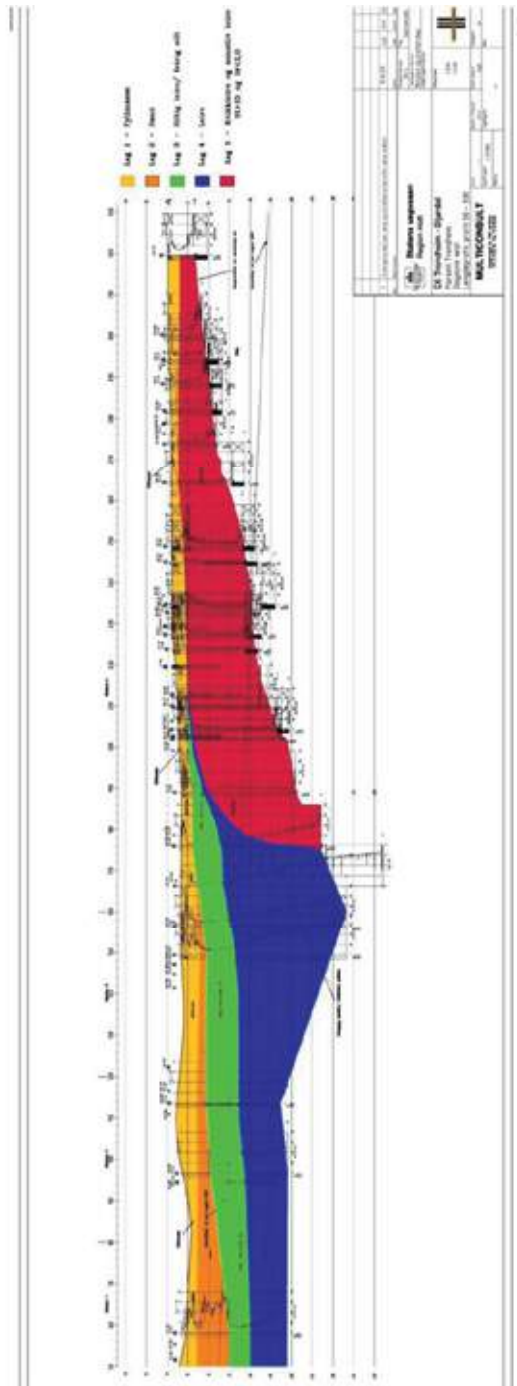
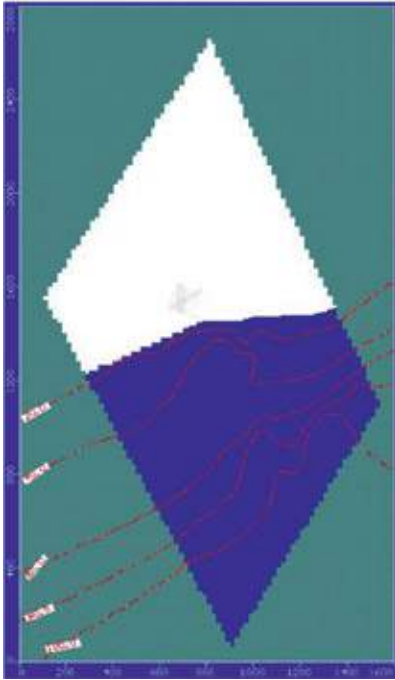




Figur 2-4. Vertikal sektion längs vägsträckning. Horisontella linjer markerar 5m djupintervall. Översta nivå linje i figur: +20m. Centrumlinje för väg går från berg till lera på nivå ca. -10m.



Figur 2-5. Grundvattenbildningsområden i den numeriska modellen. Vitt: 268 mm/år. Blått: 134 mm/år.

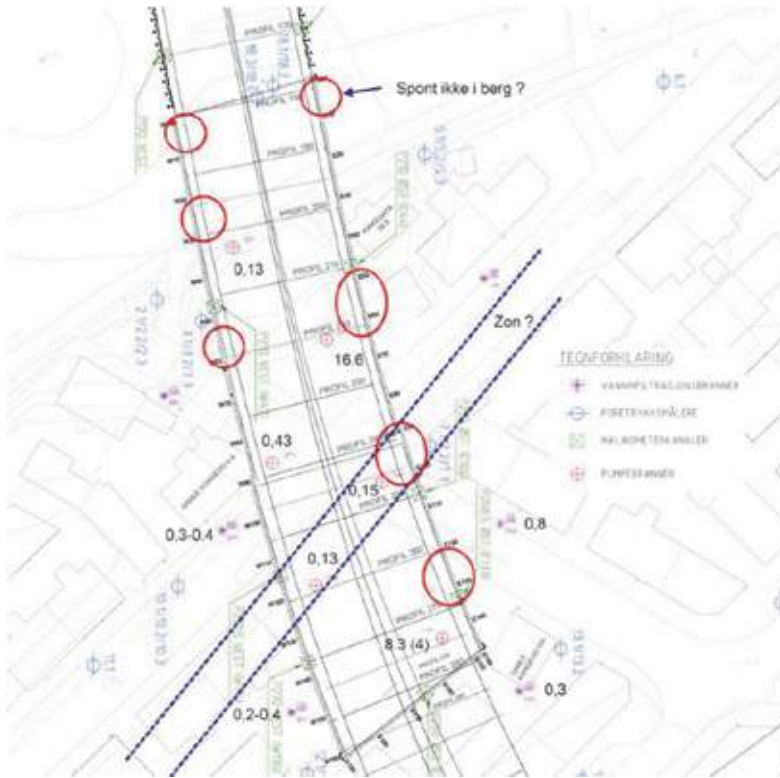
2.3 Hydrogeologi

Inom stora delar av nordvästra modellområdet täcks av fyllemassor som antas vara tämligen permeabla (sandigt-grusiga). I nordväst under fyllemassorna återfinns sand som underlagras av siltiglera/lerig silt, det sistnämnda sannolikt med anisotropa egenskaper, se Figur 2-4. Under siltigleran/lerig silten återfinns en lera, som sedan sannolikt underlagras av en morän på berg. Mot sydöst tunnas dessa havs, fjord och fluviala lager ut och det antas att fyllemassor underlagras av en morän som ligger på berg.

Mätningar i läget för schakt visar att det råder artesiska förhållanden i berget/moränlagret under leran med hydraulisk head på ca 2 m över markytan. Grundvattennivån i fyllemassorna i schaktläget uppges ligga någon till några meter under markytan.

2.4 Schakt, pumpbrunnar, infiltrationsbrunnar och piezometrar

E6 byggs genom berg genom östra Trondheim och nära Trondheims centrum övergår tunnel till ett öppet schakt genom i huvudsak lera, se Figur 2-1. I Figur 2-6 visas en detalj av schakt under byggskedet. I figuren redovisas också lägen för pumpbrunnar (PB), infiltrationsbrunnar (IB) och piezometrar. Sponten är en rörspont längs tre av sidorna, som borrar ner minimum 1.2 m i berg. På utsidan av sponten finns rör för injektering och på insidan finns också rör, som nyttjas för styrning av borring i berg följt av injektering. Figur 2-7 visar injekterings skärm i en vertikalsektion. Detaljer av rörspont redovisas i Rønning S (2011) och Haugen T (2011).

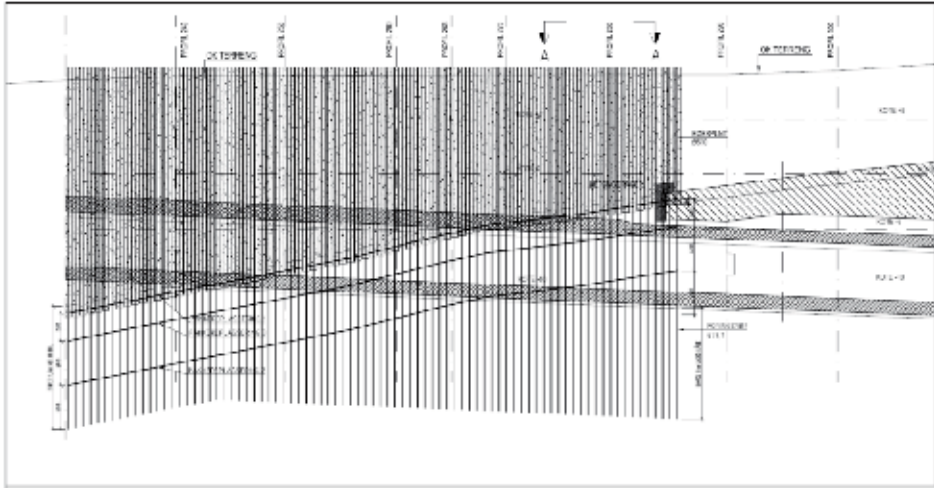


Figur 2-6. Översikt över spontområde med infiltrationsbrunnar (IB x) och provpumpningsbrunnar (x) med angivna approximativa avsänkningar i meter (0.3 etc) för slutet av pumpfasen (Rhén och Nilsson (2011)). Uppgifter om spont som eventuellt ej nått berg (områden markerade med röda cirklar) från ritningar V200-191-1, V200-191-2, V200-192-1, V200-192-2.

Injekterad bergmassa har antagits ha $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s och antas gälla inom 2m från centrum av spontens förlängning i djupled, dvs 4m bredd av injekterad zon. Dock antas att bara yttre sidan av spontens förlängningen är injekterad där berget sprängs ut mellan sektion ca 250-285m, dvs ner till nivå -10m till -12m, och med 2m bredd av injekterad zon. Injektering beräknas gå ner ca 10m under bergöverytan men djupare i sektion 250-285 där den går ca 10m under planerad vägbana.

Sponten anges av Statens vegvesen att den läcker $10L/(100m^2 \cdot \text{minut})$ med en antagen medeltryckdifferens av 7-8mvp. Antas att hälften av tryckdifferensen ($=4$ mvp) tas av spontlåset erhålls en läckagekapacitet av $q(dp=1 \text{ mvp})=4.2 \cdot 10^{-7} m^3/(m^2 \cdot s \cdot m)$ och det motsvarar $K=4.2 \cdot 10^{-8}$ m/s om spontens medelbredd ansätts till 0.1m, vilket ansätts som värden för "Wall" i Modflow. Sponten går ner i första berglagret, dvs 2m ner i berget (vilket är tjockleken på detta lager och något djupare än minimi kravet för spontens djup i berg.).

Krav är att avsänkningen utanför spont inte skall bli mer än 2m under period när sponten är fullt utgrävd och bygget av vägbana och tunnel pågår.



Figur 2-7. Väg bana, spont och injektering under spont (del av ritning V200-170 rev C)

3 HYDROGEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR

I området fanns vissa äldre data från NGU men nya undersökningar genomfördes under projektet för att bland annat skapa ett bättre underlag för vattengenomsläppligheten för det leran underliggande berget och förmodade moränen på berget.

3.1 NGUs brunnsgatabas

NGU dokumenterar brunnsgatabas för brunnar som borrar (se www.ngu.no/kart/granada/). Tillgängliga data för Trondheim har nyttjats för att studera vattengenomsläppligheten på berg som ligger inom område som visas i Figur 2-2. Specifik kapacitet (Q/s), djup till berg, total djup och borrhålets gradning anges i databasen. Skattning av bergets hydrauliska konduktivitet (K) har gjort på så sätt att max avsänkning har satt lika med vertikalt borrhåls djup och vattenförande sektion har approximerats med avsänkningen.

Totalt finns data för 26 brunnar tillgängliga, varav 9 har tolkats ligga på en undre mätgräns (dvs att K är < eller = ansatt värde) och 3 brunnar på en övre mätgräns (dvs att K är > eller = ansatt värde) med hänsyn till uppgifter i databasen (Tabell 3-1).

Tabell 3-1. NGUs brunnar i Trondheimsområdet. Beräknade statistiska fördelningsparametrar. Test skala ca 100m. (Geometriskt medel $K=10^{(\text{medel}(\text{Log}_{10}(K)))}$).

	Djupintervall under berggita	Antal (Totalt/ undre mätgräns/övrig mätgräns)	Geometriskt medel K	Medel (Log ₁₀ (K))	Standard avvikelse (log ₁₀ (K))
	(m)	(-)	(m/s)	(-)	(-)
NGU brunnar	Ca. 5-140	26/9/3	2.7·10 ⁻⁹	-8.6	0.85

3.2 Lugeonmätningar i BH 1

Injektionstester, s.k Lugeon tester, har genomförts i BH1 som är borrarat mer eller mindre horisontellt längs med vägsträckningen och ca 5-15m under bergöverytan längs större delen av borrhålslängden. Kärnborrhålet har 50mm diameter.

BH1 borrades och testades succesivt. Det visade sig också att det fanns begränsningar i utrustningen som gjorde att maxflödet begränsades vid testerna, vilket medför att de högsta permeabiliteterna underskattas vid utvärderingen, om inte man antar att data över ett visst Lugeon tal representerar övre mätgränsvärden. Det har dock inte gjorts i analysen.

Totalt finns data för 61 tester tillgängliga, varav 21 har tolkats ligga på en undre mätgräns (dvs att K är < eller = ansatt värde) och 0 tester på en övre mätgräns (dvs att K är > eller = ansatt värde) med hänsyn till data (Tabell 3-2).

Tabell 3-2. BH1. Beräknade statistiska fördelnings parametrar. Test skala ca 3-5m. (Geometriskt medel $K=10^{(\text{medel}(\text{Log}10(K)))}$).

	Djupintervall under bergyta	Antal (Totalt/ undre mätgräns/övrig mätgräns)	Geometriskt medel K	Medel (Log10(K))	Standard avvikelse (log10(K))
	(m)	(-)	(m/s)	(-)	(-)
BH1	Ca. 5-15	61/21/0	$3.4 \cdot 10^{-7}$	-6.5	0.43

3.3 Provpumpningar vid schakt

Pumptesterna utfördes under två perioder. *Provpumpning 1* genomfördes för att ge preliminära indikationer på egenskaper närmast provpumpningsbrunnarna (PB) inom schaktet (PB) samt, om möjligt, indikera hydrauliska samband mellan brunnarna. Testerna visade att det var förhållandevis låg permeabelt och testerna utvärderades som slugteter. I Tabell 3-3 ges tolkade parametrar.

Tabell 3-3. Provpumpning fas 1. Beräknade hydrauliska parametrar. Storativitet är mycket osäker.

	Transmissivitet (T)	Storativitet (S)
	(m^2/s)	(-)
PB1	$1.2 \cdot 10^{-6}$	$3.9 \cdot 10^{-6}$
PB2	$3.8 \cdot 10^{-7}$	$4.2 \cdot 10^{-5}$
PB3	$1.2 \cdot 10^{-7}$	$6.9 \cdot 10^{-3}$
PB4	$5.1 \cdot 10^{-8}$	$9.1 \cdot 10^{-6}$
PB5	$1.0 \cdot 10^{-7}$	$4.8 \cdot 10^{-3}$

Resultaten indikerar att transmissiviteten (T) för kontakten ytligt berg och friktionsmaterial på berg (vilket troligen är en morän) ligger inom intervallet $1 \cdot 10^{-6}$ till $5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ och storativiteten, eller magasinskoefficienten, (S) inom intervallet $7 \cdot 10^{-3}$ till $4 \cdot 10^{-6}$. Dock måste storativitetsintervallet betraktas som mycket osäkert då S normalt bör utvärderas från observationsbrunnar och inte bara pumpbrunn.

Provpumpning 2 genomfördes för att ge indikationer på egenskaper närmast brunnarna samt, indikera hydrauliska samband mellan provpumpningsbrunnarna och infiltrationsbrunnarna, och därmed indikationer på spontens täthet.

Brunnar PB1 och PB5 inom schakt pumpades medan nivå observationer gjordes i PB1, PB2, PB3, PB4, PB5, PB6 samt IB2, IB3, IB4 och IB5. I PB användes tryckgivare för att mäta nivåer under avsänkningen och en kort tid av återhämtningen och under större delen av återhämtningen lodades hålen manuellt. I IB installerades manometrar som avlästes manuellt.

Hela pumptest sekvensen simulerades (avsänkning + återhämtnings fas) men endast data senare än 100 minuter efter pumpstart nyttjades för utvärdering då tidiga flödesdata är så osäkra. Både oändlig akvifär och akvifär med täta ränder enligt schaktet geometeri beaktades i analysen.

Det är inte möjligt att passa data mer exakt på grund av flera orsaker som att heterogenitet påverkar resultaten men också att datakvaliteten i vissa delar är bristfällig. Ansatta randvillkor kan också vara annorlunda och inte så extrem som de två fallen som valts. I själva verket kan man förvänta sig att ett läckage kan ske från berget under schakt som läckage genom delar av spont, som båda kan påverka responserna. Datakvaliteten medger dock inte att mera exakt värdera läckaget med analytiska modeller, eller att bara bedöma flödes regimer som kan antyda läckage. Den approximativa passningen ger dock en bättre skattning av storativiteten (S) än de övriga utvärderingarna.

3.4 Sammanfattning av undersökningsresultat

3.4.1 Det ytliga bergets hydrauliska egenskaper

NGUs data, som baseras på brunnar borrade i huvudsak vertikalt och ner till maximalt 140m djup, indikerar en att geometriska medel för den hydrauliska konduktiviteten (K) är $2.7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

BH1, som borrar längs E6 sträckning nära markytan (ca 5-15m under bergytan) vid läget för schakt, indikerar en att geometriska medel för den hydrauliska konduktiviteten (K) är $3.4 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$. Mätningarna underskattar sannolikt de högsta K på grund av vald mätteknik. Det medför att den skattade standard avvikelsen för K är underskattad.

3.4.2 Hydrauliska egenskaper av kontaktzonen, bergöveryta och friktionsjord på berg.

Testerna är utförda i borrhål som borrar ner i berget ca 1 m med ett 1m långt filter som satts i sand. Sannolikt representerar de tolkade transmissiviteterna ett friktionslager på berg, som tolkas vara en morän, och eventuellt ytliga sprickor i berget. Transmissiviteterna (bedömts representera närfält till brunn) varierar mellan de olika brunnarna inom spont, vilket indikera att systemet är heterogent. Hydrauliska parameterana bedöms vara enligt nedan.

Transmissiviteten (T) för moränen på berget ligger troligen i intervallet $5 \cdot 10^{-7}$ till $1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ med ett troligt effektivvärde på ca $5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$.

Storativiteten, eller magasinkoefficienten, (S) för moränen på berget ligger troligen i intervallet 10^{-3} till $1 \cdot 10^{-6}$ med ett troligt effektivvärde på ca 10^{-4}

3.4.3 Spontens täthet.

Responser i infiltrationsbrunnarna under pumpningen av brunnarna PB1 och PB5 indikerar att det sker läckage genom spont och/eller genom berget under schakt. Moränen bedömda hydrauliska konduktivitet är förhållandevis låg och det ytliga bergets hydrauliska konduktivitet är i samma storleksordning, vilket gör det sannolikt att det sker ett visst läckage genom berget men det kan inte uteslutas att läckage också sker genom spont. Relativt större avsänkningar i IB2 kan tyda på att sponten är mindre tät i det området. Den större avsänkningen vid IB 5 kan möjligen vara orsakade av en zon i området eller att sponten är otät i det området.

I norra delen av spontområdet finns inga observationer som kan belysa spontens täthet.

4 GRUNDVATTENFLÖDESMODELL

I detta kapitel presenteras den konceptuell hydrogeologiska modellen, randvillkor, kalibrering av modell samt prognos med modell av avsänkningar på grund av utgrävning av schakt.

4.1 Hydrogeologisk modell

4.1.1 Numerisk grundvattenflödesmodell

Visual Modflow version 2 010,1 Premium är den kod som nyttjats för att bygga den numeriska modellen.

4.1.2 Modellområde

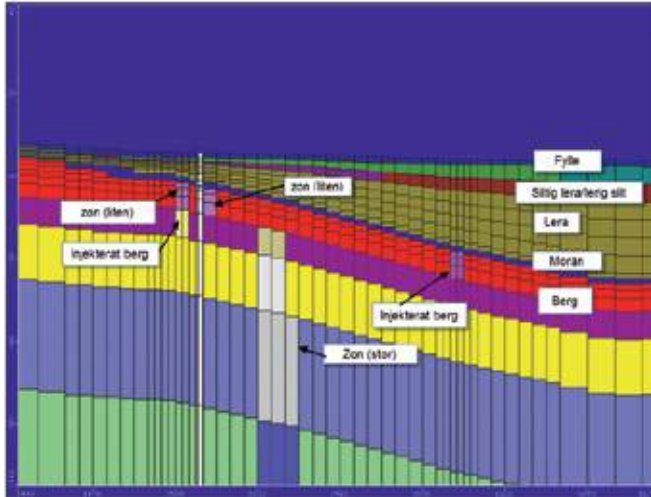
Modellområdet har anpassats så att randvillkoren skall vara tydliga och tämligen enkla. I nordväst finns Nidälven och havet, vilket utgör en tydlig hydrogeologisk rand som kan ansättas ett konstant värde, se Figur 2-2. I sydöst finns ett höjdområde som är en ytvattendelare, som sannolikt också approximativt är en grundvattendelare, dvs kan ansättas som en tät rand. Ränderna i sydväst och nordost följer approximativt maximala gradienten på topografin och kan antas motsvaras av flödeslinjer under ostörda förhållanden, dvs tät rand kan ansättas med antagandet att influensområdet från avsänkningen i stort ej påverkas av dessa ränder på grund av relativt stort avstånd till dessa. Modellen storlek i plan framgår av Figur 2-2 och sträcker sig ned till nivån -300m.

4.1.3 Modell över de lösa avlagringarna på berg och berget

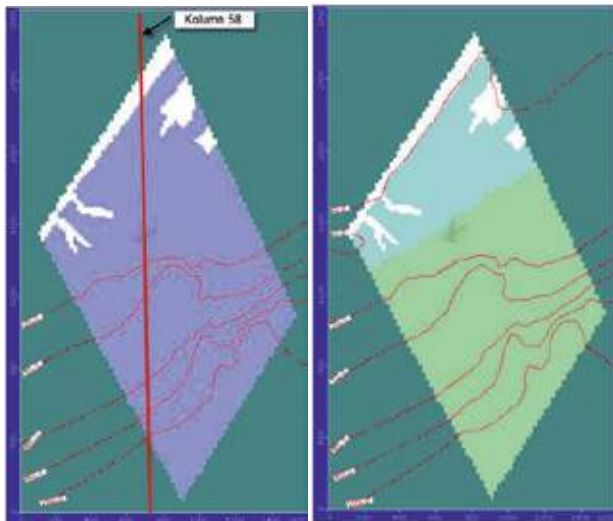
Figur 4-1 visar vertikal snitt som går i nord-sydlig riktning (y-led i den numeriska modellen som approximativt går i nord-sydlig riktning) genom modellens kolumn 58 som ligger inom schakt. Hydrauliska egenskaper för leran, siltiga leran och sanden har ansatts värden som kan anses rimliga. Egenskaperna för fyllemassorna och framförallt moränen och de översta berglagren har erhållits efter kalibrering av preliminärt ansatta värden.

Lager 10 är översta berglager och lager 9 är ett moränlager som täcker mer stora delar av modellen. Mot söder går berget succesivt upp i högre liggande lager och med ett överlagrande moräntäcke.

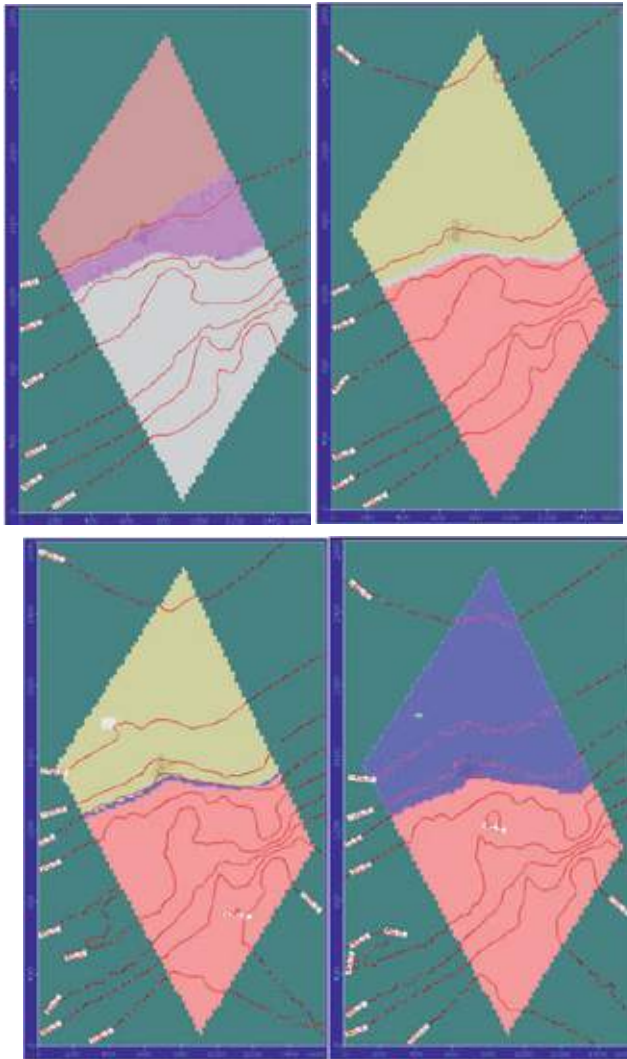
De översta berglagrens konduktivitet har varierats under kalibrering och mindre sprickor/zoner har införts för att reproducera en pumptest samtidigt som den hydrauliska konduktiviteten (K) för berget i de översta lagren har minskats relativt vad resultaten visade från det subhorisontella hålet BH1 men lokalt i några områden har K också ökats. En vertikal sprickzon bed 10m bredd och med strykning NO, som beräknats skära vid sektion 250m, finns i modellen och har getts lite olika egenskaper i modelleringen, se Figur 2-6. Djuptrenderna i K för berg baseras på erfarenheter från undersökningar gjord för slutförvaret av kärnbränsle (*Rhén m.fl. (2008)*).



Figur 4-1. Lager i modellen i ett N-S vertikal snitt (kolumn 58 i modell – se Figur 4-3). Inzomning mot schaktområde. Vertikal skala 1x horisontal skala. Översta lager berg är röd i figuren och berget går ner till -300m i modellen.



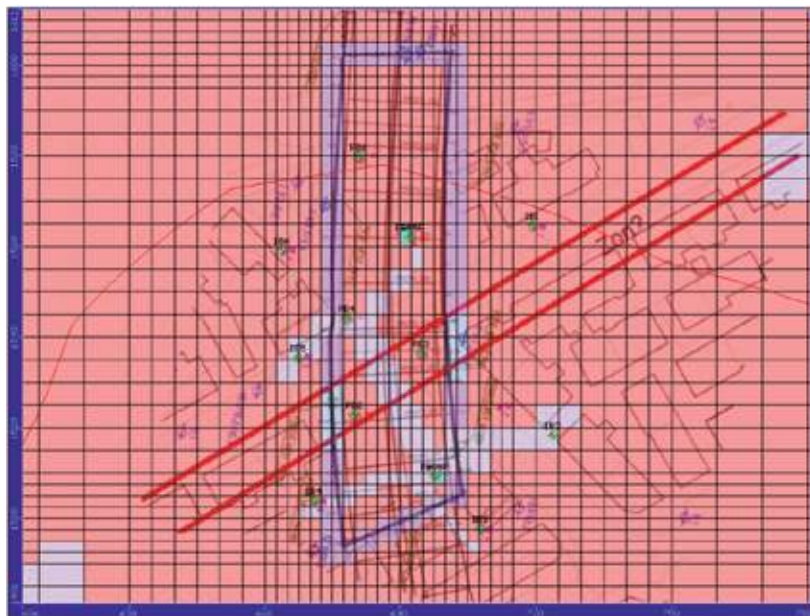
Figur 4-2. Kvartärgeologi-berg. Lager 1-2 (övre vänster, övre höger) Röda linjer: nivåkurvor för övre lageryta. Lager 1-2 består av jordlager.



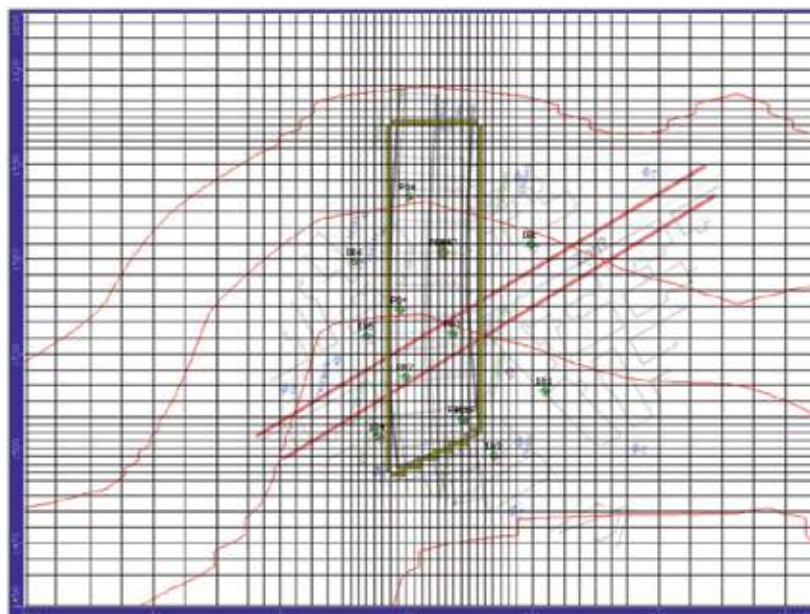
Figur 4-3. Kvartärgeologi-berg. Lager 2,4, 8, 9 (övre vänster, övre höger, nedre vänster, nedre höger) Röda linjer: nivåkurvor för övre lageryta. Lager 1-3 består av jordlager. Röda färgen i bild markerar övergången till berg i lager 4, 8 och 9. Under lager 9 består modellen av berg.

4.1.4 Implementering av anläggning i grundvattenflödesmodell

Detaljer om spanten redovisades i kapitel 2.4 och Figur 4-5 visar hur spanten implementerats i modellen som en "Wall" i Modflow.



Figur 4-4. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret). Referensfallet (efter kalibrering).



Figur 4-5. Spont (grön linje) går ner 2m i berg i modellen. Överytan av berget i modellen visas med isolinjer (0, -10, -20 och -30m).

4.2 Randvillkor

4.2.1 Grundvattenbildning

Grundvattenbildningen har ansatts som Figur 2-5 och Tabell 2-1.

4.2.2 Modellens yttre ränder

Där modellen tangerar Nidälven har det ansatts ett hydraulisk head av +0.78m. Övriga vertikala ränder och botten av modellen är täta.

4.2.3 Anläggningens ränder

Dräneringsnivån har varierat stegvis för prognosfallet: Vid profil 180-220m ligger dräneringsnivån på -8m, vid profil 220-260m ligger dräneringsnivån på -10m och vid profil 260-285m ligger dräneringsnivån på -12. m.

4.3 Kalibrering

Modellen har kalibrerats mot skattade grundvattennivåer i fyller massorna och i berget/moränen under leran baserat på data från schaktområdet. Dessutom har en pumptest nyttjats för att kalibrera modellen, som redovisats i *Rhen och Nilsson (2011)*. Kalibreringen illustreras av referensfallet. Utöver det har en känslighetsanalys utförts där det antagits att läckage punkter längs spalten enligt referensfallet tagits bort och ett annat fall där K i berg antagits vara såsom Lugeon testerna i BH1 visar men med zonerna som i referensfallet. (Dessa känslighetsfall visas ej i denna artikel men har varit underlag för val av parametrar och slutsatser som redovisas i slutet av artikeln.)

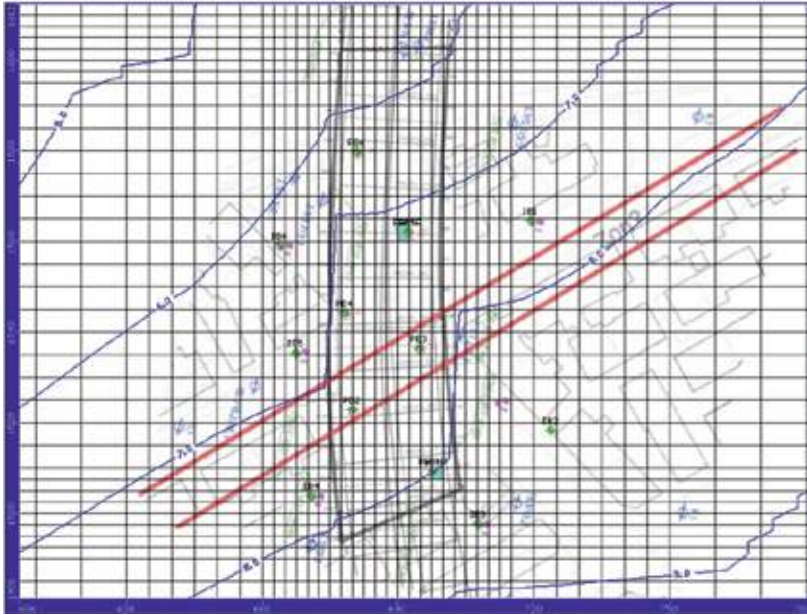
4.3.1 Ostörda förhållanden, referensfallet

Ostörda grundvattennivåer ligger enligt uppgift någon till några meter under markytans nivå.

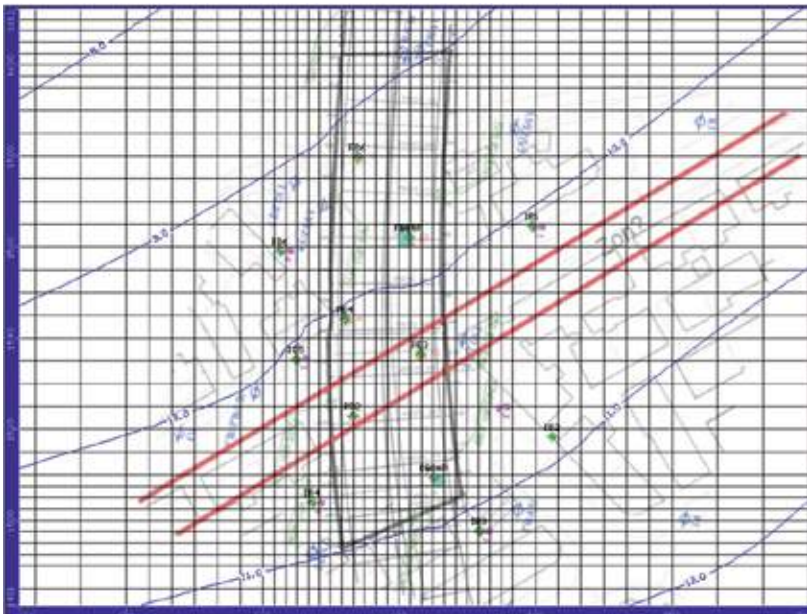
Grundvattentrycket under leran ligger ca 2m över markytan, dvs på ca +9 till +11m. Lerkappans läge söderut har anpassats så att ungefärligen detta övertryck uppstår vid schaktläget och med ansatt hydrauliska egenskaper som uppgetts av Statens vegvesen på icke testade jordlager och samt baserats på de genomförda hydrauliska testerna i berg och övergångszonen berg/morän.

Den översta delen av berget har getts något lägre hydraulisk konduktivitet (K) än vad det geometriska medel som redovisas i *Rhen och Nilsson (2011)* ($3.4 \cdot 10^{-7}$ m/s har satts till $5 \cdot 10^{-8}$ m/s), men det har lagts till några lokala zoner/sprickor som lokalt ökar bergets hydrauliska konduktivitet. Djuptrenden av den hydrauliska konduktiviteten i berget följer ungefär vad som observerats under undersökningarna för slutförvaret av kärnbränsle i Sverige (*Rhen m.fl., (2010)*). Moränen har getts det K som skattas från testerna i PB-brunnarna ($5 \cdot 10^{-8}$ m/s).

De inledande simuleringarna indikerade att det bör vara konduktiva sprickor/zoner som ligger nära IB2,3,4 och 5, varför tentativa zoner satts in i modellen, medan det ursprungliga förslaget på zon från Staten vegvesen lokalt har satts till samma värde som bakgrundsberget. Simulerade grundvattennivåer och hydrauliskt head i översta berglagret visas i Figur 4-6 och Figur 4-7.



Figur 4-6. Grundvatten nivå, ostörda förhållanden med spont och injektering utförda.

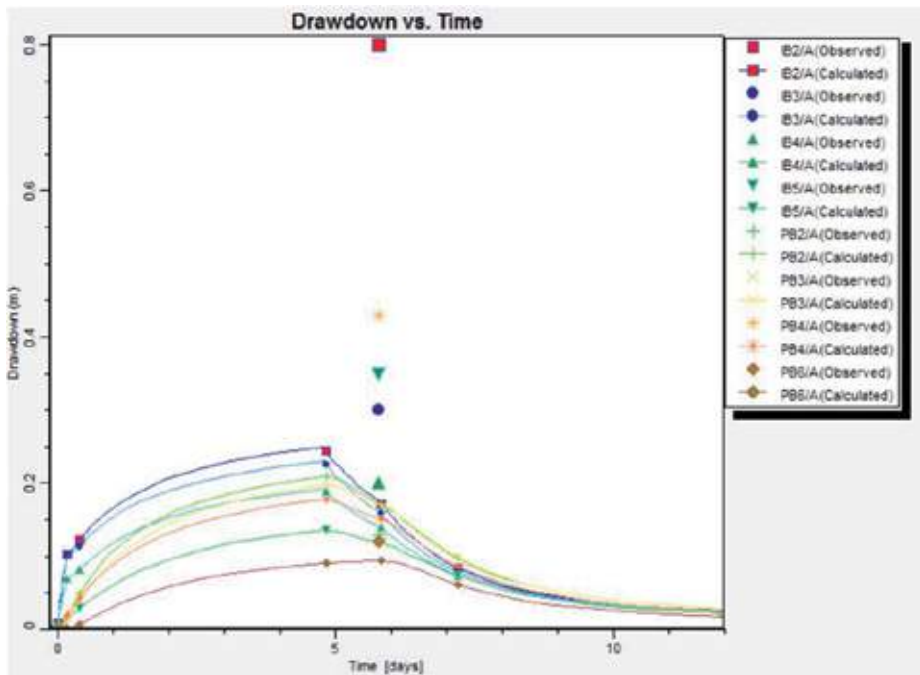


Figur 4-7. Hydrauliskt head i översta berglagret, ostörda förhållanden med spont och injektering utförda.

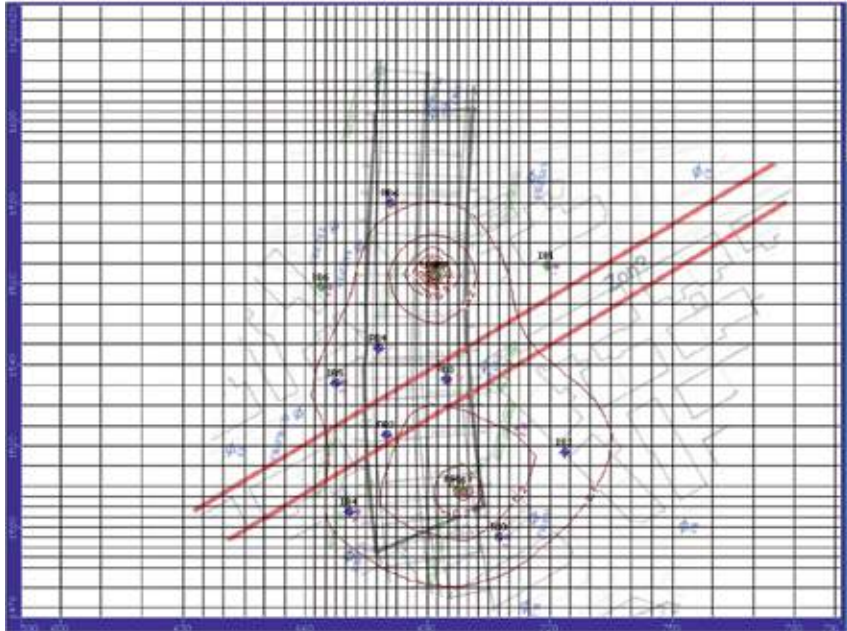
4.3.2 Pumptester

Referensfallet testades mot pumptesten där både PB1 och PB5 pumpas. Injekterings täthet ingick som en del av kalibreringen. Injekterat berg: $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom 2m på var sida om spontensförlängning. Sponten täthet, som förväntas läcka genom spontlås, bestäms av bredd $t=0.1$ m och $K=4 \cdot 10^{-8}$ m/s, baserat på läckage uppgifter från Statens vegvesen om förväntad läckagemängd och tryckfall över spontlås.

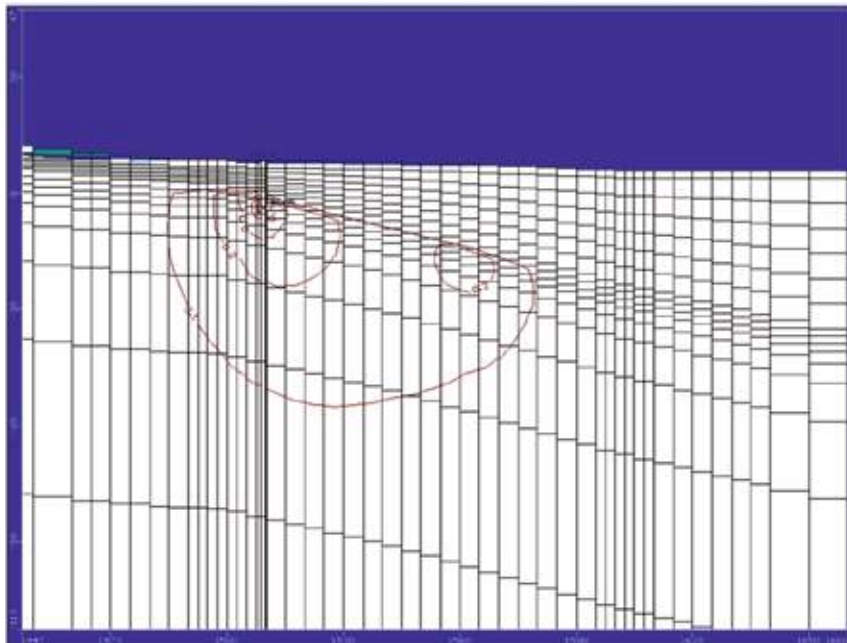
Som framgår av Figur 4-8 och Figur 4-9 erhålls mindre avsänkningar än uppmätta men en tydlig respons i när gäller IB-brunnar. Figur 4-10 illustrera max avsänkning i ett vertikalsnitt. Det är därför troligt att det kan finnas delar av injekteringen som ej är så tät som förväntats. I och med att mätta responserna i IB är större än modellerat medför det att det är större hydraulisk kontakt i verkligheten jämfört med modell. Dock krävs det sannolikt att systemet gör mer heterogent för att reproducera pumptesten, dvs göra sprickor/zoner mer permeabla och övriga berget mer tätt.



Figur 4-8. Avsänkning i observationsbrunnar under pumpning av PB1 och PB5.



Figur 4-9. Max avsänkning i översta berglagret, pumpning.



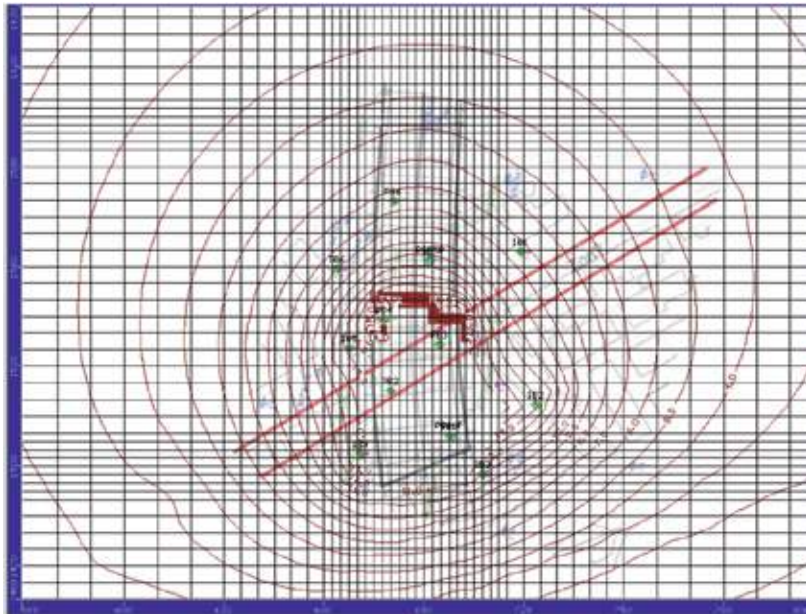
Figur 4-10. Max avsänkning, kolumn 58 (N-S vertikal snitt genom schakt och PBI), pumpning.

4.4 Prognosfall

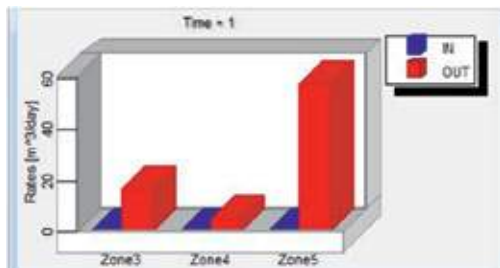
Dräneringsnivån har varierat stegvis: Vid profil 180-220m ligger dräneringsnivån på -8m, vid profil 220-260m ligger dräneringsnivån på -10m och vid profil 260-285m ligger dräneringsnivån på -12. m. Egenskaper förövrigt som referensfallet, förutom inom schakt. Injekteringen antas vara intakt utanför en vertikal linje nedanför spont, där schakten går ner i berg, dvs den injekterade zonen är där ca 2m bred.

4.5 Modellresultat för prognosfall

Som framgår av Figur 4-11 förväntas avsänkning bli större än 2m inom en radie på ca 120-180m med ansatt egenskaper. Större delen av inläckaget beräknas komma i den södra delen av schaktet, se Figur 4-12.



Figur 4-11. Avsänkning i moränlagret (layer 9), in zoomat, avsänkt schakt till -8 till -12m.



Figur 4-12. Inflöde till botten av schakt ("OUT": inströmning till schakt. zone 3: norra schakt, zone 4 mitten av schakt och zone 5 södra delen av schakt. Flödes zonerna motsvaras av ansatta områden med konstant hydraulic head: -8, -10, -12 m), avsänkt schakt till -8 till -12m

4.6 Sammanfattning av modellresultat

4.6.1 Diskussion av modellerings resultat

Hydrotester och spontens täthet:

- Moränlagret på berg och översta delen av bergmassan är tämligen tät enligt enhåls testerna i PB-brunnarna. Permeabiliteten i moränen kan lokalt vara högre än vad som ansatts men bedöms inte kunnat orsaka de responser som sett i IB-brunnar vid provpumpningen.
- Med ansatt läckage kapacitet av spont är inte spontens täthet begränsande i de djupare delarna utan omgivningen till sponten. I moränlagret blir den effektiva horisontella K ca $4.9 \cdot 10^{-8}$ m/s för spont+morän i jämförelse med moränens $K=5 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- Bergets egenskaper är främst känt från injektionstester i det subhorisontell borrhålet BH1. Testerna i PB-hålen indikerar troligen genomsläppligheten i moränen men kan vara påverkade att det ytligaste delen av berget. Testerna i IB-hålen är av låg kvalitet och det är tveksamt hur mycket kan anta att de skall ge något mera relevant data än BH1. Testerna i IB hålen ger dessutom att K borde sättas högre än något av fallen som presenterats här (*Rhén och Nilsson (2011)*).

Kalibreringen mot pumptest indikerar att:

- Moränlagret på berg och översta delen av bergmassan bör vara tämligen tät enligt enhålstesterna i PB-brunnarna.
- Avsänkningarna som erhöles vid pumptest i främst IB2 men även IB3 och 4 indikerar att en tryckrespons kan fortplanta sig från schakt till omgivningen och simuleringarna indikerar att det troligen beror på sprickor i berggrunden som inte blivit tätade i så hög grad att det skulle motsvara en hydraulisk konduktivitet av den grad som $1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom 2m på var sida om borrhålen från sponten. Det verkar troligt att det åtminstone i några lägen under sponten finns bergpartier med en något högre hydraulisk konduktivitet än vad som kan antas genomsnittligt för den ytliga bergmassan.

Simuleringen av avsänkningarna runt schakt indikerar att:

- Referensfallet, det som kalibrerats mot naturliga förhållanden och pumptesten, indikerar att avsänkningen större än 2m kan ske inom ca 200 m radie från schakt med nuvarande utförande på schakt och injektering. Samma storlek ordning på influensradien med 2m avsänkning visar även känslighetsfallen som studerats.

Osäkerheter:

- Det råder osäkerheter vilken hydraulisk konduktivitet den översta delen av berget och moränen har men kalibreringen mot pumptest visar dock på storleksordningen som bör gälla för den hydrauliska konduktiviteten av det ytliga berget.
- Det har ansatt en större zon som ligger i modellen den har en något högre K än omgivningsberget. Det är osäkert om denna "stora zon" finns men att ta bort den minskar sannolikt influensradien för 2m avsänkning bara något.
- Det är osäkert vilket K som är rimligt för injekteringen, vilken bergvolym som skall betraktas som injekterad samt om injekteringen lyckats täta alla sprickor av väsentlig betydelse. Resultaten från kalibreringen med pumptest tyder på att man åtminstone i delar av injekteringsskärmen inte uppnått $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

4.6.2 Slutsatser av modellering som anfördes juli 2011

Åtgärder för att begränsa avsänkningen till maximalt 2m utanför spont:

- Fler borrhningar kan göras i sponten för att bättra på injekteringsskärmen, då det finns foderrör som ej nyttjats ännu enligt uppgift. I dagsläget har inte borrhningar för injektering gjorts genom varje spontrör, varför man kan förbättra injekteringen genom att förtäta injekteringsborrningen.
- Injekteringsborrningarna kan göras djupare än vad som hittills gjorts, för att göra läckvägen längre och på så sätt öka flödesmotståndet för inflödet till schakt.
- Troligen räcker det inte med att förtäta injekteringsborrningen och göra dom djupare. Det kan vara nödvändigt att injektera berget under schaktbotten också.

5 ERFARENHETER FRÅN BYGGANDET AV SCHAKT

5.1 Mätningar

Schaktarbeten påbörjades under våren 2011 och avslutades hösten 2011. I mitten av augusti 2011 låg schaktbotten på nivån ca -1m. Vid detta tillfälle, 2011-08-17, mättes inflödet till 1.5L/min mellan spont 69 och 70 på östra sidan av schakt. Flera inläckagepunkter har därefter noterats under utgrävningarna och dessa redovisas i Figur 5-1. Summan av punktläckagen varierar över tiden på grund av schaktdjup och tätningsåtgärder. Summa punktinläckage har varierat mellan 6 och 15 L/min och var i början av oktober 2011 ca 11-12 L/min. Det finns ingen uppgift om totalt utpumpat vatten som kan kopplas till totalt inläckage, då utpumpat vatten är summan av inläckage, nederbörd och borrhvattnen från bergborrning. Dvs, troligen är total inläckaget till schakter större än summan av de ovan givna värdena för punktinläckagen.

Inläckage medförde att porttryck utanför sponten sjönk varvid infiltrationsbrunnarna nyttjades för att balansera inflödet till schakt och återställa porttrycket utanför schakt till en acceptabel nivå. Det visades att de befintliga 6 infiltrationsbrunnarna var otillräckliga och 3 nya brunnar borrades under augusti 2011: IB2A (ny brunn nära IB2; ersatte IB2), IB3A (Ny brunn mellan IB2 och IB3; ersatte IB 3) och IB 7 (ny brunn nära IB1), se Figur 4-11.

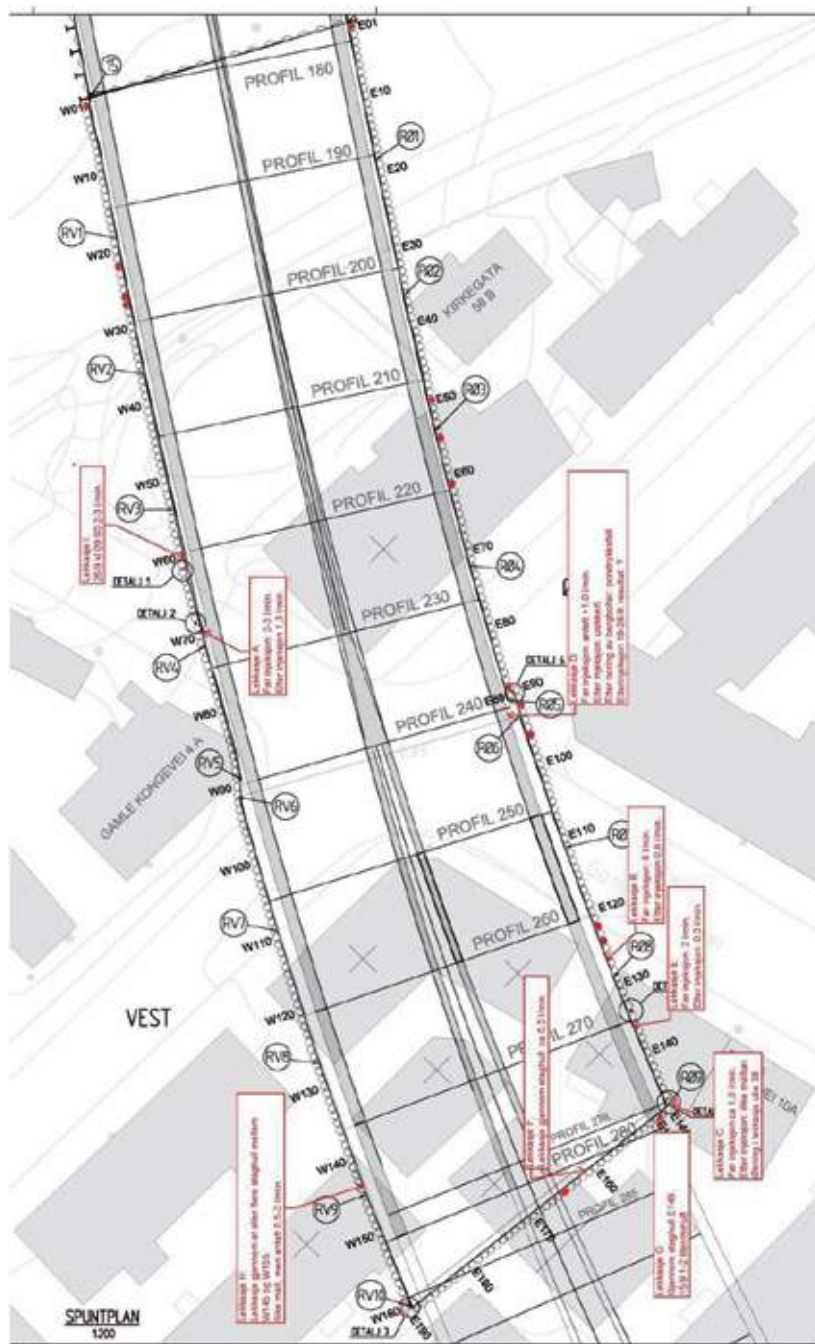
Injektionstryck i infiltrationsbrunnar har varierat något med tiden och mellan brunnar:

Min	0.2 bar
Medel	1.1 bar
Max	2.5 bar

(Nivån för mätning av injektionstryck för infiltrationsbrunnar mätt ungefär på ursprunglig markytelnivå.)

Injekteringsflödena varierar på grund av att injektionstrycket varierar men även på grund av att schaktet tätats genom injektering av schaktbotten och rörspons djupare del.

Som nämnts ovan påverkas porttrycken av inflödena till schakten men porttrycken påverkas också av infiltrationen via infiltrationsbrunnarna. Ett antal av de understa porttrycksgivarna , relativt nära eller i moränlagret (ca 0.5-1m över berg), som ligger närmast schakt uppvisa avsänkningar upp till ca 5m under hösten 2011.



Figur 5-1. Översikt över inläckagepunkter till schakt, med datum och skattat flöde fram till oktober 2011.

5.2 Diskussion av modelleringsresultat i jämförelse mot mätningar

Prognosen som redovisas i kapitel 4 med den numeriska grundvattenflödesmodellen förutsatte följande: fullt utgrävd schakt, att infiltrationsbrunnar inte användes samt att ingen ytterligare injektering av berggrunden utförts utöver den som antagits från kalibreringen (dvs den injektering som gjordes när rörsfont installerades.)

Total inläckage till schakt prognostiserades till 60-100m³/dygn (ca 40-70 L/min) med störst inläckage i södra delen av schaktet. Enligt mätningar av punktinläckagen är max inflödet under perioden tom september 2011 ca 16L/min, vilket sannolikt är mindre än totalt utpumpad inläckage som inte kunnat mätas. Huvuddelen av punktinläckagen ligger i södra delen av schaktet.

Grundvattennivåavsänkningen prognostiserades sjunka i moränlaget på berg flera meter, betydligt över de 2m som ansetts acceptabelt ur sättningssynpunkt för överliggande leran, inom en stor radie från centrum av schakt. Observationer indikerar fram till början av oktober 2011 en maximal avsänkning av 1-5 m i närheten av schakt men samtidigt har både infiltrationsbrunnarna nyttjats för att hålla uppe grundvattennivåerna och det har stegvis genomförts injekteringar för att tätta berget och möjligen också moränlagret på berget. Förutsättningarna för prognosen med modellen är således inte direkt jämförbar mot mätningar.

Slutsatserna från modelleringen (2011-07-04) enligt kapitel 9 indikerade att det var nödvändigt att injektera berget för att inte få för stora avsänkningar. Resultaten från schaktarbetena under sommaren och hösten 2011 tyder på att detta var en rätt bedömning.

Pumptesterna (*Rhen och Nilsson (2011)*) indikerade att IB2 men även IB3 och 4 påverkades av avsänkningar gjorda med brunnar inom schakt. Flertalet av noterade punktläckage ligger i närheten av dessa infiltrationsbrunnar vilket tyder på att resultaten från provpumpningar gav värdefull information om var huvuddelen av problemen med inläckage var att vänta.

REFERANSER

Haugen T (2011): Byggegröp Mölleberg. Lösningar och utfodringar. E6 Trondheim Stjørdahl, parsell Trondheim, dagsone vest. Geoteknikdagen 2011-11-25, Norsk Jord-og Fjellteknisk forbund.

Rhen I, Lars Vaeret (2011): Grundvattenmodellering av schakt vid byggandet av E6 genom Trondheim. (Sweco Sverige, Sweco Norge)

Rhen I, Nilsson L (2011): Utvärdering av hydrauliska tester för skattnig av hydrauliska parametrar vid schaktområde för E6 genom Trondheim. (Sweco Sverige)

Rhen I, Forsmark T, Hartley L, Jackson c. P, Roberts D, Swan D, Gylling B (2008): Hydrogeological conceptualisation and parameterisation, Site descriptive modelling. SDM-Site Laxemar. SKB R-08-78, Svensk Kärnbränslehantering AB.

Rønning S (2011): Geotekniske aspekter knyttet til rørsfontveggen. Prøvespunt, instrumentering, geotekniske boringer ved prøvespunt. Noen erfaringer fra utførelsen. E6 Trondheim Stjørdahl, parsell Trondheim, dagsone vest. Geoteknikdagen 2011-11-25, Norsk Jord-og Fjellteknisk forbund.

**ERFARINGER MED JORDSKJELVDIMENSJONERING AV STEINFYLLINGER.
EKSEMPEL FRA SØRENGAUTSTIKKEREN****Experience with earthquake design of rock fill slopes. An example from the Sørenga harbor**

Khoa D.V. Huynh, Dr.-Ing, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

Amir M. Kaynia, Professor II, Dr.-Ing, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

SUMMARY

In seismically active regions, earthquakes are usually a major trigger for instability of natural and man-made slopes, which may cause significant human suffering as well as hamper economic development. The prediction of the seismic response and stability of slopes is consequently an essential need. According to the Eurocode 8 (2003) three methods which have been widely used in geotechnical engineering are the pseudo-static limit equilibrium method, the sliding block method and the finite element method. It is well known that the behaviour of soils is path dependent. An accurate analysis of a slope stability problem and the related failure mechanism needs to consider the evolving strains and path dependency by means of a constitutive model. This paper focuses on the use of the finite element method for assessing the seismic response and stability of slopes since this method allows very sophisticated earthquake analyses in which not only non-linear material behaviour but also complex boundary and loading conditions can be taken into account. As an example, the finite element method will be used to assess the performance and stability of the Sørenga harbor slope subjected to earthquake shaking.

1 DIFFERENT METHODS FOR SEISMIC SLOPE STABILITY ANALYSIS

In seismically active regions, earthquakes are often a major trigger for instability of natural and man-made slopes. Therefore, seismic effects are essential design considerations for slope stability analysis. In general, a slope is stable under static conditions if its resisting forces are greater than the driving forces existing mainly due to the gravity. However, seismic loading of a slope can induce significantly greater driving forces that will potentially make one stable slope suddenly become unstable. The failure during earthquake usually occurs very rapidly and can unexpectedly lead to significant losses and serious economic consequences.

The seismic response and stability of slopes can be analyzed by means of several approaches. As highlighted in Section 4.1.3.3 of the Eurocode 8 (2003), three methods which have been widely used by practitioners are the pseudo-static limit equilibrium method, the sliding block method and the finite element method. Among them the pseudo-static analysis is the simplest approach and most commonly used in earthquake engineering to assess the stability of slopes. The original application of this method had been credited to Terzaghi (1950), in which the earthquake acceleration is approximately treated as additional equivalent static forces acting on the slope and out-of-slope direction. A factor of safety, which is usually defined as the ratio of the resisting force to the destabilising force, can be determined by using different limit

equilibrium methods (see for example Bishop (1955), Janbu (1968), Morgenstern and Price (1965), Spencer (1967)). And the so-called critical (yield) acceleration is calculated by varying the acceleration until the factor of safety is equal to 1.0. Since the earthquake acceleration, dynamic resistance and response of the slope are very simply captured in this pseudo-static method, it presents several limitations such as:

- Static and dynamic shearing resistance of the soil are assumed to be the same;
- Some assumptions must be made in advance about the shape or location of the failure surfaces and the mechanical properties at the interface along these failure surfaces;
- Assumption of constant acceleration (i.e. strain independent) in overall of slope is far from the nature of the real earthquake loading of which magnitudes varies with time;
- Determination of equivalent static forces is difficult and takes considerable experience and judgment because they strongly depend on the peak ground acceleration, earthquake magnitude, size of sliding mass, etc. (Day, 2002);
- Potential liquefaction risk due to increases in pore water pressure under earthquake loading cannot be predicted.
- No information of the time history of the permanent displacement can be extracted from the calculated results;

In order to improve the accuracy of the seismic slope analysis and to be able to evaluate the permanent displacement induced by earthquake loading, Newmark (1965) proposed a method called “rigid sliding block”. This method idealizes the soil-structure system as rigid blocks of soil and structural masses and then analyzes their stability by quantifying the amount of displacement due to failure. The permanent displacement of the sliding masses is computed by double integrating the acceleration time history overcoming the critical acceleration, i.e. the acceleration required to initiate sliding of the block on an inclined plane. In order to evaluate the global stability of the slope, Newmark’s method bases on an acceptable permanent displacement rather than a factor of safety as used in the pseudo-static method. Although many research works have been carried out in order to improve and extend the original Newmark’s method for analyzing embankments and earth dams (Makdisi and Seed, 1978), dikes (Franklin and Chang, 1977), sheet pile walls (Towahata and Islam, 1987), gravity and sheet pile walls (Steedman, 1998), etc., the accuracy of this method is still limited. In fact, all the limitations except for the last one presented in the pseudo-static method remain almost unsolved within this Newmark’s method.

It is well known that the behaviour of soil is path dependent. An accurate analysis of a slope stability problem and the related failure mechanism needs to consider the evolving strains and path dependency by means of a constitutive model. In recent years, the finite element method (FEM) has become the most widely used and probably the most powerful method for analyzing the boundary value problems in geotechnical engineering, especially the slope stability under static or seismic loadings (Duncan, 1996; Griffiths and Lane, 1999; Zienkiewicz and Taylor, 1994). Advances in the FEM have facilitated very sophisticated analyses of the landslide mechanisms, seepage, and slope stability, where not only non-linear material behaviour but also complex boundary and loading conditions can be taken into account. Therefore, all limitations of the pseudo-static method and Newmark’s method presented above can be overcome with high accuracy using the FEM. Moreover, the FEM has been extensively applied to solve practical problems and thus a lot of experience is already available.

In this paper, the FEM is used to assess the performance and stability of the Sørenga harbor slope subjected to earthquake shaking. Dynamic response analysis is carried out to determine

the permanent displacements and failure mechanism induced by the seismic forces. A brief introduction of the Sørenga harbor slope, the finite element model (FE-model) used for the seismic response analysis of this slope and some discussions on the computed results will be presented in the following sections.

2 INTRODUCTION OF THE SØRENGA HARBOR SLOPE

In connection with new buildings on the Sørenga harbor of which perspective view is presented in Figure 1, a new artificial rock fill embankment will be constructed around the periphery of the Sørenga harbor in order to protect against ship impact. Because of this new construction, it is required to re-assess the displacements along the rock fill slope and potential failure mechanism during both the consolidation process and the design earthquake shaking. This paper mainly focuses on the assessment of one typical profile of the Sørenga harbor slope subjected to the design 500-yr return earthquake events. The finite element model is described in details in the next section.



Figure 1. Perspective view of the Sørenga harbor.

3 DESCRIPTION OF 2D FINITE ELEMENT MODEL

The problem was simulated in plane strain conditions using the PLAXIS 2D finite element code (PLAXIS, 2008). Figure 2(a) shows an idealised geometry of the FE-model used for the seismic response analysis. A total of 9 monitoring points were selected along the new rock fill surface and around the edge and the toe of the slope to compute the time histories of the earthquake-induced displacements.

In order to avoid disturbances due to possible reflections the boundaries of the FE-model should be taken sufficiently far away from the region of interest. Therefore, the dimension of the FE-model was taken equal to 343.6 m long and 55.0 m deep down to the bedrock layer.

Figure 2(b) illustrates the finite element mesh of the PLAXIS model being composed of 2007 fifteen-node triangular elements. A finer meshing discretisation was used for the region of interest around the slope.

The displacement boundary conditions of the mesh consist of the standard PLAXIS boundary condition; i.e. horizontal restrained at the two sides of the mesh and fully restrained at the bottom of the mesh. The model was also equipped with absorbent boundaries on the two vertical sides and the earthquake accelerations were specified along the bottom boundary (see Figure 2(b)). The purpose of these special boundary conditions is to avoid the spurious reflections of the waves on the model boundaries. The default setting for standard absorbent boundaries in PLAXIS was used for earthquake analysis.

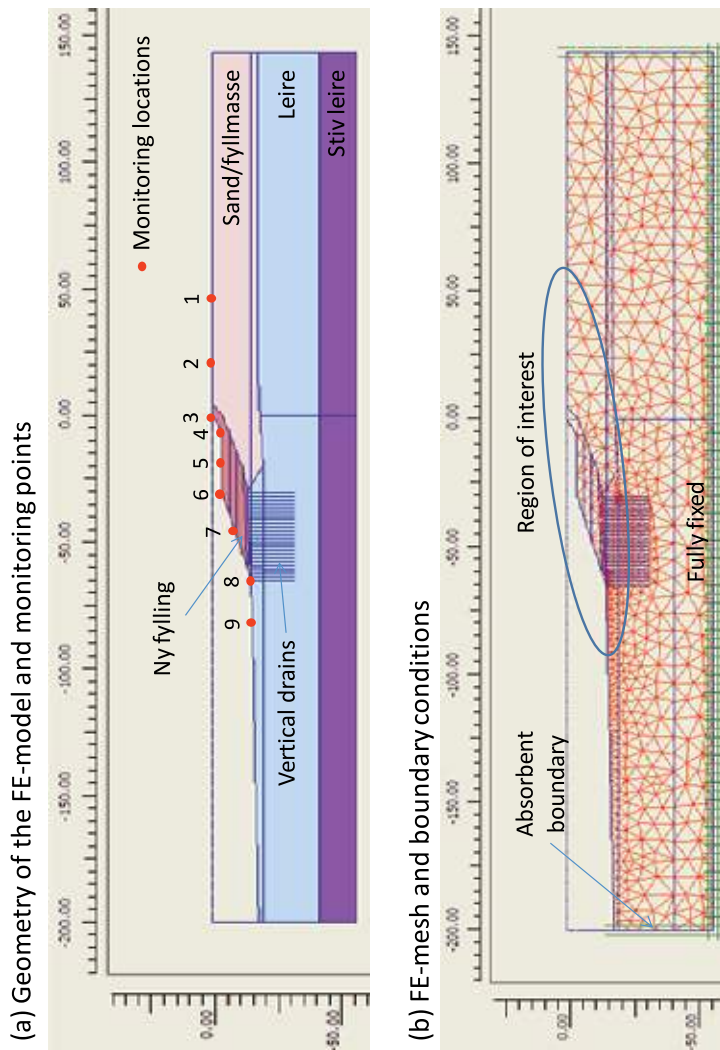


Figure 2. PLAXIS 2D FE-model of the Sørenga harbor slope used for seismic response and stability analyses.

Loading procedure composes of 3 main steps:

- Step 1: apply the gravity to the FE-model without the new rock fill;
- Step 2: construct the new rock fill layer by layer and perform the consolidation analysis between each construction stage;
- Step 3: apply the design earthquake excitation.

4 MATERIAL PARAMETERS

The soil properties used in the seismic response and stability analyses were based on the soil interpretation documented in NGI (2010a, b and c). The main soil parameters used in the FE-model are described in this section.

A user-defined material model based on the classical Mohr-Coulomb model was developed and implemented in the finite element code PLAXIS. The basic input parameters are shear modulus G , Poisson's ratio ν , undrained shear strength (or cohesion) c , friction angle φ , dilatancy angle ψ and tensile strength τ_{tensile} . The main reason for using this material model is that it allows to automatically initiate and update the shear modulus and the undrained shear strength, needed for the earthquake analysis, based on the vertical effective stresses which are calculated from the gravity loading step and the consolidation step in the PLAXIS FE-model.

4.1 Submerged unit weight

The submerged unit weights of the different materials for dynamic analysis are given in Table 1. A constant unit weight was used for each layer in the PLAXIS model.

Table 1. Submerged unit weights.

Material	Submerged unit weight, γ' (kN/m ³)
Sand/fill	8.5
New rock fill	11.0
Clay	9.0
Stiff clay	9.0

4.2 Initial shear modulus, G_{max}

It is known that the shear stiffness described by G_{max} is a key parameter together with the state of stress and shear strain amplitude for predicting the dynamic behaviour of soils. Some methods for determining the G_{max} profiles of different soils layers of the Sørenga harbor slope are discussed here.

Sand/fill and the new rock fill materials

Since there were not any shear wave velocity measurements available for the sand/fill and new fill materials, their initial shear modulus, G_{max} , were determined from the following empirical equation (Kramer, 1996):

$$G_{\text{max}} = 625 F(e) (\text{OCR})^k p_a^{1-n} (\sigma'_m)^n$$

Figure 3. Initial shear modulus normalized by suds as function of plasticity index, I_p (Andersen et al., 2008).

From some experimental tests reported in NGI (2011a), the plasticity index I_p of the clay is calculated equal to 20%. The OCR is assumed to be higher than 1.5. Based on the empirical data plotted in Figure 4, a ratio of $G_{\max} / s_u^{\text{DSS}} = 1500$ was used for estimation of the initial shear modulus $G_{\max}$ in the PLAXIS FE-model.

Stiff clay

The same shear modulus $G_{\max} = 125$ MPa as used in the consolidation analysis (NGI (2011c)) was also used in the earthquake analysis.

Figure 4 shows as an example the initial shear modulus profiles at two locations: on the seaside at a meter point of -120 m and on the landside at a meter point of 65 m (see Figure 2).

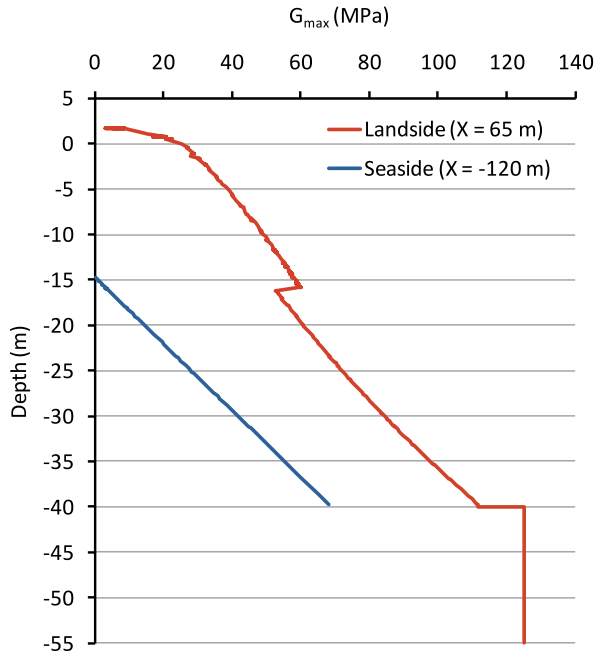


Figure 4. Initial shear modulus, $G_{\max}$, at two selected locations: seaside at a meter point of -120 m and landside at a meter point of 65 m.

4.3 Cyclic shear strength for earthquake analysis

In the dynamic simulations, no effect of the strength anisotropy was accounted for.

Sand/fill

The sand/fill material was modelled as undrained material during earthquake analysis. Using a friction angle $\varphi' = 35^\circ$, a relative density $D_r \geq 60\%$ and a conservative number of cycles $N_f = 5$ for the 500-yr return earthquake event, the cyclic shear strength is then conservatively calculated as follows:

$$\tau_{\text{cyclic}}^{\text{DSS}} = s_u^{\text{DSS}} \cdot \frac{1}{2}$$

New rock fill

The new fill material was modelled as drained material with a friction angle $\varphi' = 42^\circ$.

Clay

The clay material was modelled as undrained material during earthquake analysis. The active undrained shear strength after the consolidation phase is calculated by:

$$s_u^A = 0.32 (\sigma'_{v0} + \sigma'_{vc})$$

where σ'_{v0} is the in situ vertical effective stress without the sand/fill and the new rock fill layers and $\Delta\sigma'_{vc}$ is additional vertical effective stress after being consolidated under the weights of the sand/fill and the new fill.

According to Karlsrud (2005) the static undrained shear strength in DSS tests can be determined as follows:

$$s_u^{DSS} = 0.7 \cdot s_u^A$$

Based on the results obtained from advanced laboratory and field tests (NGI, 2001) a 19 % increase in the static undrained shear strengths (s_u^{DSS}) was assumed in all dynamic analyses. Therefore the cyclic undrained shear strength ($\tau_{f,cy}^{DSS}$) was given by:

$$\tau_{f,cy}^{DSS} = 1.4 \cdot 0.85 s_u^{DSS} \cdot 1.19 s_u^{DSS}$$

where an increase of 40 % is due to the rate effect and a reduction of 15 % is used to account for the effect of degradation, according to the RIF's guideline.

Stiff clay

The stiff clay material was modelled as undrained material during earthquake analysis. Constant undrained shear strength of 100 kPa was used.

4.4 Material damping

Material damping in a soil is another parameter required in earthquake analysis. In the present analyses Rayleigh type damping corresponding to damping ratios given in Table 3 at the first and third natural frequencies of the soil model was used. The damping's ratios were obtained by performing 1-D equivalent linear elastic ground response analysis (using SHAKE (1972)) for a typical cross-section through different material layers of the PLAXIS FE-model shown in Figure 2. The calibration results are presented in the next section.

Table 3. Damping ratios.

Material layers	Dempningsforhold (%)
Sand/fill og New rock fill	8.4
Clay	5.2
Stiff clay	4.3

5 EARTHQUAKE LOADING

The three following set of acceleration time histories were used in the earthquake analyses. These time histories, which have been suggested by NORSAR to be representative of the seismicity of Norway, were scaled to the design response spectrum for Oslo with the peak ground acceleration (PGA) of 0.044.

- EQ-1: Tarcento-Component NS from the Friuli, Italy
- EQ-2: Site 3-Component 360° from the Nahanni, Canada
- EQ-3: Superstition Mountain-Component 135° from the Imperial Valley, USA

Only the NS component of Friuli earthquake (EQ-1) is presented in this paper. Figure 5 plots the horizontal acceleration time histories of the earthquake excitations EQ-1. Figure 6 shows a good agreement between the spectral accelerations given at the bedrock and those computed by using the conventional solution amplification model of SHAKE for this earthquake event. The input motions were then specified in the rightward direction along the rigid base of the PLAXIS FE-model.

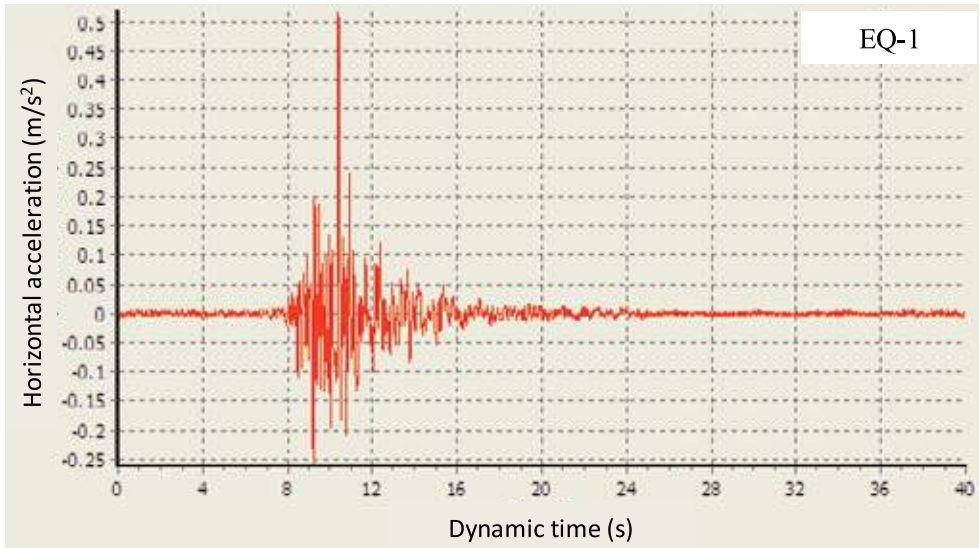


Figure 5. Horizontal acceleration time histories of the input motions EQ-1 (Tarcento-Component NS from the Friuli, Italy) used for the seismic response and stability analyses of the Sørenga harbour.

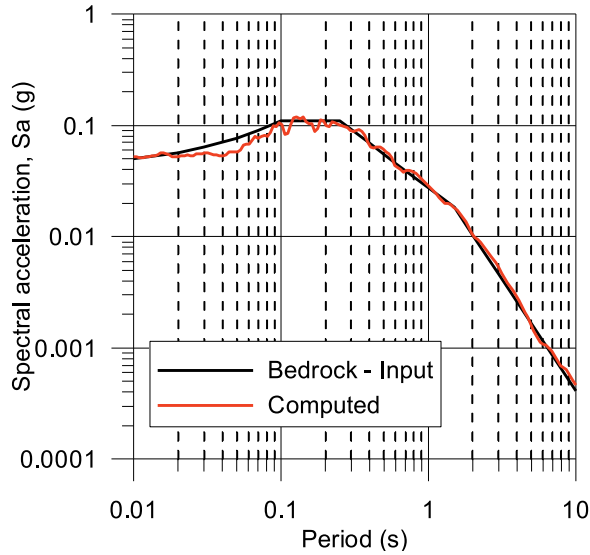


Figure 6. Comparison of spectral accelerations given at the bedrock with those computed from the SHAKE 1D-model for the earthquake excitations EQ-1.

6 EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS

The most relevant response quantities for this study are the displacement and shear strain of the slope. Therefore the results presented for each analysis consists of a set of three plots:

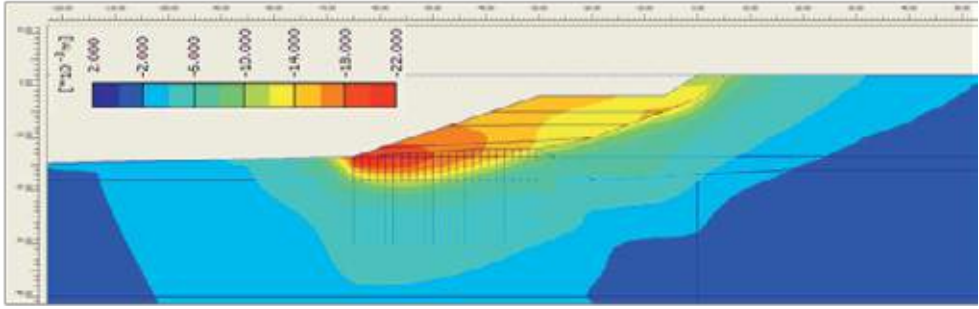
- shadings of displacement at the end of earthquake shaking (representing seismically-induced permanent displacements)
- shadings of shear strains at the end of earthquake shaking (representing seismically-induced permanent shear strains)
- Time histories of horizontal and vertical displacements for each monitoring points.

Figure 7(a), (b) and (c) illustrate the horizontal displacements, vertical displacements and shear strains, respectively, in the soil profile at the end of the horizontal earthquake excitation (40 seconds) and therefore represent the permanent displacements and shear strains. Because most the soil non-linearity occurs around the new rock fill, the computed results will be shown only for the part of the FE-models close to this layer. It can be seen from the contour plots that the maximum permanent displacements in both horizontal and vertical directions are observed close to the toe of the new rock fill and less than 22 mm (see Figure 7(a) and (b), respectively).

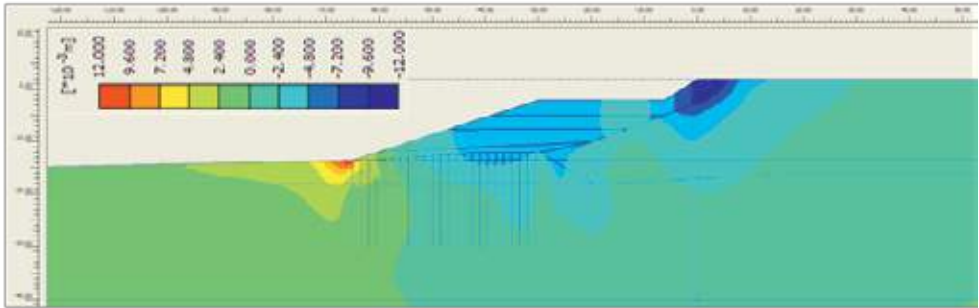
Figure 7 (c) shows very small permanent shear strains with magnitudes of about 1 %, which occurs at the toe of the new rock fill slope. Typically shear strain magnitude of about 0.2 % is observed along the critical surface located along the base of the new rock fill which is a strong material.

Figure 8 plots the time histories of the horizontal and vertical displacements, respectively, at 9 monitoring points placed along the slope from the crest to the toe during the horizontal

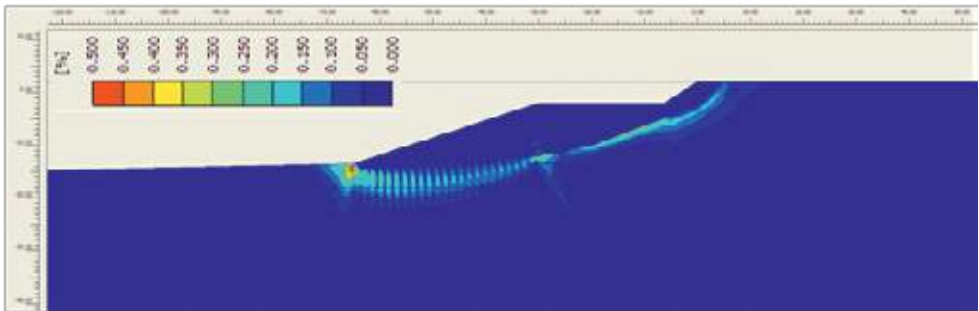
earthquake shaking EQ-1. It can be noted from the figure that the maximum displacement in both directions occurred around 10.8 s after the initiation of the event, at point 8 which is located at the toe of the new rock fill slope. This time corresponds to the peak horizontal acceleration as shown in Figure 5. The permanent displacement was observed at about 25 s in the horizontal direction and 19 s in the vertical direction. In both directions, the absolute value of the maximum displacement was found at the toe of the slope and gradually reduced towards its crest.



(a) Horizontal displacements ($\max||u_x|| = 22 \text{ mm}$ at the toe of the slope)



(b) Vertical displacements ($\max||u_y|| = 12 \text{ mm}$ at both the toe and the top of the slope)



(c) Shear strains ($\max \epsilon_q = 1 \text{ \% mm}$ at the toe of the slope)

Figure 7. Shadings of permanent horizontal displacements (a), vertical displacements (b) and shear strains (c) at the end of horizontal earthquake shaking (40 s). Case of EQ-1 (Tarcento-Component NS from the Friuli, Italy).

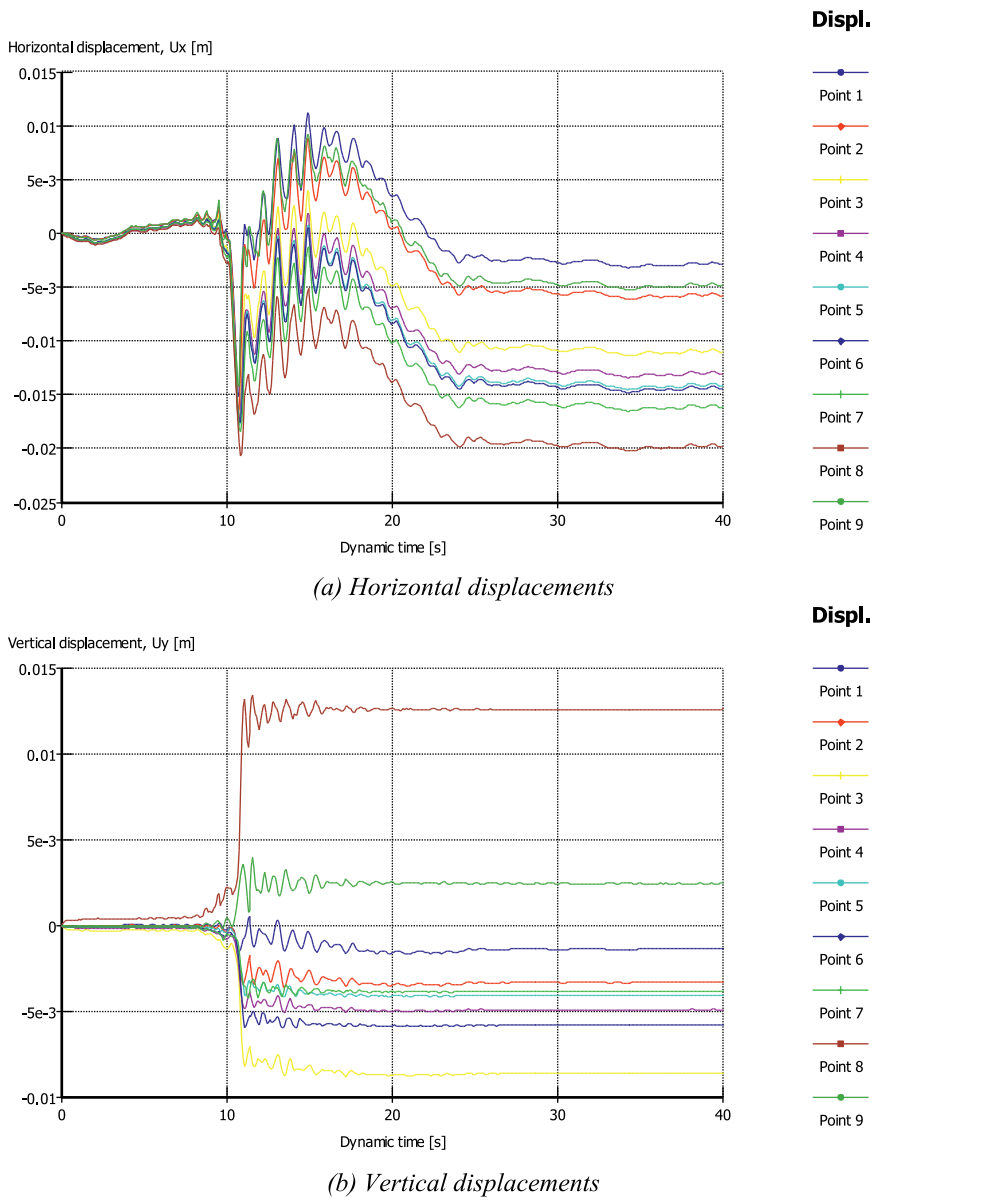


Figure 8. Horizontal and vertical displacement time histories at 9 monitoring points (see **Error! Reference source not found.**) during the horizontal earthquake excitation EQ-1 (Tarcento-Component NS from the Friuli, Italy).

7 CONCLUSION

It has been shown that the finite element method is a powerful and efficient method for assessing the seismic response and stability of slopes under earthquakes. This method was used for studying the stability of the Sørenga harbor slope. Based on the FE analysis results the permanent displacement of the rock fill embankment caused by the three design earthquake events varies only between 2÷5 cm. Furthermore, the permanent shear strain is low and hence the required stability condition of the Sørenga harbor slope during the earthquake shaking is considered fulfilled.

8 REFERENCES

- Andersen, K.H., Lunne, T., Kvalstad, T.J. and Forsberg, C.F. (2008), "Deep water geotechnical engineering", XXIV Nat. Conf. of the Mexican Soc. of the Soil Mechanics, Aguascalientes, 26-29. Nov. 2008. Proc. Vol. IV. 57 pp.
- Bishop, A.W. (1955), "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Géotechnique*, No. 1, pp. 7-17.
- Cotecchia, V. (1987). "Earthquake-prone environments", in Paper No. X.XX 8. Slope stability, geotechnical engineering and geomorphology, New York: John Wiley & Sons.
- Day, R.W. (2002), "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook", McGraw-Hill, 700 pp.
- Duncan, J.M. (1996). "State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes", *J. Geotech. Engng.*, ASCE, Vol. 122, No. 7, pp. 577-596.
- Eurocode 8 - Part 5 (2003), "Design provisions for earthquake resistance of structures-foundations, retaining structures and geotechnical aspects", CEN European Committee for Standardization, prEN 1998-5:2003.
- Franklin, A.G. and Chang, F.K. (1977), "Earthquake resistance of earth and rockfill dams, Report 5: permanent displacements of earth dams by Newmark analysis", US Army Corps of Engineers, Waterways experiments Station, Miscellaneous Paper, 2-71-17.
- Griffiths, D.V. and Lane, P.A. (1999). "Slope stability analysis by finite elements", *Géotechnique*, Vol. 49, No. 3, pp. 387-403.
- Hardin, B.O. (1978), "The nature of stress-strain behaviour for soils". *Procs. ASCE Geotech Engrg Div Speciality Conf on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Vol.1. 3-90 pp.
- Janbu, N. (1968). "Slope stability computations", in *Soil Mech. Found. Engng Report*, Trondheim: Technical University of Norway.
- Karlsrud, K. (2005), "CPTU Correlations for Clays". *Proceedings, ICSMGE, Osaka*. 639-702 pp.
- Kramer, S.L. (1996). "Geotechnical earthquake engineering", New Jersey: Prentice Hall, 653 pp.

Makdisi, F.I. and Seed, H.B. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations", ASCE, J. Geotech. Eng. Div., 104 (GT7), 849-867.

Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces", Géotechnique, Vol. 15, No. 1, pp. 79-93.

Newmark, N.M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", Géotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160.

NGI (2001), "ACG Field – Geohazard Study Slope Stability Evaluations"
NGI Report 20011156-1, Dated 2001-12-18

NGI (2010a), "G-101 K-007 Sørengutstikkeren"
Notat. Geotekniske prosjekteringsforutsetninger. Datert 2010-07-08

NGI (2010b), "G-230 K-007 Sørengutstikkeren"
Notat. Detaljprosjekt - skipsstøtstøt. Datert 2010-07-09

NGI (2010c), "G-231 K-007 Sørengutstikkeren"
Notat. Skipsstøtstøt. Deformasjonsberegninger. Datert 2010-07-09

PLAXIS (2008), "User's manual for PLAXIS version 9", PLAXIS B.V., the Netherlands
www.plaxis.nl

Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972), "SHAKE-a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites". Report No. EERC 72-12, Berkeley: University of California.

Spencer, E. [1967]. "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces", Géotechnique, Vol. 17, No. 1, pp. 11-26.

Steedman, R.S. (1998), "Seismic design of retaining walls", Geotechnical Engineering, Proc. Inst. Civ. Eng., 131, 12-22.

Terzaghi, K. (1950), "Mechanics of Landslides, Engineering Geology", Berkely Volume, Geological Society of America.

Towhata, I. and Islam, S. (1987), "Prediction of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction", Soils and Foundation, 27 (4), 137-147.

Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L. [1994]. "The finite element method", Vol. 1. Basic formulations and linear problems, McGraw-Hill, London.

PRAKTISK MODELLERING AV KVIKKLEIRE I PLAXIS**Practical modelling of quick clay in Plaxis**

Siv.ing Roy Michel Nalbant, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Artikkelen presenterer stabilitetsberegninger for en dyp utgravning i kvikkleire. Utgravningen er utført innenfor en stagforankret spunt og grunnen er forsterket med kalk-sement peler og vertikaldren.

Jord/konstruksjon samvirkeanalyser er utført ved bruk av elementmetodeprogrammet Plaxis. Det er benyttet en spesiell vertikalinndelingsteknikk av lagene for å løse utfordringen ved å modellere skrånende lag med lineært økende skjærfasthet med dybde. Hovedkonklusjonen fra Plaxis analysene er følgende: Mohr-Coulomb modellen kan benyttes til å simulere pre-peak oppførsel av kvikkleire og elementmetoden kan finne mest kritiske bruddfigurer.

Utgravningssekvensene er overvåket ved måling av forskyvninger (inklinometre), setninger og poretrykk. Grunnet anleggstekniske utfordringer er det redusert kvalitet på en del av inklinometermålingene. På tross av noen anleggstekniske utfordringer ble utgravningen gjennomført som planlagt og bygget er nå ferdig oppført.

SUMMARY

The paper presents the overall stability evaluation for a deep excavation in quick clay supported by flexible retaining structure (sheet pile wall) and ground improvement by lime-cements columns and vertical drains.

The soil structure interaction analysis is performed using the finite element program Plaxis. The challenge of modelling the sloping layers with shear strength increasing linearly with depth is managed by using a special "vertical clusters" technique. Main conclusions from Plaxis analyses are as follows: Mohr-Coulomb model can be used to simulate pre-peak behavior of quick clay and the FE method can detect most critical failure mechanisms.

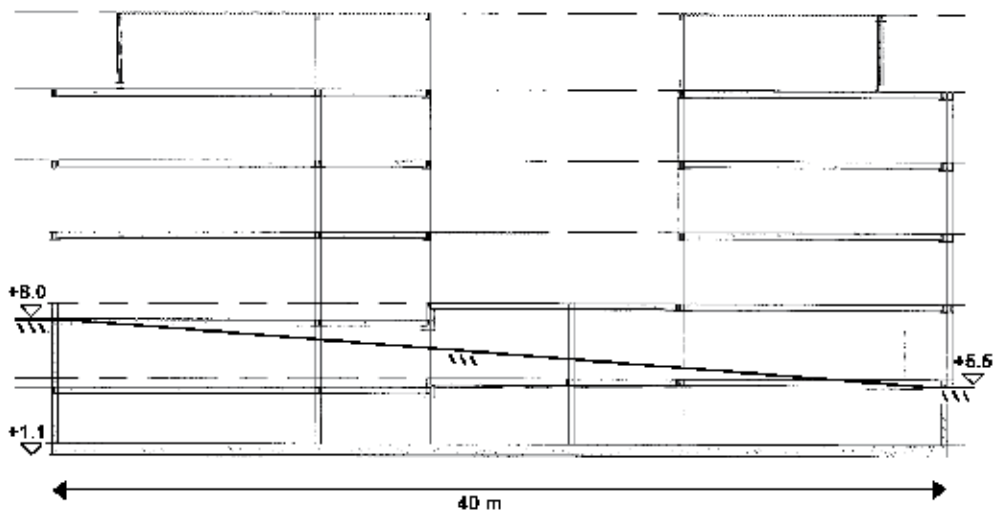
The working sequences are monitored by lateral displacement (inclinometers), settlement and pore water pressure measurements. Unfortunately, due to some site problems the quality of the inclinometer measurements is questionable. Despite some technical problems during the excavation work, the excavation was carried out as planned and the structural work is completed.

INNLEDNING

Artikkelen presenterer stabilitetsberegninger for en dyp utgravning i kvikkleire. Utgravningen er utført innenfor en stagforankret spunt og grunnen er forsterket med kalk-sement peler og vertikaldren.

Jord/konstruksjon samvirkeanalyser er utført ved bruk av elementmetodeprogrammet Plaxis. Hensikten med analysene er å dokumentere tilfredsstillende områdestabilitet under og etter utgravning, samt dimensjonering av spuntkonstruksjonen.

Utgravningen for det kompensert direktefundamenterte næringsbygget på 4 etasjer med 1-2 kjelleretasjer er ved Engene i Drammen. Terrenget ved utgravningen heller svakt $\approx 1:16$ i retning Drammenselva sør fra Bragernesåsen i nord, noe som resulterer i ca. 7 m utgravning oppstrøms og ca. 4 m nedstrøms, se Figur 1.



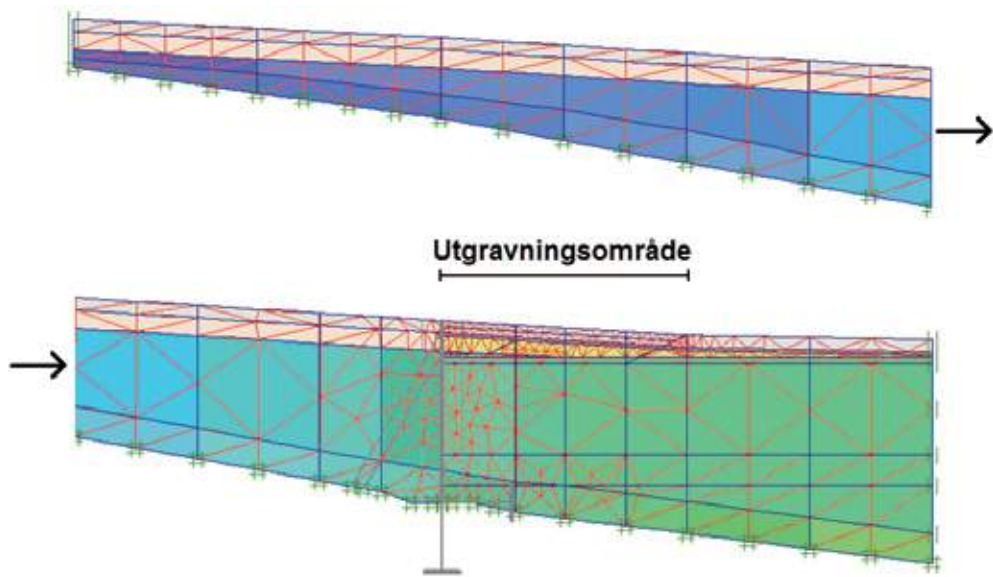
Figur 1. Skisse av det 4-etasjers næringsbygget med 1-2 kjelleretasjer.

Følgende geotekniske problemstillinger er vurdert i Plaxis og omhandlet i denne artikkel:

- Stabilitet av byggegropen under og etter utgravning
- Prosjektering av grunnforsterkning (kalk-sement peler)
- Prosjektering av spuntkonstruksjonen

PLAXISMODELL

Plaxismodellen er vist i Figur 2.



Figur 2. Plaxis modellen med ≈ 800 15-noders triangulære elementer med 12 punkts Gauss integrasjon. Den totale horisontale dimensjonen er 300 m.

De øverste 2 m (grå) med byfyll er modellert med Hardening Soil modellen. De øvrige lagene bestående av 3 m siltig leire (beige) over kvikkleire (lilla $\rightarrow$ grønn) med noe fastere leirlag over fjell (mørkere lilla $\rightarrow$ grønn) er modellert med Mohr-Coulomb modellen. Fjelldybde i spuntlinjen er 30 m.

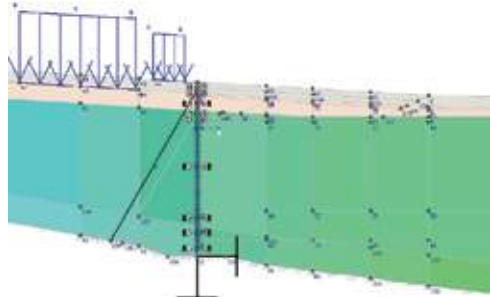
Tabell 1 viser oversikt over beregningsfasene i Plaxis sammen med beskrivelse. Beregningsfaser 2, 7 og 8 fra Plaxis er vist i henholdsvis Figur 3, Figur 4 og Figur 5.

Tabell 1. Beregningsfaser med beskrivelse i Plaxis.

Beregningsfase	Beskrivelse
0	In-situ spanning (gravity loading)
1	Installasjon av spunt
2	Installasjon av forspent øvre stagrad i lokale grøfter
3	1 m graving
4	Installasjon av kalk-sement peler
5	Ytterligere 1 m graving
6	Lokal utgravning før installasjon av nedre stagrad
7	Installasjon av forspent nedre stagrad
8	Endelig utgravning

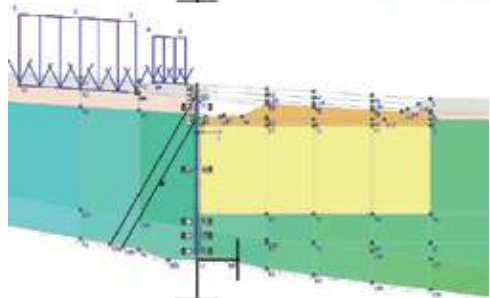
Figur 3. Installasjon av forspent øvre stagraad (node-to-node anchor) til fjell. Installert i lokale grøfter.

Merknad: spuntfoten er dyblet i fjell. *Interface-elementene* vil overstyre randbetingelsene ved spuntfoten, og dette er løst ved å benytte *Fixed-end anchors* ved foten da denne ønskes translasjonsfastholdt.



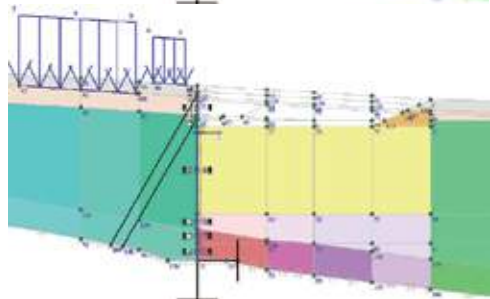
Figur 4. Installasjon av forspent nedre stagraad (node-to-node anchor) til fjell.

Merknad: kalk-sement pelene (oransje og gult) innenfor byggegroppen er modellert med økt stivhet og styrke, se Tabell 2.



Figur 5. Endelig utgravning.

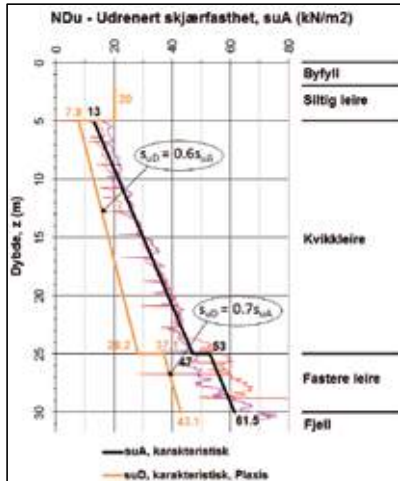
Merknad: avlastningsstivhet i utgravningsfaser er modellert med 3 ganger pålastningsstivhet.



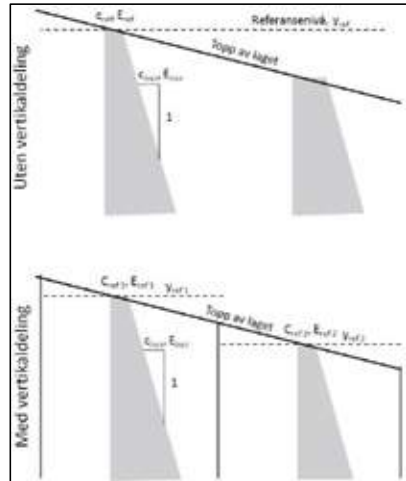
JORDPARAMETERE

Karakteristisk udrenert skjærfasthet i jordprofilen er basert på tolkning av laboratorieforsøk og trykksonderinger (CPTU). Tolkningen er presentert i Figur 6. Stivheten (E_{50}) er antatt 450 ganger direkte udrenert skjærfasthet. For kalk-sement stabilisert materiale er udrenert skjærfasthet og stivhet basert på laboratorieforsøk.

Lineær økning i styrke og stivhet er modellert i Plaxis ved bruk av c_{ref}/c_{incr} og E_{ref}/E_{incr} sammen med et referansenivå. Lagene er i et passende antall vertikaldelt med korresponderende referansenivå for å være i stand til å modellere lineær økning i styrke og stivhet for skrånende lag, dette er illustrert i Figur 7. Merk at negative verdier for c_{incr} og E_{incr} ikke er mulig i Plaxis, og vil leses som 0 (null). Dette kan derimot løses ved å benytte horisontaldelinger av lagene med dybde og benytte konstante verdier for c og E .



Figur 6. Tolkning av udrenert skjærfasthet fra CPTU sonderinger.



Figur 7. Illustrasjon av lineær økning av styrke og stivhet i Plaxis for skrånende lag, uten og med vertikaldeling.

Udrenert oppførsel av siltig leire, kvikkleire, leire over fjell og kalk-sement stabilisert materiale er modellert ved bruk av drenert Mohr-Coulomb modell med udrenerte parametere, se Tabell 2.

Tabell 2. Input parametere for drenert Mohr-Coulomb modell for å modellere udrenert oppførsel.

Parameter	Benevning	Siltig leire	Kvikkleire	Leire	Kalk-sement ³⁾	Kalk-sement ⁴⁾
γ	kN/m ³	19	19	19	19	19
$E_{ref}^{1)}$	kPa	9 450	3 690	6 075 – 22 410	15 000	30 000
$E_{incr}^{1)}$	kPa/m	0	482	567	0	0
ν	-	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
$c_{ref}^{2)}$	kPa	21	8.2	13.5 – 49.8	40	80
$c_{incr}^{2)}$	kPa/m	0	1.1	1.3	0	0
ϕ	°	0	0	0	0	0
ψ	°	0	0	0	0	0
$T_{strength}$	kPa	0	0	0	0	0
R_{inter}	-	0.5	0.5	0.5	0.15	0.15

¹⁾ Stivhet ganget med 3 i utgravningsfaser i underliggende jordelementer for å modellere avlastningsstivhet ved bruk av Mohr-Coulomb modell.

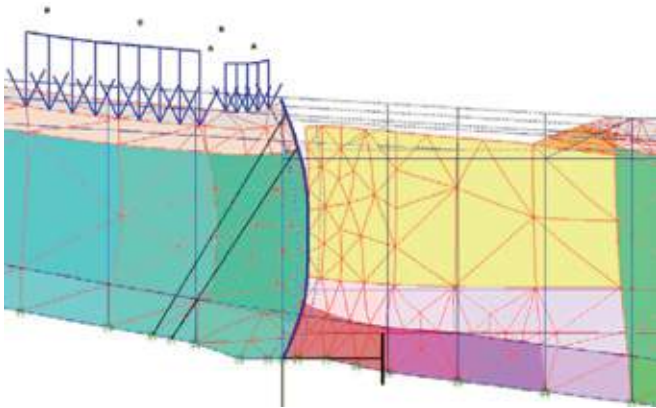
²⁾ 3D-effekter er til en viss grad hensyntatt ved å øke udrenert skjærfasthet 5 % basert på korresponderende økning av stabilitetstall for 3D sammenlignet med 2D tilstand.

³⁾ Representerer kalk-sement stabilisert materiale over endelig utgravningsnivå (halv innblanding av kalk-sement for gravbarhet).

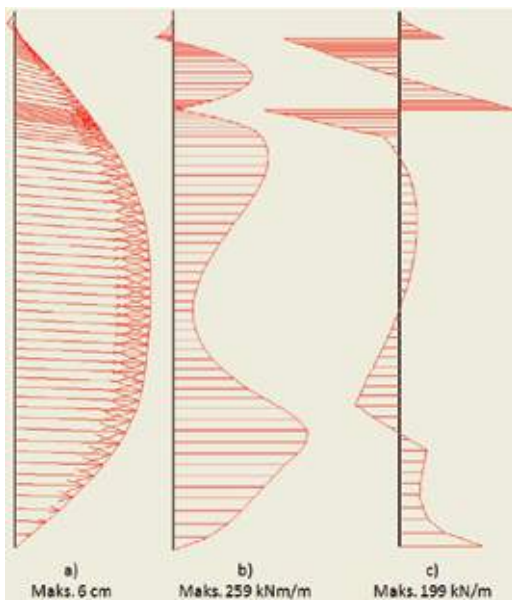
⁴⁾ Representerer kalk-sement stabilisert materiale under endelig utgravningsnivå (full innblanding av kalk-sement).

RESULTATER

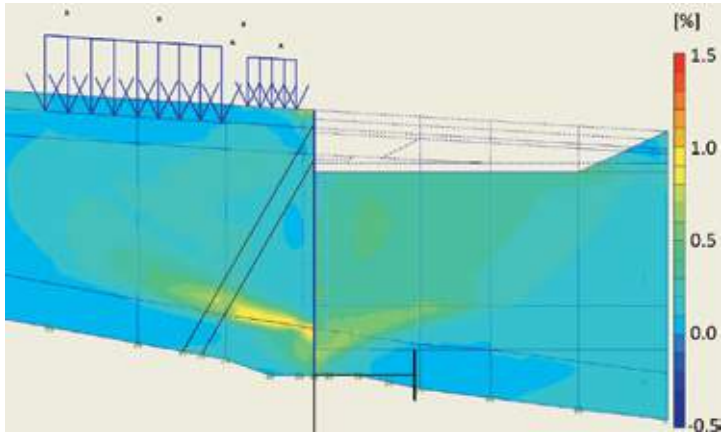
Deformert elementnett etter endelig utgravning er vist i Figur 8. Figur 9 viser spuntveggs forskyvninger, moment og skjærkraft. Figur 10 viser skjærtøyninger.



Figur 8. Deformert elementnett etter endelig utgravning. Maksimal deformasjon 88 mm. Skalert 50 ganger.



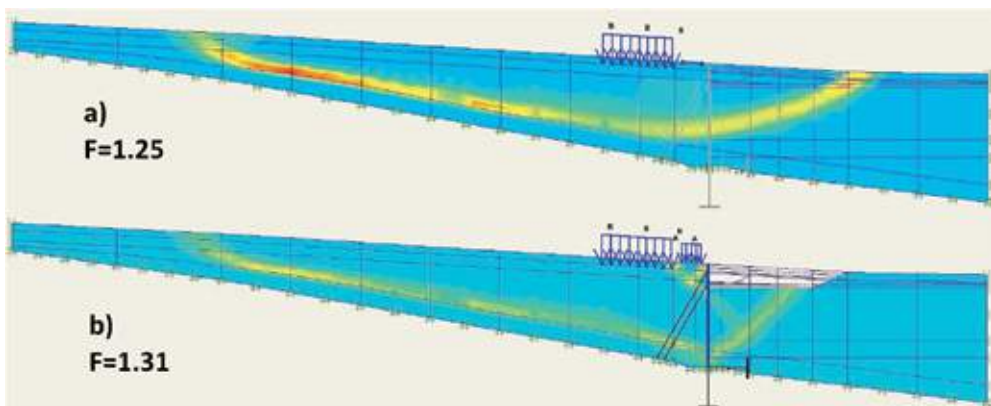
Figur 9. Spuntveggs forskyvninger (a), og tverrsnittskrefter: moment (b) og skjærkraft (c) etter endelig utgravning.



Figur 10. Skjærtøyninger (total strains – shear shadings) etter endelig utgravning. Maksimalverdi $\approx 1\%$.

Figur 11 viser beregnet sikkerhetsfaktor og bruddfigur før utgravning og etter endelig utgravning. En forenklet håndberegning for bunnoppressing viser sikkerhetsfaktor, $F = 1.40$, for lokal bruddfigur. Bruk av Plaxis egner seg derfor til å finne mest kritiske bruddfigur for bunnoppressing som beregnes til å være $F = 1.31$.

Stagene og spuntveggen er modellert som elasto-plastiske materialer for å unngå urealistiske krefter ved beregning av sikkerhetsfaktor. Videre kommenteres at beregnede sikkerhetsfaktorer ved bruk av s_{uD} er konservativt da anisotrop skjærfasthet (s_{uA} over lengste aktive del av glideflaten og $s_{uP} + s_{u,kalk-sement}$ over den korteste delen) vil medføre høyere sikkerhetsfaktorer.



Figur 11. Sikkerhetsfaktorer og bruddfigurer, a) før utgravning og b) etter endelig utgravning.

DISKUSJON OG KONKLUSJONER

Kvikkleirer viser normalt sterkt avtagende styrke med tøyning utover peakstyrken, som vist i blant annet Fig.5 i Bjerrum State-of-the-Art Report (Bjerrum, 1973). Dette må inkluderes ved stabilitetsberegninger for å unngå urealistisk mobiliseringsfordeling langs en kritisk glideflate.

Den relativt enkle Mohr-Coulomb (M-C) jordmodellen er benyttet i Plaxis til å modellere styrke og stivhet av kvikkleire. M-C jordmodellen er en lineær elastisk, perfekt plastisk modell. En tilnærming til å bekrefte hvorvidt mobiliseringsgraden vil medføre signifikant tøyningssavhengig styrkereduksjon eller ikke, er å kontrollere tøyningene i utgravningssekvensene. Tøyningsnivået kvikkleirer viser signifikant styrkereduksjon vil variere, men skjærtøyning i størrelsesorden 0.5 til 2 % bør være et rimelig estimat. En mer pålitelig bestemmelse av denne skjærtøyningen kan finnes ved å utføre laboratorieforsøk på uforstyrrede prøver av høy kvalitet, slik som dem fra blokkprøver (Sherbrook prøvetaker).

Lineær økning av styrke og stivhet for skrånende lag er modellert ved å dele lagene i et passende antall vertikaldelinger med korresponderende referansenivå. Dimensjon på vertikalinndelingene avhenger av helningen av lagene. I dette tilfellet var lagene vertikaldelt per tiende meter.

Per nå er det begrenset med adekvate jordmodeller som sammen med passende numeriske løsninger egner seg til å modellere oppførsel av kvikkleirer. For praktiske formål kan den relativt enkle M-C jordmodellen benyttes såfremt man er klar over modellens begrensninger og vurderer beregnede tøyninger.

Hovedkonklusjonen fra Plaxis analysene er følgende: Mohr-Coulomb modellen kan benyttes til å simulere pre-peak oppførsel av kvikkleire og elementmetoden kan finne mest kritiske bruddfigur.

REFERANSER

Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D., *Plaxis 2D – Version 9.0*, Delft University of Technology & Plaxis b.v., The Netherlands, 2008.

Bjerrum, L., *Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays*, State-of-the-Art Report to Session IV. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow (1973).

EFFEKT AV PROGRESSIVE BRUDD I SENSITIVE LEIRER
Effects of progressive failure in sensitive clays

Førsteamanuensis, Ph.D. G. Grimstad, Høgskolen i Oslo og Akershus
Professor II, Dr. ing. H. P. Jostad, NGI og NTNU

SAMMENDRAG

Denne artikkelen tar for seg problemet med å beregne sikkerheten i forbindelse med geoteknisk prosjektering i områder med sensitive leirer. En gradvis reduksjon av skjærstyrken ved økende skjærtøyning ("softening") vil føre til lavere sikkerhet enn for perfekt plastiske materialer hvor skjærstyrken er antatt uavhengig av skjærtøyningen. Effekten av "softening" er demonstrert ved tilbakeregning av kvikkleireskredet ved Vestfossen i 1984. Det er benyttet både en klassisk grenselikevektsmetode og elementmetodeprogrammet Plaxis. Effekten av "softening" er tatt hensyn til ved å benytte en ikke-lineær spenning-tøyningskurve som inkluderer reduksjonen i skjærstyrken ved økende skjærtøyning. Dette er inkludert i en spesialversjon av den anisotrope totalspenningsmodellen NGI-ADP. For å unngå det karakteristiske problemet med nettavhengige resultater i forbindelse med elementberegninger av softeningmaterialer er det benyttet en "ikke-lokal" tøyningsformulering. Dermed kan man kontrollere sprøheten til materialet under den progressive bruddutviklingen. Kontinuerlig oppdatering av elementnettet var også nødvendig for å forfølge bruddutviklingen etter at skråningen hadde blitt ustabil.

SUMMARY

In this article a numerical method for calculating stability problems in sensitive clays under undrained load changes is presented. The method consists of FE calculations with "non-local" strain together with a total stress model called NGI-ADPSOFT. The material model accounts for anisotropy in both the undrained shear strength and the strain behavior in addition to strain softening. By using "non-local" strain the crucial problem of mesh dependency is avoided. The presented method is used for back-calculation of an actual slide event at Vestfossen 1984. In this calculation updated geometry (large deformation) was used to explain how a progressive failure could propagate over large distance in a nearly horizontal terrain. The slope stability has also been assessed using limit equilibrium analyses, with and without strain compatibility.

1. INNLEDNING

I de senere årene har vi igjen opplevd kvikkleireskred utløst i forbindelse med anleggsvirksomhet, for eksempel skredet i Kattmarka i 2009 (Nordal et al. 2009). I forbindelse med geoteknisk prosjektering i områder med kvikkleire eller meget sensitiv leire er det fortsatt en stor usikkerhet knyttet til hvordan man beregningsmessig skal håndtere og ta hensyn til effekten av ”softening” (det vil si en gradvis reduksjon i skjærstyrken ved økende skjærdeformasjon) og progressiv bruddutvikling. Både når det gjelder usikkerhet med hensyn til hvilke krav til sikkerhetsfaktor som bør benyttes og hvordan for eksempel områdestabilitet skal håndteres ved mindre inngrep i områder med dårlig sikkerhet. Som et eksempel er kravene til sikkerhetsfaktor som benyttes ved vegbygging (SSV, 2010) og hva som benyttes ved planarbeid (NVE, 2011) avvikende.

I SSV (2010) er kravet til materialfaktor (sikkerhetsfaktor) økt med minst 7-14%, avhengig i endring i konsekvensklasse, for et sensitivt (sprøtt) materiale i forhold til et perfekt plastisk materiale. Dersom materialfaktoren til en skråning i utgangspunktet er lavere enn $\gamma_m = 1.4$ til 1.6, avhengig av konsekvensklasse, skal terrengendringen føre til en prosentvis forbedring som maksimalt skal være minst 20% dersom materialfaktoren i utgangspunktet er tilnærmet $\gamma_m = 1.0$. I NVE(2011) er tilsvarende minstekrav $\gamma_m > 1.4$ og prosentvis forbedring maksimalt minst 10 til 15%, avhengig av fareklasse og tiltakskategori, dersom γ_m i utgangspunktet er tilnærmet 1.0.

Ved stabilitetsberegninger for fyllinger, skjæringer og skråninger i områder med kvikke eller sensitive leirer benyttes det i standard prosjektering grenselikevektsmetoden (f. eks. GeoSuite Slope eller Slope W). Grenselikevektsmetoden som benyttes i disse programmene er basert på en antagelse om perfekt plastisk oppførsel, mens meget sensitive og kvikke leirer defineres å ha en sprø oppførsel. Det er kjent (for eksempel Janbu, 1970; Bernander, 2000 & 2011; Andresen et al., 2002; Andresen og Jostad, 2004 & 2007) at sprøbruddoppførsel slik vi har i kvikkleirer kan føre til en annen type bruddmekanisme enn for perfekt plastisk leirer.

Det er gjort mye arbeid i Norge på kartlegging av kvikkleireområder og etterregning av skred ved bruk av tradisjonelle grenselikevektsmetoder. Imidlertid har det i løpet av de siste tjue årene internasjonalt og nasjonalt, innen geomekanikk og andre mekanikkfag, blitt forsket mye for å bedre forståelsen av mekanismer knyttet til progressive brudd. Nasjonalt kan vi nevne grunnleggende studier på effekten av lokal drenasje fra tynne bruddsoner også kalt skjærbånd utført av Thakur (2007) og pågående arbeid av Ph.D. student Gylland (Gylland, 2009).

I tillegg har vi ved NGI de siste 20 årene utviklet materialmodeller og analyseprogrammer som kan benyttes for å regne på brudd i sensitive leirer (Andresen et al., 2002; Jostad et al., 2006, Grimstad et al., 2010, Jostad og Grimstad 2011). Grunnleggende innhold i disse beregningsmodellene er:

- Kompatibilitet mellom forskyvninger og tøyninger, og likevekt mellom drivende krefter og stabiliserende spenninger beregnet ved hjelp av et elementmetodeprogram, for eksempel Plaxis (www.plaxis.nl)
- Sammenhengen mellom tøyninger og stabiliserende spenninger bestemt ved hjelp av en anisotrop elastoplastisk materialmodell, for eksempel NGI-ADP (Grimstad et al. 2010)

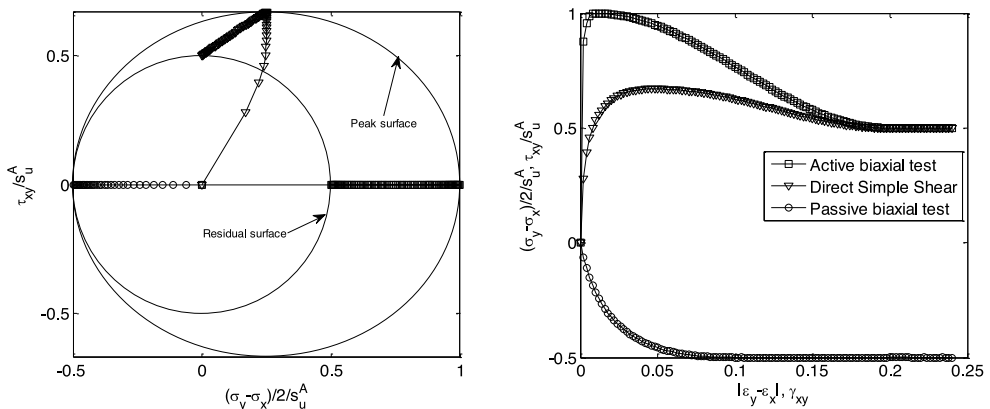
- Gradvis reduksjon av skjærstyrken ved økende tøyning utover tøyningen ved maks udrenert skjærstyrke, som for eksempel inkludert i en spesialversjon av NGI-ADP modellen beskrevet i Grimstad et al. (2010)
- Problemet med nettavhengige resultater, hvor bruddoppførselen blir mer og mer sprø ved gjentatt forfining av elementnettet er for eksempel unngått ved å benytte en såkalt ”ikke-lokal” skjærtøyningsformulering som beskrevet i Jostad og Grimstad (2011), i stede for den klassiske skjærtøyningen gitt av gradienten til forskyvningsfeltet
- Kontinuerlig oppdatering av geometrien i forbindelse med den progressive bruddutviklingen etter at skråningen har blitt ustabil er tatt hensyn til ved å benytte en stordeformasjonsformulering som for eksempel den som er tilgjengelig i Plaxis

Noen av disse punktene vil bli beskrevet nærmere i neste kapittel. Videre er en slik beregningsmodell benyttet i forbindelse med tilbakeregning av kvikkleireskredet ved Vestfossen i 1984. Resultater fra dette arbeidet som er en del av et pågående forskningsprosjekt ved NGI støttet av Vegdirektoratet, NVE og NFR, vil bli presentert til slutt i denne artikkelen.

2. NUMERISK METODE

2.1. Kort beskrivelse av NGI-ADPSoft

NGI-ADPSoft er en totalspenningsbasert materialmodell som tar hensyn til anisotropi under udrenert belastning avhengig av deformasjonsretningen. Modellen benytter input fra treaks kompresjon (trykk) forsøk ($s_u^C, s_{ur}^C, \gamma_p^C, \gamma_r^C$), direkte skjærforsøk ($s_u^{DSS}, s_{ur}^{DSS}, \gamma_p^{DSS}, \gamma_r^{DSS}$) og treaks ekspansjon (strekk) forsøk ($s_u^E, s_{ur}^E, \gamma_p^E, \gamma_r^E$). Hvor s_u står for udrenert skjærstyrke, p for ”peak”, r for ”residual”, γ for skjærtøyning, C eller A for kompresjon eller aktiv i plan tøyning, DSS for direkte simpel skjær og E eller P for ekspansjon eller passiv i plan tøyning.



Figur 1 Simulering av anisotropt konsoliderte plantøyningsforsøk – presentert i normalisert deviatorisk spenningsplott for plantøyningstilstand $(\sigma_y - \sigma_x)/2$ mot τ_{xy} og i plott med skjærspenning mot skjærtøyning

Tabell 1 Eksempel på input parametre til NGI-ADPSoft

G_{ur}/s_u^A	s_u^{DSS}/s_u^A	s_u^E/s_u^A	s_u^C/s_u^A	s_u^{DSS}/s_u^A	s_u^P/s_u^A	γ_p^A	γ_p^{DSS}	γ_p^P	γ_r^A	γ_r^{DSS}	γ_r^P	τ_0/s_u^A
500	0.67	0.5	0.5	0.5	0.5	1%	5%	10%	20%	20%	20%	0.25

Figur 1 viser typiske resultater fra simuleringer av aktiv, passiv og DSS forsøk med de parametrene som er gitt i Tabell 1. Som det fremkommer i tabellen kreves også input av en elastisk stivhet representert ved G_{ur} , og initial skjærmobilisering, τ_0/s_u^C . Den initiale skjærmobiliseringen kan være gitt av den faktiske initiale maksimale skjærspenningen under forutsetning av vertikal sedimentasjon på horisontal grunn, gitt ved $\tau_0 = (\sigma_{v0} - \sigma_{h0})/2 = 1/2 (1 - K_0) \cdot \sigma_{v0}$, eller i spesielle tilfeller brukt som en tilpasningsparameter for spennings-tøyningskurvene.

Som en ser fra eksempelet er modellen i stand til å beskrive en ikke-lineær oppførsel opp til den maksimale undrenerte skjærstyrken, deretter en gradvis reduksjon ("softening") av skjærstyrken mot en residual skjærstyrke. Oppførselen er avhengig av deformasjonsretningen (anisotrop oppførsel).

4.1. Kort om "ikke-lokal" tøyning

Ideen med såkalt "ikke-lokal tøyning" er at det plastiske (permanente) tøyningsinkrementet i et materialpunkt er erstattet med en "ikke-lokal tøyning" hvor tøyningsinkrementene i et område rundt det aktuelle punktet er vektet inn. Det betyr at tøyningen er bestemt av deformasjonen i et gitt område i stede for å være avhengig av elementstørrelsen. Denne vektingen er typisk gjort med en Gauss funksjon. En variant av denne vektingen er kalt "over ikke-lokal tøyning" (Brinkgreve, 1994). Det "ikke-lokale" tøyningsinkrementet i et materialpunkt blir da beregnet i henhold til ligning (1).

$$\Delta \epsilon^p(\mathbf{x}_i) = \Delta \epsilon^p(\mathbf{x}_i) - \alpha \cdot \Delta \epsilon^p(\mathbf{x}_i) + \frac{\alpha}{V} \int (w(\mathbf{x}) \cdot \Delta \epsilon^p(\mathbf{x})) dV \quad (1)$$

hvor $\Delta \epsilon^p(\mathbf{x})$ er det plastiske tøyningsinkrementet i materialpunktet med posisjon $\mathbf{x}$ (x,y,z)

α er en parameter som settes større en 1.0

$\Delta \epsilon(\mathbf{x})$ er det totale tøyningsinkrementet i $\mathbf{x}$

$w(\mathbf{x}) = \frac{1}{l\sqrt{\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{(\mathbf{x}-\mathbf{x}_i)^T \cdot (\mathbf{x}-\mathbf{x}_i)}{l^2}\right)$ er vektingsfunksjonen (Gauss funksjonen)

$\mathbf{x}_i$ er en varierende posisjon rundt $\mathbf{x}$; l er en gitt lengde ("indre lengde").

Den indre lengden l må ikke forveksles med skjærbåndtykkelsen L . Men i kombinasjon med valg for α kan den benyttes til å kontrollere skjærbåndtykkelsen gitt i ligning (2) under (hentet fra Brinkgreve, 1994).

$$\frac{L}{l} = \frac{\pi}{\sqrt{\ln(\alpha) - \ln(\alpha - 1)}} \quad (2)$$

Graden av "softening" (helningen på skjærspenning-skjærtøyningskurven) sammen med skjærbåndtykkelsen er med på å bestemme sprøheten til materialet ved en progressiv bruddutvikling. Redusert skjærbåndtykkelse gir økt sprøhet som for eksempel demonstrert i Jostad og Andersen (2004).

5. TILBAKEREGNING AV SKREDET VED VESTFOSSEN

Tilbakeregning av aktuelle skred har blitt utført for å demonstrere effekten av ”softening” ved beregning av sikkerhet mot progressivt brudd i sensitive materialer.

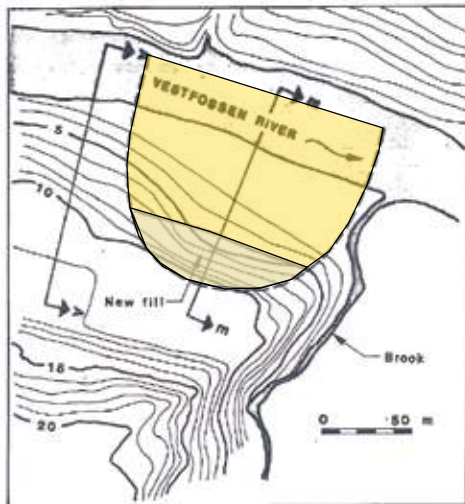
5.1. Aktuelle skred

Tabell 2 gir en oversikt over noen skred som er ment å være utløst av en utfylling plassert i en naturlig skråning.

Tabell 2 Progressive brudd som mest sannsynlig er utløst av en fylling i overkant av en skredmekanisme

	År	L [m]	A [m ²]	V [m ³]
Bekkelaget	1953	160	16E3	100E3
Sem	1974	120		
Vestfossen	1984	150	15E3	150E3
Balsfjord	1988		45E3	450E3
Finneidfjord	1996			1E6
Leistad, Malvik	2002		25E3	
Smårød	2006	230	100E3	

På grunn av varierende bakgrunnsmateriale er det mest hensiktsmessig å fokusere på skred hvor det foreligger mest data for tilbakeregning med effekt av ”softening”. I denne artikkelen er det valgt å fokusere på kvikkleireskredet ved Vestfossen i 1984 (Figur 2).



Figur 2 Utbredelse av skredet ved Vestfossen i 1984

5.2. Materialparametere

NGI (1982) gir forslag til profiler over udrenert skjærstyrke basert på vingeboringer. Det er også utført 3 triaks (se Figur 3) og 3 DSS forsøk på prøver tatt i bakkant av skredet. Disse

resultatene er ekstrapolert ved bruk av SHANSEP prosedyren (Ladd og Foot 1974). I SHANSEP ("Stress history and normalized soil engineering properties") er udrenert styrke noe omskrevet gitt av ligning (3).

$$s_u = \sigma'_{v0} \cdot S \cdot \left(1 + \frac{POP}{\sigma'_{v0}}\right)^m \cdot OCR_\tau^m \quad (3)$$

Hvor: s_u er udrenert skjærstyrke (anisotropi etableres ved å bruke forskjellige S og m verdier avhengig av retning for skjærdeformasjonen)

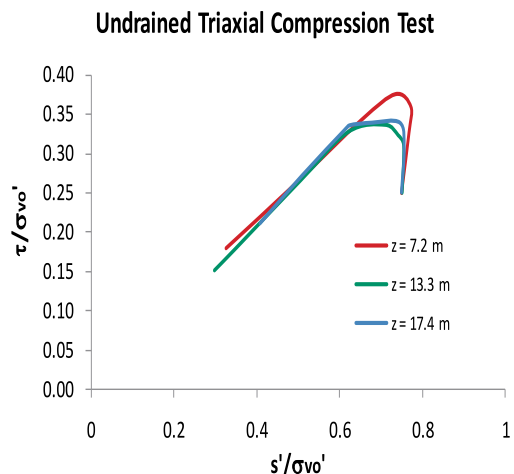
S er SHANSEP normaliseringsparameter

m er SHANSEP eksponenten

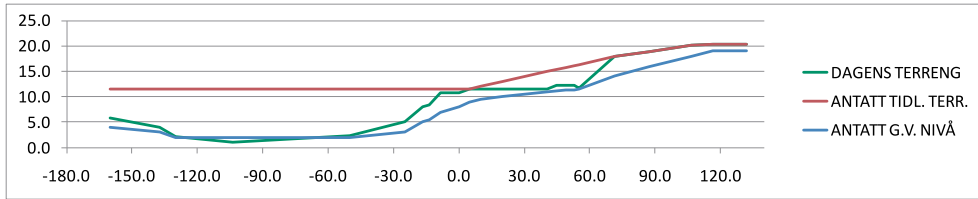
POP er geologisk overlagingstrykk

OCR_τ er grad av overkonsolidering som skyldes langtidskryp

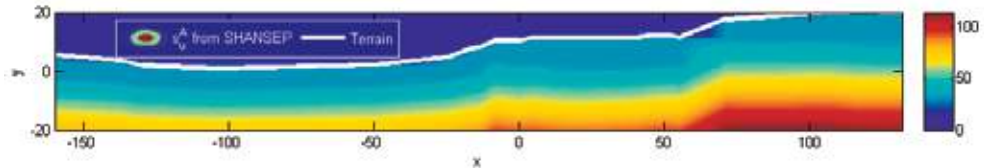
I Karlsrud (2010) foreslås følgende parametere for en udrenert aktiv tilstand basert på tester av leire fra blokkprøver med varierende vanninnhold, w : $S = (0.27 + 0.10 \cdot w)$ og $m = (0.58 + 0.33 \cdot w)$. Vanninnholdet med dybden er for Vestfossen gitt i Figur 3. Tilsvarende foreslås det også at $S = (0.0 + 0.26 \cdot w)$ og $m = (0.86 - 0.30 \cdot w)$ for en udrenert passiv tilstand, mens $S = (0.14 + 0.18 \cdot w)$ og $m = (0.35 + 0.77 \cdot w)$ for en udrenert DSS tilstand. Basert på en antagelse om tidligere beliggenhet av sjøbunnen (her noe endret i forhold til antagelsen i NGI 1982) og grunnvannsstand før utfylling som vist i Figur 4, målt vanninnhold og romvekt er det ved hjelp av SHANSEP etablert profiler over udrenert styrke langs et tverrsnitt gjennom midten av skredområdet. Figur 5 viser beregnet fordeling av s_u^A for aktuelt tverrsnitt. Tilsvarende viser Figur 6 og Figur 7 beregnet anisotropiforhold i aktuelt tverrsnitt. Merk at målt skift i vanninnhold får konsekvens for aktiv udrenert skjærstyrke og anisotropiforhold. Siden SHANSEP gir urealistiske lave skjærstyrker opp mot terrengoverflaten er s_u^A profilene antatt konstant lik 31 kPa ned til en dybde hvor SHANSEP gir større verdier. En slik konstant udrenert skjærstyrke i toppen av profilene er basert på resultatene fra vingeboringerne.



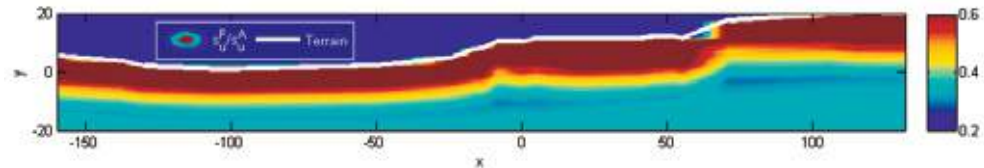
Figur 3 Målt vanninnhold og resultater fra udrenerte triaksforsøk ved Vestfossen (NGI 1982)



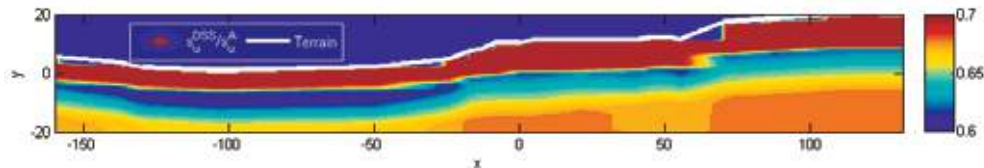
Figur 4 Dagens terreng før utfylling, antatt tidligere terreng (sjøbunn) og antatt grunnvannsstand før utfylling



Figur 5 Profil over beregnet s_u^A [kPa] for Vestfossen



Figur 6 Profil over beregnet s_u^P/s_u^A for Vestfossen



Figur 7 Profil over beregnet s_u^{DSS}/s_u^A for Vestfossen

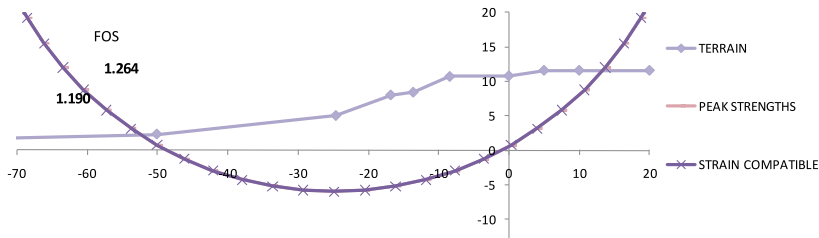
5.3. Grenselikevetsbetraktninger

Klassisk Fellenius stabilitetsmetode (LE) er initielt brukt i tilbakeregningen. Metoden baserer seg på momentlikevekt for en sirkulærsyllindrisk glideflate. Ligning (4) under gir beregning av sikkerhetsfaktor ved hjelp av metoden.

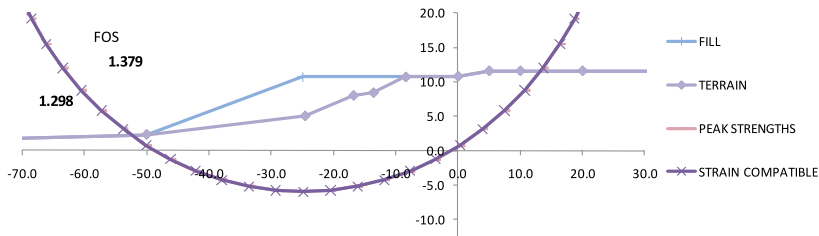
$$F = \frac{R \cdot \int \tau_f dL}{W \cdot X} \approx \frac{R \cdot \sum \tau_f \Delta L}{\sum \Delta W_i \cdot \Delta X_i} \quad (4)$$

Beregninger er utført med og uten tøyingskompatibilitet. Tøyingskompatibilitet er oppnådd ved å maksimere sikkerhetsfaktoren for en gitt glideflate som dermed gir en kritisk konstant skjærtøyning langs glideflaten. Kritisk glideflate oppnådd ved hjelp av tøyingskompatibilitet er dermed ikke nødvendigvis den samme som man oppnår ved en klassisk betraktning med maks udrenert skjærstyrke. Men i dette tilfellet er de tilnærmet helt like. For å kunne benytte antagelsen om tøyingskompatibilitet må man bestemme seg for en materialoppførsel. I dette

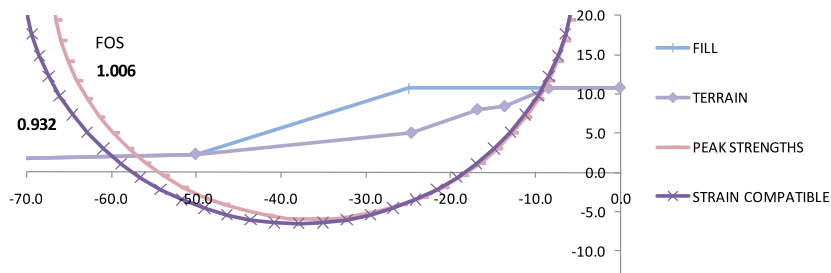
studiet ble en idealisering av laboratorieforsøkene fra NGI (1982) vist i Figur 3 brukt som input. Figur 8 gir beregnet kritisk flate for opprinnelig skråning (før utfylling) mens Figur 9 gir økningen i sikkerheten langs samme kritiske glideflate etter utfyllingen. Figur 10 gir ny kritisk glideflate med fyllingen som drivende last. Disse innledende grenselikevektsbetraktningene viser at sikkerheten mot en udrenert lastendring for det aktuelle snittet kan ha vært ganske lav i utgangspunktet og at effekten av ”softening” basert på antagelsen om tøyingskompatibilitet, med valgt input, gir en reduksjon i størrelsesorden 6-8%.



Figur 8 Kritiske sirkulære glideflater med og uten tøyingskompatibilitet for initialtilstanden før utfyllingen



Figur 9 Kritiske sirkulære glideflater med og uten tøyingskompatibilitet for samme initielle kritisk glideflate etter utfyllingen

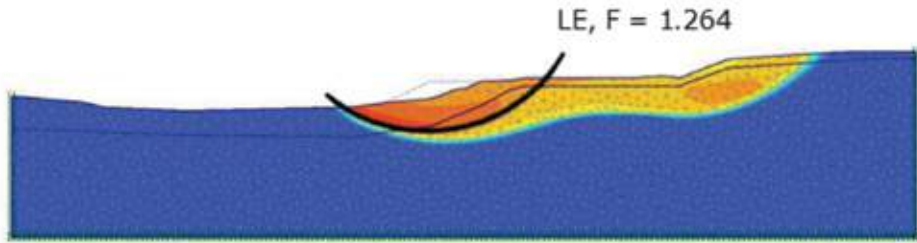


Figur 10 Kritiske sirkulære glideflater etter utfyllingen med og uten tøyingskompatibilitet

5.4. Elementberegninger

Det ble først utført en elementanalyse av skråningen før utfylling med en perfekt plastisk materialoppførsel. Jordmodellen som ble brukt for dette var NGI-ADP modellen. I dette studiet ble det brukt en tilpasset versjon av modellen som tillot input av styrkeprofilene funnet

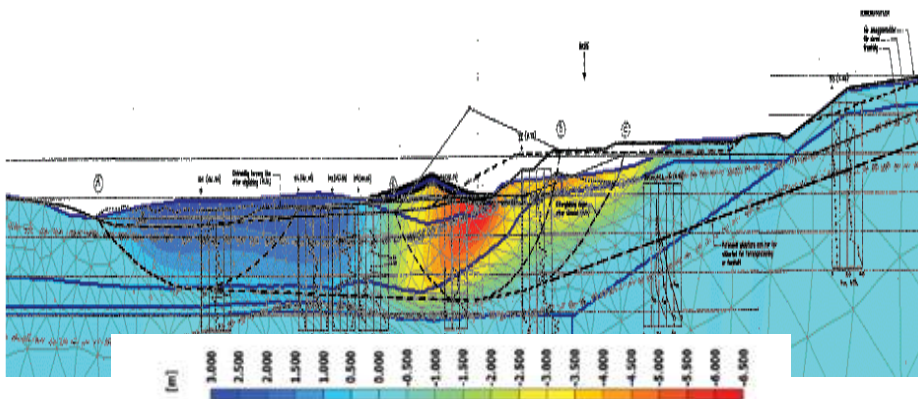
fra SHANSEP betraktningen. Sikkerhetsfaktoren ble beregnet med c -phi reduksjon. Dette ga $F = 1.283$ og en bruddmekanisme som illustrert i Figur 11. Oppnådd sikkerhetsfaktor er i godt samsvar med grenselikevektsberegningen som ga $F = 1.264$, mens bruddmekanismen er betydelig mer omfattende.



Figur 11 Beregnet perfekt plastisk bruddmekanisme i PLAXIS før utfylling, $F = 1.283$, sammen med kritisk sirkulær glideflate fra grenselikevektsberegningene (LE)

Deretter ble analysene for tilstanden etter utfylling gjentatt med NGI-ADPSOft, "ikke lokal" tøyning og oppdatert geometri (storforskyvningsformulering i Plaxis). Styrkeprofilen var importert på tilsvarende måte som i de tidligere beregningene. Skråningen ble i dette tilfellet ustabil idet hele fyllingen var lagt på. I praksis ble dette bestemt ved å legge på en liten tilleggsbelastning etter aktivisering av fyllingen. I denne beregningen hadde oppdateringen av geometrien under utfyllingen en positiv effekt på stabiliteten. Skråningen ble ustabil før hele fyllingen var lagt på uten denne effekten. Men en tilsvarende stabiliserende effekt kunne også ha blitt oppnådd ved å inkludere en tøyningshastighetsavhengig skjærstyrke, men styrkeprofilen må da økes noe siden tøyningssraten i laborietestene ikke er mindre enn under utfyllingen.

Beregnet terrengendring sammen med konturer av vertikalforskyvningene på slutten av analysen er sammenlignet med innmålt geometri etter skredet i Figur 12. Maksimal nedsykning i bakkant er 6.5 m og heving i forkant er 3 m. Som en ser er det godt samsvar.



Figur 12 Plot av beregnede totale vertikalforskyvninger ved slutten av analysen sammen med opptegnet innmålt geometri. Merk at vertikalaksen er skalert

Neste steg i prosjektet er å utføre en statistisk analyse for å studere forskjell i sikkerhet mellom perfekt plastisk og "softening" materialoppførsel. Dette vil gjøres ved å laste til brudd med NGI-ADPSOFT ($F = 1.0$) for deretter å innføre denne bruddlasten på NGI-ADP modellen (uten "softening"), hvor sikkerhetsfaktoren ($F > 1.0$) bestemmes vha. c -phi reduksjon. Ved å gjøre dette for en stor variasjon av sannsynlige input, kan man etterpå etablere en sannsynlighetsfordeling for en "korreksjonsfaktor" som skal ta hensyn til effekten av "softening". Prosedyren har blitt automatisert gjennom et program som leser inn input til PLAXIS fra en tabell generert gjennom Monte Carlo prinsippet (Metropolis & Ulam, 1949).

6. KONKLUSJON

Denne artikkelen viser effekten av "softening" ved tilbakeregning av kvikkleireskredet ved Vestfossen i 1984. Skredet ble initiert på grunn av en utfylling nederst i skråningen i forbindelse med opparbeiding av en ny idrettsstadion. Materialparameterne som er benyttet er basert på udrenerte treaks kompresjon og DSS forsøk. Den anisotrope udrenerte skjærstyrken er ekstrapolert langs det aktuelle tverrsnittet med en antatt historisk beliggenhet av sjøbunnen ved hjelp av SHANSEP prosedyren. Input til SHANSEP prosedyren er erfaringsdata fra udrenerte skjærforsøk på leire fra blokkprøver av tilsvarende leirer med samme vanninnhold.

I forbindelse med prosjekteringen i 1982 ble ikke sikkerheten på grunn av fyllingen vurdert, eller den ble antatt å ha tilstrekkelig sikkerhet siden den ikke var brattere enn opprinnelig skråning. Når disse analysene ble gjentatt med et oppdatert skjærstyrkeprofil ble sikkerhetsfaktoren beregnet ved hjelp av en klassisk grenselikevektsmetode til 1.06.

Det ble deretter forsøkt å ta hensyn til "softening" ved å inkludere en antagelse om konstant skjærtøyning langs den kritiske glideflaten. Siden maks skjærstyrke opptrer ved forskjellig skjærtøyning langsetter glideflaten ble skjærstyrken for en gitt konstant skjærtøyning i enkelte områder redusert på grunn av "softening" noe som reduserte sikkerhetsfaktoren langs tilnærmet samme glideflate med omtrent 8%.

Til slutt ble skredet etterregnet med Plaxis og en modifisert versjon av NGI-ADP modellen hvor "softeningdelen" av spenning-tøyningskurvene var inkludert. Problemet med nettavhengige resultater ble unngått ved å benytte en "ikke-lokal" tøyning i stede for en standard tøyningsformulering basert på gradientene til det beregnede forskyvningsfeltet. Skjærstyrkeprofilen som er benyttet i dette studiet er delvis justert slik at beregnet sikkerhet i dette tilfellet ble 1.0.

Den progressive bruddutviklingen etter at skråningen ble ustabil, hvor skredfronten forplantet seg nesten 100 m over tilnærmet horisontalt terreng til motsatt side av Vestfosselva, ble beregnet ved å ta hensyn til oppdatert geometri (storforskyvningsformulering). Beregnet endelig terrengoverflate på slutten av analysen, med betydelig heving og senkning, samsvarer godt med innmålt terreng etter skredet.

Videre i forskningsprosjektet støttet av Vegdirektoratet, NVE og NFR vil det basert på en kombinasjon av tilsvarende FE analyser med og uten "softening" bli etablert et statistisk grunnlag for en korreksjonsfaktor (nødvendig økning i sikkerhetsfaktoren) for og indirekte ta hensyn til effekten av "softening" i sensitive og kvikke leirer når beregningene gjøres med standard grenselikevektsmetoder.

I tillegg vil det være nødvendig med videre forskning for å øke forståelsen av parametere (som for eksempel indre lengde eller skærbåndtykkelse, tøyningshastighet, lokal drenasje, osv.) som styrer sprøheten til materialet i forbindelse med den progressive bruddutviklingen. Dette er for eksempel temaet for pågående arbeid til Ph.D student Gylland ved NTNU.

TAKK

Forfatterne ønsker å rette en takk til Vegdirektoratet og NVE som sammen med NGI gjennom grunnbevilgning fra Norges forskningsråd (NFR) har finansiert dette arbeidet. Førsteforfatteren ønsker også å rette en spesiell takk til NGI, hvor han jobbet da han var involvert i dette prosjektet.

REFERANSER

Andresen A., Jostad, H.P. og Høeg, K., (2002): "Numerical Procedure for Assessing the Capacity of Anisotropic and Strain-Softening Clay", Proc. 5th World Congr. Comp. Mech. –WCCM V, Wien, Østerrike

Andresen A., og Jostad, H.P., (2004): "Analyses of progressive failure in long natural slopes", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 9, NUMOG IX. Ottawa , Canada, 2004. Proceedings, side: 603-608.

Andresen A., og Jostad, H.P., (2007): "Numerical modelling of failure mechanisms in sensitive soft clay - application to offshore geohazards", Offshore Technology Conference, 37. Houston 2007. Proceedings paper 18650.

Bernander, S., (2000): "Progressive landslides in long natural slopes", Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Sweden.

Bernander, S., (2011): " Progressive landslides in long natural slopes : Formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils", Doctor Thesis, Luleå University of Technology, Sverige.

Brinkgreve, R.B.J (1994): "Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening", PhD thesis, TU Delft, Delft, Nederland.

Grimstad, G., Jostad, H.P. og Andresen, L., (2010): "Undrained capacity analyses of sensitive clays using the nonlocal strain approach", 9th HSTAM International Congress on Mechanics Vardoulakis mini-symposia, Limassol, Kypros, 12. – 14. juli, 2010

Gylland, A. (2009): "Progressiv bruddutvikling i sensitive leire". Geoteknikkdagen 27. november 2009

Janbu, N. (1970): "Grunnlag i geoteknikk", Tapir forlag.

Jostad, H.P. og Andresen A, (2004): "Modeling of shear band propagation in clays using interface elements with finite thickness ", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, 9, NUMOG IX. Ottawa , Canada, 2004.

Jostad, H.P., Andresen, L og Thakur, V., (2006): "Calculation of shear band thickness in sensitive clays". European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 6. Graz, Østerrike 2006. Proceedings, side: 27-32.

Jostad, H. P. og Grimstad, G., (2011): "Comparison of distribution functions for the nonlocal strain approach", Proc. 2nd International Symposium on Computational Geomechanics, Cavtat-Dubrovnik, Kroatia.

Karlsrud, K. (2010): "Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk", Bjerrums foredrag, Geoteknikkdagen 2010, Oslo

Ladd, C. C., and Foot, R. (1974): "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, juli, side: 763-786.

Metropolis, N.; Ulam, S. (1949): "The Monte Carlo Method". Journal of the American Statistical Association, **44**(247) side: 335–341

NGI (1982): "Stabilitetsvurdering for strandajordet, Vestfossen", NGI rapport 85002-01

NGI (1984): "Stabilitetsforholdene på Strandajordet, Vestfossen etter utglidningen den 11.september 1984", NGI rapport 85002-03

Nordal, S., C. Alen, A. Emdal, L. Jendeby, E. Lyche, C. Madshus (2009): Skredet i Kattmarkvegen i Namsos". Geoteknikkdagen 27. november 2009

NVE (2011): "Veileder: Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper", Vedlegg 1 til NVEs retningslinjer: Flom- og skredfare i arealplaner

SSV (2010): "Handbok 016 – Geoteknikk i vegbygging", vegvesen.no, 6. utgave

Thakur, V. (2007): "Strain localization in sensitive soft clays". Ph.D. Theses ved NTNU

ANVENDELSE AV MODIFISERT TOTALSONDERING I FROSSEN JORD

The application of modified total sounding techniques in frozen ground

Siv. Ing. Eirin Husdal, Rambøll
Forsk. Ing. Jomar Finseth, UNIS og SINTEF Byggforsk
Ingeniør Magne Wold, SINTEF Byggforsk

SAMMENDRAG

Manglende metoder for geotekniske sonderinger i permafrost med stor andel frosset vann har gjennom flere år ført til en begrenset mulighet for innsamling av jorddata uten bruk av prøvetaking på Svalbard. Denne studien har i utgangspunktet basert seg på erfaringer fra geotekniske borer utført av SINTEF Byggforsk på Svalbard siden 2008, der sonderinger i permafrost har vært et aktuelt tema. Våren 2011 ble det gjennomført en studie ved et samarbeidsprosjekt mellom Universitetsstudiene på Svalbard (UNIS), NTNU og SINTEF. Målet var å utvikle en effektiv sonderingsteknikk, i hovedsak basert på totalsondering, for å finne parametere knyttet til lagdeling og gjenkjenning av de forskjellige jordarter i frosset jord. Denne presentasjonen er basert på masteroppgave ved UNIS gjennomført av M.Sc, Eirin Husdal i Rambøll.

SUMMARY

Lack of efficient methods for geotechnical soundings in cold permafrost has for many years limited the possibilities of collection of soil parameters without using sampling techniques at Svalbard. This study is based on several years of experience from geotechnical fieldwork performed by SINTEF Byggforsk, where sounding in permafrost has been focused. In spring 2011 a study were carried out with partners from UNIS, NTNU and SINTEF. The goal was to find an efficient way of performing geotechnical sounding in permafrost based on the method totalsounding, to find parameters connected to soil stratification and reorganization of the different soils in frozen ground. This presentation is based on a UNIS master thesis performed by M.Sc. Eirin Husdal in Rambøll.



Figur 1: SINTEF borerigg med operatør (Foto: Eirin Husdal)

DEFINISJONER

”Permafrost er definert som jord eller stein med temperatur under 0°C i løpet av to påfølgende vintre og sommeren i mellom” (Andersland and Ladanyi, 2004, s.8)

Definisjonen tar ikke hensyn til vann- eller saltinnhold i grunnen. Salt senker frysepunktet til vann og masser med høyt saltinnhold kan ha temperaturer under 0°C og fortsatt ikke være frosset. Det vil si at permafrost kan bestå av både frosset og ufrosset grunn.

INNLEDNING

SINTEF har siden 2008 gjennomført geotekniske prosjekter på Svalbard, i hovedsak har dette vært forsknings og utviklingsprosjekter, men også kommersielle prosjekter har vært en del av aktiviteten. Bakgrunnen for denne satsingen var prosjektet GISSAC hvor målet var å finne effektive måter å erosjonsbeskytte arktisk kyst ved bruk av lokale jordmaterialer. I dette prosjektet ble det anskaffet en GEOTECH borerigg for utførelse av geoteknisk feltarbeid. Gjennom søking i produkter og publikasjoner ble det klart at eneste måte å finne gode geotekniske parametere for kald permafrost oppnås gjennom prøvetaking. Det har vært gjennomført CPT i frosset jord (Andersland and Ladanyi, 2004), men for permafrost på Svalbard er en slik sonderingsmetode lite egnet da temperatur i jorden, jordens sammensetning og generelt høy andel ufrosset vann vil føre til for stor spissmotstand og nedpressingskraft.

Manglede kompetanse og manglende metode har av den grunn ført til at den eneste sikre metode for bestemmelse av jordparametere og egenskaper så langt har vært prøvetaking med påfølgende laboratorieanalyser, noe som både er tidkrevende og lite kostnadseffektivt spesielt i grovere permafrost jord (sand/grus).

EGENSKAPER AV FROSSET JORD OG "STANDARD" TOTALSONDERING

Siden 2008 har det ved flere anledninger og i flere prosjekter vært gjennomført tester for bruk av totalsondering i permafrost. Denne metoden er den mest vanlige sonderingsmetoden på fastlandet i Norge og har gjennom bedre tolkningsmetoder vist å kunne påvise lagdelinger og til dels gjenkjenning av de forskjellige jordarter i ufrosset jord. Når det gjelder permafrost så vil dennes egenskaper være totalt forskjellig fra ufrosset jord. Frosset vann i kornskjellettet gjør at jorden får stivere egenskaper, økende ved lav temperatur (Andersland and Ladanyi, 2004), som skyldes at mer vann fryser. Denne stive egenskapen gjør sondering til en stor utfordring, både spiss/boremotstand og nedpressingskraft øker betydelig, noe som gjør at sondering i permafrost kan sammenlignes med sondering i svært faste masser når det gjelder ufrosset jord. Dette betyr at det er vanskelig å gjennomføre sonderinger/boringer uten bruk av spylemedium og hammer. Jord som er undersøkt i denne studien ligger under marin grense, i området rundt UNIS, og har til dels saltholdig porevann og er lagdelt med innhold som spenner mellom leire og sand. Mellom de forskjellige lagene ligger is og til dels ufrosset salt porevann.

Ved flere anledninger er det forsøkt gjennomført standard totalsondering med $\varnothing$ 57 mm borekrone (SVV, 1997) uten bruk av hammer og spylemedium, med manglende resultat. Slik sondering i frosset jord må gjennomføres med stor nedpressingskraft, og lav matehastighet gjør at frosset vann smelter foran borkronen og sonderingsresultatene er lite tolkbare. Samtidig vil en slik sonderingsmetode føre til uforholdsmessig stor slitasje på lett boreutstyr, noe som er en forutsetning for transport på Svalbard. Når det gjelder spylemedium så ville det

vært naturlig å bruke vann, men praktiske forhold ved boring i arktisk klima, samt fare for rask nedsmelting av den frosne jorden har ført til at alle boringer gjennomføres ved hjelp av komprimert luft. Ideelt sett burde luften ha vært nedkjølt under boring, men i denne studien har det ikke vært økonomi for å gjennomføre dette. Vedrørende valg av borkrone så har erfaringer vist at bruk av ø 57 mm borkrone gir for liten spalte for oppspyling av borkaks mellom hullvegg og stangsystem, slik at for de undersøkelserne som er beskrevet i denne presentasjonen er det brukt ø 76 mm borkrone.

MODIFISERT TOTALSONDERING

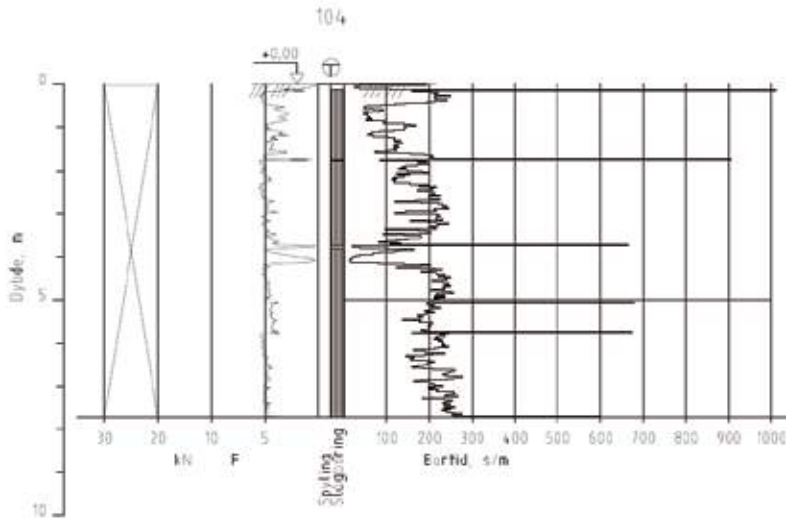
For å møte de utfordringer som har oppstått ved bruk av standard totalsondering har det vært gjennomført en rekke tester ved å modifisere metoden for bruk i permafrost. I hovedsak går dette ut på å gjennomføre sonderingen ved bruk av en metode der rotasjonshastighet og matekraft har vært variert for optimalt utslag på matehastighet, som har vært den registrerte parameter. Følgende spesifikasjoner er brukt ved modifisert metode:

- Konstant rotasjonshastighet, variert område: 25-40 o/min
- Konstant matekraft, variert område: 5-8 kN
- Registrering av matehastighet
- Spyletrykk (luft) 0,9-1,1 MPa
- Luftvolum $\sim 10 \text{ m}^3/\text{min}$
- Hammer
- Fjellborstenger ø 45 mm
- Fjellborkrone ø 76 mm

UNDERSØKELSER OG RESULTAT

Feltundersøkelsene ble utført i perioden januar til mai våren 2011. Det ble utført til sammen 12 modifiserte totalsonderinger, supplert av 1 prøveserie og 1 termistorstring (temperaturmåler). Undersøkelsene ble gjort ned til omtrent 9 meter dybde. Totalsonderingene ble utført med ulik penetrasjons- og rotasjonshastighet for å se om resultatet i vesentlig grad ble endret ved endrede parametre. Sonderingene er supplert med en prøveserie for å finne lagdelinger samt egenskaper av permafrost i det aktuelle området.

Den modifiserte totalsonderingsmetoden var gjennomførbar. Metoden oppnådde nødvendig sonderingskraft til å penetrere ned i grunnen. Ved enkelte dybder oppsto problemer med sirkulasjon av spylemedium. Dette skyldes i hovedsak at tint jord enten frøs fast i vegg av hullet på vei opp, eller andel av ufrosset vann førte til at borekaket fikk en konsistens som ikke var mulig å spyle opp. Ved slike hendelser sank borehastigheten og hullet måtte bores opp for å bedre sirkulasjonen. Ved enkelte tilfeller måtte sondering avbrytes.

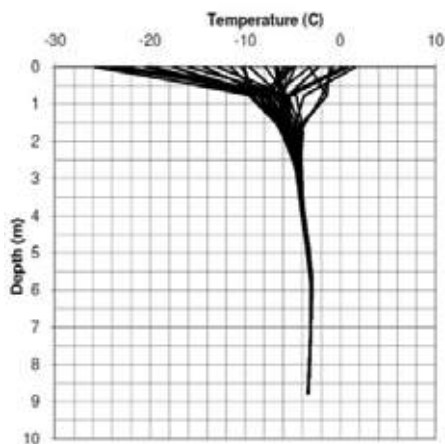


Figur 2: Presentasjon av modifisert totalsondering 104

Figur 2 viser en sondering utført med 5 kN nedpressingskraft og 40 omdreininger per minutt, sonderingen er tegnet ved hjelp av GeoSuite. GeoSuite har etter forespørsel laget en versjon der man får presentert bortid til høyre og nedpressingskraft til venstre, motsatt i forhold totalsondering i ufrosset jord. I tillegg er standard glattefunksjon av bortid tatt bort.

En ideell sondering ble utført med konstant matekraft og rotasjonshastighet. Dette viste seg å være vanskelig i praksis, og alle sonderinger i denne studien har et mindre avvik fra de ønskede konstante verdiene.

Temperatur har stor påvirkning av egenskapene til frosset jord. For å kartlegge temperaturfordeling i permafrosten i det aktuelle området, ble det innstallert en thermistorstring. Thermistorstringen hadde 10 temperaturmålere jevnt fordelt fra 0 til 9 meter under terrengnivå. Temperaturfordeling i grunnen er vist i figur 3.



Figur 3: Temperaturfordeling i grunnen, registrert i perioden 23.03.11-28.04.11

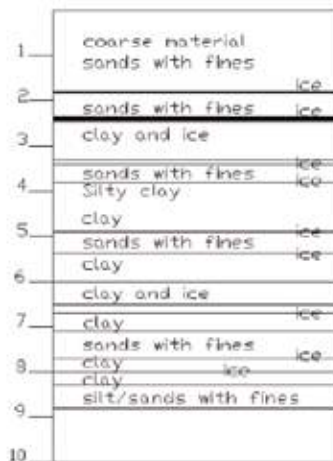
Det er totalt tatt opp 17 kjerner med varierende lengde, samt at forstyrret materiale er undersøkt. En opptatt kjerneprøve er illustrert i figur 4. Når det gjelder aktivt lag (på stedet 1,2 meter) så er dette ikke viet særlig oppmerksomhet på grunn av forstyrrelser i jorden som følge av stadige tine/frysesykluser. Sondering og prøvetaking er gjennomført til 9 meter. Følgende laboratorieprogram er inkludert i studien:

- Visuelle beskrivelse av jordart og isinnhold
- Vanninnhold (frosset og ufrosset)
- Flyte- og plastisitetsgrense
- Saltinnhold
- Tyngdetetthet
- Kornfordeling
- Enaksiale trykkforsøk

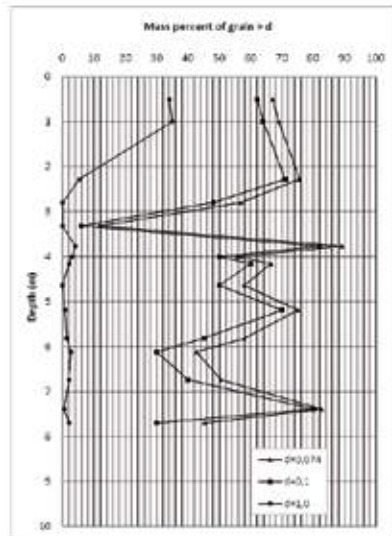


Figur 4: Prøve med tydelig islag

Antatt lagdeling i grunnen basert på klassifisering av jordprøver er presentert i figur 3.



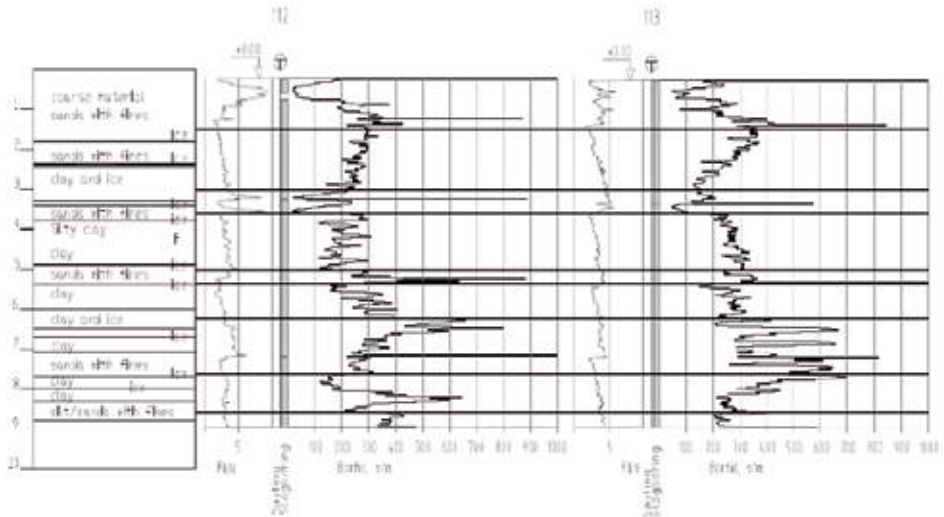
Figur 5: Antatt lagdeling basert på analyse av jordprøver



Figur 6: Grafisk framstilling av kornfordeling med dybden

VURDERING

Resultat fra sonderinger og prøver ble analysert og sammenlignet. Figur 5 viser en sammenstilling av to sonderinger og antatt lagdeling funnet fra jordprøver.



Figur 7: Sammenligning av sonderinger og antatt lagdeling, sonderinger utført med 8 kN matekraft og 30 omdreiningar per minutt

I forhold til å sammenholde denne studien med lignende studier ble det forsøkt opprettet kontakt med fagmiljøer i Canada og Russland, uten hell. Av den grunn er erfaringer fra bruk av totalsondering fra Svalbard det eneste sammenligningsgrunnlaget.

Det er vanskelig å kjenne igjen kjente trekk brukt i tolkning av tradisjonell totalsonderingsmetode. Sondering med spyling og slag genererer høy kraft og tynne lag kan lett "forsvinne" i sonderingsprofilen. En tolkning bør dermed se på de store linjene. Hvis man ser på de store trekkene, øker bortida med dybden. Da det er brukt 76mm borkrone og 45 mm stenger, er det sannsynlig at stangfriksjon kan neglisjeres. Økning av bortid med dybde kan dermed indikere fastere masser ved høyere spenningsnivå.

Knekkpunkter/skift i bortidprofilen på omtrent samme dybde i alle sonderingene, indikerer en lagdeling. Lagdelingen var generelt tydeligst i starten av sonderingene. Det var ingen gjenkjennelig respons i bortid for de ulike jordtypene. I flere sonderinger økte bortida i leirelag, mens i andre sonderinger var responsen motsatt. En sammenligning av sondering 112 og 113, vist i figur 7, illustrerer en lik respons i bortid ned til 6,5 meter dybde, deretter er responsen motsatt. Et hovedtrekk som gikk igjen i sonderingene var lavere bortid mellom 3 og 4 meter dybde. Kornfordeling vist i figur 5 tyder på vesentlig finere masser i samme dybdeintervall enn for resten av profilet.

I løpet av sonderingene ble det observert at bortida gikk ned når det kom is opp fra borhull. En hypotese var at "peak" med lav bortid indikerte islag. Ved å se på sonderingene i etterkant er det derimot ikke mulig å gjenkjenne disse islagene. En årsak til det kan være at ikke alle islag er registrert i den antatte lagdelingen, eller det kan være lokale variasjoner i islagets tykkelse og utbredelse.

KONKLUSJON

Modifisert totalsondering viste seg å være en gjennomførbar metode. Metoden oppnådde nødvendig sonderingskraft til å penetrere ned i grunnen. På grunn av begrenset tid og ressurser ble metoden utprøvd innenfor et lite område, bestående av leire og sand med finstoff. Det vil si at metodens gjennomførbarhet i andre jordarter ikke er avdekt. Modifisert totalsondering så ut til fungere godt i frosset permafrost og dårlig i ufrosset permafrost.

Det ble forsøkt å tolke de modifiserte totalsonderingene. Kjente trekk brukt i tolkning av tradisjonelle sonderingsmetoder kan ikke benyttes direkte til bestemmelse av jordart. Som tidligere nevnt vil spyling og slag generere høy kraft og gjøre at tynne lag ikke vises i sonderingsprofilen. Lagdelinga vist i figur 3 består av mange tynne lag, hovedsakelig sand med finstoff og leire. Å gjenkjenne disse lagdelingene i totalsonderingene var til dels mulig, men sonderingene gav ikke samme respons på samme jordmasser eller for samme dybder. Metoden kan kanskje indikere en lagdeling, men ikke identifisere jordartene. En vesentlig hensikt med sonderinger i permafrost er å finne forekomster av ren is. Islag, som her med tykkelse inntil 4 cm, kan ikke avdekkes fra sonderingsresultatene.

Det er flere mulige forklaringer på hvorfor det var vanskelig å tolke sonderingene. Det kan være lokale variasjoner av is, ufrosset vann og lagdeling i grunnen, slik at funnet lagdeling og sonderinger i praksis ikke er sammenlignbare. Frosset jord har andre egenskaper enn tilsvarende ufrosset jord, og det er mulig at isen i jorda "overstyrer" egenskapene til selve kornskjellettet.

Dette arbeidet må sees som en introduksjon til en eventuell ny totalsonderingsmetode. Mer forskning er nødvendig for å fastslå bruksverdien til metoden. Modifisert totalsondering kan ikke brukes til grunnundersøkelserformål slik den er i dag.

VIDERE ARBEID

Sonderinger må utføres for ulike grunnforhold og lokasjoner i områder med frosset grunn. I første omgang bør sonderinger utføres for homogene grunnforhold og i ren is, dette for å se hvilken respons som oppnås i ulike materialer.

Under sondering ble det observert at slagfrekvensen varierte i løpet av sonderingen. En hypotese er at slagfrekvensen øker ved penetrasjon av faste lag. Ved å finne en metode for å logge slagfrekvens, kan det avdekkes om slagfrekvensen kan indikere jordas lagdeling eller islag. En annen interessant vinkling kan være sammenhold av slagfrekvens mot saltinnhold og permafrost temperatur, der begge parametere vil ha betydning for andel frosset vann i jord.

Avkjøling av spyleluft kan redusere varmeproduksjon i løpet av sondering, og dermed føre til sonderinger av bedre kvalitet. Etter hvert kan sonderinger også utføres med ulike kombinasjoner av rotasjonshastighet og matekraft, som i denne studien.

Dokumentasjon av borehull i løpet av sondering, for eksempel ved filming av overflate ved borehull, vil gi en mer komplett borelogg. En dokumentasjon av hvilke løsmasser som kommer opp av borehull ved ulike dybder er verdifullt da man har jordprøver fra eksakt samme sted som utført sonering. Dette kan også gjøres ved å ta jevnlig poseprøver av borkaks.

Andersland, O. B. and Ladanyi, B. (2004) Frozen ground engineering (2. edition). New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc.

Statens Vegvesen (1997) Håndbok 015. Feltundersøkelser, retningslinjer. (Håndbokserien)
Oslo: Vegdirektoratet

AVLØSPROSJEKTET MIDGARDSORMEN

SEKANTPELER BRUKT SOM AVSTIVNING AV 25 M DYP SJAKT I KVIKKLEIRE

On A 25 m Deep Secant Piled Shaft in Quick Clay

Siv.ing. Trond Føyn, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Sjakt S9 er en maksimalt 25 m dyp, sirkulær sjakt med innvendig diameter 16 m. Den er etablert i kvikkleire og i svært skrånende berg. Sjakten ligger i sørøstre del av Oslo sentrum og ble utført høsten 2010. Den er etablert ved hjelp av 66 sekantpeler av betong, utstøpt i bakken. Sjakten har ingen annen avstivning enn sekantpelene. Jordtrykket tas opp som ringtrykk i konstruksjonen. Pelene er boret/meislet ned i berg. Sekundærpelene er lett armert. Skrånende terreng gir ubalansert jordtrykk mot den ene siden av sjakten og det er derfor satt seks forankringsstag i berg for å unngå strekk i deler av veggen. Grunnen der sekantpelene er, ble på forhånd forsterket med kalk-/sementpeler, hvilket anses som en vesentlig forutsetning for den vellykkede gjennomføringen av sjaktarbeidene.

Denne artikkelen beskriver metoden som ble brukt og noen forhold som ga bekymringer under utgravingen.

SUMMARY

Shaft S9 is a circular shaft on the Midgardsormen Project in Oslo, with inner diameter of 16 metres and a maximum depth of 25 metres, sunk in quick clay not far from the city centre of Oslo, Norway in the autumn of 2010. The 66 secant piles were cast in situ and were chiselled into the underlying steep bedrock. There is no other support than the piles; the earth pressure is withheld by the hoop stress in the construction. Before installing the piles, the ground was stabilized by means of lime cement columns, which is considered crucial for the successful execution of the works. Inclined terrain gives unbalanced earth pressure on one side of the shaft, and as a consequence six cable anchors were set into bedrock to avoid strain in that section of the wall. The project is an on-going upgrade of the storm water system in Oslo, managed by the Water and Sewer Administration in Oslo. Norconsult AS is consulting engineers for the project.

MIDGARDSORMEN SKAL GJØRE AKERSELVA OG OSLOFJORDEN RENERE

Hvert år er det ca. 60 uønskede utslipp av urensset avløpsvann til Akerselva og til Oslofjorden i nærheten av Akerselva. Utslippene skjer gjennom en rekke overløp. Prosjektet Midgardsormen har som mål å redusere omfanget av disse utslippene drastisk ved at vannet i utslippsledningene samles opp og føres til Bekkelaget renseanlegg (BRA) for rensing, før utslipp i fjorden på dypt vann.

Prosjektet er svært omfattende og har en kostnadsramme på ca. 1,3 milliarder kroner. Anlegget skal stå ferdig i 2014 og planleggingen begynte i det små i 2005. Midgardsormens ledninger etableres i løsmasser frem til et knutepunkt som ligger i Gamlebyen, benevnt sjakt

S9, hvorfra det vil bli en overføringstunnel i berg til renseanlegget. Hele systemet er basert på selvfall og ledningene ligger stort sett med minimumsfall. Ved BRA vil vannet bli pumpet opp, renses, og så sluppet ut i Bekkelagsbassenget gjennom en ny bergtunnel og via diffusorer på sjøbunnen.

Midgardsormen får en samlet lengde på ca. 9,5 km, inkludert overføringstunnelen på 2 km og utslippstunnelen på 1 km. Det sprenges ut ca. 135 000 m³ berg. Rørene har en samlet lengde på ca. 6,5 km og innvendig diameter varierer stort sett mellom 1000 og 2400 mm. Omtrent 2,5 km blir etablert ved rørpressing/mikrotunnelering, resten i avstivede grøfter. Lengste strekning som er presset er ca. 520 m og her er innvendig diameter 2400 mm.

Kartet nedenfor viser en forenklet oversikt over ledninger og tunneler som utgjør Midgardsormen. Strekninger i rødt utføres i totalentreprise. Det samme gjelder strekningen Gamlebyen - Søranga, vestover fra sjakt S9 i Gamlebyen.



Figur 1 Oversiktskart over indre Oslofjord med traseer for Midgardsormen. Fra Kuba i nord til Bekkelaget renseanlegg i sør er det ca. 5 km i luftlinje. Illustrasjon: VAV.

ORGANISERING

Vann- og avløpsetaten i Oslo kommune (VAV) er byggherre. Norconsult AS er rådgivende ingeniør for alle fagfelt. Til nå er arbeidet utført av følgende hovedentreprenører: Kristian Olimb AS, Veidekke Anlegg AS og KF Entreprenør AS. Rørpressing/mikrotunnelering

utføres stort sett som totalentreprise med Kristian Olimb AS som entreprenør og Østergaard AS fra Danmark som underentreprenør.

SJAKT S9 ER ET VIKTIG OG KOSTBART KNUTEPUNKT

Totalkostnad for etablering av sjakten, inkl. adkomstvei, masseutskifting, spuntvegg mot Mosseveien osv., er ca. 23 millioner kroner.

Sjakt S9 er ”koblingspunktet” mellom rør i løsmasser og den ca. 2 km lange tunnelen til Bekkelaget. Tunneltverrsnitt er ca. 37 m² og tunnelen vil fungere som fordrøyningsbasseng i nedbørsperioder for å jevne ut tilførselen av vann til renseanlegget.

SJAKTENS BELIGGENHET OG STØRRELSE MÅTTE VELGES OMHYGGELIG

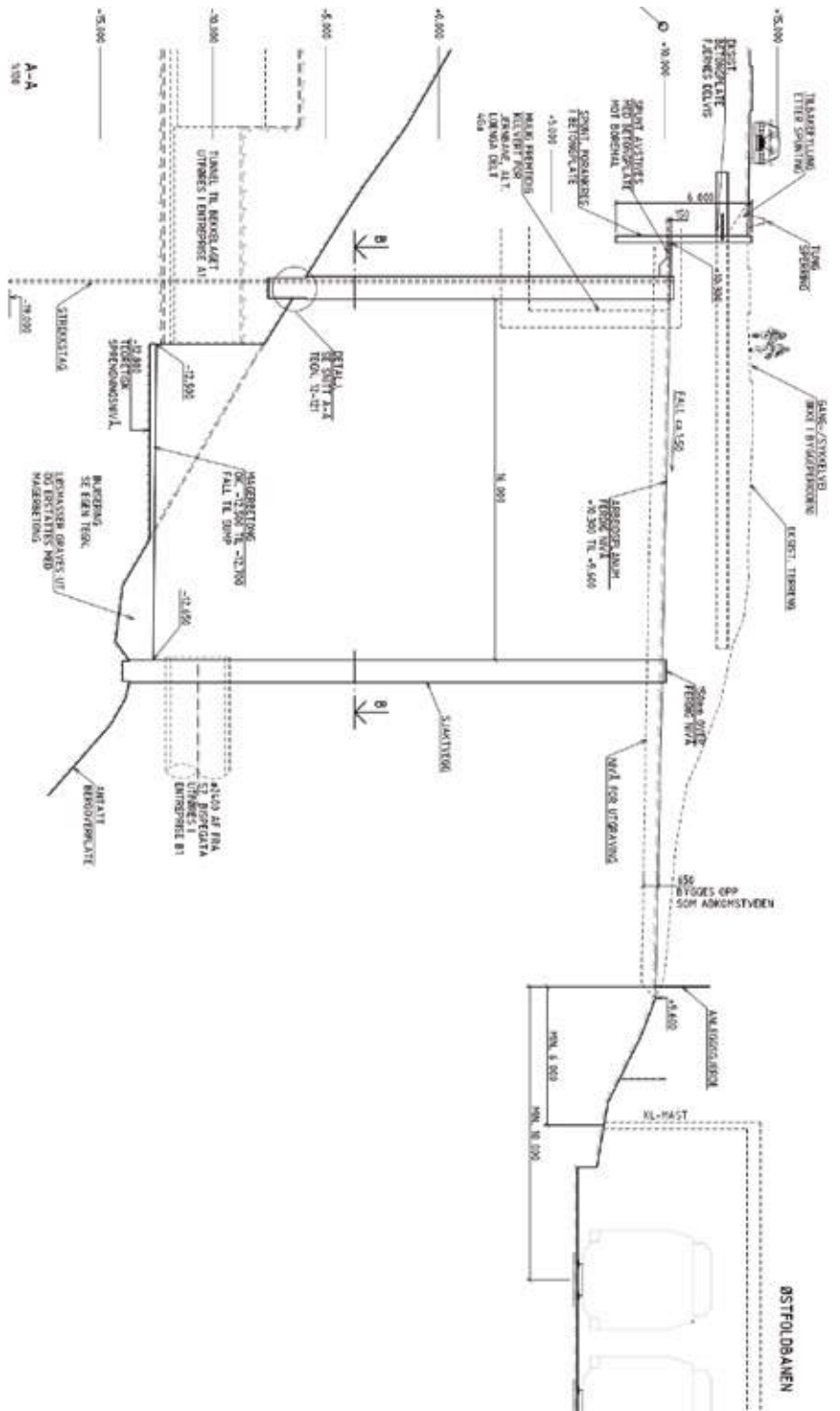
Nøyaktig plassering av sjakten ble bestemt ut fra kravet om at det skulle gå et rør med ytre diameter 3 m ut i løsmasser i den ene enden av sjakten og en bergtunnel med høyde ca. 3 m i den andre enden. Dessuten måtte man ha plass til utstyret som skulle presse røret ut fra sjakten. Man endte dermed opp på plenen foran de karakteristiske boligblokkene ved foten av Kongsveien, mellom Mosseveien og Østfoldbanen. På flyfotoet nedenfor er beliggenheten av sjakten vist. Mosseveien ligger på ca. kote 14 og Østfoldbanen på ca. kote 6.



*Figur 2 Oversiktsbilde før anleggsstart, sett fra nord.
Foto: Gule sider.*

På det valgte området lå tidligere landkaret for en firefelts veibru som gikk over jernbanens sporområde og frem til Bispegata. Brua ble bygget på 1960-tallet og ble revet for noen år siden. Det var altså ikke jomfruelig grunn, men derimot var det mange stålperler i bakken, en landkarvegg og dessuten en stor, pelet betongplate i tilløpet til brua. Anleggsområdet har skrånende terreng og man valgte å legge arbeidsplanum på ca. kote 10. Inn mot Mosseveien ble det slått en spuntvegg og veien ble lagt noe om på utsiden av denne veggen.

Figur 3 og 5 viser hhv. plan og snitt av sjakten.



Figur 5 Snitt av sjakten

HOVEDTALL FOR SJAKTEN

Langs sjaktveggens fot varierer bergoverflatens nivå med ca. 8,5 m. Sekantpelene ble etablert ved pressing og dreing av borerør og kontinuerlig uttak av masser med auger. Pelenes dybde i berg varierer mellom ca. 0,2 og 3,0 m; den store variasjonen skyldes variasjon i bergets fasthet. Pelenes teoretiske diameter er 1080 mm, dvs. det var borerørets utvendige diameter. Overlapping mellom pelene i senter vegg er ca. 250 mm. Mesteparten av bunnen av sjakten er sprengt ned til en horisontal flate. Fra sjakten er det presset et rør med utvendig diameter 3,0 m i en lengde på ca. 520 m i løsmasser. Tunnelen fra BRA har et tverrsnitt på 3 m x 3 m der den kommer inn i sjakten. Det skal også etableres andre rør fra sjakten, gjennom løsmasser. I sjakten skal det bygges en samleren i betong og en permanent trappesjakt til terreng før det fylles stein mellom sjaktveggen og trapperommet. På overflaten vil det i skråningen bli bygget et lite driftsbygg og noen støttemurer.

Der sekantpelene skulle settes, ble grunnen forsterket med kalk-/sementpeler (KS-peler) i en ca. 2,3 m bred ring; fire peler i bredden med diameter 600 mm, se figur 10 og 11. Det ble satt til sammen ca. 450 peler med samlet lengde ca. 9000 m.

GRUNNFORHOLD

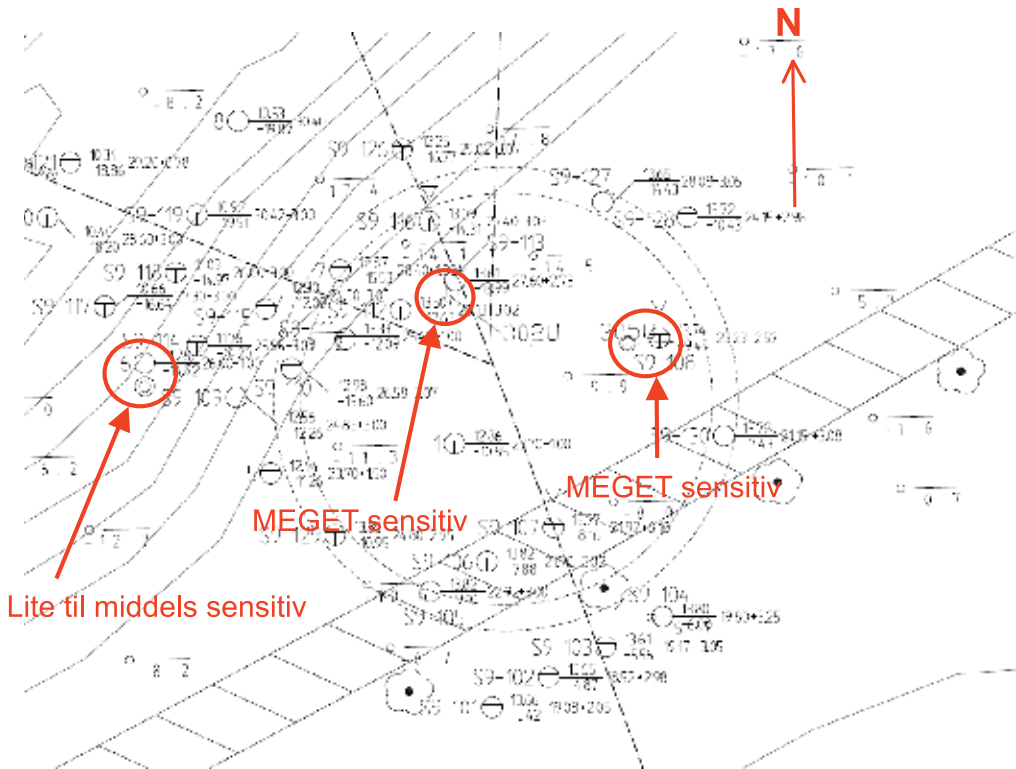
Grunnforholdene viste stor variasjon, både når det gjaldt løsmasser og berg. Innenfor sjaktområdet var det både meget sensitiv leire og lite til middels sensitiv leire. Figur 6 viser borplan med sonderinger, der også vingeboringer og prøveserier med stor variasjon i sensitivitet er vist.

Undersøkelsene viste at dybde til antatt berg der sjakten skulle etableres varierte mellom ca. 19 og ca. 28 m, og nivået for antatt berg varierte mellom ca. kote -5 og ca. kote -16. Undersøkelsene utført for prosjektet indikerte fyllmasser i inntil ca. 5 - 6 m dybde. Under fyllmassene; siltig leire i hvertfall ned til ca. kote -10. Videre nedover antagelig sandig, grusig leire til ca. kote -15. Det var påvist enkelte faste lag. Ved flere av sonderingene ble det antatt at borkronen skrenset langs skråberg. Udrenert skjærstyrke av leiren, målt ved rutineforsøk og vingeboring, er 40 - 25 kPa fra 5 - 20 m.

SPUNTET SJAKT VAR ALTERNATIV TIL SEKANTPELER

Før man endte opp med en sirkulær sjakt av sekantpeler, ble ulike tverrsnitt vurdert og forkastet. Man vurderte bl.a. senkekasse som skulle støpes på terreng og trekkes ned ved hjelp av stag. Utfordringer med tilslutning til den ujevne bergoverflaten gjorde at man valgte en metode som kunne tilpasses berget under byggingen. I konkurransegrunnlaget ble det bedt om pris på to spuntede, sirkulære løsninger i tillegg til den valgte. Begge spuntløsningene besto av H-profiler, hvorav man i den ene ville bruke lukkede profiler som skulle tømmes for jord og støpes ut. Sjakten skulle så graves ut uten ringavstivning og uten grunnforsterkning. I det andre spuntalternativet skulle det etableres ringavstivning i tre nivåer og grunnen inne i sjakten skulle i sin helhet forsterkes med KS-peler før utgaving.

For begge spuntløsningene var det forutsatt fordyblingsbolter ved spuntfot og jetpeler for tetting av overgangen mellom berg og spunt.



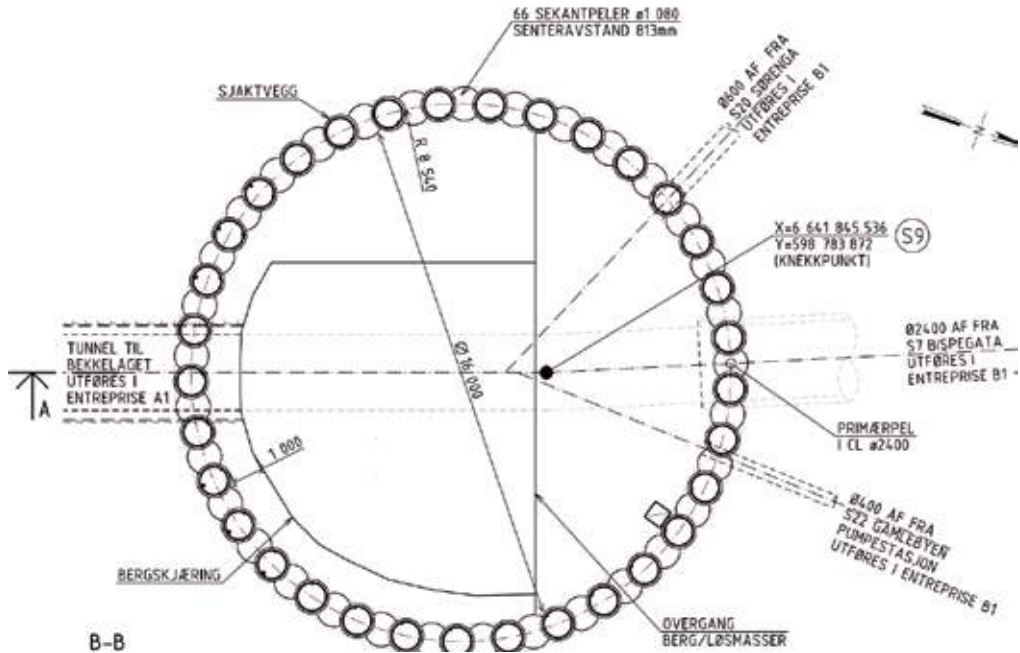
Figur 6 Borplan, med indikert stor lokal variasjon i sensitivitet.
Den doble ringen angir sjaktveggen. Det skraverte området er gang/sykelveien som måtte ledes utenfor spunten mot Mosseveien.

SEKANTPELER VAR BILLIGST OG GA DEN SIKRESTE LØSNINGEN

Tilbudet på sekantpelløsningen fra Veidekke Entreprenør AS med Züblin AS som underentreprenør, var lavest. Entreprenøren mente at jetpeler som var med i beskrivelsen for tetting av overgangen til berg var unødvendig fordi pelene ville bli boret/meislet tilstrekkelig dypt ned i berg. Det var dessuten forutsatt to fordyblingsbolter i hver sekundærpel; de skulle ligge i ytterkant av pelene. På grunn av at armeringen og dermed fordyblingsrørene ville bli dreid under støpingen, kunne imidlertid ikke entreprenøren garantere at rørene ville stå i ønsket posisjon. Man valgte derfor å bruke tre rør i stedet for to, og fordele dem jevnt i pelen. Derved ville ett rør med sikkerhet bli stående ganske langt ut i pelen og sikre god fordybling når dyblen ble satt. Utførelsen ble så god at verken jetpeler eller fordyblingsbolter var nødvendig.

Antall peler og derved overlappingen mellom pelene ble valgt i samråd med entreprenøren. Nøyaktighet ved boring av pelene er svært avgjørende for at man skal få den forutsatte overlapping mellom pelene og det nødvendige betongtverrsnittet. Her nevnes også at borerøret har stor stivhet; det er dobbeltvegget og har en tykkelse på 45 mm. Dette bidrar til minimalt retningsavvik under boringen av pelene.

Figur 7 viser plansnitt av sjakten.



Figur 7 Plansnitt av sjakten
Grenser for bergskjæringen i bunn av sjakten er vist

SEKANTPELMETODEN - KORT BESKRIVELSE

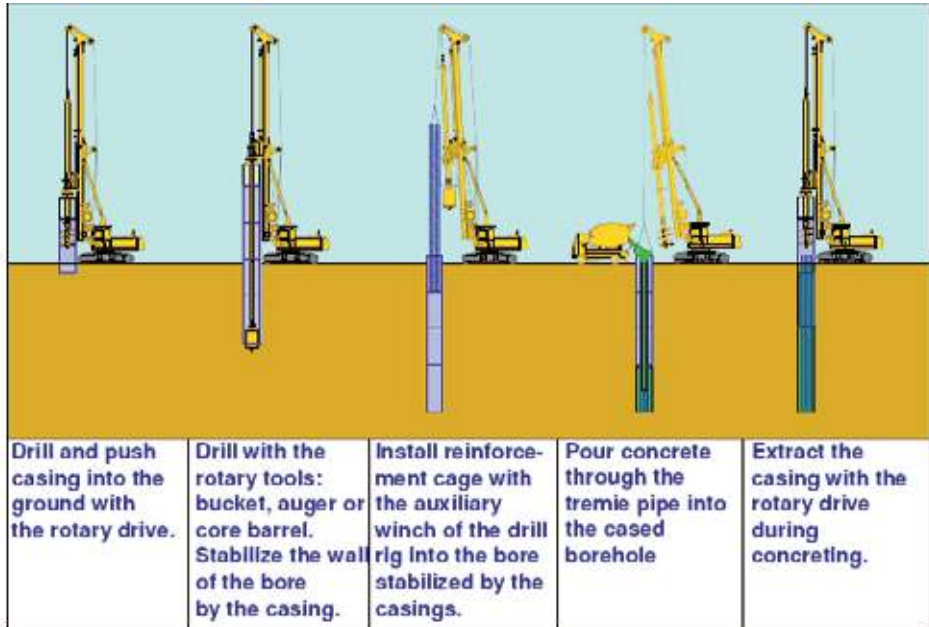
Sekantpeler brukes vanligvis for å lage en sammenhengende vegg for avstivning av utgravninger. Det er borede eller sjaktede peler som støpes ut i bakken samtidig som borerøret trekkes. Hver annen pel betegnes hhv. primær- og sekundærpel. Sekundærpelene bores inn i de allerede etablerte primærpelene. Primærpelene armeres vanligvis ikke fordi det skal bores inn i dem, mens sekundærpelene kan ha armering. Rør for fordybling, forankring, injeksjon, inklinometer osv. kan festes til armeringen.

Det stilles store krav til vertikal nøyaktighet av pelene for at de skal ha den foreskrevne overlapping. Pelediametre varierer mye, men normalt ligger de i området 800 - 1200 mm. For å sikre nøyaktig ansett av pelene støpes det på forhånd en boremal (sjablong), til f.eks. 0,5 m dybde under arbeidsplanet. Denne er som regel lett armert.

Nedenstående sitat (Den norske Pelekomité, 2011) beskriver metoden for etablering av borede/sjaktede peler:

"Ved denne peletype tas massene opp ved grabbing eller ågring (skrueboring), der ågeren står på en fast stang. Vanligvis benyttes et åpent borerør som trykkes og dreies ned i løsmassene samtidig som massene tas ut fra røret. Ofte benyttes det spesielle pilarmaskiner med rotasjonsaggregat som presser og roterer ned røret samtidig som man kan operere verktøy for tømming av røret. Alternativt benyttes oscillatorer eller rotasjonsmaskiner som vrir og presser ned røret sammen med en kran for rørhåndtering og grabbing."

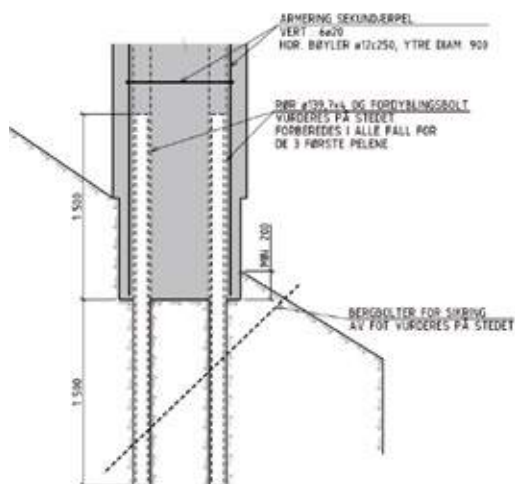
Figuren nedenfor viser arbeidsgangen for etablering av peler i løsmasser.



Figur 8 Borede peler i løsmasser. Arbeidsgang.
Illustrasjon: Bauer.

SIKRING AV BERGFOT MED BOLTER VAR IKKE NØDVENDIG

Figuren nedenfor viser hvordan man eventuelt skulle sette fordyblingsbolter og skrå bergbolter, men ingen av disse ble satt. Krav til minimums innbøringsdybde på 200 mm av selve pelen er også vist.



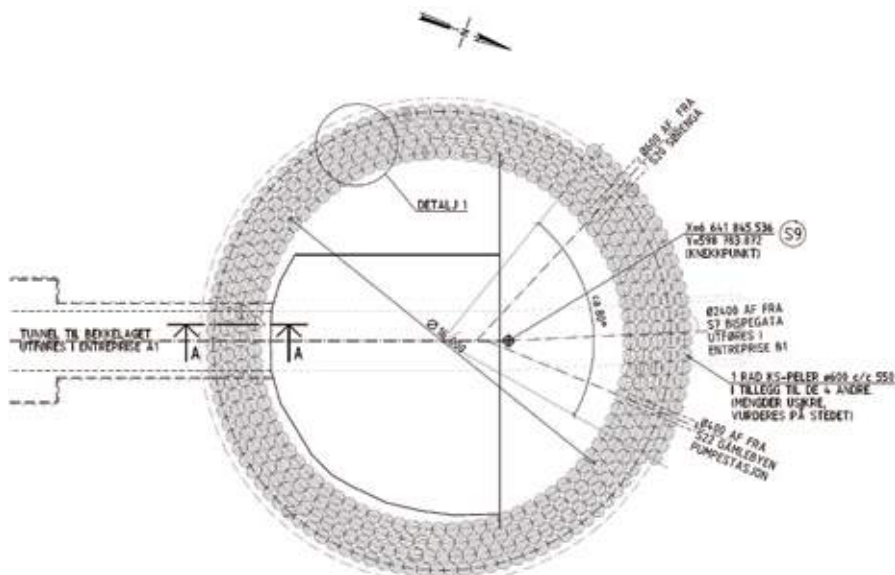
Figur 9 Fot av sjaktvegg. Tenkt utførelse.
Verken fordyblingsbolter eller skrå bergbolter var nødvendig.

GRUNNFORSTERKNING AV LEIRA VAR AVGJØRENDE FOR EN VELLYKKET SJAKT

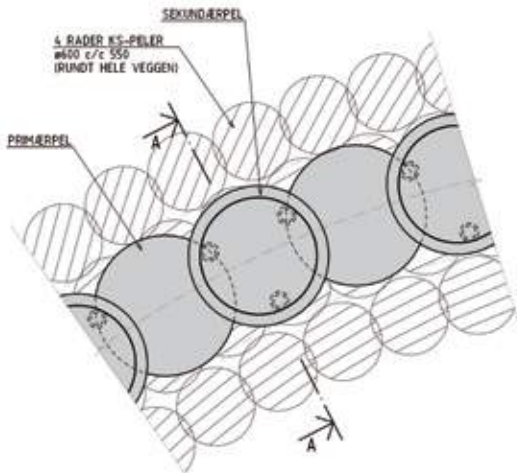
Borede peler i meget sensitiv eller kvikk leire må utføres meget omstendelig for at resultatet skal bli som forutsatt. Man kan lett risikere at betongen flyter ut i leira under utstøping og at det blir et stort overforbruk av betong. Verre er det hvis peletvernsnittet blir mindre enn forutsatt. Det er en rekke faktorer som kan påvirke resultatet; betongens konsistens, nivå for borerør, støperør, betongoverflate og eventuell støttevæske inne i borerøret. Entreprenørens erfaringer med de gitte grunnforhold kan også ha stor betydning.

For sjakt S9 valgte man å forsterke grunnen med KS-peler, slik at sekantpelene i sin helhet skulle bores i den forsterkede leira. Dette vurderes å ha vært helt avgjørende for den vellykkede gjennomføringen av sjaktarbeidene. Uttak av masser fra borerøret ble gjort med auger, og massene var meget lette å ha med å gjøre.

Figurene nedenfor viser plan for stabilisering av grunnen med KS-peler og et utsnitt.



Figur 10 Plansnitt av sjakten med ring av KS-peler
Merk ekstra pelerad der rør går ut i løsmassene

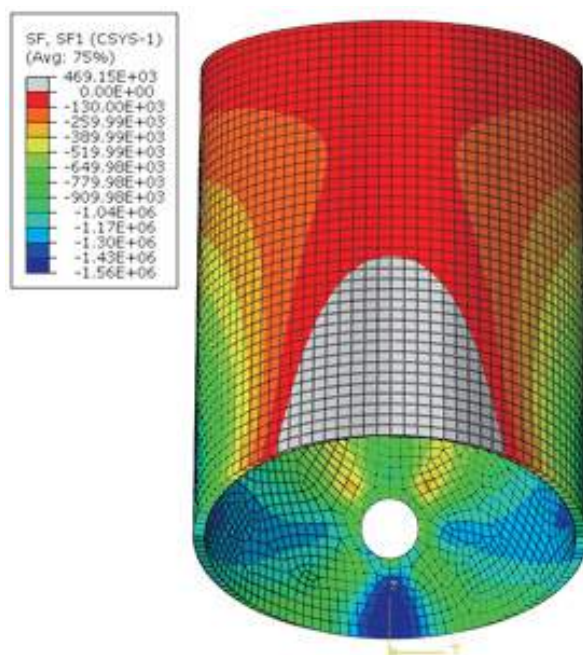


Figur 11 Utsnitt av sjaktveggen

PROSJEKTERING

Sjaktveggen ble modellert i elementmetodeprogrammet ABAQUS/CAE 6.10. Det viste seg at høydeforskjellen mellom Mosseveien og arbeidsplanet ga et ubalansert jordtrykk, som igjen førte til strekk i den delen av veggen som ligger opp mot Mosseveien. Litt forenklet sagt: Hele sjakten ville teoretisk kunne bli løftet i "bakkant", dvs. der strekket forekom. En slik situasjon kunne man ikke akseptere, og det ble derfor satt forankringsstag ned i berg i den delen av veggen. Stagene ble boret gjennom fordyblingsrørene i seks peler; tre på hver side av tunneltraseen til Bekkelaget. Stagene ble satt da gravenivået var ca. 4 m nede i sjakten.

Modellbilde med vertikalkrefter i veggen er vist i figuren nedenfor. Sjakten er sett nedenfra og "innenfra" berget.



Figur 12 Modell av sjakten. Grått indikerer vertikale strekkrefter i kN/m. Hullet er åpningen på 3,0 m for rørpressing.

KS-PELENE BLE IKKE HELT VELLYKKET – BETONGFORBRUKET ØKTE

Under utførelsen av KS-pelene var det ett område der man ikke lyktes å etablere pelene som forutsatt, og dette antas å ha påvirket utstøping av sekantpelene; man fikk store utstrømninger av betong. På et parti av veggen var det 10 - 11 peler med overforbruk av betong langt over hva man forventet. Under utførelsen fikk man store overraskelser da veggen ble frigravd.

INJEKSJON AV BERGET – VANNINFILTRASJON

Av hensyn til omgivelsene søkte man å minimere drenering og senkning av poretrykket rundt sjakten; på et tidlig stadium ble berget under sekantpelene injisert ved boring gjennom rør i pelene. Dessuten ble det injisert fra bergoverflaten i bunnen av sjakten før man begynte å sprengte. Til tross for relativt omfattende injeksjon, ble det betydelige lekkasjer inn i sjakten og det ble besluttet å bore en brønn for vanninfiltrasjon. Dette hadde en positiv effekt på poretrykket, og det steg omtrent til verdier man hadde før arbeidene med sjakten begynte.

FORANKRING MED KABELSTAG PGA. STREKK I DELER AV SJAKTVEGGEN

Stagene som skulle forhindre ”vipping” av sjakten ble satt da det var gravd et stykke ned i sjakten. Bildet nedenfor viser forberedelsene til stagsetting.



*Figur 33 Klargjøring for montering av forankringsstag. Spyling av borhull.
Merk rødt rør for inklinometermålinger i en av pelene.*

UTFØRELSE AV SJAKTARBEIDENE

De forberedende arbeidene besto i klargjøring av området; omlegging av Mosseveien, delvis fjerning av betongplaten og landkaret fra Loenga bru, trekking av stålpelene som sto i veien for sjakten og etablering av spunten mot Mosseveien. Området ble planert og KS-pelene satt. Videre ble det utført masseutskifting til lette masser for å ha tilfredsstillende sikkerhet av skråningen mot Østfoldbanen på nedsiden av anleggsområdet. Her nevnes at maskinen for etablering av sekantpelene hadde en vekt på 140 tonn.

Bildet nedenfor viser spuntveggen mot Mosseveien, KS-pelrigg og stikk for KS-pelene.



Figur 13 KS-peling pågår.



Figur 14 Maskinen for boring av sekantpelene. Vekt 140 tonn.



Figur15 Nederste del av borerøret. Merk tannkransen.



Figur 16 Utstyr for innboring av sekantpelene i berg.



Figur 17 Utsifting av "tanner".



Figur 18 Armeringskurv med rør for fordyblingsbolter.



Figur 19 Støping av boremal for nøyaktig ansett av sekantpelene.



Figur 20 Nedsenking av armeringskurv i ferdig boret pel.



Figur 21 Diverse utstyr for boring av sekantpelene.

UTGRAVINGEN AV 4000 M³ BLE GJORT PÅ CA. FIRE UKER

Den 2. november 2010 begynte gravingen og til å begynne med ble det brukt en maskin som nådde ned til ca. 4 m dybde, se bildet nedenfor. Derfra fortsatte man med en 70 tonns maskin med en teoretisk rekkevidde på ca. 20 m. Maskinen var meget effektiv, med en skuff som rommet ca. 1,5 m³ fikk man ut ca. 400 m³ pr. dag, dvs. at man kom ca. to meter dypere for hver dag. Noen meter ned i sjakten fikk man se hvor effektiv KS-stabiliseringen hadde vært; rett innenfor veggen var det fast leire, mens resten av leira nærmest ble flytende.

Det var for øvrig en ulempe at maskinføreren ikke kunne se over kanten på sjakten under en viss dybde; han måtte sette ned skuffen og trekke den til seg nede i massene i stedet for å «skjære pent». Massene ble dermed omrørt, uten at det strengt tatt var nødvendig.

Fra ca. 18 m dybde måtte massene tas ut med en mindre maskin (9 tonn) som ble firt ned i sjakta og som fylte en stålbeholder med volum på 3 m³. Maskinen måtte stå på trelemmer og effektiviteten var dermed vesentlig mindre enn tidligere. Da man nådde berg i den delen av sjakta som ligger inn mot Mosseveien, ble en jevn og ganske bratt bergoverflate avdekket. I den dypeste del av sjakta måtte 9-tonneren pigge løs den kalkstabiliserte leira fordi den var så hard. All leire ble gravd ut og så ble det fylt inn sprengstein og støpt en betongplate, slik at man fikk et solid fundament for maskinen som skulle presse det store røret ut av sjakta. I bunnen av sjakta ble det sprengt ut tilstrekkelig plass for rørpressingen.



Figur 22 2. november 2010. Utgraving av sjakt S9 er i gang.



Figur 23 8. november 2010. 70 tonnns maskin med rekkevidde nesten 20 m.

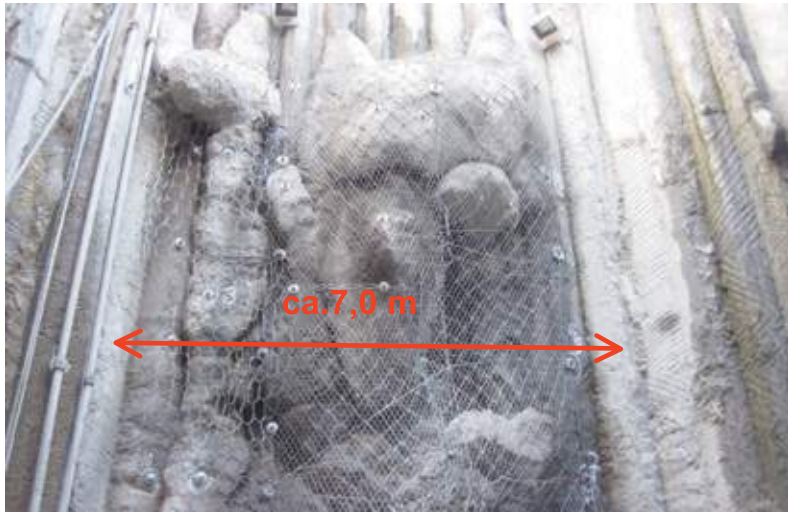
BETONGUTVEKSTER KOM TIL SYNE - HVA SKYLDTES DET? VAR VEGGEN BLITT SVEKKET?

Etter at man hadde gravd til ca. 8 m dybde, kom det til syne utvekster av betong på 10 -11 peler over et visst område av sjaktveggen. Det var åpenbart at mye betong var gått inn i leira, hvilket ga stor bekymring og førte til lange diskusjoner. Det var naturlig å stille spørsmålet: Når innsiden av veggen var så ujevn, hvordan kunne man være sikker på at utsiden holdt det foreskrevne profilet? Det ble gjort noen få kontroller ved å bore gjennom sjaktveggen og man ble derved så beroliget at utgravingen fortsatte.

Tiltak for å fjerne utvekstene ble diskutert og man endte med at de skulle sikres med bolter og nett. Denne sikringen ble gjort i januar 2011, dvs. etter at sjakten var ferdig utgravd. I september 2011 løsnet en mindre del av utveksten og det ble foretatt ytterligere sikring med bolter, bånd og nett. Bildet i figur 25 er tatt etter endelig sikring av utvekstene.



Figur 24 Betongklumper som ble gravd opp.
Den lengste her er over 3 m lang.



Figur 25 10. september 2011. De største betongutvekstene er sikret.

Det var for øvrig også store klumper av betong som enten var uavhengige av sjaktveggen eller som den store gravemaskinen brøt løs fra veggen. Noen av de største er vist på bildet i figur 24.

BILDER FRA GRAVEARBEIDENE

I det etterfølgende er det vist en rekke bilder fra den spennende utgravingen.



Figur 26 10. november 2010. Utgravingen har nådd ca.13 m. Sjakten sett ovenfra. Merk faste masser der det er KS-stabilisert nærmest sjaktveggen og omrørte masser for øvrig.



Figur 27 10. november 2010. Ujevne peler.
Markerte betongutvekster.



Figur 28 16. november 2010. Utgravingen har nådd ca. 15 m.
Den største betongutveksten stikker ca. 2 m ut fra sjaktveggen.



*Figur 29 16. november 2010.
70-tonneren når ikke lenger helt til motstående vegg.
Merk faste masser der det er KS-stabilisert nærmest sjaktveggen.*



*Figur 30 24. november 2010. Utgravingen har nådd ca. 18,5 m.
Ni tonns maskin og stålbeholder på 3 m³. Merk skrå bergflate til venstre.*



*Figur 31 Sjaktvegg der de største betongutvekstene var konsentrert.
Den store klumpen til høyre kom sist og la seg utenpå de andre. I den pelen var
overforbruket av betong ca. 71 %; det største for alle pelene.*



Figur 32 24. november 2010. Oversikt.
Mosseveien til venstre, Østfoldbanen til høyre.

INKLINOMETERMÅLINGER VISTE NÆRMEST NULL DEFORMASJONER

Det ble satt ned rør for inklinometermålinger i åtte av sekundærpelene, noenlunde jevnt fordelt rundt sjakten. Disse målingene skulle gi informasjon om eventuelle horisontale deformasjoner av sjaktveggen. Målingene viste at det var nærmest null deformasjoner.

ANDRE FORHOLD SOM VOLDTE HODEBRY BORERØRET SATT FAST – KONSEKVENSER?

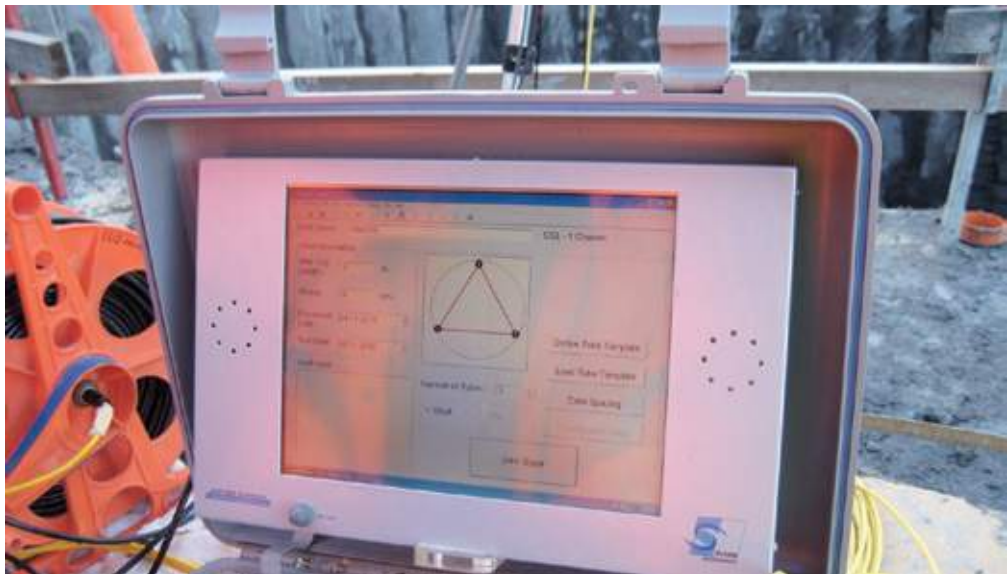
Av en ukjent årsak satte borerøret seg fast i ett tilfelle. Det brakk og ble sittende igjen i en sekundærpel; nr. S16. Man var ikke sikker på i hvilket nivå røret ble værende og om det faststøpte røret ville få noen praktiske konsekvenser. Det var ingenting som tydet på at pelen skulle være skadet og arbeidet med de resterende pelene fortsatte ufortrødent. Pel S16 var nr. 43 i støperekkefølgen av de 66 pelene. Pelen hadde et overforbruk av betong på ca. 52 %, nest mest overforbruk av samtlige peler.

Først da gravingen var godt i gang, ble det bestemt at man ønsket å lokalisere røret og om mulig å kontrollere at det ikke var noe galt med den aktuelle pelen. Kontroll ble utført ved hjelp av mellomhullsseismikk (Cross Hole Sonic Logging), som er en forholdsvis enkel og rask metode. To sonder senkes parallelt i hvert sitt hull og så måler man lydgjennomgangen i det mellomliggende materialet, se bildet nedenfor. Vi dro da nytte av at det var brukt tre rør konsekvent i alle sekundærpelene; man kunne senke sondene i to og to hull og dermed kontrollere betongen innenfor rørene. Primærpeler ville naturlig nok ikke kunne kontrolleres like lett om man hadde ønsket det, siden de ikke har rør. Men ved å senke én sonde i hver sin sekundærpel på begge sider av en primærpel, kunne man få en ganske god kontroll av primærpelene likevel.

En spesialist med det nødvendige utstyret kom fra Tyskland og kontrollene ble gjennomført på én dag. Det var lett å fastslå hvor det 6 m lange borerøret sto, nemlig med overkant i ca. 15,5 m dybde fra toppen, dvs. at underkant sto noe ned i berg. I tillegg til pelene ved det faststøpte røret, kontrollerte man en pel på motsatt side av sjakten, som det heftet noe usikkerhet ved.



Figur 33 Kontroll av sekantpeler vha. mellomhullsseismikk.



Figur 34 Kontroll av sekundærpel nr. 15 vha. mellomhullsseismikk.
Merk trekanten som viser konstellasjonen av de tre rørene i pelen.

NOEN PELER VAR UTE AV LODD – SKANNING GA DETALJENE

Visuelt så man at noen peler var litt ute av lodd. Det var imidlertid ikke lett å få målt nøyaktig hvor stort avviket fra teoretisk posisjon var, og dermed var det heller ikke lett å avgjøre om avvikene var innenfor akseptable grenser. Da det samtidig fremkom et ønske om å måle hvor store betongutvekstene var, ble det besluttet å skanne sjaktveggen. Dette ble gjort med et instrument som ble plassert henholdsvis på toppen av sjakta og nede i sjakta. Vi fikk inn data fra skanningen og la dem inn i vår 3D-modell, og så ble virkelig veggoverflate sammenlignet med den teoretiske. Dette ble fremstilt med "over- og undermål" i ulike farger. Betongutvekstene ble også nøyaktig innmålt på denne måten. Vi kunne ta ut snitt hvor som helst og se avvikene i detalj der modellen viste at det var store avvik.

Skanningen viste at noen av pelene var utenfor toleransene, men etter en samlet vurdering kom man til at det ikke var nødvendig å forsterke veggen. Bildet nedenfor viser PC'en med et bilde tatt nedenfra sjakta.



*Figur 35 Kontroll av geometri ved skanning.
Operatøren er godt kledd mot kulda.*

OPPSUMMERING – ERFARINGER

Det er nå ca. ett år siden sjakten var ferdig utgravd og vi har fått den hektiske anleggsperioden litt på avstand. Mange har vel erfart at feil kan gi mye lærdom, og dette gjelder også for sjakt S9. Ved en oppsummering er det viktigste spørsmålet: Ville man valgt samme metode for å etablere sjakta i dag? Svaret er helt klart: JA!

Metoden man valgte var spesiell; man hadde ingen tilsvarende referanser, anleggsperioden var hektisk og prosjektet har gitt mye lærdom. Vi registrerte for eksempel at produksjonstakten for sekantpelene økte betraktelig i løpet av de 12 ukene boring og støping av de 66 pelene pågikk. Vi vil fremheve følgende momenter:

- Ved gjennomføring av et så spesielt prosjekt, er det meget viktig med en løsningsgjennomgang på forhånd. Her bør alle parter delta, slik at man sikrer at alle har full forståelse for kompleksiteten og sammenhengen mellom de ulike elementer.
- Oppfølgingen bør være spesielt tett, både fra byggherre og rådgiver. Entreprenøren må varsle avvik så snart som mulig, slik at korrektive tiltak kan settes inn.



*Figur 36 Sjakt S9 i september 2011.
Rørpressing foregår mot høyre, gjennom sjaktveggen. Utvendig diameter på røret er 3,0 m.
Analyser viste at hulltaking i veggen kunne gjøres uten forsterkninger av veggen.*

AVSLUTNING

I skrivende stund, dvs. ca. 1. november 2011, er status for sjakt S9 og arbeidene som berører den, følgende: Røret med utvendig diameter 3,0 m er presset under Middelalderparken og frem til sjakt S7 ved Bispegata, en strekning på ca. 520 m. Se ovenstående bilde. Tunnelen fra Bekkelaget drives mot sjakt S9 og vil etter planene være fremme i 2012. Det vurderes å presse et rør med utvendig diameter ca. 3,5 m fra sjakta og vestover til Sørenga. Dette vil i så fall erstatte de to rørene på 400 mm som man tidligere hadde tenkt å bore. Det nye, store røret skal eventuelt inneholde rør for fjernvarme og fjernkjøling i tillegg til avløpsrør.

Forfatteren vil rette en takk til VAV som har gitt tillatelse til at dette interessante prosjektet blir presentert. Takk også til kolleger som har bidratt, både under prosjekteringen, anleggs-gjennomføringen og ved utarbeidelse av denne artikkelen.

REFERANSER

- | | |
|------------------------------|---|
| VAV (2010) | Etablering av sjakt S9, Midgardsormen.
Konkurrensegrunnlag 155/2009. |
| Den norske Pelekomité (2011) | Utkast til Peleveiledningen 2012. |
| Züblin AS (2011) | Personlig kommunikasjon med daglig leder, Anton Brandtzæg i forbindelse med utarbeidelse av denne artikkelen. |

**PUNKTERING AV ARTESISKE LAG OG UTVASKING AV
SILTIGE MASSER UNDER BYGGING AV NY BREIVIKEIDET
BRU****Puncture of artesian layers and transport of silty soils during the
construction of new Breivikeidet Bridge**

Dr. Scient Elisabeth Gundersen, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

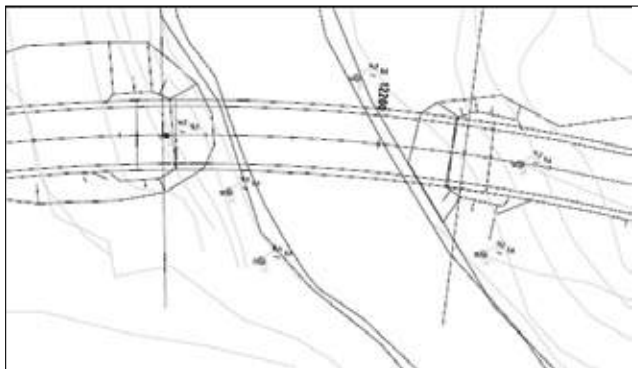
I forbindelse med en grunnundersøkelse under bygging av ny Breivikeidet bru kom det opp vann og siltige masser fra to av borhullene. Alle tidligere grunnundersøkelser gav inntrykk av at massene i området var tette, med silt som den dominerende jordarten. Hadde sonderingene stoppet i permeable lag? Hvor kom alt vannet fra og hvorfor kom det så mye? Denne artikkelen beskriver hendelsesforløpet fra den første punkteringen og til det ikke lenger observeres synlige lekkasjer, mer enn ett år senere. Artikkelen tar utgangspunkt i de spesielle avsetningsforholdene på stedet og kvartærgeologiske tolkninger. Punktering av lag med artesiske trykk som i tillegg er omsluttet av siltige masser er en dårlig kombinasjon, det vil komme klart frem av denne artikkelen. Ulike metoder ble forsøkt for å stoppe utvaskingen, ikke alle var like vellykket. Men, en forståelse av hydrologien og at nøkkelen til å stoppe utvaskingen ligger i å begrense vannhastigheten førte til slutt frem. Selv om lekkasjen i dag er stoppet betrakter vi fortsatt området som labilt.

SUMMARY

During the construction of the new Breivikeidet Bridge adjacent to the old smaller Breivikeidet Bridge additional site investigation were carried out. From two of the boreholes leakages of water and silty soil were observed. All previous soil investigations showed that the soil condition in the site were silty soil with low permeability. This additional soil investigation raised the following questions. Has the drilling reached some layers with high permeable soil? Where is the water coming from? Why is it so much of it? In this article the measures taken to control and stop the leaking of water and silty soil is described. The article starts by describing the geological formation of the site and the sediment formation during the last ice age. The study shows that penetration of high permeable soil layer with artesian pressure which is surrounded by silty soil is an unfortunate combination. Not all of the different measures taken to control and stop the leakage were equally successful. Understanding of the ground hydrology and the mechanisms of the ground water flow of the site led to the final control and stoppage of the flow of water and particles. However, we still consider the site as unstable.

1. Innledning

Høsten 2009 startet bygging av ny bru over Storelva / Breivikselva i Troms kommune. Den nye brua som ble lagt ca. 10 m oppstrøms gammel bru er 35 m lang med ett spenn og består av to stålbjelker med landkar i hver ende. Landkarene ble direktefundamentert på såle. Det ble etablert en ca. 2,5 m høy fylling av sprengstein under hvert landkar for frostisolerering.



Figur 1 Oversiktstegning av ny bru og fyllinger. Akse 1 til venstre.

Grunnundersøkelsene som ble utført i forkant av prosjektet var alle nokså grunne. De fleste gikk ned ca. 5 m, kun en boring gikk ned ca. 15 m. Prøver av massene viste et topplag på ca. 2 – 3 m med leirig silt over masser av sandig silt. Berg var ikke registrert. På grunn av lavt vanninnhold i massene ble et sålefundament vurdert som tilstrekkelig. Vinteren 2009 var kald. Det ble rapportert om kuldegrader helt ned til -47°C . Frosten kom vesentlig før snøen. I tillegg opplevde man flere mildværsperioder etter frostperioder slik at elva forbi brustedet kom i flere nivåer, dvs. det rant vann over tidligere isflater. Dette førte til at fyllingen i akse 2 under bygging ble oversvømt. Da det på vårparten ble registrert over 5 cm setninger i akse 2 etter påføring av bjelker, støping av endetverrbjelke og vinger ble det i juni 2010 besluttet å foreta noen dype boringer for å vurdere en alternativ fundamentering til berg. Sonderingshullene ble plassert tett inn mot fundamentet til ny bru og gikk gjennom pukklaget som var etablert under sålen. Begge sonderingene ble avsluttet i "tette masser" på hhv. 28 og 36 m dybde.

Lekkasjen opp av hullene kom ikke umiddelbart, men ble registrert først dagen etter. Starten på en kamp for å stoppe en utvasking vi sjelden har sett før, var i gang.

2. Storelva/Breivikelva

Breivikdalen er et dalføre i Tromsø kommune som strekker seg fra Fagernes ved Ramfjord i vest til Breivikeidet ved Ullsfjord i øst. Herifra er det fergeforbindelse videre østover til Svensby i Lyngen kommune. Fylkesveg 91 går gjennom hele dalføret, ca. midt i dalføret krysser vegen elva, se Figur 2.



Figur 2 Sirkelen markerer brustedet, der veien svinger over elva.

Elva og vassdraget ble vernet i 1973, se Verneplan 1. I St.prp. nr. 4 (1972-73). Fra NVEs nettside (3) finner vi følgende beskrivelse av Breivikelva:

”Breivikelva ligger øst for Tromsø, på halvøya mellom Balsfjorden og Ullsfjorden. Vassdraget drenerer mot nordøst og har utløp til Ullsfjorden ved Breivik. Breivikeidet ligger i munningen av den vide, dype dalen som deler halvøya hvor fastlandsdelen av Tromsø ligger, i to omtrent like store deler. Vannskillet ligger ca. 70 moh., nær Ramfjorden i vest. Herfra renner Breivikelva i nordøstlig retning til utløp i Ullsfjorden.

Selve dalen er rik på mektige løsmasseavsetninger og er et godt eksempel på de kompliserte prosesser som foregikk da isen trakk seg tilbake samtidig med at landet sakte hevet seg. Dagens elv går stedvis i fine meandere over løsmassene. Sammen med et rikt plante- og dyreliv er dalen et interessant mål for naturfaglige studier for skolene og Universitetet i Tromsø.

Imponerende fjellformasjoner reiser seg på begge sider av dalen. Tromsdalstind (1238 moh.) ligger på vannskillet i vest og er den mest kjente fjelltoppen. Det er få vann i vassdraget. De fleste ligger i små botner i fjellområdet nord for dalen, ca 445 - 750 moh. Største vann er Skardlivatnet, med et areal på 0,36 km². Dette ligger i sør, i Henrikskaret over mot vassdraget i nord.”

Elva renner i fine meandre gjennom grus og sandavsetningene på Stormo og i et parti ned mot selve Breivikeidet ved enden av elveløpet. I partiet i mellom går elva i marine silt- og leire avsetninger. Her er elveløpet mer tilfeldig / rotete noe som antagelig skyldes bl.a. leire- og siltskred langs elvekanten (se figur 4). Under befaring langs elva i juni/juli 2011 var elvevannet klart fra vannskillet og i de øverste områdene med sand og grusige sedimenter. Etter hvert som elva kommer inn i områder der silt- og leirsedimentene blir mer fremtredende blir det stadig mer finstoff i elvevannet. Når elva passerer brustedet er vannet tydelig blakket, se bilder i figur 3. Oppkom av silteige masser midt i elveløpet har også blitt observert flere steder, bl.a. under gammel bru.

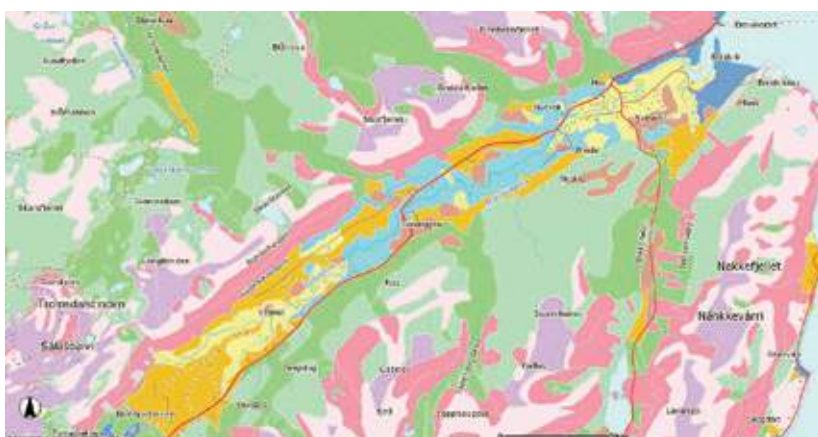


Figur 3 Elvevannet blir stadig mer blakket av siltige masser fra kanterosjon og periodevis oppkom av siltige masser i elva. Bilde til venstre er tatt nær vannskillet mens bilde til høyre viser elvevannet som renner under restene av ny Breivikeidet bru.

3. Kvartærgeologi og tidligere undersøkelser

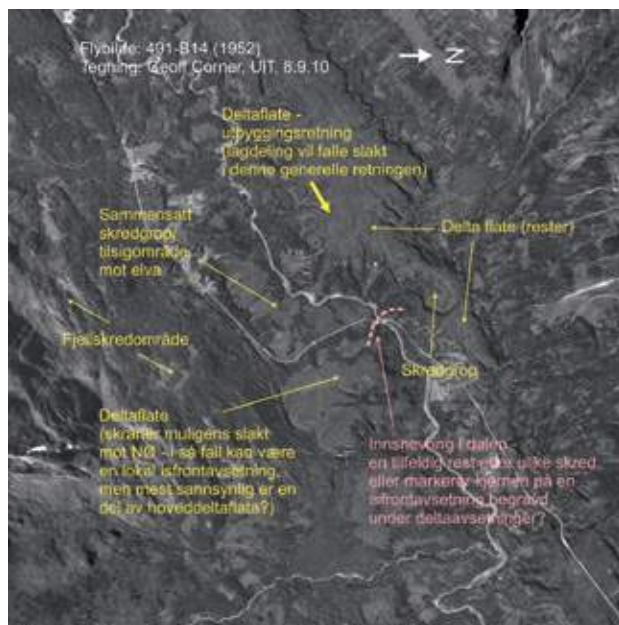
Man antar at hele dalgangen mellom Fagernes og Breivikeidet hovedsakelig er avsatt i forbindelse med nedsmeltingen av den store innlandsisen som dekket Norge under siste istid. Breens smelting og tilbaketrekning gikk over flere hundre år. I denne perioden var det flere brefremstøt som resulterte i en kompleks oppbygging av sedimentlagene. Disse indikerer bl.a. hvordan breen var plassert og hvor brefoten sto. Samtidig med tilbaketrekningen hevet landoverflaten seg. Stagnasjoner i denne prosessen førte blant annet til at det ble dannet terrasser i ulike nivåer avsatt i havet av breelvene.

Det kvartærgeologiske kartet i Figur 4 viser et tykt dekke av hav og fjordavsetninger (lys blå) i området der vegen krysser elva. Vestover mot Stormo og Ramfjordmoen er det avsatt store områder med breelvavsetninger (oransje) og elveavsetninger (gult) fra tiden da breen trakk seg tilbake mot Ramsfjorden. Elveavsetninger finner vi også igjen i et område mot vest. På grunn av landheving etter istiden har elva gravd seg ned og dette har utløst skred langs elva. Vi ser store skredgroper mange steder, noe som tyder på at det finnes leirige sedimenter også over elvenivå i store områder både ovenfor og nedenfor brustedet. Maringrense ligger ca. på kote 55.



Figur 4 Kvartærgeologisk kart som viser avsetningen i dalgangen mellom Fagernes og Breivikeidet. Figur 7 gir et bedre bilde av topografien.

Figur 5 viser et flyfoto av området rundt brustedet med kvartærgeologiske tolkninger.



Figur 5 Flyfoto av brustedet med tolkninger utført av Geoffery Corner, UiT.

De marine silt- og leiravsetningene har generelt dårlig vannføringsevne (lav permeabilitet). Elvavsetningene derimot har god infiltrasjonsevne (høy permeabilitet) og kan derfor være masser med et betydelig grunnvannspotensial. Områdene rundt Ramfjordmoen og mot Stormo ble derfor i 2005 og 2006 undersøkt av NGU på oppdrag fra Tromsø kommune for å undersøke mulighetene for en reservevannkilde til Tromsø by og/eller en alternativ vannkilde til det lokale Fagernes vannverk. I den forbindelse utførte NGU flere sonderinger (se Figur 6), resistivitetsmålinger og en hydrogeologisk befaring i området Ramfjordmoen – Breivikeidet (1). Disse undersøkelsene avdekket store mektigheter på over 100 m med grus, hardpakket sand og finkornige masser, men konklusjonen var negativ. Området var ikke egnet for større vannuttak da vanngiverevnen til løsmassene er for liten på grunn av finstoffholdige sedimenter under et tynt topplag av grovere sedimenter. En boring ca. 6 km fra brustedet gikk ned 72,3 m uten at fjell ble funnet.

Grunnundersøkelser utført av Statens vegvesen, region nord fra 1982 og 2003 viste at massene var sammensatte og med mye finstoff, silt var den dominerende jordarten, se rapport (4). Hazens metode basert på d_{10} fra kornfordelingskurvene viste masser med en hydraulisk konduktivitet i området 10^{-5} m/s og lavere (8). Dette stemte dårlig med den utvaskningen som hadde skjedd. En første forklaring var da at de vannførende lagene måtte ligge dypere enn prøvene.

4. Første forsøk på å tette

Utvaskingen førte til at akse to på den nye brua sank med over 1 cm/dag. De første forsøkene på å tette med å dytte trestammer og gjerdestolper ned i hullene hadde ikke fungert. Tiden var knapp hvis brua skulle berges så det ble besluttet å prøve å tette borhullene med fin betongblanding der en fokuserte på å få laget en betongpropp i bunnen av hullene. Operasjonen så lovende ut etter injeksjon av det dypeste hullet (108), men vi innså raskt at dette ikke fungerte da nye lekkasjepunkter dukket opp under injiseringen av hull 102.

Begge de to totalsonderingene gikk gjennom pukkfyllingen under fundamentet. Dette kan ha bidratt til at de første forsøkene på å tette ikke lyktes. Utvaskede siltmasser kom inn i fyllingen slik at denne prosessen kan ha kommet godt i gang før den ble synlig i de nevnte hullene. Injiseringen av borhullene førte til nye lekkasjepunkter med siltmasser fra pukkfyllingen og ut i elva, og fra pukkfyllingen og ut bak landkaret. Alle de første lekkasjepunktene lå tett inntil landkarsålen. På dette tidspunktet fungerte pukkfyllingen som en lukket akvifer som ble matet av en kilde. Forsøk på å tette ett sted førte bare til at lekkasjepunktet flyttet seg. Erfaringen med betonginjiseringen tydet på at de vannførende lagene ikke lå i bunnen av sonderingshullene.

4.1 Filterduk, ”tyngende masser” og heving av vannstand i elva med 1m

Neste forsøk på å stoppe utvaskingen ble utført i regi av Multiconsult og besto i å legge på filter og ”tyngende masser”. I tillegg ble det lagt ut masser i elva og vannstanden i elva ble hevet med ca. 1 m, ved hjelp av en terskel lagt nedstrøms gammel bru. Dette gav kun svært kortvarige pauser i utvaskingen og førte til at lekkasjepunktene flyttet seg vekk fra landkaret og bakover slik at stadig nye områder ble berørt. I tillegg ble det observert lekkasjepunkter ute i elva, se rapport fra Multiconsult (6).

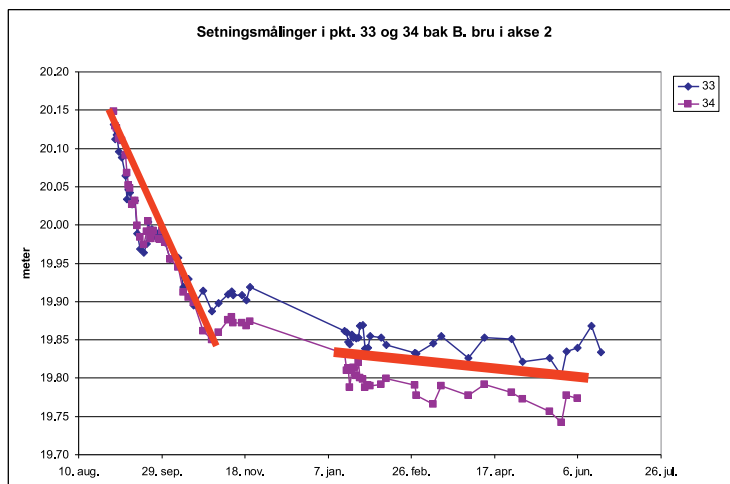
Denne oppførselen indikerte at de vannførende lagene ikke lå dypt, men grunt. Massene som ble lagt ut kan ha ført til en sammenpressing av de vannførende lagene og dermed øket vannhastighet som igjen forbedrer vannets evne til å ta med seg stadig større partikler og dermed vaske ut i større områder. I tillegg ble det observert at utvaskingen tiltok i perioder med nedbør, noe som kan støtte opp om denne tolkningen. En ny forklaring var da at det finnes vannførende lag med god vannlednings evne (dvs. en hydraulisk konduktivitet $> 10^{-3}$ m/s) i massene, men at disse er såpass tynne at de ikke ble oppdaget i ”pose prøvene” fra grunnundersøkelsene. Det er ikke uvanlig å finne tynne lag/lamineringer av finsand og sand som penetrerer inn i marine fjordavsetninger. Disse kan for eksempel ha blitt avsatt i perioder med stille vann og vil være strømningsveier i en ellers tett matriks. På begge sider av elva er det rester av tidligere deltaflater som hovedsaklig består av sand, se Figur 5. Grenseflaten mellom sand og leire/silt er ikke kjent.

4.2 Ny punktering og forsøk på å etablere gruskastede brønner

På dette tidspunktet var landkaret i akse 2 i ferd med å rotere sidevegs. Et målepunkt på nordsiden av landkaret viste en setning på ca. 70 cm mens et tilsvarende punkt på sydsiden av landkaret hadde satt seg ca. 50 cm. Den omfattende utleggingen av fiberduk og ”tyngende masser” førte til at utvaskingen etter hvert flyttet seg til elvekanten under gammel bru.

Dermed hadde man oppnådd at setningene på den nye brua avtok, men det var ikke spesielt heldig at setningene på den gamle brua øket. Ettersom denne var i en såpass dårlig forfatning ble det lagt en midlertidig Baileybru over for å trygge trafikkavviklingen. Da denne brua også startet å sige ble den jekket opp og forlenget i håp om å komme inn ”på sikker grunn”. Baileybrua er i dag 43,5 m lang. Den gamle brua var 18 m lang.

I månedsskiftet september/oktober 2010 ble det utført to boringer (hull 202 og 203) oppstrøms for å avskjære vanntilførselen til lekkasjen under Baielybrua og samtidig gjøre et forsøk på å stoppe utvaskingen. Boringene ble utført med Odex rør. Planen var å trekke disse og gruskaste hullene. Denne operasjonen klarte man ikke å gjennomføre da bestilt sortert grusmasser ikke ble levert. Istedet ankom det en sams blanding med kornstørrelse fra 0 til ca. 20 mm og som inneholdt mye finstoff. Disse massene tilfredstilte ikke kravene til filtermasser og ble dermed ikke benyttet. Ønsket materiale var sortert grus med kornstørrelse fra 2 – 4 mm. Det viste seg senere at denne type grusmaterialer i det omfang vi hadde behov for ikke var tilgjengelig i landsdelen, men måtte produseres og transporteres fra Sør-Norge. Vi klarte derfor ikke å stoppe utvaskingen, men fikk flyttet lekkasjepunktet og dermed stoppet setningene på Baileybrua. Figur 6 viser setningsutviklingen i to målepunkter i akse 2 på Baielybrua før og etter denne operasjonen.



Figur 6 viser hvordan akse 2 på Baileybrua satt seg før og etter punkteringen i hull 202 og 203.

5. Nye undersøkelser og analyser

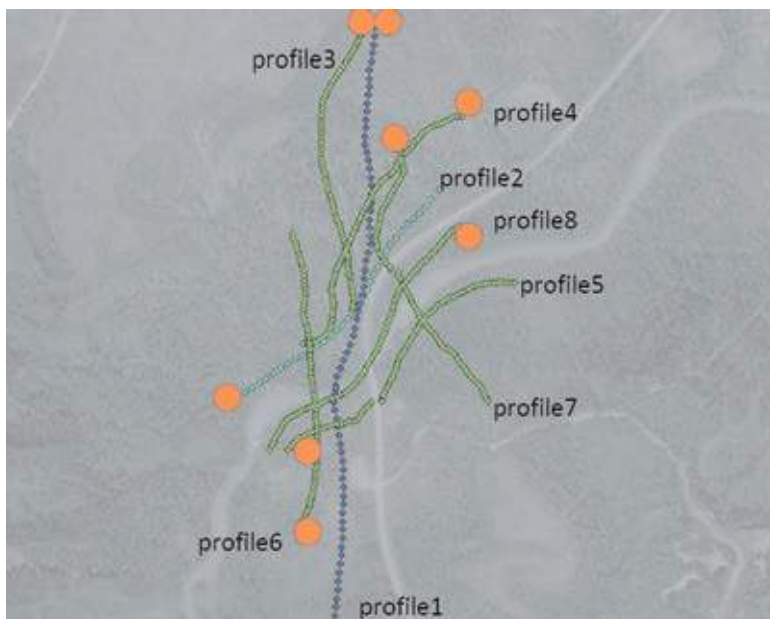
Setningene på Baileybrua hadde avtatt men det ble fortsatt ”pumpet ut” store mengder med masser i elva. I skråningen bak utvaskingen i hull 202 og 203 ble det observert voksende sprekker. Området så ikke spesielt bra ut, se bilde i Figur 7. Vi trengte flere undersøkelser for å se om vi kunne lokalisere de vannførende lagene og avdekke infiltrasjonsområdene. I tillegg ønsket vi å sette ned dreneringsbrønner med filter.



Figur 7 viser hvordan det så ut høsten 2010 før frosten gav oss en pause i utvaskingen. Denne lille brua midt i bildet ble satt opp av en nabo som ville hjelpe oss over "silt-elva" fra hull 202 og 203.

5.1 Resistivitetsmålinger

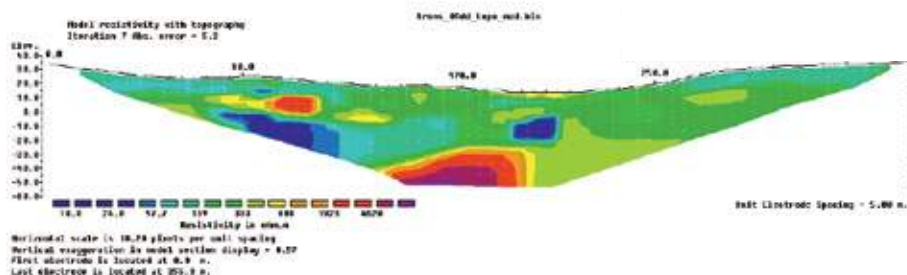
Brønnboringfirmaet Ruden LTD/AS fikk oppdraget. De startet med en større undersøkelse med 7 resistivitetsprofiler langs og på tvers av elva i området rundt ny og gammel bru. Disse undersøkelsene ble utført i slutten av november 2010. På denne tiden var det kaldt, med temperaturer ned mot -30°C . All synlig utvasking hadde da stoppet opp.



Figur 8 viser 7 resistivitetsprofiler. Profil 1 ble kjørt med både 10 og 5 m avstand mellom elektrodene. De resterende målingene ble kjørt med 5 m avstand noe som gav en måledybde ned til ca. 70 m. Dypeste måling gikk ned ca 140 m uten å registrere fjell.

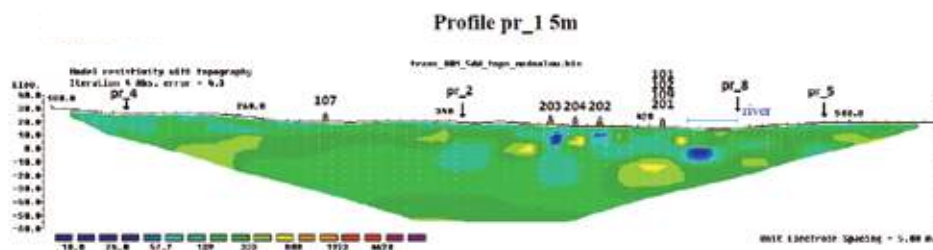
Kvartergeologiske tolkninger av området der veien krysser elva antyder at det kan finnes en randmorene under de marine sedimentene som representerer et tidlig brefremstøt (se Figur 5). Nedstrøms brua, i elva ligger det blokker som kan komme fra en slik morene.

Profil 7 indikerer også at det finnes en slik formasjon begravd, se Figur 9. Dette er det eneste av profilene som viser en markant variasjon i resistivitetsverdiene. Vi ser en formasjon nederst som har vesentlig høyere resistivitet enn massene rundt. Det kan indikere åpne masser og at formasjonsvannet er ferskt. Men, det er vanskelig å påvise noen sammenheng mellom denne formasjonen og lekkasjene. Formasjonen ligger dypt og er dekket av et tykt lag med tette sedimenter. En slik formasjon kan være en god akvifer med artesiske trykk.



Figur 9 viser profil 7, tatt på tvers av elva, nedstrøms gammel bru. Det røde laget i bunnen kan være en del av en randmorene bestående av grovere og åpnere masser.

Alle de andre profilene viste kun små variasjoner i resistivitet. Figur 10 viser profil 1 med 5 m avstand mellom elektrodene. Dette profilet er typisk for de resterende målingene. De registrerte resistivitetsverdiene er lave hvilket er typisk for tette masser. Vannanalyser fra området viser at grunnvannet har en konduktivitet på ca. 40 mS/m.



Figur 10 Profil 1 går på tvers av dalen i N-S retning mellom ny og gammel bru.

Målingene ble tolket dit hen at sedimentene i utgangspunktet er nokså homogene og at de små variasjonene i resistivitet er et resultat av at overflatevann fra nedbør og snøsmelting har penetrert massene slik at det opprinnelige salte vannet gradvis har blitt ferskere. For at en slik strømning skal kunne finne sted må vannet ha et utløp. Figur 11 viser et "naturlig utløp" i form av en utvasking opp langs en trerot og ut i dagen. Det har også blitt observert utløp opp i elva. Når vekten av elvevannet er lavere en poretrykket i massene under kan siltete masser komme ut i elva. Disse punkteringene/utvaskingene

vil avta/stoppe opp når trykkgradienten avtar. Ettersom avstanden mellom elektrodene var på 5 m vil ikke disse undersøkelsene oppdage tynne lag eller lamineringer. Med den kunnskapen vi sitter med i dag ser vi at det kunne ha vært nyttig med noen profiler med kortere avstand mellom elektrodene, for eks. 1 m.



Figur 11 Uvasking av silt fra en trerot. Bildet er tatt av Linda Hansen (SVV, reg. nord) på sydsiden av elva, vest for akse 1.

5.2 Dreneringsbrønner med filter

På bakgrunn av målingene satte Ruden LTD/AS vinteren 2010/2011 ned to dype dreneringsbrønner, på hver side av elva. Begge brønnene er ca. 50 m dype, går ned til kote -30 og har et prefabrikkert grusfilter de nederste 30 meterne. Filteret er tilpasset de finkornige sedimentene med en filteråpning på 1 – 1,8 mm. Brønn 1, se Figur til høyre, var den første brønnen som ble satt ned og står på sydsiden av elva (akse 1). Fra den ble etablert og frem til nå har den vært artesisk og produsert rent vann.

Etter nedsettingen av brønn 2 startet det å strømme siltige masser opp langs yttersiden av brønnen. Dette skyldtes at brønnen traff vannførende lag i de øverste 20 meterne der det ikke var filter, men et glatt foringsrør. Etter denne erfaringen ble det antatt at de mest vannførende lagene på nordsiden av elva (akse 2) ligger grunnere enn 20 m dybde. Det ble derfor satt ned 4 nye grunne brønner her, se oversikt i tabell 1. Alle brønnene ble satt ned med filter nesten helt opp, se beskrivelse og testing av brønner i referanse (5).

Bønn	Ca. kote topp	Ca. kote bunn	Filterlengde
301	18	2	9
302	19	1	12
303	17	-1	12
304	18,5	-4,5	15

Tabell 1 Lengder på de 4 grunne brønnene.



De grunne brønnene får inn rent vann, men kun brønn 303 og 304 var artesiske. I brønn 301, som har blitt logget over en tidsperiode står vannspeilet 2 – 3 m ned i brønnen.

Etter at alle brønnene var etablert ble det utført ulike brønntester bl.a. for å måle brønnenes kapasitet og for å finne ut på hvilket nivå brønnene mottar vann. Det ble også utført en akvifertest ved pumping av brønn 301. Denne viste en mulig hydraulisk sammenheng mellom brønn 301 og 304, men ingen andre sammenhenger ble påvist. Dvs. senketrakten rundt brønnen under pumping var så liten at den ikke kunne registreres i noen av de andre brønnene. Ved å pumpe brønnen hardere trakk man finnstoff gjennom filteret. Filteret stopper partiklene så lenge vannhastigheten inn i brønnen er lavere enn partiklenes fallhastighet i stille vann. I referanse (8) er fallhastigheten beregnet ved hjelp av Stokes lov for aktuelle kornstørrelser. For større vannhastigheter vil partikler mindre enn filteråpningen følge vannfasen gjennom filteret og ut av brønnen. Brønnens kapasitet er gitt som maksimal vannhastighet gjennom filteret uten at partikler følger med. Ettersom det meste av filteret står inn mot finkornige masser og de vannførende lagene er tynne har brønnene nokså begrenset kapasitet.

Det at kun brønn 303 og 304 var artesiske kan skyldes at brønn 301 er påvirket av brønn 304. I tillegg ble pumpetestene utført i mars 2011. På den tiden var det ingen utvasking i området og fortsatt frost i bakken. Det kan tyde på at brønn 302 var påvirket av forholdene rundt hull 202 og 203 der frosten hadde stoppet utvaskingen. Tabell 2 viser de ulike brønnene og ca. kote for de vannførende lagene som ble påvist for hver brønn. En bør merke seg at det er noe usikkerhet knyttet til disse verdiene, spesielt var det vanskelig å gjennomføre testene på de artesiske brønnene.

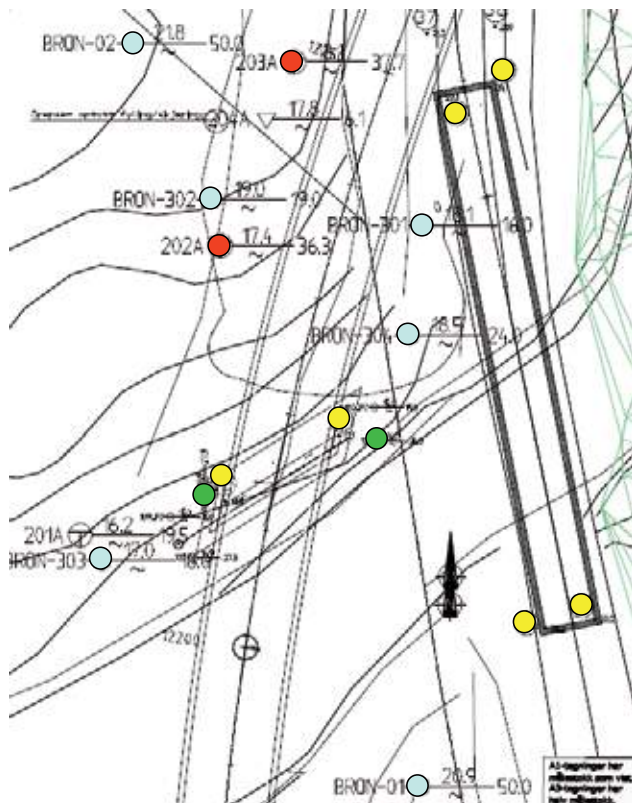
Brønn 1	Brønn 2	301	302	303	304
2		16,8	15,9	12,7	13
		14,8	15,8		
		13,7	14,2		
		13,55	12		
		13,3			
		13			

Tabell 2 viser ca. kote for vannførende lag som mater de ulike brønnene. Brønn 2 produserte silt på utsiden av røret slik at det ikke var mulig å teste den. Brønn 1 har også en dypere kilde som gir brakkvann (registrert ved logging av ledningsevne). Det var ikke mulig å påvise denne kilden ved pumpetester da disse førte til mye finstoff inn i brønnen.

På bakgrunn av brønntestene konkluderte Ruden LTD/AS med at brønnene ikke har tilstrekkelig kapasitet til å drenere området og på den måten stoppe lekkasjen. De mest vannførende lagene ble antatt å ligge rundt kote 12 – 13 og grunnere.

Det at de mest vannførende lagene ligger såpass grunt kan tyde på at lekkasjen ikke ble startet av de to dype sonderingene men ble satt i gang allerede da frostsikringen ble etablert vinteren 2009. Boringene kan ha bidratt til to enkle dreneringsveier ut av pukkyllingen. Så fort vannet får et utløp starter en strømning drevet av trykkgradienten.

Figur 12 under viser en oversikt over plasseringen av alle brønner, målepunkter samt ny og gammel bru. De to røde sirkelene viser de to Odex rørene, brønn 202 og 203. De to grønne sirkelene viser de to borhullene der lekkasjen ble oppdaget første gang. De blå sirkelene er dreneringsbrønner og de gule sirkelene er målepunkter for setninger.



Figur 13 Bruer, brønner og målepunkter for setningsmålinger.

5.3 Tetting av lekkasje rundt Odex rør i brønn 202 og 203

De to Odex rørene (hull 202 og 203) sto for all synlig lekkasje før vinteren og frosten stoppet utvaskingen. For å hindre at de glatte stålrørene alltid vil være en foretrukket strømningsvei ble det bestemt å trekke disse og at hullene skulle fylles med en blanding av bentonitt og barytt. Tettheten til blandingen ble justert slik at denne skulle gi et tilstrekkelig mottrykk til væsketrykket i det nivået der vi antok de kritiske vannlagene lå. I tillegg skulle det settes ned kumringer rundt de to hullene for å omslutte væskeblanding. Denne operasjonen ble gjennomført i slutten av mars 2011 og førte til at lekkasjene startet opp igjen fra begge hullene før tælen var gått i bakken. All utvasking var nå lokalisert på innsiden av kumringene.

Under befaringen i slutten av juni 2011 hadde utvaskingen fra begge Odex rørene stoppet opp. Hull 203 (lengst mot nord) hadde da vært tørr i flere uker. Det var ikke tegn til flytende vann inne i kummen, se bilde i Figur 14. Bentonitten som ble brukt som tettingsmasse ble tilført delvis utblandet, dvs. det var en del tørrstoff i blandingen. Hensikten var at denne i kontakt med vann sveller og at dette skulle bidra til å tette

bedre/fylle inn mot borhullet og veggene i kumringene. En inspeksjon inne i kum 203 (under kumlokket) viste at det fortsatt var tørre klumper av bentonitt i massene. Dette indikerer at lekkasjen har gått langs kumveggen. De letteste partiklene blir med vannet ut av kummen mens de tyngste partiklene blir igjen inne i kummen. Denne prosessen kan ha ført til at utvaskingsprosessen i hull 203 stoppet opp.



Figur 13 Ikke synlig flytende vann og slik sett tørre masser inne i kum 203 som for øvrig nesten var begravd av utlekkede masser.

Brønn 202, som 14 dager tidligere sto for den eneste utvaskingen hadde også stoppet opp. En inspeksjon under kumlokket her viste at det lå tettingsmasser og silt opp til ca 0,5 m under toppen. Over dette var det et tynt lag av noe blakkett vann nesten helt opp. Det virker som at den tilførte tyngden av bentonitt/barytt i tillegg til utvasket silt og finsand inne i kummen var tilstrekkelig til å stoppe utvaskingen.



Figur 14 Kumringene rundt hull 202 i forgrunnen og dreneringsbrønn 302 bak.

Men, en konsekvens av at utvaskingen i hull 202 stoppet var at lekkasjen og utvaskingen flyttet seg til den nærmeste dreneringsbrønnen, brønn 302.

5.4 Siste lekkasje ut av brønn 302 og en slutt på utvaskningen.

Brønn 302 er ca. 18 m dyp. To uker etter at den ble installert ble det målt 1,05 m med silt i bunnen av brønnen. Dvs. brønnen trakk inn noe silt også etter etablering. Etter ferdigstilling var brønnen ikke artesisk. Under brønntesten "drawdown-recovery" ble det målt en maksimal volumstrøm på 0,22 l/s, noe som viste seg å være høyere enn brønnens kapasitet, dvs. finstoff fulgte med vannet.

Under befaringen tok det kun et par sekunder å fylle opp et 0,5 l glass. Dvs. strømmingen da var vesentlig høyere enn brønnens kapasitet. Vannet som kom ut inneholdt ca. 30 – 40 % sedimenter som passerte filteråpningen, se bilder i Figur 15.



Figur 15 Bilde til venstre viser en prøve av sedimenter og vann som kom ut av brønn 302. Denne brønnen sto da for all synlig utvasking i området.

Fra omtrent midt i august avtok utvaskingen raskt og den 26. august 2011 ble det kun observert noen få dråper med nesten rent vann ut av brønnen.

Det har blitt stukket en jernstang ned i brønnen flere ganger for å måle det nivået der denne treffer motstand. Dette gir et ca. mål på silt mengden inne i brønnen. Målingene er gitt i tabell 3.

Dato	Vannsøyle i brønnen (m)	Silt søyle i bunnen av brønnen (m)
1. juli	13,2	4,8
20. august	12,2	5,8
26. august	11,8	6,2
10. september	12,15	5,85

Tabell 3 gir et ca. mål på utviklingen av siltmengden inne i brønnen, fra denne sto for all lekkasje/utvasking og til det stoppet.

Tabell 3 viser at siltkolonnen inne i brønnen stiger frem til den 26. august for så å avta. Dette indikerer at aktiviteten i brønnen har avtatt og massene inne i brønnen har fått tid

til å sette seg. Det viser også at det ikke kan ha kommet inn mer slit, noe som igjen bekreftes ved at utvaskingen har stoppet.

Målingene viser at i det brønnen tettet seg er de øverste 12,15 m inne i brønnen fylt med vann. Det er rimelig å anta at de vannførende lagene som sto for utvaskingen ligger i dette området, dvs. at brønnen har tettet seg i filteret og i massene på utsiden av brønnen.

Teorien med dreneringsbrønner med filter er at det prefabrikkerte sandfilteret som er limt på utsiden og rundt brønnen skal sørge for å forlenge strømningsveien og dermed redusere vannhastigheten inn mot slissene i røret innenfor. Partikkelstørrelsen som blir brukt i filteret er tilpasset kornfordelingen til massene filteret skal stå i. Etter hvert som hastigheten reduseres stoppes stadig mindre partikler. På denne måten kan det bygges opp et naturlig filter utenfor det prefabrikkerte av graderte partikler, der de største partiklene blir liggende igjen lengst vekk. Det naturlige filteret bygger seg utover i de vannførende lagene og fører dermed til en enda lengre strømningsvei og dermed bedre effekt av filteret. En dreneringsbrønn som ble brukt på Breivikeidet er vist i figur 16.



Figur 16 En dreneringsbrønn med prefabrikkert filter.

Lite nedbør sommeren 2011 kan også ha bidratt positivt til tettingsprosessen av brønnen, da vannhastigheten inn mot denne har vært nokså konstant. Mye nedbør i perioder gir økt vannhastighet og dermed en ikke-lineær situasjon som gjør tetningsprosessene vanskeligere.

6. Oppsummering og avslutning

Situasjonen i dag betraktes som labil. Utvaskingen har stoppet opp, mens setninger og glidninger (bevegelser i xy-planen) har avtatt. Poretrykksmålinger fra før, under og etter denne perioden viser en generell nedgang i poretrykket i måleperioden. For eksempel lå poretrykket i 5 m dybde på rundt 7,4 m vannsøyle september 2010, mens det lå på rundt 6,8 m vannsøyle september 2011.

Vannprøver fra brønnene og elva har i flere omganger blitt analysert for ulike kjemiske ioner, samt ledningsevne, alkalitet, turbiditet, konduktivitet og pH. Resultatene fra disse prøvene er gitt i rapport (8). Her vil vi kun nevne at vannet fra brønnene hadde en pH

på over 8, noe som tyder på en viss oppholdstid i løsmassene. Vannet i brønnene er typisk for grunnvann, ikke overflatevann. Det har en annen kjemisk sammensetning og pH enn vannet i elva.

Dreneringsbrønnene og mates av tynne lag som ligger grunt. Selv om lekkasjen har stoppet renner det fortsatt rent vann ut av de tre artesiske brønnene. De vannførende lagene er ikke observert, så vi vet ikke om de ligger horisontalt, følger overflaten eller ligger skrått, men det er nærliggende å anta at de er i kontakt med sand og grusavsetningene lenger vekk fra elva. Topografien i området gir et betydelig nedslagsfelt.

Kombinasjonen silt og vann i bevegelse har gitt oss mange erfaringer, se Figur 17



Figur 17 Silt i ulike fasonger. De to øverste bildene viser en "siltvulkan". Bilde nederst til venstre viser hvordan silten rant ut av hull 202 og laget en bekk av finstoff og vann ned mot elva. Silt som ligger i ro blir raskt fast i toppen og "størkner" nedover, men blir flytende igjen når man rører i den slik at vannet igjen blandes sammen med kornene, se bilde nederst til høyre.

I dag er det liten aktivitet på Breivikeidet. Et nytt politisk sammensatt Fylkesting vil avgjøre skjebnen til området, men planleggingen av en "siste og endelig" bru på Breivikeidet er i gang.

7. Kilder

1. NGU Rapport nr. 2005.079, Hydrogeologiske undersøkelser ved Ramfjordmoen, Tromsø kommune.
2. St.prp. nr. 4 (1972-73). Om verneplan for vassdrag.
3. <http://www.nve.no/no/vann-og-vassdrag/verneplan-for-vassdrag/verneplanarkiv/troms-arkiv/2031-breidvikelva/>.
4. Rv 91 Breivikeidet bru. Tilbudsrapport som en del av konkurransegrunnlaget, Nr. 2009030281-07.
5. Hydrogeology of Breivikeidet bru, Report compiled by Dorottya Batrucz and Fridtjov Ruden, Ruden LTD/AS, Final Report, May 17, 2011
6. Notat fra Multiconsult, datert 4. august 2010, oppdr. Nr. 710994, skrevet av Dag Inge Roti med vedlegg.
7. Geoteknisk prosjekteringsrapport, SVV, 2011. Bjørn Kristoffer Dolva med flere.
8. Punktering av artesiske lag og utvasking av siltige masser på Breivikeidet, Oppdragsrapport Nr. 2010000802-086.

**Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2011**

Sølvspansorer:



**Arrangør
Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund**

ISBN: 978-82-8208-027-9