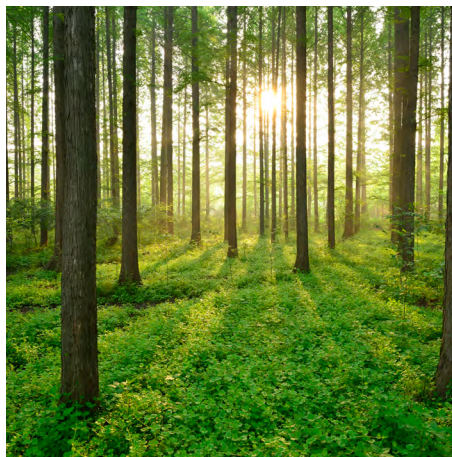


STATUSBEDÖMNING AV SLAKA BERGFÖRANKRINGAR I VATTENKRAFTSANLÄGGNINGAR

RAPPORT 2026:1204



VATTENKRAFTENS
BERGFRÅGOR



Statusbedömning av slaka bergförankringar i vattenkraftsanläggningar

Fältprovning och okulär inspektion

PETER LUNDQVIST OCH THOMAS PERSSON

ISBN 978-91-89917-47-7 | © Energiforsk juni 2026

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

I detta projekt har provningar av slaka bergförankringar inom vattenkraften utförts och deras status bestämts. Projektet syftar till att öka kunskapen kring statusen på bergförankringar som varit i drift under lång tid.

Uppdraget har genomförts inom programmet Vattenkraftens bergfrågor, som fokuserar på att stärka och bredda den forskning och utveckling som finns om bergtekniska frågor inom vattenkraftsområdet i Sverige.

Programmet koordineras av Energiforsk och finansieras av Vattenfall Vattenkraft AB, Fortum Sverige AB, Sydkraft Hydropower AB, Statkraft Sverige AB, Skellefteå Kraft AB, Holmen Energi AB, Jämtkraft AB, Tekniska verken i Linköping AB, Mälarenergi Vattenkraft AB, Karlstads Energi AB, Sollefteåforsens AB och Jönköping Energi AB.

Författare till rapporten är Petter Lundqvist och Thomas Persson från Vattenfall AB. Referensgruppen bestod av Christian Bernstone, Vattenfall, Magnus Svensson, Fortum, Kjell Nilsson, Sydkraft Hydropower, Niklas Widenberg, Vattenregleringsföretagen, och Andreas Larsson, Energiforsk.

Rapportförfattarna ansvarar för alla resultat och slutsatser i rapporten.

Bilden på framsidan tillhandahölls av Vattenfall AB.

Isabelle Lalander, Energiforsk

Stockholm, juni 2026

Sammanfattning

Slaka bergförankringar har historiskt installerats i svenska betongdammar för att förbättra stabiliteten genom att överföra krafter till underliggande berg. Enligt dagens riktlinjer i RIDAS får dessa förankringar i mycket begränsad omfattning tillgodoräknas vid stabilitetsberäkningar. Samtidigt visar erfarenheter från rivningar av äldre dammar att förankringarna ofta är väldigt bra skick. Föreliggande studie har därför haft som mål att öka kunskapen om slaka bergförankringars status och mekaniska beteende efter lång tid i drift.

Arbetet omfattade en litteraturgenomgång av tidigare provningar samt fältprovningar av totalt 24 bergförankringar från två vattenkraftsanläggningar där rivningar pågick. Resultaten från litteraturgenomgången visade att bergförankringar som varit i drift i vattenkraftsanläggningar uppvisar god status samt klarar höga belastningar. Vidare visar resultaten att även vid relativt korta förankringslängder så är brott i stålet den dominerande brottmoden, vilket är önskvärt.

De provade bergförankringarna bestod av både släta stänger från tidigt 1900-tal och kamstål installerade på 1980-talet. Samtliga bergförankringar okulärbesiktigades och provdrogs till brott.

Resultaten från den okulära inspektionen visade genomgående mycket god status hos bergförankringarna utan några synliga korrosionsangrepp även efter mer än 100 års drift.

Provdragningarna visade att majoriteten av bergförankringarna klarade krafter motsvarande eller överstigande stålets sträckgräns innan brott inträffade oavsett om brottet inträffade i stålet eller i injekteringsbruket. Nio av 24 gick till brott i stålet medan för övriga inträffade brottet i injekteringsbruket. Även i majoriteten av de fall där brottet inträffade i injekteringsbruket uppnåddes spänningsnivåer över den karakteristiska sträckgränsen. En viktig iakttagelse är att samtliga förankringar nådde stålets sträckgräns vid relativt små deformationer, långt innan slutbrott inträffade. Detta indikerar att bärförmågan för en bergförankring kan baseras på stålets sträckgräns då utan att äventyra konstruktionens integritet p.g.a. stora deformationer.

Brottmoder som observerades var brott i stålet samt brott i injekteringsbruket. I flera fall inträffade även ett ytligt brott i bergmassan. Detta följer mönster från tidigare studier som visar att brott ofta är en kombination av flera mekanismer.

Sammantaget visar studien att slaka bergförankringar uppvisar både god beständighet och betydande bärförmåga, i vissa fall efter mer än 100 år i drift.

Nyckelord

Slaka bergförankringar, fältprovning, inspektion, statusbedömning, provdragning, förankring, berg, betong.

Summary

Passive rock anchors have historically been installed in Swedish concrete dams to improve stability by transferring forces to the underlying bedrock. According to current guidelines in RIDAS, these anchors may only be credited to a very limited extent in stability analyses. At the same time, experience from the demolition of older dams shows that the anchors are often in significantly better condition than previously assumed. The purpose of the present study has therefore been to increase knowledge about the condition and mechanical behavior of passive rock anchors after long periods of service.

The work included a literature review and field testing of a total of 24 rock anchors from two hydropower facilities undergoing demolition. Results from the literature review showed that rock anchors that have been in service in hydropower facilities exhibit good condition and can withstand high loads. Furthermore, the results show that even at relatively short embedment lengths, failure in the steel is the dominant failure mode, which is desirable.

The tested rock anchors consisted of both smooth bars from the 1920s and deformed bars installed in the early 1980s. All anchors were visually inspected and subjected to pull-out tests to failure.

The results from the visual inspections showed that the rock anchors were in very good condition. No visible signs of corrosion could be detected even after more than 100 years of service.

The pull-out tests showed that the majority of the anchors withstood forces corresponding to or exceeding the characteristic yield strength of the steel before failure occurred, regardless of whether the failure occurred in the steel or in the grout. For nine out of 24 the failure occurred in the steel, while the remaining anchors failed in the grout. Even in most cases where the failure occurred in the grout, the stress levels exceeded the characteristic yield strength. An important observation is that all anchors reached the steel yield strength at relatively small deformations, long before the final failure occurred.

Observed failure modes included failure in the steel and failure in the grout. In several cases, a shallow failure in the surrounding rock mass also occurred. This aligns with patterns from previous studies showing that failure is often a combination of several mechanisms.

Overall, the study shows that passive rock anchors exhibit both good durability and significant load-carrying capacity, in some cases after more than 100 years in service.

Innehåll

1	Inledning	8
1.1	Bakgrund	8
1.2	Syfte, mål och avgränsningar	9
1.3	Slaka bergförankringar	9
2	Tidigare utförda provningar	12
2.1	Provningar utförda i vattenkraftsanläggningar	12
2.2	Provningar av teststag	15
2.2.1	Slaka bergförankringar	15
2.2.2	Efterspända bergförankringar	16
3	Fältprovning	21
3.1	Provningsutrustning	21
3.2	Provningsgenomförande	22
3.3	Anläggningar och provade bergförankringar	22
4	Resultat och diskussion	25
5	Slutsatser	37
	Fortsatta studier	39
6	Referenser	40
Bilaga A:	Kraft-förskjutningsdiagram	42

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Grundläggningen av en damm utgör en viktig del för att säkra dess bärförmåga, stabilitet, täthet och beständighet. Slaka bergförankringar som sitter i en betongdamms övergång mellan betong och berg bidrar till att öka dammens stabilitet genom att överföra krafter ner till underliggande berg. Bergförankringarna bidrar till att öka stabiliteten mot glidning i kontaktytan betong-berg genom att bidra till kontaktytans skjuvkapacitet p.g.a. att det uppstår dels en s.k. dymlingseffekt och dels en friktionseffekt. Bergförankringarna bidrar även till att öka dammens stabilitet mot stjälpande krafter genom att överföra dessa krafter till berggrunden.

Enligt RIDAS Tillämpningsvägledning 9 (TV9) [1] gäller vid uppförande av nya dammar som grundregel att okontrollerbara bergförankringar ej tillgodoräknas i dammens stabilitet. Grova bergförankringar med diametrar på minst 25 mm bör dock alltid installeras som extra säkerhet vid nybyggnad. Enligt RIDAS TV9 har så även ofta varit fallet för äldre betongdammar, där typiskt en förankring per kvadratmeter har installerats. Generellt anger RIDAS TV9 att även befintliga konstruktioner ska uppfylla stabilitetskraven, säkerhetsfaktorn ska överstiga 1,0, utan hänsyn till bergförankringar. Dessutom måste alltid kraftresultanten hamna inom konstruktionens basarea utan hänsyn till förankringarna. Det finns dock vissa undantag för t.ex. låga dammar (vattennivåer som understiger 5 m) utsatta för istryck. I de fall som bergförankringarna får tillgodoräknas för stabiliteten får den maximala spänningen i stålet maximalt uppgå till 140 MPa förutsatt att den karakteristiska sträckgränsen är minst 370 MPa.

Erfarenheter från senare års rivning av betongdammar (eller delar av en betongdamm) har visat att installerade bergförankringar ser ut att vara opåverkade av tidens tand. Eftersom rivningsentreprenader i regel har hårt styrda tidplaner saknas, om det inte har planlagt i tidigt skede, förutsättningar för att dokumentera dessa konstruktioners status. Det finns således mestadels okulära observationer av att t.ex. vägledningen om bergförankringar i RIDAS är mycket konservativt vald.

Rekommendationen att vid nybyggnad installera en bergförankring per kvadratmeter som inte får tillgodoräknas medför dessutom stora kostnader för denna extra säkerhetsåtgärd.

Sammanfattningsvis finns det behov av att i högre grad än vad som gjorts hittills, och under ordnade former, dokumentera bergförankringars status i samband med rivning av betongdammar eller delar av sådana konstruktioner. Det pågick ett antal rivningsentreprenader i gamla betongdammar under 2025, vilket öppnade för möjligheten att utföra

statusbedömningar av bergförankringar i dessa anläggningar. Dessa undersökningar utfördes i föreliggande projekt.

Sveriges säkerhetskyddslagstiftning innebär att den data som har samlats in har behövts anonymiseras i föreliggande rapport.

1.2 SYFTE, MÅL OCH AVGRÄNSNINGAR

Syftet med föreliggande rapport är att öka kunskapen kring ingjutna slaka bergförankringars beteende och status efter lång tid i drift i dämmande konstruktioner främst genom undersökningar i fält. Målet med rapporten är att skapa ett underlag som i framtiden kan bidra till att slaka bergförankringars inverkan på dämmande betongkonstruktioners stabilitet kan tillgodoräknas i högre grad.

Föreliggande rapport omfattar följande:

- Litteraturstudie över tidigare utförda tillståndsbedömningar och provningar av slaka bergförankringar.
- Tillståndsbedömning med provdragning av slaka bergförankringar som varit i drift i svenska vattenkraftsanläggningar. Tillståndsbedömningarna har utförts i samband med rivningsarbeten på anläggningarna.

Arbetet i föreliggande studie är avgränsat till att fokusera på dragbelastning av slaka bergförankringar. Anledning är att denna belastning är betydligt enklare att applicera i fältförsök. Försök där även skjувbelastning av bergförankringar utförs är betydligt mer komplexa och ryms inte inom projektets budget.

1.3 SLAKA BERGFÖRANKRINGAR

Slaka bergförankringar används för att öka stabiliteten hos betongdammar genom att överföra krafter från dammen till underliggande berg. Slaka bergförankringar är till skillnad från efterspända bergförankringar inte förspända, vilket innebär att de fungerar som ett passivt säkerhetslement. Därför aktiveras de först när tillräckligt stora rörelser i dammkroppen uppstår. Slaka bergförankringar består vanligtvis av vanliga armeringsjärn som installerats i samband med byggandet av dammen.

Bergförankringarna installeras vanligtvis i borrhål som fylls med injekteringsbruk för att skapa god kontakt med underliggande berg och som även utgör korrosionsskydd. Den delen av bergförankringen som är ingjuten i bergmassan benämns förankringsslängd. Den ovanstickande delen gjuts sedan in i betongkroppen.

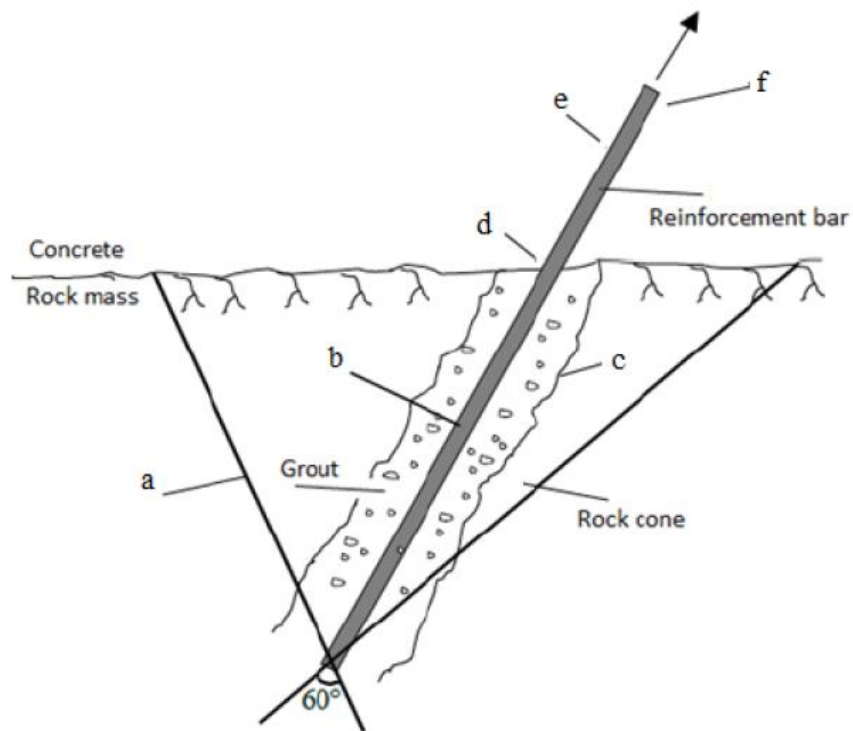
Flertalet brottmekanismer, s.k. brottmoder, är aktuella för slaka bergförankringar och bergförankringens bärförmågan avgörs av den lägsta av dessa, se

Figur 1:

- a) Brott i bergmassan. Denna brottmod antas ske genom att en konformad volym av bergmassan släpper från berggrunden. Konen antas ha sin topp vid halva höjden av förankringslängden alternativt vid förankringslängdens nedre ände med en spetsvinkel på mellan 60° och 90°. Bärförmågan för bergmassan bestäms sedan utifrån bergets tyngd samt volymen på bergkonen. Vanligtvis bortses helt från bidraget från bergets draghållfasthet vid beräkning av bärförmågan för denna brottmod.
- b) Vidhäftningsbrott mellan stål och injekteringsbruk. Denna brottmod initieras längs med stålets mantelarea och innebär att bergförankringen dras ut ur injekteringsbruket. Vid beräkning av bärförmågan antas en jämn vidhäftningshållfasthet längs hela förankringslängden.
- c) Vidhäftningsbrott mellan injekteringsbruk och berg. Denna brottmod initieras mellan injekteringsbruket och bergmassan i borrhålets väggar och innebär att bergförankringen med tillhörande injekteringsbruk dras ut ur bergmassan. Vid beräkning av bärförmågan antas, precis som föregående brottmod, en jämn vidhäftningshållfasthet längs hela förankringslängden.
- d) Skjuvbrott i stålet. Denna brottmod uppkommer vid stora horisontella rörelser längs med betongdammens kontaktyta med berget och innebär att stålet går till brott i skjuvning.
- e) Vidhäftningsbrott mellan stål och betong (avser den ingjutna delen i betongdammen). Denna brottmod är i princip identisk med brottmod b ovan och sker mellan stålet och betongen inuti dammen.
- f) Dragbrott i stålet. Denna brottmod innebär att stålet går till brott.

Beroende på vilken global brottmod som analyseras för hela betongdammen, d.v.s. glidning eller stjälpning, så kommer olika brottmoder vara aktuella för de slaka bergförankringarna. Vid stjälpning så kommer samtliga brottmoder förutom brottmod d, skjuvbrott i stålet, vara aktuella. Vid glidning sker ingen vertikal belastning av bergförankringarna

och därmed kommer inte heller något brott i bergmassan, brottmod a, vara aktuell.



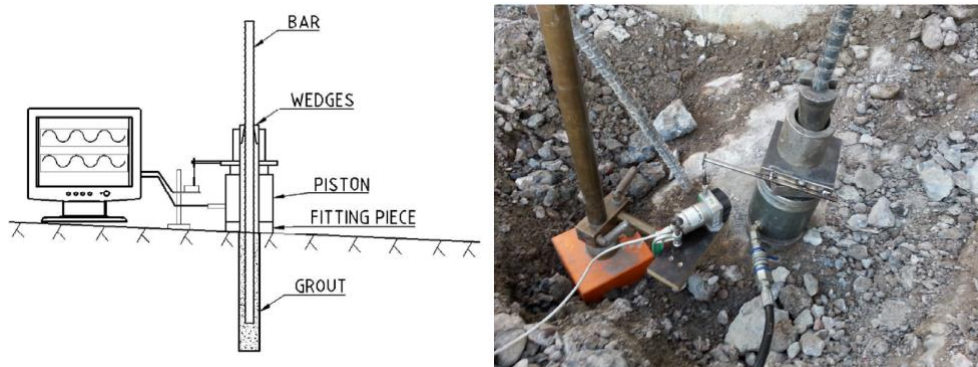
Figur 1. De olika brottmoder som är aktuella för en slak bergförankring [2]

2 Tidigare utförda provningar

Det finns endast ett fåtal rapporterade fall där provningar, d.v.s. provdragning till brott, av äldre slaka bergförankringar som varit i drift i dämmande betongkonstruktioner har utförts [3], [4]. Dessa provningar har uteslutande utförts i samband med rivning av de konstruktionsdelar i vilka bergförankringarna varit installerade. Det finns även ett antal studier där provningar utförts på nyligen installerade bergförankringar, s.k. teststag. Liknande provningar har även utförts på efterspända bergförankringar. Den vanligaste typen av provningar som publicerats är de som utförts i laboratorium på förankringar ingjutna i berg- eller betongblock. Fokus i föreliggande projekt är på tillståndsbedömning av slaka bergförankringar som varit i drift i vattenkraftsanläggningar. Litteraturstudien har därför begränsats till tidigare utförda studier som anses vara relevanta för detta syfte.

2.1 PROVNINGAR UTFÖRDA I VATTENKRAFTSANLÄGGNINGAR

Det finns endast två studier där provdragningarna utförts på bergförankringar som varit i drift i svenska vattenkraftsanläggningar [3], [4]. Bergförankringarna i båda dessa anläggningar bestod av armeringsjärn av kvalitet Ks40, d.v.s. med en karaktäristisk sträckgräns på 370 MPa och en brottgräns på 600 MPa. En liknande provningsuppställning användes vid båda provningarna där en domkraft placerades över bergförankringarna och en hållare med kilar greppar om förankringsstaget, se Figur 2. Vid provdragningarna i [4] användes även en givare för att mäta bergförankringarnas förskjutning.



Figur 2. Uppställning vid provdragning av bergförankringar [3].

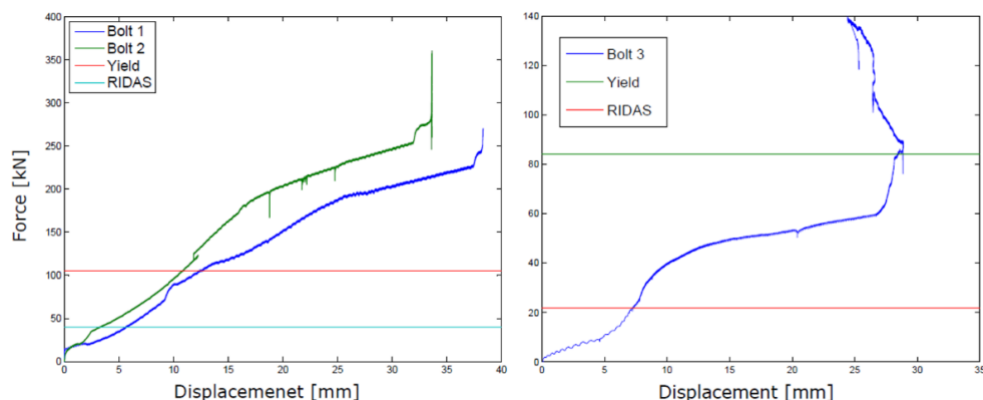
I [3] utfördes provdragningarna på bergförankringar i Hotagens regleringsdamm i samband med rivningen av de monoliter i vilka de var installerade. Totalt frilades 21 bergförankringar, p.g.a. förhållandena i fält,

främst dålig kvalitet på bergmassan vilket både medförde stora deformationer i berget och vattenuppträngning så kunde endast provdragningar utföras på tre av dessa. Samtliga av de frilagda bergförankringarna var i gott skick utan några tecken på korrosionsangrepp. Förankringslängderna var 3 m i berg och 0,5 m i betongen. Dammen uppfördes på 1960-talet och provdragningen utfördes 2008, d.v.s. efter att ha varit i drift i cirka 50 år. Provdragningarna av bergförankringarna utfördes i flera steg upp till dess att sträckgränsen eller brott uppnåddes i stålet. Endast en av bergförankringarna drogs till dess att brott i stålet erhöles. I Tabell 1 redovisas resultaten från provningarna. Det bedömdes att sträckgränsen för stålet uppnåddes vid en belastning på mellan 320 kN och 369 kN. För den bergförankring som belastades till brott inträffade brottet vid 338 kN, motsvarande en stålspänning på 689 MPa, d.v.s. något högre än den karaktäristiska brottgränsen för stålet.

I [4] utfördes liknande provningar av bergförankringar i fält i samband med rivningen av flottningsrännan i Lima vattenkraftverk. Resultaten var liknande som de från Hotagens regleringsdamm. Samtliga av de frilagda bergförankringarna var i gott skick utan några tecken på korrosionsangrepp. Ingen av bergförankringarna kunde belastas till brott p.g.a. att bergytan under domkraften krossades innan brott erhöles. Sträckgränsen för stålet uppnåddes dock för samtliga av bergförankringarna. Resultaten från provningarna redovisas i Tabell 1. I Figur 3 visas kraft-förskjutningsdiagrammen från provdragningarna. Resultaten visar att de uppnådda spänningarna överstiger stålets nominella draghållfasthet på 600 MPa med, i vissa fall, stor marginal.

Tabell 1. Sammanställning av resultaten från tidigare utförda provdragningar [1], [2], [3].

Stag nr	Dia/meter / mm	Kraft vid sträckgräns / kN	Spänning / MPa	Brott / kN	Spänning / MPa
Hotagen					
1	25	369	752	338	637
2	25	331	674	-	
3	25	320	652		
Lima					
1	19	360	1270		
2	19	270	952		
3	17	140	617		



Figur 3. Kraft-förskjutningsdiagrammen från provningarna i Lima kraftverk.

Hållfasthetsvärdena som refereras till är dock karaktäristiska värden, d.v.s. de motsvarar nedre 5-% fraktilen. Det innebär att 95% av populationens hållfasthetsvärden överstiger det karaktäristiska värdet. Sannolikheten är därmed stor att hållfasthetsvärdena i de provade bergförankringarna överstiger det karaktäristiska värdet. Variationen i hållfasthetsvärdena beskrivs utifrån medelvärdet och en spridning som beräknas utifrån standardavvikelsen multiplicerad med en faktor k . Standardavvikelsen för armeringsstål är 30 MPa enligt JCSS probabilistiska designkod [5] och med antagande att normalfördelning gäller kan k sättas lika med 1,64 enligt Europastandarden för armeringsstål [6]. Enligt [4] bör värdet på k sättas till 2,0, vilket även kan antas vara rimligt för de bergförankringar som provats eftersom de består av äldre armeringsstål med osäker dokumentation.

Medelvärden på både sträckgräns och brottgräns kan därför beräknas från det karaktäristiska värdet genom att addera summan av standardavvikelsen och faktorn k . Medelvärdena kan därmed antas vara cirka 60 MPa större än respektive karaktäristiska värde, vilket stämmer bättre överens med resultaten för vissa av järnen. Det finns även en möjlighet att järn med armeringskvalitet Ks60 har använts, för vilken medelvärdet på brottspänningen är 810 MPa. Detta kan vara en förklaring till bl.a. de höga uppnådda spänningarna i stag 1 i Hotagen. Från kraftförskjutningsdiagrammen i Figur 3 syns tydliga toppar i diagrammen i slutet av kurvan för bergförankring 1 och 2. Detta är sannolikt en följd av en tryckstegring som sker i domkraften då kolvens slaglängd har uppnåtts. Kolven kan då inte färdas längre och som följd stiger då trycket i hydrauloljan. Kraften vid dessa toppar belastar således inte bergförankringarna. Det är därmed rimligt att anta att maxkrafterna som uppnåddes för dessa två bergförankringar var cirka 250 kN respektive 230 kN motsvarande cirka 870 MPa respektive 780 MPa. Det förklarar dock inte den uppnådda spänningen i bergförankring 2 som fortfarande överstiger medelvärdet för brottspänningen för stålqualiteten. 870 MPa motsvarar

exakt värdet för 95 %-fraktilen för stålet och är därmed inte ett osannolikt värde på en spänning som skulle kunna uppnås i stålet.

Kraft-förskjutningsdiagrammen i Figur 3 visar även att de uppmätta deformationerna är betydligt högre än vad som enbart sker i stålet upp till sträckgränsen. Det sker alltså sannolikt även rörelser längs med bergförankringen i anslutningarna mellan stål och bruk och berg och bruk. I [7] utfördes mer detaljerade analyser av provdragningen i Lima och där angavs även deformationer i berget samt glidning i greppet som möjliga orsaker till de stora deformationerna. En möjlig orsak till de höga uppnådda krafterna, som uppnåddes vid provningarna i Lima och Hotagen, var att domkraften angriper för nära bergförankringen. Den inducerade tryckspänningen i berget medför även en horisontell spänningskomponent som klämmer runt bergförankringen och därmed ger ett bidrag till bärförmågan avseende brottmoderna brott mellan stål och bruk eller mellan bruk och berg.

Provningsuppställningen modellerades därför med en finita-element modell vilken undersökte domkraftens påverkan på bärförmågan hos bergförankringen. Olika fall undersöktes där hållfastheten hos både bruk och stål varierades. Resultaten visade att vid kombinationen av ett svagt bruk, draghållfasthet på 1,9 MPa, och stål med en sträckgräns på 460 MPa så har domkraften en inverkan på bärförmågan. Slutsatsen var att i de fall där brottet sker i anslutningen mellan bruk-stål eller bruk-berg så kan den använda uppställningen ha en relativt stor påverkan på den uppmätta bärförmågan. I båda dessa provdragningar så har sannolikt brotten initierats längs förankringslängden. Sannolikheten är därmed stor att provningsuppställningen har påverkat resultaten genom domkraftens inverkan. Ytterligare en faktor som inte beaktats är storleken på centrumhålet i den använda domkraften. Enligt uppgift var den inre diametern endast 47 mm. Ingen dokumentation finns kring dimensionerna på de borrade hålen för bergförankringarna. Det är således möjligt att hela eller delar av domkraften verkade direkt på injekteringsbruket. Påverkan på bärförmågan borde därmed vara ännu större då tryckspänningar införs redan i bruket och inte via berget.

2.2 PROVNINGAR AV TESTSTAG

2.2.1 Slaka bergförankringar

Provningsuppställningen som användes vid provningarna i Hotagen respektive Lima, [3] och [4], har begränsningen att brottmoden där brottet sker i bergmassan inte kan inträffa. I två olika projekt utförda i Norge av Neby [8] och Lepine [9] utfördes provdragningar av teststag, d.v.s. bergförankringar som installerades enbart i syfte att provas, med hjälp av

en grävmaskin. På detta sätt så påverkar inte provningsuppställningen brottmoderna och även brott i bergmassan kunde då erhållas. Båda provningarna utfördes på samma plats i ett dagbrott för kalkstensbrytning. Bergförankringarna utgjordes i båda fallen av kamstål med sträckgränsen 500 MPa och med en diameter på 25 mm. Provdragningarna utfördes med en grävmaskin som hade en dragkapacitet på 260 kN vilket motsvarade sträckgränsen i stålet. I det första av projekten [8] utfördes provning av 18 bergförankringar med varierande förankringslängd mellan 0,1 m och 1 m. Bergförankringarna installerades i en bergmassa bestående av kalksten av låg kvalitet med en RMR (rock mass rating) på 40. För majoriteten av bergförankringarna, elva stycken, inträffade brottet i bergmassan. För fem av bergförankringarna inträffade inte något brott och för de återstående två inträffade brottet i injekteringsbruket. Slutsatserna från resultaten var att brotten inträffade vid betydligt högre krafter än vad som erhållits från dimensioneringen av bergförankringarna. När det gäller brott i berg så bidrar även bergets hållfasthet till bärförmågan och sprickorna i berget har också en stor påverkan. I berg av god kvalitet sker sannolikt inte brott i bergmassan om förankringslängden överstiger 300 mm.

I Lepine [9] provades totalt 50 bergförankringar i samma bergmassa och med samma metod som provningarna i [8]. Resultaten visade att 18 av bergförankringarna inte gick till brott utan klarade belastningar upptill grävmaskinens kapacitet på 260 kN. För 21 av bergförankringarna inträffade brottet i bergmassan vid krafter mellan 5 kN och 230 kN. För de återstående 11 inträffade brottet i injekteringsbruket vid krafter mellan 5 kN och 170 kN. De låga bärförmågorna för de bergförankringar som gick till brott i injekteringsbruket var sannolikt orsakade av otillräcklig härdning. Provdragningarna utfördes endast 13 dagar efter installationen och under härdningstiden var dessutom utomhustemperaturen låg vilket påverkade härdningen negativt. Slutsatserna från provdragningarna var att vid förankringslängder som överstiger 400 mm så kommer brottet alltid ske i stålet oavsett bergmassans kvalitet.

2.2.2 Efterspända bergförankringar

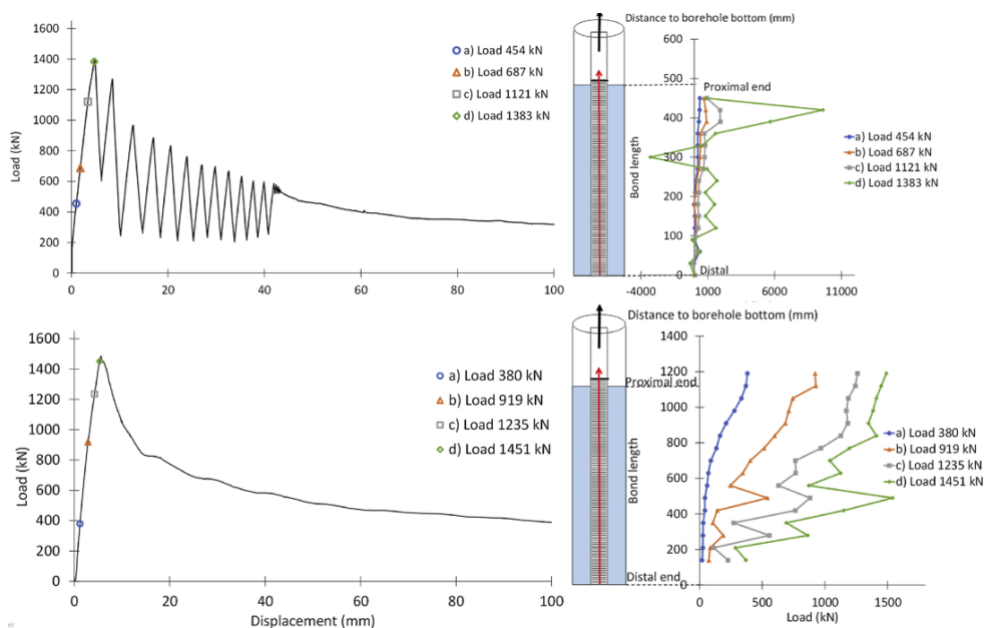
Provningar med domkraft har även utförts på teststag som används till efterspända bergförankringar [10], [11], [12], [13]. Skillnaden mot provningarna på slaka bergförankringar är främst att dimensionerna på stålen är betydligt större. I samtliga fall har bergförankringarna inte varit efterspända utan endast ingjutna på samma sätt som de slaka bergförankringarna. I [10] sammanfattades resultaten från flertalet provningar som utförts för att undersöka olika brottmoder. Resultaten från provningarna visade att brott i injekteringsbruket inte erhöles vid någon av de utförda provningarna även då korta förankringslängder (motsvarande 20 stångdiameter) hade använts. I provningarna där brott i berg

undersöktes så användes stål med en diameter på 57 mm där förankringslängden uppgick till cirka 1100 mm motsvarande 20 stångdiametrar. Resultaten visade precis som tidigare resultat av Lepine [9] att bergets draghållfasthet bidrar till bärförmågan och att bärförmågan inte enbart beror på bergkonens vikt. Utifrån resultaten rekommenderades förankringslängder motsvarande 30 till 40 stångdiametrar beroende på bergmassans kvalitet. Likande resultat erhöles i de provdragningar som utfördes i [11] där brott i berget endast erhöles vid förankringslängder som underskred 40 stångdiametrar.

I [12] utfördes provdragningar av 12 bergförankringar varav sex provades i fält och sex stycken provades i laboratorium. Syftet med provningarna var främst att undersöka effekten av att utföra injekteringen av förankringslängden med övertryck på 1 MPa. Töjningsgivare var även installerade vid olika djup längs med förankringslängden. Brotten för samtliga bergförankringar inträffade i injekteringsbruket. Resultaten från töjningsgivarna visade ökade deformationer i den övre delen av förankringslängden i och med ökande belastning. Detta indikerade att en uppsprickning av bruket sker, vilket medför en omfördelning av krafterna längs förankringslängden. Slutsatsen var att förankringslängden aktiveras succesivt från den övre delen i direkt relation till den externa belastningen ända till dess att brott inträffar. Vidare visade resultaten att både tryckhållfastheten och bärförmågan för injekteringsbruket ökade då injekteringen utförts med övertryck jämfört med enbart tyngdkraftens inverkan.

Liknande försök som de i [12] där töjningsgivare installerades längs förankringslängden utfördes av Grindheim [13] där 14 bergförankringar provades avseende brott mellan berg och bruk samt stål och bruk. Förankringslängderna varierade mellan cirka 300 mm till 1100 mm. Resultaten från töjningsgivare som var installerade längs förankringslängderna visade att vid låga belastningar, mindre än cirka 25 % av brottlasten, så var endast de övre delarna av förankringslängderna belastade. När belastningen överskred cirka 50 % av brottlasten var hela förankringslängden aktiverad där krafterna var högst i den övre änden. I Figur 4 visas kraft-förskjutningsdiagrammen samt kraftfördelningarna längs förankringslängden för två av bergförankringarna med olika förankringslängder, 485 mm respektive 1100 mm. För bergförankringen med kortast förankringslängd inträffade brottet mellan stål och injekteringsbruk och för den med längre förankringslängd mellan berg och injekteringsbruk. Skillnaderna mellan dessa två brottmoder kan ses i kraft-förskjutningsdiagrammen där kraften oscillerar, orsakat av glidningar mellan gängor och injekteringsbruk, efter att maximala kraften uppnåtts då brottet sker mellan stål och injekteringsbruk. För brottmoden berg-injekteringsbruk sker en mer kontinuerlig glidning längs med borrhålets

mantelyta. Brottlasterna var likvärdiga och uppgick till 1404 kN och 1484 kN för bergförankringen med den korta respektive långa förankringslängden. Resultaten visade att bärförmågan för brottmoden stål-injekteringsbruk är betydligt högre än för brottmoden berg-injekteringsbruk, 2895 kN/m jämfört med 1349 kN/m. Relaterat till injekteringsbrukets tryckhållfasthet motsvarade spänningarna vid brott 20 % respektive 5 % av tryckhållfastheten för de båda brottmoderna. Det förekom även en viss skillnad i kraftfördelningarna längs förankringslängden. I båda fallen förekom en viss fluktuation i kraftfördelningen där vissa partier var mer belastade än övriga. För den kortare förankringslängden uppstod spänningskoncentrationer i den övre halvan av förankringslängden. För den längre förankringslängden var kraften högst i övre delen och minskade nästan linjärt mot den nedre delen. För den korta förankringslängden bidrar gångorna på stålet till att större tryckresultanter uppkommer riktade från gångorna ut mot borrhållsväggen vilket indikeras av de negativa spänningarna kring 300 mm från den nedre änden.



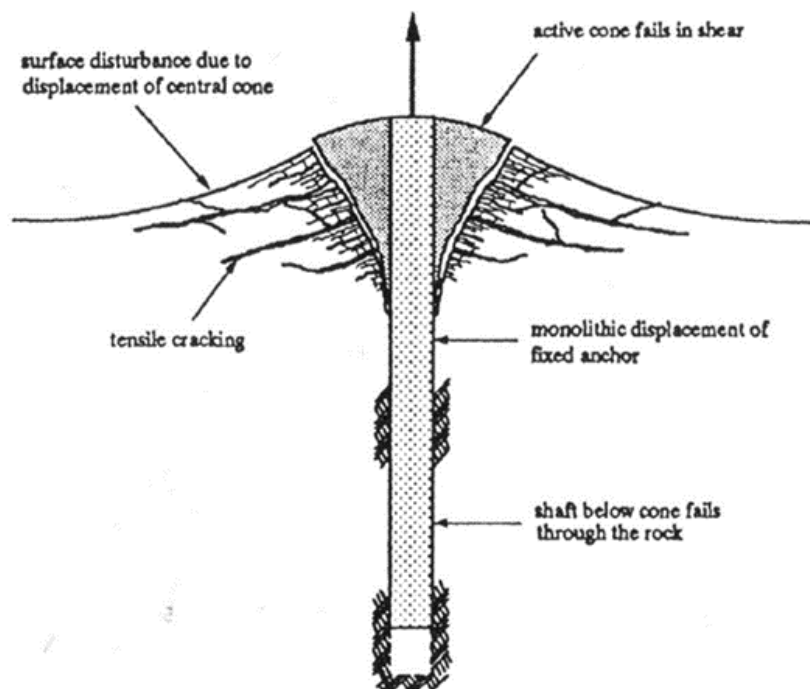
Figur 4. Resultat från provdragningar av två bergförankringar med olika förankringslängder i form av kraft-förskjutningsdiagram samt kraftfördelningarna längs förankringslängden [13]. Brottlasten för förankringarna uppgick till 1404 kN (övre) respektive 1484 kN (nedre). Förankringslängderna var 485 mm respektive 1100 mm.

I ett antal studier har inverkan av bergets egenskaper på brottmoden brott i bergmassan undersökts. Förutom bergets tyngd är det främst bergmassans draghållfasthet men även sprickförhållandena i bergmassan som undersökts. Provdagningar som utfördes i [15] visade att det är vid relativt grunda förankringsdjup som brott i bergmassan är den styrande

brottmoden. Vid längre förankringslängder är det andra brottmoder som är styrande. I [16] utfördes utdragsförsök på gängade spännstag som installerats i berg av god kvalitet. Resultaten visade att vid förankringslängder överstigande 650 mm så inträffade inte brott i bergmassan. Istället inträffade brotten då antingen i stålet alternativt i kontaktzonen mellan stål och injekteringsbruk. Sprickförhållandens inverkan undersöktes i [17] där utdragstester på ingjutna bergbultar i en granitisk bergart av god kvalitet utfördes. Provdrawingarna styrdes så att brottet uppkom i bergmassan. Resultaten visade att brottkonens geometri styrdes av den naturliga sprickbildningen i bergmassan då konen följde dessa.

I [14] utfördes provningar på samma typ av bergförankringar som undersöktes av Grindheim i [13], syftet med dessa provningar var att undersöka brottmoden då brott sker i bergmassan. En stålbalk med en spännvidd på 3 m användes därför i provningsuppställningen från vilken domkraften kopplades till bergförankringarna. På så vis kunde belastningen från domkraften ledas ner i berget en bit från bergförankringen vilket möjliggör bildandet av en bergkon. För att säkerställa brott i berget försågs bergförankringarna med en ändplatta och ett plaströr runt hela stålet vilket säkerställde att krafterna från domkraften kommer angripa i den nedre delen av förankringen. Samtliga bergförankringarna gick till brott i en kombination av brottmoderna brott i berg samt brott mellan berg och injekteringsbruk. Det var alltså inte en enskild brottmod som var styrande. Vinklarna på de utdragna bergkonerna varierade mellan 125° och 140°, d.v.s. betydligt större än de 60° till 90° som är antagandet vid beräkning av bärförmågan. Det har genomförts mer detaljerade genomgångar av försök som utförts för brottmoden brott i bergmassan. Resultaten har visat att inverkan av bergets draghållfasthet och sprickförhållanden kan vid beräkning av en bergförankrings bärförmåga hanteras konservativt genom valet av vinkel på brottkonen. För bergmassor av låg kvalitet kan vinkeln på bergkonen antas till 60°. För bergmassor av god kvalitet kan vinkeln antas vara upptill 90°. I vissa fall har t.o.m. vinklar på uppemot 120° använts för berg av väldigt god kvalitet [18], [19].

Det faktum att brottet kan inträffa som en kombination av olika brottmoder har även observerats från provningar i [20]. Resultaten från testerna visade att brottet sker som en kombination av två brottmoder. I den övre delen av staget sker brottet i bergmassan genom att en kon bildas medan det längre ner sker ett brott i kontakten mellan berg och injekteringsbruk, se Figur 5.



Figur 5. Brott som sker som en kombination av två brottmoder [20]. I övre delen av förankringslängden sker ett brott i bergmassan medan brottet i de nedre delarna sker som ett vidhäftningsbrott mellan berg och injekteringsbruk.

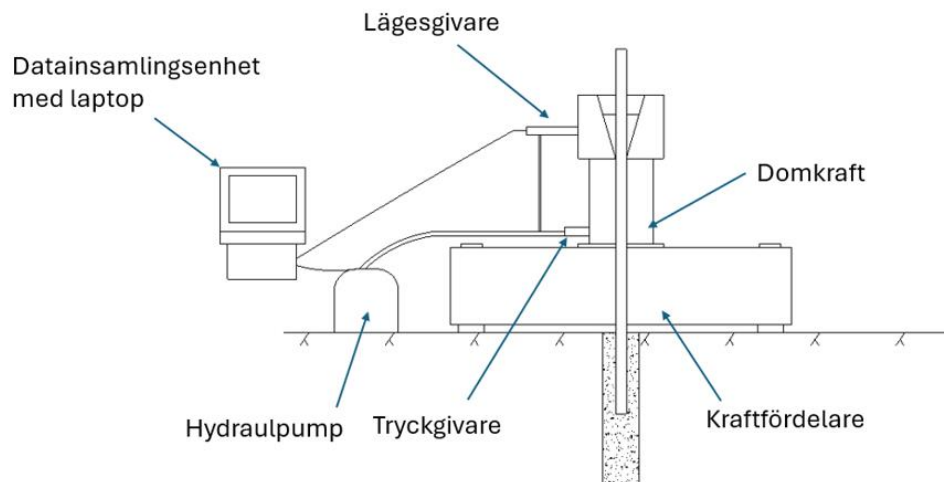
3 Fältprovning

3.1 PROVNINGSUTRUSTNING

Den provningsmetod som användes i föreliggande studie var liknande den som använts i de två tidigare studierna i svenska dammanläggningar [1], [2], [3]. Utrustningen som användes, som främst är utvecklad för kraftmätningar i spännstag, bestod av följande.

- Domkraft av typen Enerpac RACH-1002, vilken är en enkelverkande aluminiumcylinder med en kapacitet på 1000 kN. Domkraftens slaglängd är 50 mm och kolvarean är 164,6 cm².
- Hydraulpump av typen Enerpac EP-XC1202ME. Pumpen är försedd med en analog tryckgivare som backup till den elektroniska tryckgivaren.
- Elektronisk tryckgivare med integrerad temperaturgivare, HBM P3TCP, vilken mäter trycket i domkraftens hydraulolja. Mätnoggrannheten är ± 1 kN. Temperaturgivaren har en mätnoggrannhet på $\pm 1^\circ\text{C}$.
- Elektronisk lägesgivare, HBM WA100, mätlängd 100 mm. Mätnoggrannheten är $\pm 0,06$ mm.
- Stativ med hållare till lägesgivaren.
- Datainsamlingssystem, HBM QuantumX, MX43B med en laptop, Dell 5430 Rugged.

Till detta tillkom även en anordning med kilformade grepp för att möjliggöra greppning av bergförankringarna. För att undvika liknande påverkan av domkraften på resultaten som erhöles i de tidigare utförda provdragningarna [2] och [3], så användes en lastfördelande konstruktion bestående av två parallella stålbalkar av UPE-profiler med höjden 180 mm. Konstruktionen var 900 mm lång vilket medförde att krafterna från domkraften kunde föras ner i berget på ett avstånd på cirka 400 mm från bergförankringen. Begränsande för konstruktionens utformning var dess vikt utifrån kravet att den skulle kunna hanteras i fält där tillgång till lyfthjälpmiddel saknas. En mindre lastfördelningsanordning tillverkades även för de eventuella fall då balkkonstruktionen inte var möjlig att använda. Denna lastfördelande konstruktion bestod av en VKR-profil med dimensionerna 180x180 med en godstjocklek på 10 mm. Höjden på konstruktionen var 100 mm. Hela provningsuppställningen med båda lastfördelande konstruktionerna visas i Figur 6.



Figur 6. Provningsuppställningen som användes vid provdragningarna. den nedre vänstra bilden visar provningsuppställningen med den mindre lastfördelande anordningen.

3.2 PROVNINGSGENOMFÖRANDE

Provningsen av bergförankringarna bestod av två delar, först utfördes en okulär inspektion av bergförankringen för att dokumentera dess status avseende degradering och korrosionsangrepp. Därefter utfördes själva provdragningen genom att koppla domkraften till den frilagda bergförankringen enligt uppställningen i Figur 6. Bergförankringarna belastades sedan till dess att brott erhöles. Brottkraften definierades som den högsta kraft som erhöles under belastningen.

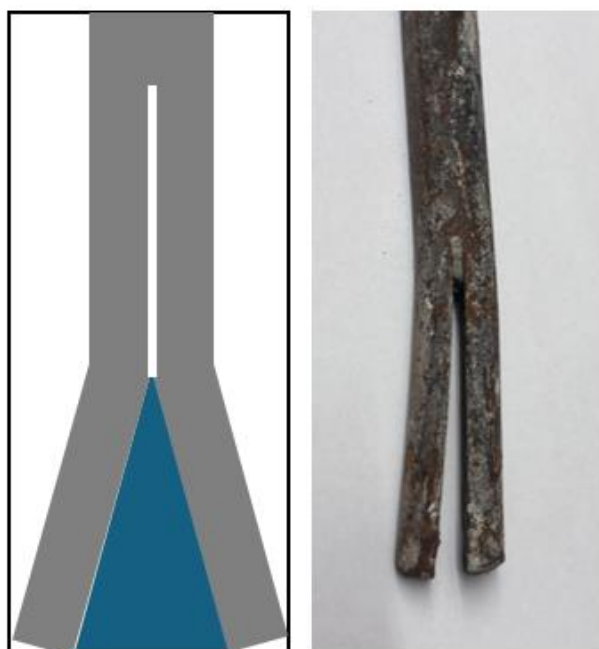
3.3 ANLÄGGNINGAR OCH PROVADE BERGFÖRANKRINGAR

Provdrawingarna utfördes vid två olika anläggningar. I enlighet med Sveriges säkerhetsskyddslagstiftning så har all information om anläggningarna anonymiserats. I båda fallen pågick rivningar av delar av

anläggningen och i samband med detta så blev flertalet bergförankringar tillgängliga. Bergförankringarna som provades har förankrat både skibord och pelare i båda anläggningarna. Totalt provades 24 bergförankringar, varav 8 i anläggning 1 och 16 bergförankringar i anläggning 2. I båda anläggningarna var två olika typer av bergförankringar installerade, släta stänger samt kamstål. De släta stängerna installerades under byggtiden, d.v.s. runt 1924 respektive 1918. Diametrarna på dessa stänger varierade mellan 19 mm och 36 mm. Enligt uppgift var de släta stängerna inte cementinjekterade utan förankrade i berget med kilar. Förankringen utfördes genom att en kil av stål installerades i botten av borrhålet med spetsiga änden uppåt.

Därefter sågades en slits längs järnets längsriktning. Järnet hamrades sedan ner i borrhålet med den slitsade änden neråt. Järnet delades sedan mot kilen och trycktes ut mot borrhålets väggar, se Figur 7.

Förankringslängden uppgavs för anläggning 2 till 600 mm. För anläggning 1 saknades helt dokumentation av utförandet. Enligt [21] användes armering med en minsta sträckgräns på 216 MPa vid denna tidpunkt, vilket ungefär motsvarar den något senare stålqualiteten St37 med en sträckgräns på minst 216 MPa och en brottgräns på 360 MPa.



Figur 7. Utformning av kilförankring. Den vänstra bilden visar den principiella utformningen med en kil monterad i botten av borrhålet mot vilken den slitsade stängen hamras. Den högra bilden visar en extraherad bergförankring som varit förankrad med kil.

Bergförankringarna av kamstål installerades 1982 respektive 1984 i båda anläggningarna. Diametrarna varierade mellan 25 mm och 32 mm. Information kring stålqualität, typ av injekteringsbruk samt förankringslängder saknades. Sannolikt har stål av typen Ks40 alternativt Ks60 använts vilka har en sträckgräns på 370 MPa respektive 650 MPa och brottgränser på 600 MPa respektive 750 MPa. Hållfasthetsvärden för samtliga stålqualiteter som anges ovan är karaktäristiska värden, d.v.s. de motsvarar 5-% fraktilen. Det är även det karaktäristiska värdet som bärförmågan baseras på vid dimensionering av bergförankringar. Medelvärden på både sträckgräns och brottgräns kan beräknas från det karaktäristiska värdet genom att addera 60 MPa till respektive karaktäristiska värde, se avsnitt 2. Data kring bergförankringarna redovisas i Tabell 2.

Tabell 2. Data kring bergförankringarna som provades i föreliggande projekt.

Stag	Typ av stål	Ø / mm	År	Förankring	Sträckgräns / MPa
1	Kamstål	25	1984	Injektering	370
2	Kamstål	25	1984	Injektering	370
3	Kamstål	25	1984	Injektering	370
4	Kamstål	25	1984	Injektering	370
5	Kamstål	25	1984	Injektering	370
6	Kamstål	25	1984	Injektering	370
7	Kamstål	25	1984	Injektering	370
8	Kamstål	25	1984	Injektering	370
9	Kamstål	25	1984	Injektering	370
10	Kamstål	25	1984	Injektering	370
11	Kamstål	32	1982	Injektering	370
12	Slät stång	27	1924	Kil	216
13	Slät stång	27	1924	Kil	216
14	Slät stång	27	1924	Kil	216
15	Slät stång	36	1924	Kil	216
16	Slät stång	27	1924	Kil	216
17	Slät stång	25	1918	Kil	216
18	Slät stång	25	1918	Kil	216
19	Slät stång	25	1918	Kil	216
20	Slät stång	25	1918	Kil	216
21	Slät stång	19	1918	Kil	216
22	Slät stång	27	1924	Kil	216
23	Slät stång	30	1924	Kil	216
24	Slät stång	25	1918	Kil	216

4 Resultat och diskussion

Resultaten från de okulära inspektionerna visade att samtliga bergförankringar var i mycket gott skick. I Figur 8 till Figur 10 visas foton av några av bergförankringarna efter avslutad provdragning. På de delar som varit ingjutna i dammkroppen förekom ytliga korrosionsangrepp i olika omfattning på samtliga bergförankringar. Dessa var sannolikt en följd av att de utstickande delarna exponerats för utomhusklimat under en period av flera månader efter betongen avlägsnats. Dessutom har flera av bergförankringarna varit böjda och därmed varit i kontakt med marken och även i flera fall sannolikt varit helt eller delvis täckta av vatten.

De delar av bergförankringarna som utgjort förankringslängden, d.v.s. varit ingjutet i berget, var för samtliga bergförankringar i väldigt gott skick utan några synliga korrosionsangrepp, se Figur 8 till Figur 10.

Bergförankring 21, som var en slät stång drogs helt ur berget och stålet var även där i väldigt gott skick utan några tecken på korrosionsangrepp. Detta visar att injekteringsbruket fungerat väl som korrosionsskydd även efter över 100 års exponering i denna typ av exponeringsmiljö.

I samband med provningen konstaterades förekomsten av någon form av injekteringsbruk även kring de släta stängerna, se Figur 9, vilka enligt uppgift endast var förankrade med kil. Liknande observationer har även rapporterats från entreprenören som river en av anläggningarna. Det är således sannolikt att någon form av injektering av förankringslängden även utförts på de släta stängerna. Alternativt kan betong från gjutningen av dammkroppen ha trängt ner i de öppna borrhålen runt stängerna och på så sätt ha skapat en oavsiktlig injektering. Då betongen som användes till själva dammkroppen hade en väldigt styv konsistens [21] är sannolikheten dock låg att den skulle kunna tränga ner i borrhålen och bidra med något relevant korrosionsskydd.



Figur 8. Bilder på kamstål där brottet skett i stålet, från vänster bergförankring 6, 10 och 11. I vänstra bilden har även ett ytligt brott i bergmassan inträffat i samband med provningen. De delar av bergförankringen som dragits upp ur berget är i väldigt bra skick utan någon synlig korrosion, se de blå cirkelarna.



Figur 9. Bilder på bergförankring 15 (vänster och mitten) samt 18 (höger) släta stänger som gått till kombinerat brott, ytbrott i berg samt brott i injekteringsbruk. Den mittersta bilden visar bergförankring 15 efter att den lösa bergmassan avlägsnats. Den blå ringen i visar injekteringsbruk runt stängen där den går ner i berget. Även de delar av dessa bergförankringar som utgjort förankringslängden är i bra skick utan några synliga korrosionsangrepp.



Figur 10. Bilder på bergförankring 18, 20 samt 21 som samtliga gått till brott i injekteringsbruket.

Resultaten från provdragningarna i form av brottkraft, stålspänning vid brott, mätlängd (d.v.s. längden på bergförankringen från berg till grepp) och uppnådd förlängning vid brott redovisas i Tabell 3. Uppmätta brottkrafter samt motsvarande stålspänningar vid brott för respektive bergförankring redovisas i Figur 11. I Figur 12 samt Figur 13 visas uppmätta stålspänningar för bergförankringarna som utgörs av kamstål respektive släta stänger. Resultaten från provdragningarna i form av kraftförskjutnings-diagram redovisas i bilaga 1. Under provdragningarna så uppnåddes domkraftens slaglängd för samtliga bergförankringar. Det krävdes därför flera belastningscykler innan brott uppnåddes där slaglängden uppnåddes i slutet av varje cykel och ett omtag blev nödvändigt. Omtagen vid varje belastningscykel kan ha påverkat tillförlitligheten i de uppmätta förskjutningarna. Vid varje omtag så avlastades bergförankringen vilket medför att all elastisk deformation, både i stål och injekteringsbruket då återgick.

Vid nästa belastningscykel kommer därför en del av förskjutningen som uppmättes endast motsvara denna tidigare uppnådda deformation. Brottkraften definierades i provdragningarna som den maximala kraft som uppnåddes under respektive provning. Bergförankringarnas beteende under provningarna avgjorde antalet omtag som utfördes innan det bedömdes att brott uppnått. Brottmoden brott i injekteringsbruket bedömdes ha inträffat då den applicerade kraften under provningen bedömdes vara konstant samtidigt som den uppmätta förskjutningen ökade.

För de första fem bergförankringarna som provades, nr 1-5, erhöles inte tillförlitliga resultat från förskjutningsmätningen, p.g.a. problem med givarens infästning. För fem av bergförankringarna (9, 10 och 19, 20 och 24)

var den uppstickande delen för kort för att den större lastfördelande anordningen skulle kunna monteras. Därför användes den mindre anordningen som endast flyttade ut belastningen cirka 90 mm från bergförankringens centrum.

För majoriteten av bergförankringarna, 15 av 24, inträffade brottet i injekteringsbruket, för de övriga 9 bergförankringarna inträffade brottet i stålet. Den dominerande brottmoden för de släta stängerna var brott i injekteringsbruk där endast tre av totalt 13 gick till brott i stålet. För kamstålen var ingen brottmod direkt dominerande, fem av nio kamstål gick till brott i injekteringsbruket och för de övriga sex inträffade brottet i stålet. Avsaknaden av profiler (t.ex. kammar) var sannolikt orsaken till att brott i injekteringsbruk var den dominerande brottmoden för de släta stängerna. Detta ger en sämre vidhäftning till bruket jämfört med stänger försedda med kammar.

För sex av bergförankringarna inträffade ett kombinerat brott där även ett begränsat ytligt brott inträffade i bergmassan, se Figur 8 samt Figur 9. Detta kombinerade brott inträffade främst för de släta stängerna (fem av sex brott) i kombination med brott i injekteringsbruket. Ett av de kombinerade brotten inträffade för ett kamstål som gick till brott i stålet. De kombinerade brotten stämmer väl överens med observationer i tidigare studier, se avsnitt 2.2.2. I [20] konstaterats att brott i bergförankringar ofta sker genom en kombination av flera brottmoder. Ytligt sker brottet i bergmassan och längre ner oftast genom brott mellan stål och injekteringsbruk alternativt injekteringsbruk och bergmassan, se Figur 5.

Tabell 3. Sammanställning av resultaten från provdragningarna.

Förankring	Ståltyp	Brottmod	Mätlängd / mm	Brottkraft / kN	Stålspänning / MPa	Förskjutning / mm
1	Kamstål	Bruk	-	188	383	-. ⁴
2	Kamstål	Bruk	-	285	581	-. ⁴
3	Kamstål	Bruk	-	193	393	-. ⁴
4	Kamstål	Bruk	-	239	487	-. ⁴
5	Kamstål	Bruk	-	284	579	-. ⁴
6	Kamstål	Stål ¹	1430	317	646	104
7	Kamstål	Stål	910	327	666	104
8	Kamstål	Stål	655	297	605	86
9 ⁵	Kamstål	Stål	540	312	636	101
10 ⁵	Kamstål	Stål	580	309	630	69
11	Kamstål	Stål	1620	575 ³	715	247
12	Slät stång	Bruk ¹	750	289	505	255
13	Slät stång	Bruk ¹	700	249	435	271
14	Slät stång	Bruk	655	229	400	303
15	Slät stång	Bruk	851	387	380	236
16	Slät stång	Bruk	815	198	346	305
17	Slät stång	Bruk	1010	186	379	272
18	Slät stång	Bruk ¹	1200	167	340	173
19 ⁵	Slät stång	Bruk ¹	520	170	346	208
20 ⁵	Slät stång	Bruk	550	86	175	137
21	Slät stång	Bruk ²	1310	87	307	180
22	Slät stång	Stål	655	188	329	158
23	Slät stång	Stål	1010	338	478	195
24 ⁵	Slät stång	Stål ¹	610	136	277	70

¹ Delvis brott i berg.

² Hela bergförankringen utdragen ur berg.

³ Brott inträffade vid 257 kN.

⁴ Förskjutningsmätningen gav ej tillförlitliga resultat.

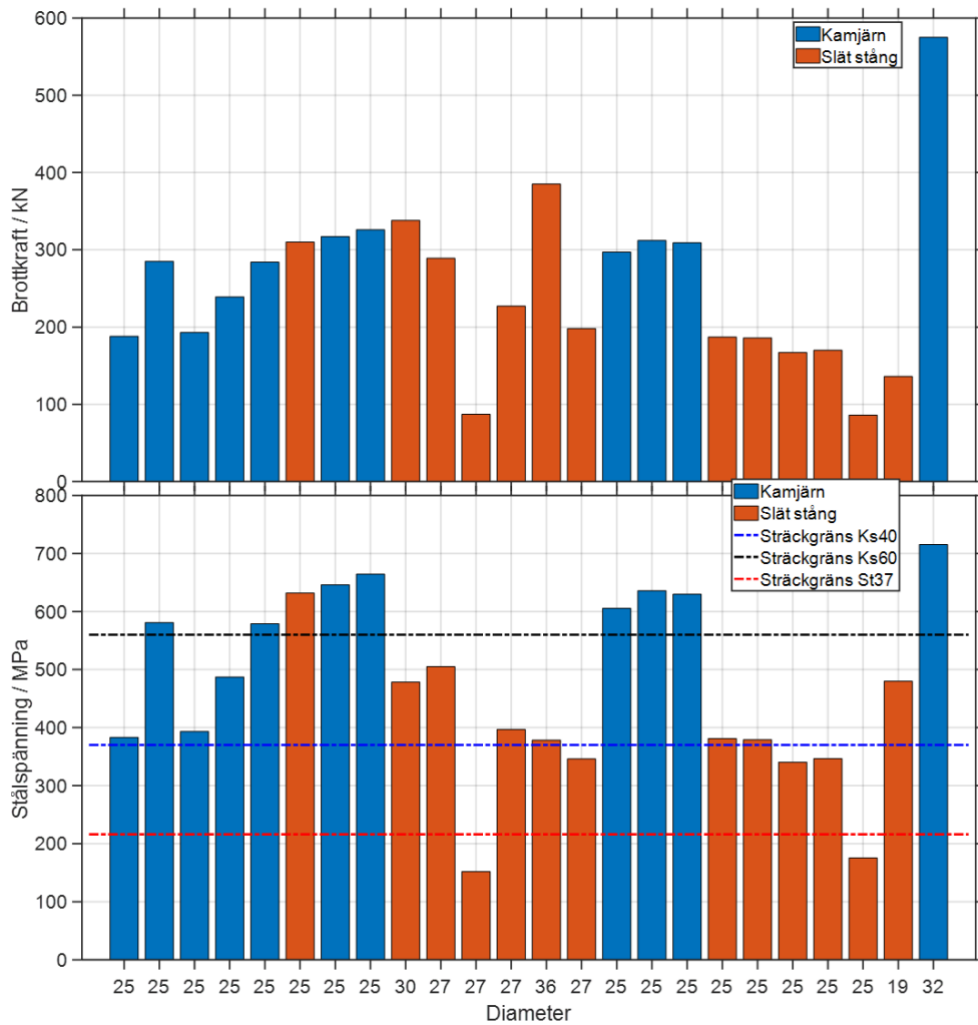
⁵ Den mindre lastfördelande anordningen användes.

Majoriteten av bergförankringarna, 23 av 24, gick till brott på spänningsnivåer som översteg stålets karakteristiska sträckgräns även för de bergförankringar där brottet inträffade i injekteringsbruket. För bergförankring 2 och 5, där brotten inträffade i injekteringsbruket var spänningsnivåerna nära brottgränsen på 600 MPa. För de kamstål där brott inträffade i stålet var brottspänningarna för samtliga bergförankringar högre än den karakteristiska brottgränsen på 600 MPa för Ks40 och varierade mellan 605 MPa och 715 MPa. Dessa brottspänningar är dock lägre än den för Ks60, vilket visar att det med stor sannolikhet använts stål av kvaliteten Ks40 i båda anläggningarna. För samtliga av de kamstål som gick till brott i injekteringsbruket så inträffade brottet vid stålspänningar

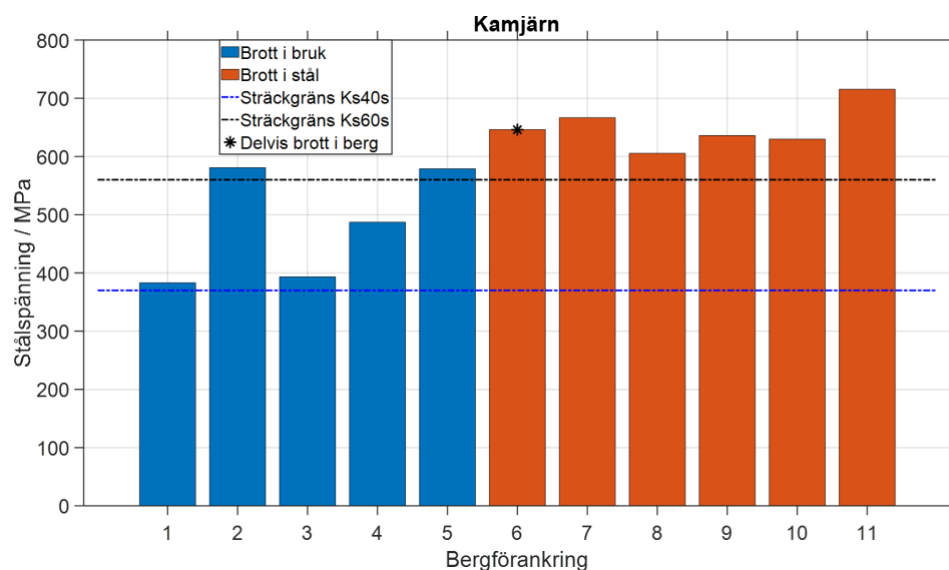
som översteg sträckgränsen för stålet. Detta är sannolikt en följd av kammarna på stålet som bidrar till en ökad vidhäftning med injekteringsbruket. Kammarna medför även en mer gynnsam kraftfördelning i förankringszonen genom att introducera tvärkrafter som förs ut till berget via injekteringsbruket. Spridningen i resultaten för de släta stängerna är större än för kamstålen. Brottkrafterna är generellt lägre för båda brottmoderna. Detta beror dels på att sträckgränsen för de släta stängerna är betydligt lägre (lägre brottkraft vid brott i stål) samt avsaknaden av kammar vilka ökar förankringskapaciteten och därmed bärförmågan vid brott i injekteringsbruket. För de släta stängerna översteg stålspänningarna vid brott den karakteristiska sträckgränsen för stålet för 12 av 13 bergförankringar. Bergförankring 20 gick till brott i injekteringsbruket vid en spänning på endast 175 MPa motsvarande cirka 80 % av sträckgränsen. Generellt var spridningen i stålspänning större för de släta stängerna jämfört med kamstålen. I flera fall så uppnåddes spänningar som var dubbelt så stora som den nominella sträckgränsen även för bergförankringar som gick till brott i injekteringsbruket. Detta visar att spridningen i materialegenskaperna är större för de släta stängerna, vilket är förväntat då tillverkningsprocessen för dessa sannolikt var betydligt sämre kontrollerad än modernare stålsorter.

Vid dimensionering eller beräkning av bergförankringens bärförmåga så ansätts det dimensionerande värdet på sträckgränsen som stålets bärförmåga. Resultaten visar att för kamstål, men även för majoriteten av de släta stängerna, så uppfylls detta antagande. Krafter motsvarande sträckgränsen kan förankras förutsatt att stålet är i god kondition.

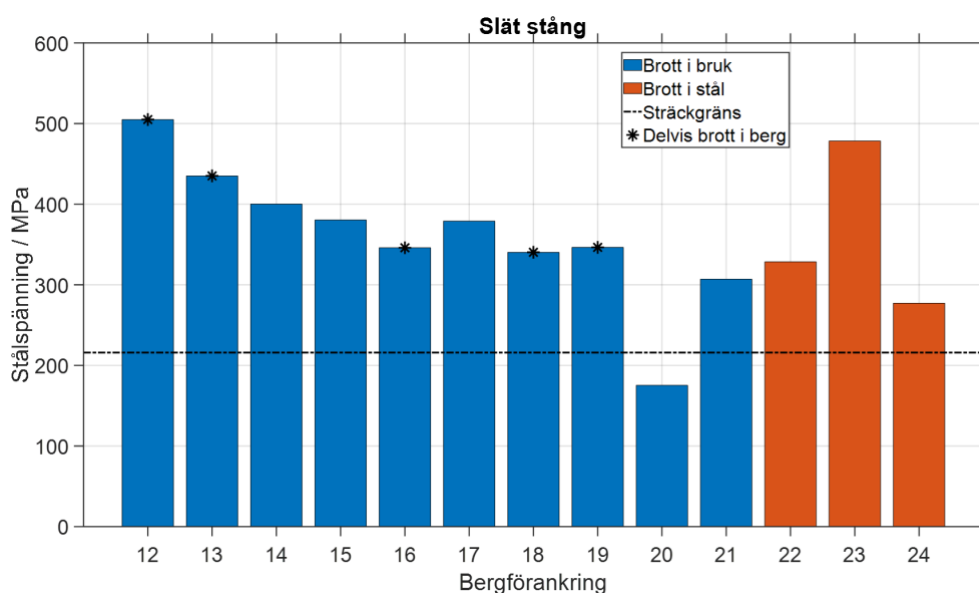
I samband med varje provdragning förekom flertalet frilagda bergförankringar som av olika anledningar inte var provningsbara, t.ex. för kort längd eller för krokiga för att kunna provas. Från dessa samlades ett antal prover in för provning i laboratorium. Två av dessa, en slät stång och ett kamstål, dragprovades i en provningsmaskin. På grund av vissa begränsningar i maskinen kunde endast brottkraften bestämmas. Resultaten visade att brottspänningen för den släta stängen samt kamstålet uppgick till 404 MPa respektive 605 MPa. Dessa resultat stämmer väl överens med de nominella värdena på brottspänningarna som uppgår till cirka 360 MPa för de släta stängerna (antagen kvalitet St37) samt till 600 MPa för kamstål av kvalitet Ks40s. De återstående provbitarna bör provas i laboratorium där hela arbetskurvan för stålen bestäms, d.v.s. både töjning och dragkraft ska mätas samtidigt.



Figur 11. Uppmätta brottkrafter (överst) samt motsvarande stålspänningar (nederst) i samtliga provade bergförankringar.



Figur 12. Uppmätta stålspänningar i samtliga provade bergförankringar av kamstål.

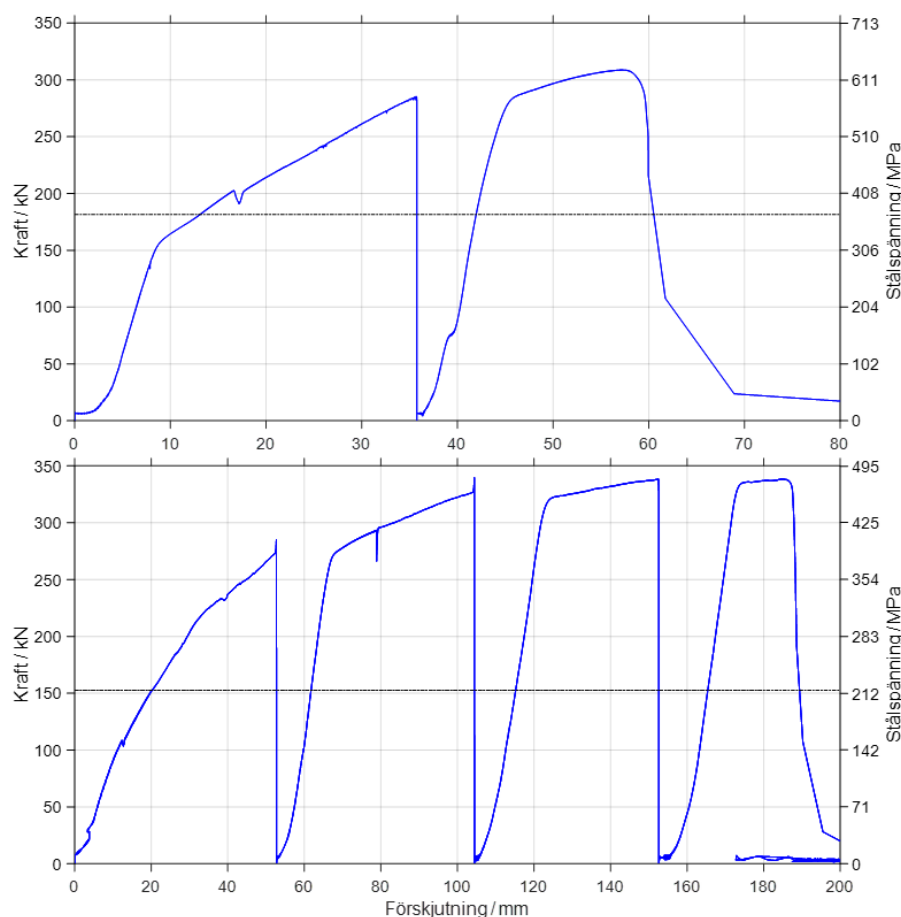


Figur 13. Uppmätta stålspänningar i samtliga provade bergförankringar av släta stänger.

I bilaga 1 redovisas resultaten från provdragningarna i form av kraft-förskjutningsdiagram för samtliga bergförankringar där förskjutningen kunnat mätas tillförlitligt. I Figur 14 och Figur 15 redovisas exempel på kraft-förskjutningsdiagram för olika brottmoder. I diagrammen framgår belastningscyklerna tydligt, d.v.s. när domkraftens slaglängd uppnås och ett omtag utfördes. I flera av diagrammen syns krafttoppar i slutet av vissa av belastningscyklerna, dessa uppkom p.g.a. att domkraften slaglängd uppnåts. Eftersom kolven då inte kan röra sig längre ökar trycket i

domkraften snabbt, dessa krafttoppar belastar därför enbart domkraften och inte bergförankringen.

I Figur 14 redovisas kraft-förskjutningsdiagrammen för bergförankring 10 (kamstål) och 23 (slät stång) för vilka brotten inträffade i stålet. För bergförankring 10 uppnås sträckgränsen relativt tidigt, efter en deformation på cirka 8 mm. I detta fall får man bortse från de första 5 mm förskjutning då detta är deformationer i mätuppställningen, t.ex. glidning i greppen. Efter det att sträckgränsen uppnåtts, d.v.s. under tiden stålet plasticeras, dras bergförankringen ur berget, vilket även framgår av bilderna i Figur 8. Liknande beteende kan ses för övriga kamstål som gick till brott i stålet. För den släta stängen krävdes nästan dubbelt så stora deformationer innan sträckgränsen uppnåddes vilket indikerar att det sker en något större förskjutning längs förankringslängden jämfört med kamstålet. De övriga släta stängerna som gick till brott i stålet uppvisade samma beteende. De större deformationerna beror sannolikt på att de släta stängerna har en sämre vidhäftning till injekteringsbruket jämfört med kamstålet. Gemensamt för båda bergförankringarna är dock att sträckgränsen uppnås under första tredjedelen av den första belastningscykeln. Den större delen av deformationerna sker således samtidigt som stålet plasticeras.

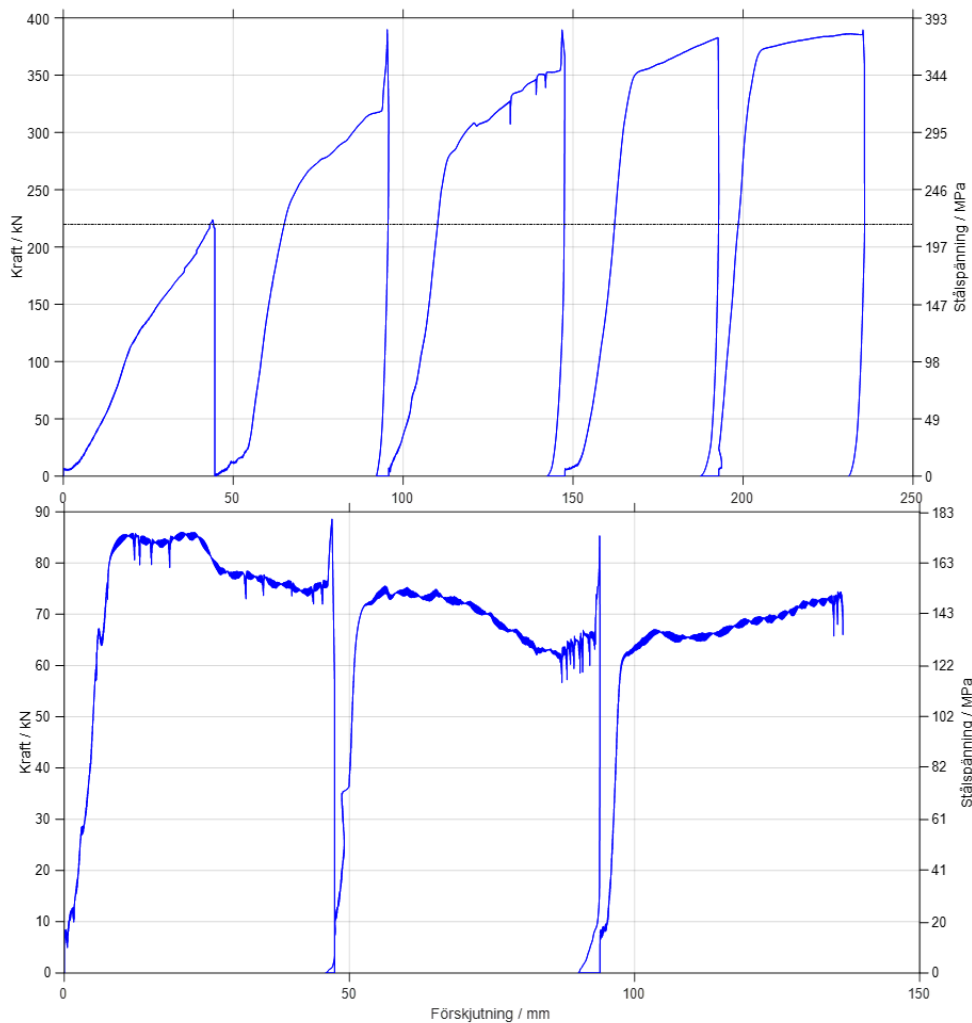


Figur 14. Kraft-förskjutningsdiagram för bergförankring 10, kamstål, (överst) och 23, slät stång (nederst) som båda gick till brott i stålet. Den streckade linjen visar sträckgränsen för stålet.

I Figur 15 redovisas kraft-förskjutningsdiagrammen för bergförankring 15 och 20, vilka båda består av släta stänger och där brotten inträffade i injekteringsbruket. Bergförankring 20 var den enda av de provade bergförankringarna som inte uppnådde sträckgränsen för stålet under provningen. Båda dessa bergförankringar uppvisar något olika brottbeteende. Bergförankring 15 uppnådde sträckgränsen för stålet redan under första belastningscykeln och krafterna ökade sedan succesivt under efterföljande belastningscykler. Beteendet är likt det för bergförankring 23 som gick till brott i stålet, se Figur 14. Deformationerna är dock ungefär dubbelt så stora före det att sträckgränsen uppnås. Flertalet av de övriga bergförankringarna som gick till brott i injekteringsbruket (t.ex. 12-14 och 16-17) uppvisade liknande beteende där stålspänningarna var relativt nära stålets brottspänning.

I tidigare studier där brott i injekteringsbruket undersökts har brottbeteende likt det i Figur 4 erhållits där det krävs en initialt hög kraft för att initiera brottet. Därefter ökar förskjutningarna under minskande utdragningskraft. Brottspänningen för stålet till de släta stängerna är cirka 400 MPa. Det kan därför inte uteslutas att om ytterligare belastningscykler applicerats att bergförankringen då hade gått till brott i stålet. Bergförankring 20 uppvisade ett mer tydligt beteende för brott i injekteringsbruk där vidhäftningen släpper under första belastningscykeln. Detta beteende stämmer väl överens med resultaten från tidigare provningar likt de i Figur 4.

Generellt visar resultaten att, oavsett brottmod, så uppnås sträckgränsen för stålen vid relativt små deformationer jämfört med deformationerna vid brott. Detta är betydligt högre spänningsnivåer än de 140 MPa som är maximalt tillåten stålspänning enligt RIDAS. Vid beräkning av den dimensionerande bärförmågan avseende brott i stålet för en slak bergförankring används det dimensionerande värdet på sträckgränsen [2]. Resultaten från föreliggande studie, både avseende status och mekaniskt beteende, ger stöd för att även använda den dimensionerande sträckgränsen som maximalt tillåten stålspänning. Detta gäller framförallt bergförankringar där kamstål använts som har visat sig ha lämpligt mekaniskt beteende. Vid beräkning av bärförmågan måste även hänsyn tas till den verkliga belastningssituationen och i de fall som även tvärkrafter förekommer måste bärförmågan bestämmas utifrån samtliga verkande krafter.



Figur 15. Kraft-förskjutningsdiagram för bergförankring 15 (överst) och 20 (nederst) som båda var släta stänger och gick till brott i injekteringsbruket. Den streckade linjen visar sträckgränsen för stålet.

Det bör noteras att samtliga provade bergförankringar var på olika sätt påverkade av rivningsarbetena av den ovanliggande betongkonstruktionen. Samtliga bergförankringar var kraftigt böjda och behövde rätas ut före provningen kunde utföras. Det innebär att stålet redan före provdragningarna lokalt belastats till höga spänningsnivåer och därmed eventuellt försvagats. Det är även sannolikt att det omkringliggande berget påverkats av rivningsarbetena. Påverkan har framförallt skett genom bilningsarbetena, men även av den tunga trafik samt flyttandet av rivningsmassor som förekommit påverkan av dessa två faktorer är dock sannolikt liten. Det kan därför inte uteslutas att dessa förhållanden har haft en negativ inverkan på bärförmågan på de provade bergförankringarna. Det är därför sannolikt att opåverkade bergförankringar i drift uppvisar högre bärförmågor än vad föreliggande resultat visar.

En annan faktor som kan ha påverkat resultaten är användandet av lastfördelningsanordningarna. Den större anordningen med en spännvidd på 800 mm användes till 19 av de 24 provningarna. För de släta stängerna angavs en förankringslängd på 600 mm. Med ett antagande om en toppvinkel på brottkonen motsvarande 60° , se

Figur 1, blir diametern på konen ovansida cirka 700 mm, d.v.s. precis innanför upplagen på anordningen. Vid en längre förankringslängd eller annan toppvinkel på brottkonen så kommer anordningen att ha en positiv inverkan på bergets bärförmåga avseende brottmoden brott i berg. Det är dock under förutsättning att bergmassan i dessa båda fall är av så låg kvalitet att brott i berg hade varit den avgörande brottmoden. Sannolikheten för det är dock låg som bl.a. resultaten från litteraturstudien i avsnitt 2.2 visar. Brottmoden brott i berg styrs nämligen både av vinkeln på brottkonen men även av bergmassans draghållfasthet. Inverkan av anordningen på de övriga brottmoderna genom de omslutningseffekter som identifierades i [7] är dock osannolika då krafterna förs ned så pass långt från bergförankringarna.

Den mindre lastfördelningsanordningen där upplagskrafterna angriper cirka 90 mm från bergförankringens centrum kan dock sannolikt ha en större påverkan på samtliga brottmoder. Analyserna som utfördes i [7] visade att när brottet sker i injekteringsbruket så kan försöksuppställningen ha en påverkan genom att bärförmågan blir förhöjd. Effekten från den använda anordningen bör dock vara lägre än vad resultaten i [7] visade då krafterna i den analysen endast angrep 23 mm från förankringens centrum. Resultaten från provdragningarna på de tre släta stänger (bergförankring 19, 20 och 24) där den mindre anordningen användes indikerar inte någon större påverkan på provningen, se Tabell 3. Bergförankring 19 och 20 gick båda till brott i injekteringsbruket vid krafter som var bland de lägre jämfört med de övriga släta stänger där brottet inträffade i injekteringsbruket. För bergförankring 19 erhöles även ytligt brott i bergmassan. Bergförankring 24 gick till brott i stålet vid den lägsta brottkraften av samtliga provade bergförankringar. Orsaken till detta är med stor sannolikhet materialbrister i just denna bergförankring.

För de två kamstål (bergförankring 9 och 10) för vilka den mindre lastfördelningsanordningen användes inträffade brottet i stålet. Brottkrafterna var i samma storleksordning som övriga kamstål, där brottet inträffade i stålet. De uppnådda förlängningarna vid brott var i ungefär samma storleksordning som de övriga kamstålen. Bergförankring 10 uppvisade minst uppmätt förlängning innan brott. Detta kan eventuellt vara en indikation på att lastfördelningsanordningen hade en viss inverkan på resultatet då en ökad styvhet i förankringszonen ger lägre deformationer.

5 Slutsatser

Följande slutsatser kan dras från resultaten i föreliggande rapport:

- Tidigare utförda undersökningar visar att bergförankringar som varit i drift i vattenkraftsanläggningar är i mycket gott skick utan några tecken på korrosionsangrepp. Vidare visar resultaten från provdragningar att bergförankringarna klarar höga krafter motsvarande den nominella brottspänningen i stålet i många fall utan att brott inträffar.
- Resultat från provdragningar av slaka teststag visar att vid tillräckligt långa förankringslängder, överstigande cirka 400 mm, sker brottet uteslutande i stålet oavsett kvalitet på bergmassan. Liknande resultat har erhållits från provdragningar av bergförankringar med större dimensioner där en förankringslängd på mellan 30 – 40 gånger bergförankringens diameter rekommenderas.
- Provingar som syftat till att undersöka brottmoden brott i berg visar tydligt att den nuvarande metoden där en bergkon med en toppvinkel på 60° antas stå för hela bärförmågan är konservativ. Resultaten visar att bergets draghållfasthet bidrar till bärförmågan och att vinkeln på bergkonen kan uppgå till över 120°, vilket medför betydligt högre bärförmåga för denna brottmod. En ökad toppvinkel medför dock att centrumavståndet mellan enskilda bergförankringar ökar, vilket kommer påverka den totala bärförmågan hos grupper av bergförankringar.
- Resultat från både tidigare och föreliggande studie visar att brottet i en bergförankring oftast sker som en kombination av brottmoder. Ett ytligt brott sker i bergmassan samtidigt som brottet längre ner längs förankringslängden inträffar i injekteringsbruket. Samma fenomen konstaterades i flertalet av de föreliggande provdragningarna där ett ytligt bergbrott inträffade både då brott inträffade i injekteringsbruket och i stålet.
- Samtliga provade bergförankringar var i mycket gott skick. De delar av stängerna som varit ingjutna i berget var helt utan några synliga korrosionsangrepp. Detta stämmer väl överens med tidigare undersökningar av bergförankringar som varit i drift i svenska vattenkraftsanläggningar.
- Provdragningarna visade att för absoluta majoriteten av bergförankringarna så uppnåddes krafter motsvarande stålets sträckgräns före det att brott inträffade. Det krävdes även relativt

små deformationer för att uppnå sträckgränsen. Deformationerna då brott inträffade var flera gånger större oavsett brottmod.

- Sammantaget visar resultaten att både ur ett beständighetsperspektiv samt från uppmätt mekaniskt beteende så är begränsningarna på maximalt tillåtna stålspänningar på 140 MPa enligt RIDAS väldigt konservativa valda. En rimlig begränsning är snarare den dimensionerande bärförmågan, d.v.s. stålets dimensionerande sträckgräns.

Fortsatta studier

Baserat på resultaten i föreliggande studie rekommenderas följande framtida undersökningar.

- Fler liknande undersökningar inklusive provdragningar av slaka bergförankringar som varit i drift i vattenkraftsanläggningar bör genomföras. Detta kommer ge ytterligare värdefull information och data kring både status och mekaniskt beteende. Om möjligt bör provdragningarna även inkludera skjuvbelastning samt kombinerad drag- och skjuvbelastning av bergförankringarna. En större lastfördelningsanordning bör användas vid framtida provdragningar för att ytterligare minska domkraftens påverkan på brottmoder.
- I samband med rivnings- eller renoveringsarbeten bör även insamling av uttjänta bergförankringar utföras. Detta ställer betydligt mindre krav på tillgänglighet och arbetsinsats jämfört med provdragningar då de uttjänta bergförankringarna ändå demonteras och kasseras. Syftet är dels att okulärt besiktiga de insamlade förankringarna och dels att utföra laboratorieprovningar för att bestämma stålets mekaniska egenskaper såsom arbetskurvan och hållfasthetsvärden. De uttjänta bergförankringar som samlades in i föreliggande projekt bör genomgå samma undersökningar.
- Resultaten från föreliggande undersökningar samt från flertalet tidigare studier visar att nuvarande praxis för dimensionering av bergförankringars bärförmåga är väldigt konservativ. Det gäller främst brottmoden då brott sker i bergmassan, men även brottmoderna i injekteringsbruket. Förslag på nya riktlinjer för beräkning av dimensionerande bärförmåga för slaka bergförankringar bör därför tas fram där t.ex. bergmassans draghållfasthet kan tillgodoräknas.
- Rekommendationer för uppdatering av begränsningarna i RIDAS avseende slaka bergförankringar bör tas fram. Resultaten från utförda studier visar sammantaget att den begränsningen på den tillåtna stålspänningen på 140 MPa är väldigt konservativt satt.

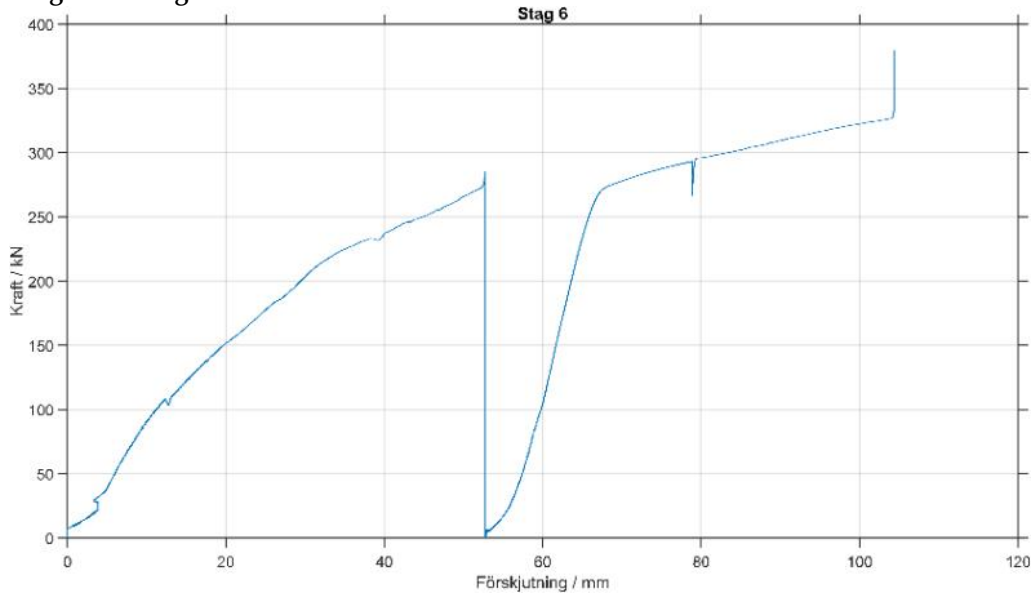
6 Referenser

- [1] Energiföretagen Sverige (2020). Tillämpningsvägledning kapitel 9 Betongdammar, Energiföretagen Sverige. Oktober 2020.
- [2] Malm R., Johansson F., Hellgren R., Rios Bayona F., Load capacity of grouted rock bolts due to degradation, Energiforskrapport 2017:374, 2017.
- [3] Larsson C., Utredning och provtagning av förankringsstag i Hotagens regleringsdamm, Examensarbete Luleå Tekniska Universitet, 2008.
- [4] Malm R., Johansson F., Hellgren R., Rios Bayona F., Pull-out tests of 50-year old rock bolts, ICOLD International Symposium, Johannesburg, South Africa, 2016.
- [5] JCSS Probabilistic model code – Part 3, Joint Committee on Structural Safety, 2002.
- [6] SS-EN 10080:2005, Armeringsstål – Svetsbart armeringsstål – Allmänt.
- [7] Ljungberg J., Pullout test of rock bolts at the Lima Hydropower station - Assessment of the test method, Examensarbete, Kungliga Tekniska Högskolan, 2016.
- [8] Neby L.K., Fjellbolter i dammer - forventa kapasitet, Examensarbete, NTNU, 2011.
- [9] Lepine T., Rock bolts - Improved design and possibilities, Examensarbete, NTNU, 2012.
- [10] Ismael N.F., Radhakrishna H.S., Klym T.W., Uplift capacity of rock anchor groups, IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems, Vol.98, No.5, Sep/okt, 1979.
- [11] Dados A., Design of anchors in horizontally jointed rocks, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 11, Nov, 1984.
- [12] Park J., Qiu, T., Kim Y., Field and laboratory investigation of pullout resistance of steel anchors in rock, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, No. 12, Dec, 2013.
- [13] Grindheim B., Chunlin Li C., Höien A.H., Full-scale pullout tests of rock anchors in a limestone quarry focusing on bond failure at the anchor-grout and grout-rock interfaces, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 15, No. 9, Sep, 2023.

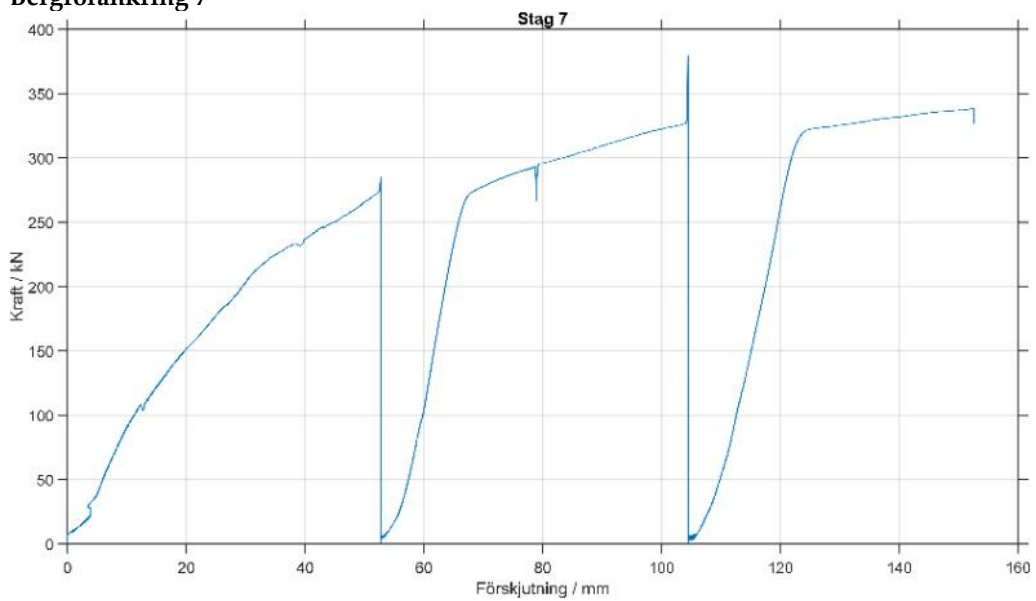
- [14] Grindheim B., Chunlin Li C., Höien A.H., Full-scale pullout tests of rock anchors in limestone testing rock mass uplift failure, Proceedings of the NROCK 2023, The IV Nordic Symposium on Rock Mechanics and Rock Engineering, 2023.
- [15] Ismael N.F., Design of shallow rock-anchored foundations, Canadian geotechnical journal, vol. 19, 1982.
- [16] Benmokrane B., Ballivy B., 1991, Five-year monitoring of load losses on prestressed cement grouted rock anchors, Canadian geotechnical journal, Vol 28, nr. 5, s. 668-677.
- [17] Dados A., Design of anchors in horizontally jointed rocks, Journal of geotechnical engineering vol. 110, nr 11, s.1637-1647, 1984.
- [18] Brown E.T., Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - A review, Journal of rock mechanics and geotechnical engineering, vol. 7, s. 1-13, 2015.
- [19] Wyllie D.C., Foundations on rock, 2nd edition, E&FN SPON, 2005.
- [20] Weerasinghe R.B., Littlejohn G.S., Uplift capacity of shallow anchorages in weak mudstone, Ground anchorages and anchored structures, 1997.
- [21] Rosenqvist, betongteknikens utveckling

Bilaga A: Kraft-förskjutningsdiagram

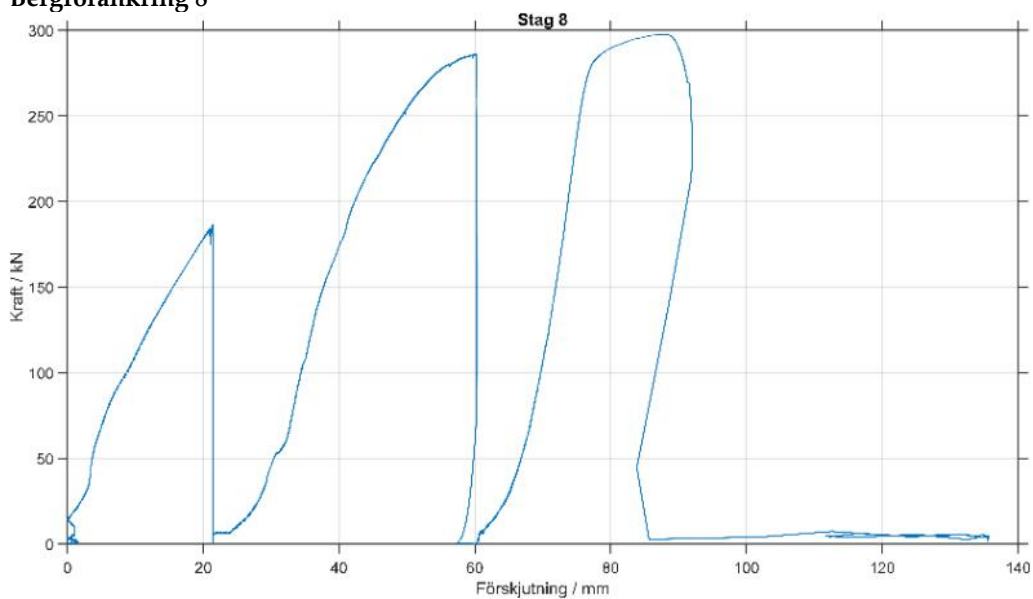
Bergförankring 6



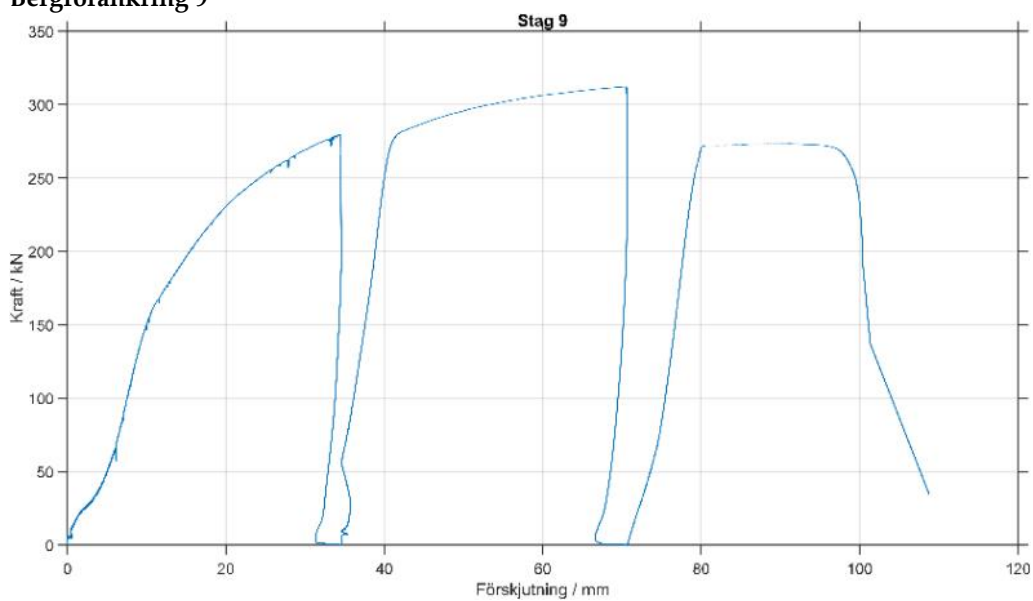
Bergförankring 7



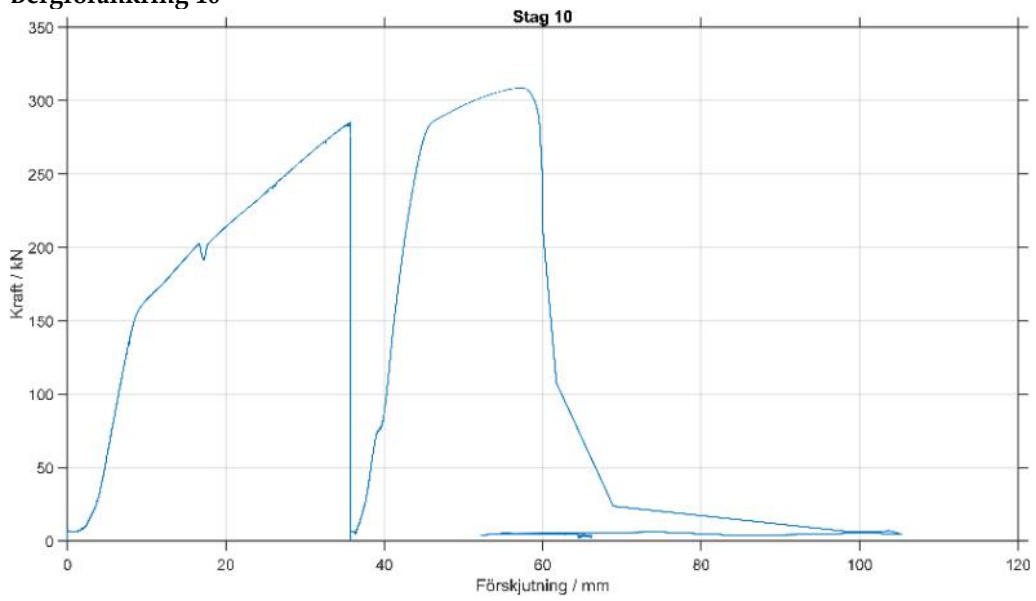
Bergförankring 8



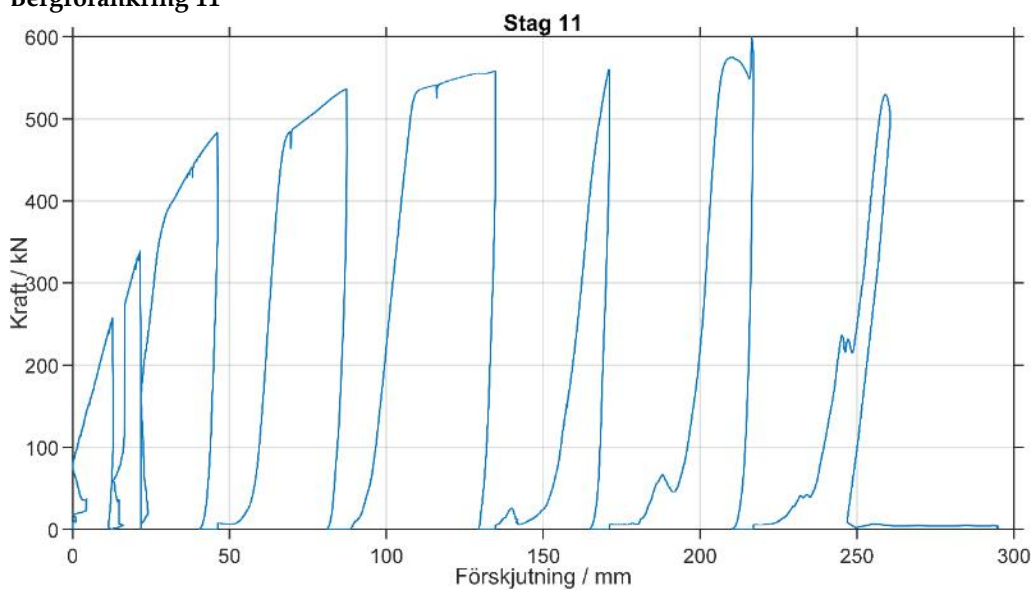
Bergförankring 9



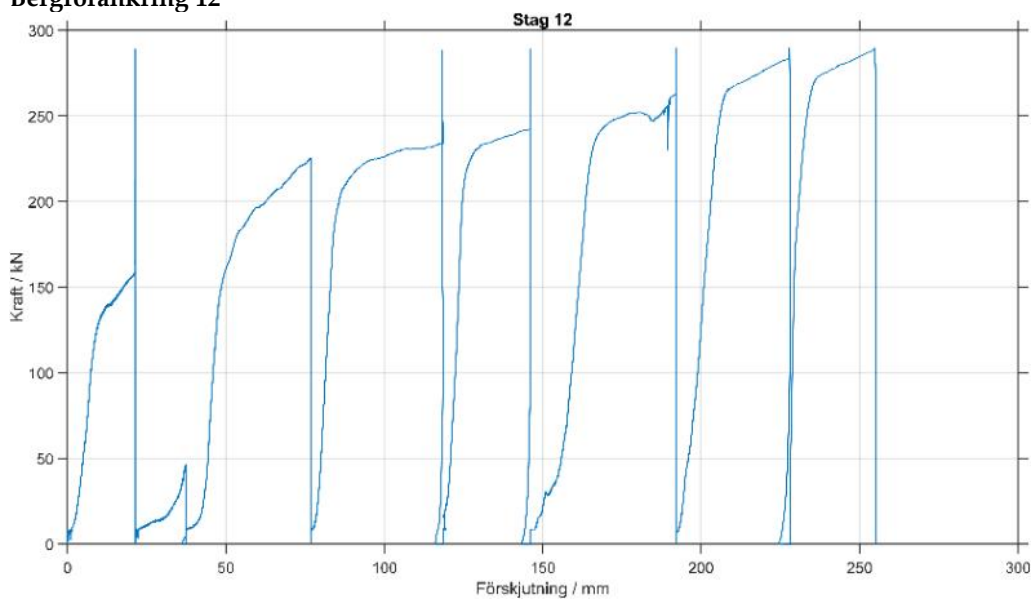
Bergförankring 10



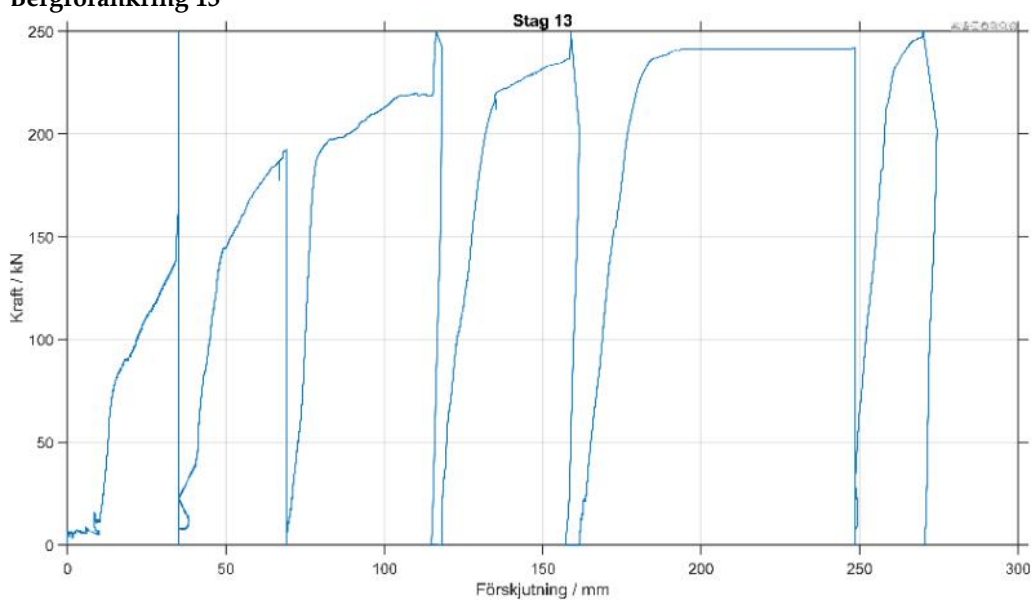
Bergförankring 11



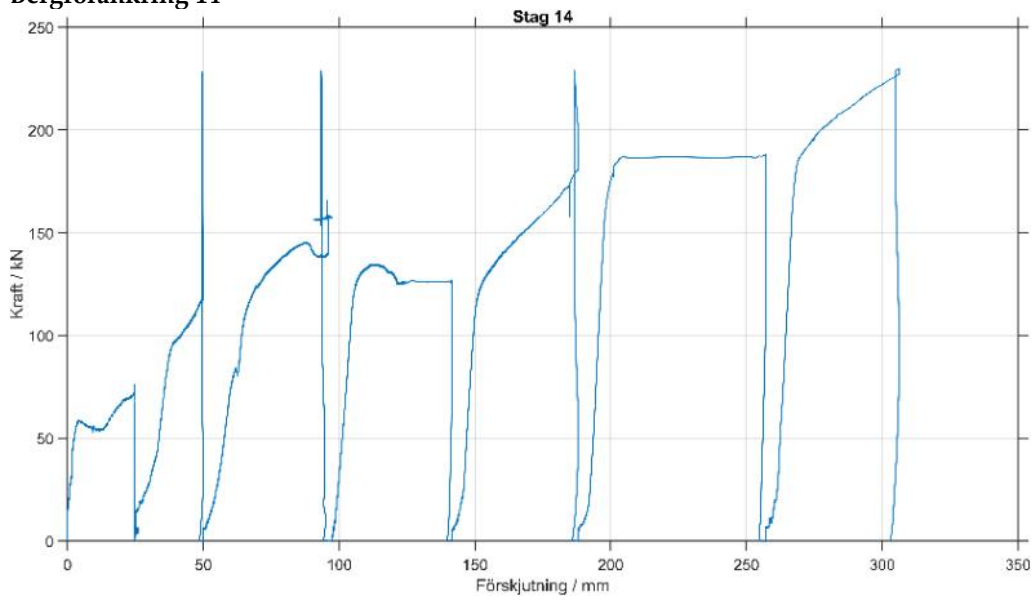
Bergförankring 12



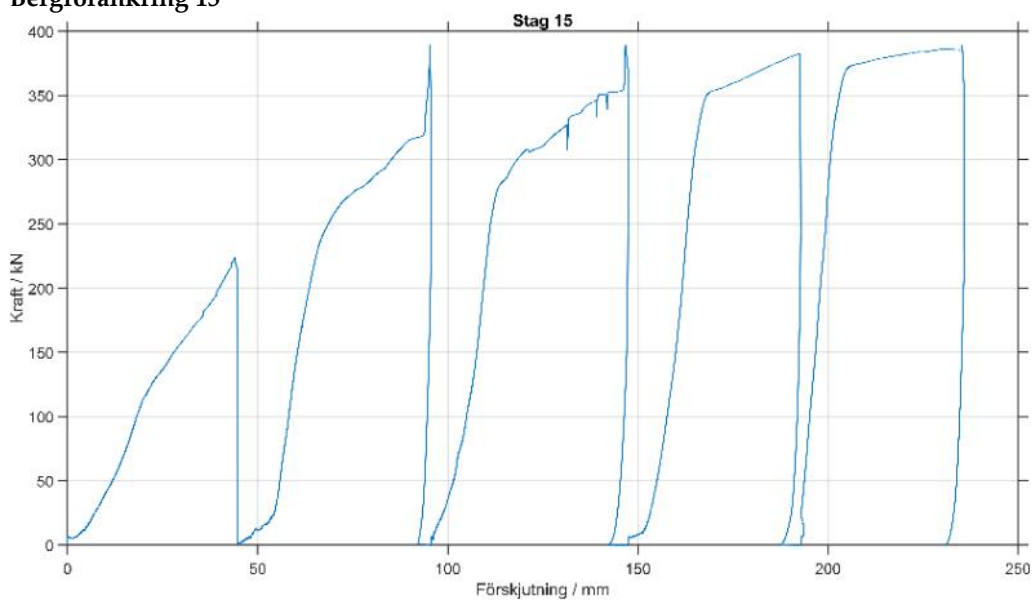
Bergförankring 13



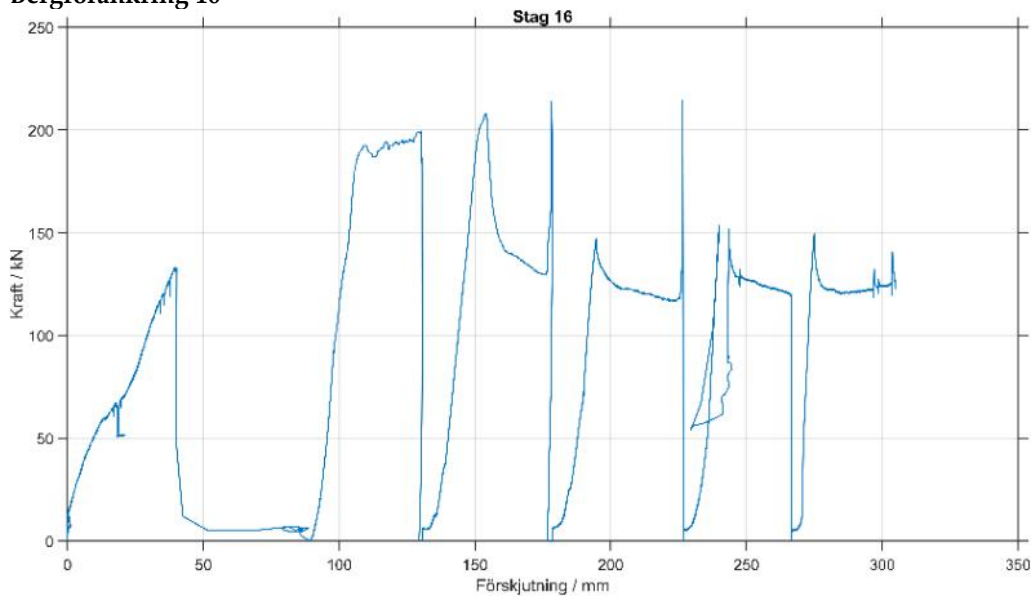
Bergförankring 14



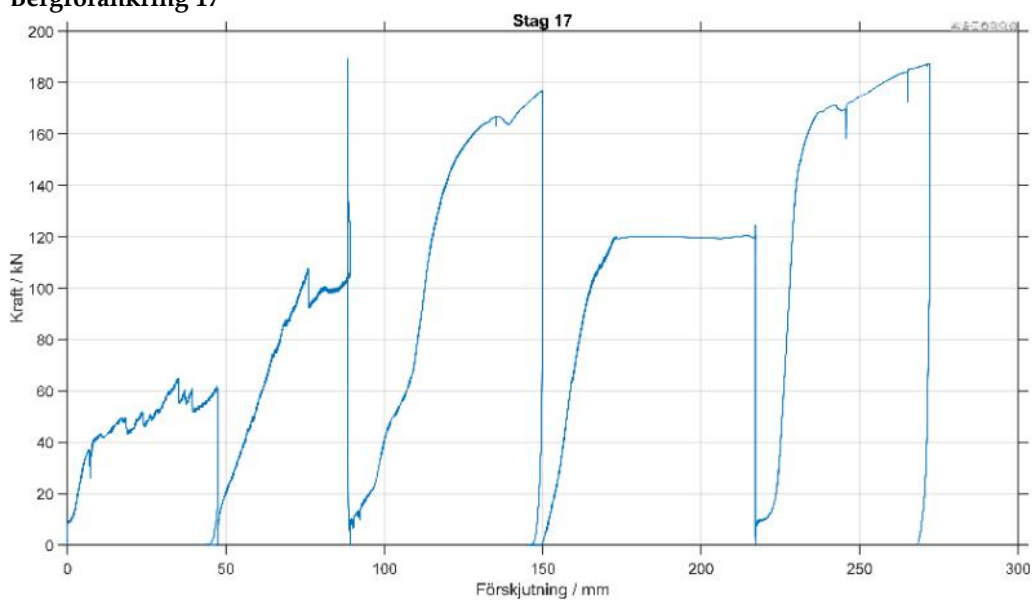
Bergförankring 15



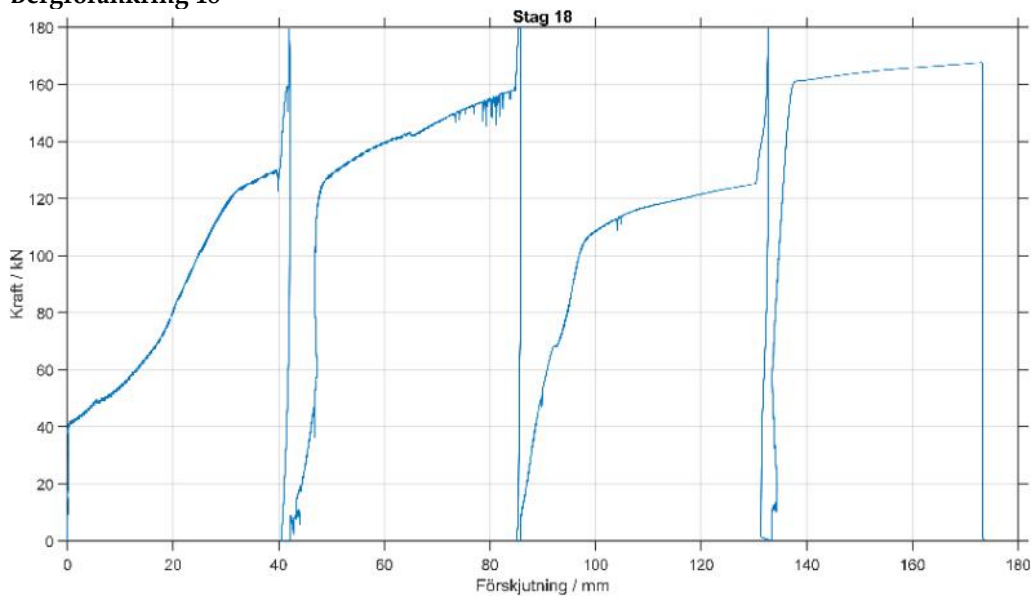
Bergförankring 16



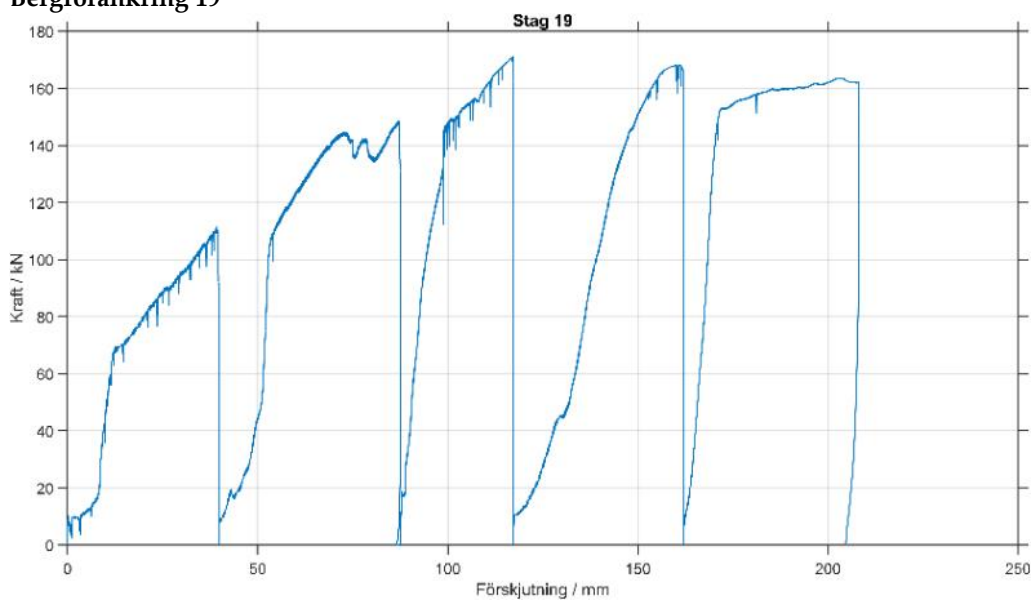
Bergförankring 17



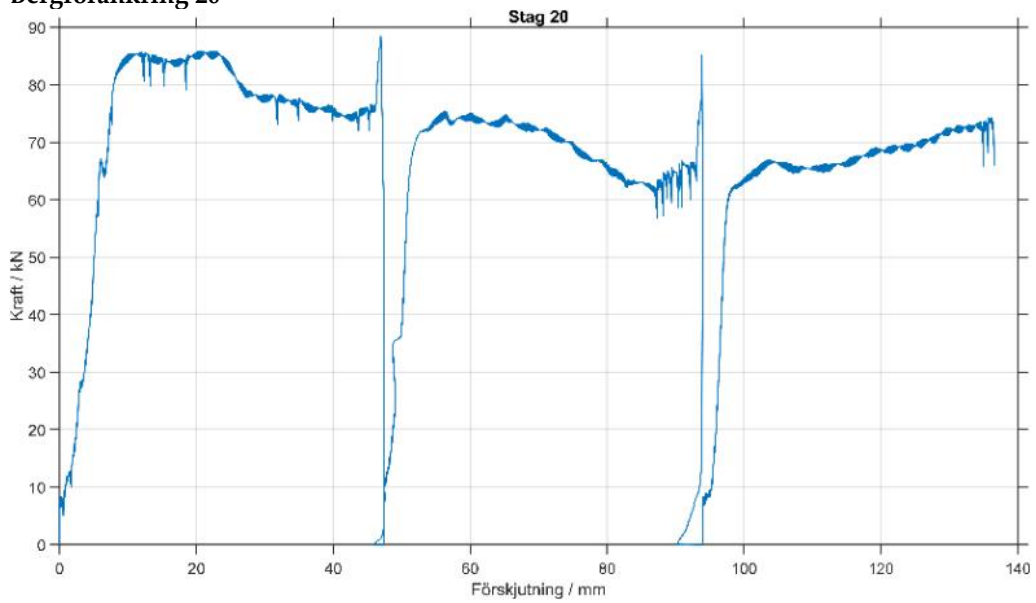
Bergförankring 18



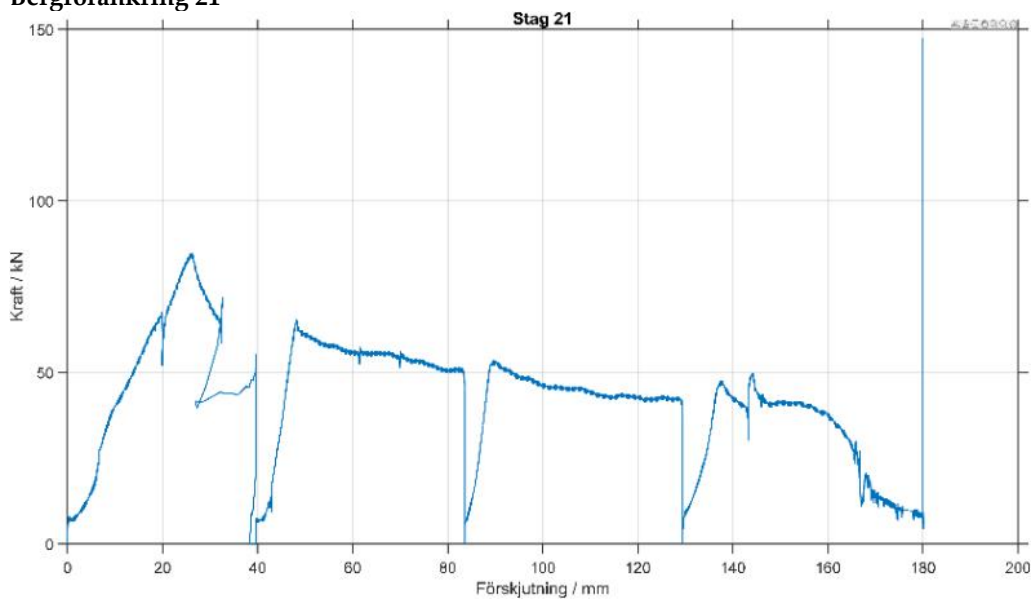
Bergförankring 19



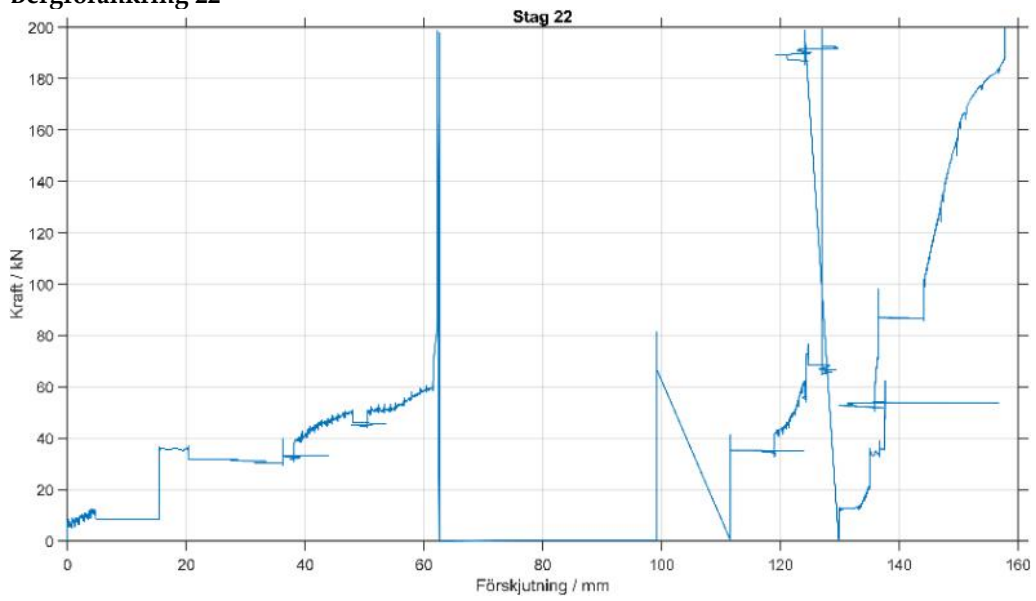
Bergförankring 20



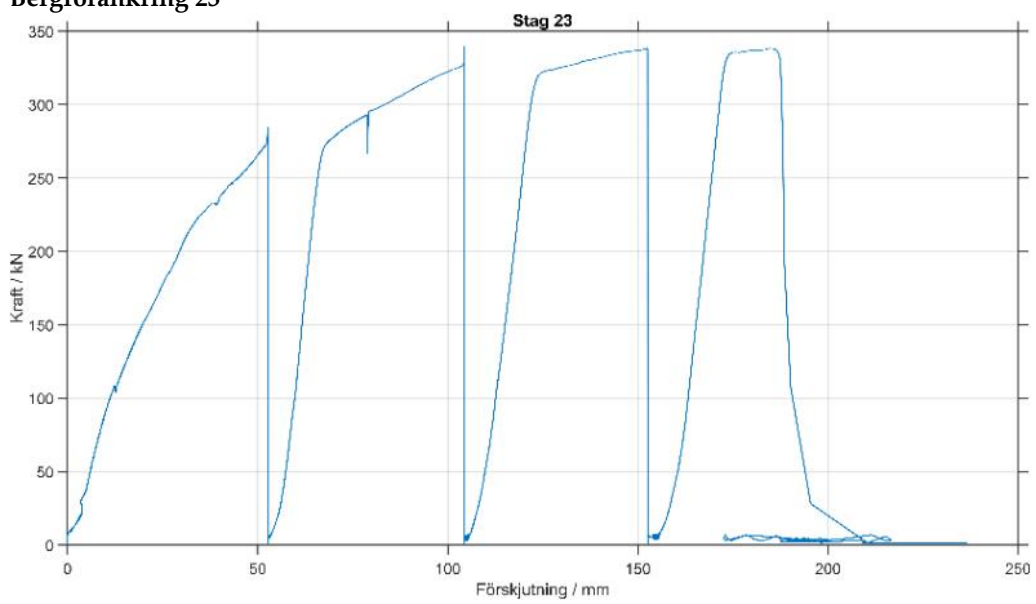
Bergförankring 21



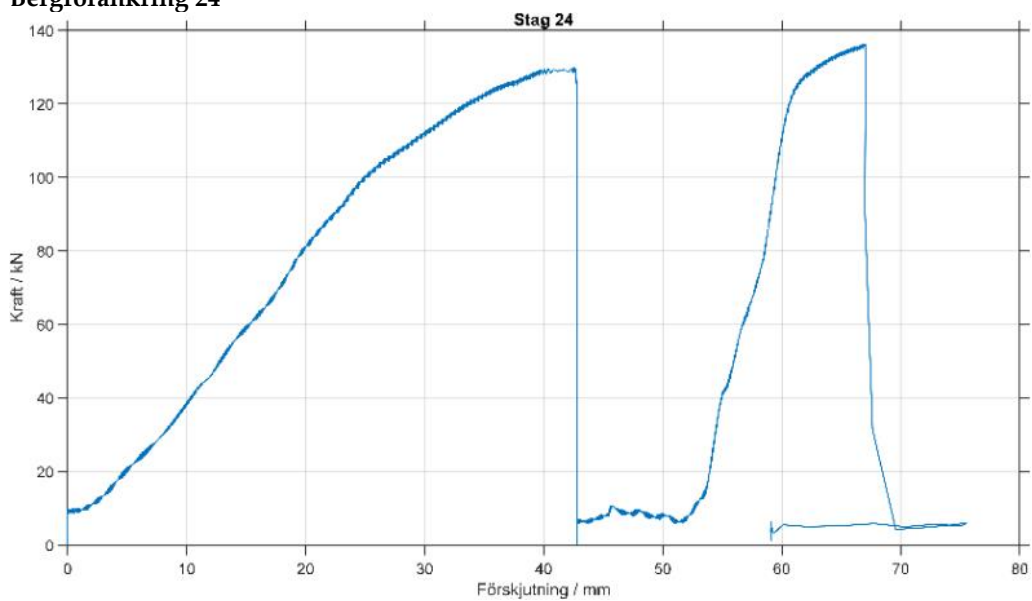
Bergförankring 22



Bergförankring 23



Bergförankring 24



STATUSBEDÖMNING AV SLAKA BERGFÖRANKRINGAR I VATTENKRAFTSANLÄGGNINGAR

Slaka bergförankringar har länge använts i svenska betongdammar för att öka stabiliteten, men enligt dagens RIDAS-riktlinjer får deras bidrag endast tillgodoräknas i begränsad omfattning. Erfarenheter från rivningar visar dock att dessa förankringar ofta är i mycket gott skick även efter lång tids drift. Syftet med denna studie var därför att öka kunskapen om bergförankringars status och mekaniska beteende efter lång tid i drift.

Arbetet omfattade en litteraturstudie och provdragnings av 24 bergförankringar från två vattenkraftsanläggningar. Förankringarna, bestående av både släta stänger från tidigt 1900-tal och kamstål från 1980-talet, okulärbesiktigades och provdrogs till brott. Samtliga visade god kondition utan synliga korrosionsangrepp i de ingjutna delarna.

Provdragningsarna visade att de flesta förankringar klarade laster överstigande stålets sträckgräns innan brott inträffade. Nio av 24 gick till brott i stålet och övriga i injekteringsbruket, i princip uteslutande efter att stålets sträckgräns redan uppnåtts. I vissa fall uppträdde även yttligt bergbrott.

Studien visar sammantaget att slaka bergförankringar uppvisar mycket god beständighet och hög bärförmåga även efter över 100 år i drift.

Ett nytt steg i energiforskningen

Forskningsföretaget Energiforsk initierar, samordnar och bedriver forskning och analys inom energiområdet samt sprider kunskap för att bidra till ett robust och hållbart energisystem. Energiforsk är ett politiskt neutralt och icke vinstutdelande aktiebolag som ägs av branschorganisationerna Energiföretagen Sverige och Energigas Sverige, det statliga affärsverket Svenska kraftnät, samt gas- och energiföretaget Nordion Energi. Läs mer på energiforsk.se.



Energiforsk