

Sättningsanalys Forsmarks kärnkraftverk – aggregat 1

Nancy Bono, Anders Fredriksson, Lars Maersk Hansen
Golder Associates AB

December 2010

Svensk Kärnbränslehantering AB

Swedish Nuclear Fuel
and Waste Management Co

Box 250, SE-101 24 Stockholm
Phone +46 8 459 84 00



ISSN 1651-4416

SKB P-10-48

Sättningsanalys Forsmarks kärnkraftverk – aggregat 1

Nancy Bono, Anders Fredriksson, Lars Maersk Hansen
Golder Associates AB

December 2010

Nyckelord: Geoteknik, Siltfyllda slag, Sättning, Grundförhållanden, SKBdoc 1230936.

En pdf-version av rapporten kan laddas ner från www.skb.se.

Sammanfattning

På uppdrag av SKB har Golder Associates AB genomfört en analys av sättningar under Forsmarks kärnkraftverk vid byggande av slutförvar för använt kärnbränsle nära och under befintliga reaktorer. Speciellt har inverkan av horisontella sprickor studerats. Vidare har analyserna fokuserats på Forsmark 1 (aggregat 1) som är belägen närmast de planerade schakten och rampen till slutförvaret.

De översta ca 50 m av bergmassan under Forsmark 1 är sprickrik och framförallt förekommer horisontella sprickor (bankningssprickor) som kan föra mycket vatten. Ned till ca 20 m djup förekommer sedimentfyllda sprickor som lokalt kan ha en vidd av 0,5 m. De planerade schakten och rampen kommer att leda till att vattnet i sprickorna vill strömma mot schakten. Vattentrycket i sprickorna närmast schaktet sjunker till noll och med ökande avstånd från schaktet ökar vattentrycket mot det ursprungliga trycket. Denna minskning av vattentrycket resulterar i ökade effektiva normalspänningar i sprickor vilket i sin tur leder till ihoptryckning av sprickor proportionell till dess normalstyvhet. I denna studie har den eventuella ihoptryckningen av sprickor i den översta 100 m av bergmassan studerats. Sprickor på större djup ger försumbar inverkan på befintliga byggnader.

Dokumentation av bergrunden inom området innefattar såväl fältundersökningar från 70-talet, när projektering av kraftverket inleddes, som omfattande undersökningar för slutförvaret. Förekomsten av öppna horisontella sprickor, med sprickvidder större än ca 1 mm, har undersökts utifrån detta omfattande fältundersökningsunderlag.

En arkivundersökning har utförts med syfte att klarlägga bygget av Forsmark 1. Den tillgängliga dokumentationen har omfattat talrika PM och rapporter som visar att projektörerna av reaktorernas grundläggning var medvetna om dessa horisontella sprickor och att dimensionering av grundläggningen eftersträvade en grundläggning som minimerade risken för sättning till följd av konstruktionens bergpåkänning. Under uppförande av Forsmark 1 utfördes bl.a. kompletterande undersökningar för att bättre fastställa förekomst av öppna sprickor. Grundläggningsnivåerna reviderades under byggtiden utifrån dessa undersökningar.

Vid byggandet av Forsmark 1 utfördes sättningsmätningar. Mätningarna påbörjades 1973 och utfördes successivt under konstruktionsfasen. 1975 uppgick sättningarna till mellan 2 och 10 mm vilket överskred de beräknade elastiska sättningarna i berggrunden. Förväntade sättningar var beräknade till mindre än 1 mm. I augusti 1975 installerades nya mätpunkter och även mätfrekvensen ökades. Dessutom borrades fyra kärnborrhål till nivåer i intervallet mellan 21 m till 25 m djup, dvs. ca 15 m under grundläggningsnivån. Dessa borrhål TV-granskades. Öppna sprickor återfanns under grundläggningsnivåerna. För att säkerställa att differenssättningar mellan byggnaderna ej ska uppkomma, utfördes en cementinjektering av undergrunden ned till 20 m djup.

För att kunna utföra en sättningsberäkning har bergsprickornas normalstyvhet utvärderats. Denna utvärdering har baserats på såväl mätningar från Vattenfalls storskaliga belastningsförsök som en litteratursökning efter värden på normalstyvheter. Normalstyvheter som har föreslagits är: $K_n = 2-6 \text{ GPa/m}$ på 20 m djup med en linjär ökning till $10-29 \text{ GPa/m}$ på ca 100 m djup.

Hydrogeologiska modelleringar har tidigare utförts av /Gustafsson et al. 2009/. Denna modellering var inriktad på att studera den ytnära hydrologin och inverkan av ramp, hiss- och luftschakt samt ett öppet förvar. Resultaten av denna modellering har utnyttjats för denna studie. En maximal tryckavsänkning som funktion av djupet har använts som indata till sättningsberäkningarna. Den antagna avsänkningen anses som säker eftersom den är beräknad i eller i närheten av en vertikal sprickzon.

Ur tillgängliga undersökningar är det svårt att i detalj bestämma antal sprickor och läget av sprickor som kan komprimeras vid en vattentrycksänkning. För denna studie har sättningsanalysen utförts som en känslighetsanalys med avseende på läget av och antalet sprickor.

Några godtyckligt valda kombinationer av sprickor, men fullt möjliga, har antagits och sättningarna beräknats för dessa kombinationer. Det har antagits att vertikala rörelser till följd av komprimering av en spricka direkt leder till en sättning av samma storlek vid grundläggningsnivå. Beräkningar av sättningar under Forsmark 1 visar maximala värden mindre än 0,2 mm. Dessa sättningar är

baserade på ihoptryckning av sprickor mellan 20 och 100 m djup. På grund av osäkerheter när det gäller sprickornas utsträckning bör detta värde betraktas som en maximal differenssättning tvärsöver reaktorns grundsula.

Tillgängliga handlingar visar att injektering utfördes under turbinfundamenten till ett mindre djup. Detta medför en möjlighet att eventuella sprickor i berget över 20 m djup även kan utsättas för ihoptryckning. Beräkningar av sättningar ovanför denna nivå visar att den maximala differenssättningen mellan två intilliggande turbinfundament kan vara i storleksordningen av 0,7 mm.

Schakt och ramp till det planerade slutförvaret samt själva förvaret kommer att leda till ändringar av vattentrycket i bergmassan under den befintliga kraftstationen. Hur stort område som påverkas och storleken av vattentrycksförändringar är beroende på hur tillförsel av vatten sker till sprickorna under reaktorerna samt på tätning av sprickorna genom injektering av bergmassan närmast schakten och kring tunnlarna på förvarsnivån.

Det rekommenderas att dessa vattentrycksförändringar övervakas genom vattentrycksmätningar. Dessa mätningar bör påbörjas innan schaktarbeten inleds så att man erhåller en mätserie som redovisar de befintliga årstidsvariationerna. Det rekommenderas att dessa vattentrycksmätningar görs i 3 st. kärnborrhål borrhål till ca 100 m djup. Förslagsvis utförs de vid två punkter mellan Forsmark 1 och kylvattenkanalen längs en linje riktad mot de planerade schakten. Det tredje bör utföras strax söder om turbinhallen vid Forsmark 1.

Borrhäror bör karteras och ett program för vattentrycksmätning bestämmas utifrån karteringen. Om öppna horisontella sprickor upptäcks bör porttrycksgivare installeras med packers för att isolera de enskilda sprickorna och möjliggöra övervakning av vattentrycksändringar inom enskilda sprickor. På detta sätt kan vattentrycksändringar övervakas i fortsättningen och motåtgärder sättas in som t.ex. kompletterande injektering kring schakten.

Innehåll

1	Inledning	7
1.1	Syfte	7
1.2	Problemställning	7
1.3	Påverkande faktorer	10
1.4	Omfattning av studien	10
2	Geologiska förhållanden	11
2.1	Berggrund	11
2.2	Spricksystem	11
2.3	Sedimentfyllda horisontella sprickor	11
3	Erfarenheter från byggandet av kärnkraftverken	17
3.1	Grundläggning	17
3.2	Belastningsförsök	19
3.3	Sättningsmätningar under byggandet	22
4	Deformationsegenskaper hos horisontella sprickor	25
4.1	Allmänt	25
4.2	Utvärdering av sprickornas normalstyvheter ur belastningsförsök	25
4.3	Uppskattning av sprickornas normalstyvheter från fyllnadsmaterialets egenskaper	27
4.4	Litteraturvärden på sprickors normalstyvheter	27
	4.4.1 Normalstyvheter hos fyllda bergsprickor	27
	4.4.2 Normalstyvheter hos öppna sprickor utan sprickfyllnad	28
4.5	Förslag till normalstyvheter för subhorisontella sprickor	29
5	Vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor	31
5.1	Vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor under byggtiden	31
5.2	Analys av framtida vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor	31
6	Uppskattning av eventuella sättningars storlek	33
6.1	Vidd på horisontella sprickor	33
6.2	Antal horisontella sprickor	33
6.3	Läge och utsträckning hos horisontella sprickor	33
6.4	Sättningarnas storlek	34
7	Sammanfattning och förslag till övervakning	37
7.1	Omfattning och målsättning	37
7.2	Befintliga förhållanden	37
7.3	Resultat och slutsatser	37
7.4	Förslag till övervakning	38
8	Referenser	39

1 Inledning

1.1 Syfte

På uppdrag av SKB har Golder Associates AB genomfört en riskanalys för sättningar under Forsmarks kärnkraftverk vid byggandet av slutförvaret för använt kärnbränsle nära och under befintliga reaktorer. Speciellt har inverkan av horisontella sprickor studerats.

I arbetet har följande personer från Golder Associates deltagit:

Anders Fredriksson, Nancy Bono, Lars Maersk Hansen, Sakar Koyi och Anders Pettersson.

Denna rapport baseras på underlag från FKA. För att lokalisera och plocka fram material ur kraftverkets arkiv har Lars-Erik Berglund Forsmarks Kraftgrupp AB varit behjälplig.

1.2 Problemställning

De översta ca 50 m av bergmassan under och kring befintliga reaktorer i Forsmark är sprickrik och framförallt förekommer horisontella och subhorisontella sprickor (i fortsättning benämns de som horisontella sprickor) som kan föra mycket vatten. Ned till ett djup av ca 12 m förekommer siltfyllda horisontella sprickor som lokalt kan vara 0,5 m tjocka. Enstaka sådana sprickor har även observerats på 20 m djup i borrhål nära reaktor 1. Samtliga djupangivelser är enligt RHB70.

Schakt och ramp till det blivande slutförvaret kommer att byggas ca 400–450 m från reaktor nr 1, se figur 1-1. Delar av slutförvaret planeras på ca 500 m djup under reaktor nr 1.

Huvuddelen av det vatten som finns i bergmassan finns i sprickorna. Vattnet i sprickorna har ett tryck, u , som beror på djupet under grundvattenytan och strömningsförhållandena.

Är vattnet stillastående är trycket:

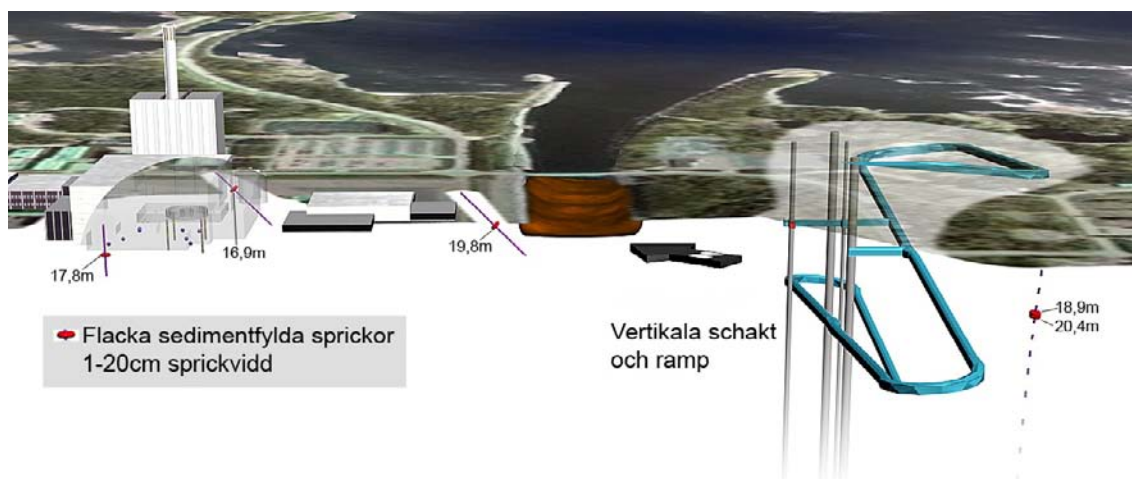
$$u = z \cdot g$$

där z är djupet under grundvattenytan.

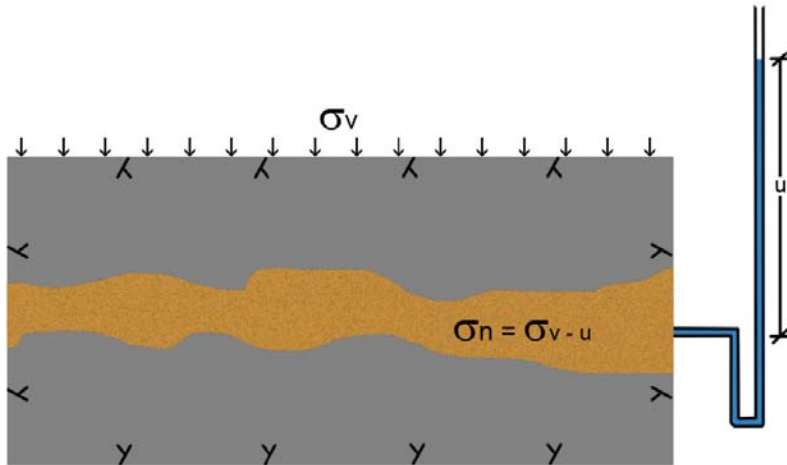
I en horisontell spricka bärs en del av tyngden av den överlagrande bergmassan av vattentrycket enligt:

$$\sigma_v = \sigma_n + u$$

där σ_n är den effektiva normalspänningen i sprickan, se figur 1-2. Minskar vattentrycket kommer den effektiva normalspänningen att öka och sprickan trycks ihop. På 50 m djup är $\sigma_v = 1,4$ MPa och $u = 0,5$ MPa om grundvattenytan ligger i markytan.



Figur 1-1. Skiss över området kring reaktorerna i Forsmark.



Figur 1-2. Horisontell spricka i bergmassan.

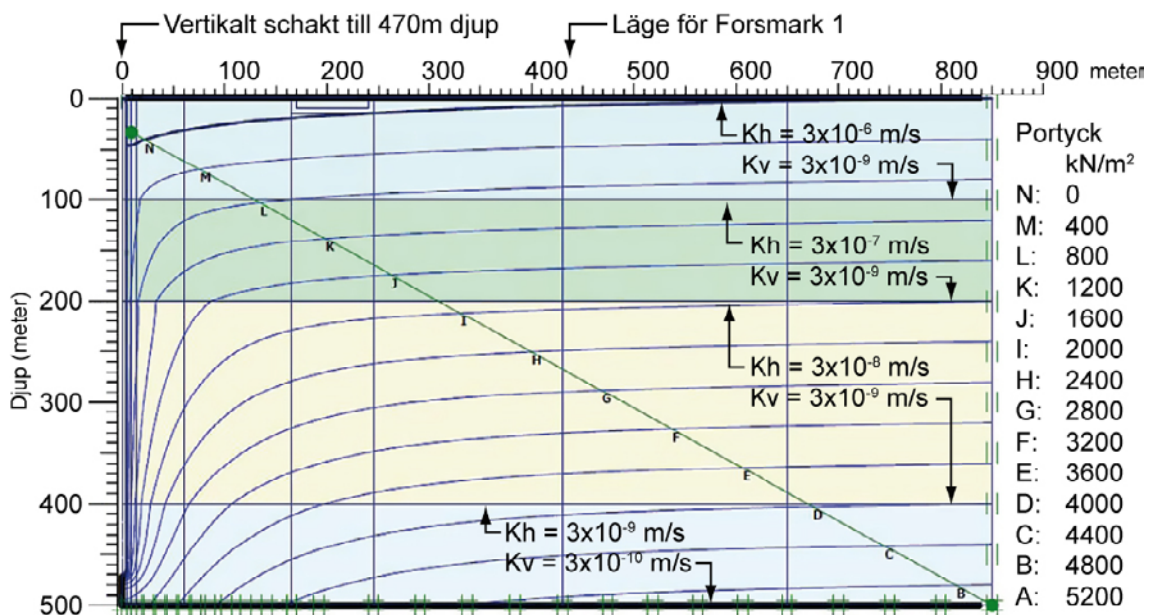
Sambandet mellan den effektiva normalspänningen och ihoptryckningen, v , av sprickan uttrycks med sprickans normalstyvhets, k_N , enligt:

$$v = \sigma_n / k_N.$$

Minskar vattentrycket, δu , trycks sprickan ihop $\delta u / k_N$.

Normalt försummas inverkan av vattentrycksförändring vid bergmekaniska deformationsberäkningar eftersom normalstyvheten hos sprickorna är relativt hög och vattentrycket lågt i förhållande till de totala bergspänningarna. I detta fall kan det dock vara motiverat att göra en mer detaljerad analys av deformationerna.

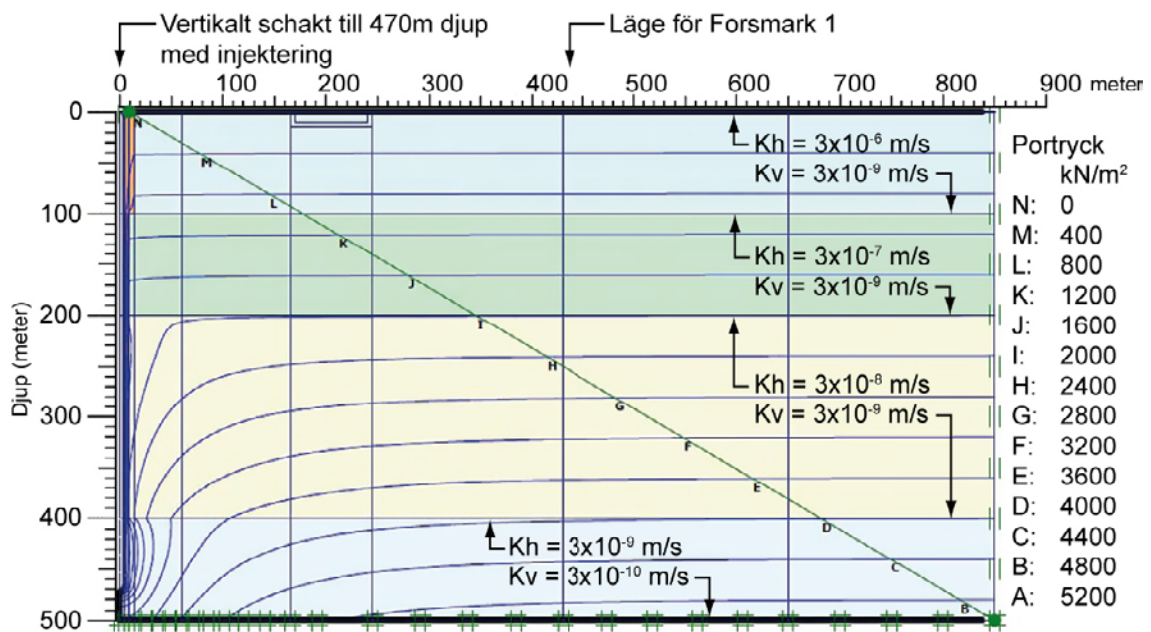
Sprängs eller borrar ett vertikalt schakt genom en bergmassa med vattenförande horisontella sprickor vill vattnet strömma mot schaktet, se figur 1-3. Vattentrycket i sprickorna närmast schaktet sjunker till noll. Med ökande avstånd från schaktet ökar vattentrycket mot det ursprungliga trycket som rådde innan schaktet togs ut. Hur stort område som påverkas styrs av sprickornas hydrauliska konduktivitet och hur tillförseln av vatten sker till sprickorna.



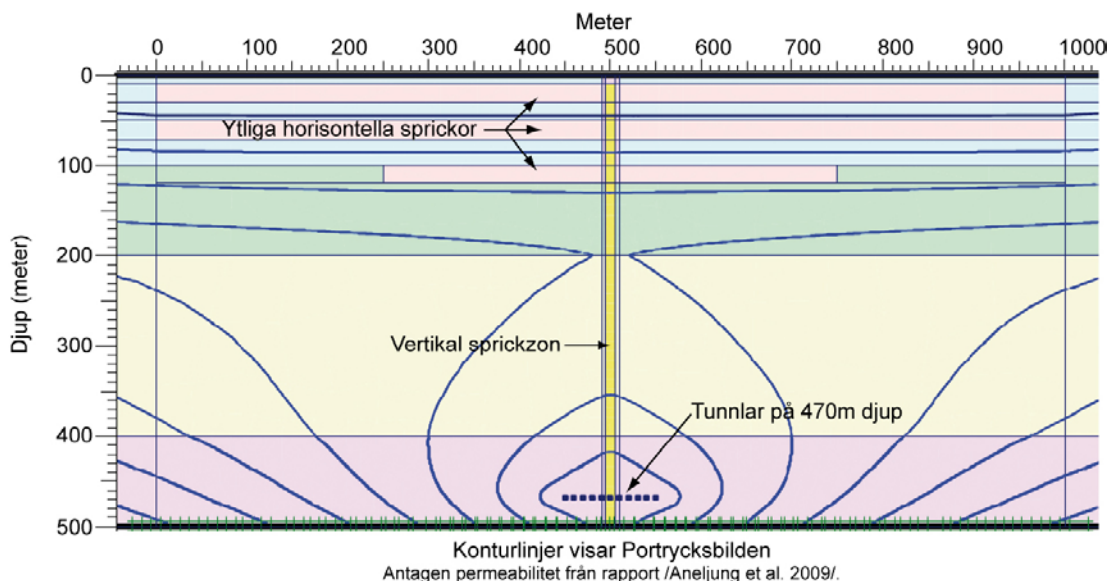
Figur 1-3. Schakt genom bergmassa med horisontella sprickor utan injekteringszon.

För att minska det område som kan påverkas kommer bergmassan att injekteras närmast schaktet för att där täta sprickorna och därmed minska området som påverkas, se figur 1-4. Injekteringen kan ske med cement eller annat injekteringsmedel. Vilken avsänkning av vattentrycket i sprickorna utanför injekteringszonen man får beror på tätheten i den injekterade zonen i förhållande till täthet utanför injekteringszonen och den naturliga tillförseln av vatten till sprickan. Permeabilitetsvärden som anges i figur 1-3 och 1-4 är avsedda endast för att visa en konceptuell modell och ska inte betraktas som en del av denna utvärdering.

Inverkan på vattentryckförhållandena i ytliga horisontella sprickor/sprickzoner kan också ske från tunnlar på stort djup, om dessa passerar en vertikal sprickzon, som är i kontakt med de horisontella sprickorna, se principen i figur 1-5. Har den ytliga horisontella sprickan/zonen en begränsad utbredning och dålig hydraulisk kontakt med omgivande vattenförande bergmassa blir påverkan större än om den hydrauliska kontakten är god. Injektering av tunneln på stort djup kan minska påverkan men den är kanske svår att helt eliminera.



Figur 1-4. Schakt med injekteringszon genom bergmassa med horisontella sprickor.



Figur 1-5. Tunnel på stort djup som påverkar ytliga sprickor via vertikal sprickzon.

1.3 Påverkande faktorer

De faktorer som påverkar risken för sättningar under befintliga anläggningar kan brytas ned till följande:

- Geologin under de befintliga reaktorerna och dess potential att innehålla horisontella sprickor eller strukturer som kan deformeras i vertikalled vid ändring av grundvattentrycket.
- Detaljutformning av fundamenten under de befintliga anläggningarna.
- De mekaniska egenskaperna hos sprickorna i bergmassan under kraftstationerna och deras respons för vattentrycksförändringar.
- De hydrogeologiska förhållandena.
- Effektiviteten av injektering kring ramp, schakter samt tunnlar på förvarsdjupet. Hänsyn till bergmassan i en större skala med hänsyn till bergspänningar före och efter byggande av kraftstationerna och eventuella ändringar i effektivspänningarna på grund av den planerade byggnationen.

1.4 Omfattning av studien

Utförd utredning och analyser har fokuserats på anläggningen Forsmark 1 (aggregat 1) av flera orsaker. Först och främst är Forsmark 1 belägen närmare de planerade schakten. Följaktligen är beräknade vattentrycksändringar större vid Forsmark 1 än vid Forsmark 2 samt 3. Vidare trots att mycket mer omfattande undersökningar utfördes vid Forsmark 3 påträffades inga djupliggande öppna eller sedimentfyllda sprickor under reaktorn eller turbiner. Det finns en dokumenterad spricka nordväst om Forsmark 3 (14,9 m djup) däremot finns det ingen uppgift att denna spricka har en hydraulisk koppling till området för det planerade schaktet.

2 Geologiska förhållanden

2.1 Berggrund

Berggrunden vid det planerade slutförvaret i Forsmark beskrivs närmare i en SKB rapport /Stephens et al. 2008/. Berggrunden i området kring planerat schakt och befintliga aggregaten nr 1 och nr 2 består huvudsakligen av metamorf granit till grandiorite (ofta kallad gnejsgranit i äldre publikationer), med viss foliation och bandning som stryker NNV, se figur 2-1. Dessa ingår i grupp B som omfattar fler olika magmatiska bergarter såsom granit, grandiorit, tonalit och diorit m.fl. Denna struktur är särskild markerat i området vid aggregat 1 och 2, där även bergarterna är heterogena, men svagare i områdena mellan aggregat 1 och det planerade schaktet, där även berggrunden är mera homogen.

2.2 Spricksystem

Området tillhör sprickdomänen FFM02 /SKB 2008/ som ligger nära bergytan. Sprickdomänen FFM02 karakteriseras av ett nätverk av flacka och subhorisontella, öppna och delvis öppna sprickor, se figur 2-2. Domänen domineras av tre sprickgrupper:

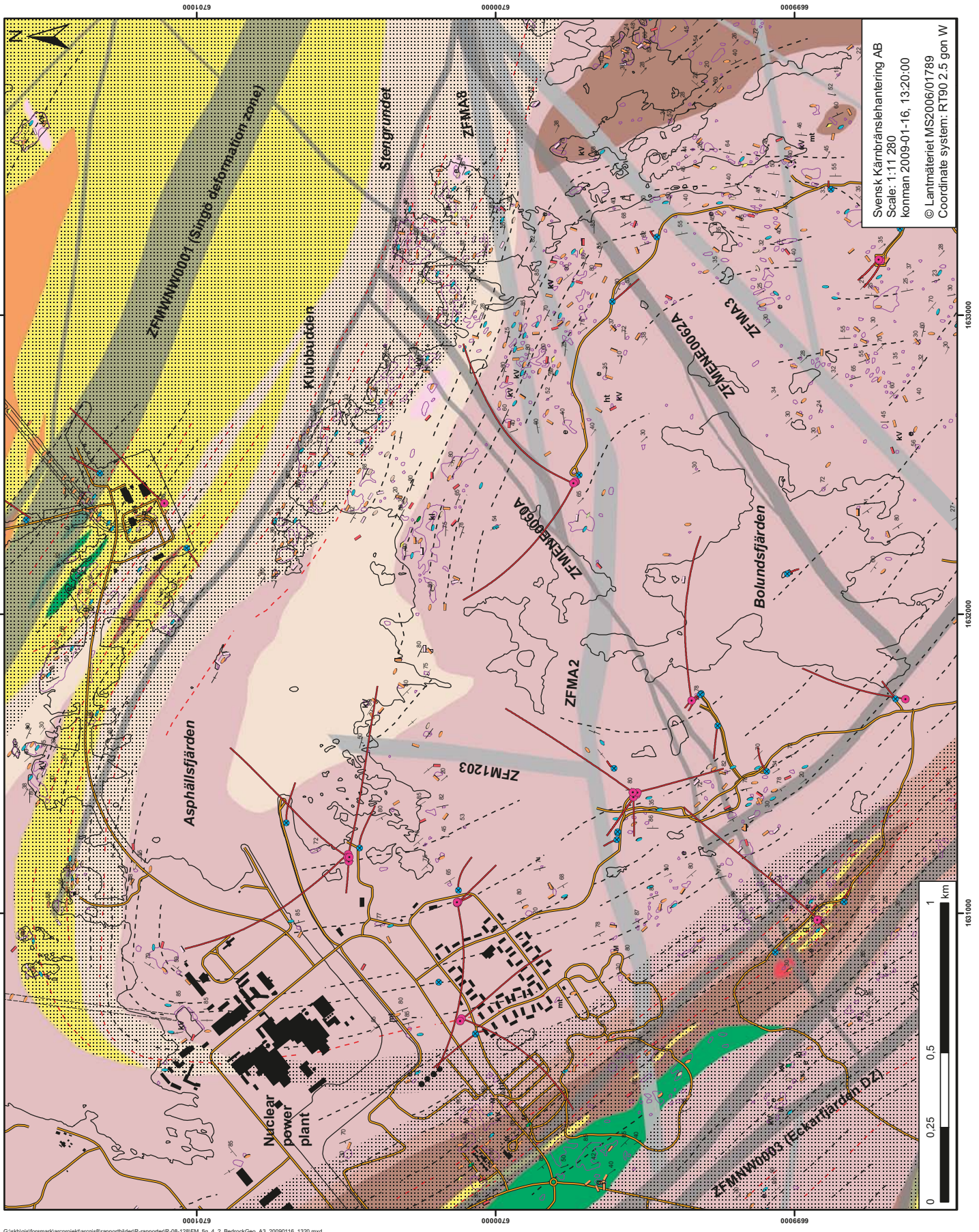
1. Flackt liggande sprickor med stupning 0–20 grader (s.k. sheet joints).
2. Vertikala till branta sprickor med strykning ONO-VSV.
3. Vertikala till branta sprickor med strykning NNV-SSO.

2.3 Sedimentfyllda horisontella sprickor

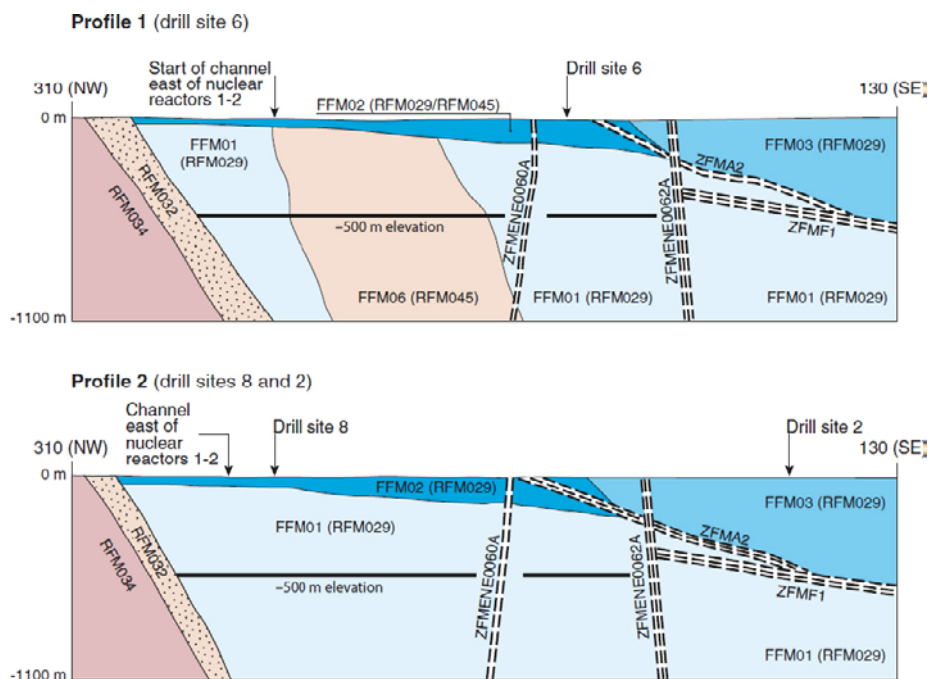
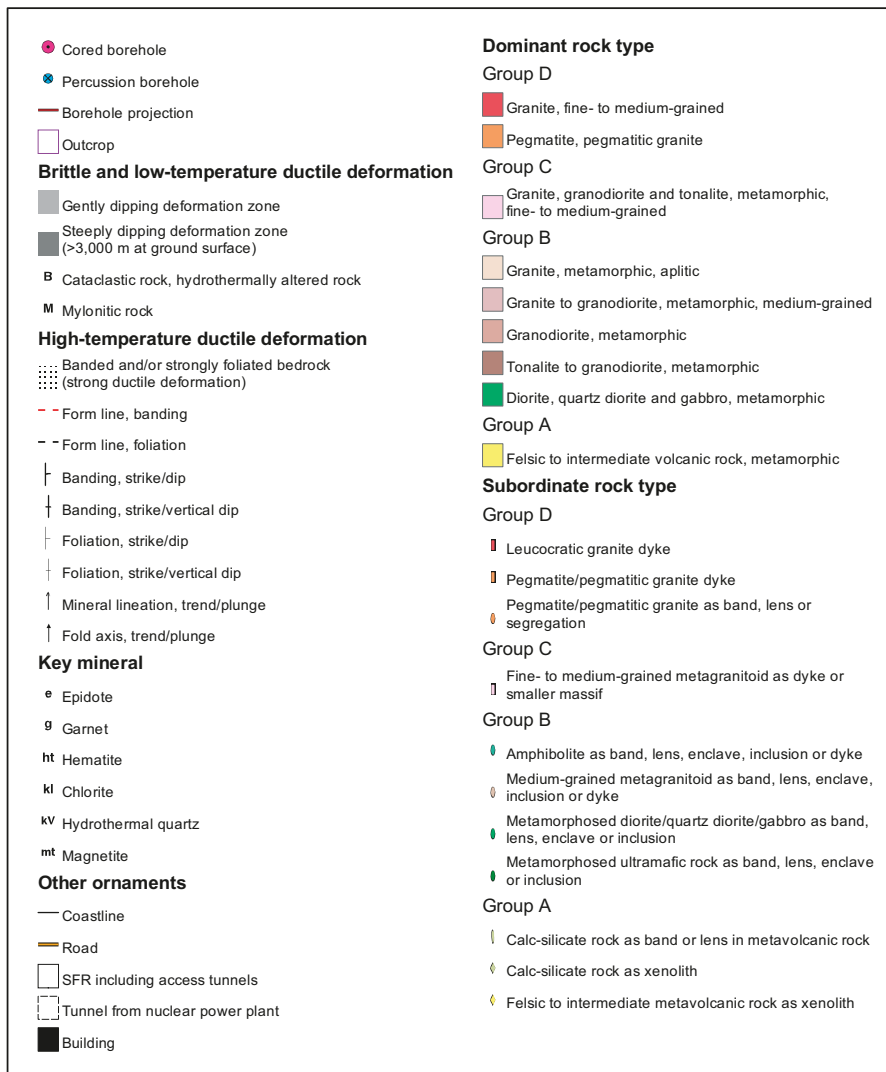
De horisontella sprickorna är öppna med vidder på upp till ca 500 mm i bergmassans översta 20 m. Dessa sprickor beskrivs närmare i en avhandling /Carlsson 1979/ som omfattar bergmassan ned till ca 6 m djup.

I intagskanalen för kylvatten har sådana sprickor dokumenterats ha en utbredning på upp till 250 m. Om man antar att bergytan i en svacka på kanalens NV vägg är en del av en sådan spricka, har denna spricka en längd på drygt 400 m, se figur 2-3. Dessa horisontella sprickor har visat sig vara starkt vattenledande /Follin et al. 2008/.

Bergmassans översta 150 m omfattar ett sammanhängande nätverk av sprickor med hög transmissivitet med vidsträckta bankningssprickor, deformationszoner som går upp i dagen och ökad sprickfrekvens mellan dessa deformationszoner /Follin et al. 2008/. I läget för reaktorerna har den sprickrika bergmassan en tjocklek av ca 50 m.



Figur 2-1. Detaljerad berggrundskarta över Forsmark /Stephens et al. 2008/.



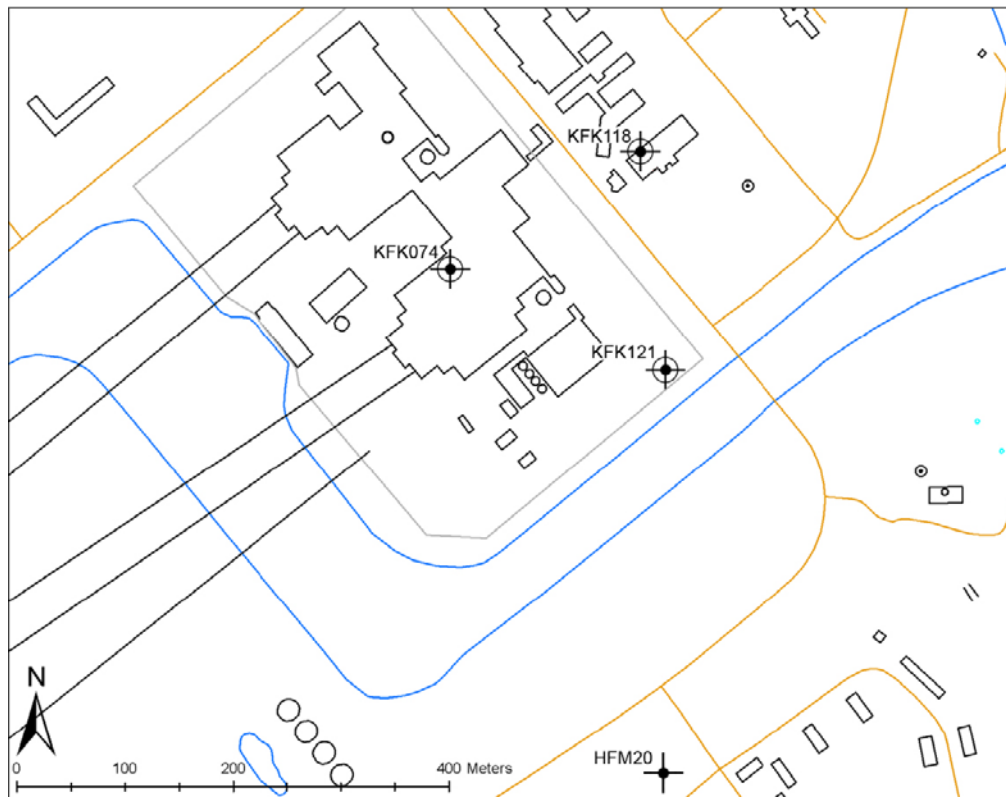
Figur 2-2. Förenklade profiler i riktning NV-SO (310°–130°) som passerar genom borrhplatserna 2 och 8 (nedre figur) och borrhplats 6 och 8 (övre figur) /Olofsson et al. 2007/.



Figur 2-3. Observerade horisontella och subhorisontella sprickor längs kylvattenkanalen /Carlsson och Christiansson 2007/.

I några borrhål (HFM 20, KFK 121[D12], KFK074 [D41] och KFK 118[D6]) har sådana horisontella sprickor med vidd upp till 200 mm observerats på ca 20 m djup /Gustafsson och Gustafsson 2005/ och (SFR Arkiv 2009). Läget av borrhålen framgår av figur 2-4. Borrningar under aggregat 1 har visat på flera öppna och/eller sedimentfyllda sprickor omkring ca 20 m djup.

För den bergmekaniska modellen är det således rimligt att anta att en horisontell konduktiv spricka med förgreningar med en sammanlagd vidd på ca 10–20 cm sträcker sig från området för reaktor 1 och 2 till området för det planerade schaktet. Undersökningshål O och SO om planerad anläggning (HFM 22, 23, 27, 28 och 38 samt KFK 110, 111, 113 och 114) visar dock inte på förekomst av sådana sprickor med större vidd, däremot är det gott om horisontell öppna sprickor med ringa vidd (< ca 1 mm). Å andra sidan är dessa hål endast borrhåll till en nivå mellan ca 20 m och ca 25 m djup, och det är således möjligt att sprickor liknande de som har identifierats i hammarborrhål HFM 20 och kärnborrhålen KFK 121, KFK074 samt KFK 118 kan finnas strax under 25 m djup.



Figur 2-4. Figur som visar läget av hammarborrhålet HFM 20 och kärnborrhålen KFK 121, KFK074 samt KFK 118.

3 Erfarenheter från byggandet av kärnkraftverken

Byggandet av den första reaktorn vid Forsmark påbörjades 1972 efter en omfattande undersökning av platsförhållandena. Reaktorinneslutningen, reaktorbyggnaden och turbinfundament är grundlagda på berg.

I följande avsnitt summeras de konstruktionsfaser som är av intresse för riskanalysen angående sättningar. Denna summering baseras på en sammanställning av PM och ritningar som gjorts tillgängliga för Golder Associates AB av Forsmarks Kraftgrupp AB.

En inledande sammanfattning över konstruktionsfaser är:

- Anläggningen projekterades och dimensionerades med grundläggning på berg på en nivå under vilken det inte skulle förekomma sedimentfyllda sprickor.
- Avvägningar under uppförande visade sättningar som överskred förväntade värden.
- Kompletterande undersökningar utfördes för att fastställa förekomst av horisontella sprickor inom bergmassan som skulle påverkas av en spänningsökning från reaktorinneslutningen och övriga byggnader.
- På grund av uppmätta sättningar och resultat av undersökningar beslutades det att berginjektering skulle utföras till ett 20 m djup under reaktorinneslutningen och till ett mindre djup under övriga byggnader.

Tillgängliga dokument innehåller vissa oklarheter avseende detaljer av den utförda grundläggningen och injekteringen. Tillgängliga rapporter, PM och brev visar dock att projektörerna eftersträvar en grundläggning som skulle minimera risk för sättning till följd av aktuella grundpåkänningar.

3.1 Grundläggning

Enligt tillgängliga dokument, utfördes analyser och tester för att bestämma en lämplig grundläggningsnivå för reaktorinneslutningen och reaktorbyggnaden. Fullskaliga belastningsförsök utfördes för att bestämma bergmassans deformationsegenskaper (beskrivs mer i avsnitt 3.2). Resultatet av undersökningsprogrammet utvärderades i förhållande till lastnedräkningar och grundpåkänningar under fundamenten.

Grundpåkänningar

Lastnedräkning och beräkning av grundpåkänningar för reaktorbyggnad 1 i Forsmark har erhållits av Vattenfall Power Consultants AB (Vattenfall 2009). Reaktorinneslutningen är grundlagd längs två koncentriska cirklar (Vattenfall 1975-09-25). I tabell 3-1 redovisas grundtrycken under olika byggnadsdelar. Anteckningar i det ursprungliga beräkningsunderlaget visar att man tagit hänsyn till resultatet av belastningsförsöken och att grundsulorna utformats så att grundtrycken under yttre och inre ringen under reaktorinneslutningen blir lika under drift. Under byggnadsskedet och under lastfall Antaget Maximalt Haveri (AMH) skulle små differenssättningar uppstå.

Beräkningar av påkänningar på berget under reaktorinneslutningen har återfunnits i kraftverkets arkiv (Beräkningar 1973-02-12). Enligt dessa beräkningar är grundtrycket enligt tabell 3-2. Detta är ej klarlagt varför variationen mellan de olika beräkningarna av grundpåkänningar är så stor.

Tabell 3-1. Grundtryck.

Byggnad	Lastfall	Del	Grundpåkänning
Reaktorinneslutning	Drift	Yttre ring	1,75 MPa
		Inre ring	1,75 MPa
	AMH	Yttre ring	0,79 MPa
		Inre ring	3,78 MPa
Reaktorbyggnad		Djupa delen i SV	5,0 MPa
		Övriga delar	3,0 MPa

Tabell 3-2. Grundtryck.

Byggnad	Lastfall	Del	Grundpåkänning
Reaktorinneslutning	Uppspänning	Yttre ring	1,75 MPa
		Inre ring	2,74 MPa
	Provtryckning	Yttre ring	2,35 MPa
		Inre ring	4,45 MPa
	1,5-AMH (driftryck = 0)	Yttre ring	2,27 MPa
		Inre ring	2,29 MPa

Grundläggningsnivå

Ett antal olika alternativ avseende grundläggningsnivå för reaktor 1 övervägdes enligt de PM som återfunnits från 1972. I ett PM daterat november 1972 står:

”I reaktorbyggnadsläget bortspränges ytberget ner till +94,0 [6 m djup] där ej layouten kräver djupare utsprängning. Reaktorbyggnaden grundlägges på +94,0 Slag och sprickor under denna nivå injekteras. Under reaktorbyggnadens bärande väggar utföres sonderingsborrningar med handhållen maskin. Där så erfordras p.g.a. sprickzoner och slag utspränges diken ner till fast berg i stället för injektering.

För reaktorinneslutning utspränges två koncentriska diken ner till +92,0 och inneslutning grundlägges på denna nivå.”

Det bör noteras att senare rapporter och PM motsäger detta citat samt att öppna sprickor, större än 1 mm har dokumenterats under 8 m djup.

Ett PM, skrivit av ”fil. Dr. Walter Larsson SGU”, daterat december 1972 bekräftar detta beslut där det står bl.a.

”rekommendationen att grundlägga reaktorbyggnaden, speciellt reaktorinneslutning, på nivå +92 synes därför väl motiverad. Under denna nivå bedöms berget vara av god kvalitet med låg sprickfrekvens och tätt slutande sprickor.”

Vidare i detta PM har det konstaterats att:

”Den under gränsen för förekomsten av dessa öppnade, men senare jordfyllda bankfogar är ganska markerad och kan här sägas motsvara den under gränsen för den normalt förekommande ytberget. Under denna gräns äro de flacka sprickorna liksom de fåtaliga medelbranta och branta sprickorna i stort sett tätt slutna, vilket framgår av TV-granskningen av borrhålen och av vattenförlustmätningarna i dessa.

Gränsytan mellan ytberget och det underliggande intakta berget följer i stort sett bergytans topografi. Dessutom föreligger en viss variation i ytbergets mäktighet. Härigenom kan man få lokala depressioner i ytbergets begränsning nedåt. En sådan lokal depression finns just i reaktorbyggnadsläget (Forsmark 1). Denna depression är utsträckt i ungefär O-V-lig riktning och skär alltså snett genom reaktorbyggnadsläget med det djupaste partiet liggande cirka 2 m norr om centrum av reaktorinneslutningen. De djupaste jordfyllda flacka slagen ligga här på nivåer mellan +92 och +92,5 m.”

Detaljerade relationsritningar har ej återfunnits men dessa PM tyder på att reaktorinneslutning och reaktorbyggnadens bärande väggar vid Forsmark 1 var grundlagd på nivå +92.

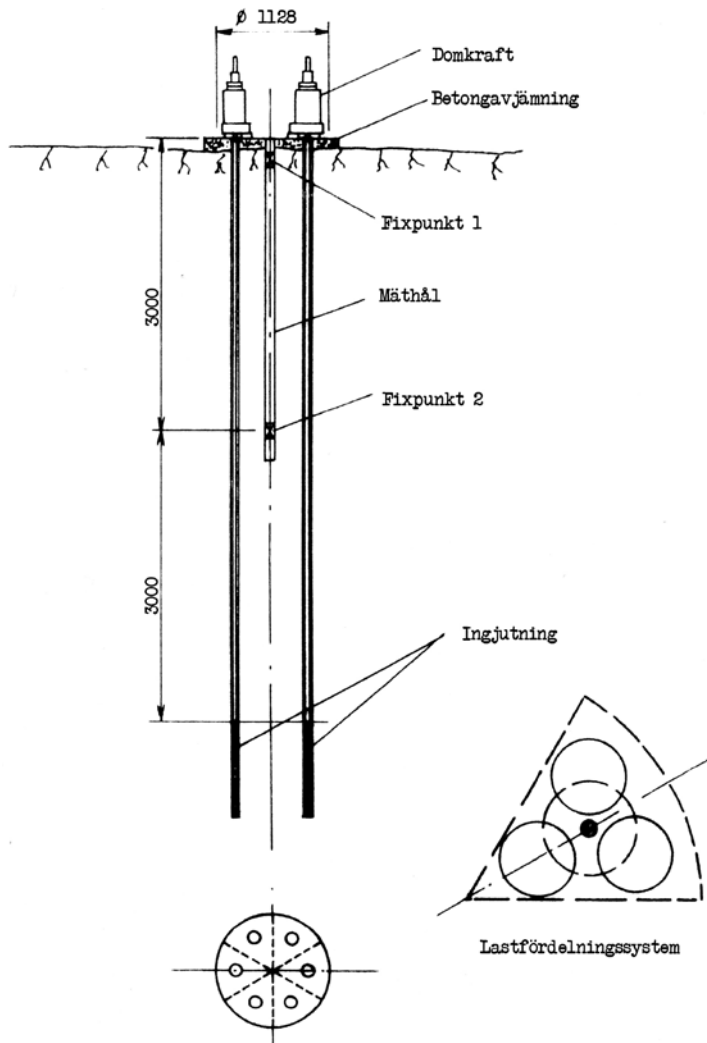
Uppgifter angående grundläggningsnivåer för turbinfundamenten har inte återfunnits och det finns inte heller någon skriftlig dokumentation i form av projekterings-PM avseende dessa fundament. Däremot visar injekteringsprotokoll och (ritning nr 1-925901) att injektering under dessa fundament utfördes i ett tidigt skede av bygget 1974. Det är möjligt att turbinfundamentet grundlades på en nivå högre än reaktorn och att injektering utfördes till 6 m djup i stället för schaktning till +92 (8 m djup).

3.2 Belastningsförsök

Vattenfall utvecklade på 70-talet en belastningsmetod för mätning av bergets deformationsegenskaper *in situ*. Denna metod användes i Forsmark. Metoden och resultaten från användningen av den i Forsmark har redovisats i några artiklar och rapporter. Denna metod användes främst för att bestämma bergmassans deformationsegenskaper under turbinpelaren. Den belastade ytan i försöket var av samma dimension som turbinfundamentens pelare och ger en spänningsbild som är likartad till det som orsakas av pelarna.

Förekomst av ler/siltfyllda sprickor och öppna sprickor var redan uppenbar när försöken utfördes. Mätningar utfördes antingen på fundamentens slutgiltiga nivåer eller på rensat berg ”så långt ner att man enligt TV-granskningen inte kunde konstatera någon ler/siltfylld spricka (vilka förekom i berget ovanför)” (Vattenfall 1972).

Belastningsanordningen som hade utvecklats bestod av 6 st parallellkopplade domkrafter som medförde en lastfördelning som var ”så god så att man kan räkna med jämnt fördelat tryck” (Vattenfall 1972). Domkrafterna var förankrade med $\varnothing 32$ mm förspänningsstål ca 6 m nere i berget. Deformationsmätningen skedde i ett centralt borrhål till ca 3,5 m djup, se figur 3-1. Denna metod utslöt ett mättekniskt besvär, som normalt består av ett behov av en fixpunkt ovanför plattan vilket blir komplicerat att få på grund av lufttemperaturens inverkan och deformationerna i bergöverytan (L-424, 1972).



Tryckapparat med bergförankring för mätning av bergets deformationsmodul

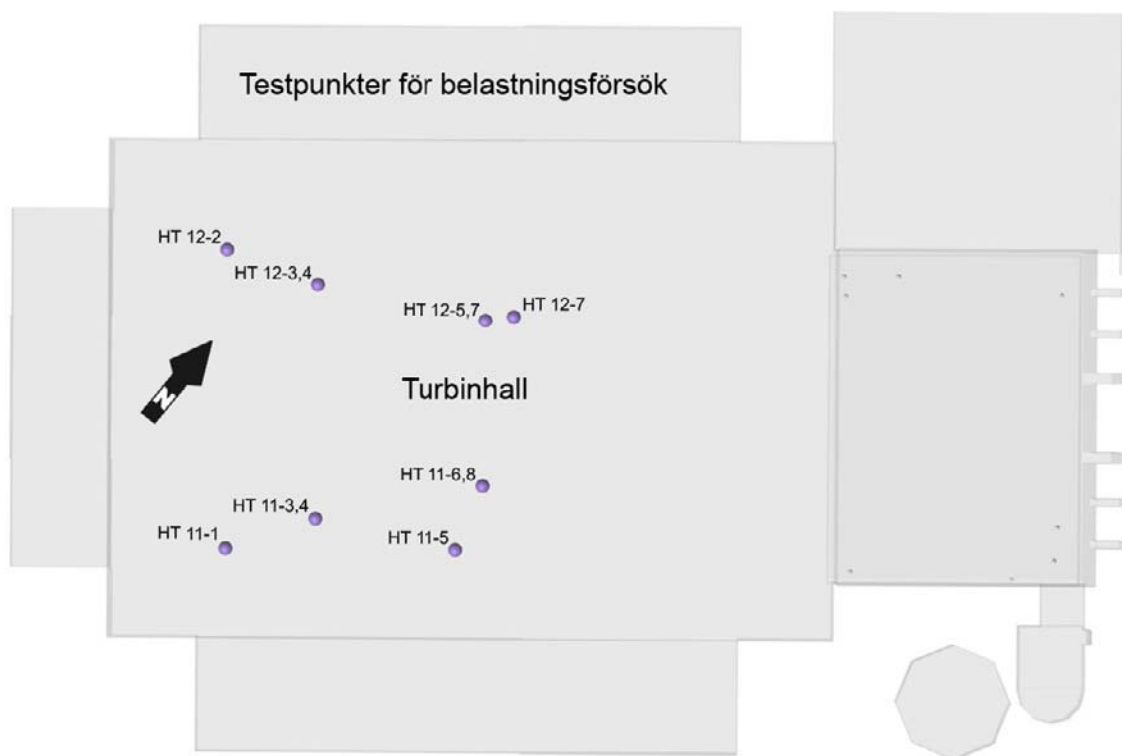
Figur 3-1. Belastningsanordning (Vattenfall 1972).

Bergmassan mellan överytan och övre änden av förankringszonen belastades med en spänning upp till 3 MPa. Belastningen upprepades vanligtvis fyra gånger.

De första fyra försöken utfördes 1972 och redovisningen omfattade diagram visande belastning mot vertikaldeformation tillsammans med resultat av TV-granskning vid varje försök relaterad till nivåer m.ö.h. Försöken utfördes i punkterna HT 11-1, HT 11-5, HT 12-2 och HT 12-7, se figur 3-2. Rapporten redovisar även resultat av provtryckning på laboratorium av intakt bergprov. För det intakta bergprovet redovisas spännings-töjnings-diagram. I rapporten redovisas en sammanställning av resultat i form av uppmätta sekantmoduler, tangentmoduler och krypning.

Ytterligare fyra provbelastningsförsök utfördes i läge för turbinerna vid Forsmark 1, nämligen i punkterna HT 11-3,4, HT12-3,4, HT 11-6,8 och HT 12-5,7. I rapporten som redovisar dessa senare försök (Vattenfall L-477, 1974) finns inget resultat från TV-granskning och inte heller redovisas höjdnivåer. Under två av dessa försök lossnade förankringsbultar under belastning. På grund av dessa faktorer är försöken svårare att tolka i efterhand. Däremot finns tolkningar gjorda av författarna till rapporterna.

En senare artikel publicerad i Rock Mechanics and Rock Engineering 1984 /Hiltscher et al. 1984/ visar ytterligare resultat från försök i Forsmark som utfördes vid läget för reaktor 3. Resultat från ett försök nordväst om Forsmark 3 redovisas av /Carlsson och Olsson 1983, 1986/.



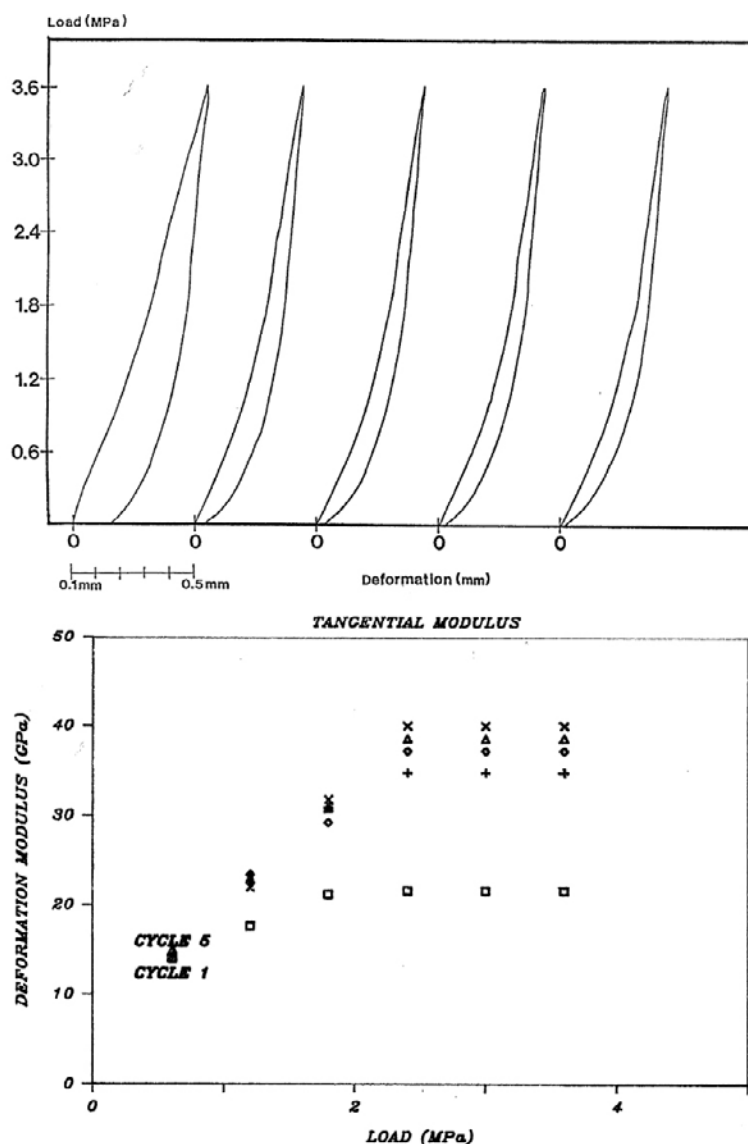
Figur 3-2. Läge för belastningsförsöken i Forsmark 1.

Resultaten från samtliga återfunna försök finns sammanställda i tabell 3-3. Resultatet från belastningsförsöket redovisas i form av utvärderade deformationsmoduler för bergmassan, en sekantmodul, D_s och en tangentmodul D_t . Bergmassans deformationsmodul, D , innehåller dels inverkan av det intakta bergets elasticitetsmodul, E , men också effekten av den uppspruckna bergmassans struktur och sprickornas egenskaper. Bergmassans deformationsmodul är inte en materialkonstant i dess strikta betydelse. Den är bara giltig för den punkt och den volym av berg som påverkats av den aktuella belastningen. Men eftersom ett stort antal belastningsförsök har genomförts vid Forsmarks kraftverk ger resultatet av dessa en uppfattning om vilken variation bergmassans deformationsmodul kan ha *in situ*.

Det är också viktigt att notera att den uppmätta sekant deformationsmodulen, D_s , ökar med ökande belastning. En typisk belastningskurva visas i figur 3-3. Motsvarande värde på tangentmodulen, D_t , ökar med ökande belastning. En jämförelse med elasticitetsmodul, E , för det intakta berget visar att över belastningsnivån 2,4 MPa närmar sig den utvärderade tangentmodulen, D_t , det intakta bergets elasticitetsmodul, E . Tangentmodulen är 40 GPa jämfört med 50 GPa för det intakta bergets elasticitetsmodul.

Tabell 3-3. Sammanställning av resultat från belastningsförsök.

Mätpunkt	D_s (GPa)	D_t (GPa)	Anmärkingar
HT 11-1	7,2	14,0	Mätningar utförda under öppen spricka (20–30mm sprickvidd 1,6 m från bergytan) (Vattenfall L-424 1972)
HT 11-1	12,0	21,2	Mätningar utförda ovanför öppen spricka (Vattenfall L-424 1972)
HT 11-5	8,4	24,8	Ingen spricka
HT 12-2	14,5	25,0	Mätningar utförda under sprick (ca 1 mm sprickvidd 1,2 m från bergytan) (Vattenfall L-424 1972)
HT 12-7	33,0	37,2	Mätningar utförda ovanför öppen spricka (10–20 mm sprickvidd 2,7 m från bergytan) (Vattenfall L-424 1972)
HT 11-3,4	4,0	28,0	(Vattenfall L-477 1974)
HT 12-3,4			Försök misslyckades på grund av att två förankringsbultar lossnade (Vattenfall L-477 1974)
HT 11-6,8	14,6	19,4	En förankringsbult lossnade och krypprovet genomfördes med reducerat yttryck (Vattenfall L-477:2 1974)
HT 12-5,7	8,0	12,6	En förankringsbult lossnade och de 3:e och 4:e belastningarna genomfördes med reducerat yttryck (Vattenfall L-477:2 1974)
Fo3-T12	40	50	/Hiltscher et al. 1984/
Fo3-T52/1	4	9	/Hiltscher et al. 1984/
Fo3-T52/2	13	40	/Hiltscher et al. 1984/
Fo3-T61/	4	15	/Hiltscher et al. 1984/
Fo2-22:5/1	3	6	/Hiltscher et al. 1984/
Nordväst om Forsmark 3	24,5	30	/Carlsson och Olsson 1986/



Figur 3-3. Belastningsförsök nordväst om Forsmark 3 /Carlsson och Olsson 1986/.

3.3 Sättningsmätningar under byggandet

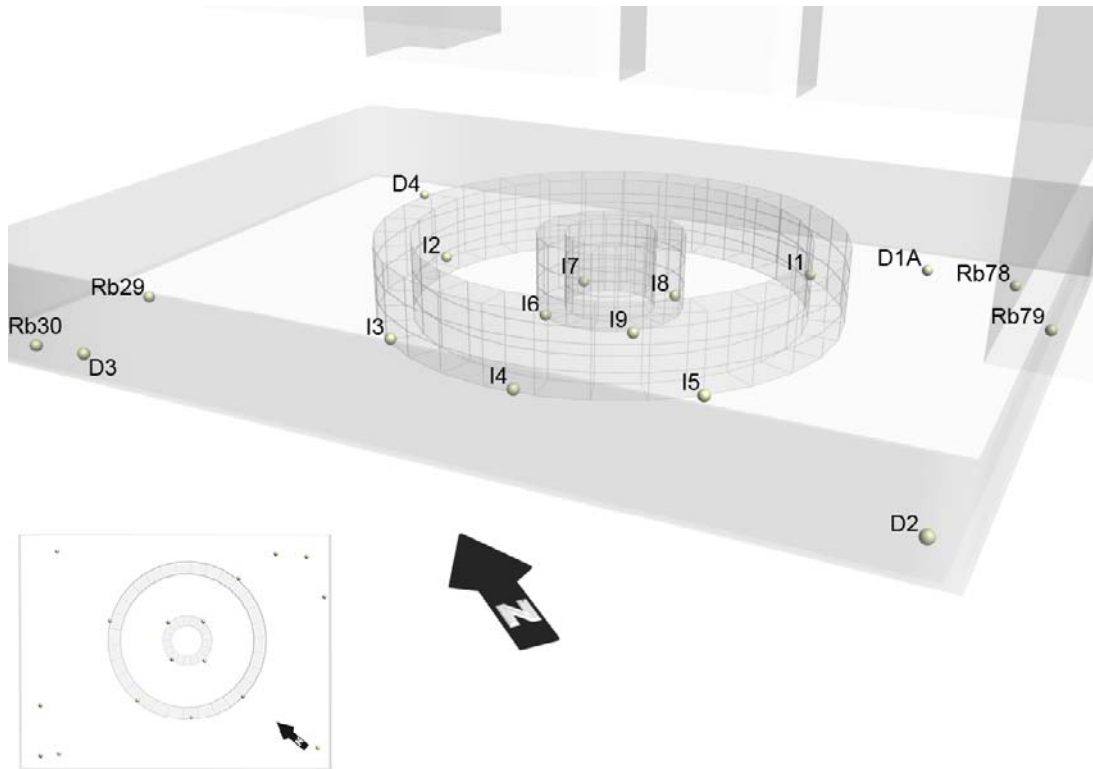
Vid byggandet av Forsmark 1 utfördes sättningsmätningar. Mätningarna påbörjades 1973 och utfördes successivt under konstruktionsfasen. Läget av mätpunkterna framgår av figur 3-4.

1975 uppgick sättningarna till mellan 2 och 10 mm vilket överskred de beräknade sättningarna i berggrunden. Förväntade sättningar var beräknade till mindre än 1 mm.

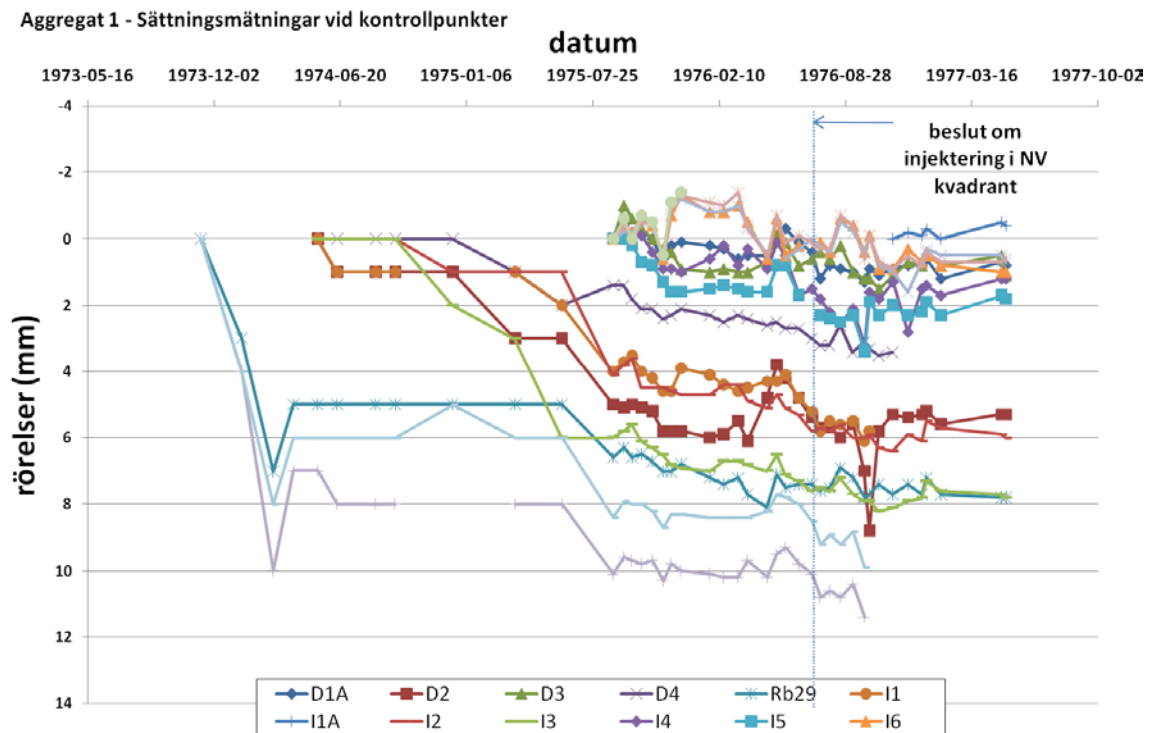
Enligt ett PM daterad juli 1975 (Källersjö och Trepp AB 1975) hade en ojämn sättning skett vid mätpunkterna I1, I2 och I3, se figur 3-5. I PM:et anges:

”Kontakter med platsbefäl och mätningpersonal hade gett vid handen att denna avvikelse inte kan förklaras med systematiska fel eller avläsningsnoggrannhet vid mätningarna. En tänkbar förklaring till de ojämna sättningarna var inbördes förskjutningar mellan bergskivorna, förorsakade dels av de pålagda byggnadslasterna, dels av utlösta horisontala bergtryck till följd av nedsprängning för mellan- och turbinbyggnad.”

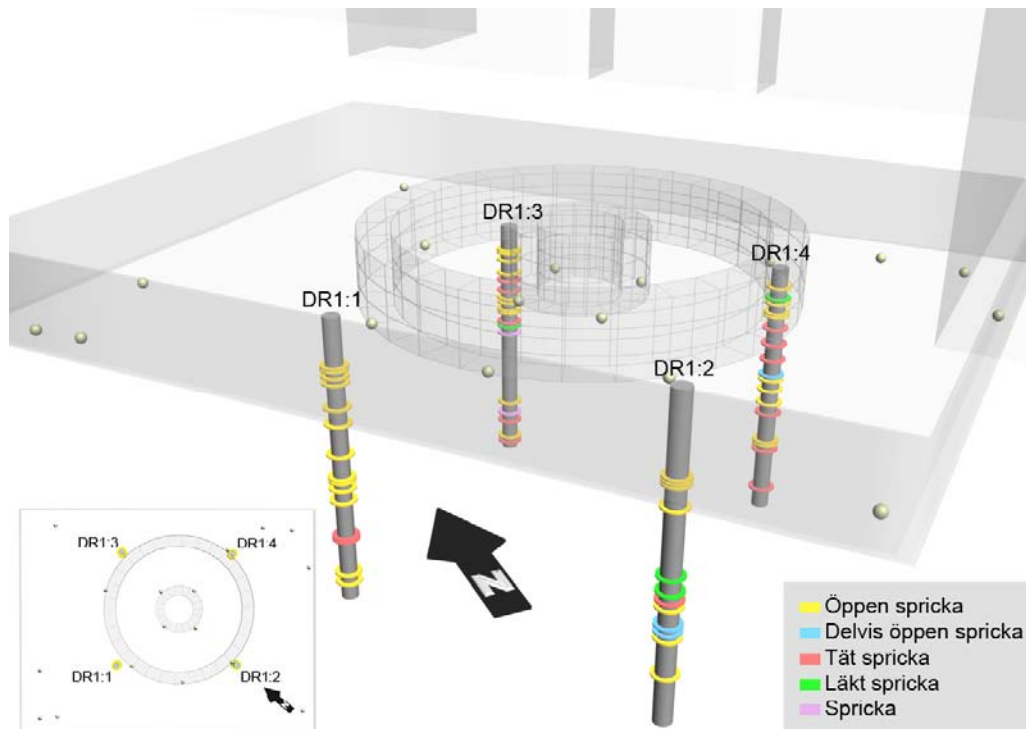
I augusti 1975 ökades antalet mätpunkter och även mätfrekvensen av mätningar ökades. Dessutom borrades fyra kärnborrhål till nivåer i intervallet mellan 21 m till 25 m djup, dvs. ca 15 m under grundläggningsnivån (Bergkonsult AB 1975 och 1976). Dessa borrhål TV-granskades. Borrhållägen och resultat av TV-granskningen framgår av figur 3-6.



Figur 3-4. Läge av mätpunkter för sättningsmätningar.



Figur 3-5. Uppmätta sättningar.



Figur 3-6. Läge av borrhål och resultat av TV-granskning. Sprickvidd öppna sprickor: 1–10 mm.

I ett PM daterat 1976-06-08 av Källersjö och Trepp AB gavs denna förklaring till de uppmätta rörelserna:

”utförd sprängning för byggnadernas grundläggning har medfört en markant ökning av horisontell sprickighet i berget under grundläggningsnivån. Byggnadernas egenvikt har allt eftersom bygget framskridit successivt pressat ihop dessa sprickor, med mindre sättningar som följd. För att säkerställa att differenssättningar mellan byggnaderna ej skall uppkomma, har en cementinjektering av undergrunden föreslagits.”

En månad senare fanns ett godkänt program för injektering framme. Återfunna PM och brev innehåller diskussioner angående detaljerna för den injektering som skulle utföras. Tillgängliga dokument visar genomgående att injektering skulle utföras till nivå +80 (ca 20 m djup) dvs. ca 12 m under grundläggningsnivån för reaktorinneslutning och reaktorbyggnaden.

Tillgängliga dokument daterade september 1976 omfattar ett PM ”Forsmark Kraftstation Block 1, reaktorinneslutning och reaktorbyggnad, Injektering av Berggrund, Program” av Källersjö och Trepp AB, ritningar och injekteringsprotokoll. I PM:et står det att samtliga hål borrar ner till 20 m djup (dvs. +80 i höjdsystemet som användes under byggtid). För att penetrera berggrunden på ett lämpligt sätt borrades injekteringshålen i ett solfjäderformat mönster från öppna utrymmen i reaktorfundamentet in under reaktorbyggnaden (ritning nr 1-915439).

”Injekteringen utföres i fyra steg om vardera ca 3 m höjd, med början nerifrån. Trycket vid injekteringen av nedersta våningen kan ligga på 10 kp/cm² och sänks till 8 kp/cm² vid andra våningen och till 6 kp/cm² vid tredje våningen och till 4 kp/cm² vid översta våningen.”

Grundläggningsnivån för turbinfundamenten är ej redovisade i tillgängliga dokument. En planritning (Vattenfall 1-925901 1974) och injekteringsprotokoll (Vattenfall 1974) visar att våningsinjektering utfördes i två steg; först till 3 m djup med enkel manschett placerad i hålets övre del, därefter borrades nya hål för injektering mellan 3 och 6 m djup. Eftersom denna injektering utfördes innan sättningsmätningarna visade rörelser, som överskred förväntade nivåer, kan det antas att injektering under turbinfundamentet ingick i den ursprungliga projekteringen och inte utfördes som en åtgärd på grund av uppmätta sättningar.

Någon slutgiltig relationshandling som visar precis vad som utfördes har inte återfunnits. Däremot visar återfunna injekteringsprotokoll daterade september 1974 (turbinfundament) och 1976 (reaktorbyggnad) (Injekteringsprotokoll 1974, Vattenfall 1978) att injektering utfördes.

4 Deformationsegenskaper hos horisontella sprickor

4.1 Allmänt

Normalstyvheten hos bergsprickor är starkt spänningsberoende framförallt vid låga effektiva normalspänningar. Detta betyder att man försöker beskriva förhållandet mellan en sprickas ihoptryckning och effektiv normalspänning med en funktion. Funktionen ska helst ha så få parametrar som möjligt. Baserat på laboratorieförsök föreslog /Goodman et al. 1968/ ett empiriskt hyperboliskt samband mellan ihoptryckning och effektiv normalspänning. Detta samband har två ingående parametrar. /Bandis et al. 1983/ föreslog ett semi-logaritmiskt samband för att beskriva samma förhållande. Det semi-logaritmiska sambandet har bara en ingående parameter. Dessa är de två vanligaste sambanden för att beskriva förhållandet mellan en sprickas ihoptryckning och effektiv normalspänning.

Vid analyser används vanligtvis en konstant normalstyvhet vars värde anpassas till det aktuella effektiva normalspänningstillståndet i sprickan. I de följande avsnitten görs försök att uppskatta de subhorisontella sprickorna/zonernas deformationsegenskaper på olika sätt.

4.2 Utvärdering av sprickornas normalstyvheten ur belastningsförsök

De storskaliga belastningsförsöken som redovisats i avsnitt 3.2 har analyserats med hjälp av en 3-D finita elementmodell. Den numeriska modellen har skapats i programmet Midas GTS. Genom att anta axialsymmetri förenklades modellen till att modellera en 1/6 av den verkliga plattan se figur 4-1. Belastningen på ytan påfördes som en jämt fördelad ytlast upp till 3 MPa stor. Förankringarna modellerades som påelement med interface-element för att överföra den uppåtriktade lasten till bergmassan via mantelfriktion. Lasten påfördes påelementet på 6 m djup. Sprickor i bergmassan modellerades med sprickelement där deformationsegenskaperna beskrivs med en normal- och skjuvstyvhet. Analyserna genomfördes med linjära värden på sprickelementens styvheter. Storskaliga tester och laboratorietester visar att tangentstyvheten ökar med ökande spänning. Vid små spänningsvariationer kan det vara giltigt att arbeta med konstanta styvheter.

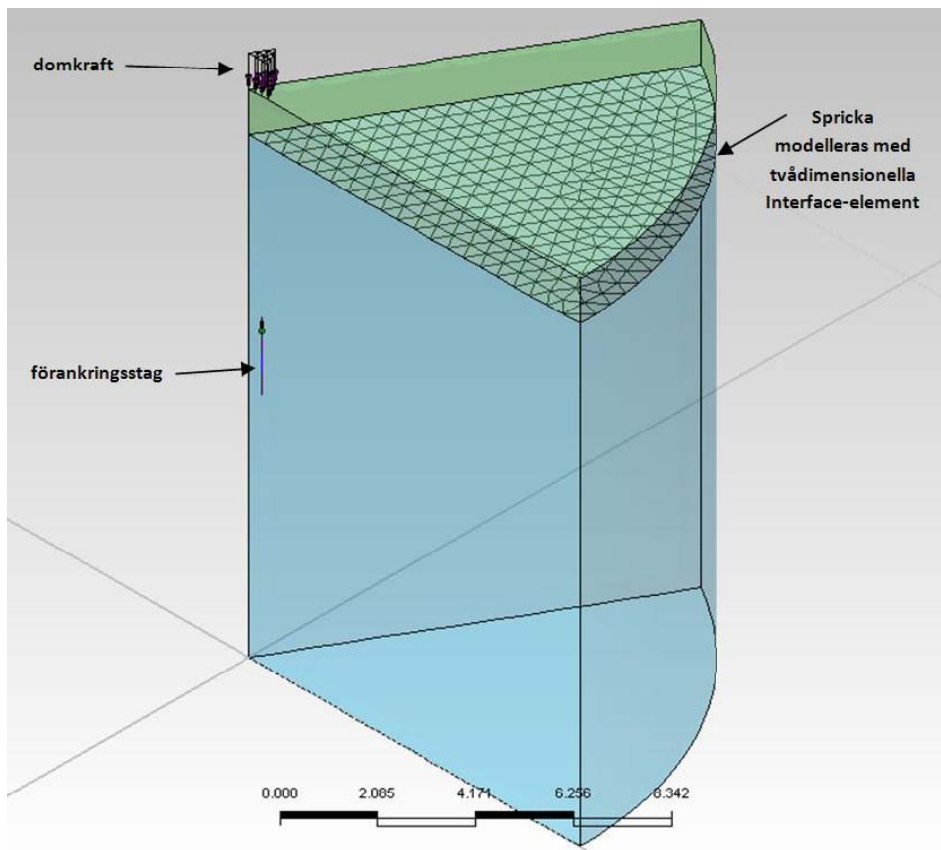
Laboratieprovning av det intakta berget visade på en elasticitetsmodul lika med 56,5 GPa. Detta värde har betraktats som en översta gräns på bergmassans deformationsmodul eftersom ett prov av intakt berg inte innehåller sprickor. Den verkliga bergmassan innehåller både öppna och stängda sprickor och kommer därför att ha ett lägre värde på deformationsmodulen.

De beräknade deformationerna har jämförts med uppmätta deformationer och de ingående materialegenskaper har varierats.

Av de utförda belastningsförsöken har speciellt fyra analyserats. Grunddata från försöken redovisas i (Vattenfall 1972). För alla dessa belastningsförsök hade TV-granskning av bergmassan inom den belastade volymen genomförts. Vid ett försök HT 11-1 finns en 20–30 mm öppen spricka på ett djup av 1,6 m under bergytan. I denna punkt har två belastningsförsök utförts dels med mätning av deformationen under sprickan och dels med mätning av deformationen över sprickan. På detta sätt kan inverkan av sprickan särskiljas. Från mätningar över sprickan kan bergmassans deformationsmodul bestämmas och från mätningarna under sprickan kan sprickans normalstyvhet bestämmas när bergmassans modul är känd.

Bergmassan vid de analyserade belastningsförsöken i HT 11-5 och HT 21-7 innehåller inte några dokumenterade sprickor inom den belastade bergvolymen. Försöken har analyserats för att få en uppfattning om variationen hos bergmassans deformationsmodul.

Vid belastningsförsök HT 12-2 innehöll bergmassan en spricka med en öppning av ca 1 mm på ett djup av 1,2 m under bergytan. Här fanns inte mätningar över och under sprickan utan ett antagande om bergmassans deformationsmodul fick göras för att kunna utvärdera sprickans normalstyvhet.



Figur 4-1. Finita-elementmodell över belastningsförsöken som beskriv i avsnitt 3.2.

Bergmassans deformationsmodul antogs till det högsta värdet som bestämdes i punkterna HT 11-5 och HT 12-7. Det beräknade värdet på sprickans normalstyvheter kommer på detta sätt inte att överskattas.

I tabell 4-1 redovisas en sammanställning av tillbakaräknade värden på bergmassans deformationsmodul och sprickornas normalstyvheter. Modulerna är utvärderade som en sekantmodul i spänningsintervallet 0–3 MPa. Sprickornas normalstyvheter varierar mellan 1,5–2 GPa/m och bergmassans deformationsmodul varierar mellan 8–30 GPa.

Tabell 4-1. Tillbakaräknade värden på deformationsmoduler och normalstyvheter.

Läge	Deformationsmodul bergmassan	Normalstyvheter spricka
HT 11-1	10 GPa	2 GPa/m
HT 11-5	8 GPa	–
HT 12-7	30 GPa	–
HT 12-2	30 GPa	1,5 GPa/m

4.3 Uppskattning av sprickornas normalstyvhet från fyllnadsmaterialets egenskaper

/Carlsson och Olsson 1976/ redovisar en studie där resultat från laboratoriebelastning på sprickfyllnadsmaterial redovisas. Fyllnadsmaterialet togs från sprickor i de utförda schakterna för Forsmarks kraftstation. Syftet med denna studie var att försöka belägga en teori av /Stephansson och Ericsson 1975/ att sedimentation i sprickorna skedde under ett mellanskede i början eller mitten av Weichsel tid (den senaste istiden).

Provtagning av fyllnadsmaterialet skedde i två sprickor, en spricka med vidden 500 mm i lagringsbassängen för vatten och en spricka från området vid Formark 1. Provet från lagringsbassängen klassades som silt medan provet från enhet 1 klassades som lerig silt.

Med hjälp av de redovisade belastningskurvorna har normalstyvheten för en spricka med vidd 20 mm fylld med respektive material beräknats. I tabell 4-2 redovisas en sammanställning.

Provet av fyllnadsmaterial från lagringsbassängen belastades till ett högre tryck för att utvärdera dess förkonsolideringstryck. Detta försök visade att sedimenten är överkonsoliderade till ett förkonsolideringstryck av storleksordningen 3,4–3,9 MPa.

4.4 Litteraturvärden på sprickors normalstyvhet

Vid litteratursökning efter värden på normalstyvheter hos öppna sprickor med och utan sprickfyllnad har två referenser hittats dels /Boutard och Groth 1975/ och /Zangerl et al. 2008/. Dessa referenser redovisas nedan.

4.4.1 Normalstyvhet hos fyllda bergsprickor

/Boutard och Groth 1975/ redovisar egenskaper bestämda på fyllda sprickor vid laboratorieprovingar. Den belastade ytan hade en storlek av ca 0,45×0,25 m. Laboratieförsöken omfattade 32 direkta skjuförsök på fogfyllnader hämtade *in situ* ur klorit-grafitsköl, hängväggskontakt, krosszon och en lerzon.

En sammanfattning av de bestämda normalstyvheterna från denna rapport redovisas i tabell 4-3.

Tabell 4-2. Sammanställning av beräknad normalstyvhet.

Provtagningsplats	Benämning	Beräknad normalstyvhet för 20 mm tjocklek
Forsmark 1	Lerig silt	9,8 GPa/m
Lagringsbassäng för vatten	Silt	2,5 GPa/m

Tabell 4-3. Sammanställning av bestämda normalstyvheter på fyllda sprickor /Boutard och Groth 1975/.

Material i fogfyllnad	Antal prov	Normalstyvhet (GPa/m)		
		min	max	medelvärde
Krossgrus	6	3,6	26,7	11,4
Klorit	11	2,2	43	11,8
Kriberg A	6	2,5	76,5	23,8
Kriberg B	6	3,2	311	90,5
Kriberg C	1	–	–	2,1
Lera	1	–	–	3,6

4.4.2 Normalstyvheter hos öppna sprickor utan sprickfyllnad

/Zangerl et al. 2008/ redovisar en sammanställning av resultat från laboratorie- och *in situ*-bestämningar av normalstyvheter hos sprickor i granitiska bergmassor. För att kunna göra en sammanhållen analys var det nödvändigt att normalisera data med avseende på effektiv spänning eftersom normalstyvheter, K_n , är starkt spänningsberoende.

Författarna valde att beskriva sambandet mellan spänning och sprickans ihoptryckning med ett semi-logaritmiskt samband som föreslagits av /Bandis et al. 1983/. Det semi-logaritmiska sambandet har fördelen jämfört med andra samband att det bara finns en fri parameter. Denna parameter beskriver sprickans samband mellan spänning och ihoptryckning.

Sprickans ihoptryckning, Δa_m , som är resultatet av en ändring av effektiva normalspänningen från ett godtyckligt referensvärde, σ_n^{ref} , till ett värde lika med, σ_n' , uttrycks som:

$$-\Delta a_m = (1 / (dk_n/d\sigma_n') \cdot \ln(\sigma_n' / \sigma_n^{ref}))$$

termen $dk_n/d\sigma_n'$ är en konstant som kallas 'karakteristisk styvhet'. Normalstyvheter vid en viss normalspänning, σ_n' , kan beräknas enligt

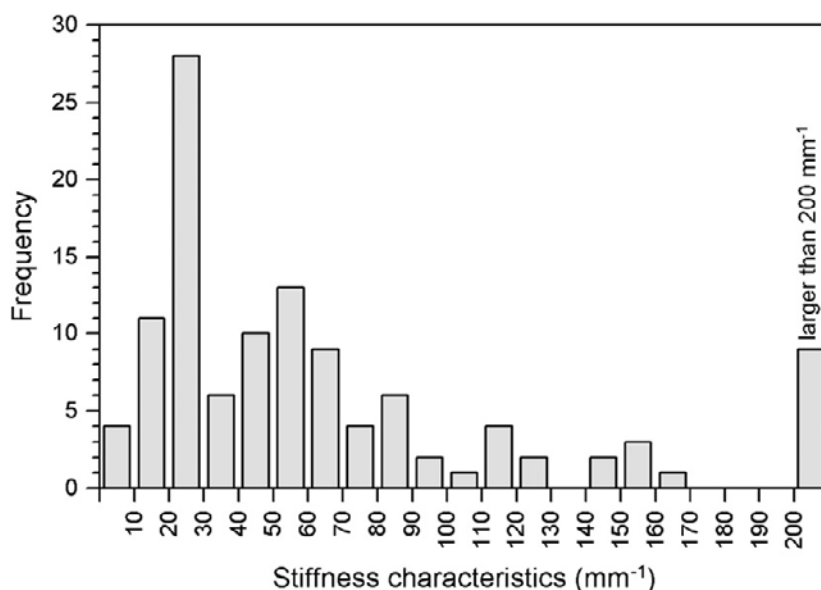
$$K_n = (dk_n/d\sigma_n') \cdot \sigma_n'$$

Den data som användes i studien kom framför allt från ofyllda naturliga eller konstgjorda sprickor i granitiskt berg. Några sprickor med sprickfyllnad av klorit och järnoxid ingick i studien men inga sprickor med tjockare fyllnad eller breccior ingick i studien.

Ett histogram över bestämda karakteristiska styvheter visas i figur 4-2.

Data från två av de fullskaliga belastningsförsöken som gjordes i Forsmark 1972 har analyserats med denna metod för att kunna jämföras med den publicerade datan. Vid utvärderingen antogs att 60 % av uppmätta deformationer var orsakade av ihoptryckning av sprickan och 40 % av ihoptryckning av bergmassan. Detta baserades på de genomförda finita-elementanalyserna som redovisades i avsnitt 4.2. Den initiala och slutliga effektiva spänningen i sprickan erhöles från dessa analyser.

För belastningsförsöket i punkt HT 11-1 beräknades den karakteristiska styvheter till $6,7 \text{ mm}^{-1}$ och i punkt HT 12-2 till $17,0 \text{ mm}^{-1}$. Dessa värden ligger i den nedre regionen av sammanställningen i figur 4-2. Vilket kan förväntas för dessa öppna sprickor.



Figur 4-2. Histogram över karakteristisk styvhet. Från /Zangerl et al. 2008/.

4.5 Förslag till normalstyvheter för subhorisontella sprickor

Analys av utförda belastningsförsök och i litteraturen redovisade uppgifter, om normalstyvheter hos fyllda och öppna sprickor, pekar mot att en effektiv styvhet i storleksordningen $6\text{--}17\text{ m}^{-1}$, kan vara ett rimligt antagande för de öppna subhorisontella sprickor som kan förekomma i bergmassan ned till ca 100 m djup och har en vidd av 20–30 mm. Antar man ett semi-logaritmiskt samband mellan effektiv normalspänning och sprickans ihoptryckning får man normalstyvheter enligt tabell 4-4 för olika djup under bergytan. På ca 20 m djup kan normalstyvheten uppskattas till 2–6 GPa/m och på ca 100 m djup till 10–29 GPa/m.

Tabell 4-4. Förslag till normalstyvheter för de fortsatta analyserna.

Djup	Effektiv normalspänning i subhorisontella sprickor, σ'_n (MPa)	Normalstyvhet, K_n , (GPa/m)
20	0,34	2–6
100	1,7	10–29

5 Vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor

5.1 Vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor under byggtiden

Under byggandet av aggregat F1 och F2 var kylvattenkanalen och utloppstunneln torrlagda. Detta innebar att lokalt kring F1 och F2 var grundvattenytan avsänkt till 15 m djup (RHB 70). Utloppstunneln går som djupast ned till ca 70 m djup. Under byggtiden hade sprickor ned till minst 15 m djup ett vattentryck lika med noll. Under detta djup var troligen vattentrycket i sprickorna avsänkt i förhållande till det naturliga vattentrycket. Huvuddelen av lasterna från reaktorinneslutningen och byggnader påfördes innan intagskanalen och utloppstunneln vattenfylldes. Sprickor ned till 15–25 m djup har troligen under byggtiden varit utsatta för en högre effektivspänning än de har i nuläget vilket ledar till en ökad normalstyvhet hos sprickorna för spänningar under denna nivå.

5.2 Analys av framtida vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor

Vi har för denna studie enbart utfört enklare 2-dimensionella hydrogeologiska modelleringar (se avsnitt 1) och utnyttjat av andra utförda och redovisade hydrogeologiska modelleringar. I huvudsak har vi utnyttjat den modellering som redovisas av /Gustafsson et al. 2009/. Denna modellering var inriktad på att studera den ytnära hydrologin och inverkan av ramp, hiss- och luftschakt samt ett öppet förvar. Grundvattenmodelleringen har genomförts med modellkoden MIKE SHE, ett processbaserat modellverktyg som beräknar grundvattenflödet i tre dimensioner. Med denna modell simulerades först de opåverkade förhållandena. Nästa steg var att beskriva det öppna förvaret med tillfartstunneln och schakt i modellen, samt simulera och beskriva effekterna på den ytnära hydrologin av det öppna förvaret under olika förhållanden.

En slutsats av denna modellering var att påverkan av det öppna förvaret på den fria grundvattenytan är begränsad i jämförelse med tryckavsänkningen i berget, och koncentreras till områden kring vertikala sprickzoner i berget ovanför förvaret.

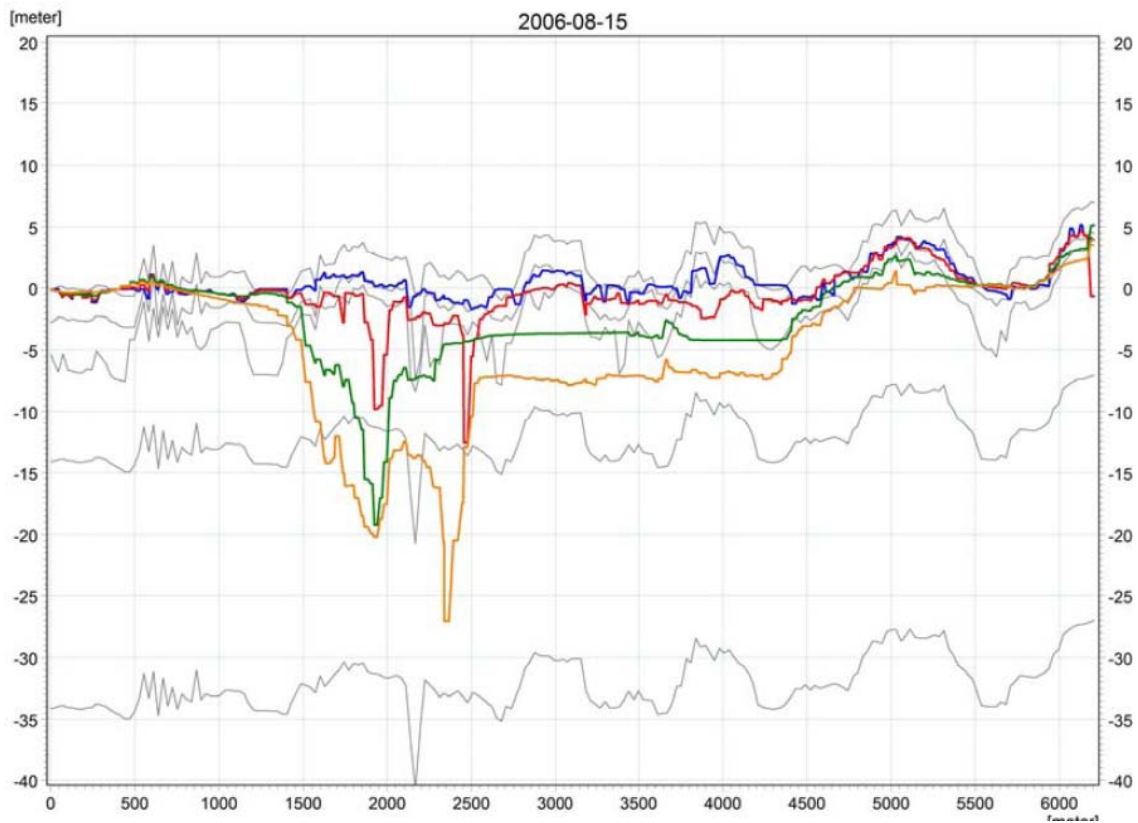
Vidare är grundvattenavsänkningen och påverkansområdet mycket beroende på vilken grad av tätning som appliceras på tunnelväggarna. Tre tätningsfall testades motsvarande en hydraulisk konduktivitet av $1 \cdot 10^{-7}$ m/s, $1 \cdot 10^{-8}$ m/s och $1 \cdot 10^{-9}$ m/s i den injekterade zonen runt tunnarna. Modellen simulerar förhållandena under en två års period vilket kan innebära att man ännu inte nått ett jämnviktsförhållande. Detta kan innebära att påverkansområdet och sänkningen av grundvattenytan underskattats. Å andra sidan har hela förvaret med schakt och ramp öppnats samtidigt vilket är sämre än verkliga förhållanden.

/Gustafsson et al. 2009/ redovisar resultatet som isolinjer visande avsänkning av vattentryck på olika nivåer för ett tätningsfall med en hydraulisk konduktivitet på $1 \cdot 10^{-8}$ m/s. Av rapporten framgår resultaten från 3 nivåer: 10 m djup, 30 m djup och 50 m djup. Avsänkningen redovisas också längs en tvärsnitt, tagen i nordväst-sydöstlig riktning, se figur 5-1.

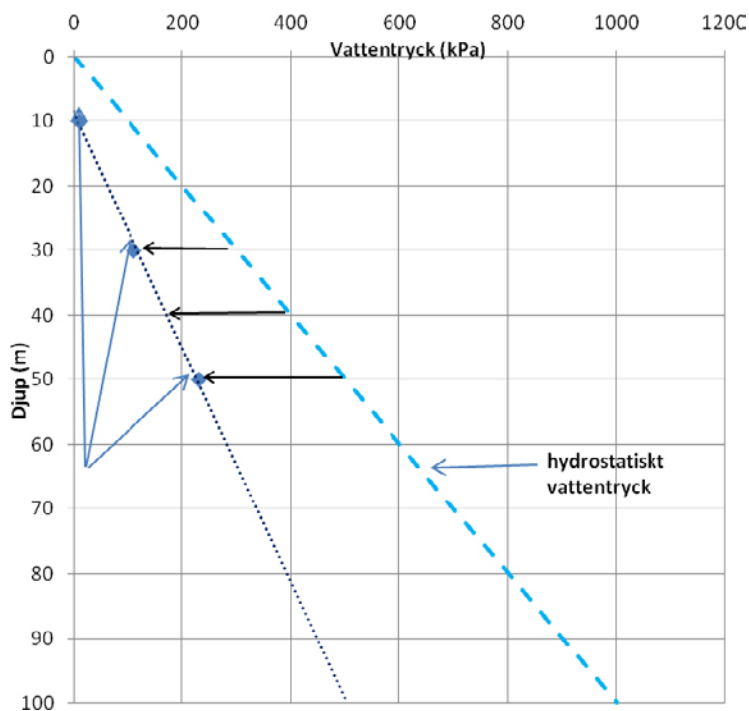
Några slutsatser från dessa analyser är:

- 1) Vattentrycksminskningen och influensområdets storlek ökar med djupet på grund av den huvudsakliga horisontella orienteringen av de vattenförande sprickorna och möjligheten till påfyllnad i dessa sprickor.
- 2) Den maximala avsänkningen som funktion av djupet sammanfattas i figur 5-2. I denna figur har de enstaka maximala värdena av avsänkning från /Gustafsson et al. 2009/ redovisats. Detta ger tänkbara avsänkningar på säkra sidan eftersom den beräknade sänkningen är i eller i närheten av en vertikal zon. Vidare visas beräknade vattentrycket i förhållande till hydrostatiskt vattentryck vilket, enligt /Gustafsson et al. 2009/ är högre än det vattentryck som har uppmätts i fält. Således leder antagandet av hydrostatiskt vattentryck till en övre gräns för beräkningar av avsänkningar som kan uppkomma på grund av bygget av schakt, ramp och slutförvar.
- 3) Lokaliseringen av de maximala vattentrycksminskningarna sammanfaller med läget av vertikala sprickzoner. En sådan zon finns omedelbart nordöst om Forsmark 1.

- 4) Det är osäkert om modellen av /Gustafsson et al. 2009/ tar hänsyn till kylvattenkanalen, intag till kraftverket och avloppstunneln som kan fylla på de vattenförande sprickorna. Dessa källor kommer att påverka vattentrycksförhållandena framförallt ned till ca 10 m djup.



Figur 5-1. Grundvattentryckhöjd vid olika nivåer längs en sektion NV-SO. Blå linjen bergytan; röda linjen 10 m djup; gröna linjen 30 m djup; orange linjen 50 m djup /Gustafsson et al. 2009/.



Figur 5-2. Framtida vattentrycksförhållanden i horisontella sprickor/zoner.

6 Uppskattning av eventuella sättningars storlek

6.1 Vid på horisontella sprickor

Enligt fältundersökningar är sprickvidd av sedimentfyllda horisontella sprickor under grundläggningsnivå för Forsmark 1 enligt tabell 6-1.

/Carlsson 1979/ redovisar ett stort antal ytliga horisontella sprickor som blottades inom schakten för kylvattenkanalen. Sprickornas vidd och tjocklek på fyllnadsmaterialet varierade längs sprickorna. Den maximala sprickvidden som hade dokumenterats i Forsmark var 820 mm. Vidden på en annan iakttagen spricka visades variera från ett par millimeter till 190 mm inom ett ca 2 m horisontellt avstånd.

I /Carlsson 1979/ påstås att sedimentfyllda sprickor endast finns i det ytliga berget och har iakttagits till ett maximalt djup 13 m under ursprunglig bergyta. De översta 5 m karakteriseras av horisontella och subhorisontella sprickor samt sprickvidder varierande mellan ett par mm till 200 mm. Dessa sprickor innehåller normalt sediment och krossat berg. Under denna nivå blir sprickfrekvensen glesare och sprickvidden minskar kraftigt.

6.2 Antal horisontella sprickor

Enligt /Follin et al. 2008/ är de horisontella sprickor i de översta 100 m inte karterade i detalj i de fältundersökningar som utförts för slutförvaret och dessa är därför svåra att implementera i en modell på grund av osäkerheter när det gäller deras utsträckning i rummet. Hydrauliska tester har visat respons över stora områden. Borrar borrar i de översta 100 m ger mycket vatten.

Fältundersökningarna som utfördes under 70-talet hade som syfte att undersöka berget inom den bergmassa som skulle påverkas av en spänningsökning från reaktorinneslutningen och övriga byggnader. För en plattgrundläggning är denna zon typiskt inom ett djup som är lika med 3× bredden av plattan, dvs. förhållandevis ytlig. Platsundersökningar för slutförvaret har utförts till mycket större djup.

För den bergmekaniska modellen är det således rimligt att anta att horisontella konduktiva sprickor med förgreningar med sammanlagd vidd på ca 100–200 mm sträcker sig från området för reaktor 1 och 2 till området för planerat sänke. Borrningarna O och SO om planerad anläggning (HFM 22, 23, 27, 28 och 38 samt KFK 110, 111, 113 och 114) visar dock inte på förekomst av sådana sprickor med större vidd.

6.3 Läge och utsträckning hos horisontella sprickor

Ur tillgängliga undersökningar är det svårt att uppskatta antal sprickor och läget av sprickor som kan komprimeras vid en vattentrycksänkning. För sättningsanalysen har vi därför gjort en känslighetsanalys med avseende på läget av sprickor och sprickornas egenskaper.

Tabell 6-1. Sammanställning av horisontella sprickor med sprickvidd mellan 1 mm och 20 mm.

Borrhål	Djup (m)	Sprickvidd (mm)
KFK118	16,9	20
KFK074	17,8	20
KFK121	19,8	180
HFM20	18,9	60
HFM20	20,4	80

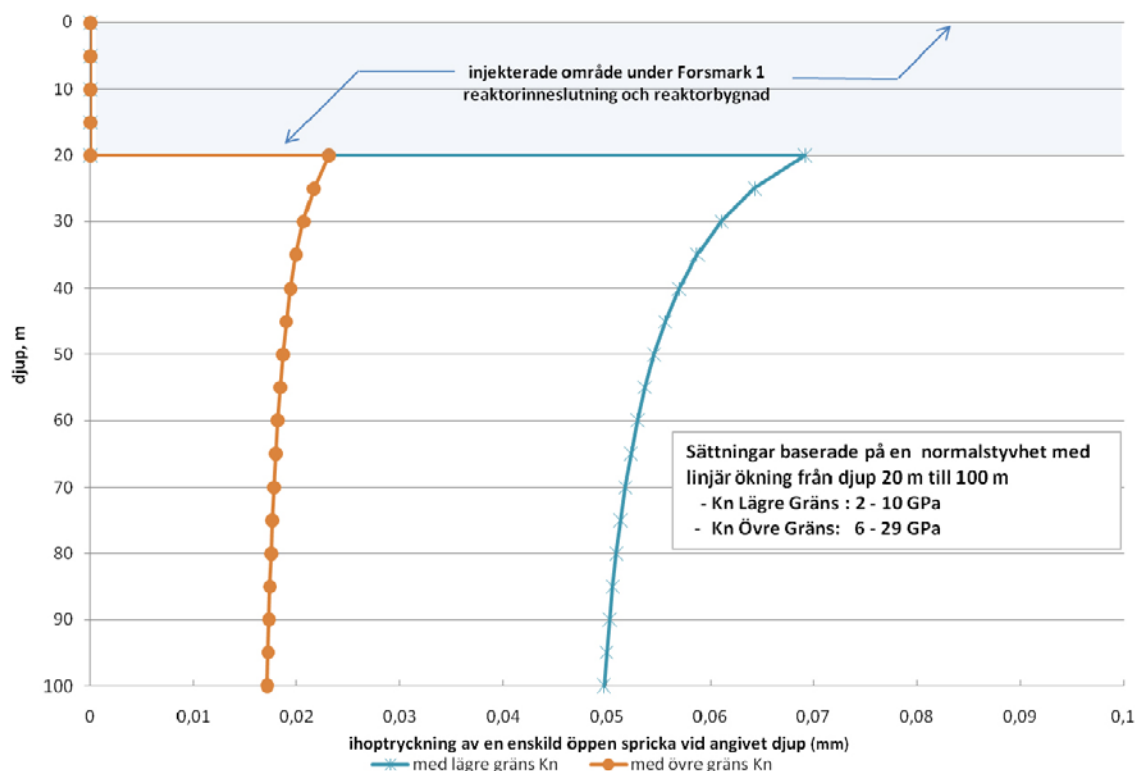
/Carlsson 1979) redovisar karterade sprickor i en 500 m lång kylvattenkanal, varav den längsta är minst 250 m eventuellt upp till 400 m. Det är sannolikt att dessa horisontella sprickor kan ha en utsträckning som är större än det som kunde karterats i kanalen. En spricka med stor utsträckning leder till en jämnare sättning över ett stort område och skulle därför inte ge differenssättningar hos de befintliga anläggningarna.

Om en spricka har en begränsad storlek och är belägen på ett större djup (t.ex. 70 m djup) och den komprimeras på grund av vattentrycksminskning kan valvbildning ske över sprickan. Denna valvbildning skulle medföra att sättningen på grundläggningsnivån blir mindre än ihoptryckningen av själva sprickan.

6.4 Sättningarnas storlek

Sättningar vid grundläggningsnivå för reaktorinneslutning kan beräknas utifrån de normalstyvheter som redovisas i avsnitt 4.5 och en spänningsförändring enligt avsnitt 5.2. Normalstyvheten "K_n" hos en enskild spricka kan antas variera mellan ca 2 och 29 GPa/m. Förändringar i vertikal effektivspänning baseras på resultaten som redovisas i avsnitt 5.2 som en övre gräns för vattentrycksminskning. Sättningen som beräknas enligt $\Delta\sigma_v / K_n$ vid olika nivåer sammanfattas i figur 6-1.

Sättningar inom de översta 20 m betraktas som försumbara på grund av injekteringen som utfördes under grundläggningen av reaktorinneslutning och reaktorbyggnaden ned till denna nivå. Under byggtiden var även vattentrycket avsänkt i dessa sprickor på grund av torrlagd kylvattenkanal och utloppstunnel. Detta gav en förbelastning av dessa sprickor. Vidare finns det flera källor som kan tillföra vatten till dessa sprickor som medför att avsänkning i den övre delen är mindre sannolikt. Dessa källor omfattar kylvattenkanalen till ett djup av 13 m, intaget av kylvattnet till reaktorn och utloppet från reaktorn. Även om cementinjekteringen har åldrats borde de positiva effekterna av förbelastning och bevarandet av ett högt vattentryck överväga så att kompression av sprickor i detta djupintervall kan försummas.



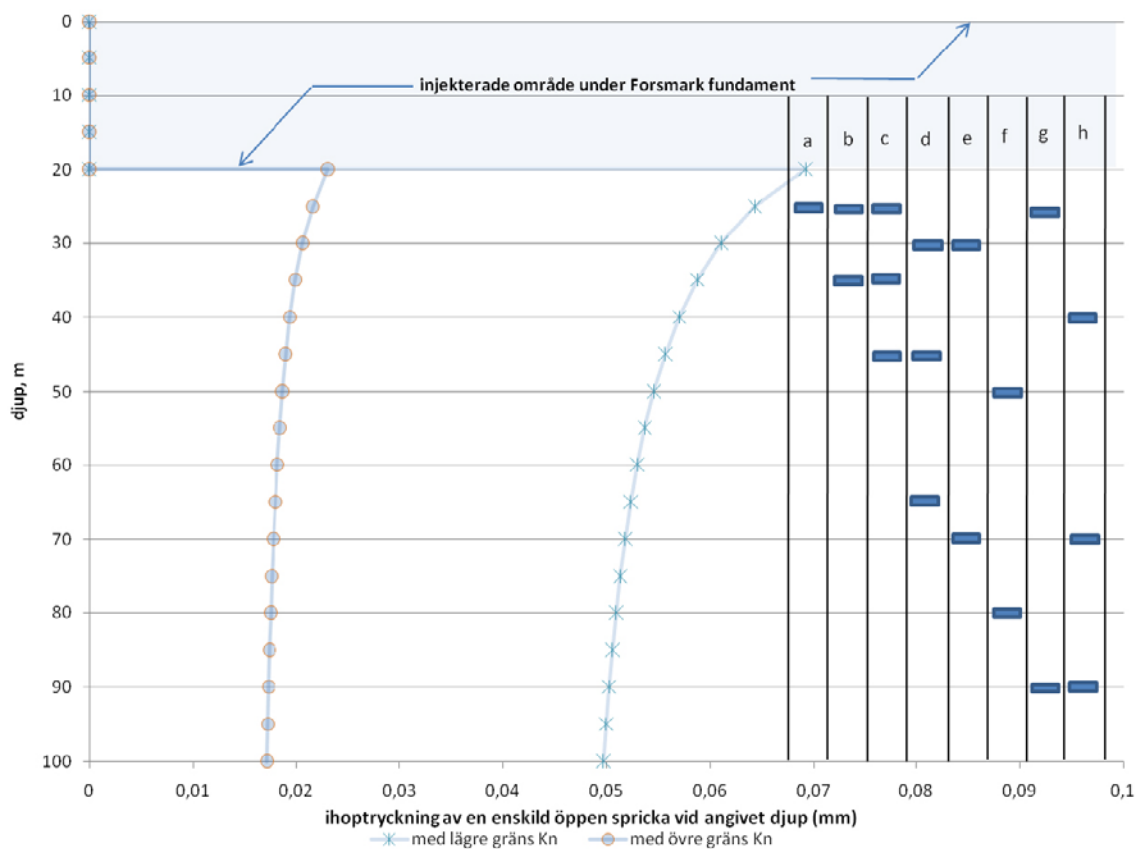
Figur 6-1. Beräknad ihoptryckning av sprickor beroende på läge i djupled.

Det har antagits att vertikala rörelser till följd av komprimering av en spricka leder direkt till sättning av samma storlek vid grundläggningsnivå. Det som kan varieras i en känslighetsanalys är antagandet av det maximala antal sprickor och nivåerna där sprickorna förekommer. Några godtyckligt valda kombinationer av sprickor har antagits och sättningarna beräknats för dessa kombinationer, se tabell 6-2. Största beräknade sättningen uppgår till ca 0,2 mm. Det är dock viktigt att notera att det inte finns några fältundersökningar till ett 100 m djup som direkt stödjer antagandet. De flesta borrhålen utfördes till ca 25 m djup men det finns några stycken som utfördes till ca 40 m djup. Under djupet ca 50 m övergår bergmassan till sprickdomän FFM01 där frekvensen av horisontella sprickor är lägre.

Tillgängliga ritningar och injekteringsprotokoll från området för turbinfundament daterade 1974 visar att våningsinjektering utfördes i två steg till 6 m djup. Relationsritningar för dessa fundament har inte återfunnits därför kan inte grundläggningsnivån eller underkant nivån för denna injektering klargöras. Däremot kan det antas att tillflöde av vatten till sprickor från kylvattenkanalen kan förhindra vattentrycksavsänkning till en nivå ca 10 m djup. Därför kan det vara lämpligt att beräkna ytterligare sättning av eventuella sprickor mellan 10 m och 20 m djup under turbinfundamenten.

Tabell 6-2. Sammanställning av antagna kombinationer och beräknade sättningar.

Fall	a	b	c	d	e	f	g	h
Antal sprickor	1	2	3	3	2	2	2	3
Djup spricka 1	25	25	25	30	30	50	25	40
Djup spricka 2	–	35	35	45	70	80	90	70
Djup spricka 3	–	–	45	65	–	–	–	90
Sammanlagd sättning (mm)	0,02 till 0,06	0,04 till 0,12	0,06 till 0,18	0,06 till 0,17	0,04 till 0,11	0,04 till 0,11	0,04 till 0,12	0,06 till 0,16



Figur 6-2. Beräknad ihoptryckning och läget av sprickorna för de slumpvis valda kombinationerna.

Enligt /Gustafsson et al. 2009/ är vattentrycksändringar vid dessa nivåer mindre än vid djupare nivåer.

Antal sprickor som kan förekomma mellan 10 m och 20 m djup under turbinfundament har inte undersökts genom sonderingar. En uppskattning av antalet kan göras utifrån kärnbrorhål som visas i figur 3-6. Om ett konservativt antagande av 8 st sprickor tas, med normalstyvhet på 2–6 GPa/m, beräknas totala sättningar till 0,46 mm till 0,15 mm. Dessa sättningar kan beräknas som ett tillskott till det maximala värdet av 0,2 mm på grund av sättning under nivå –20. Maximala differenssättningar mellan två intilliggande turbinfundament kan därför uppskattas till ca 0,7 mm.

7 Sammanfattning och förslag till övervakning

7.1 Omfattning och målsättning

Arbetet som redovisas i denna rapport omfattar en analys av sättningar under Forsmarks kärnkraftverk aggregat 1, F1, vid byggande av ett slutförvar för använt kärnbränsle nära och under befintliga reaktorer. Speciellt har inverkan av horisontella sprickor/sprickzoner studerats. De översta ca 50 m av bergmassan under och kring befintliga reaktorer i Forsmark är sprickrik och framförallt förekommer horisontella sprickor eller sprickzoner som kan föra mycket vatten. Inhämtningsmaterial och analyser har koncentrerats kring Forsmark 1 som är belägen närmare de planerade schakterna än Forsmark 2 och 3.

I en horisontell spricka bärs en del av tyngden av den överlagrande bergmassan av vattentrycket. Sprängs eller borrar ett vertikalt schakt genom en bergmassa med horisontella sprickor som för vatten vill vattnet strömma mot schakten. Vattentrycket i sprickorna närmast schaktet sjunker till noll och med ökande avstånd från schaktet ökar vattentrycket mot det ursprungliga trycket.

Minskar vattentrycket kommer den effektiva normalspänningen att öka och sprickan trycks ihop. Normalt försummas inverkan av vattentrycksförändring vid bergmekaniska deformationsberäkningar eftersom normalstyvhets hos sprickorna är relativt höga och vattentrycket lågt i förhållande till de totala bergspänningarna. I detta fall kan det dock vara motiverat att göra en mer detaljerad analys av deformationerna.

Analysen rapporterade i denna rapport har utförts som en känslighetsanalys av eventuella sättningar vid de befintliga anläggningarna till följd av vattentrycksändringar och deformationer hos sprickor.

7.2 Befintliga förhållanden

De geologiska förhållandena inom de översta ca 50 m i området kring befintliga aggregaten nr 1 och 2 tillhör sprickdomänen FFM02. Fältundersökning av denna domän visar förekomsten av flackt liggande sprickor med stupning 0–20 grader. Dessa sprickor har karterats som öppna eller sedimentfyllda med vidder på upp till ca 0,5 m i bergmassans översta ca 20 m /Carlsson 1979/. Vidare har sprickorna visat sig vara starkt vattenledande /Follin et al. 2008/.

Tillgängliga handlingar från byggskedet av Forsmark 1 visar att förekomsten av dessa horisontella sprickor togs i *beaktande* för projektering av grundläggningen. *In situ* belastningsförsök utfördes för att mäta bergets deformationsegenskaper och utformning av grundsulorna genomfördes utifrån dessa resultat för att minska differenssättningar under drift. Vidare bestämdes grundläggningsnivåerna till en nivå varvid det underliggande berget bedömdes vara ”av god kvalitet med låg sprickfrekvens och tätt slutande sprickor” (Walter Larsson 1972).

Vid byggandet av Forsmark 1 utfördes sättningsmätningar som visade att sättningar uppgick till mellan 2 och 10 mm vilket överskred de beräknade elastiska sättningarna. Utvärderingar av dessa rörelser ledde till slutsatsen att ”utförd sprängning för byggnaders grundläggning har medfört en markant ökning av horisontell sprickighet i berget under grundläggningsnivån. Byggnadernas egen vikt har allt eftersom bygget framskridit successivt pressat ihop dessa sprickor” (Källersjö och Trepp 1976).

Till följd av dessa rörelser fattades ett beslut att utföra injektering under reaktorinneslutning och reaktorbyggnad. Injekteringen utfördes i fyra steg ner till 20 m djup.

7.3 Resultat och slutsatser

Ihoptryckning av en enskild spricka beräknas utifrån en ändring i den effektiva spänningen i sprickan och dess normalstyvhets. Analyser har utförts med syfte att bestämma dessa två faktorer. Till sist har det tänkbara antalet sprickor som kan förekomma utvärderats.

Normalstyvheten av sprickor har utvärderats ur resultaten av belastningsförsöken, laboratoriebelastning på sprickfyllnadsmaterial och provtryckning av intakt berg. Dessa försök utfördes under 70-talet. De storskaliga belastningsförsöken har utvärderats på nytt med hjälp av en 3-D finita elementmodell. Vidare har värden på sprickors normalstyvhet som redovisas i litteraturen undersökts.

Normalstyvheten hos bergsprickor är starkt spänningsberoende. Därför försöker man beskriva förhållandet mellan en sprickas ihoptryckning och effektiv normalspänning med en funktion. Ett empiriskt hyperboliskt samband föreslogs av /Goodman et al. 1968/. Ett semi-logaritmiskt samband föreslogs av /Bandis et al. 1983/ för att beskriva samma förhållande. En utvärdering av utförda försök vid Forsmark har lett till ett förslag till värden på normalstyvheter som har använts till sättningsberäkningar. Normalstyvheter som har föreslagits är: $K_n = 2-6 \text{ GPa/m}$ på 20 m djup med en linjär ökning till 10–29 GPa/m på ca 100 m djup.

Hydrogeologiska modelleringar har tidigare utfört av /Gustafsson et al. 2009/. Denna modellering var inriktad på att studera den yttnära hydrologin och inverkan av ramp, hiss- och luftschakt samt ett öppet förvar. Resultaten av denna modellering har utnyttjats för denna studie. En maximal tryckavsänkning som funktion av djupet har använts som indata till sättningsberäkningar. Avsänkningar är på säkra sidan eftersom de är beräknade i eller i närheten av en vertikal zon. Vidare är vattentrycksförändringar beräknade i förhållande till hydrostatiskt vattentryck vilket enligt /Gustafsson et al. 2009/ är högre än det uppmätta vattentrycket i fält.

Enligt /Follin et al. 2008/ är de horisontella bankningssprickorna inte i detalj karterade i de utförda fältundersökningarna för slutförvaret och är därför svåra att implementera i en modell på grund av osäkerheter när det gäller deras utsträckning i rummet. Ur tillgängliga undersökningar är det svårt att uppskatta antal sprickor och läget av sprickor som kan komprimeras vid en vattentrycksänkning. För denna studie har sättningsanalysen utförts som en känslighetsanalys.

Det har antagits att vertikala rörelser till följd av komprimering av en spricka leder direkt till sättning av samma storlek vid grundläggningsnivå. Det som har varierats i känslighetsanalysen är antagandet av det maximala antalet sprickor och djupet där sprickorna förekommer. Några godtyckligt valda kombinationer av sprickor har antagits och sättningarna beräknats för dessa kombinationer.

Beräkningar av sättningar under Forsmark 1 visar maximala värden mindre än 0,2 mm. Dessa sättningar är baserade på ihoptryckning av sprickor mellan 20 och 100 m djup. På grund av osäkerheter när det gäller sprickornas utsträckning bör detta värde betraktas som en maximal differenssättning tvärsöver reaktorns grundsula.

Tillgängliga handlingar antyder att injektering utfördes under turbinfundament till ett mindre djup. Detta medför en möjlighet att eventuella sprickor i berget över 20 m djup även kan utsättas för ihoptryckning. Beräkningar av sättningar ovanför denna nivå visar att den maximala differenssättningen mellan två intilliggande turbinfundament kan vara i storleksordning 0,7 mm.

7.4 Förslag till övervakning

Schakt, ramp och tunnlar till det planerade slutförvaret kommer att leda till ändringar av vattentrycket i bergmassan under den befintliga kraftstationen. Hur stort område som kan påverkas och storleken av vattentrycksförändringar är beroende på hur tillförsel av vatten sker till sprickorna under reaktorerna samt på tätning av sprickorna genom injektering av bergmassan närmast schakten.

Det rekommenderas att dessa förändringar övervakas genom vattentrycksmätningar. Dessa mätningar bör påbörjas innan schaktarbeten inleds så att man erhåller en mätserie som redovisar de befintliga årstidsvariationerna.

Det rekommenderas även att 3 st. kärnborrhål utförs till ca 100 m djup. Förslagsvis utförs de vid två punkter mellan Forsmark 1 och kylvattenkanalen längs en linje riktad mot de planerade schakten. Det tredje bör utföras strax söder om turbinhallen vid Forsmark 1.

Borrkärnor bör karteras och ett program för vattentrycksmätning bör bestämmas utifrån karteringen. Om horisontella öppna sprickor upptäcks bör porttrycksgivare installeras med packers för att isolera de enskilda sprickorna och möjliggör övervakning av vattentrycksändringar inom enskilda sprickor. På detta sätt kan vattentrycksändringar övervakas i fortsättningen och motåtgärder sättas in som t.ex. kompletterande injektering kring schakten.

8 Referenser

Publikationer utgivna av SKB (Svensk Kärnbränslehantering AB) kan hämtas på www.skb.se/publikationer.

- Bandis S C, Lumsden A C, Barton N R, 1983.** Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20, pp 249–268.
- Boutard P, Groth T, 1975.** Bergsprickors egenskaper, sprickfyllnaders inverkan på bergfogars mekaniska egenskaper. Stockholm: Stiftelsen Bergteknisk forskning.
- Carlsson A, 1979.** Characteristic features of a superficial rock mass in southern central Sweden: horizontal and subhorizontal fractures and filling material. Ph. D. thesis. Uppsala University, Sweden. (Striae 11)
- Carlsson A, Christiansson R, 2007.** Construction experiences from underground works at Forsmark. Compilation report. SKB R-07-10, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Carlsson A, Olsson T, 1976.** Joint fillings at Forsmark, Uppland, Sweden. *Geologiska Föreningen i Stockholms Förhandlingar*, 98, pp 75–77.
- Carlsson A, Olsson T, 1983.** Storage coefficient of fractured rock determined from deformation tests. *Bulletin of the Geological Institutions of the University of Uppsala*, 9, pp 131–136.
- Carlsson A, Olsson T, 1986.** Large scale in-situ tests on stress and water flow relationships in fractured rock. RD&D Report, Vattenfall AB.
- Follin S, Hartley L, Jackson P, Roberts D, Marsic N, 2008.** Hydrogeological conceptual model development and numerical modelling using CONNECTFLOW, Forsmark modelling stage 2.3. SKB R-08-23, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Goodman R E, Taylor R L, Brekke T L, 1968.** A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94, pp 637–659.
- Gustafsson J, Gustafsson C, 2005.** RAMAC and BIPS logging in boreholes KFM07A (0–100 m), HFM20 and HFM21. SKB P-05-64, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Gustafsson L-G, Gustafsson A-M, Aneljung M, 2009.** Effects on surface hydrology and near-surface hydrogeology of an open repository in Forsmark. Results of modelling with MIKE SHE. SKB R-08-121, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Hiltscher R, Carlsson A, Olsson T, 1984.** Determination of the deformation properties of bedrock under turbine foundations. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 17, pp 37–49.
- Olofsson I, Simeonov A, Stephens M, Follin S, Nilsson A-C, Röshoff K, Lindberg U, Lanaro F, Fredriksson A, Persson L, 2007.** Site descriptive modelling Forsmark, stage 2.2. A fracture domain concept as a basis for the statistical modelling of fractures and minor deformation zones, and interdisciplinary coordination. SKB R-07-15, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- SKB, 2008.** Site description of Forsmark at completion of the site investigation phase. SDM-Site Forsmark. SKB TR-08-05, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Stephansson O, Ericsson B, 1975.** Pre-Holocene joint fillings at Forsmark, Uppland, Sweden. *Geologiska Föreningen i Stockholms Förhandlingar*, 97, pp 91–95.
- Stephens M B, Bergman T, Isaksson H, Petersson J, 2008.** Bedrock geology Forsmark. Modelling stage 2.3. Description of the bedrock geological map at the ground surface. SKB R-08-128, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Zangerl C, Evans K F, Eberhardt E, Loew S, 2008.** Normal stiffness of fractures in granitic rock: a compilation of laboratory and in-situ experiments. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45, pp 1500–1507.