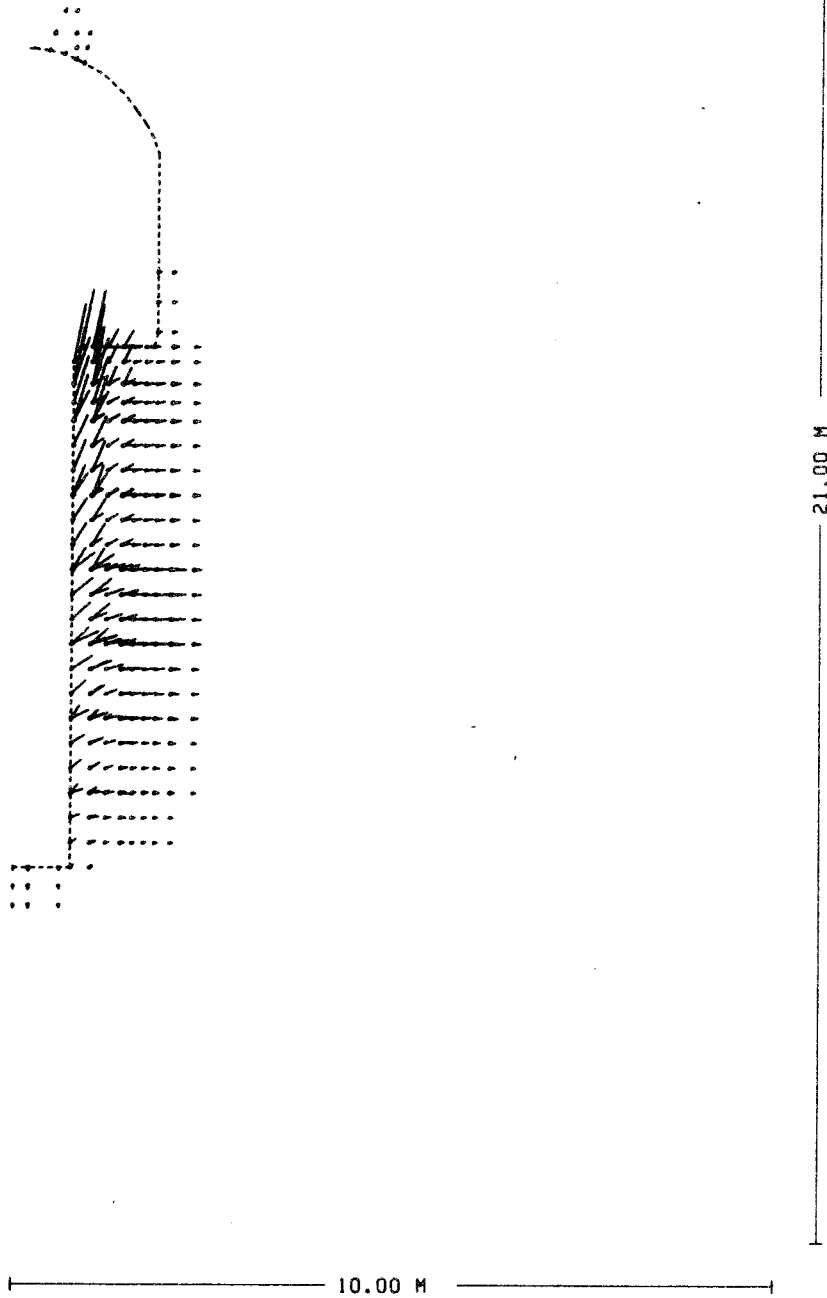
SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

PROTOTYPE : MODEL = 35.9 : 1. PROT.DEF : MOD.DEF = 4.0 : 1. MAX.MOMENT = 68.38 MM (FOR PLOTTED ELEMENTS)

174-NBSPJKBS 01 0001

QZ
STANDARD AS
CONTINENTAL ENGINE TOOL

ROCK MECHANICS - RIT - APR 20, 1978
FEW: 201-NBSPJ075 PLOT: 174-NBSPJKBS



ACKUM. DISPLACEMENTS IN THE STRUCTURE

* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.5 M INTRÄNGNING *

SEQUENCE NO. 5 -- LOADSTEP NO. 6 -- ITER. NO. 9 -- PART NO. 1

DISP. SCALE 0 |-----| 50.0 MM

GEOM. SCALE 0 |-----| 2.0 M

PLOTTED DISP.: 3.07 - 68.38 MM

DISP. SYMBOL: / NEG. OF DISP.
 \ END OF DISP.

Fig 3.24 Modell med inducerade sprickor
Förskjutningar efter bentonitfyllning med 0.5
meters inträngning i sprickor

628-NBSPJKBB 01 0002

QZ
STYCKENUMMER
OCH FÄRDIGTID

ROCK MECHANICS - RIT - APR 20, 1978
FEM: 801-NBSPJ075 PLOT: 628-NBSPJKBB

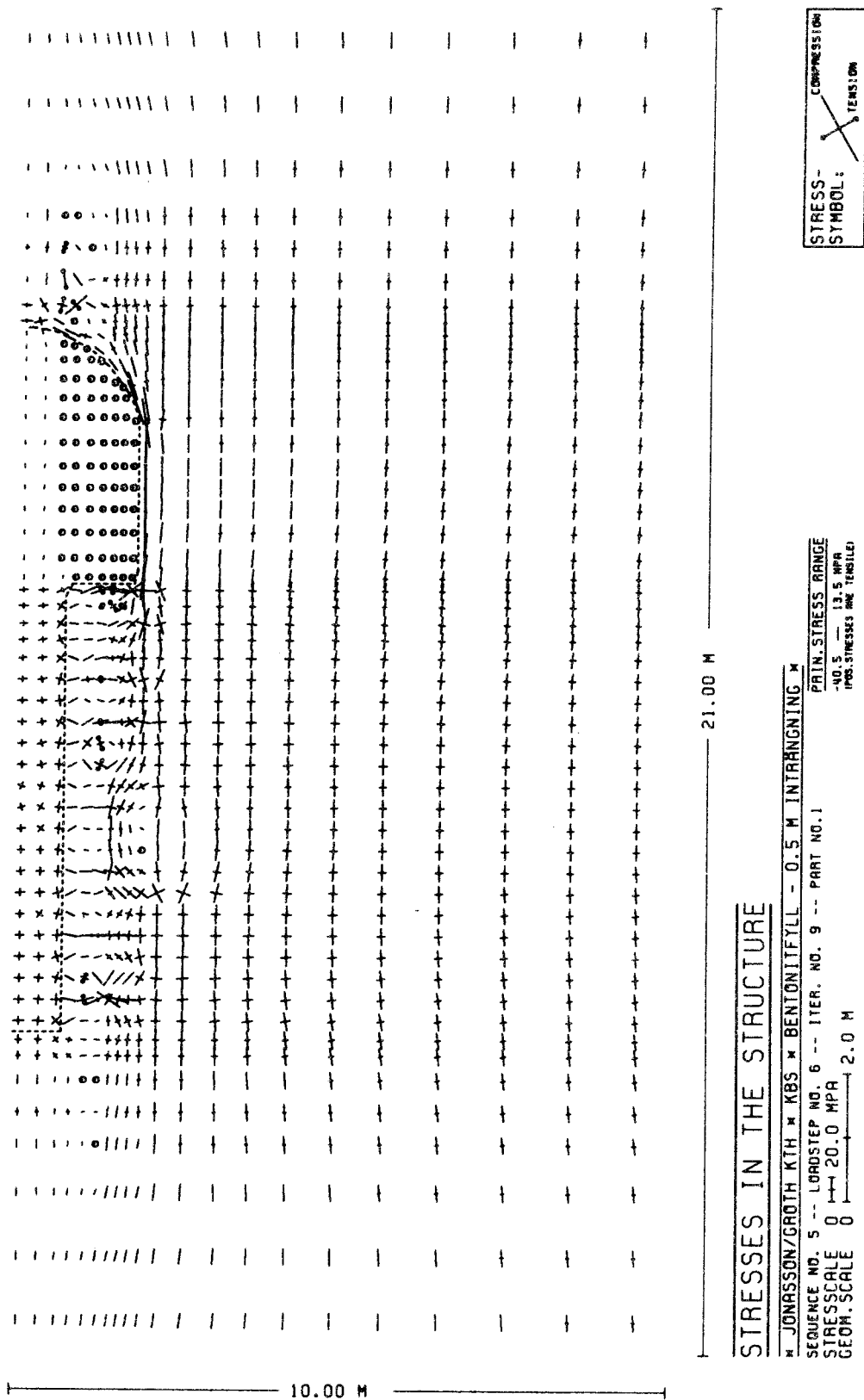


Fig 3.25 Modell med inducerade sprickor
Spänningar efter bentonitfyllning med 0.5 meters
inträngning i sprickor

144-NBSPJKBS 02 0001

QZ
STOCKHOLMS
DATORISERINGS
CENTRUM

» JONASSON/GROTH KTH » K85 » BENTONITFYLL - 0.5 M INTRÄNGNING »

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 26 SEKvens 5 LASTSTEG 6 ITER 9

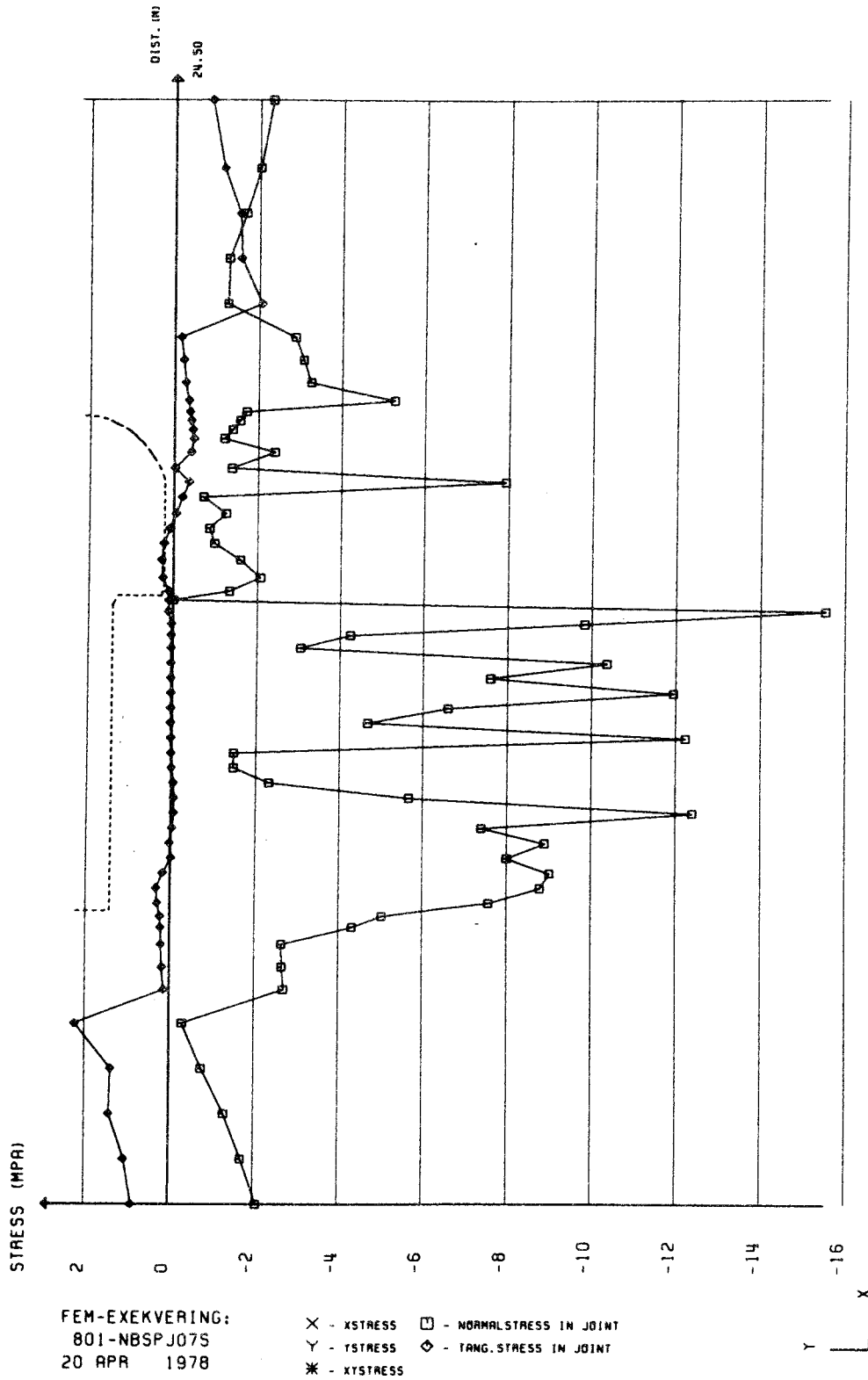


Fig 3.26 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 26 efter bentonitfyllning
med 0.5 meters inträngning

QZ
STYCKEHALS
DÄTJONN I CENTRAL

144-NBSPJKBS 02 0002
301-NBSPJ075
20 APR 1979

* JONASSON/GROTH KTH * KBS * BENTONITFYLL - 0.5 M INTRÄNGNING *

SPRICKSPÄNNINGAR LÄNGS SNITT 24 SERVENS 5 LÖSTSTEG 6 ITER 9

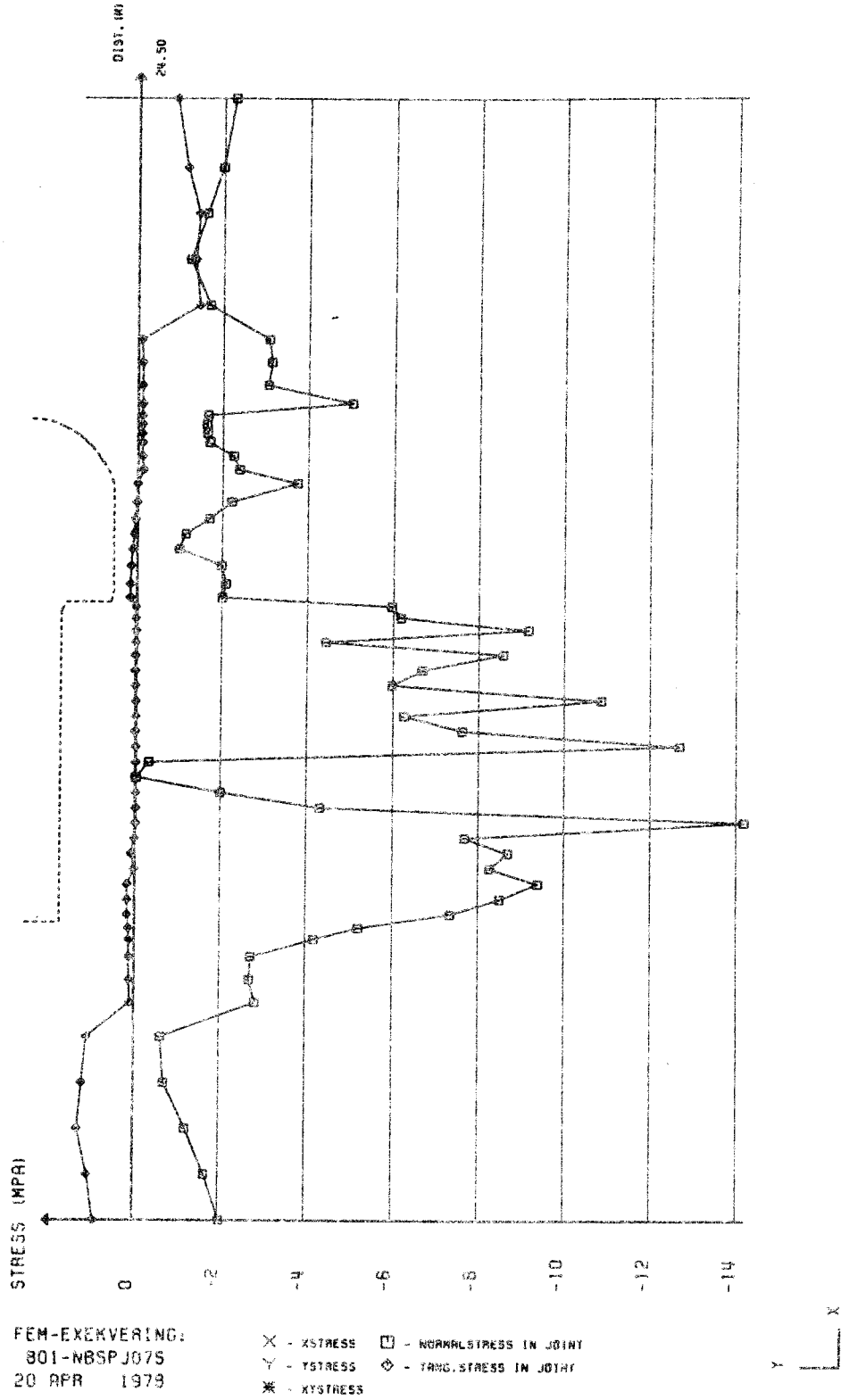


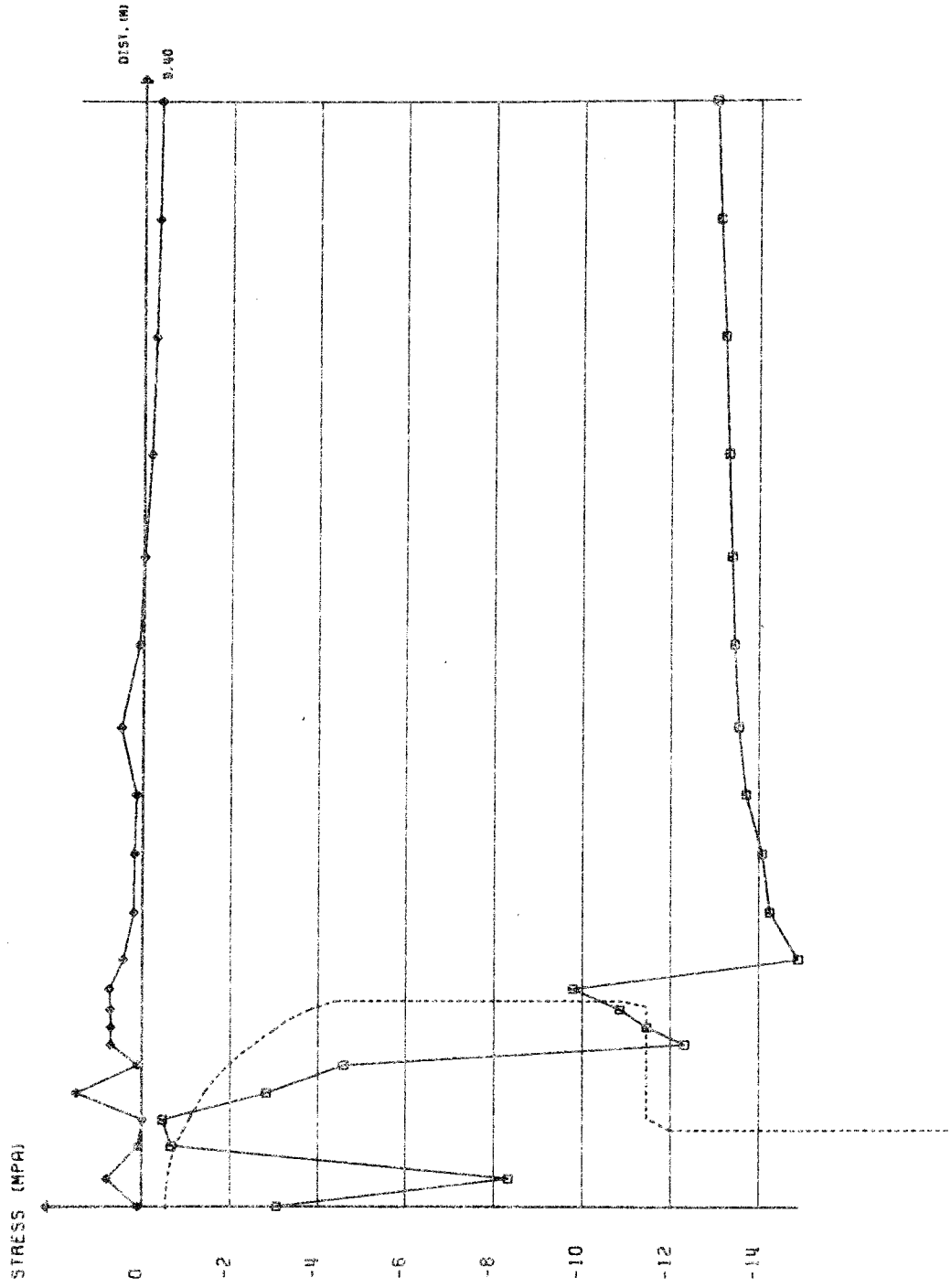
Fig 3.27 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 24 efter bentonitfyllning
med 0.5 meters inträngning i sprickor

STOCKHOLMS
DATUMSKENDELING
QZ

I44-NBSPJKBS 02 0003

JONASSON/CROTH KTH - KBS - BENTONITFyll - 0.5 M INTRÄNGNING

SPRICKSPÄNNINGAR LÅNGS SNITT 71 SEKVEN 5 LASTSTEG 6 ITER 9



FEM-EXEKVERING:
801-NBSPJ075
20 APR 1978

X - XSTRESS □ - NORMALSTRESS IN JOINT
Y - YSTRESS ◇ - TANG. STRESS IN JOINT
* - KTSSTRESS



Fig 3.28 Modell med inducerade sprickor
Spänningar i snitt 71 efter bentonitfyllning
med 0.5 meters inträngning

4. DISKUSSION AV RESULTATEN

Vi kommer nu att avsluta analysen med en diskussion av resultaten samt beröra effekten av axisymmetrisk och plan töjningsanalys.

Vi kommer också att diskutera de förutsättningar som vi arbetat med, framför allt valet av sprickparametrar.

4.1 Brytning av tunnel och deponeringshål

Efter det första brytningssteget gäller att den största rörelsen sker som bottenuppträckning i tunneln. Sulan rör sig i bägge fallen drygt 5 mm. Små, nedåtriktade rörelser kan även märkas i taket.

Efter det tredje brytningssteget, med utbrutet deponeringshål, inskränker sig rörelserna till uppåt- och nedåtriktade blockrörelser hos bergmassan närmast deponeringshålet. Maximala rörelsen är drygt 20 mm för modellen med inducerade sprickor.

Spänningskoncentrationerna i modellen överstiger ej 40 MPa beroende på att vi har en småblockig struktur som ger en mjuk deformationsstil med låga spänningar.

Det faktum att deponeringshålet är axisymmetriskt gör situationen gynnsammare än vad analysresultaten visar. Våra resultat pekar på att den axisymmetriska modellen skulle ge ett spänningstillstånd som är mer utjämnat i strukturen än vad den plana analysen ger. Detta har till följd att spänningskoncentrationerna är för höga i jämförelse med ett verkligt fall. Ett annat resultat är att de vertikala spänningarna kring deponeringshålets övre delar visar sig vara större i den axisymmetriska analysen än i den plana. Detta har en gynnsam effekt på den inducerade uppsprickningen som inte kan ske lika ohämmat i ett verkligt fall som förutsättes i våra plana analyser.

De linjärelastiska analyserna utan sprickelement, ger maximala spänningar på ca 30 MPa vid analys med plan geometri och ca 20 MPa vid analys med axisymmetrisk geometri. Dessa uppstår i elementen omedelbart intill övergången från deponeringshålvägg till sulä.

4.2 Bentonitfyllning i tunnel och deponeringshål

Modellen med inducerade sprickor uppvisar rörelser som är koncentrerade till ett mindre område kring deponeringshålet. Vi får en fortsatt upptryckning av block samtidigt som dessa även tenderar att tryckas utåt. Största rörelsen är här ca 35 mm. Vad spänningarna beträffar sker ingen större förändring. Vi har ett avlastat område kring hela förvaret. Den största tryckspänningen, 40 MPa, finner man i övergången, tunnelvägg till tak. Modellen med inducerade sprickor visar också hur tryckkraften från den svällande bentoniten i hålet kan fortplantas upp till taket via sand/bentonitblandningen i tunneln.

De linjärelastiska analyserna ger förskjutningar, i horisontalled på 1.7 mm vid plan analys och 0.2 mm vid axisymmetrisk analys med bentonitlast. Detta ger alltså ett förhållande $\approx 1/8$ mellan förskjutningar axisymmetriskt och förskjutningar vid plan töjning.

I de linjärelastiska analyserna utan sprickor framträder en annan sak som är viktig att påtala. I den plana analysen får vi dragspänningar i tunneltaket och under deponeringshålet. Dessa elimineras i den axisymmetriska analysen där vi istället får dragspänningar tangentiellt kring deponeringshålet. Dessa spänningar kommer av att det inre bentonittrycket är större än det rådande horisontella bergtrycket. Ett sätt att slippa detta är att lokalisera bergförvaret till ett område med högre horisontella bergspänningar. Detta är också en vanlig situation i vårt svenska urberg.

4.3 Bentonitfyllning med 0.2 meters inträngning i sprickorna

I modellen med inducerade sprickor förekommer uppåtriktade förskjutningar med beloppet ca 45 mm hos block närmast deponeringshålet.

4.4 Bentonitfyllning med 0.5 meters inträngning i sprickorna

Analysen uppvisar deformationer av samma slag som tidigare med den skillnaden att de har ökat från 45 mm till knappt 70 mm. I ett verkligt fall kommer dessa deformationer förmodligen inte att bli lika stora. Det som tidigare sagts om förhållandet förskjutningar axisymmetriskt/förskjutningar plant gäller även här.

4.5 Synpunkter på valet av sprickparametrarna

Sprickparametrarna finns listade i avsnitt 3.2. För att klargöra parametrarnas inverkan på resultatet har vi jämfört dessa med tidigare genomförda analyser med programmet BEFEM. Vi har därvid kommit till följande resultat;

Våra värden på draghållfastheten mellan sprickorna, T_s , är förhållandevis låga, vilket innebär att sprickorna betraktas som initieilt öppna.

Skjuvhållfastheten, τ_{peak} , bestäms genom Bartons formel:

$$\tau_{peak} = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \frac{(JCS)}{\sigma_n} + \phi_r \right]$$

Vi har bestämt τ_{peak} för våra sprickor för $\sigma_n = 12$ MPa, och fått följande resultat:

Inducerade sprickor ≈ 6 MPa

Sprickor utanför zonen med inducerade sprickor ≈ 19 MPa

Sprickor med bentonitfyllning ≈ 0 MPa

För residualvärdena gäller att $\tau_{\text{residual}} = \tau_{\text{peak}} \cdot 0.6$

Jämförelser med resultaten från andra projekt antyder att vi har förhållandevis låga värden på styvheterna K_s och K_n . Vi har alltså måttliga styvheter på sprickorna och analyserna kan därför betraktas som konservativa. Vi måste tolka resultaten med hänsyn till de valda parametrarna. Ett parameterintervall som ger styvare sprickor med större skjuvhållfasthet skulle ge ett resultat som ligger närmare de som erhållits vid de linjär-elastiska analyserna. Detta skulle vara gynnsamt vid vissa situationer, ogynnsamt vid andra. Exempelvis skulle vi förmodligen kunna eliminera glidningar längs sprickplan genom att öka styvheterna, men då skulle det ske på bekostnad av bl a större spänningskoncentrationer omedelbart intill förvaret. Man bör se våra resultat som ett möjligt fall bland många, eftersom sprickornas egenskaper och orientering har en avgörande betydelse.

5. SLUTSATSER

FEM-analyserna vid plant töjningstillstånd ger större spänningskoncentrationer i tunneltaket och under deponeringshålet, än analyserna med axisymmetrisk geometri för bergförvar utan sprickor. Analysresultaten med axisymmetrisk geometri visar homogent spänningstillstånd i modellen med undantag för spänningskoncentrationer kring deponeringshålets övre del. Förskjutningarna orsakade av bentonitsvällning är ungefär åtta gånger större vid analys med plant töjningstillstånd än vid analys med axisymmetrisk geometri. Analysresultaten för olika horisontella belastningar visar att gynnsammaste spänningstillståndet fås om man lokaliserar förvaret till en plats som har tillräckligt höga horisontella bergspänningar vilket motverkar svälltrycket hos bentoniten.

Analyserna av modellen med inducerade sprickor ger ett resultat med relativt små förskjutningar och spänningskoncentrationer. Småblockigheten ger upphov till spänningsomlagringar som leder till en avlastning av området kring förvaret. Bentonitsvällning och bentonitinträngning har endast lokal inverkan på spänningar och förskjutningar kring förvaret.

Den största deformationen i modellen med inducerade sprickor fås hos det översta blocket vid deponeringshålets mynning. Förskjutningen uppgår till nästan 70 mm och sker i fallet med bentonitfyllning av deponeringshålet och med 0.5 meters bentonitinträngning i sprickorna. Efter brytning av förvaret uppgår normalrörelserna hos de horisontella sprickorna- eller spricköppningen vid deponeringshålet till mindre än 5 mm. Sprickorna öppnar sig mest invid deponeringshålets periferi. Efter bentonitfyllning med 0.5 meters bentonitinträngning öppnar sig sprickorna nästan 15 mm överst kring deponeringshålet. Kring botten av deponeringshålet öppnar sig sprickorna ca 5 mm vid periferin och ca 2 mm en

halv meter in i bergmassan. I ett verkligt fall, där hålet har axisymmetrisk geometri, kommer rörelserna ej att bli så stora. Med ledning av utförda analyser uppskattar vi att spricköppningen blir mindre än 1 mm i bergmassan kring deponeringshålet. Risken för bentonitinträngning i de vertikala sprickorna är liten eftersom det radiellt riktade svälltrycket leder till en hoptryckning av sprickorna. En förskjutning av block in i tunneln kan förhindras genom att deponeringshålets omgivning noga undersöks med kärnbörning, injekteras och förstärks före börning av deponeringshålet.

Enligt KBS:s förslag till bergförvar för icke upparbetat avfall kommer deponeringshålen att placeras med centrumavståndet 6 meter. Mellan varje hål finns en bergmassa med tjockleken 4.5 meter, motsvarande 6 hålradier. Med detta avstånd mellan deponeringshålen är den inbördes påverkan mellan hålen försumbar.

6. REFERENSER

- Barton, N.R., 1974. Estimating the shear strength of rock joints. Proceeding 3rd Congress of International Society of Rock Mechanics, Denver, p. 219.
- Bathe, K-J., 1976. ADINA. A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis. MIT, Report 82448-1, 90 p.
- Bathe, K-J., and Wilson, E.L., 1976. Numerical methods in Finite Element Analysis. Prentice Hall, 521 p.
- Goodman, R.E., 1976. Methods of Geological Engineering. West Publishing Co. 471 p.
- Groth, T., och Jonasson, P., 1978. BeFo. Bergmekanikdag 1978. FEM-analys jämförd med modellstudier p. 128.
- Pusch, R., 1978. Self-injection of highly compacted bentonite into rock joints. Kärnbränslesäkerhet, teknisk rapport 73, 37 p.
- Stephansson, O., 1977. Deformationer i sprickigt berg. Kärnbränslesäkerhet, teknisk rapport 29, 57 p.

FÖRTECKNING ÖVER KBS TEKNISKA RAPPORTER

- 01 Källstyrkor i utbränt bränsle och högaktivt avfall från en PWR beräknade med ORIGEN
Nils Kjellbert
AB Atomenergi 77-04-05
- 02 PM angående värmeledningstal hos jordmaterial
Sven Knutsson
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 77-04-15
- 03 Deponering av högaktivt avfall i borrhål med buffertsubstans
Arvid Jacobsson
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 77-05-27
- 04 Deponering av högaktivt avfall i tunnlar med buffertsubstans
Arvid Jacobsson
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 77-06-01
- 05 Orienterande temperaturberäkningar för slutförvaring i berg av radioaktivt avfall, Rapport 1
Roland Blomqvist
AB Atomenergi 77-03-17
- 06 Groundwater movements around a repository, Phase 1, State of the art and detailed study plan
Ulf Lindblom
Hagconsult AB 77-02-28
- 07 Resteffekt studier för KBS
Del 1 Litteraturgenomgång
Del 2 Beräkningar
Kim Ekberg
Nils Kjellbert
Göran Olsson
AB Atomenergi 77-04-19
- 08 Utlakning av franskt, engelskt och kanadensiskt glas med högaktivt avfall
Göran Blomqvist
AB Atomenergi 77-05-20

- 09 Diffusion of soluble materials in a fluid filling a porous medium
Hans Häggblom
AB Atomenergi 77-03-24
- 10 Translation and development of the BNWL-Geosphere Model
Bertil Grundfelt
Kemakta Konsult AB 77-02-05
- 11 Utredning rörande titans lämplighet som korrosionshärdig kapsling för kärnbränsleavfall
Sture Henriksson
AB Atomenergi 77-04-18
- 12 Bedömning av egenskaper och funktion hos betong i samband med slutlig förvaring av kärnbränsleavfall i berg
Sven G Bergström
Göran Fagerlund
Lars Rombén
Cement- och Betonginstitutet 77-06-22
- 13 Urlakning av använt kärnbränsle (bestrålad uranoxid) vid direktdeponering
Ragnar Gelin
AB Atomenergi 77-06-08
- 14 Influence of cementation on the deformation properties of bentonite/quartz buffer substance
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 77-06-20
- 15 Orienterande temperaturberäkningar för slutförvaring i berg av radioaktivt avfall
Rapport 2
Roland Blomquist
AB Atomenergi 77-05-17
- 16 Översikt av utländska riskanalyser samt planer och projekt rörande slutförvaring
Åke Hultgren
AB Atomenergi augusti 1977
- 17 The gravity field in Fennoscandia and postglacial crustal movements
Arne Bjerhammar
Stockholm augusti 1977
- 18 Rörelser och instabilitet i den svenska berggrunden
Nils-Axel Mörner
Stockholms Universitet augusti 1977
- 19 Studier av neotektonisk aktivitet i mellersta och norra Sverige, flygbildsgenomgång och geofysisk tolkning av recenta förkastningar
Robert Lagerbäck
Herbert Henkel
Sveriges Geologiska Undersökning september 1977

- 20 Tektonisk analys av södra Sverige, Vättern - Norra Skåne
Kennert Röshoff
Erik Lagerlund
Lunds Universitet och Högskolan Luleå september 1977
- 21 Earthquakes of Sweden 1891 - 1957, 1963 - 1972
Ota Kulhánek
Rutger Wahlström
Uppsala Universitet september 1977
- 22 The influence of rock movement on the stress/strain situation in tunnels or bore holes with radioactive constituents embedded in a bentonite/quartz buffer mass
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1977-08-22
- 23 Water uptake in a bentonite buffer mass
A model study
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1977-08-22
- 24 Beräkning av utlakning av vissa fissionsprodukter och aktinider från en cylinder av franskt glas
Göran Blomqvist
AB Atomenergi 1977-07-27
- 25 Blekinge kustgnejs, Geologi och hydrogeologi
Ingemar Larsson KTH
Tom Lundgren SGI
Ulf Wiklander SGU
Stockholm, augusti 1977
- 26 Bedömning av risken för fördröjt brott i titan
Kjell Pettersson
AB Atomenergi 1977-08-25
- 27 A short review of the formation, stability and cementing properties of natural zeolites
Arvid Jacobsson
Högskolan i Luleå 1977-10-03
- 28 Värmeledningsförsök på buffertsubstans av bentonit/pitesilt
Sven Knutsson
Högskolan i Luleå 1977-09-20
- 29 Deformationer i sprickigt berg
Ove Stephansson
Högskolan i Luleå 1977-09-28
- 30 Retardation of escaping nuclides from a final depository
Ivars Neretnieks
Kungliga Tekniska Högskolan Stockholm 1977-09-14
- 31 Bedömning av korrosionsbeständigheten hos material avsedda för kapsling av kärnbränsleavfall. Lägesrapport 1977-09-27 samt kompletterande yttranden.
Korrosionsinstitutet och dess referensgrupp

- 32 Egenskaper hos bentonitbaserat buffertmaterial
Arvid Jacobsson
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-06-10
- 33 Required physical and mechanical properties of buffer masses
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1977-10-19
- 34 Tillverkning av bly-titan kapsel
Folke Sandelin AB
VBB
ASEA-Kabel
Institutet för metallforskning
Stockholm november 1977
- 35 Project for the handling and storage of vitrified high-level waste
Saint Gobain Techniques Nouvelles October, 1977
- 36 Sammansättning av grundvatten på större djup i granitisk berggrund
Jan Rennerfelt
Orrje & Co, Stockholm 1977-11-07
- 37 Hantering av buffertmaterial av bentonit och kvarts
Hans Fagerström, VBB
Björn Lundahl, Stabilator
Stockholm oktober 1977
- 38 Utformning av bergrumsanläggningar
Alf Engelbrektson, VBB
Arne Finné, KBS
Stockholm december 1977
- 39 Konstruktionsstudier, direktdeponering
ASEA-ATOM
Västerås
- 40 Ekologisk transport och stråldoser från grundvattenburna radioaktiva ämnen
Ronny Bergman
Ulla Bergström
Sverker Evans
AB Atomenergi 1977-12-20
- 41 Säkerhet och strålskydd inom kärnkraftområdet.
Lagar, normer och bedömningsgrunder
Christina Gyllander
Siegfried F Johnson
Stig Rolandson
AB Atomenergi och ASEA-ATOM 1977-10-13

- 42 Säkerhet vid hantering, lagring och transport av använt kärnbränsle och förglasat högaktivt avfall
Ann-Margret Ericsson
Kemakta november 1977
- 43 Transport av radioaktiva ämnen med grundvatten från ett bergförvar
Bertil Grundfelt
Kemakta november 1977
- 44 Beständighet hos borsilikatglas
Tibor Lakatos
Glasteknisk Utveckling AB
- 45 Beräkning av temperaturer i ett envånings slutförvar i berg för förglasat radioaktivt avfall Rapport 3
Roland Blomquist
AB Atomenergi 1977-10-19
- 46 Temperaturberäkningar för slutförvar för använt bränsle
Taivo Tarandi
Vattenbyggnadsbyrån Stockholm 1978
- 47 Teoretiska studier av grundvattenrörelser
John Stokes
Roger Thunvik
Inst för kulturteknik KTH maj 1978
- 48 The mechanical properties of the rocks in Stripa, Kråkemåla, Finnsjön and Blekinge
Graham Swan
Högskolan i Luleå 1977-09-14
- 49 Bergspänningsmätningar i Stripa gruva
Hans Carlsson
Högskolan i Luleå 1977-08-29
- 50 Läkningförsök med högaktivt franskt glas i Studsvik
Göran Blomqvist
AB Atomenergi november 1977
- 51 Seismotectonic risk modelling for nuclear waste disposal in the Swedish bedrock
F Ringdal
H Gjövstål
E S Husebye
Royal Norwegian Council for scientific and industrial research
- 52 Calculations of nuclide migration in rock and porous media, penetrated by water
H Häggblom
AB Atomenergi 1977-09-14
- 53 Mätning av dissusionshastighet för silver i lera-sandblandning
Bert Allard
Heino Kipatsi
Chalmers tekniska högskola 1977-10-15

- 54 Groundwater movements around a repository
- 54:01 Geological and geotechnical conditions
Håkan Stille
Anthony Burgess
Ulf E Lindblom
Hagconsult AB september 1977
- 54:02 Thermal analyses
Part 1 Conduction heat transfer
Part 2 Advective heat transfer
Joe L Ratigan
Hagconsult AB september 1977
- 54:03 Regional groundwater flow analyses
Part 1 Initial conditions
Part 2 Long term residual conditions
Anthony Burgess
Hagconsult AB oktober 1977
- 54:04 Rock mechanics analyses
Joe L Ratigan
Hagconsult AB september 1977
- 54:05 Repository domain groundwater flow analyses
Part 1 Permeability perturbations
Part 2 Inflow to repository
Part 3 Thermally induced flow
Joe L Ratigan
Anthony S Burgess
Edward L Skiba
Robin Charlwood
- 54:06 Final report
Ulf Lindblom et al
Hagconsult AB oktober 1977
- 55 Sorption av långlivade radionuklider i lera och berg,
Del I
Bert Allard
Heino Kipatsi
Jan Rydberg
Chalmers tekniska högskola 1977-10-10
- 56 Radiolys av utfyllnadsmaterial
Bert Allard
Heino Kipatsi
Jan Rydberg
Chalmers tekniska högskola 1977-10-15
- 57 Stråldoser vid haveri under sjötransport av kärnbränsle
Anders Appelgren
Ulla Bergström
Lennart Devell
AB Atomenergi 1978-01-09
- 58 Strålrisker och högsta tillåtliga stråldoser för människan
Gunnar Walinder
FOA 4 november 1977

- 59 Tectonic Lineaments in the Baltic from Gävle to Simrishamn
Tom Flodén
Stockholms Universitet 1977-12-15
- 60 Förarbeten för platsval, berggrundsundersökningar
Sören Scherman
- Berggrundvattenförhållande i Finnsjöområdet
nordöstra del
Carl-Erik Klockars
Ove Persson
Sveriges Geologiska Undersökning januari 1978
- 61 Permeabilitetsbestämningar
Anders Hult
Gunnar Gidlund
Ulf Thoregren
- Geofysisk borrhålmätning
Kurt-Åke Magnusson
Oscar Duran
Sveriges Geologiska Undersökning januari 1978
- 62 Analyser och åldersbestämningar av grundvatten på stora
djup
Gunnar Gidlund
Sveriges Geologiska Undersökning 1978-02-14
- 63 Geologisk och hydrogeologisk grunddokumentation av
Stripa försöksstation
Andrei Olkiewicz
Kenth Hansson
Karl-Erik Almén
Gunnar Gidlund
Sveriges Geologiska Undersökning februari 1978
- 64 Spänningsmätningar i Skandinavisk berggrund - förutsättningar
resultat och tolkning
Sten G A Bergman
Stockholm november 1977
- 65 Säkerhetsanalys av inkapslingsprocesser
Göran Carleson
AB Atomenergi 1978-01-27
- 66 Några synpunkter på mekanisk säkerhet hos kapsel för
kärnbränsleavfall
Fred Nilsson
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm februari 1978
- 67 Mätning av galvanisk korrosion mellan titan och bly samt
mätning av titans korrosionspotential under γ -bestrålning
3 st tekniska PM
Sture Henrikson
Stefan Poturaj
Maths Åsberg
Derek Lewis
AB Atomenergi januari-februari 1978

- 100 Dos och dosintekning från grundvattenburna radioaktiva ämnen vid slutförvaring av använt kärnbränsle
Ronny Bergman
Ulla Bergström
Sverker Evans
AB Atomenergi
- 101 Utläckning av Ni-59 från ett bergförvar
Ivars Neretnieks
Karin Andersson
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-04-24
- 102 Metod att bocka bestrålade bränslestavar
Torsten Olsson
ASEA-ATOM 1978-03-29
- 103 Some aspects on colloids as a means for transporting radio nuclides
Ivars Neretnieks
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-08-08
- 104 Finit elementanalys av bentonitfyllt bergförvar
Ove Stephansson
Kenneth Mäki
Tommy Groth
Per Johansson
Högskolan i Luleå
- 105 Neutroninducerad aktivitet i bränsleelementdetaljer
Nils Kjellbert
AB Atomenergi 1978-03-30
- 106 Strålningsnivå och till vatten deponerad strålningsenergi utanför kapslar i slutförvaret
Klas Lundgren
ASEA-ATOM 1978-05-29
- 107 Blyinfodrad titankapsel för upparbetat och glasat kärnbränsleavfall - Bedömning ur korrosionssynpunkt
Korrosionsinstitutet och dess referensgrupp. Slutrapport.
1978-05-25
- 108 Criticality in a spent fuel repository in wet crystalline rock
Peter Behrenz
Kåre Hannerz
ASEA-ATOM 1978-05-30
- 109 Lakningsbar spaltaktivitet
Lennart Devell
Rolf Hesböl
AB Atomenergi

- 89 Inverkan av glaciation på en deponeringsanläggning belägen i urberg 500 m under markytan
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-03-16
- 90 Koppar som kapslingsmaterial för icke upparbetat kärnbränsleavfall - bedömning ur korrosionssynpunkt
Lägesrapport 1978-03-31
Korrosionsinstitutet och dess referensgrupp
- 91 Korttidsvariationer i grundvattnets trycknivå
Lars Y Nilsson
Kungliga Tekniska Högskolan Stockholm september 1977
- 92 Termisk utvidgning hos granitoida bergarter
Ove Stephansson
Högskolan i Luleå april 1978
- 93 Preliminary corrosion studies of glass ceramic code 9617 and a sealing frit for nuclear waste canisters
I D Sundquist
Corning Glass Works 78-03-14
- 94 Avfallsströmmar i upparbetningsprocessen
Birgitta Andersson
Ann-Margret Ericsson
Kemakta mars 1978
- 95 Separering av C-14 vid upparbetningsprocessen
Sven Brandberg
Ann-Margret Ericsson
Kemakta mars 1978
- 96 Korrosionsprovning av olegerat titan i simulerade deponeringsmiljöer för upparbetat kärnbränsleavfall
Sture Henrikson
Marian de Pourbaix
AB Atomenergi 1978-04-24
- 97 Colloid chemical aspects of the "confined bentonite concept"
Jean C Le Bell
Ytkemiska Institutet 1978-05-07
- 98 Sorption av långlivade radionuklider i lera och berg
Del 2
Bert Allard
Heino Kipatsi
Börje Torstenfelt
Chalmers Tekniska Högskola 1978-04-20
- 99 Lakning av högaktivt franskt glas
Lägesrapport 1978-06-01
Göran Blomqvist
AB Atomenergi 1978-06-19

- 80 Utdiffusion av svårlösliga nuklider ur kapsel efter kapselgenombrott
Karin Andersson
Ivars Neretnieks
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-03-07
- 81 Tillverkning av kopparkapsel för slutförvaring av använt bränsle
Jan Bergström
Lennart Gillander
Kåre Hannerz
Liberth Karlsson
Bengt Lönnerberg
Gunnar Nilsson
Sven Olsson
Stefan Sehlstedt
ASEA, ASEA-ATOM juni 1978
- 82 Hantering och slutförvaring av aktiva metalldelar
Bengt Lönnerberg
Alf Engelbrektsson
Ivars Neretnieks
ASEA-ATOM, VBB, KTH Juni 1978
- 83 Hantering av kapslar med använt bränsle i slutförvaret
Alf Engelbrektsson
VBB Stockholm april 1978
- 84 Tillverkning och hantering av bentonitblock
VBB
ASEA
ASEA-ATOM
Gränges Mineralprocesser
Juni 1978
- 85 Beräkning av kryphastigheten hos ett blyhölje innehållande en glaskropp under inverkan av tyngdkraften
Anders Samuelsson
- Förändring av krypegenskaperna hos ett blyhölje som följd av en mekanisk skada
Göran Eklund
Institutet för Metallforskning september 1977 - april 1978
- 86 Diffusivitetmätningar av metan och väte i våt lera
Ivars Neretnieks
Christina Skagius
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-01-09
- 87 Diffusivitetmätningar i våt lera Na-lignosulfonat, Sr^{2+} , Cs^+
Ivars Neretnieks
Christina Skagius
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-03-16
- 88 Ground water chemistry at depth in granites and gneisses
Gunnar Jacks
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm april 1978

- 68 Degraderingsmekanismer vid bassänlagring och hantering av utbränt kraftreaktorbränsle
Gunnar Vesterlund
Torsten Olsson
ASEA-ATOM 1978-01-18
- 69 A three-dimensional method for calculating the hydraulic gradient in porous and cracked media
Hans Häggblom
AB Atomenergi 1978-01-26
- 70 Lakning av bestrålat UO_2 -bränsle
Ulla-Britt Eklund
Roland Forsyth
AB Atomenergi 1978-02-24
- 71 Bergspricktätning med bentonit
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1977-11-16
- 72 Värmeledningsförsök på buffertsubstans av kompakterad bentonit
Sven Knutsson
Högskolan i Luleå 1977-11-18
- 73 Self-injection of highly compacted bentonite into rock joints
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-02-25
- 74 Highly compacted Na bentonite as buffer substance
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-02-25
- 75 Small-scale bentonite injection test on rock
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-03-02
- 76 Experimental determination of the stress/strain situation in a sheared tunnel model with canister
Roland Pusch
Högskolan i Luleå 1978-03-02
- 77 Nuklidvandring från ett bergförvar för utbränt bränsle
Bertil Grundfelt
Kemakta konsult AB, Stockholm 1978-08-31
- 78 Bedömning av radiolys i grundvatten
Hilbert Christenssen
AB Atomenergi 1978-02-17
- 79 Transport of oxidants and radionuclides through a clay barrier
Ivar Neretnieks
Kungl Tekniska Högskolan Stockholm 1978-02-20