

STREKKFORANKRING I BERG

Anchoring in rock

Siv.ing Andreas Ongstad, Norconsult AS
Dr.ing Jan Bergh-Christensen, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Strekkforankringer i berg dimensjoneres for å kunne ta opp betydelige strekkrefter. Gjerne er forankringer benyttet ved vanskelige grunnforhold. Samtidig utføres sjelden undersøkelser av bergmassen strekkreftene skal overføres til. Ved bruk av aktive strekkforankringer har man ved prøvetrekking en mulighet til å dokumentere at hele eller deler av forankringen holder for de kreftene den er dimensjonert for, en dokumentasjon som sjelden gjøres for passive forankringer.

I dag er det i bruk flere modeller for dimensjonering av strekkforankringer. For samtlige metoder gjøres en vurdering av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp for å unngå oppriving av selve strekkforankringen eller den omsluttende bergmassen. Utrivningsmodellene som benyttes er i varierende grad konservative, fra å bare ta i betraktning bergmassens egenvekt til å utnytte en antatt heftfasthet i bergmassen.

Hovedutfordringene ved strekkforankringer i berg er knyttet til svake bergarter overlagret av løsmasser der det anvendes stålkjernepeler og hvor kontroll av in situ kapasitet sjelden gjøres. Det burde for denne type grunnforhold og forankring utføres indirekte undersøkelser av kapasitet ved kontroll av borehull etter boring. En sammenstilling og styrkning av nasjonal erfaring om heftfasthet mellom mørtel og berg og utrivningsmotstand i svak berggrunn burde være av interesse for alle aktører innen bergforankring.

SUMMARY

Tensioned anchors in rock are usually designed to withstand large pull-out forces, often at sites with poor ground conditions. Ground investigations of the rock mass are rarely done. By using pretension rock anchors it is possible to document that the anchor have the desired design capacity. Such documentation is usually not done for passive anchors.

Today several different models for design of anchors in rock are in use in Norway. Evaluation of the bond length necessary to avoid rupture of the anchor is done with regard to the bond between steel/grout and grout/rock. Necessary anchoring depth to avoid pull-out of the rock mass surrounding the anchor is also controlled. Different models describing pull-out of the rock mass vary in conservatism from using pure weight of rock to using the assumed shear strength of the rock mass in the calculations.

The main issues regarding anchoring in rock are related to weak rock covered by soil, where steel core piles are used and testing of the pull-out performance of the piles are seldom done. Indirect methods to evaluate the capacity of the piles should be done by video inspection of the boreholes. It should also be in common interest for the foundation community to collocate national experience about bond strength between grout and rock and pull-out resistance of weak Norwegian rock masses.

1 INNLEDNING

Strekkforankringer generelt har en rekke anvendelsesområder både som midlertidig og permanent forankring til berg av fundamenter og andre konstruksjoner. Følgende er noen eksempler hvor bruk av strekkforankringer er vanlig nasjonalt og internasjonalt:

- ❖ Forankring av spuntvegger eller andre avstivninger i løsmasseskjæringer og byggegrop
- ❖ Sikring av større bergskjæringer og bergskråninger
- ❖ Stabilisering av støttemurer og landkar
- ❖ Stabilisering av betongdammer
- ❖ Oppdriftsforankring av tette konstruksjoner under grunnvannsnivå
- ❖ Forankring av hengebrukabler
- ❖ Forankring av rørledninger
- ❖ Forankring av tårnkonstruksjoner (høyspentmaster, antennemaster, vanntårn)

2 GRUNNUNDERSØKELSER

Grunnforholdene i eksemplene ovenfor vil kunne variere betraktelig, fra lite oppsprukket krystallinsk bergmasse blottlagt i dagen over store områder, til svake skifrige sedimentære bergarter overlagret av titalls meter løsmasser.

Behovet for grunnundersøkelser av berg og løsmasser vil variere mye avhengig av de stedlige geologiske forholdene. Omfanget av grunnundersøkelser som blir utført i forkant av forankringsarbeidene avhenger imidlertid ikke bare av de geologiske forholdene, men også av størrelsen på forankringsarbeidene og på prosjektet.

For byggeprosjekter hvor bergoverflaten på anleggstedet er overlagret av løsmasser, vil grunnundersøkelsene gjerne begrense seg til totalsonderinger eller andre typer grunnundersøkelser ned til fast berg. Dette kan sies å være gjeldende praksis både for prosjekter der forankringsarbeidene kan være av et beskjedent omfang og gjerne også bare har en midlertidig funksjon, men også for større bygg- og anleggsprosjekter der strekkforankringer utgjør en større del av grunnarbeidene og både er midlertidige og permanente.

På anleggssteder der berget er blottlagt i dagen vil det kunne gjøres sprekkekartlegging og gjerne en klassifisering av bergmassen, men lite eller ingen supplerende informasjon innhentes vanligvis om hva slags mekaniske egenskaper de enkelte bergartene og bergmassen har in situ. Bruk av erfaring fra andre anlegg med tilsvarende grunnforhold eller bruk av verdier for tilsvarende bergarter fra generelle tabellverk vil i slike tilfeller ofte danne grunnlag for dimensjoneringen. Undersøkelser av selve berggrunnen ved kjerneboring og bergmekaniske tester i felt eller laboratorium er gjerne begrenset til broer og damanlegg.

De fleste bergartene i Norge har en høy trykkfasthet som langt overstiger trykkfastheten til betong. For forankringer utført i lite oppsprukket bergmasse, med sterke bergarter og med god kontroll på utførelsen er ikke manglende in situ dokumentasjon på bergmassens styrkeegenskaper nødvendigvis noen problemstilling å ta opp til diskusjon. For sterkt skifrig eller oppsprukket bergmasse, hvor trykkfastheten til bergarten er lavere enn for betong og hvor muligheten for visuell vurdering av bergmassen ikke er tilstede på grunn av mektig løsmasseoverdekning eller bebyggelse, er dette på den annen side diskutert. Spesielt for de tilfellene hvor kontroll på dimensjoneringen og utførelsen av forankringen ved for eksempel prøvetrekking heller ikke blir utført.

3 PASSIV OG AKTIV STREKKFORANKRING

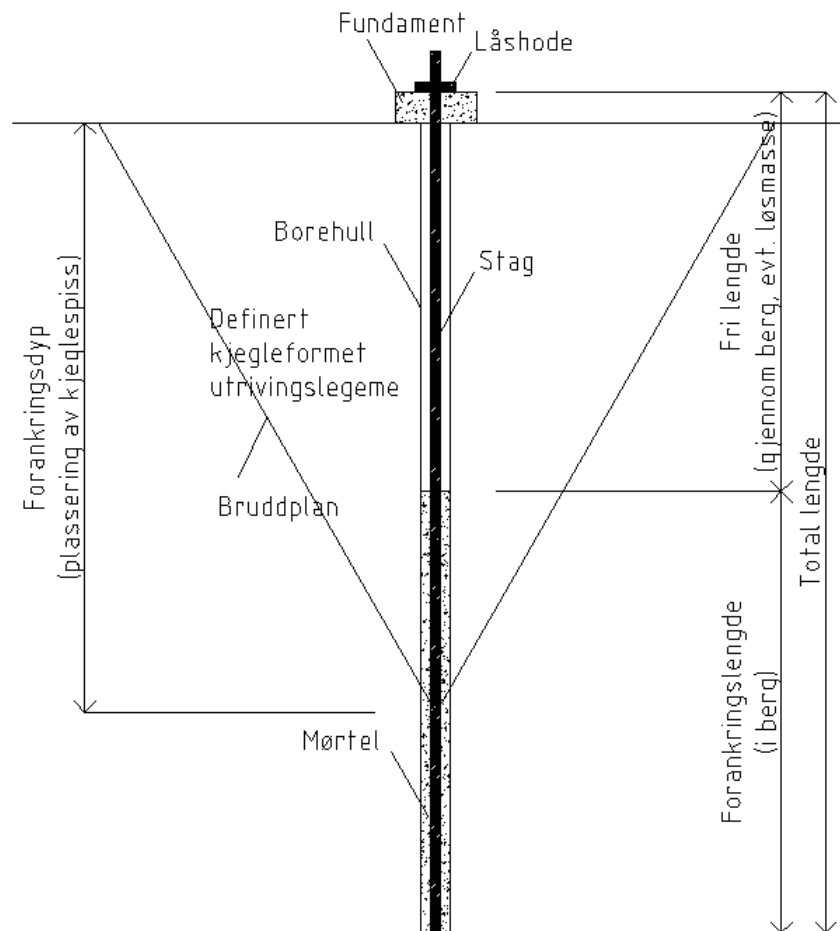
Det er vanlig å skille mellom passive og aktive strekkforankringer, da det er vesentlige forskjeller når det gjelder funksjon og utforming, krav til materialer, utførelse og kontroll for disse to typer forankringer. Følgende er en kort orientering om de to hovedtypene strekkforankringer med hovedfokus på muligheten for å verifisere utførelse og kontroll.

3.1 Passive strekkforankringer i berg

Ved passive strekkforankringer påføres ikke forankringen noen krefter før det mobiliseres strekkrefter på denne fra en konstruksjon eller bergmassen selv. Eksempler på passive strekkforankringer er fullt innstøpte kamstålbolter og stålkjernepeler som tar opp strekkrefter (strekkpeler).

Der hvor en konstruksjon hviler direkte på berg og borehullet er boret direkte i berg, benyttes det vanligvis kamstålbolter. Som passiv forankring er da bolten innstøpt i hele borehullets lengde.

Stålkjernepeler benyttes der berget er overlagret av løsmasser med en gitt mektighet. For å sikre stabiliteten i den delen av borehullet som er i løsmassene benyttes det vanligvis et fôringsrør som går ned til berg. Også i dette tilfellet kan forankringen være innstøpt i hele hullets lengde, men den effektive delen av innstøpingen vil være begrenset til forankringslengden i berg nedenfor fôringsrøret.

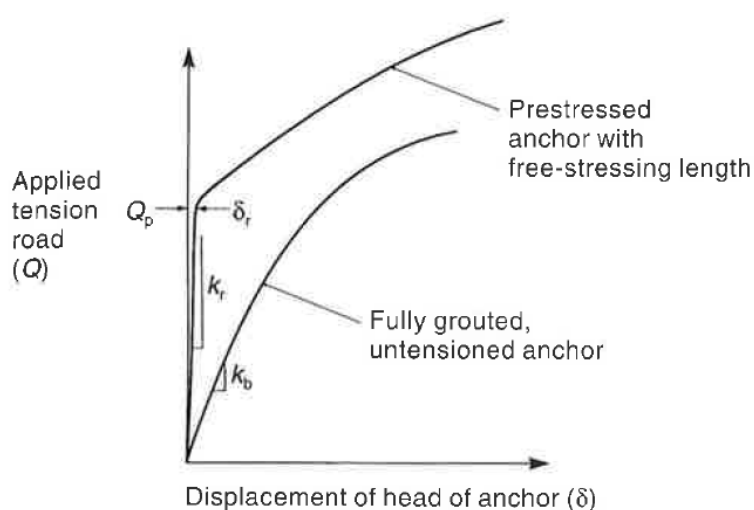


Figur 1: Prinsipp tegning av aktiv forankring (forspent stag) med teoretisk utrivningslegeme

3.2 Aktive strekkforankringer i berg

Eksempler på aktive strekkforankringer er bergankre eller stag hvor strekkraftene overføres via lisser eller stenger. Ved stagforankringer påføres staget en prøvebelastning som ligger over dimensjonerende last, før den påføres en forspenningskraft av en gitt størrelse. Dette gjøres i forkant av at forventede strekkrefter mobiliseres i staget av et fundament eller en konstruksjon. For at staget skal kunne spennes opp må det ha en fri lengde. Prinsipptegning av et stag er vist ved figur 1.

En av fordelene med forspente forankringer er at forskyving og/eller løfting av låshodet ved senere ekstern strekkbelastning elimineres eller begrenses betraktelig. I og med at forankringen er oppspent, må forspenningslasten overvinnes før ankerhodet forskyves nevneverdig av de ytre påførte lastene. For passive forankringer vil det oppstå bevegelse i hodet til forankringen med en gang denne påføres strekkbelastning. Dette er illustrert i figur 2.



Figur 2: Bevegelse av låshodet for forspente og passive forankringer ved pålastning (Etter Wyllie 1999)

En annen fordel ved aktive strekkforankringer er at kapasiteten til forankringen prøves før den påføres strekkbelastninger. Avhenging av stagets konstruksjonstype og installasjonsmetode vil dette kunne gjelde alle bruddtyper som kan forekomme, eller i noen tilfeller bare heft mellom stag og mørtel i tillegg til brudd i selve stagstålet. Når forspenningskraften settes direkte mot berget over staghullet og dette samtidig er utstøpt også i den frie staglengden, vil man ikke få testet heften mellom mørtel og berg og bergmassens utrivningsmotstand.

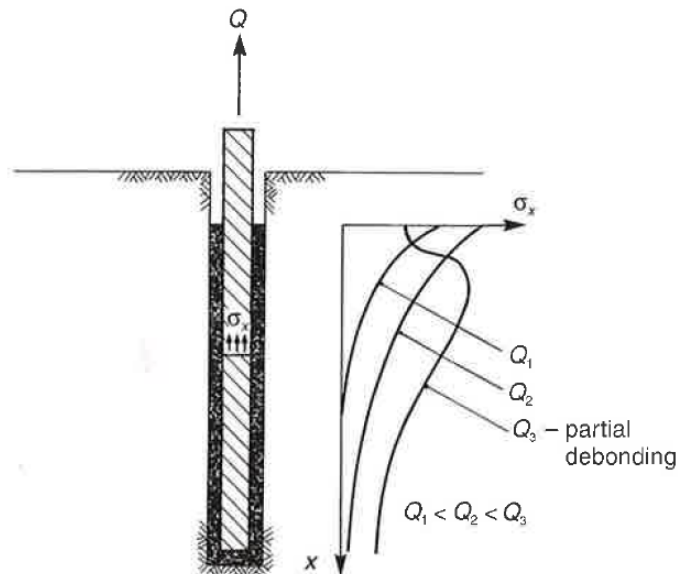
4 BELASTNINGSOVERFØRING

Når en forankring påføres en ren strekkraft, overføres belastningen til berget via grensesjiktene stål/mørtel og mørtel/berg.

Fordelingen av skjærspenningene langs forankringslengden er undersøkt ved tallrike feltforsøk med strekkbelastning av instrumenterte bolter innstøpt i sterke og svake bergarter og i betong, ved laboratorieforsøk og ved numerisk modellering. Forsøkene gir et godt bilde av hvordan lastoverføringen fra bolt til berg utvikler seg ved pålastning fram til brudd.

Ved økende strekkbelastning skjer det en trinnvis mobilisering av skjærmotstand i grensesjiktene stål/mørtel og mørtel/berg fra munningen av den innstøpte lengden og nedover langs boltene. Fordelingen av skjærmotstand vil i starten av pålastningen være ikke-lineær, med høye spenninger konsentrert ved munningen av den innstøpte boltene og med et eksponentialt fall mot bunn av boltene hvor skjærmotstanden er tilnærmet null. Ved økt strekkbelastning vil fordelingen av skjærmotstand gå mot en mer lineær form med mobiliserte skjærkrefter også ned mot bunn av boltene. Økes strekkbelastningen ytterligere vil det utvikles et skjærbrudd fra munningen av boltene, og spenningstoppen flyttes nedover langs boltene. Forutsatt at strekkbelastningen ikke fortsetter å øke, vil bruddutviklingen kunne stoppe opp og spenningstoppen stabilisere seg. Utvikles skjærbrudd over hele boltens lengde er det kun friksjonskrefter som holder boltene på plass i boltehullet (Wyllie 1999).

Spenningsutvikling for en fullt innstøpt kamstålbolt ved økende pålastning ($Q_1 < Q_2 < Q_3$) er illustrert i figur 3. Her er skjærspenningene ved lav strekkbelastning Q_1 høy ved munningen av boltene, mens fra halvveis på den forankrede delen av boltene og ned mot bunnen er det tilnærmet ingen skjærspenninger. Ved økende belastning Q_2 fordeles skjærspenningene seg over hele boltens lengde, men fortsatt er spenningsskurven eksponentialfordelt med størst spenninger ved munningen av boltene og lave spenninger i bunnen. Ved fortsatt økt belastning på boltene nås en spenningstilstand Q_3 der heften mellom mørtel og stål eller berg overskrides og en bruddutvikling langs boltens lengde initieres. Med reduserte muligheter til å ta opp skjærspenninger (fortsatt kan mørtelen overføre friksjonsmotstand) flyttes spenningstoppen som før var størst ved munningen av boltene, nedover mot enden. Dersom Q_3 ikke økes ytterligere kan det tenkes bruddutviklingen opphører, og at spenningstilstanden stabiliserer seg som vist på figuren.



Figur 3: Teoretisk illustrasjon av skjærmotstand over boltelengden ved ulike strekkklaster (Etter Wyllie 1999)

Selv om forsøk viser at skjærspenningene fordeles seg ujevnt over boltens lengde, antas det for enkelhetens skyld ved beregning av nødvendig forankringslengde at skjærmotstanden er jevnt fordelt over hele forankringslengden.

5 KODER, STANDARDER OG VEILEDNINGER

Det finnes mye anerkjent internasjonal litteratur vedrørende stagforankringer til berg. Mindre omtalt er strekkforankringer med stålkjernepeler, som til en viss grad kan forklares med at pelemetoden ikke er så kjent utenfor Skandinavia (Pålkommisjonen 2000).

I litteraturen finnes det et par britiske ”verk” om stagforankring som det både internasjonalt og i Norge refereres veldig mye til. Disse tekstene beskriver og er ment brukt for stagforankringer, men gir også noen anbefalinger som er relevante for peleforankringer:

- ❖ *BS 8081: 1989 - British Standard Code of practice for Ground anchorages*
Standarden er en meget omfattende standard som beskriver stagforankringer til jord og berg, og inneholder også beregningsmetoder for bestemmelse av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp.
- ❖ *Littlejohn & Bruce: Rock anchors - state of the art*
Denne artikkelserien fra 1975-76 er en grundig gjennomgang av internasjonal praksis på fagfeltet stagforankringer i berg. Det gis her en beskrivelse av beregningsmodeller som er i bruk internasjonalt, sammen med benyttede fasthetsparametere mellom mørtel og berg for en rekke ulike bergarter.

Det finnes ikke noen tilsvarende norsk standard for stag- og peleforankringer som i detalj som den britiske beskriver dimensjonering av stag og peler. To standarder gir noen generelle retningslinjer for grunnundersøkelser og dimensjonering av nødvendig forankringslengde:

- ❖ *Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering. Del I - allmenne regler*
Standarden gir generelle retningslinjer både for passive og aktive strekkforankringer i berg, og angir på generell basis partialfaktorer (lastfaktorer og materialkoeffisienter) for dimensjoneringen, men det gis ingen retningslinjer for valg av beregningsmodell for ulike grunnforhold.
- ❖ *NS-EN 1537: Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Stagforankringer*
Standarden gir en generell beskrivelse av krav og retningslinjer for grunnundersøkelser og dimensjonering, men er i hovedsak en standard for utførelse og kontroll av stagforankringer.

I Sverige har Pålkommisjonen kommet ut med en egen rapport for stålkjernepeler

- ❖ *Rapport 97: Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll* omfatter stålkjernepeler utsatt for trykk- og strekkbelastninger. Rapporten angir blant annet retningslinjer og regler for dimensjonering av strekkpeler.

Flere norske etater har kommet med sine egne veiledninger for bolte- og stagforankringer:

- ❖ Statens Vegvesen har gitt ut to publikasjoner som omfatter bolte- og stagforankring. *Intern rapport nr. 2374 Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg* beskriver passiv forankring til berg av betongkonstruksjoner med bergbolter, mens *Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging* gir retningslinjer for dimensjonering av stagforankringer for spuntvegger.
- ❖ Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) oppgir i sin rapport *Retningslinjer for betongdammer* en beregningsmetode for dimensjonering av ikke oppspente bergbolter. Metoden er tilsvarende den Statens Vegvesen presenterer i Intern rapport nr. 2374.

6 DIMENSJONERING AV STREKK- OG SPENNFORANKRINGER

Ved dimensjonering av strekkforankringer, enten det er snakk om passive eller aktive forankringer, gjøres det en vurdering av nødvendig forankringslengde og forankringsdyp.

Forankringslengden må være tilstrekkelig for å unngå utrivning av selve forankringen. Dette gjøres ved å kontrollere at heften mellom stål/mørtel og mørtel/berg er større enn den dimensjonerende strekkbelastningen på forankringen, og benytte lengste nødvendige forankringslengde som dimensjonerende. For å kontrollere at bergmassen rundt forankringen gir tilstrekkelig med mothold, gjøres det også en kontroll av nødvendig forankringsdyp for å unngå utrivning av et definert berglegeme.

I tillegg til å vurdere den ytre kapasiteten til forankringen må det kontrolleres at selve pelen/staget har en slik dimensjon og kapasitet at det kan ta opp de dimensjonerende strekkreftene uten at stålet går til brudd. Vurdering av indre kapasitet til forankringen blir det ikke gått noe nærmere inn på i denne artikkelen.

6.1 Heft mørtel/stål

Heften mellom mørtel og stål regnes gjerne å bestå av følgende tre komponenter (Littlejohn & Bruce 1977):

- ❖ Adhesjon: Limvirkning mellom de to materialene som blant annet skyldes mikroujevnheter i stålet. Adhesjonen antas å opphøre når det oppstår glidning mellom mørtelen og stålet på grunn av strekk i forankringen.
- ❖ Friksjon: Størrelsen er blant annet avhengig av stålets overflatekarakter og omhyllingstrykket på stålet, og antas å være uavhengig av stagkraften.
- ❖ Fortanning: Låsing som skyldes større ujevnheter på ståloverflaten, som for eksempel kammene på en kamstålbolt, riller eller sveiselarver på en stålkjernepel eller tvinnede metalltråder i et lissestag.

Den karakteristiske heftfastheten mellom mørtel og stål kan finnes fra tabeller for ulike mørtelkvaliteter og typer ståloverflater. Nødvendig forankringslengde for kontaktsonen stål og mørtel er gitt ved følgende formel 1:

*Formel 1: Nødvendig forankringslengde gitt ved heft mørtel/stål
(Etter Statens Vegvesen 2010, Littlejohn & Bruce 1977)*

$$L_{\text{mørtel/stål}} = \frac{F_d}{\pi \cdot d_b \cdot \tau_{d,\text{mørtel/stål}}}$$

F_d : dim. strekkbelastning

d_b : ankerdiameter

$\tau_{d,\text{mørtel/stål}}$: dim. heftfasthet mørtel/stål

6.2 Heft mørtel/berg

For kontaktsonen mørtel/berg består også heften av adhesjon, friksjon og fortanning. Nødvendig forankringslengde for kontaktsonen mørtel/berg beregnes med en tilsvarende formel som den over, se formel 2.

Ved beregning av nødvendig borehullslengde i berg er det vanlig å benytte en hullengde som går noe dypere enn nødvendig forankringslengde for å sikre at hele den virksomme innstøpte delen av forankringen er plassert dypere enn det forvitrede berget i dagbergsonen.

*Formel 2: Nødvendig forankringslengde gitt ved heft mørtel/berg
(Etter Statens Vegvesen 2010, Littlejohn & Bruce 1977)*

$$L_{\text{mørtel/berg}} = \frac{F_d}{\pi \cdot d_h \cdot \tau_{d,\text{mørtel/berg}}}$$

d_h : hulldiameter
 $\tau_{d,\text{mørtel/berg}}$: dim. heftfasthet mørtel/berg

I formel 2 er det gjort en rekke forutsetninger og forenklinger:

- ❖ Det forutsettes at skjærspenningene overført fra det innstøpte ankeret til bergoverflaten i borehullet er jevnt fordelt over hele forankringslengden, og at skjærspenningene overført fra overflaten av ankeret fordeles likt over hele borehullsveggen.
- ❖ Det forutsettes dessuten at det er oppnådd heft langs hele ankeret, dvs. hele den forankrede delen av ankeret er fullstendig innhyllt i mørtel og det er ingen deler hvor heftfastheten er redusert.

Heften mellom mørtel og berg avhenger blant annet av bergartstypen og ruheten av borehullsveggen.

Bergartstypen og bergartens tekstur har mye å si for bergartsstyrken og hvordan bruddutvikling i intakt bergart foregår. Er mineralene i bergarten parallellorientert vil dette være langt mer ugunstig enn om bergarten har en uorientert tekstur.

Bergartstypen og bergmassens oppsprekning vil også ha betydning for ruheten av borehullsveggen. Borehull i sterke homogene bergarter vil kunne gi et annet boreresultat enn i svake, skifrige bergarter. Ved svært ujevn borehullsoverflate vil man kunne forvente økt fortanning og økt heft pga varierende borehullverrsnitt og større effektiv bergoverflate i borehullet enn for det helt glatte borehullet som forutsettes i formel 2.

Det er vanlig praksis at heftfastheten hentes ut fra tabellverk, som f.eks. tabell 1. De fleste publiserte tabellverk inneholder internasjonale erfaringstall som ikke inkluderer forsøk gjort på norske bergarter.

Tabell 1: Eksempler på heftfasthet for vanlig forekommende bergarter ved bruk av mørtel med fasthet minst lik B30 (Etter SVV 2010)

Bergart	Heftfasthet
	MN/m ²
Granitt	2,0
Gabbro	2,5
Gneis	1,5
Kvartsitt	2,5
Sandstein	1,2
Kalkstein	2,0
Leirskifer	0,5

For de fleste norske bergarter vil mørtelens styrke være det svakeste leddet i kontaktsonen mellom mørtel og berg. For de svakeste sedimentære bergartene (f.eks. leirskifer og alunskifer) vil derimot berget kunne utgjøre det svakeste leddet.

I tillegg til bergartstypen og ruheten til borehullsveggen vil utførelsen av forankringsarbeidene også kunne ha innvirkning på den resulterende heften mellom berg og mørtel:

- ❖ Boreslam og borkaks på borehullsveggen vil kunne redusere heften og/eller den effektive innstøpingsoverflaten på borehullsveggen dersom man ikke oppnår tilstrekkelig spyling av borehullet. Spyling av borehullet til returvannet er rent er vanlig ved utførelsen av forankringer, men rent returvann trenger ikke nødvendigvis bety at borehullsveggene er fri for slambelegg.
- ❖ Strømmende grunnvann inn i borehullet fra sprekker vil kunne medføre utvasking av mørtel og lokalt kunne gi redusert heft eller områder uten innstøping. Åpne sprekker og små hulrom i bergmassen vil dessuten kunne føre til lokalt mørteltap dersom ikke disse oppdages og injiseres før forankringen monteres.

6.3 Motstand mot utrivning

6.3.1 Stagforankringer

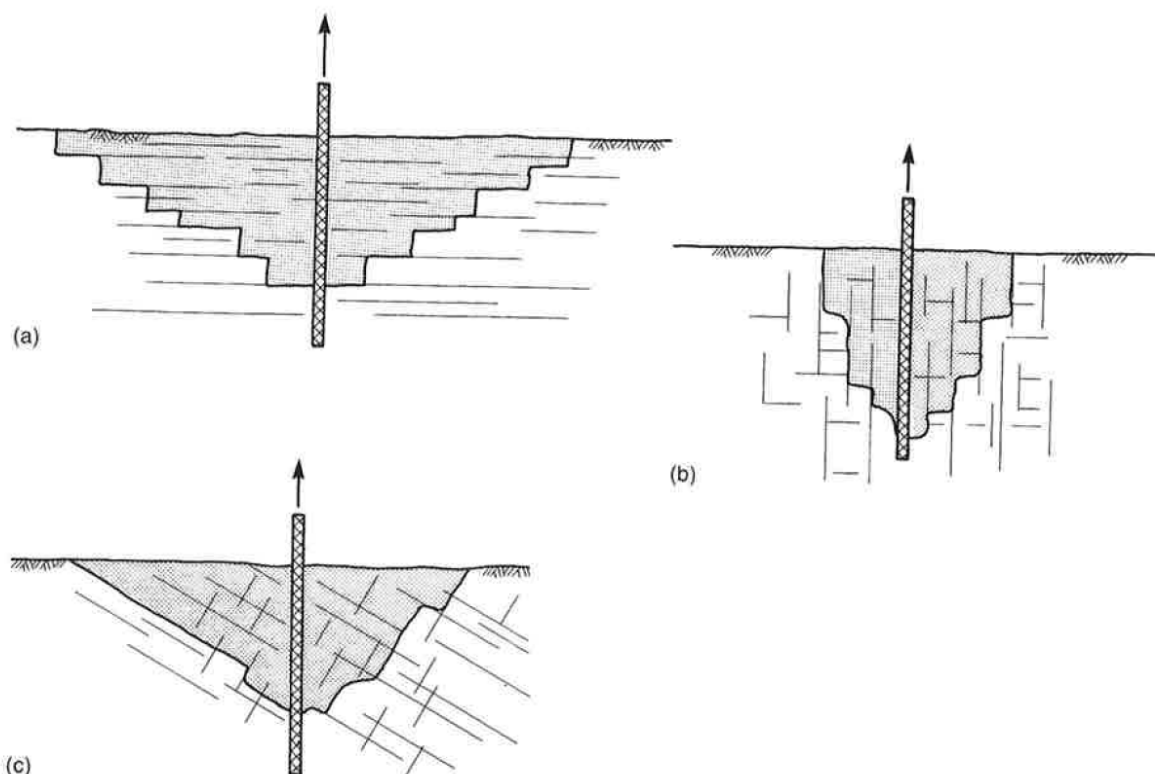
Det er i litteraturen beskrevet ulike beregningsmodeller når det gjelder bergmassens motstand mot utrivning. Alle metodene baserer seg på at et avgrenset berglegeme med en forenklet geometrisk form rives ut ved hjelp av stagkraften, og at kontaktsonen mørtel/berg ikke forstyrres ved denne utrivningen.

En gjennomgående bruddmodell for enkeltstag i utenlandske standarder, veiledninger og litteratur (Littlejohn & Bruce 1977; British Standard Institution 1989; Wyllie 1999; U.S Army Corps of Engineers 1994; m.fl.) viser en bruddfigur i form av en omvendt kjegle rundt staget, med "bunn" av kjeglen utgående i bergoverflaten og med kjeglespissen plassert et sted på forankringssonen av staget. Kjeglens åpningsvinkel avhenger av bergmassens oppsprekning og bergartsstyrken. De vanligst brukte åpningsvinklene er 60° ($2 \times 30^\circ$) for svake bergarter i tett oppsprukket eller forvitret bergmasse, og 90° for sterke bergarter i lite oppsprukket bergmasse. Andre åpningsvinkler for moderat bergmassekvalitet (80°) og for meget sterk bergmasse (120°) er også beskrevet (Wyllie 1999; Statens Vegvesen 2004, 2010).

Den lokale strukturgeologien med sprekkeretninger, lagdeling og enkeltslepper vil spille inn på formen på berglegemet, som vist i figur 4. Den mest gunstige orienteringen av forankringen er normalt det dominerende sprekkeplanet i området (f.eks. oppsprekning parallelt foliasjonen i en glimmerskifer, eller parallelt lagdelingen i en leirskifer), mens den mest ugunstige orienteringen er parallelt slike lagstrukturer. Definerede lagstrukturer, sammen med markerte sprekker og slepper, vil kunne avgrense det effektive bergvolumet.

Kjeglespissens plassering i forhold til staget er vanligvis midt på eller i bunn av forankringssonen, og vil i en viss grad være avhengig av bergmassekvaliteten. Førstnevnte plassering blir gjerne brukt i de tilfeller der det er svake bergarter, betydelig oppsprukket bergmasse, og/eller når man ikke har noen prøvetrekkingsresultater fra det samme geologiske området å vise til som kan gi indikasjoner på tillatte forankringslengder.

Plassering i bunn av innstøpingssonen brukes gjerne i de tilfeller der laster fra ankere til borehullsveggen i tillegg til mørtelfastheten overføres ved bruk av endeplate eller mekanisk endeforankring, der det er sterke bergarter og en lite oppsprukket bergmasse, og der man har gjort prøvetrekking (Littlejohn & Bruce 1977).



Figur 4: Strukturgeologiens innvirkning på berglegemet (Etter Wyllie 1999):
 a) Horizontal lagdeling – berglegeme med vid kjegleform og stor åpningsvinkel
 b) Vertikal lagdeling – berglegeme med spiss kjegleform og liten åpningsvinkel
 c) Skråstilt lagdeling – berglegeme med ujevn kjegleform og varierende åpningsvinkel

Plassering av kjeglespiss i toppen av forankringssonen innebærer en sammensatt bruddutvikling både i bergmassen og i kontaktsonen mørtel/berg, og er lite beskrevet i litteraturen.

I Norge er det presentert minst tre ulike beregningsmodeller for stagforankringer. Bruk og tilpasning av modellene vil kunne avhenge av de geologiske forholdene (løsmasseoverdekning over berg/bart berg) og orienteringen av stagene.

Vekt av bergkjegle: Den mest konservative utrivningsmodellen baserer seg kun på berglegemets romvekt for å dimensjonere nødvendig forankringslengde. Det forutsettes derfor at berglegemet er fullstendig avgrenset av sprekker, dvs. det er ikke noen intakte bergbroer eller fortanning til den omsluttende bergmassen, og at berglegemets avgrensingsflater (sprekkeflater) ikke har noen skjærfasthet og dermed heller ikke genererer noen sprekkefriksjon. I de tilfeller berglegemet ligger under grunnvannsnivå, er det vanlig å regne med neddykket romvekt av bergmassen.

Hefffasthet på bergkjegle: En annen beregningsmodell som også antar berglegemet har en omvendt kjegleform, forutsetter at det er bergmassens hefffasthet eller skjærfasthet alene som gir det nødvendige motholdet som forhindrer utrivning av bergmassen. Hefffastheten er gitt ved en konstant verdi som avhenger av bergmassekvaliteten.

Hefffasthet og vekt på bergprisme: En tredje utrivningsmodell forutsetter at det mobiliserte utrivningslegemet har form av et prisme orientert parallelt stagretningen. Modellen forutsetter dermed at bergmassen er oppsprukket parallelt stagets retning da sidekantene på prismets bunnflate tilsvarer den opptredende sprekkeavstanden. Dette er en geometrisk bruddmodell som ikke er funnet beskrevet ved gjennomgang av internasjonal litteratur. Også i denne modellen

forutsettes det at bergmassen har en heftfasthet, men her inkluderes også berglegemets vekt i beregningene.

For de to siste beregningsmodellene forutsettes bergmassen å ha en konstant heftfasthet. Heftfastheten eller skjærfastheten til bergmassen er en sammensatt størrelse bestående av skjærstyrken til intakte bergbroer langs bruddplanet, sprekkefriksjon på allerede eksisterende sprekker og kohesjon av eventuell sprekkefylling. Parameteren kan synes å være vanskelig å fastsette siden den er avhenging av de lokale geologiske forholdene.

I tillegg til de tre beskrevne modellene ovenfor, finnes det flere ulike formler for beregning av nødvendig forankringsdyp der andre bergmasseparametere inngår. Noen tilnærminger antar at friksjon på sprekkeflatene mobiliseres på sprekkeflatene ved oppriving av berglegemet. Modellene forutsetter også her at berglegemet er fullstendig avløst av sprekker, slik at bergmassen opptrer kohesjonsløst – den har ikke noe skjærfasthetsbidrag som skyldes intakte bergbroer mellom sprekken eller sprekkefylling med kohesivt materiale. For at friksjon på sprekken skal kunne mobiliseres, må det være en normalkraft rettet på sprekkeflaten. I noen beregningsmodeller er denne normalkraften beregnet ut fra tyngden av berglegemet, mens for andre metoder benyttes horisontalspenningene i den omsluttende bergmassen.

Det er også utviklet formler som beskriver strekkfastheten til oppsprukket bergmasse, basert på Hoek-Browns bruddkriterium. I denne type formler inngår en mer detaljert beskrivelse av bergmasseforholdene, ved at klassifisering av bergmassen og bergartens trykkfasthet inngår i beregningene

Internasjonalt har praksis generelt vært at en beregningsmodell som inkluderer bergmassens skjærfasthet kun har blitt benyttet på sterke, homogene og lite oppsprukne bergarter, mens beregningsmodellen med ”vekt av berglegeme” har blitt benyttet for dårlige grunnforhold med tett oppsprukket bergmasse, sleppemateriale og høyt grunnvannstrykk (Littlejohn & Bruce 1977, British Standard Institution 1984, U.S. Army Corps of Engineers 1994)

6.3.2 Innstøpte bergbolter

For fullt innstøpte bergbolter som passiv strekkforankring til berg av betongkonstruksjoner er problemstillingen nokså tilsvarende som for stagforankringer med tanke på utrivning av berglegeme. Boltene settes som regel i hull boret direkte i berg man har god kontroll på beskaffenheten av, og hullene har en begrenset lengde på opp til 8 m for vanlig boltedimensjoner. De dimensjonerende lastene er forholdsvis små sammenlignet med de laster som stag og stålkjernerpele dimensjoneres for å ta opp, og praksis er ofte å bruke ”vekt av berglegemet”-metoden (Statens Vegvesen 2004, NVE 2005). Emnet diskuteres dermed ikke noe videre her.

6.3.3 Stålkjernerpele

Stålkjernerpele settes gjerne der berggrunnen er overlatt av løsmasser med en gitt tykkelse påvist ved grunnundersøkelser. Ved dimensjonering av nødvendig forankringslengde med tanke på oppriving av berglegemet er det vanlig også å regne med romvekten av løsmassene over berget, avgrenset av sylinderforlengelsen av den omvendte bergmassekjeglen. Der løsmassene ligger på nivå med grunnvannstanden benyttes neddykket romvekt også på løsmassene.

Pålkommisjonen oppgir en formel for beregning av nødvendig forankringslengde i berg, basert på ren egenvekt av berglegemet. Her er spiss av kjeglen i bunn av innstøpingslengden.

Løsmasseoverdekningens betydning er utelatt og gir dermed et ekstra bidrag for sikkerheten mot utrivning av berglegemet.

I likhet med dimensjonering av nødvendig forankringslengde av stag, finnes det flere ulike framgangsmåter for dimensjonering av stålkjerner. Flere av beregningsmetodene for stag beskrevet over benyttes også for dimensjonering av stålkjerner utsatt for strekkrefter.

7 BETYDNINGEN AV GEOLOGISK DOKUMENTASJONSNIVÅ OG FORANKRINGENS FUNKSJON FOR VALG AV BEREGNINGSMETODE

Det er tre hovedfaktorer som bør ilegges vekt ved dimensjonering av strekkforankringer:

❖ De geologiske forholdene:

Det er som tidligere beskrevet en rekke geologiske faktorer som vil kunne spille inn på den resulterende kapasiteten av forankringen og som det bør tas hensyn til ved prosjekteringen:

- Bergartstypen og bergartsstyrken
- Bergartens heftegenskaper for innstøpingsmørtelen
- Bergmassens detaljoppsprekning; sprekkens orientering (strøk/fall), sprekketetthet og sprekketholdenhet, sprekkens ruhetsegenskaper i liten og middels stor skala
- Tilstedeværelsen av slepper og sleppematerialers egenskaper
- Grunnvannstand
- Løsmasseoverdekning

❖ Dokumentasjon på de geologiske forholdene:

Ved stag- og strekkpelforankringer gjennom løsmasser til berg er grunnundersøkelsene vanligvis fokusert på løsmassenes karakter og egenskaper. Data vedrørende berggrunnen begrenser seg til dybden ned til fast berg og berggrunnstypen som er antatt i området. Lite dokumentasjon angående bergforholdene vil vanligvis foreligge.

I henhold til Eurocodene skal det benyttes partialfaktorer for laster og materialer ved ulike grensetilstander, som til en viss grad dekker for usikkerhet ved påførte laster og materialstyrker. En forutsetning ved bruk av disse partialfaktorene er at alle laster og materialeegenskaper er kjent. Hva gjelder dokumentasjon på geologiske materialparametere for den enkelte byggeplass så er dette sjeldent tilfelle for bergartene. Den manglende dokumentasjonen burde være utslagsgivende både på valg av materialparametere og på valg av beregningsmetode.

❖ Forankringens funksjon og dokumentasjon på forankringens in situ kapasitet:

Både stagforankringer og strekkpelforankringer dimensjoneres for å ta opp store strekkrefter. Mens en stor del av de stag som monteres kun er midlertidige forankringer (brukstid under 2 år), er stålkjerner som oftest permanente forankringer.

Stag benyttes ved de fleste geologiske forhold. Ved at stagforankringer alltid prøvelastes før forspenning, får man til dels dokumentert at hvert enkelt stag holder ved den gitte prøvebelastningen, som ligger over bruksbelastningen. Ved at staget

spennes opp etter montering starter belastningen umiddelbart. Man kan derfor følge opp stagkreftene over tid før staghodet evt. støpes inn. Ofte ligger forholdene til rette slik at stagene også kan kontrolleres og evt. etterstrammes i løpet av stagets brukstid.

Stålkjernepeler anvendes vanligvis i områder der det er mektige løsmasseavsetninger og ofte svak berggrunn. Etter montering av strekkpeler gjøres det sjelden eller aldri prøvetrekking av forankringen, slik at man ikke får noen dokumentasjon på in situ kapasitet på pelene. Pelhodet støpes som regel inn i et betongfundament eller -konstruksjon, slik at fremtidig tilgang til forankringens hode vil forhindres. Strekkpeler belastes ikke før det mobiliseres strekkkrefter fra den konstruksjonen de er forbundet med. Stålkjernepeler har ofte en dobbelt funksjon, ved at de normalt tar opp trykkrefter fra konstruksjonen, men ved ulike påkjenninger på konstruksjonen også skal kunne ta opp strekkbelastning.

8 KONKLUSJONER

Hovedutfordringene ved strekkforankringer i berg er stag- og stålkjernepelforankring i områder med svake og oppknuste bergarter gjennom tykke løsmasselag som hindrer dokumentasjon av de lokale geologiske forholdene på anleggsstedet. Som regel er den geologiske dokumentasjonen begrenset til boring ned til fast berg og kjennskap til bergartstype. For midlertidige og permanente stag gjøres det prøvetrekking av hvert stag med verifisering av oppnådd stagkapasitet. Tilsvarende dokumentasjon gjøres ikke for passive strekkforankringer. Spesielt for strekkpeler som skal kunne ta opp store krefter kan det stilles spørsmål angående oppnådd kapasitet etter utførelse, både med tanke på oppnådd heft mellom mørtel og berg, og motstand mot utrivning av bergmassen lokalt rundt pelforankringen.

Med utgangspunkt i følgende problemstillinger synes det å være et behov for økt kunnskap om forankringsforholdene for den enkelte stålkjernepel og et bedre grunnlag for dimensjonering spesielt, og større kunnskap om heftfasthet og utrivningsmotstand i svak berggrunn generelt:

- ❖ Det synes å være et behov for økt kunnskap om forankringsforholdene for den enkelte stålkjernepel. Hvordan ser bergmassen rundt pelen ut med tanke på bergartsfordeling og bergmassekvalitet? Hvor dypt går forvitringssonen? Hvordan ser det resulterende borehullet ut med tanke på overflateruhet? Hvor ren borehullsoverflate klarer man å oppnå ved spyling?
- ❖ Det synes også å være et behov for økt kunnskap om heftfastheten mellom mørtel og berg for ulike typisk norske bergartstyper. De tabellene som gjerne benyttes i dag for å bestemme karakteristiske egenskaper til bergartene baserer seg på internasjonal prøving. Hvor representative er egentlig en ”chalck limestone” fra England eller en ”weak shale” fra Canada for norske kalksteiner og leirskifre? Bergartene har nødvendigvis ikke samme geologiske historie og styrkeegenskaper selv om bergartsnavnet er det samme.
- ❖ Økt dokumentasjon på utrivningsforløp og form av utrivningslegemer synes også å være nødvendig. Hva slags former har berglegemene som rives opp i forhold til de kjente sprekeretningene? Og hvor stor er utrivningsmotstanden i forhold til beregnet motstand når bergmassekvaliteten er kjent: Er ”vekt av berg”-metoden alt for konservativ, eller er metoden med bruk av ren bergmassefasthet en modell med for liten grad av sikkerhet ved spesielt dårlige grunnforhold?

Hva kan så gjøres for å bedre kunnskapen om forankringer gjort i svake bergarter?

- ❖ For å få mer dokumentasjon på de generelle berggrunnsgeologiske forholdene på anleggsstedet, burde man kunne gjøre større utnyttelse av de grunnboringene som gjøres til berg. Vanlig praksis ved fjellkontrollboringer og totalsonderinger er at det bores inntil 2 – 3 m i berg for å verifisere dybde til berg. Hvorfor ikke bore noen meter dypere for også å kartlegge bergmassen som pelene skal forankres i? Mye tilleggsinformasjon burde kunne hentes ut av boreforløpet i berg.
- ❖ For å få bedre kunnskap om forankringsforholdene i det enkelte borehull ved strekkpelforankring kan det utføres borehullsinspeksjon i det enkelte borehull med videoutstyr for å vurdere bergkvalitet og forvitningsdyp. Dette kan gjøres med enkelt standard videoutstyr for rørinspeksjoner. Utstyret består vanligvis av en opptaksenhet med videohode og lyskilde, montert på en stakekabel, og en datalagringsenhet med skjerm som tillater visning og lagring av video mens inspeksjonen pågår (NGU 2006). Inspeksjon av det enkelte borehull kan gjøres etter satte krav til spyling av borehullet er oppnådd (rent returvann).. Basert på resultatene fra inspeksjonen vil man kunne få dokumentert bergforholdene i borehullet og eventuelt korrigere hulldybden og forankringslengden dersom forholdene skulle vise seg å være dårlige.

Tidsbruk og direkte kostnader ved inspeksjon av det enkelte borehull vil neppe utgjøre noen stor andel av pelekostnaden. Utførelsen av inspeksjonen gjøres av bergkyndig personell som ved å bruke slikt enkelt utstyr burde kunne gjøre opp en vurdering av bergforholdene i det enkelte borehull på stedet mens undersøkelsene foregår..

- ❖ Prøvetrekking til brudd av forsøksbolter og/eller -ankere satt i svake bergarter som et eget FoU-prosjekt, eller som ekstra testforankringer satt i forbindelse med større utbygginger. Prøvetrekking på forsøksbolter eller ankere kan gjøres både fra dagen eller i undergrunnsanlegg.

Der man kan forvente at bergarten for grensesjiktet mørtel/berg er det svake ledd i forankringen kan prøvetrekking gjøres for å få økt kunnskap om heftfastheten mellom mørtel og berg.

Prøvetrekking til brudd ved utrivning av berglegeme kan også utføres for å få bedre kjennskap til bruddutvikling og bruddgeometri på utrivningslegemer. Først og fremst kan dette gjøres i ”liten” skala på bergbolter hvor man har oversikt over bergmassens oppsprekning og mulighetene for praktisk gjennomføring er til stede uten alt for store kostnader og omfattende forarbeider.

- ❖ Innsamling av resultater fra gjennomførte nasjonale prøvetrekkinger i en felles database for å samle erfaringstall på norske bergarter. I dag benyttes i stor grad utenlandske erfaringstall, eller erfaringstall fra egne prosjekter. Det burde være i alles interesse å sammenstille erfaringene i en nasjonal database for norske grunnforhold. Prøvetrekkingsdataene bør inkludere både beregnede minsteverdier på heftfastheter mørtel – berg ved vellykkede prøvetrekkinger, og tilbakeregnete verdier for prøvetrekkinger som medførte svikt av stag eller bolter i grensesjiktet mørtel/berg.

Vedrørende utrivning av berglegemer er bruddgeometri og beregnet heftfasthet ved faktisk utrivning av bergmassen av stor interesse og burde også samles inn. Teoretiske

heftfastheter ved suksessfulle prøvetrekkinger på forskjellige bergarter og bergmassekvaliteter burde også kartlegges.

En slik database burde kunne driftes og vedlikeholdes av Norsk Geoteknisk Forening og/eller Norsk Bergmekanikkgruppe i samarbeid med flergangsbyggere, rådgivere og entreprenører.

Hvem burde så være spesielt interessert i at det ble opparbeidet mer erfaring vedrørende forankringer i berg?

- ❖ Flergangsbyggere (Statens Vegvesen, Jernbaneverket, Statsbygg, m.fl.)
- ❖ Konsulenter innen geoteknisk rådgiving og kraftutbygging
- ❖ Forskningsmiljøene (SINTEF og NGI)
- ❖ Fagmiljøene (Norsk Geoteknisk Forening, Norsk Bergmekanikkgruppe, Energi Norge)

9 REFERANSER

British Standards Institution (1989): BS 8081:1989 "British Standard Code of Practice for ground anchorages".

Duncan C. Wyllie (1999): "Foundations on Rock", E & FN Spon & Francis, side 287-331

G. S. Littlejohn and D. A. Bruce (1977): "Rock anchors – State of the art", Foundation Publications Ltd. 1977. Første gang utgitt som artikkelserie i "Ground Engineering", 1975-76.

NGU (2006): Rapport 2006.031: "Kvalitet av borebrønner i fjell – videoinspeksjon av brønnutforming"

Norges vassdrags- og energidirektorat (2005): "Retningslinjer for betongdammer", 2. utgave.

Per Heimli (1978): "Forankring med kabelstag", Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 1978, side 25.1 – 25.10

Pålkommisjonen (2000): "Rapport 97: Stålkärnepålar - Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll.

Standard Norge (2000): NS-EN 1537: "Utførelse av spesielle arbeider – Stagforankringer", 1. utgave

Standard Norge (2008): NS-EN 1997-1:2004+NA:2008, "Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler".

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2004): "Intern rapport nr. 2374 – Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg".

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2010): "Håndbok 016 – Geoteknikk i vegbygging", kapittel 10.5.2 og 10.6.1.5.

U.S Army Corps of Engineers (1994): "Rock foundations". Engineer Manual 1110-1-2908