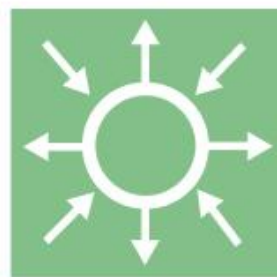
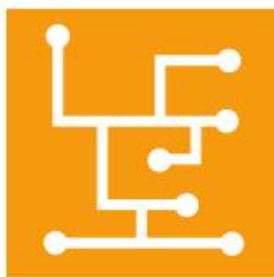




Månsbo gamla kraftverk

Uppföljning av betongkonstruktionens
rivning

Elforsk rapport 08:66



Tomas Sandström

december 2006

ELFORSK

Månsbo gamla kraftverk

Uppföljning av betongkonstruktionens
rivning

Elforsk rapport 08:66

Förord

Svenska vattenkraftföretag har sedan 1995 finansierat betongtekniskt utvecklingsarbete inriktat mot vattenkraftföretagens behov.

Syftet med den verksamhet som bedrivs är att stå för ett kvalificerat stöd till vattenkraftföretagen i de byggfrågor som faller under hela den tekniska förvaltningskedjan. Målet är att ta fram verktyg, riktlinjer, utförandebeskrivningar och teknik som fyller industrins behov, bl.a. genom ett koppla resultat till RIDAS med tillämpningsanvisningar. Målet är också att utifrån industriperspektiv bygga kompetens på olika håll i samhället där så behövs. En viktig del är att medverka till att det kommer fram studenter, tekniska licentiater och doktorer som har genomfört arbeten inom områden som ligger nära branschens intressen.

Programmet administreras med hjälp av en styrgrupp med följande ledamöter:

Malte Cederström, Vattenfall Vattenkraft
Johanna Feldtman, E.ON Vattenkraft Sverige
Jan Liif, Statkraft AS
Erik Nordström, Vattenfall Vattenkraft
Karin Persson, Fortum
Gunnar Sjödin, Vattenregleringsföretagen
Lars Hammar, Elforsk

Stockholm oktober 2008

Lars Hammar
Elforsk AB

Sammanfattning

Denna rapport beskriver arbetet som utfördes i samband med rivningen av Månsbo Kraftverk i Avesta. Arbetet som utfördes grundar sig till viss del på ett examensarbete som tidigare utförts i Elforsk:s regi. Projekt innefattar undersökningar som utförts i fält (på kraftverket) och i labb.

Projektet fokuserade på två olika moment. Det ena momentet bestod i att studera potentialen hos olika typer av metoder för oförstörande provning (OFP) med avseende på tillståndsbedömning av betongkonstruktioner. Av den anledningen kopplades två konsultbolag till projektet. Dessa bolag var Malå Geoscience AB och Force Technology. Företagen medverkade i projektet genom egen kostandstäckning.

Det andra momentet i projektet var att studera samt utvärdera betongens och olika tekniska lösningars beskaffenheter.

Av två anledningar finns det avvikelser från det tänka innehållet i projektet. Den första anledningen till avvikelse beror på den plötsliga och tragiska bortgången av deltagaren från Force Technology. Detta ledde till att arbetet med OFP inte blev utfört såsom planerat.

Den andra anledningen till avvikelse beror på den bristande tillgängligheten i fält under själva rivningsarbetet. Detta ledde till kostsamma ställtider som följde och att en del av de planerade undersökningarna inte kunde utföras. Studier av fogar samt kontaktzoner mellan betong/betong och betong/berg kunde inte utföras på grund av den bristande tillgängligheten.

Momentet som fokuserade på betongens beskaffenheter utfördes på betongprover tillhörande den cirka 70 år gamla kraftverksbyggnaden. Betongens hållfasthet (tryck- och spräckhållfasthet) studerades vid ett flertal platser i kraftverket. Vidare studerades också betongens frostbeständighet vid ett antal positioner. Resultaten visar att betongens hållfasthet är likartad över hela konstruktionen. Betongen anses i alla avseenden vara av god kvalitet, vilket också styrks av den petrografiska analysen som också utfördes inom ramen för projektet.

Malå Geoscience bidrog med en högfrekvent radarutrustning till projektet. Det visade sig att den utrustningen bland annat kan användas för att detektera strukturer i betongkonstruktioner. Dessa strukturer kan till exempel vara armeringsjärn, avsaknad av detsamma, hålrum osv.

De samlade erfarenheter från rivningen av Månsbo kraftverk är:

- Vid projektering av ett projekt innehållande betongavverkning är det viktigt att säkerställa och beakta betongens kvalitet och armeringens betydelse för rivningsarbetet.
- Under rivningsarbetet kunde inga uppenbara tecken på armeringskorrosion upptäckas.
- Mätning av korrosionsaktivitet mha GPM (Galvanostatisk Potential-Mätning) framstår som en något osäker metod som bör användas med en viss försiktighet.
- All den betong som provades tillhörande kraftverksbyggnaden. Resultaten från provningarna visar att betongen var god kvalitet.
- De skador/brister som observerades påträffades nästan helt uteslutande på konstruktioner utomhus och som stod i kontakt med vatten.

- Mätningar med högfrekvent radarutrustning kan användas för att detektera armeringsjärn och avsaknaden av densamma. Större avvikelser som t ex hålrum går också att detektera. Det är emellertid oklart hur djupt in i en konstruktion det är möjligt att detektera strukturer med tillräckligt god upplösning.

Summary

This report describes the work conducted in connection with the demolishing of Månsbo Hydropower plant in Avesta, Sweden. The conducted work was partially based on an earlier thesis work performed under management of Elforsk. This project includes studies performed on-site, at the hydropower plant, and in laboratories.

The focus of the project was divided into two parts. One part was to investigate the potential of different types of NDE (Non Destructive Testing) with regard to assessment of concrete structures. For that reason were two consultant companies linked to the project. The two companies were Force Technology, Denmark and Malå Geoscience AB, Sweden. Principally the two different companies co-founded the project with their own work.

The other part of the project was to examine and evaluate the properties of concrete and some technical solutions condition after some 70 years service life.

The project deviated from the predetermined aims due to two reasons. The first and foremost reason depended on the sudden and equally tragic death of the member representing Force Technology. The tragic event had consequences; except the economical consequences, most of the planned studies regarding NDE could not be conducted as planned.

The other reason causing deviation to the project was the lack of accessibility on site during the demolishing of the Hydropower plant. The lack of accessibility caused considerable idle time with, for one thing, following economical consequences. Another consequence was that the planned examinations of joints and zones concrete/concrete and concrete/rock had to be removed from the plan.

The part focusing on the evaluation of the properties of the concrete was conducted on concrete solely belonging to the old Hydropower plant (the inner waterways). The strength of the concrete (compression- and rupture strength) was examined at several different places inside the plant. The freeze/thaw resistance of the concrete was also investigated at a number of locations inside the plant. The results from the conducted tests show insignificant differences in compression and rupture strengths, regardless of location and orientation of the test specimens. The quality of the concrete was in all respects high; this conclusion was further confirmed through the petrographic analysis also conducted with in the frame of this project.

Malå Geoscience used a high frequency radar equipment to investigate the concrete on site. The experience from that testing is that a high frequency radar equipment can be used to detect defects within the concrete structure. Examples of what can be detected with the equipment are larger cavities, location of reinforcement (and missing reinforcement bars) etc.

The experiences from the project are:

- The importance to consider not only the strength of the concrete, but also the amount of reinforcement before demolishing a large concrete structure.
- No corrosion of any reinforcement bars was detected during the demolishing of the 70 year old hydropower plant.
- The measuring of corrosion activity by GPM (Galvanostatic Potential Measurement) appears to be a somewhat unreliable method and should therefore be used with caution.
- The concrete belonging the hydropower plant (excluding outer waterways such as dams, spillways etc) was in all respects of high quality.
- High frequent radar equipment can be used to detect objects and cavities with in the concrete structure. The resolution at larger depths is not considered in this study.

Innehåll

1	inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Mål	1
1.3	Avgränsningar	2
1.4	Avvikelse	2
1.5	Beskrivning av provningsplatser.....	2
2	Observationer vid rivningsarbetet	6
3	Metoder	8
3.1	Metod – GPM (Galvanostisk Potential Mätningar), Force Technology	8
3.1.1	Mätförfarande	8
3.1.2	Utvärderingsmetodik	10
3.1.3	Potential och begränsningar	10
3.2	Metod - SASW (Spectral Analysis of Surface Waves).....	11
3.2.1	Metod	11
3.2.2	Mätförfarande	11
3.2.3	Utvärderingsmetodik.....	12
3.2.4	Potential och begränsningar	12
3.3	Metod - IE (Impact Echo)	13
3.3.1	Metod	13
3.3.2	Mätförfarande	13
3.3.3	Utvärderingsmetodik.....	14
3.3.4	Potential och begränsningar	15
3.4	Metod - Radarutrustning RAMAC CX10, Malå Geoscience	15
3.4.1	Radar "Grid Project"	16
3.5	Metod - Betongens egenskaper	17
3.5.1	Betut [®] [3]	17
3.5.2	Hållfasthet	18
3.5.3	Frostbeständighet	19
3.5.4	Petrografisk analys	19
4	Resultat	21
4.1	Resultat - GPM.....	21
4.1.1	Månsbo 1 – Inspektionsgång, uppströmsvägg	21
4.1.2	Månsbo 2 – Inspektionsgång, tak	23
4.2	Resultat – SASW och IE	23
4.3	Resultat –RAMAC CX10	24
4.4	Resultat – Betongens egenskaper	24
4.4.1	Allmänt om betongen tillhörande kraftverksbyggnaden.....	25
4.4.2	Betut [®]	25
4.4.3	Hållfasthet	26
4.4.4	Frostbeständighet	27
4.4.5	Petrografisk analys	28
5	Diskussion	29
5.1	Diskussion - GPM	29
5.2	Diskussion - SASW	29
5.3	Diskussion – IE	29
5.4	Diskussion - RAMAC CX10	29
5.5	Diskussion - Betongens egenskaper.....	30
5.5.1	Betut [®]	30
5.5.2	Hållfasthet	30

5.5.3	Frostbeständighet.....	30
5.5.4	Petrografisk analys	31
5.6	Sammanfattande erfarenheter från rivningsarbetet och projektet.....	31
6	Referenser	32

1 inledning

Syftet med projektet är att, med hjälp av olika typer av provningsmetoder och ett noggrant planerat rivningsförfarande, kunna återföra kunskap om vattenkraftskonstruktioners status efter lång tid. Förhoppningen är att det är möjligt att verifiera konstruktionstekniska lösningars effektivitet med avseende på beständighet och hållfasthet. Där jämförelsen mellan oförstörande- och förstörande provning bedöms som ett av de mest intressanta momenten.

Vidare så är det ett mycket bra tillfälle att undersöka fogar och diverse anslutningar mellan olika konstruktionsdelar respektive mot mark/bergrund. Undersökningar utav betongens kondition i konstruktionsmässigt komplicerade och belastningsintensiva områden är också av stort intresse.

1.1 Bakgrund

Byggnationen av Månsbo kraftverk påbörjades i början av 30-talet och ska nu, drygt 70 år senare, nedmonteras och ett nytt kraftverk skall upprättas på samma plats. Just kring 30-talet infann sig en tidsepok som förknippas med vattenkraftutbyggnad i Sverige. Bland annat på grund av just den åldersrelaterade kopplingen till många andra vattenkraftverk runt om i Sverige är just detta projekt av stort intresse och aktualitet.

Nedmonteringen kommer att ske i etapper där själva maskinbyggnaden (kraftverksbyggnaden) rivs i en första etapp. Rivningsprojektet startade 2004-08. Tillhörande ledmurar och reglerdammar kommer att nedmonteras först efter det att det nya kraftverket står på plats, vilket är 17-18 månader efter att nedmonteringen av det gamla kraftverket startat.

Detta inbjuder till ett unikt tillfälle för en mängd olika aktiviteter som kan bidra till en ännu större förståelse för frågeställningar som rör olika betongkonstruktioners beteende, beständighet och funktionalitet samt jämförelse och värdering av de analysmetoder som används för att mäta dessa.

1.2 Mål

Målet med projektet är att återföra så mycket kunskap som möjligt vad det gäller betongkonstruktioners beteende, beständighet och funktionalitet. Men även att jämföra och bedöma graden av korrelation mellan olika typer av provningsmetoder, inklusive förstörande provning, t.ex. kärnbörning, och OFP (oförstörandeprovning), t.ex. radar, ultraljud och röntgen.

1.3 Avgränsningar

Provningsen utfördes på olika platser i stationsbyggnaden. De konstruktioner som undersöktes var nästan uteslutande utsatta för ensidigt vattentryck. De OFP-metoder som användes var:

- Galvanostisk Potential Mätningar, GPM (Korrosionsmätningar)
- Spectral Analysis of Surface Waves, SASW
- Impact Echo, IE
- Radarmätningar, RAMAC CX10 (1,6 GHz antenn)

Betongen undersöktes och utvärderades med hjälp av:

- Betut[®]
- Hållfasthet (spräck- och tryckhållfasthet)
- Frostbeständighet
- Tunnslipsanalys
- Observationer gjorda under rivningsarbetet

1.4 Avvikelse

Av två anledningar finns det avvikelser från det tänka innehållet i projektet. Den första anledningen till avvikelse beror på den plötsliga och tragiska bortgången av deltagaren från Force Technology. Detta ledde till att arbetet med OFP (IE, SASW och till viss del också GPM) inte blev utfört såsom planerat.

Den andra anledningen till avvikelse beror på den bristande tillgängligheten i fält under själva rivningsarbetet. Detta ledde till betydande "ställtider", med bland annat ekonomiska konsekvenser som följd, samt att en del av de planerade undersökningarna inte kunde utföras. Studier av fogar samt kontaktzoner mellan betong/betong och betong/berg kunde inte utföras på grund av den bristande tillgängligheten.

1.5 Beskrivning av provningsplatser

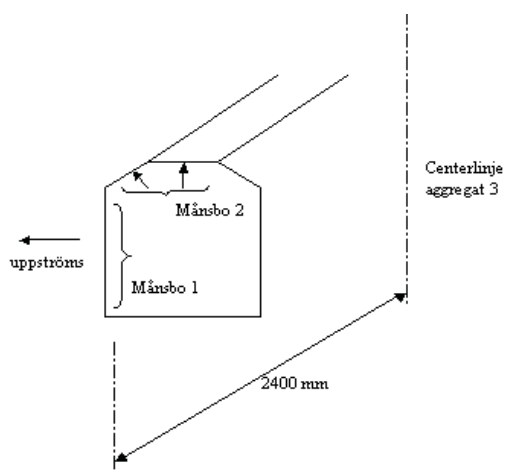
Med stöd av ett examensarbete [1] men också av på grund av andra anledningar begränsades provtagningen till tre platser i kraftverket.

Den ena platsen var trapphuset (här utfördes en stor del av provningen), främst väggarna. De två väggarna som användes som provytor anslöt dels ledmuren (Vägg B) och intaget till det mindre aggregatet (Vägg A), se Figurer 1.3-1.5.

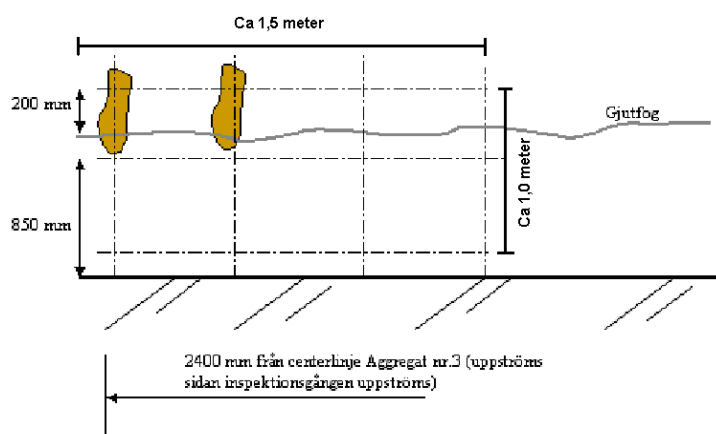
Den andra platsen som användes var sumpväggen (Vägg D) tillhörande aggregat 2. Vid båda dessa provplatser (Vägg A och D) togs det ut en mängd kärnor, både horisontala och vertikala. Den utrusning som användes vid dessa 2 provplatser (Vägg A och D) var:

- SASW (Spectra Analysis of Surface Waves)
- IE (Impact Echo)
- RAMAC CX10 (Hörfrekvent radar 1,6 GHz)

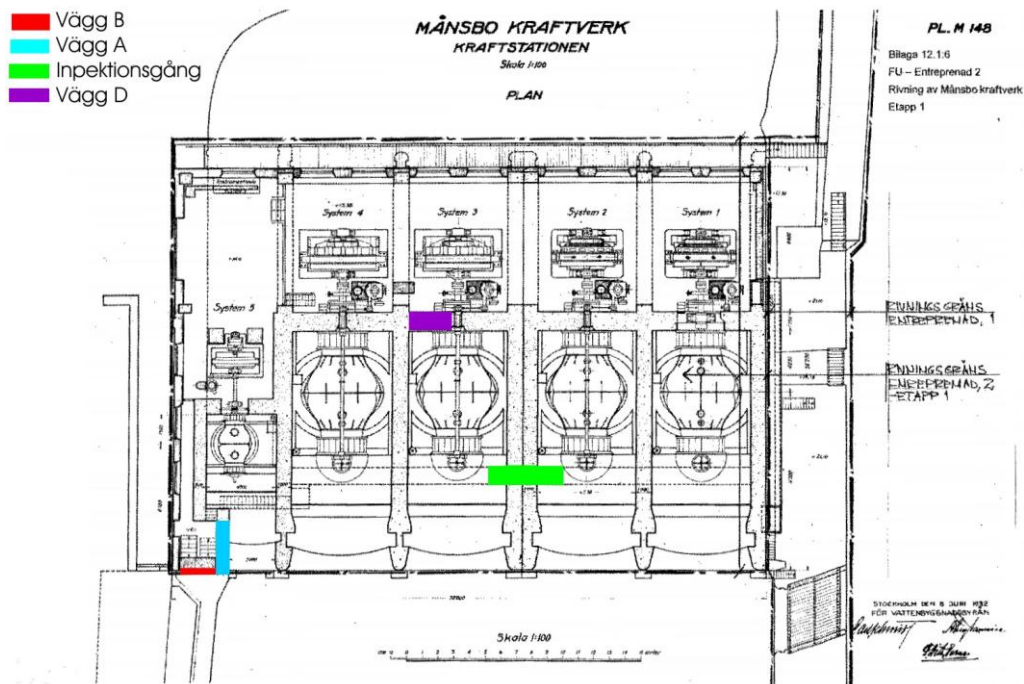
Vid den tredje provplatsen utfördes korrosionsmätningar med GPM. Mätningar utfördes på väggen (provyta 1) och i taket (provyta 2) tillhörande inspektionsgången belägen längst uppströms, se Figur 1.1-1.3. Efter mätningarna var utförda frigjordes armeringen vid provyta 1 genom avverkning av betongen.



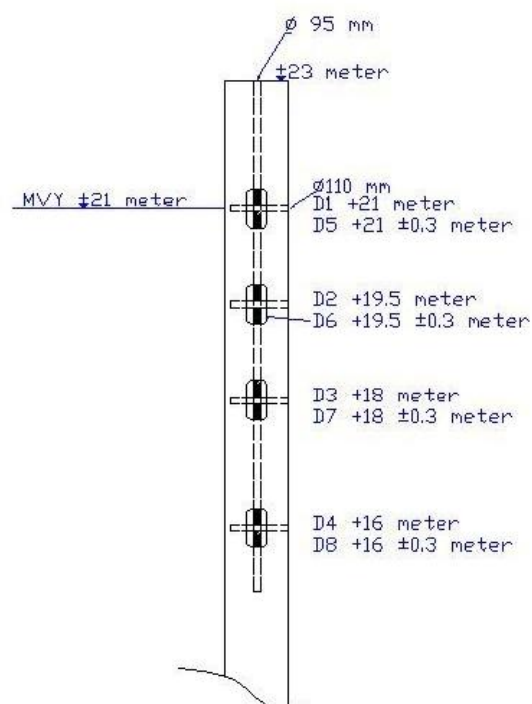
Figur 1.1 Bild beskrivande inspektionsgången och de 2 provytorna i densamma där korrosionsmätningarna utfördes



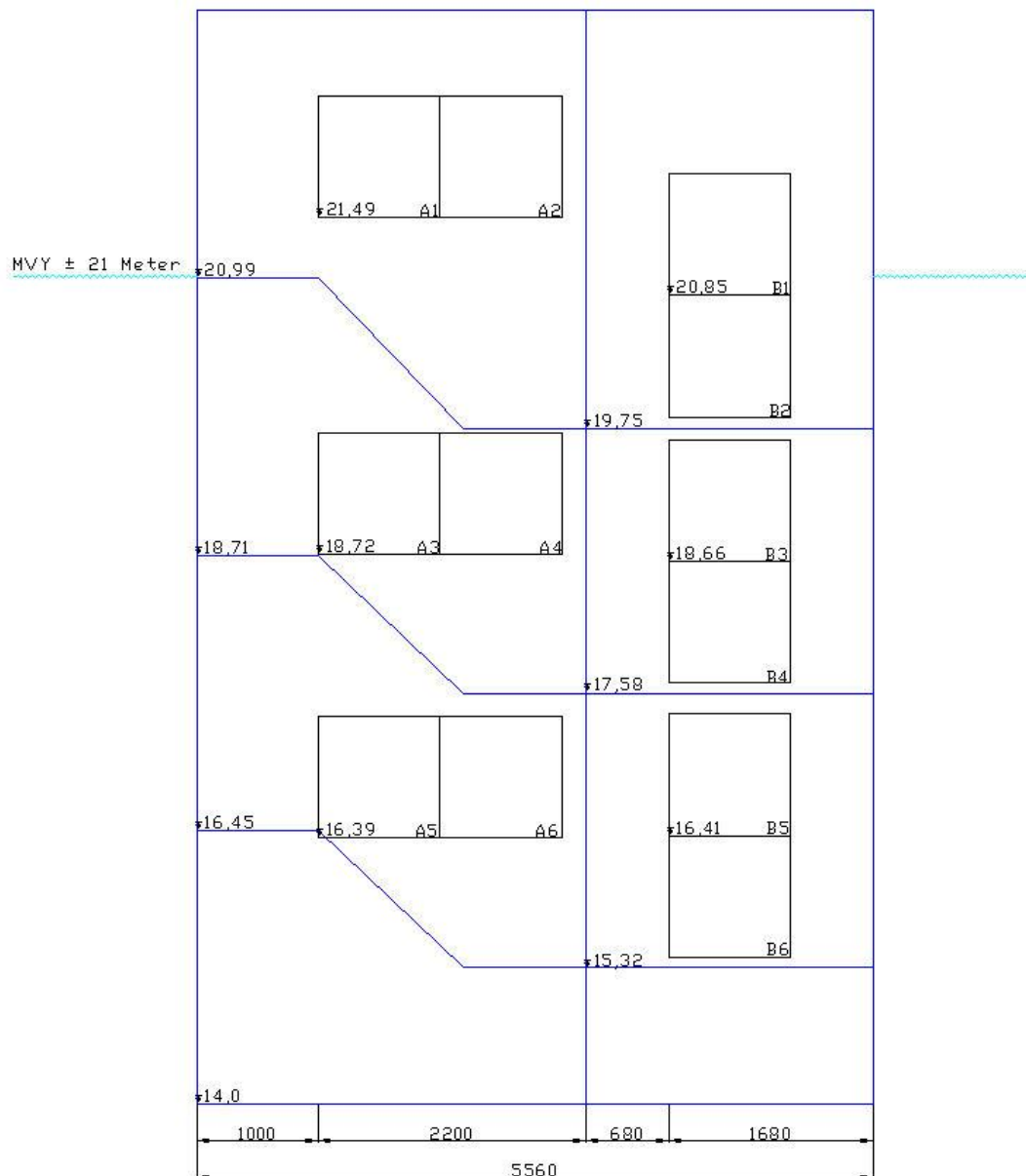
Figur 1.2 Beskrivning av provyta 1 tillhörande inspektionsgången där den ena av de två korrosionsmätningarna utfördes. Ytans area är ca 1,0 m x 1,5 m (h x b). De mörka "fläckarna" uppe till vänster i figuren ska föreställa urlakningar



Figur 1.3 Planritning av kraftverksbyggnaden, provningsplatserna är markerade med 4 olika färger



Figur 1.4 Profil av sumpväggen (Vägg D), på uppströmssidan (till vänster om väggen i figuren) är medelvattenytan måttangiven. Urtagningarnas borrhålsdiameter och höjder är angivna i figuren. D4, +16 meter är belägen 2 meter ovan golvet i maskinhallen (belägen till höger om



Figur 1.5 Närmare beskrivning av trapphuset, vägg A (t.v.) provplatserna är markerade med Ax och vägg B (t.h.) provplatserna är markerade med Bx. Trapphusets olika nivåer samt medelvattenytan är infällda i figuren

2 Observationer vid rivningsarbetet

Observationerna vid rivningsarbete säger att betongen, generellt sett, var i mycket bra skick. Detta visade sig inte minst i de åtgärder som rivningsentreprenören fick tillgå för att avverka betongen då vissa partier avverkades genom sprängning, se Figur 2.2.



Figur 2.1 Betongen tillhörande sumpväggen är i gott skick. Betongen i figuren representerar betongens utseende över lag. Konstruktionen är armerad med 25 mm släta järn.



Figur 2.2 Samma sumpvägg som i Figur 2.1 ovan, denna bild visar generatorinfästningen och efter delvis demolering genom sprängning. Bilden gör det också möjligt att få en känsla för armeringsmängdens betydelse för rivningsarbetet

De brister som kunde observeras vid kraftverket innan och under rivningen var, först och främst:

- Vattenförande gjutfogar
- Pelare angripna av AKR
- Erosionsskador (undermålig betong) på intagets ledmur
- Ett fåtal större sprickor i stationshuset, ett fåtal av dessa var delvis vattenförande

De skador och brister som kunde observeras påträffades nästan helt uteslutande på kraftstationens utskovskonstruktioner, alltså inte på betong tillhörande kraftstationsbyggnaden. Den enda bristen i betongkvalitet som kunde observeras i kraftstationsbyggnaden var de delvis vattenförande sprickorna i inspektionsgången under intagskanalen.

3 Metoder

I detta kapitel presenteras de olika typerna av provningsmetoder som användes vid fältstudierna som utfördes under det första kvartalet år 2005 vid Månsbo Kraftverk. Några avsnitt i detta kapitel kommer från tidigare utförda arbeten. Det material som används här, och som publicerats i andra rapporter, kommer i huvudsak från Bernstone [2] och Grönholm [3].

De metoder som i huvudsak användes, och redovisas i rapporten, var:

- Korrosionsmätning, GPM
- SASW
- IE
- RAMAC CX10 (1,6 GHz)

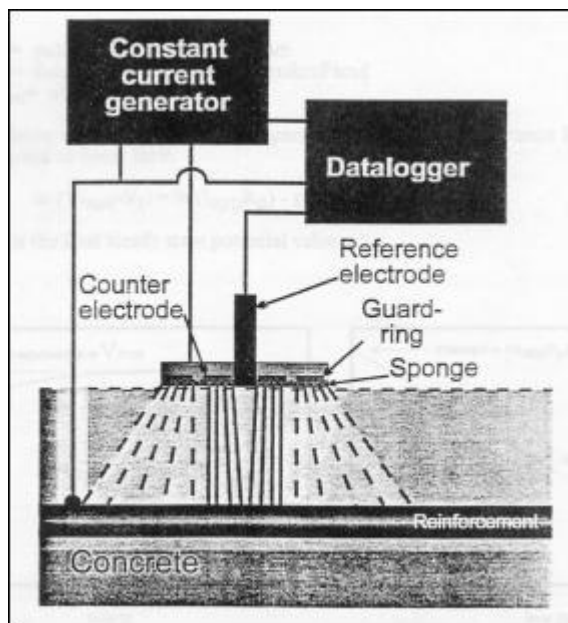
3.1 Metod – GPM (Galvanostisk Potential Mätningar), Force Technology

Metoden kallas även för polarisationsresistans. Basinstrumenteringen är densamma som för potentialkarteringsmetoden, men kräver dessutom en strömkälla samt ytterligare en elektrod, en s.k. motelektrod [4] (den engelska beteckningen är "counter electrode").

3.1.1 Mätförfarande

Vid mätning placeras en givare som består av två elektroder (referenselektrod respektive motelektrod) mot betongens yta och en anslutning görs till ett armeringsstål med en tredje elektrod, se Figur 3.1. Platser för mätning och friläggande av armeringsjärn fastställs utifrån en mätning av potentialskillnader på betongens yta (eller med georadarmätningar).

Likström om ca 10 - 100 μA exciteras över armeringsjärnet och motelektroden under 5 - 30 sekunder. Strömmen medför att armeringsjärnets potential ändras, vilket registreras med en datalogger (voltmeter).



Figur 3.1 Uppställning av mätutrustning vid mätning med galvanostatisk puls [5]. Observera att strömmen exciteras via armeringsjärnet och motelektroden. Potentialer mäts över armeringsjärnet och referenselektroden.

Med bakgrund till Force Technology's erfarenheter av mätning med metoden GPM och med hjälp av standarden ASTM C976-87 kan korrosionsaktiviteten beskrivas. Tröskelvärden för bedömning av korrosionshastighet redovisas i Tabellerna 3.1 - 3.2.

Tabell 3.1 Sammanband mellan potentialvärden och sannolikheten för korrosion hos konstruktioner (armering), där strömtillförsel inte är begränsat enligt standard ASTM 876-87

Potential (mV vs. Ag/AgCl)	Sannolikhet för korrosion enligt standard ASTM 876-87
> - 100 mV	Mindre än 10 % sannolikhet för att korrosionsförloppet startat
- 100 mV til - 250 mV	Osäkert ifall korrosionsförloppet har startat
< - 250 mV	Mer än 90 % sannolikhet för att korrosionsförloppet startat

Tabell 3.2 Samband mellan GPM-avläsning och förväntad korrosionshastighet baserat på erfarenheter, värderingen görs av Force Technology

Korrosionshastigheter ($\mu\text{m}/\text{år}$)	Värdering
> 150 $\mu\text{m}/\text{år}$	Hög korrosionshastighet
50 – 150 $\mu\text{m}/\text{år}$	Måttlig korrosionshastighet
5 – 50 $\mu\text{m}/\text{år}$	Låg korrosionshastighet
< 5 $\mu\text{m}/\text{år}$	Obetydlig korrosionshastighet

3.1.2 Utvärderingsmetodik

Den potentialförändring som sker är beroende av dess korrosionsstatus. Det går lätt att polarisera ett passivt armeringsjärn, vilket innebär en stor skillnad mellan dess fria potential och den polariserade potentialen. I det fall som korrosion pågår så blir skillnaden mellan fri och polariserade potentialen betydligt lägre [5].

Det finns utifrån resultaten möjlighet till att göra en kvalitativ utvärdering av korrosionsströmmar. Motelektroden avgränsar den area av armeringen som är utsatt för polariseringen. Den kända arean gör det möjligt att konvertera korrosionsströmmen till den korrosionshastighet som föreligger.

Eftersom korrosionshastigheten ändras med fukthalt och temperatur så kan det finnas anledning att göra mätningar både under torra och våta förhållanden. Den minsta och maximala korrosionshastigheten kan då bestämmas, och vid en livslängdsbedömning så kan ett lämpligt medelvärde användas.

3.1.3 Potential och begränsningar

Mätmetoden ger mer pålitlig information om passiva och aktiva områden än vad som är fallet med potentialkartering [5].

Vidare ger metoden information om aktuell korrosionshastighet, men det går inte att sluta sig till de eventuella tidigare metallförluster som skett innan mättillfället. Metoden används i allmänhet vid enskilda mättillfällen. Anpassning till övervakning bedöms som möjlig.

3.2 Metod - SASW (Spectral Analysis of Surface Waves)

3.2.1 Metod

Som namnet antyder baserar sig denna metod på utbredning av ytgående mekaniska vågor. En impaktor genererar en stötvåg i konstruktionens yta och två mottagande sökare placeras på olika avstånd från impaktorn. Mottagarna registrerar ytans rörelse när de ytgående vågorna passerar.

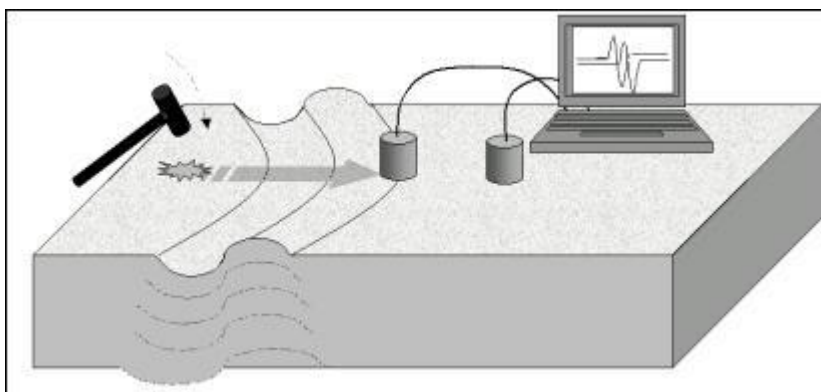
I mätuppställningen är partikelrörelsen av de ytgående vågorna dominerande framför rörelsen på grund av skjuv- och tryckvågor. Vågformerna som registreras i mottagarna används för att konstruera en styvhetsprofil för eventuella materiallager i konstruktionen.

Utvärderingen baserar sig på att ytvågorna påverkas av materialet ned till ett visst djup under ytan. Djupet till vilket en påverkan av materialet finns med och bidrar till vågens amplitud avgörs av vågens frekvens.

Detta innebär att de lågfrekventa komponenterna i den transienta pulsen penetrerar till ett större djup än de högfrekventa komponenterna och att de därigenom kan användas för att ge information om egenskaperna i djupare liggande lager. Amplituden för partikelrörelsen avtar exponentiellt med djupet och vid ett djup av cirka 1.5 gånger våglängden har amplituden avtagit till 1/10 av värdet vid ytan.

3.2.2 Mätförfarande

Den mätteknik som behövs för att utföra en SASW-mätning består av impaktorn som vanligtvis utgörs av en hammare, två mottagande sökare (geofoner eller accelerometrar) samt en tvåkanalig analysator som digitalt lagrar de uppmätta vågformerna och spektralanalyserar desamma, se Figur 3.2.



Figur 3.2 Beskrivning av hur en försöksuppställning kan se ut. I figuren syns en impaktor i form av en hammare, mottagarna och analysatorn, vågutbredningen och dess riktning är också med i figuren [4]

Vid mätning appliceras de båda mottagarna på godtyckligt avstånd från varandra. Därefter exciteras betongstrukturen med impaktorn placerad i linje med mottagarna och på ett avstånd från den närmaste mottagaren som överstiger avståndet mellan mottagarna. För att få god noggrannhet vid beräkning av fashastigheterna för ytvågen har det visat sig att avståndet mellan mottagarna bör vara mindre än två gånger den våglängd man söker fashastigheten för och större än våglängden dividerad med tre. Detta får till följd att mätningen kan behöva upprepas för olika avstånd beroende på hur brett frekvensområde man vill beräkna dispersionskurva för.

Lämpliga egenskaper hos impaktorn avgörs av styvheten hos de lager man vill kontrollera, avståndet mellan givarna och djupet man vill nå ned till. En liten hammare med frekvenser på 10 - 20 kHz kan användas för klenta strukturer, medan en tyngre hammare erfordras för grova konstruktioner.

3.2.3 Utvärderingsmetodik

Genom att välja impaktor så att de högfrekventa komponenterna i ytvågen fortplantar sig enbart i ytskiktet så kommer fashastigheten för dessa frekvenser att bero på ytskiktets skjuvmodul, densitet och Poisson's tal. Lägre frekvenser kommer sedan i tur och ordning att bero på underliggande skiktets egenskaper. På så vis blir ytvågens utbredningshastighet dispersiv i ett medium bestående av lager med olika egenskaper.

Fashastigheten för varje frekvenskomponent avgörs ur den tid det tar för vågen med denna frekvens att propagera mellan mottagarna. Dessa gångtider bestäms ur fasskillnaderna mellan signalerna vid respektive mottagare. En dispersionskurva ställs därefter upp genom plottning av fashastigheter mot våglängder. Denna kurva ligger sedan till grund för beräkning av en styvhetsprofil genom ett iterativt förfarande.

3.2.4 Potential och begränsningar

Metoden fungerar för konstruktioner med distinkta materiallager eller med på djupet kontinuerligt varierande egenskaper under förutsättning att skikten ser likadana ut i hela det plan som mätningen omfattar (metoden utvecklades inledningsvis för geotekniska applikationer). Detta innebär att stora sökdjup kräver att variationerna i planet är små över en yta ungefär tre gånger så stor som sökdjupet. På betongområdet har metoden varit speciellt framgångsrik vid undersökningar av landningsbanors betongbeläggningar [6]. Användningen för betongundersökningar har ökat under senare år och i takt med detta börjar det även finnas tillgång till undersökningsresultat i litteraturen.

3.3 Metod - IE (Impact Echo)

3.3.1 Metod

Impact-Echo metoden grundar sig på reflektion av akustiska vågor med i första hand frekvenser nedanför ultraljudsområdet. I denna teknik introduceras en transient stötvåg i betongkroppen med en mekanisk impaktor på betongens yta.

Vågfältet som exciteras med en nära punktformig mekanisk impaktor utbreder sig utan fokusering mot sökstället. Det innehåller också flera olika vågtyper. Stötvågen propagerar in i betongen med en sfärisk vågfront av skjuv- och tryckvågor.

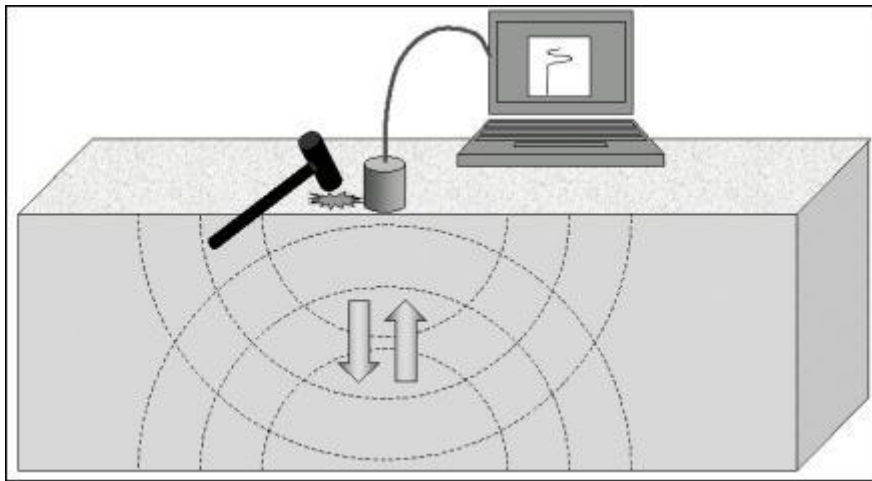
Dessutom rör sig en ytvåg längs ytan bort från punkten för stöten. Vågorna reflekteras av yttre begränsningsytor och inre defekter och tas emot av en mottagare som registrerar ytans rörelse när vågorna kommer.

Vid tät placering mellan impaktor och mottagare fås en vågform som domineras av förskjutningar förorsakade av tryckvågornas ankomst. Den uppmätta responssignalen utvärderas inte i tidsplanet utan frekvensomvandlas.

Reflektorn lägesbestäms med hjälp av ekofrekvensen mellan ytan och reflektorn och kunskap om ljudhastigheten i materialet [8].

3.3.2 Mätförfarande

Ett Impact-Echo system består av de tre komponenterna impaktor, mottagande sökare och digitalt oscilloskop med vågformsanalys, se Figur 3.3. Den mekaniska impaktorn som exciterar stötvågorna består lämpligen av en stålsfär som knackar på betongens yta vid klenare konstruktioner. Kulan kan t.ex. skjutas i väg med en fjäder. Vid mycket grova konstruktioner kan också hammare användas. Valet av impaktor för exciteringen är av avgörande betydelse för mätningens kvalitet.



Figur 3.3 Beskrivning av hur en försöksupställning kan se ut. I figuren syns en impaktor, mottagare och analysatorn och vågutbredningen och dess riktning är också med i figuren [7]

Exciteringen måste få ett frekvensinnehåll som lämpar sig för den tilltänkta mätapplikationen. Vid excitering med en stålsfär avgörs frekvensinnehållet ($\approx 1 / \text{kontakttiden}$) i första hand av kulans diameter. Frekvenser över 20 kHz lämpar sig för konstruktioner med en maximal tjocklek på cirka en meter.

Mottagande sökare i ett Impact-Echo system kan vara av lite olika typ beroende på tillämpning. Geofoner som registrerar hastighet eller accelerometrar kan användas vid provning av grova konstruktioner.

För klenare konstruktioner används en sökare med mycket liten kontaktyta vilken reagerar på ytans rörelse. Mottagen signal digitaliseras och analyseras i tids- eller frekvensplanet beroende på tillämpning.

3.3.3 Utvärderingsmetodik

Utvärdering av uppmätta data i tidsplanet fungerar väl för långsmala konstruktionsdelar. Utvärderingen bygger då på identifiering av ankomsten av ett eko från botten av en vågledare.

Vid andra typer av konstruktioner där energin propagerar i flera olika riktningar och med betydligt kortare tidsrymd mellan eken blir utvärdering i tidsplanet endast möjlig om mycket korta pulser, i själva verket ultraljudspulser används. Ett annat angreppssätt för utvärderingen är då att frekvensomvandla den uppmätta vågformen och med hjälp av frekvenstoppen för reflexer fram och åter mellan betongens yta och en reflektor bestämma reflektorns läge.

Detta fungerar väl vid plattlika strukturer där tjockleken är begränsad i förhållande till utbredningen i planet. Den dominerande karaktären i spektrum blir reflexfrekvensen mot botten eller en reflektor i betongen. Vid mer komplexa provningsfall där reflexer från begränsningsytor i planet eller svängningsmoder hos kroppen kan inverka på responsen kan kontrollberäkningar med FEM ge information om förväntad respons [8].

3.3.4 Potential och begränsningar

IE-metoden kan användas för att detektera defekter i betongkonstruktioner. Metoden har visat sig relativt effektiv för att hitta stora hålrum och delamineringar, speciellt i plattlika konstruktioner, t.ex. beläggningsbetong eller brodäck, där skadan tenderar att ha en utsträckning parallellt med betongytan. Beroende på frekvensinnehållet i exciteringen kan konstruktioner med tjocklekar upp till flera meter kontrolleras.

Även hålrum under en betongplatta kan identifieras med IE [9]. Mindre sprickor och oregelbundenheter har emellertid varit svårt att hitta till följd av de relativt låga frekvenser som används [10]. Pågående vidareutveckling visar att det finns möjlighet till att mäta sprickdjup genom att vid utvärdering använda s.k. "time-of-flight"-teknik. Modifieringen medför en betydligt förbättrad möjlighet till att bestämma djupet av vertikala luft- och vattenfyllda sprickor. Även djupet av öppna, lutande och kurviga sprickor kan bestämmas (dock med en något sämre noggrannhet [11]).

En begränsning för metodens användning är att det krävs en direkt kontakt med ytan. En ytterligare begränsning är att tolkningen av mätningar på konstruktioner med komplicerad struktur kan kräva kontrollberäkningar för att underlätta tolkningen. För IE mätning finns det kommersiellt tillgänglig utrustning anpassad för betong.

3.4 Metod - Radarutrustning RAMAC CX10, Malå Geoscience

Utrustningen är tillverkad av Malå Geoscience AB och är relativt ny på marknaden. Det som utmärker just den här utrustningen är att kontrollenheten är inbyggd i monitorn, och att antennfrekvensen är mycket hög (1,6 GHz), se Figur 3.4.



Figur 3.4 Monitorn CX11, monterat i transportväska, med 1.6 GHz antenn ansluten. Datainsamlingen sköts med fjärrkontroll (två knappar) på antennen.

Principen för radarmetoden är att en kort elektromagnetisk puls skickas från antennen, och reflekteras mot t.ex. objekt eller gränssytor (strukturer) i materialet. Mätning görs typisk varje centimeter, varvid en radarsektion med alla reflexer bildas.

Typiska tillämpningsområden är undersökningar av betong, asfalttjocklek, sprickor i konstruktioner och ytnära arkeologiska undersökningar.

3.4.1 Radar "Grid Project"

Mätningar utförs genom att mäta profiler med t.ex. 5 cm profilavstånd i två vinkelräta riktningar. För att underlätta datainsamlingen används en 80x80 cm karta som fasttejpas på konstruktionen, se Figur 3.5. Genom att sammanfoga ett stort antal profiler, mätta i två mätriktningar, kan bilder från olika djup (time slices) skapas.



Figur 3.5 Närbild på den handhållna antennen, överföringskabeln syns till vänster i figuren.

3.5 Metod - Betongens egenskaper

3.5.1 Betut[®][3]

Grunden för all framtida utvärdering av en betongkärna läggs ute vid borrhålets plats. Därför är en god dokumentering och försiktig hantering av kärnan mycket viktig. Innan borrhålsarbetet påbörjas dokumenteras borrhålets plats med foton och på ritningar så att det lätt går att se var och hur kärnan borrhåls ut. Själva borrhålsarbetet skall ske försiktigt så att yttre påverkan på kärnan hålls till ett minimum.

Under borrhålsarbetet bör egenskaper såsom borrhålsjunkning, varvtal, slammets utseende med mera dokumenteras fortlöpande. Kärnorna märks upp, mäts och paketeras försiktigt i kärnlådor allt eftersom borrhålsningen fortskrider. Kärnförluster ersätts i lådan med en plastbit eller dylikt av motsvarande längd så att kärnans längdmarkeringar överensstämmer

Betongens kvalitet bestäms till en av sex klasser där klass 1 är den bästa betongen helt fri från porer och dylikt. Klass 6 betecknar betong som inte håller samman utan består av stenar och bitar det finns även en klass 7 som betecknar en kärnförlust dvs. att betongen helt saknas.

Betong som inte är vattentät är som bäst av klass 4. Förutom betongens kvalitetsklassning noteras beskaftenheter hos betongen såsom sparsten,

kärnförlust, brunfärg, kalkurlakning, gammalt injekteringsbruk, sprickor och armeringsjärn.

Förutom den okulära utvärderingen av betongkärnan kan laboratorie- och fältmätningar användas för att komplettera bilden av betongens tillstånd.

Vanligt använda laboratoriemetoder är att bestämma densitet, tryckhållfasthet, vatteninträngning och frostbeständighet. Fältundersökningar som kan göras är bland annat vattenförlustmätning och videofilmning av borrhålets väggar.

Kärnan som utvärderats beskrivs i diagramform som visar hur kvalitetsklassen varierar med djupet och mellan vilka djup egenskaperna uppträder. Ett program i Excel har tagits fram som kan användas för att skapa borrhärnediagram. Programmet bygger på ett tidigare dataprogram som har använts inom Vattenfall. Det nya programmet har döpts till "BETUT" (Betongkärnutvärdering) och består av sex blad. Bladen "Inmatning" används för att mata in all information om den borrhärna som undersöks. Bladet "Diagram" skapar därefter ett borrhärnediagram.

3.5.2 Hållfasthet

Betongens tryck- och spräckhållfasthet provas dels som ett stöd i arbetet med utvärderingen av betongens kvalitet. Betongens tryck- och spräckhållfasthet provas också för att undersöka korrelationen mellan våghastighet och hållfasthet. Det visade sig dock senare att denna studie inte skulle utföras på grund av att Force Technology inte kunde slutföra sin del av undersökningen.

Provning av tryckhållfastheten utförs enligt standard SS 13 72 44. Spräckhållfasthetsprovning utförs enligt standard SS-EN 123 90-6. Provningen av hållfasthet utfördes vid 4 punkter på provkroppar som borrades ut ur ena sumpväggen både vertikalt (1 borrhärna ca 7 m, D5-8) och horisontalt (4 borrhärnor, D1-4, cirka 70 cm långa), se Tabell 3.3 och Figurer 1.3 och 1.5.

Tabell 3.3 Beskrivning av provkroppar uttagna ur sumpvägg (Vägg D) för hållfasthetsstudie, orientering, position och provningsmetoder, se också Figur 1.3 och 1.5

Provkropp	Borrkärnans orientering	Antal provkroppar och provningsmetod	Nivå
D1T	Horisontal	3 st tryck	+ 21 m (vid medelvattennivån)
D5T	Vertikal	3 st tryck	Ca ¹ + 21 m
D1S	Horisontal	3 st spräck	+ 21 m
D5S	Vertikal	3 st spräck	Ca + 21 m
D2T	Horisontal	3 st tryck	+ 19,5 m (ca 1,5 meter under mvn)
D6T	Vertikal	3 st tryck	Ca + 19,5 m
D2S	Horisontal	3 st spräck	+ 19,5 m
D6S	Vertikal	3 st spräck	Ca + 19,5 m
D3T	Horisontal	3 st tryck	+ 18 m (ca 3 meter under mvn)
D7T	Vertikal	3 st tryck	Ca + 18 m
D3S	Horisontal	3 st spräck	+ 18 m
D7S	Vertikal	3 st spräck	Ca + 18 m
D4T	Horisontal	3 st tryck	+ 16 m (ca 5 meter under mvn)
D8T	Vertikal	2 st tryck	Ca + 16 m
D4S	Horisontal	2 st spräck	+ 16 m
D8S	Vertikal	Inga provkroppar	Ca + 16 m

3.5.3 Frostbeständighet

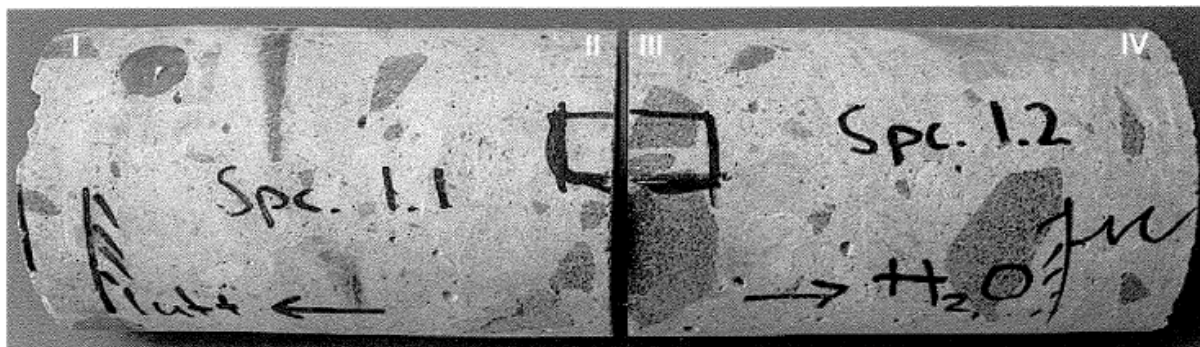
Frostbeständigheten provades och bedömdes enligt standard EN-SS SS 13 72 44, "Boråsmetoden".

3.5.4 Petrografisk analys

Den petrografiska analysen utfördes av Pelcon, DK. Analysen består av en makro- och en mikroskopisk (tunnslipsanalys) undersökning. Det betongprov som analyseras är en kärna där den ena ytan har varit i inomhusmiljö under drygt 70 år och den andra varit utsatt för strömmande vatten (Vägg B, Figurer 1.3 och 1.5) lika länge.

Borrkärnan som användes delades till två cylindrar, 1.1 och 1.2. Den ena cylindern (1.2) ytterkant gränsar mot vatten i intaget, den andra cylinderns (1.1) ytterkant gränsar mot luft i trapphuset, se Figur 3.6.

¹ Samtliga vertikala provkropparna togs från ett intervall kring den horisontala nivån med cirka ± 30 cm.



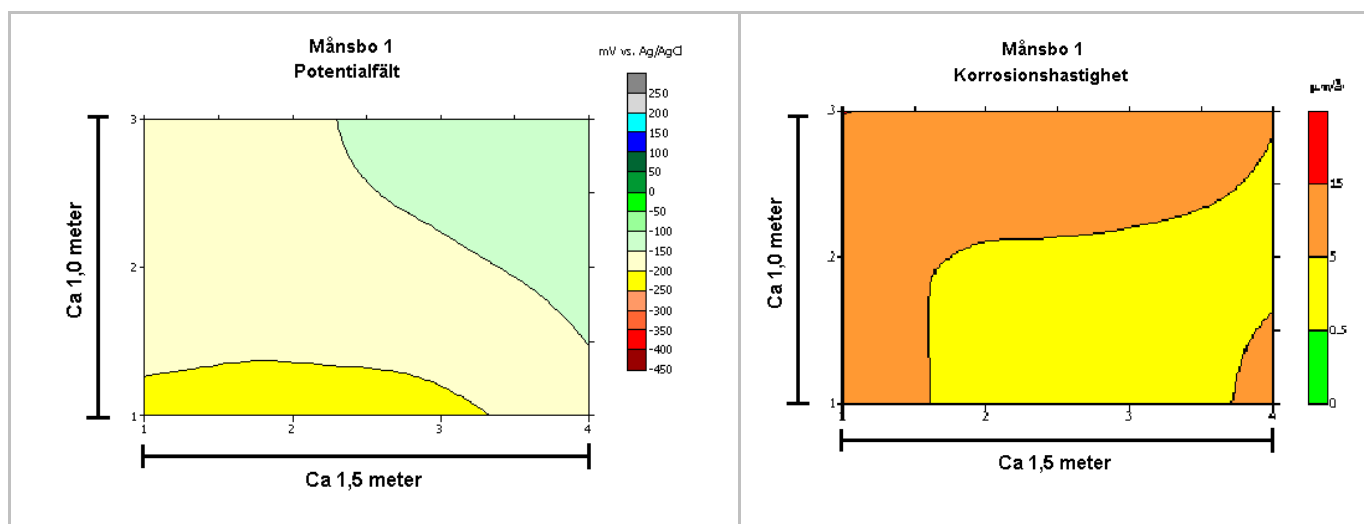
Figur 3.6 Borrkärna som användes vid den petrografiska analysen, Borrkärnan är uttagen från Vagg A (se Figur 1.3), en sammanfattning av den petrografiska analysen redovisas i Bilaga C

4 Resultat

4.1 Resultat - GPM

4.1.1 Månsbo 1 – Inspektionsgång, uppströmsvägg

Mätningar tyder på att det skulle kunna förekomma armeringskorrosion, se Figur 4.1. Förslaget att frilägga armeringen vid de märkta områdena (innefattande gjutfogen, se figur) genomfördes. Friläggning av armering i det föreslagna området visar att det inte går att okulärt bedöma ifall något korrosionsförlopp startat, se Figur 4.2 och Figur 4.3 nedan.



Figur 4.1 Grafisk redovisning av resultaten från korrosionsmätningar utförda i inspektionsgången, att jämföra med tröskelvärden i Tabell 3.1 och Tabell 3.2. Arealen på ytan som undersöktes var ca 1,0 m x 1,5 m (h x b)



Figur 4.2 Friläggning av armering vid provyta 1 tillhörande uppströmsväggen i inspektionsgången. Friläggningen skedde på båda sidor om gjutfogen. Okulärt, kunde ingen armeringskorrosion observeras, gjutfogen var vattenförande

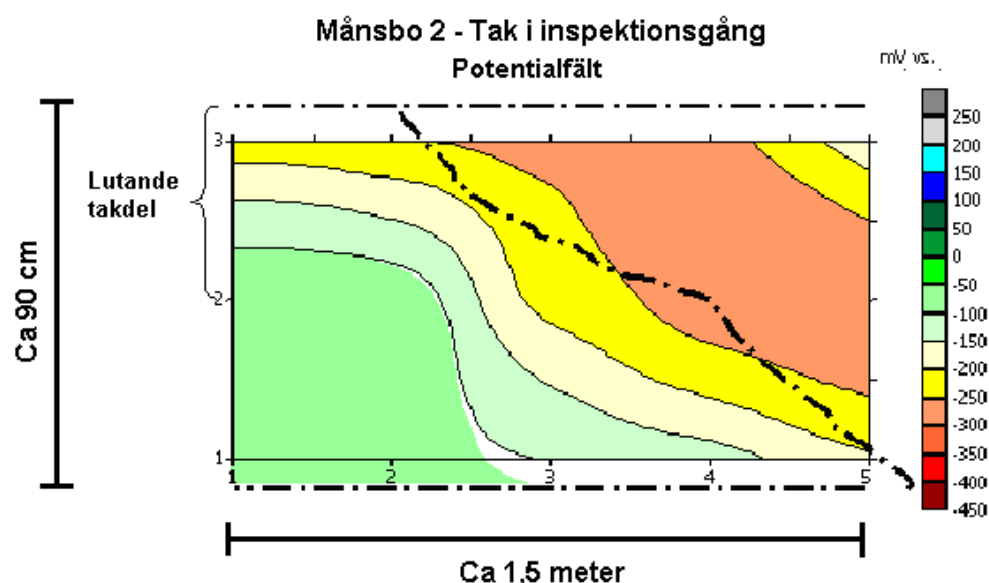
Tre armeringsjärn togs ur konstruktionen för närmare undersökning, se Figur 4.3. Ingen korrosion kunde okulärt observeras.



Figur 4.3 Armeringsjärn uttagna från provyta i Figur 4.2 som benämns som "Månsbo 1". Okulärt kunde ingen armeringskorrosion observeras

4.1.2 Månsbo 2 – Inspektionsgång, tak

På grund av risk för personskador i kombination med bristande tillgänglighet kunde inte armeringen i taket friläggas, således utfördes tyvärr endast korrosionsmätningarna vid denna provplats. Mätningar visar, även här, på att det skulle förekomma viss armeringskorrosion, se Figur 4.4.



Figur 4.4 Vy uppifrån (genom innertaket, se Figur 1.1) beskrivande potentialförändringar. Jämför med de tröskelvärden som tidigare presenteras i Tabell 3.1 och Tabell 3.2

4.2 Resultat – SASW och IE

P.g.a. av att Force Technology inte kunde fullfölja dessa undersökningar så är resultaten svåra analysera. Resultaten från utförda provningar med SASW redovisas i Bilaga 0.

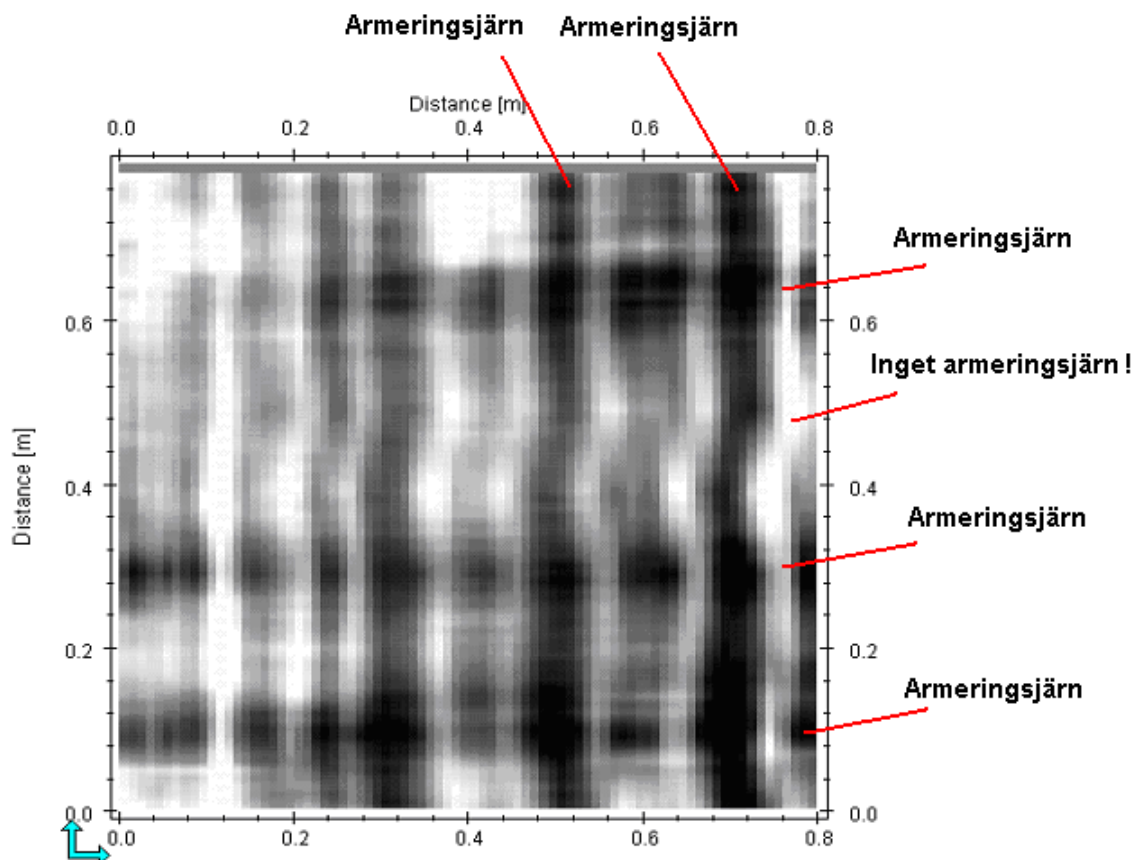
Resultaten från mätningarna utförda vid Månsbo Kraftverk redovisas i detta avsnitt. IE och SASW utfördes, nästan helt uteslutande, på samma platser i kraftverket. Samtliga mätdata redovisas i Bilaga 0.

Tabell 4.1 Resultat från mätningar utförda med IE och SASW

Mätpunkt	Depth to reflex Impact Echo [m]	SASW [m]
Mans11_x	0,38	0,37 (låg hastighet)
Mans2	0,46	0,45 (låg hastighet)
Mans3	0,37	0,38
Mans91	0,62	0,2 & 0,4
Mnsy1	0,46	0,52

4.3 Resultat –RAMAC CX10

I Figur 4.5 redovisas en representativ bild från en av det flertal radarmätningar som utfördes vid Månsbo kraftverk. Resultaten från radarmätningarna är av en tämligen självförklarande natur, samtliga resultat finns redovisade i Bilaga 0.



Figur 4.5 Provningsposition A3 – (Vägg A) bilden kommer från ett djup på 7 cm från betongens yta och föreställer armeringen, det saknas ett horisontellt beläget armeringsjärn vid 50 cm.

4.4 Resultat – Betongens egenskaper

Betongprover (kärnbörning) som togs från sumpväggen (Vägg D) samt trapphuset (Vägg A och B) användes för att undersöka dess kvalitet. Resultaten från dessa undersökningar redovisas i detta avsnitt. De undersökningar/provningsmetoder som utfördes/användes på betongproven var:

- Betut[©]
- Hållfasthet (spräck- och tryckhållfasthet)
- Frostbeständighet
- Petrografisk analys

4.4.1 Allmänt om betongen tillhörande kraftverksbyggnaden

Betongen som användes vid byggnationen av Månsbo kraftverk på 30-talet är typisk för den tiden. Enligt bygghandlingar från 1920-talet så bestod 1 kubikmeter betong av följande material och mängder.

- 320 kg cement
- 45 kg trass²
- 900 kg sand (torr)
- 0,66 m³ makadam

Med en enklare överslagsräkning inser att det är svårt att i efterhand fastställa betongens sammansättning, se Tabell 4.2.

Tabell 4.2 Volymberäkning av ingående material i betong. Materialdata tagna från Betonghandboken [12].

Material	Andel (kg/m ³ betong)	Densitet (kg/m ³)	Volym (m ³)
Cement	230	3100	0,07
Trass	45	2400 ³	0,02
Sand	900	2800	0,32
Makadam ⁴	1848	2800 ⁵	0,66
Totalt⁶	3023	3023	1,07

En viss volymandel av de kornstorleksmässigt mindre delmaterialen kommer att fylla upp hålrummen som uppstår mellan makadamkornen. Hur stor volymandel är emellertid svårt att uppskatta då det inte går att finna något dokument som beskriver makadammetts kornstorleksfördelning. Densitetsmätningar utförda i samband med provning av betongens hållfasthet visar att densitet varierar mellan 2225-2600 kg/m³.

I bygghandlingar går det också att läsa att mängderna sand och makadam endast skall ses som ungefärliga. Mängden vatten som tillsattes styrdes via sättmått. Det sättmått som eftersträvades var lägst 25 mm och högst 50 mm.

4.4.2 Betut[©]

Borrkärnekarteringen enligt Betut[©] utfördes endast på en av borrkärnorna, anledningen var att de andra betongkärnorna ansågs vara av likartad kvalitet.

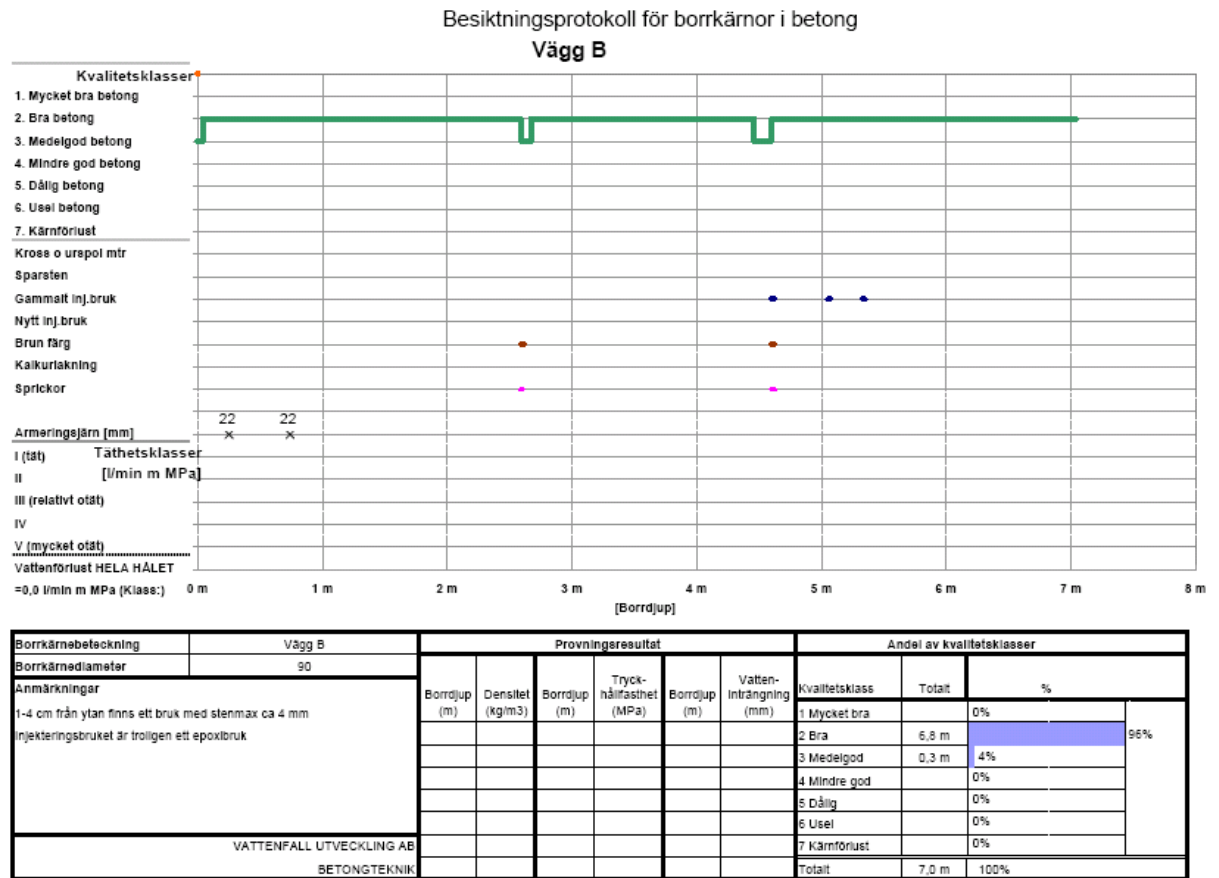
² Trass är ett puzzolant tillsatsmaterial som vanligtvis framställs av vulkaniska tuffbergarter. Trass kan bl a användas för att öka betongens arbetbarhet i det färska tillståndet och vattentäthet i det hårdnade tillståndet [13]

³ Här används här samma densitet som för flygaska.

⁴ Krossat material med minsta kornstorlek 4 mm

⁵ Antagande att makadam har liknande densitet som för sand

⁶ Den totala vikten i detta exempel inkluderar inte blandningsvattnet, densiteten 3023 kg/m³ är anmärkningsvärt hög, i normala fall är betongs torrdensitet ungefär 2400 kg/m³



Figur 4.6 Resultat av borrhärneutvärderingen enligt Betut®. Betongen anses vara av god kvalitet, för bedömningsgrunder se Avsnitt 3.5.1

4.4.3 Hållfasthet

Något dokument från byggtiden som visar vad de eftersträvade hållfasthetsvärdena vid projektering var har tyvärr inte påträffats. Enbart hållfasthetsvärdena från tidpunkten vid rivningen av kraftverket kan således presenteras här, se Tabell 4.3.

Tabell 4.3 Resultat av hållfasthetsprovning från provkroppar uttagna från sumpvägg (Vägg D, Figur 1.3 och 1.4) i Månsbo kraftverk samt provkropparnas orientering och ursprunglig position i sumpväggen

Nivå/position	Tryckhållfasthet (MPa)	Spräckhållfasthet ⁷ (MPa)	Borrkärnans orientering
+ 21 m (vid medelvattenytan)	55,9 ± 1,0	3,9 ± 0,5	Horisontal
Ca ⁸ + 21 m	49,4 ± 2,6	2,8 ± 0,3	Vertikal
+ 19,5 m (ca 1,5 meter under mvy)	48,0 ± 4,8	3,3 ± 0,5	Horisontal
Ca + 19,5 m	51,3 ± 7,6	3,6 ± 0,3	Vertikal
+ 18 m (ca 3 meter under mvy)	51,4 ± 5,6	3,4 ± 0,7	Horisontal
Ca + 18 m	50,5 ± 5,0	2,7 ± 1,0	Vertikal
+ 16 m (ca 5 meter under mvy)	40,1 ± 4,1	3,1 ± 0,2 ⁹	Horisontal
Ca + 16 m	42,1 ± 10,7 ¹⁰	Inga provkroppar	Vertikal
Alla horisontala provkroppar (oberoende nivå)	48,7 ± 7,1	3,4 ± 0,3	Horisontala
Alla vertikala provkroppar (oberoende nivå)	48,9 ± 6,4	3,0 ± 0,5	Vertikala
Samtliga provkroppar (oberoende orientering och nivå)	48,8 ± 6,6	3,2 ± 0,6	Horisontala och vertikala

4.4.4 Frostbeständighet

Resultaten från frostprovning enligt SS 13 72 44 (sötvatten) redovisas i Tabell 4.4.

Tabell 4.4 Resultat från frostprovning (sötvatten) enligt SS 13 72 44. Resultaten som redovisas är medelvärdet från provning utförd på tre provkroppar per position

Position ¹¹	7 cykler (kg/m ²)	14 cykler (kg/m ²)	28 cykler (kg/m ²)	42 cykler (kg/m ²)	56 cykler (kg/m ²)
D1	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08
D4	0,00	0,03	0,05	0,07	0,08
D5	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04
D8	0,00	0,03	0,04	0,04	0,05

Frostbeständigheten fram till och med 56 fryscyklar bedöms vara mycket god (< 0,1 gram avflagnings per m² enligt standard). Efter 70 cykler visade betongen klara brister. Samtliga provkroppar hade då kollapsat och vattnet

⁷ Spräckhållfastheten beräknas enligt Betonghandboken [14]

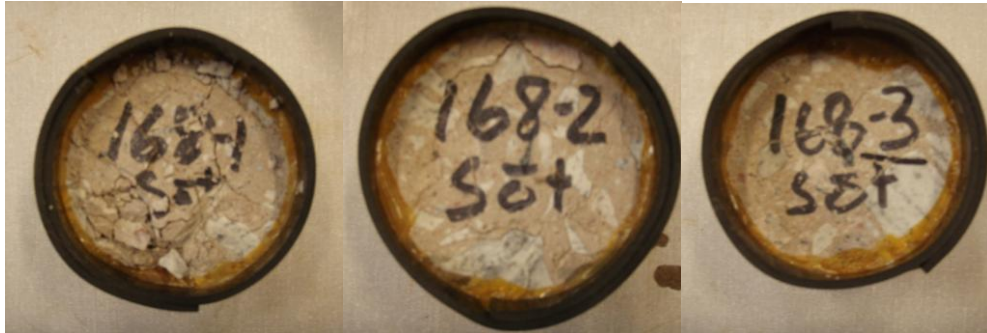
⁸ Samtliga vertikala provkropparna togs från ett intervall, cirka ± 30 cm, kring den horisontala nivån, för förtydligande se Figur 1.4

⁹ Endast två provkroppar

¹⁰ Endast två provkroppar, varav en var märkbart skadad. Lösa bitar av armering hade skadat provkroppen under borrhållningsförfarandet

¹¹ För positioner se Tabell 3.3 och Figur 1.3 och 1.4

som ska vara på ytan av provkroppen under provningen hade runnit rakt igenom. Omfattande och delvis genomgående sprickbildningar går att se på provkropparna, se Figur 4.7.



Figur 4.7 Frostskadade provkroppar efter 70 fryscyklar

4.4.5 Petrografisk analys

En borrhärna tagen från trapphuset tillhörande kraftverksbyggnaden, Vägg A position 4, se Figurer 1.3 och 1.5 undersöktes genom petrografisk analys. Slutsatserna från denna analys presenteras här.

Betongens sammansättning

- Andelen ballast var cirka 40 %, vilket är anmärkningsvärt liten volymandel, jämfört med bygghandlingarna, se Avsnitt 4.4.1
- Vatten/cement-talet var cirka 0,40
- Cementet som användes bedöms vara ett OPC (Portlandcement)
- Betongen ansågs vara väl kompakterad (0,4 volymprocent porer)
- Inga tecken på någon Puzzolan tillsats, vilket motstrider bygghandlingarnas föreskrifter, se Avsnitt 4.4.1

Betongens kondition:

- Ingen separation kunde urskiljas
- Ingen armeringskorrosion kunde urskiljas
- Det fanns inga tecken på AKR (Alkali-Kisel Reaktionen) skulle ha ägt rum

Utdrag från rapporten redovisas i Bilaga C.

5 Diskussion

Slutsatserna som redovisas i detta kapitel är baserade på resultaten från Kapitel 4 och erfarenheter från utförandet i fält.

5.1 Diskussion - GPM

Utvärderingen av resultaten från GPM utförd vid provyta "Månsbo 1" (se Avsnitt 4.1.1) visar att det finns en viss sannolikhet för att korrosionsförloppet startat då den uppmätta potentialen var i intervallet -200 till -250 mV. Korrosionshastigheten bedömdes samtidigt som låg. Efter friläggningen av armeringen kunde ingen armeringskorrosion upptäckas. Med stöd av den utförda undersökningen så anses det att denna metod bör användas med en viss försiktighet då resultaten kan vara något missvisande.

Potentialmätningar vid den andra provytan, "Månsbo 2", visar att sannolikheten för att korrosionsförloppet startat skulle vara något högre än vid föregående provning. Den uppmätta potentialen var där i intervallet -250 till 300 mV. Ingen friläggning av armeringen utfördes i taket på grund av en kombination av tidsmässig otillgänglighet kombinerat med risken för personskador under arbetet.

5.2 Diskussion - SASW

Av olika anledningar har Force Technology inte kunnat fullfölja de planerade undersökningarna. Således går det varken att diskutera eller dra slutsatser från dessa undersökningar. Tyvärr så utfördes endast provtagningen i fält. Det planerade arbetet med att jämföra korrelationen mellan betongens fysikaliska egenskaper och mätresultaten utförda vid kraftverket har därför inte kunnat genomföras.

5.3 Diskussion - IE

Av olika anledningar har Force Technology inte kunnat fullfölja de planerade undersökningarna, av den anledningen går det inte att presentera några direkta erfarenheter från dessa mätningar. Metoden är väl fungerande vad det gäller att mäta en konstruktions tjocklek. Det är tänkbart att vissa defekter inom betongkroppen också går att detektera, men med vilken tillförlitlighet är emellertid oklart.

5.4 Diskussion - RAMAC CX10

RAMAC CX10 är en användarvänlig metod. Det går relativt snabbt att undersöka en plan yta med sidolängderna $0,8$ meter, resultaten går att utvärdera på plats, direkt i anslutning till undersökningen. Sammanfattningsvis så visar resultaten från de utförda mätningarna att det är möjligt att detektera strukturer, t ex armering vid ytan, ned till ett djup av

ca 10 cm. Troligen skulle också större hålrum och andra strukturer kunna upptäckas med denna metod. För undersökningar djupare in i betongen (> 10 cm) är det troligen svårare att upptäcka strukturer med tillräckligt god upplösning. Utrustningen kan inte detektera små avvikelser/strukturer med önskad upplösning.

5.5 Diskussion - Betongens egenskaper

5.5.1 Betut[®]

Samtliga betongkärnor från Månsbo Kraftverk kvalitetsklassificeras i princip som 2:or i den 7-gradiga skalan (där 7 är sämst). Kvalitetsklass 2 bedöms som bra (vattentät) betong enligt Betut[®]. Klassificeringssystemet Betut[®] är ett bra sätt bedöma borrhärnors kvalitet. Resultatet från den okulära besiktningen av borrhärnorna presenteras på ett överskådligt sätt med hjälp av tillhörande program, se Figur 4.6.

5.5.2 Hållfasthet

Betongens hållfasthet anses vara i mycket god. Provning av spräck- och tryckhållfasthet visar att betongen har en väl utvecklad hållfasthet. Hållfasthetsmedelvärden från samtliga provkroppar är i tryck $48,8 \pm 6,6$ MPa och i spräck $3,2 \pm 0,6$ MPa, dessa värden anses som normala till höga i sammanhanget. Det går inte att urskilja några direkta skillnader i betongens hållfastheter, oavsett betongens ursprungliga position (provplats) i kraftverksbyggnaden och provkroppens (borrhärnans) ursprungliga orientering.

5.5.3 Frostbeständighet

Frostbeständigheten fram till och med 56 fryscyklar bedöms som mycket god (< 0,1 gram avflagnings per m² enligt standard). Trots att en relativt liten mängd betong avflagades så uppvisade betongen brister efter 56 dygns provning. Omfattande sprickor uppstod i provkropparna.

Efter 70 cykler visade betongen klara brister. Samtliga provkroppar hade då "kollapsat". Provkropparna hade omfattande och delvis genomgående sprickbildningar. Anledningen till denna kollaps är sannolikt att betongens kritiska mätnadsgrad¹² med avseende på fuktnnehåll och frysning överskreds någon gång mellan 56 och 70 fryscyklar. Om den kritiska mätnadsgrad överskreds leder det till vad som vanligtvis benämns som inre frostangrepp. Inre frostangrepp är ofta förödande för materialet. Det går inte att urskilja någon uppenbar variation i frostbeständighet kopplad till betongens läge, eller orientering, i olika konstruktionsdelar.

¹² För alla porösa material finns det en kritisk mätnadsgrad med avseende på fuktnnehåll och frysning. Om denna kritiska fuktnivå överskreds samtidigt som materialet utsätts för frysning kommer det att kollapsa. Med kollaps menas i detta sammanhang en drastisk nedsättning av materialets elasticitetsmodul [15]

5.5.4 Petrografisk analys

Sammanfattningen av den petrografiska analysen säger att betongen är av god kvalitet. Inga direkta brister i betongen gick att finna. Lokalt kunde ettringitbildningar lokaliseras. De största koncentrationerna av ettringit kunde observeras i de två provkropparnas yttre delar.

Petrografiska analysen skiljer sig från bygghandlingarna i två avseenden. Den ena avvikelserna är vad det gäller ballastens volymandel och den andra avvikelserna gäller innehållet av trass. Denna observation är intressant men, rent konstruktionsmässigt, av en mindre betydelse då betongens kvalitet bedöms som god drygt 70 år efter byggnationen ägde rum.

5.6 Sammanfattande erfarenheter från rivningsarbetet och projektet

- Vid projektering av ett rivningsprojekt är det viktigt att säkerställa och beakta betongens kvalitet men också konstruktionens armeringsmängd. Dessa faktorer har en stor betydelse för valet av demoleringsutrustning och påverkar därför också den tid demoleringen tar i anspråk.
- Under rivningsarbetet kunde inga uppenbara tecken på armeringskorrosion upptäckas.
- All betong tillhörande kraftverksbyggnaden som provades bedöms vara av god kvalitet i alla avseenden.
- Mätningar med radar kan användas för att detektera armeringsjärn och avsaknaden av densamma. Större avvikelser som t ex hålrum går troligen också att detektera på djup ca 10 cm från ytan. På djup större än 10 cm från ytan är det oklart om avvikelser kan göras med tillräckligt god upplösning.
- Mätning av korrosionsaktivitet mha GPM framstår som en något osäker metod som bör användas med en viss försiktighet.

6 Referenser

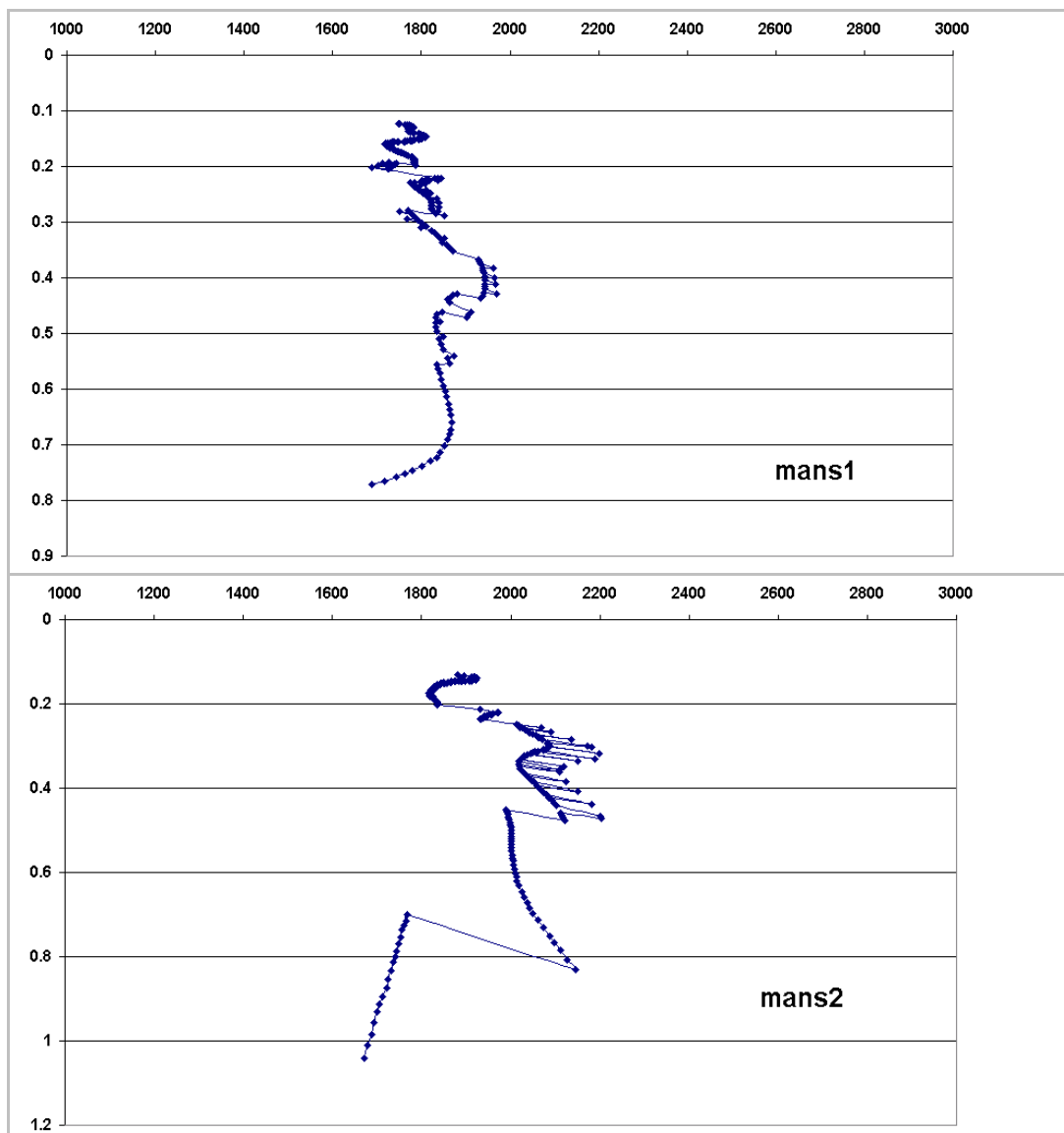
- [1] Lindgren M. "Provningsmetoder och skadetyper vid vattenkraftverk..." Examensarbete Elforsk Rapport 05:35, Stockholm 2005
- [2] Bernstone, C. "Utvärdering av befintliga metoder för tillståndskontroll av betong i kraftanläggningar (in Swedish)", Elforskrapport 99:45, Stockholm 1999
- [3] (3)Grönholm R; "Utvärdering av borrhäror från betongkonstruktioner" Vattenfall Utveckling AB Rapport US 00:04, Älvkarleby 2000
- [4] Pettersson, K och. Camitz, G. "Katodiskt korrosionsskydd av stålarmering i betongkonstruktioner", Bulletin 103. Korrosionsinstitutet 1991.
- [5] Klinghoffer, O. (1995). "In situ monitoring of reinforcement corrosion by means of electrochemical methods", Nordic Concrete Research, Nr. 95:1, 12 s.
- [6] Bowen, B. R. och Stokoe II, K. H. "Evaluation of cracked and repaired beams and columns using surface stress waves", i Proc. Earth quake engineering – 10th world conference, 1992, ISBN 90 5410 060 5, s. 2713 – 2718.
- [7] Shaw P., Rasmussen J., Pedersen K., Goodwin N., Gudmundsson G. "A Practical Guide to Non Destructive Examination of Concrete", Nordic innovation centre, Force Technology, 2004
- [8] Sansalone, M. "Impact-Echo: A method for flaw detection in concrete using transient stress waves", US department of commerce, Gaithersburg, 1986, NBSIR 86-3452, s. 58 – 64.
- [9] Wouters, J. P., Peterson, E., Kesner, K. och Poston, R. W. "Impact-echo locates subgrade voids", Concrete International, May 1999, s. 23-27.
- [10] Sansalone, M., Lin, J-M. och Streett, W. B. "Determining the depth of surface-opening cracks using impact-generated stress waves and time-of-flight techniques", ACI Materials Journal, mars-april 1998, s. 168 – 177.
- [11] Landis, E., Peterson, M., Sellek, S., Shah, S., Li, Z., Zdunek, A. och Prine, D.. *Developments in NDE of concrete*, ITT report, Infrastructure Technology Institute, Northwestern University 1994, 6 s.
- [12] Svensk Byggtjänst "Betonghandboken – Material Utgåva 2" Kapitel 2, 3 och 4, Stockholm 1994
- [13] Statens Vattenfallsverk Byggnadsteknik "Vattenfalls Betonghandbok", Kapitel 1, Stockholm 1972
- [14] Svensk Byggtjänst "Betonghandboken – Material Utgåva 2" avsnitt 11.6 Stockholm 1994
- [15] Fagerlund, G. "Moisture Design with regard to Durability – With special reference to frost destruction", Report TVBM-3130, Lund 2006

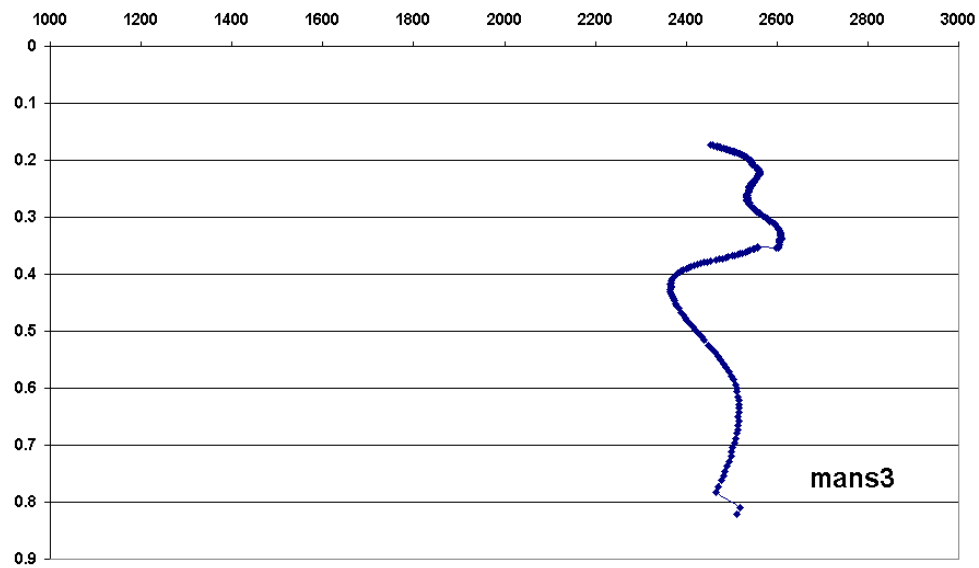
Bilagor

A	Redovisning av resultat från SASW	3 sidor
B	Redovisning av radarmätningar, Månsbo kraftverk.	20 sidor
C	Sammanfattning av den Petrografiska analysen	3 sidor

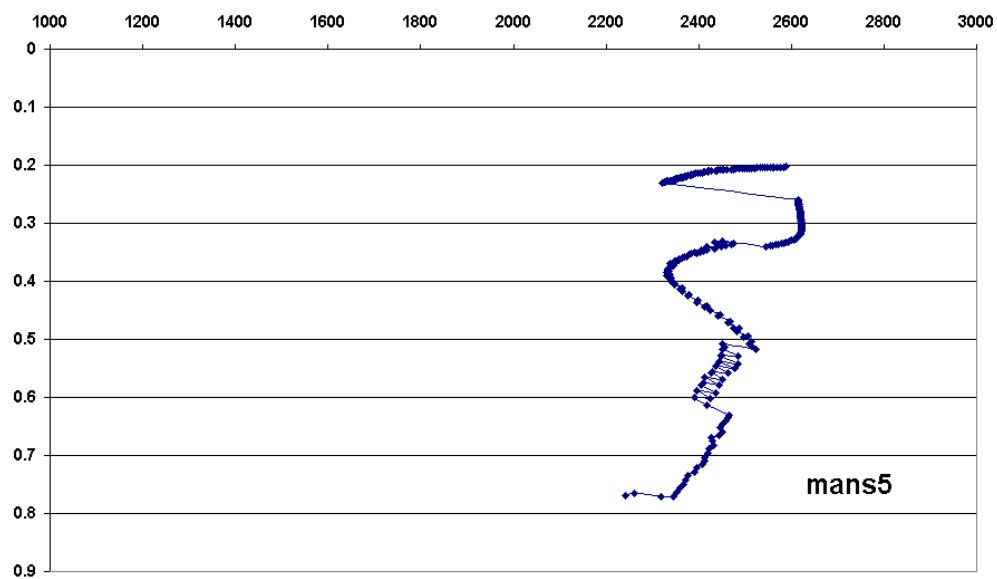
A Redovisning av resultat från SASW

Nedan redovisas grafer som beskriver våghastighet beroende på djupet. Provingar skede på en del olika platser i kraftverket, se avsnitt 1.5. P.g.a. att Force Technology inte kunnat fullfölja undersökningen så blir tolkningen av dessa resultat svår att utföra.

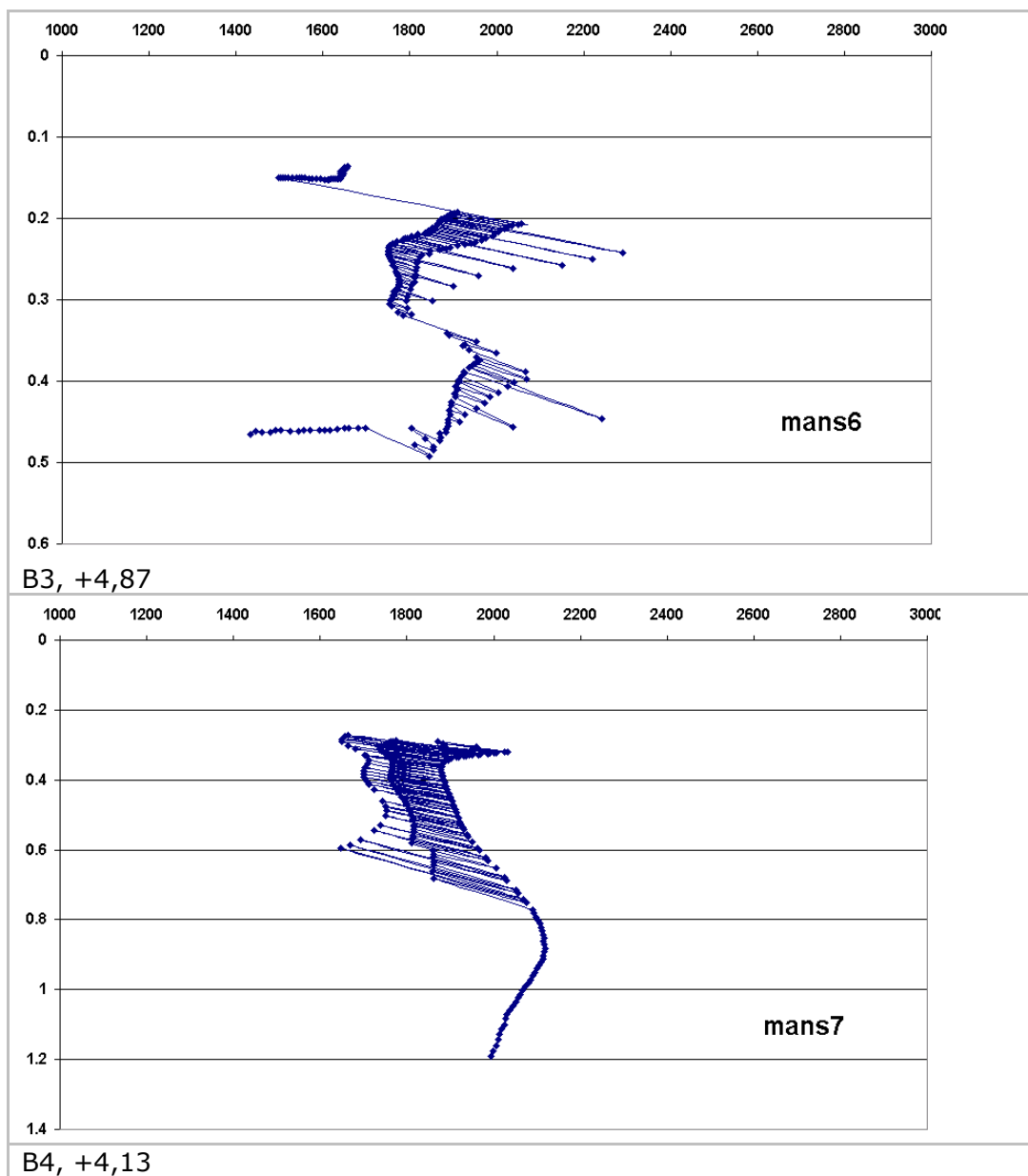


A1 Resultat från undersökning av Vägg A

A5, +3,19



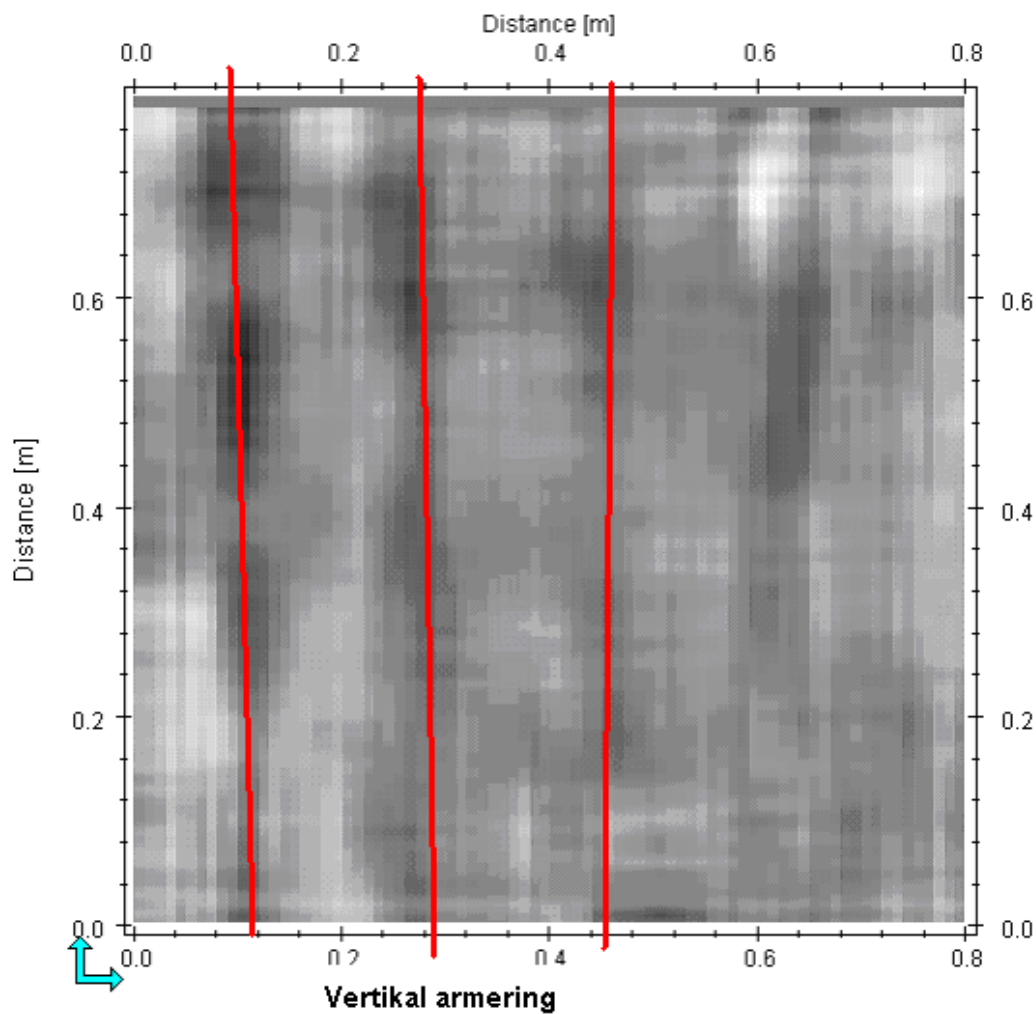
under A6, +1,62

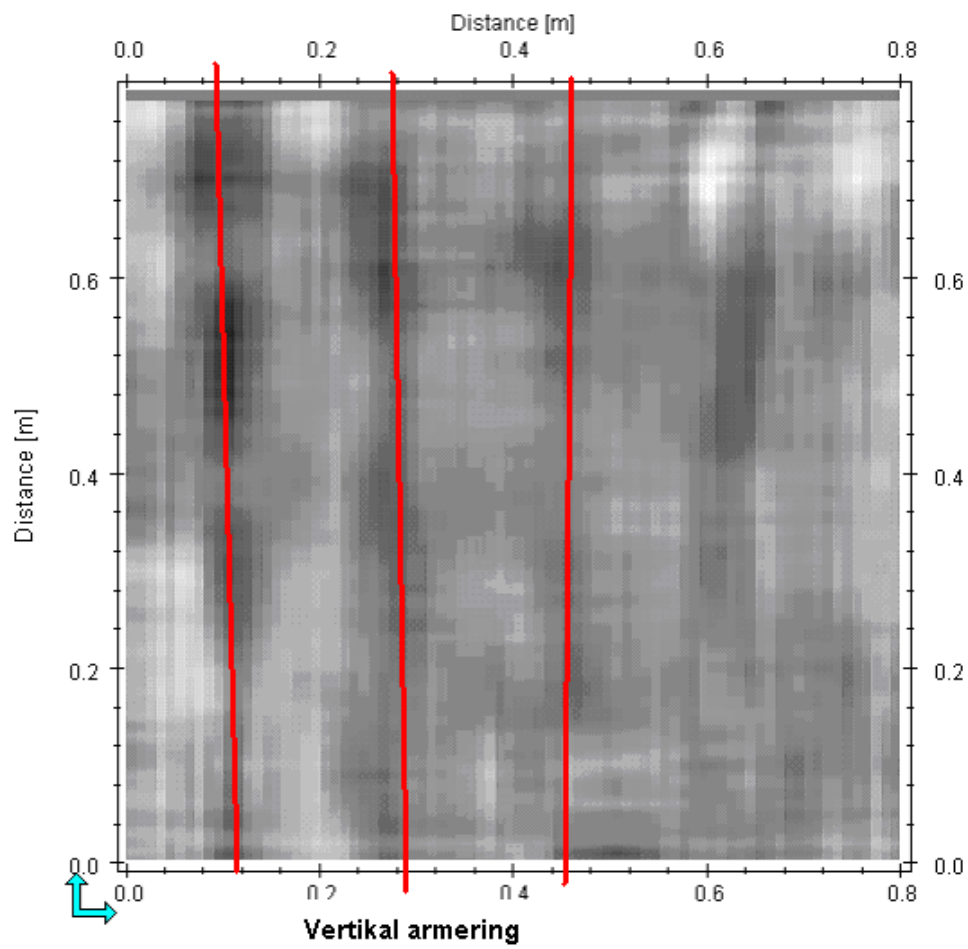
A2 Resultat från undersökning av Vägg B

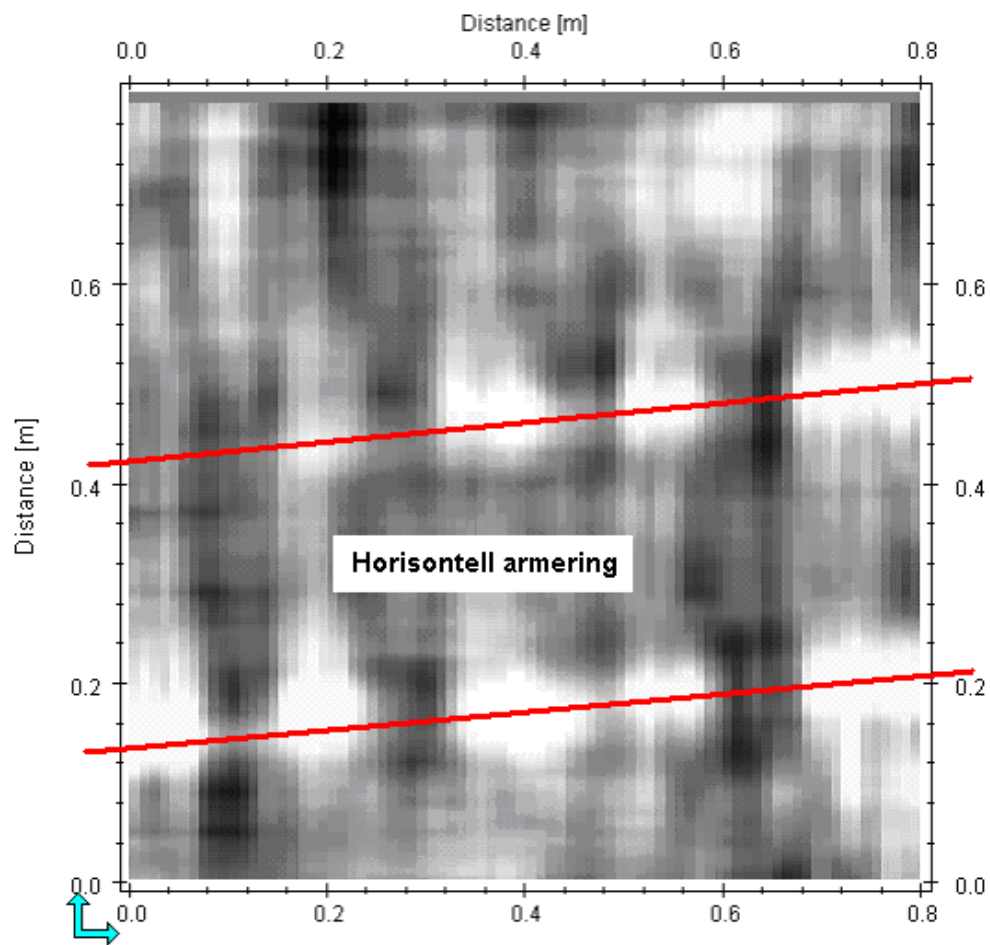
B Redovisning av radarmätningar, Månsbo kraftverk.

Mätningarna utfördes 2005-03-03 med Malå Geoscience CX10 utrustning av Johan Nissen och Tomas Sandström. Provningar skede på en del olika platser i kraftverket, se avsnitt 1.5.

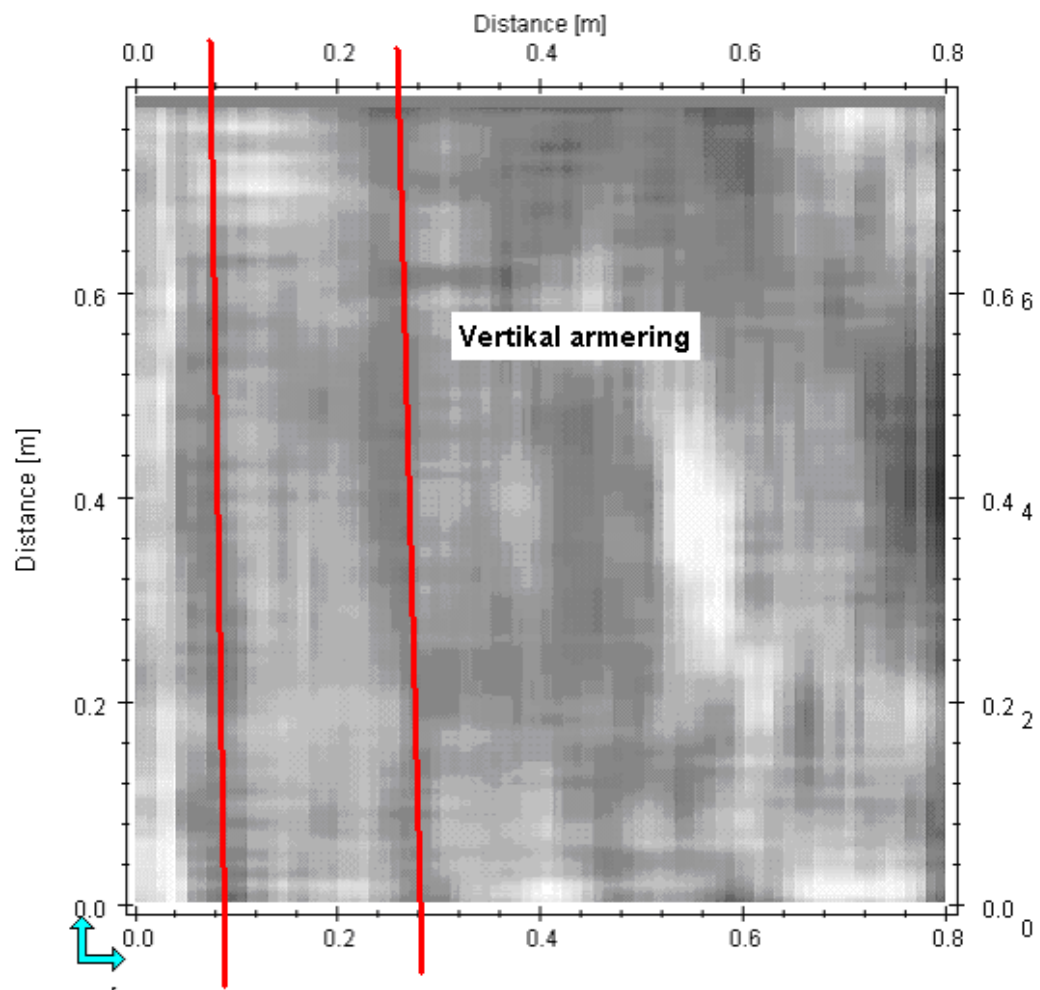
B1 Resultat från undersökning av Vägg A



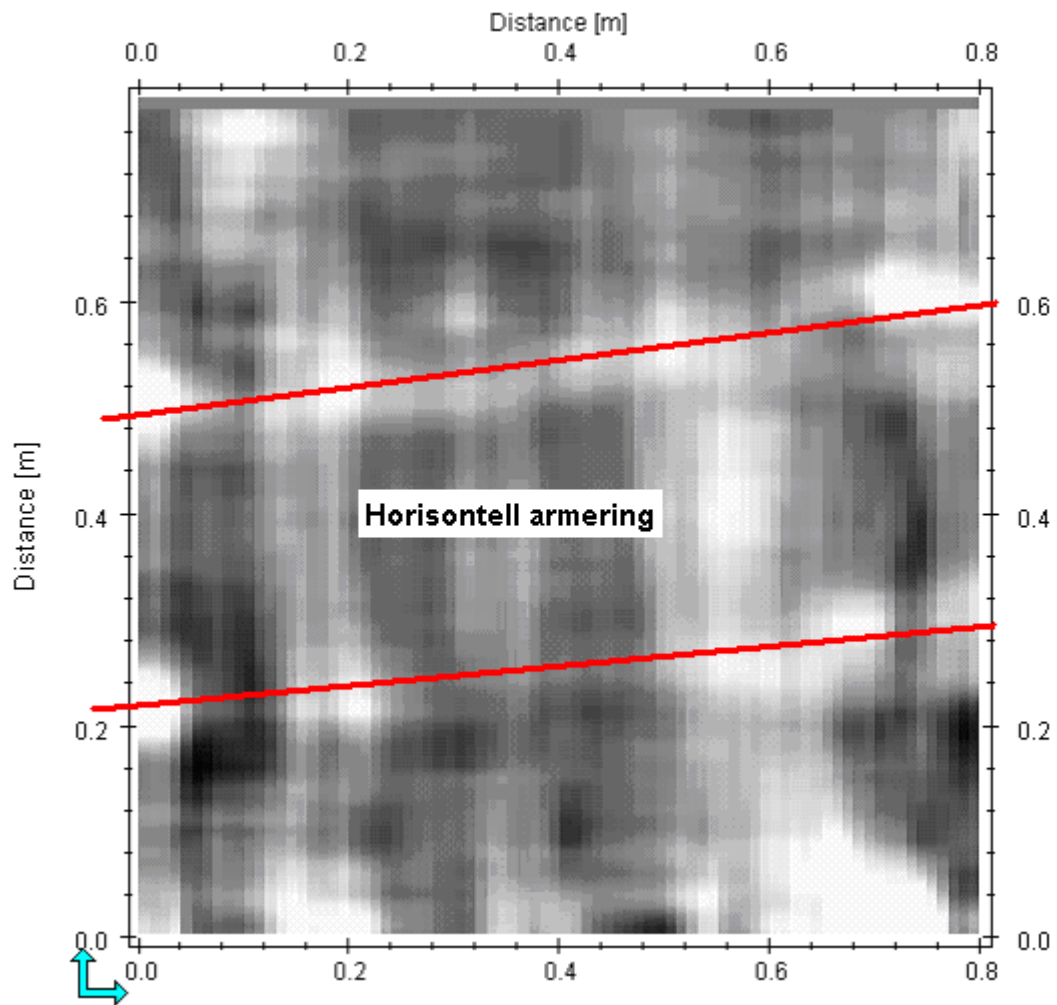




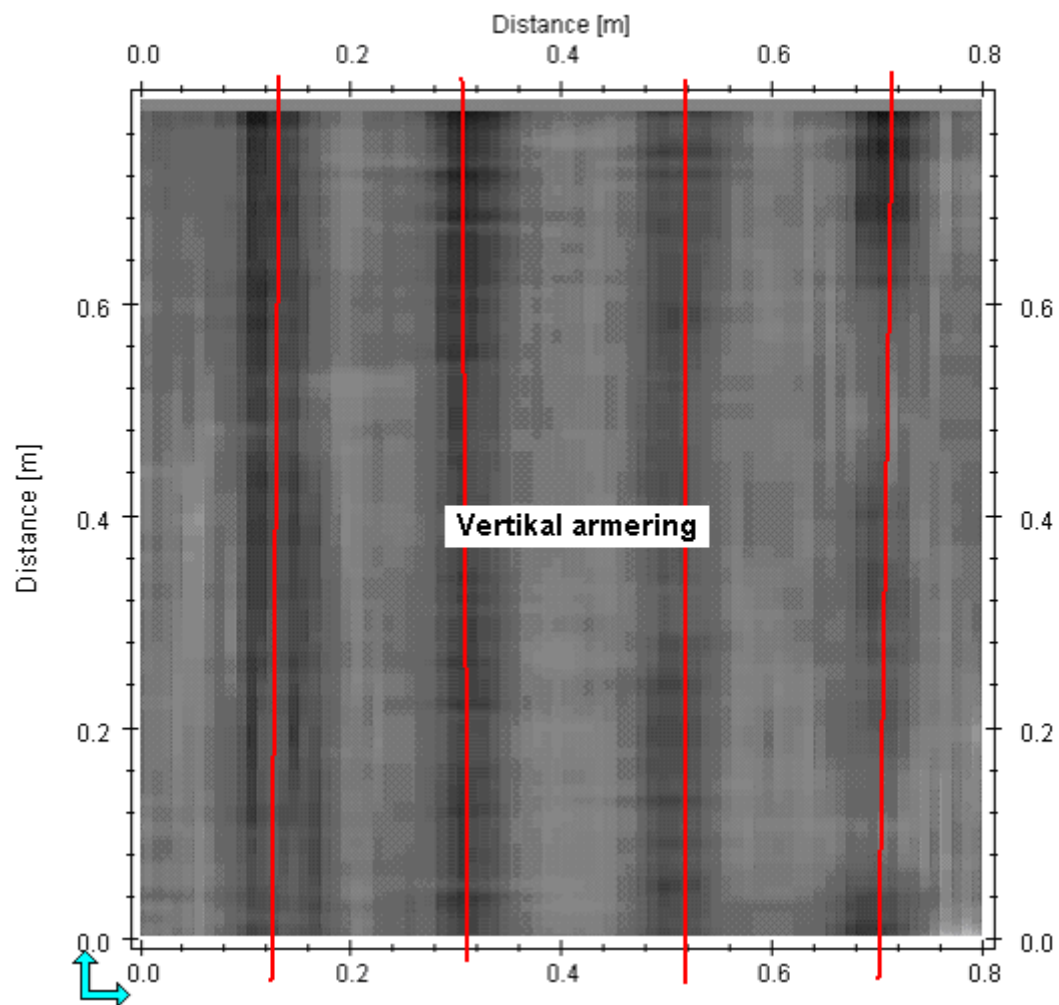
Provning 1b. Djup = 9-10 cm. Gles horisontell armering



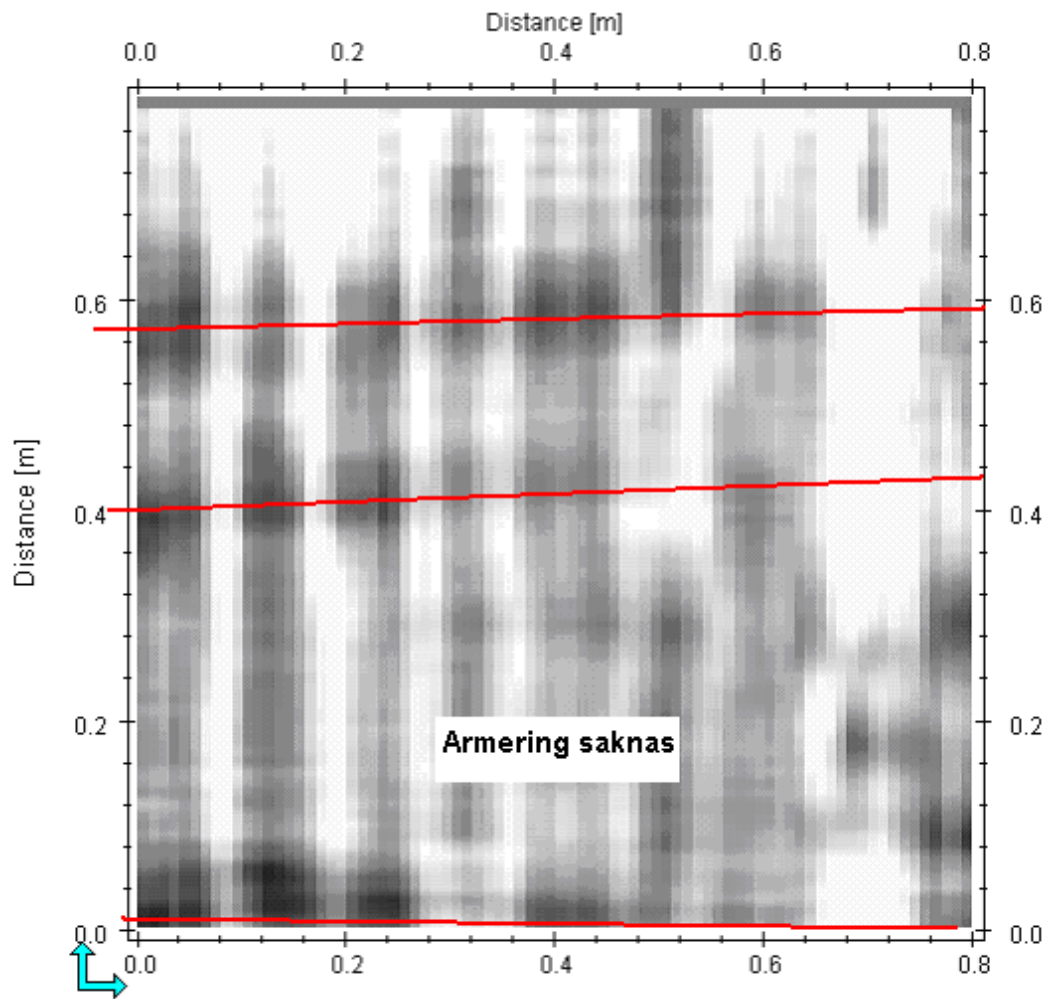
Provning 2a. Djup = 6 cm. Vertikal armering cc=20 cm.



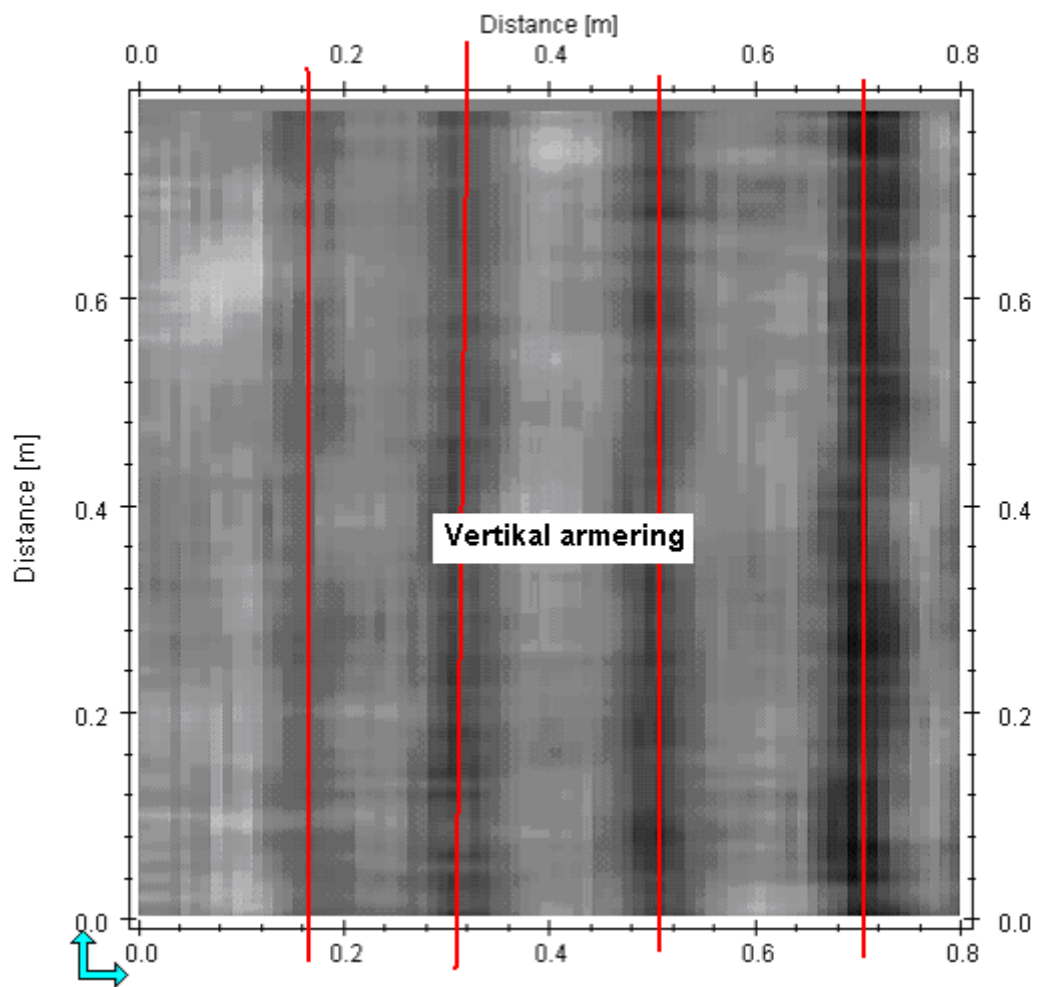
Provning 2b. Djup = 10 cm. Gles horisontell armering, vertikal armering kan också skönjas i vitt



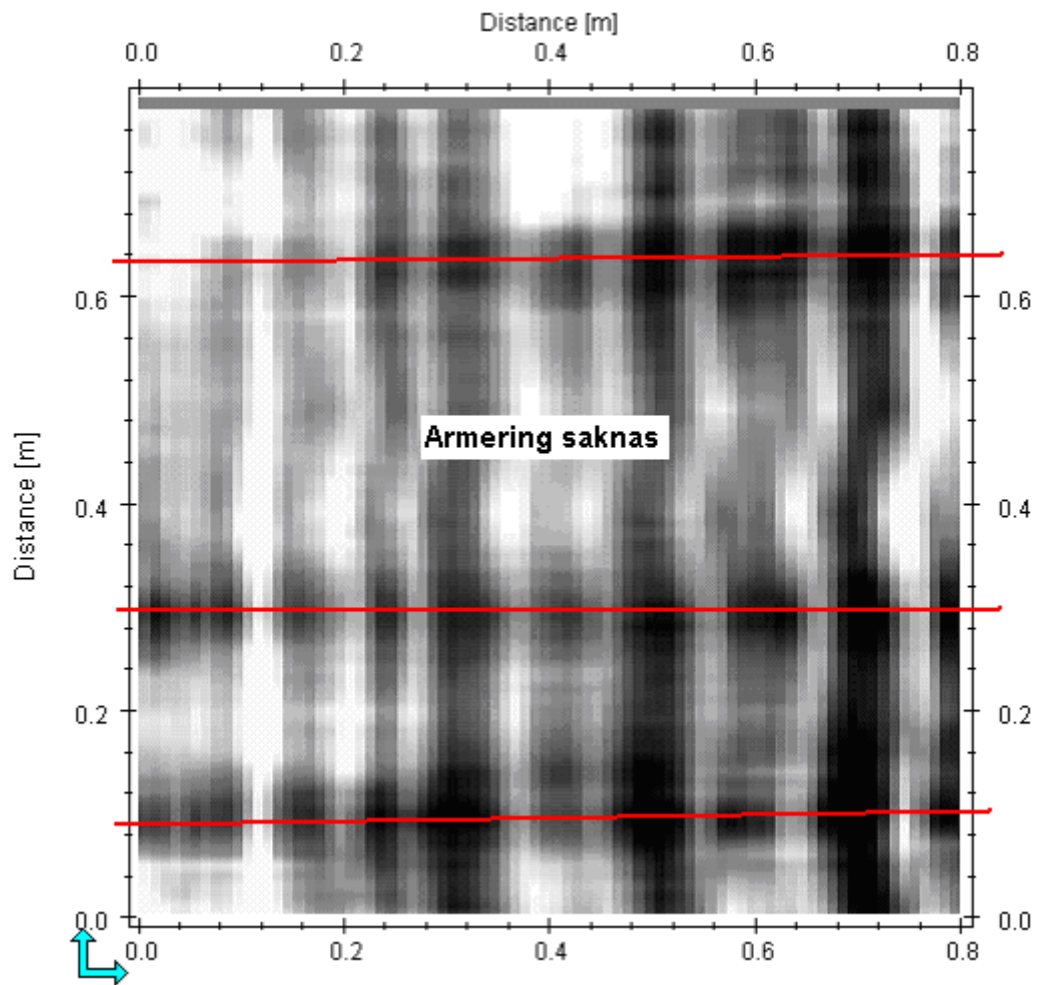
Provning 6a. Djup = 5 cm. Vertikal armering cc=20 cm svart.



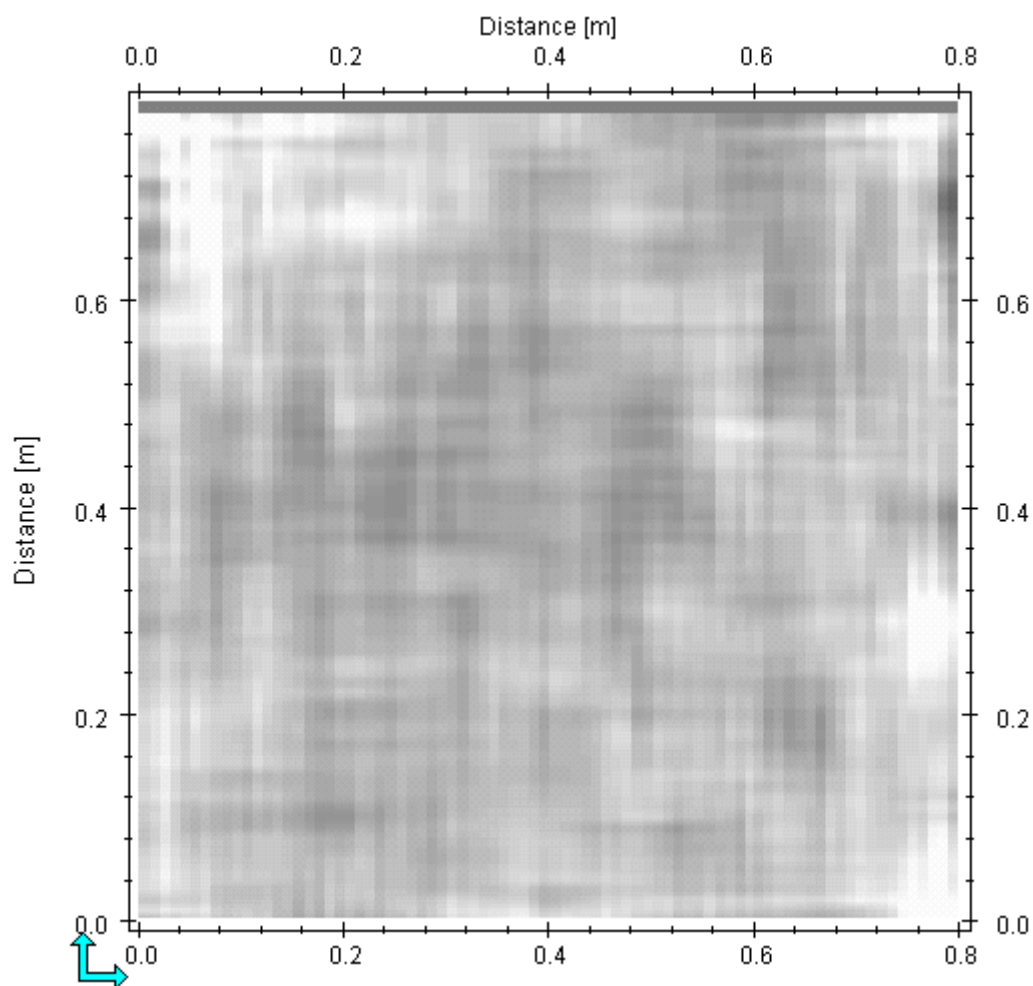
Provning 6b. Djup = 7 cm. Horisontell armering (svart) vid 0, 40, 60 cm vid 20 cm saknas armering!



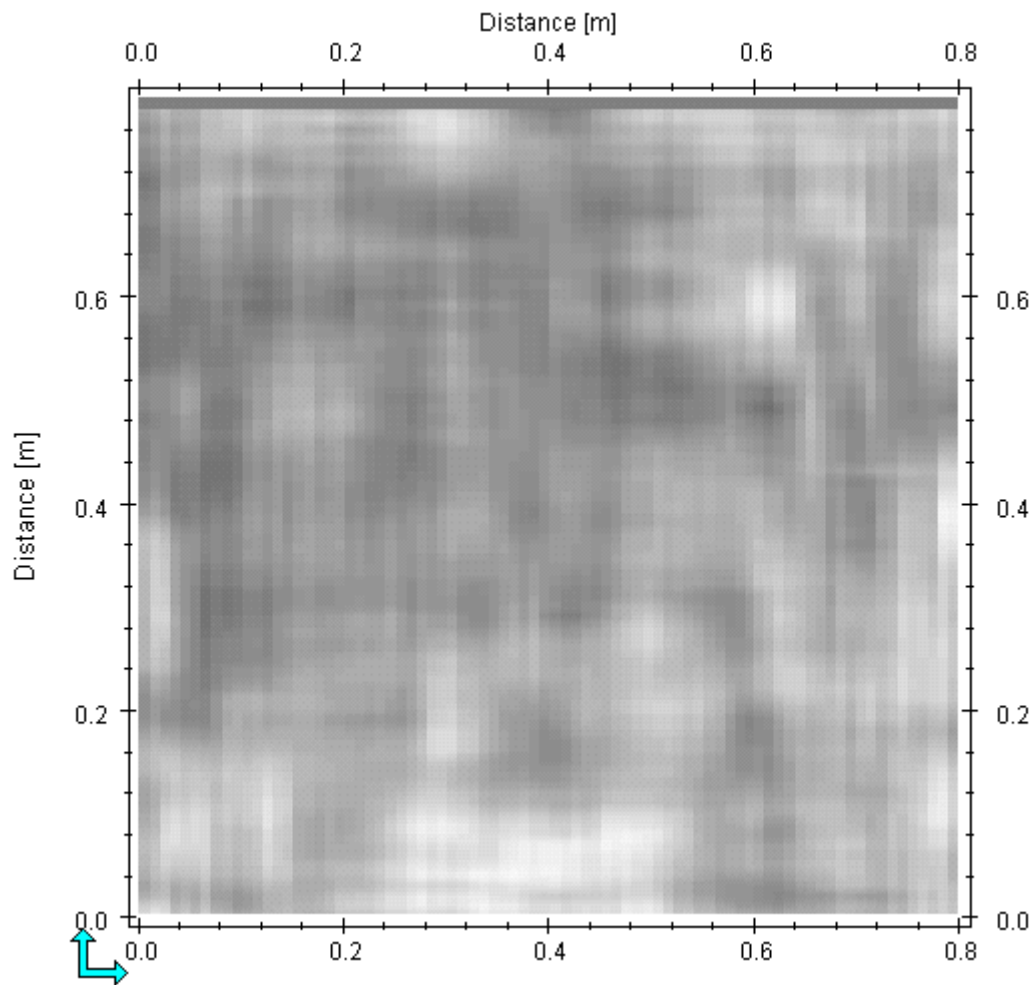
Provning 7a. Djup = 5 cm. Vertikal armering cc=20 cm.



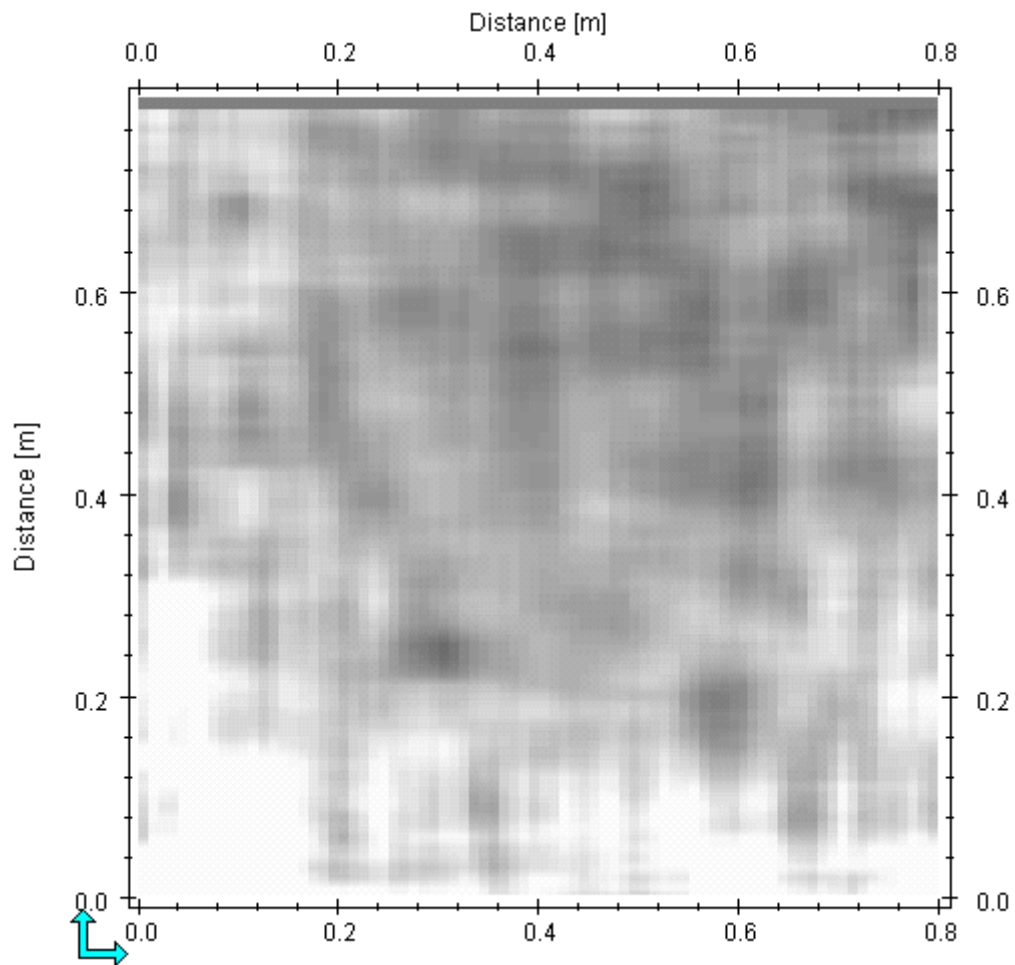
Provning 7b. Djup = 7 cm. Horisontell armering, det saknas ett armeringsjärn vid 50 cm.

B2 Resultat från undersökning av Vägg B.

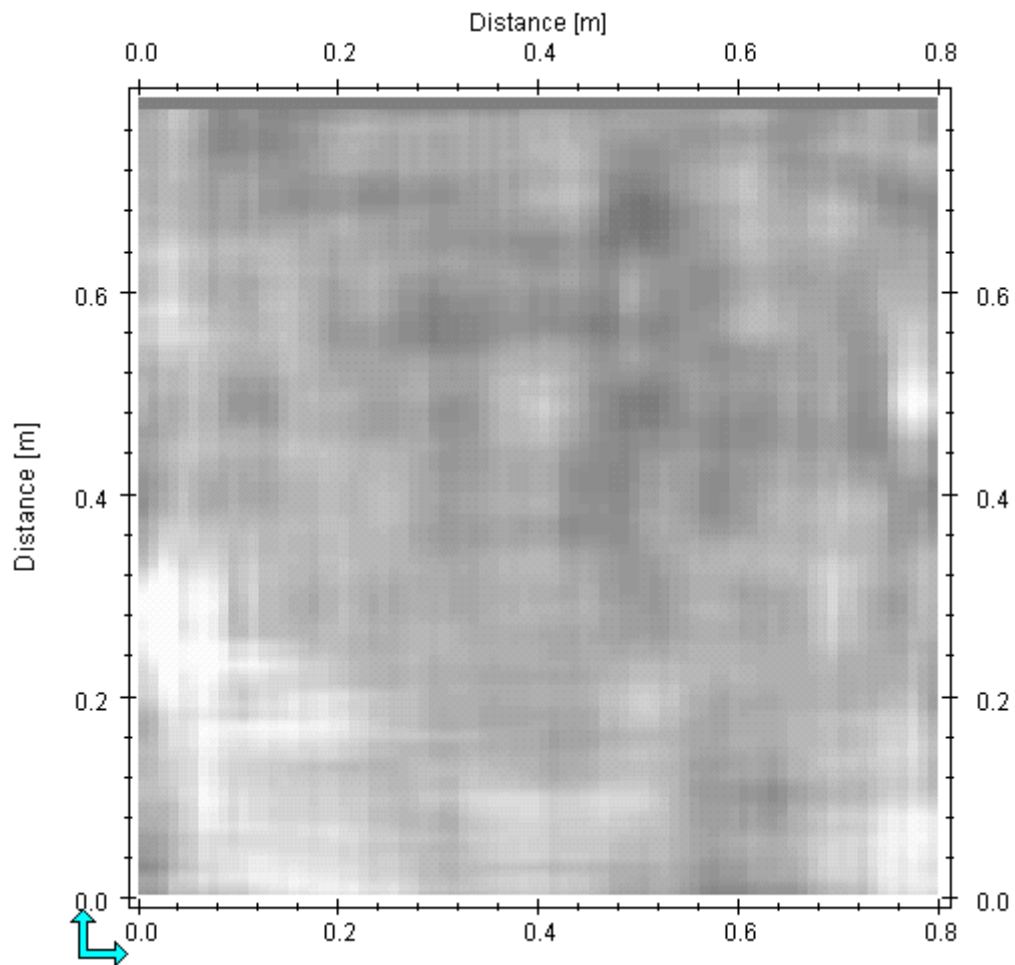
Provning 3. Djup = 6 cm. det finns ingen armering på 6 cm djup från ytan vid den här provplatsen. Vägg skiljer trapphuset från uppströms ledmur.



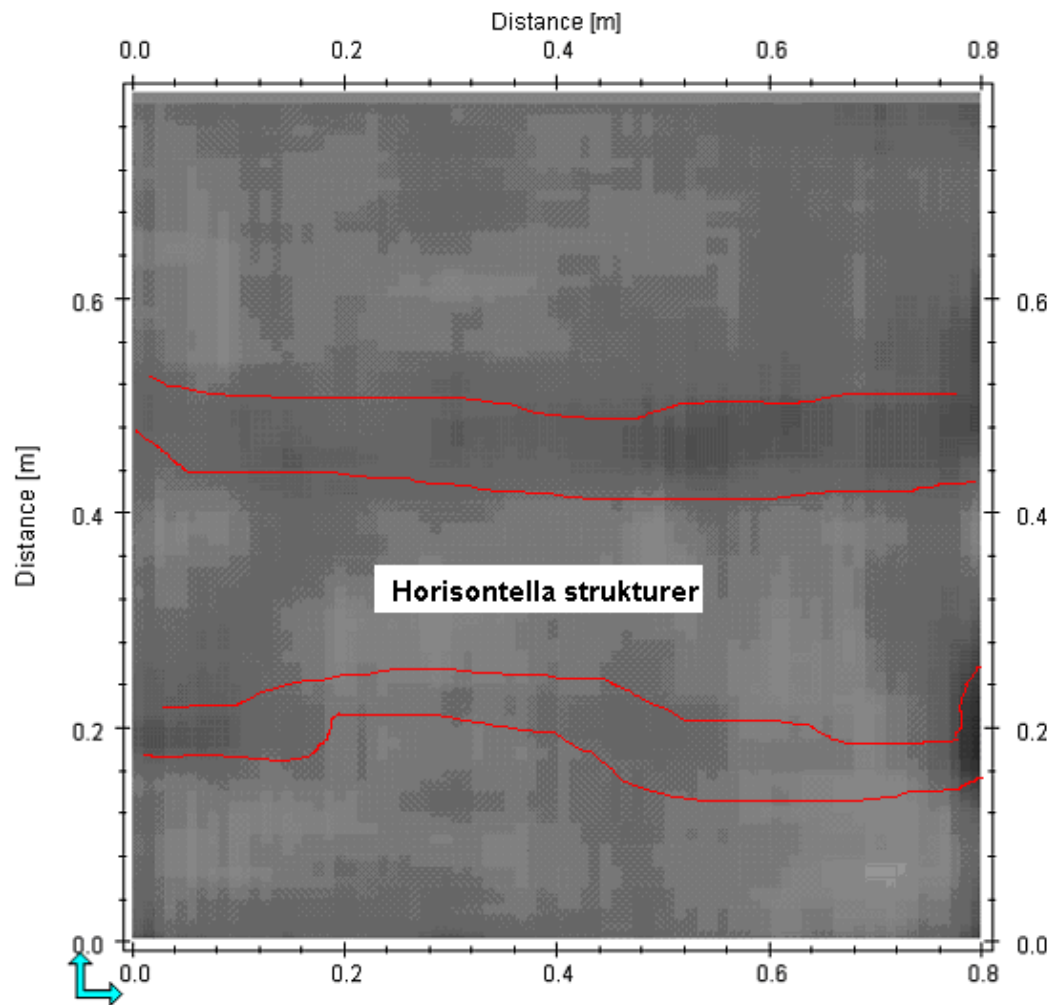
Provning 4. Djup = 7 cm. Det finns ingen armering på 7 cm djup från ytan vid den här provplatsen heller. Väggen skiljer trapphuset från uppströms ledmur.



Provning 5. Djup = 7 cm. det finns ingen armering på 7 cm djup från ytan vid den här provplatsen. Väggen skiljer trapphuset från uppströms ledmur.

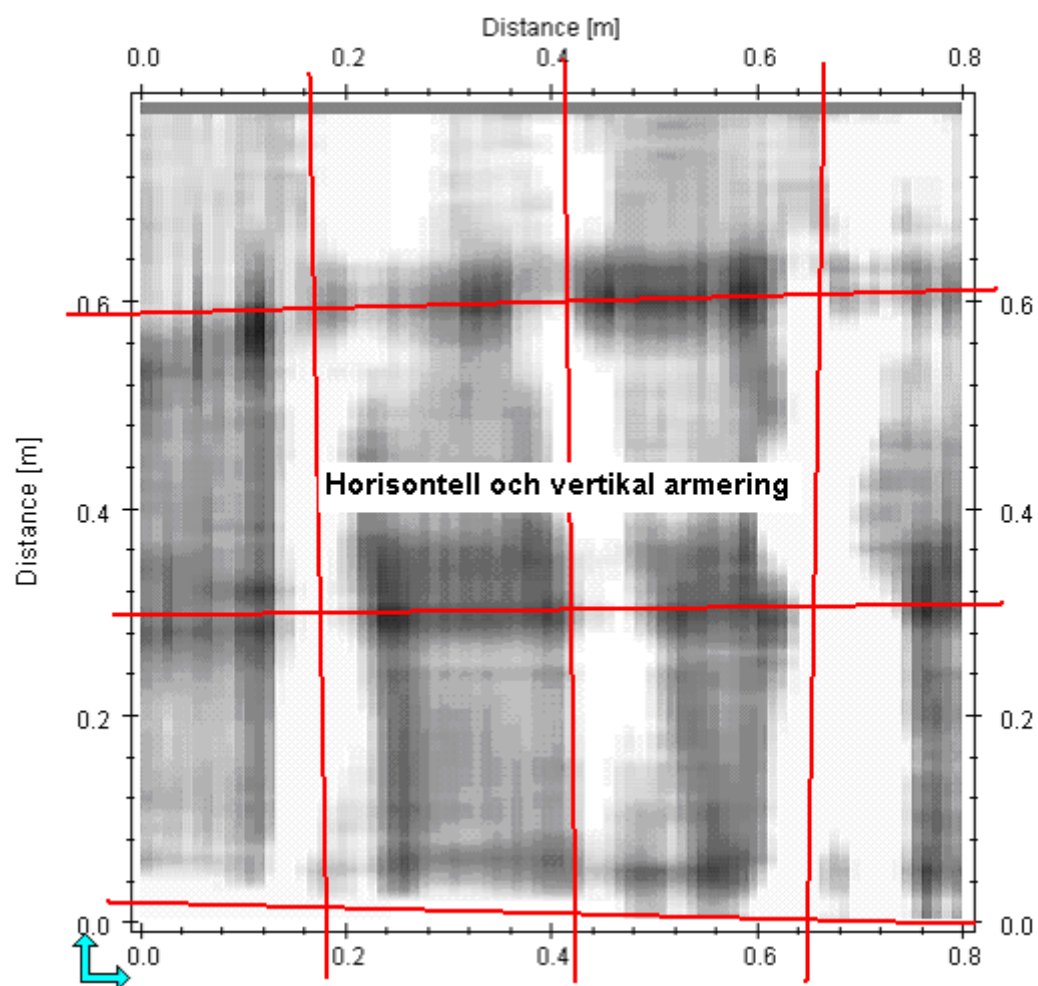


Provning 8. Djup = 7 cm. det finns ingen armering på 7 cm djup från ytan vid den här provplatsen. Väggen skiljer trapphuset från uppströms ledmur.

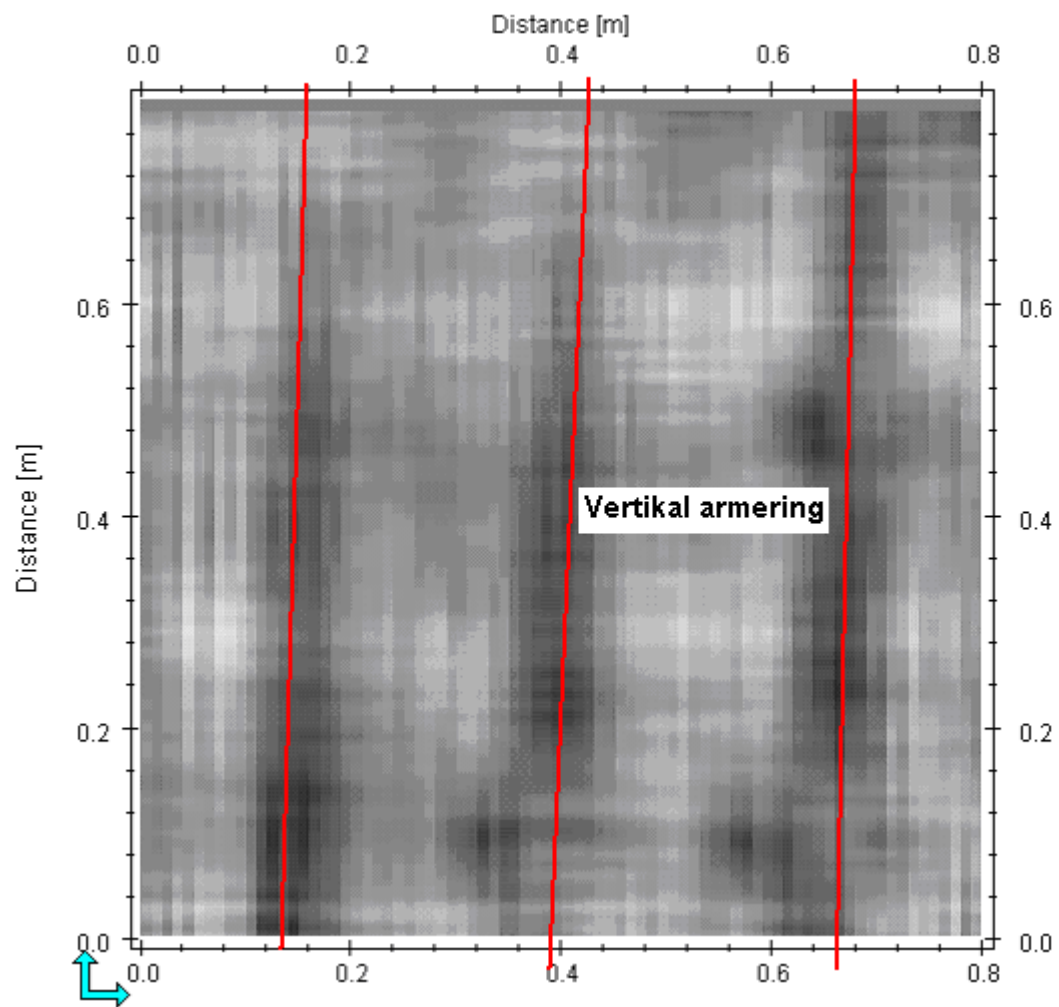


Proving 9. Djup = 4 cm. Horisontella strukturer vid 20 cm och 45-50 cm, oklart vad det är.

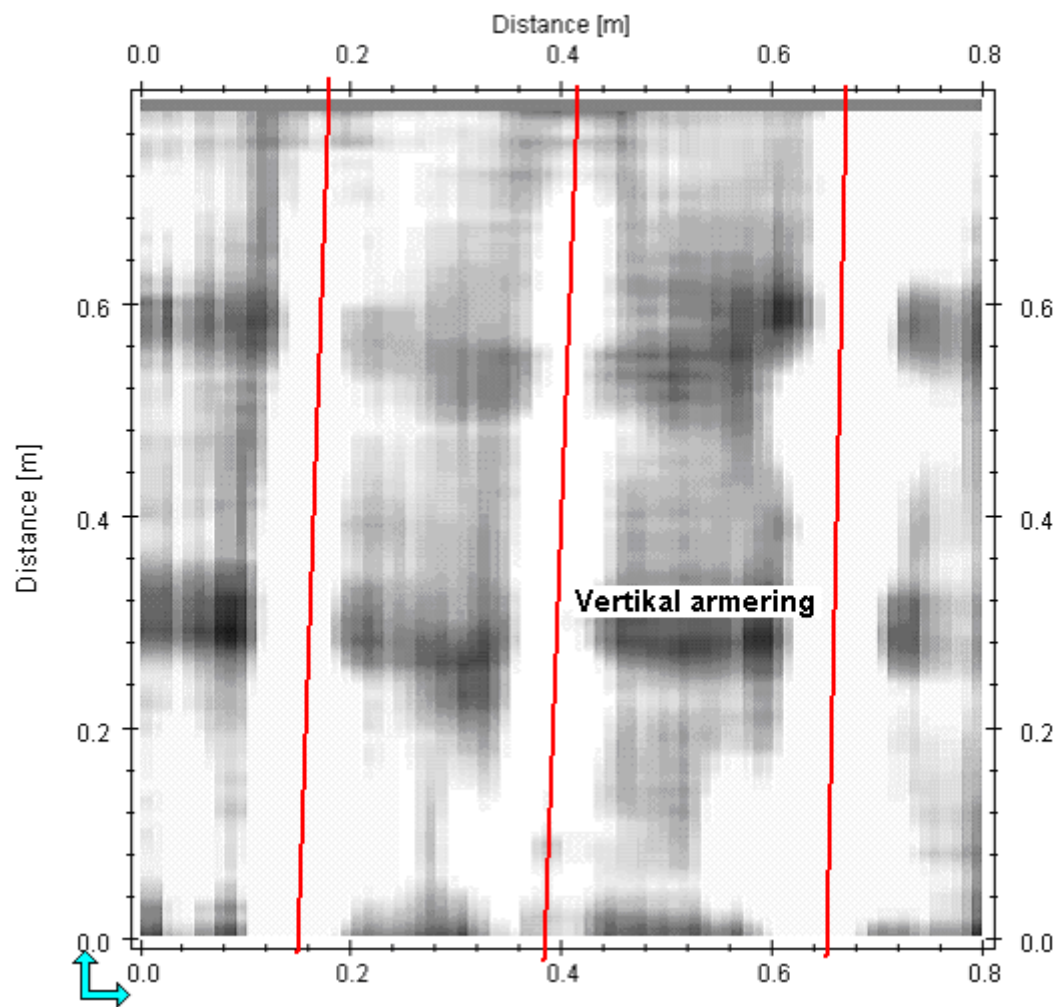
B.3 Resultat från undersökning av Vägg D



Provning 16. Djup = 6 cm. Horisontell och vertikal armering.

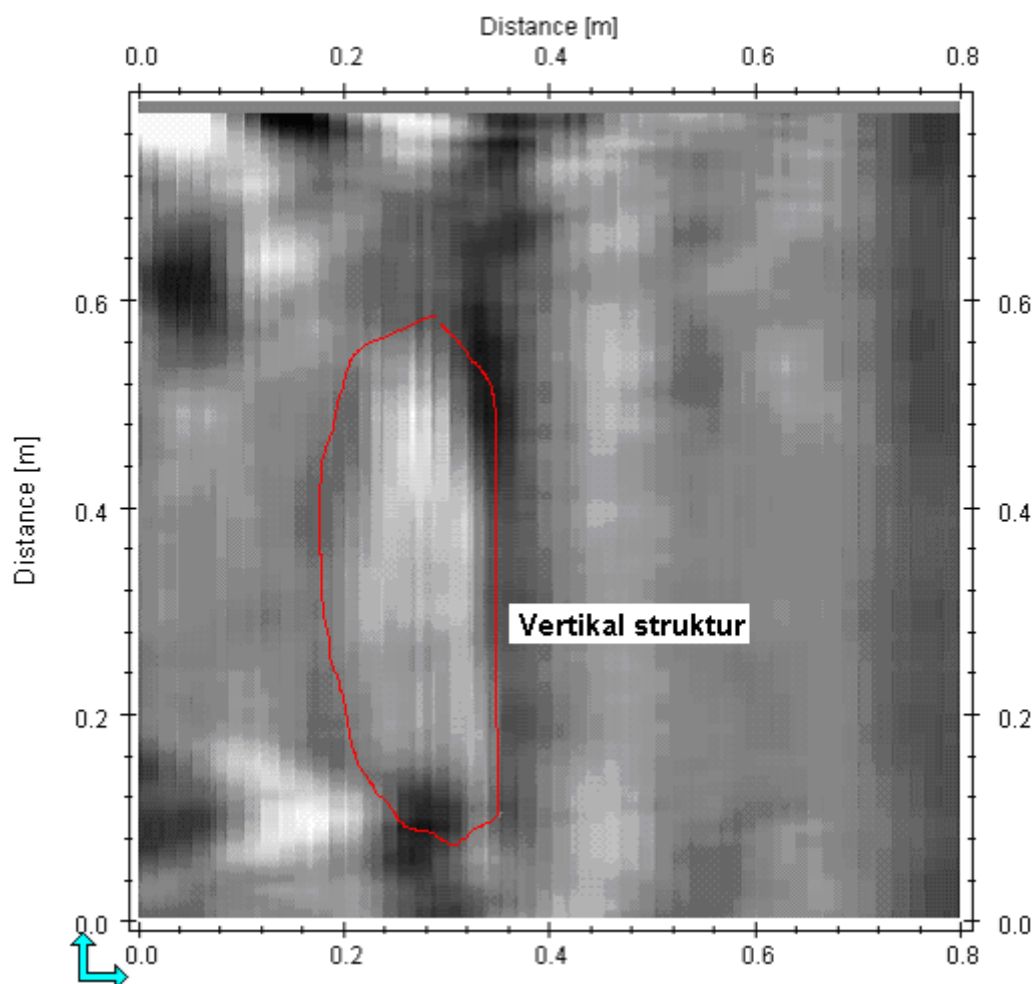


Provning 17a. Djup = 5 cm. Vertikal armering.

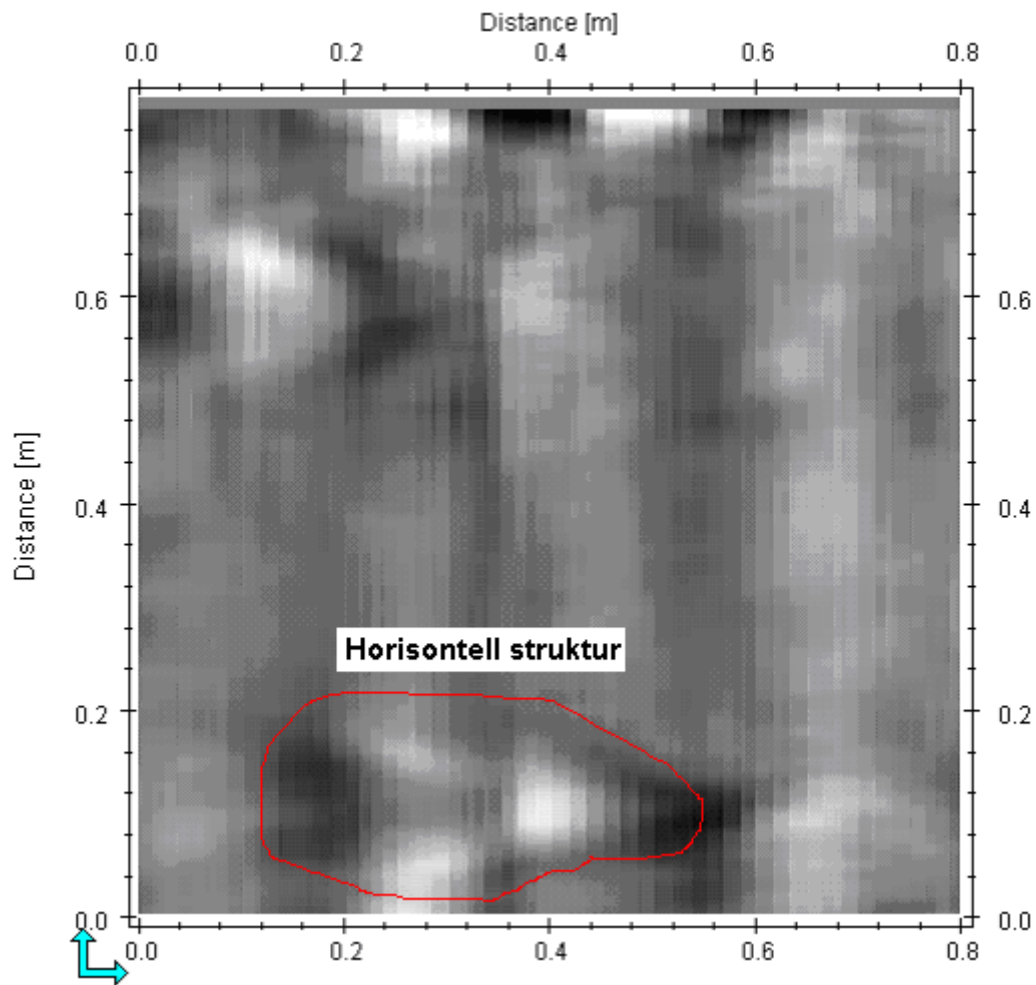


Provning 17b. Djup = 6 cm. Horisontell armering vid 0, 30, 60 cm.

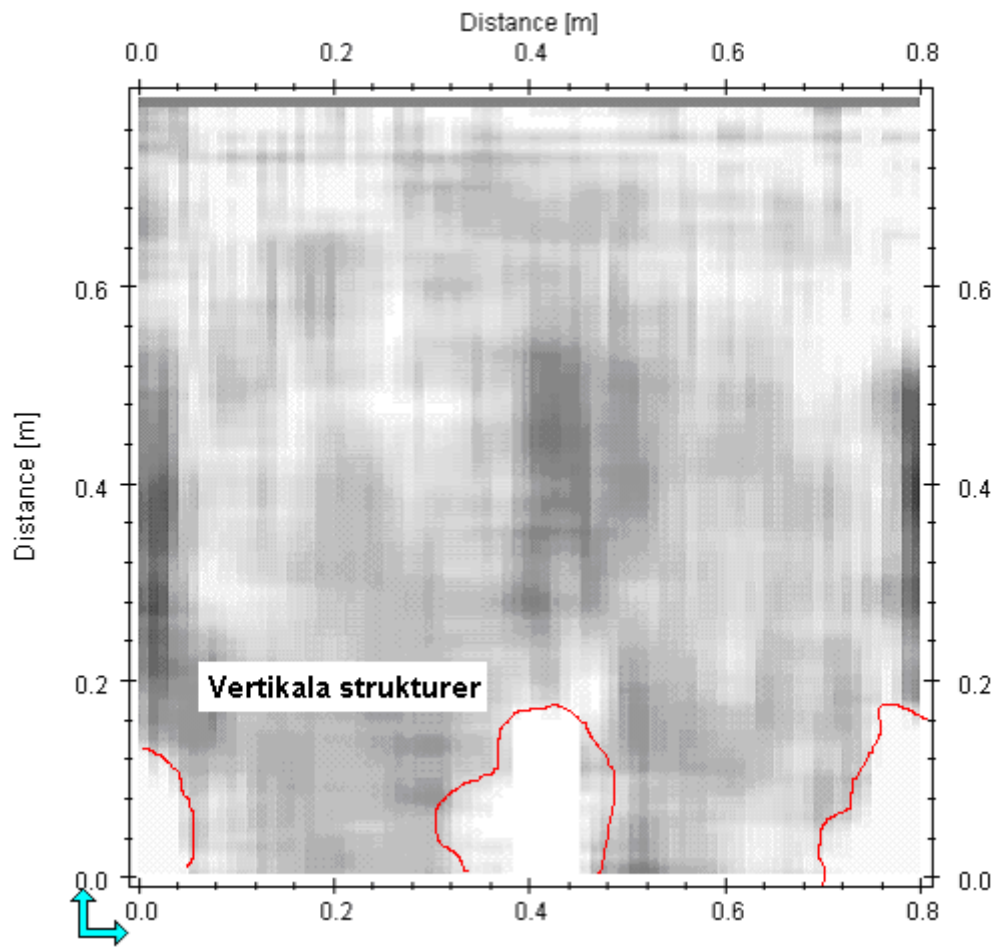
B.4 Resultat från undersökning av Vägg F



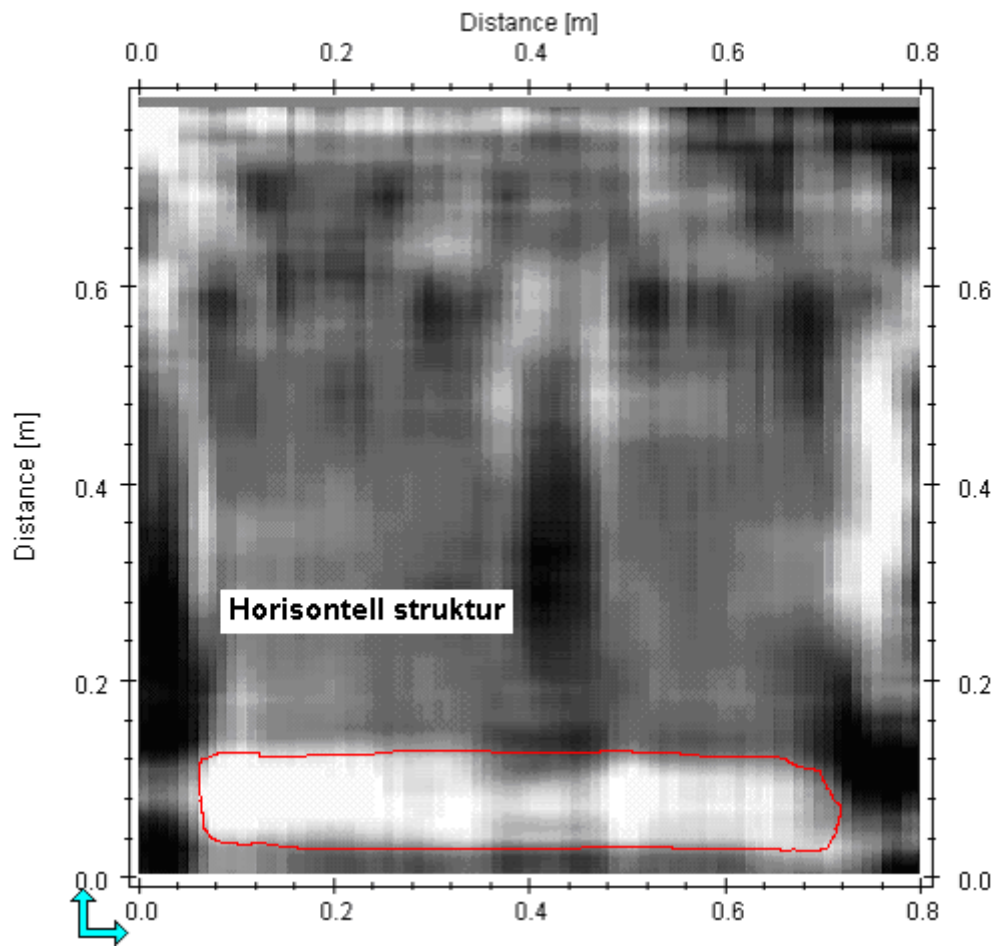
Provning 14a. Djup = 7 cm. Vertikal struktur vid ca 35 cm, lutande i förhållande till ytan.



Provning 14b. Djup=8cm. Horisontell struktur vid ca 10 cm, kraftigt lutande i förhållande till ytan.



Provning 15a. Djup = 6 cm. Vertikala strukturer vid 0, 40-45 och 80 cm. Kraftigt lutande i förhållande till ytan.



Provning 15b. Djup = 8 cm. Horisontell struktur vid 8 cm.

C Sammanfattning av den Petrografiska analysen

I denna bilaga presenteras ett utdrag från den Petrografiska analysen utförd av Pelcon, DK, se **Figur 3.6** för att koppla utvärderingen till den provkropp som analyserades.

C.1 Resultat från den makroskopiska analysen

Parameter	Spec. 1.1	Spec. 1.2
Length (mm) x width (mm)	178 x 100	169 x 100
Aggregate type	Mainly granite with minor amounts of gneiss/amphibolite	Mainly granite with minor amounts of gneiss/amphibolite
Stone content, vol. %	41	42
Stone distribution	Even	Even
Reinforcement bar	Yes parallel to the surface, in two directions; Ø: 20mm. The rebars are non-corroded.	-
Thickness of re-bar cover layer, mm	- (The depth of the core specimen from the surface of the structure is unknown)	-
Degree of compaction	Well compacted (0.4 vol. % of entrapped air)	Well compacted (1.1 vol. % of entrapped air)
Porous zones	None (Slight de-bonding at part of the coarse aggregates – see note 2)	None (Slight de-bonding at part of the coarse aggregates – see note 2)
Cracks	No macroscopic cracks (Slight de-bonding at part of the coarse aggregates – see note 2)	No macroscopic cracks (Slight de-bonding at part of the coarse aggregates – see note 2)
Precipitations	Smaller amounts of white precipitations are found in air voids; mainly in that part of the specimen directed towards the exposed side of the structure. Along parts of the coarse aggregates are seen a narrow white line.	Some white precipitations are found in air voids; mainly in that part of the specimen directed towards the exposed side of the structure. Along parts of the coarse aggregates are seen a narrow white line.
Signs of ASR	No macroscopic signs of ASR	No macroscopic signs of ASR
Other signs of deterioration	None.	None.

C.2 Resultat från tunnslipsanalysen

Parameter	Spec. 1.1 - outer	Spec. 1.1 - middle	Spec. 1.1 - inner
Cement type	OPC	OPC	OPC
Pozzolans	None	None	None
Capillary porosity (equivalent water-cement ratio)	~0.40	~0.40	~0.40
Uneven cement paste	1-2	1-2	1-2
Bonding defects to sand grains	1 (0.2 cracks per. mm ²)	1 (0.1 cracks per. mm ²)	1 (0.3 cracks per. mm ²)
Micro cracks in paste	1 (0.2 cracks per. mm ²)	1 (0.1 cracks per. mm ²)	1 (0.2 cracks per. mm ²)
Fine and coarse cracks	4 fine open cracks; Crack width: 0.02-0.04mm	5 fine open cracks; Crack width: 0.02-0.04mm	2 fine open cracks; Crack width: 0.02-0.04mm
Alkali silica reactions	0	0	0
Portlandite in cracks/pores	1-2	1-2	1-2
Ettringite in cracks/pores	2-3	0-1	1-2
Others	Marked leaching in local zones, both locally in paste and along stones. These zones are frequently precipitated with ettringite.	Marked leaching in local zones, both locally in paste and along stones. The apparent leaching zones contain no/little ettringite.	Marked leaching in local zones, both locally in paste and along stones. Somme ettringite in connection to these more porous zones.

Grading system: **0**: None / good
 (see bold figures above) **1**: Little / acceptable – estimated to be with little or no influence on performance and durability
2: Some / not acceptable - estimated to reduce performance and durability
3: Much / rejectable – estimated to markedly reduce performance and durability

ELFORSK

SVENSKA ELFÖRETAGENS FORSKNINGS-
OCH UTVECKLINGS - ELFORSK - AB