

RAPPORT

Sikringshåndboken skred i bratt terreng – forankring av skredsikringskonstruksjoner

STØTTEMODUL FORANKRINGER

DOK.NR. 20210114-01-R
REV.NR. 0 / 2021-12-16

Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.



Prosjekt

Prosjekttittel: Sikringshåndboken skred i bratt terreng – forankring av skredsikringskonstruksjoner
Dokumenttittel: Støttemodul forankringer
Dokumentnr.: 20210114-01-R
Dato: 2021-12-16
Rev.nr. / Rev.dato: 0 /

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: NVE
Kontaktperson: Siv Seljesæter
Kontraktreferanse: Henvendelse til Arnstein Aarset

for NGI

Prosjektleder: Arnstein Aarset
Utarbeidet av: Tore Valstad, Einar John Lande og Henrik Langeland
Kontrollert av: Vidar Kveldsvik, Peter Gauer, Tore Valstad og Einar John Lande

Sammendrag

NVE utarbeider en håndbok for sikringstiltak mot flom og erosjon, og skred. Denne rapporten fra NGI er bestilt for å være et grunnlag for forankring av skredsikringskonstruksjoner til temaet skred i bratt terreng.

Bestillingen fra NVE definerer at arbeidet skal lage en støtte modul for forankring av skredsikringskonstruksjoner, som skal kunne brukes av uerfarne saksbehandlere og til støtte for prosjekterende/utførende. Arbeidet er avgrenset til skredsikringskonstruksjonene steinspranggjerd, støtteforbygning og snøsamleskjerm.

Denne veiledningen for prosjektering og utføring av forankringer beskriver de vanligste forankringene som benyttes ved bygging av sikringskonstruksjoner i bratt terreng, og grunnforhold en normalt påtreffer i dette terrenget.

Veiledningen gjelder for permanente passive bolter og mikropeler (se definisjon i rapporten) som belastes med strekk- og/eller trykkraft, skjærkraft, bøyning eller kombinasjoner av en eller flere av disse belastningene.

Innhold

1	Innledning	6
1.1	Avgrensning	6
1.2	Termer og definisjoner	7
1.3	Konstruksjoner	9
1.4	Aktuelle forankringstyper	15
2	Planlegging	20
2.1	Standarder og regelverk	20
2.2	Stålkvaliteter	22
2.3	Bestandighet- Korrosjon	23
2.4	Prinsipp for dimensjonering etter Eurokodene	27
3	Grunnforhold	29
3.1	Fast berg	29
3.2	Forvitret berg/jord/løsmassedekke over fast berg	31
3.3	Ur-masser	32
3.4	Skredmasser	33
3.5	Morene	34
3.6	Marine-, lakustrine- og fluviale avsetninger	35
3.7	Permafrost	36
3.8	Grunnundersøkelser	36
4	Geoteknisk prosjektering av bolter	37
4.1	Dimensjoneringskriterier	37
4.2	Prinsipp for analyse av passive bolter	40
4.3	Indre kapasitet (tverrsnittskapasitet)	42
4.4	Kapasitet av bolt for kombinasjon av strekk, skjær og moment	43
4.5	Innfestingskapasitet	47
4.6	Ytre kapasitet	53
5	Geoteknisk prosjektering av mikropeler	54
5.1	Dimensjoneringskriterier	54
5.2	Prinsipp for analyse av mikropeler	55
5.3	Indre kapasitet (tverrsnittskapasitet)	55
5.4	Innfestingskapasitet	56
5.5	Ytre kapasitet	57
6	Prøving	60
6.1	Prøvebelastning av forankringer	60
6.2	Prøving av mørtel	62
7	Utførelse	63
7.1	Spesielle krav/kommentarer utførelse	63
8	Kontroll	65
9	FDV - forvaltning, drift og vedlikehold	66
9.1	Dokumentasjon	66
9.2	Vedlikehold	66
10	Referanser	67

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

Sikringshåndboken er en del av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) helhetlige forvaltningsmodell for skred- og flomskadeforbygning og er delt inn i tre hovedtema; 1. flom og erosjon, 2. kvikkleireskred og 3. skred i bratt terreng (omfatter snøskred, steinsprang, steinskred, jordskred, flomskred og sørpeskred i naturlige skråninger).

Hovedtemaene er videre delt inn i faser, der arbeidsoppgavene på veien mot et ferdig sikringstiltak er beskrevet. Fasene omfatter; 1. Planlegging, 2. Prosjektering, 3. Utførelse og 4. Forvaltning drift og vedlikehold (FDV).

Denne rapporten fra NGI inngår i temaet skred i bratt terreng og beskriver forankring av skredsikringskonstruksjoner.

1.1 Avgrensning

Denne veiledningen for prosjektering og utføring av forankringer har fokus på de vanligste forankringene som benyttes ved bygging av sikringskonstruksjoner i bratt terreng, og grunnforhold en normalt påtreffer i dette terrenget. Bestillingen fra NVE definerer at arbeidet skal lage en støttemodul for forankring av skredsikringskonstruksjoner, som skal kunne brukes av uerfarne saksbehandlere og til støtte for prosjekterende/utførende. Arbeidet er avgrenset til skredsikringskonstruksjonene steinspranggjerde, støtteforbygning og snøsamleskjerm.

Veiledningen gjelder for permanente passive bolter og mikropeler som belastes med strekk- og/eller trykkraft, skjærkraft, bøyning eller kombinasjoner av en eller flere av disse belastningene. Gjeldende standarder, Eurokodene, har ingen spesielle regler for passive bolter. Kapittel 7 i Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) gjelder for pelefundamentering, mens kapittel 8 omhandler ankere, dvs. aktive forankringer som har frilengde og som spennes opp. Formelt sett gjelder ikke dette kapitlet for passive bolter, men mange av reglene vil være anvendbare også for passive bolter. Deler av Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021) og Eurokode 3 Prosjektering av stålkonstruksjoner (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015) må tas i betraktning ved prosjektering av passive bolter eller mikropeler.

Ved arbeid i bratt terreng er det sjelden aktuelt å benytte tunge maskiner, det er håndarbeid og lette maskiner som må gjøre det meste av arbeidet. Eksempel på lette maskiner kan være lette borerigger, gravemaskiner med boraggregat på bommen eller lifter eller kraner med boraggregat montert. På bakgrunn av dette er ikke de tyngste forankringene behandlet i denne veiledningen.

Både Eurokode 7 og standarden for utførelse av ankere, NS-EN 1537, definerer skillet mellom midlertidige (temporære) og permanente ankere som ankere med en beregnet levetid inntil eller over to år. Det er her valgt å bruke samme definisjon. Derfor er det i veiledningen en antatt levetid på mer enn to år. Med passive bolter menes at staget ikke

spennes opp etter at det er installert i grunnen. Ved installasjonen er ingen eller minimal spennkraft mellom boltehodet og det innstøpte staget i grunnen. Eksempelvis kan spennkraft på 10-50 kN kan oppnås ved tiltrekking av mutteren i boltehodet.

For at en bolt skal ha en levetid på mer enn to år er det videre en forutsetning at staget er fullt innstøpt i borehullet og at boltehodet er understøpt. Det er forutsatt at støpemassen er en mørtel eller injeksjonsmasse som består av en blanding av portlandsement, sand og vann, pluss eventuelle tilsetningsstoffer. Foruten å overføre krefter fra bolten og ut i grunnen har støpemassen en viktig funksjon ved at den skaper et alkalisk miljø rundt bolten, og dermed god korrosjonsbeskyttelse av stålet i staget. For at beskyttelsen skal være god må innstøpingen være kontinuerlig. Selv små glipper i mørtelen (luftlommer) kan gi et potensial for korrosjon. For mikropeler med tykkveggede stålrør kan det prosjekteres med tilstrekkelig korrosjonsmonn for valgt levetid på forankring.

Det er også nødvendig å nevne at sikringskonstruksjoner som står på en eiendom, kan ha forankringer som strekker ut i grunnen på naboeiendommen. Det vil kunne kreve en avtale som gjelder begge eiendommene og dette må vurderes i prosjekteringsfasen.

1.2 Termer og definisjoner

Tabell 1. Et utvalg termer benyttet i teksten.

Term	Definisjon	Term	Definisjon
Berg	Naturlig forekommende samling av mineraler, konsolidert, sementert eller på annen måte bundet sammen som ikke kan deles med hånd i vann og har større styrke enn jord (NS-EN ISO 14689, 2017)	Konstruksjoner	Organisert kombinasjon av konstruksjonsdeler, inkludert fyllinger som lages under utførelsen, som er sammenføyd og dimensjonert for å bære laster og for å gi tilstrekkelig stivhet
Bergmasse	Berg med sprekker/strukturer og forvitring	Forankring	Et konstruksjonselement som overfører en strekkraft inn i et lastbærende lag i grunnen gjennom skjærkraft langs et borehull i jord/løsmasser eller berg
Jord	Samling av mineraler og/eller organisk materiale som kan deles med hånd i vann, og kan også forekomme fra forvitring av berg, men har lavere styrke enn berg (NS-EN ISO 14688-1:2018, 2018)	Anker	Er i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020), kapittel 8, definert som et konstruksjonselement i grunnen med en tilført spennkraft og frilengde
Friksjonsjordarter	Jord med kornstørrelse større enn 0,06 mm	Stag	Et begrep som etter NS-EN 1537 (NS-EN 1537:2013, 2013) skal brukes om selve stangstålet i et anker

Forts. Tabell 1. Et utvalg termer benyttet i teksten.

Term	Definisjon	Term	Definisjon
Kohesjons-jordart	Jord med kornstørrelse mindre enn 0,06 mm	Bolter	Er definert i Eurokode 3 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015) for stålkonstruksjoner. I denne rapporten benyttes begrepet som samlebetegnelse for passiv forankring som kan være ulike typer stangstål med utvendige repgjenger (gjengestang (threadbar) og kamstål (rebar)), stålvaier og -lisser
Jord/løsmasse	Løst og oppdelt materiale som samlebetegnelse for flere jordarter	Mikropeler	I denne rapporten benyttes begrepet om; hovedsakelig stålkjernepeler og stålrørpeler, med nominell diameter Ø60 mm til Ø323 mm eller hule selvborende stag med repgjenger. Selvborende stag kan ha nominell utvendig diameter fra Ø30 mm til Ø196 mm
Lakustrin avsetning	Jord/løsmasser avsatt i innsjøer	Mørtel	Kan bestå av sement + vann + tilslag + tilsetningsstoffer og benyttes for å støpe inn bolter og mikropeler i berg eller jord/løsmasse
Fluvial avsetning	Jord/løsmasser avsatt i strømmende vann	Permanent forankring og midlertidig forankring	Skillet mellom temporære og permanente bolter defineres på ulike måter, men for eksempel i både Eurokode 7 (NS-EN 1997-2:2007+NA2008, 2008) og NS-EN 1537:2013 (NS-EN 1537:2013, 2013) som henholdsvis mindre, eller større levetid enn to år.
Forvitring	Nedbryting og oppløsning av bergarter og mineraler	Partialfaktormetoden	Ved bruk av partialfaktormetoden skal det verifiseres at, i alle relevante dimensjonerende tilstander, ingen relevante grenseverdier er overskredet når dimensjonerende verdier for påvirkninger eller virkninger av påvirkninger og motstander brukes i modellene for dimensjonering

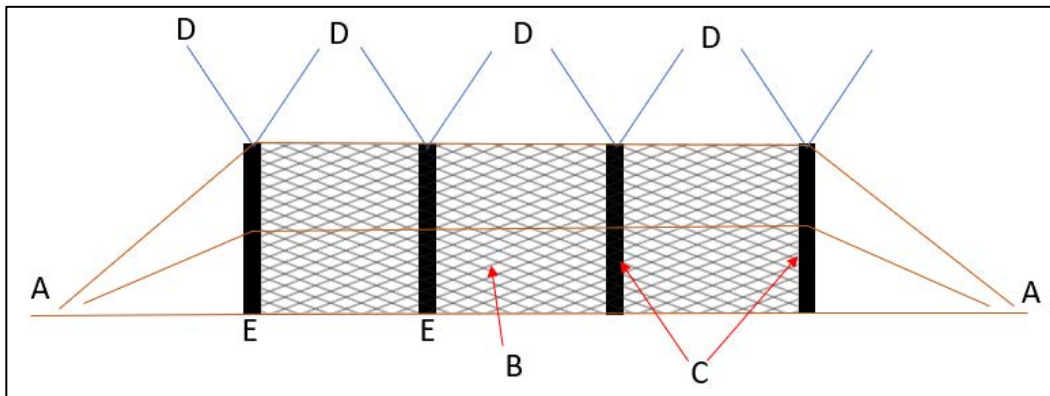
1.3 Konstruksjoner

1.3.1 Steinspranggjerdje

Et steinspranggjerdes funksjon i denne sammenhengen er å stoppe fallende, rullende og sprettende stein og blokk. Steinspranggjerdet må derfor plasseres på egnet sted mellom utløsningsområdet og objektet det skal sikre. Dette sikringsprinsippet kan også benyttes for å håndtere andre skredtyper som flom- og jordskred og det er til dels prøvd ut på snøskred, men steinspranggjerde som sådan er ikke direkte overførbart til andre massestrømmer.

Erfaringsmessig er typiske grunnforhold i områder der steinspranggjerder installeres vekslende mellom bart berg, tynt morenedekke over berg, og ur/skredmasser. Terrenget er gjerne bratt og forankring i bratt terreng kan medføre ulike utfordringer. Morenedekke, sedimenter og ur/skredmasser kan inneha bevegelse i fallretning gjennom f.eks. kryp, sig og solifluksjon, og det må tas hensyn til skjærkraft på forankringene. Bergmassens kvalitet må vurderes i forankringssonene: det kan være oppsprukket, forvitret (f. eks. i dagfjellsonen) og lokalt ustabile bergpartier, og dette må håndteres før forankringer installeres.

Figur 1 viser en enkel skisse av steinspranggjerde med angivelse av forankringspunkter, der forankringspunkt A viser innfesting til grunnen for forbindelseskomponentene med bremseelementer (*retention cables*), forankringspunkt D (oppstrøms) er bardunfester til gjerdestolpene og forankringspunkt E er fundament for gjerdestolpene.



Figur 1. Enkel skisse av steinspranggjerde sett forfra og mot fallretning for steinsprang.

Et steinspranggjerde forankres til grunnen ved hjelp av et konstruksjonselement som overfører belastning til et lastbærende lag i grunnen. Steinspranggjerder består av følgende komponenter, etter European Organisation for Technical approval (European Organisation for Technical approval, 2013);

- Struktur for oppfangning av bergblokker, som består av fangnettet (B i Figur 1) som skal ta det direkte treffet av steinsprang, og ved treff fordeler belastningen fra steinspranget til resten av gjerdet og forankring (A i Figur 1).

- Støttestruktur, som består av gjerdestolpene (C i Figur 1) som skal holde nettet oppe i den dimensjonerende høyden over bakken. Gjerdestolpene er forankret ved punkt E og D (Figur 1).
- Forbindelseskomponenter: Består av alle stålvaiere og stålkabler, samt bremseelement, som opptar deler av belastningen gjennom kontrollert deformasjon og skal overføre belastning til forankring i grunnen ved punkt A (Figur 1).

Forankringene til et steinspranggjærde vil ved steinsprangtreff hovedsakelig utsettes for strekk- og skjærlaster ved A og D (Figur 1), og trykkaster ved fotplatefundamentet E (Figur 1). Dersom forankring i jord/løsmasser i hellende terreng, f.eks. med kryp, sig og solifluksjon, må også skjærkrefter fra bevegelsen i jord/løsmassene tas hensyn til i forankringer.

Figur 2 viser eksempel på forankring av fotplate for gjerdestolpe (E i Figur 1) i morene/ur, mens Figur 3 viser forankring stålvaier med bremseelement (A i Figur 1) i jord/løsmasse og bardun til gjerdestolpe (D i Figur 1) i berg.



Figur 2. Til venstre vises forankring av fotplate på bergoverflate med innstøpt bolt og til høyre vises forankring av fotplate på jord/løsmasse med bolt i foringsrør til berg (Foto NGI/Henrik Langeland).



Figur 3. Til venstre vises feste av stålvaier med bremseelement til forankring innstøpt stålvaier i jord/løsmasse og til høyre vises festehode for barduner til gjerdestolpe med forankring med innstøpt bolt i berg (Foto NGI/Henrik Langeland).

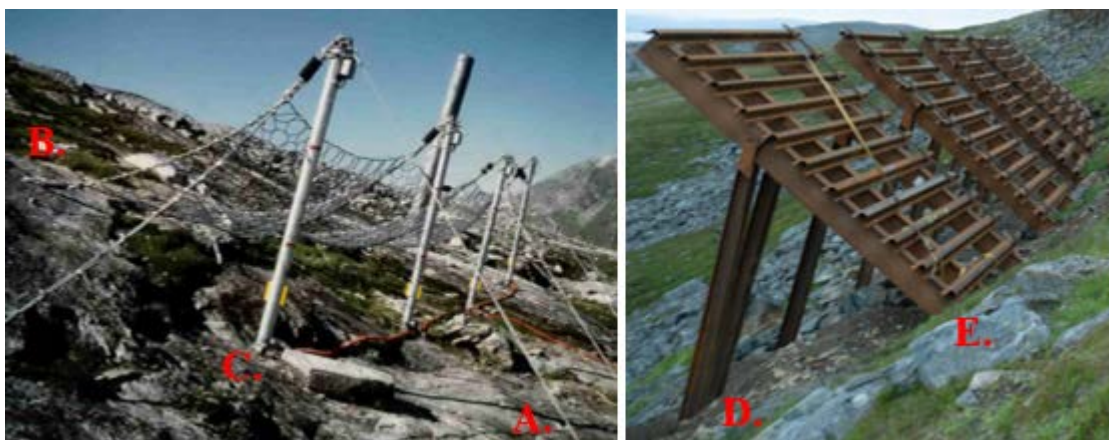
1.3.2 Støtteforbygning

En støtteforbygningens funksjon i denne sammenhengen er å hindre utløsning av snøskred og begrense bevegelse (kryp og sig) i snødekket som kan føre til utløsning av snøskred eller skade på konstruksjoner.

Støtteforbygninger installeres primært i løsnemråder for snøskred, som er bratt terreng (>27-30°), med grunnforhold vekslende mellom bart berg, tynt til mektig jord-/løsmassedekke over berg, og ur/skredmasser. Som for steinspranggjerde må typiske utfordringer i grunnforhold i bratt terreng hensyntas ved prosjektering av forankring, f.eks. kryp, sig og solifluksjon i jord/løsmasser og bergmassekvalitet.

Det kan primært skilles mellom to hovedtyper støtteforbygninger som benyttes i Norge (Federal Office for the Environment FOEN & WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007), stive- og fleksible som snønett (Figur 4). Forskjellen er mulighet for deformasjon i konstruksjonen pga. snøtrykk og laster på de ulike forankringspunktene.

Ved opptak av last fra snødekket vil konstruksjonen fordele dette ulikt til forankringspunktene for de ulike støtteforbygningene. Snønettet har to forankringspunkter som hovedsakelig utsettes for strekk og skjæraster, A og B (Figur 4), men samhandler også med grunnen ved trykk gjennom fotplate i punkt C, som også er festet med låsevaier i punkt B. De stive støtteforbygningene har to forankringspunkter som hovedsakelig utsettes for trykk (D i Figur 4) og strekkaster (E i Figur 4). Dersom forankring etableres i jord/løsmasser i hellende terreng med kryp, sig og solifluksjon, må også skjærkrefter fra bevegelsen tas hensyn til i forankring.



Figur 4. Hovedtyper støtteforbygning med oversikt over forankring til venstre snønett (NGI, 1992) (Foto NGI Erik Hestnes/Steinar Bakkehøi) til høyre stive støtteforbygninger (Foto NGI/Henrik Langeland).

Figur 5 og Figur 6 viser eksempel på forankring av fundament for stive støtteforbygninger.



Figur 5. Til venstre er Tyrol-type fundament festet med innstøpte bolter, i foringsrør i jord/løsmasser og i borehull i underliggende berg (Foto NGI/Henrik Langeland). Til høyre vises Tyrol-type fundament festet med innstøpte bolter i berg (Foto NGI/Henrik Langeland). Dette samsvarer med forankringspunkt E i Figur 4.



Figur 6. Til venstre vises fundament for feste av støtte på berg der betongfundamentet støpes rundt innstøpte bolter i berg (Foto NGI/Henrik Langeland). Til høyre vises støtteplate i jord/løsmasser med hull klart for forankring av fotplaten (Foto NGI/Henrik Langeland). Dette samsvarer med forankringspunkt D i Figur 4.

1.3.3 Snøsamleskjerm

En snøsamleskjermers funksjon i denne sammenhengen er å redusere akkumulasjon av drivsnø i et potensielt løснеområde for snøskred. Snøsamleskjerm kombineres gjerne med andre sikringstiltak, f.eks. støtteforbygninger i løснеområdet. Det finnes flere måter for å redusere og håndtere drivsnø (Margreth, 2015); kolktafel, snøspyer (düsendächer) og skavlbrett (triebschneeschanzen), men her begrenses det til forankring av snøsamleskjerm.

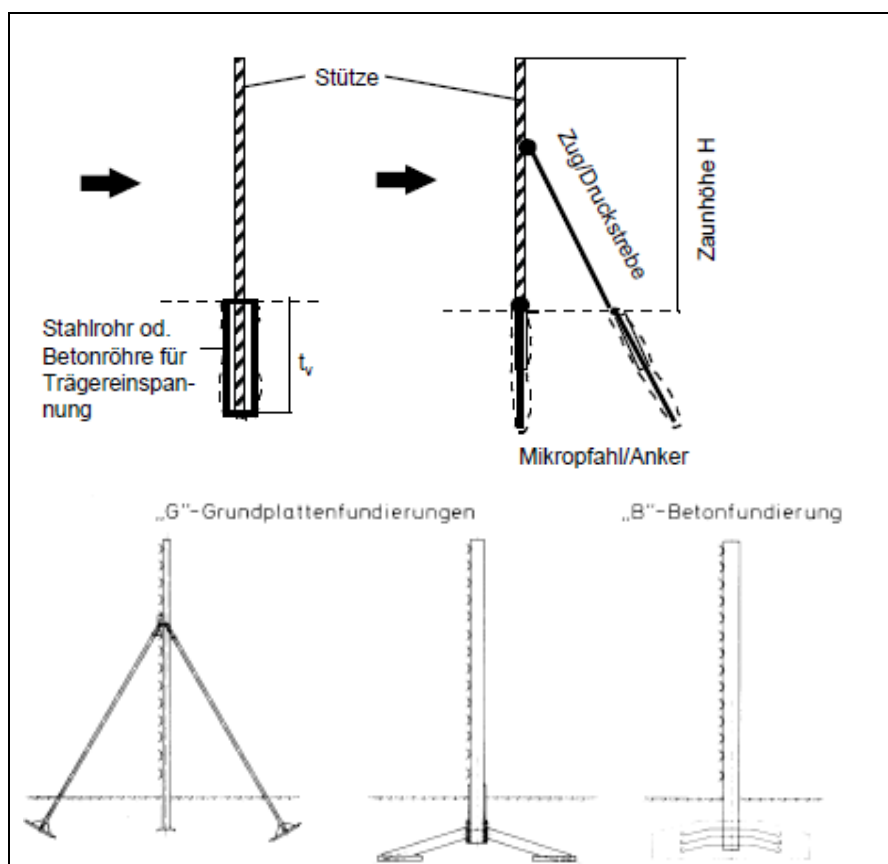
Snøsamleskjermer plasseres i kildeområder for snødrift (Jóhannesson, et al., 2009), og terrenget er derfor gjerne slakere, f.eks. innpå et fjellplatå eller i slakt hellende terreng overliggende brattere løснеområder. Grunnforholdene vil dermed variere og kan f.eks. veksle mellom bart berg og tynt til mektig jord/løsmassedekke.

Snøsamleskjermer kan utføres i forskjellige materialer, men mest vanlig er stål eller tre (Figur 7) og skal primært forankres for å håndtere vindlast, men i noen tilfeller, dersom de monteres i hellende terreng, må de også håndtere snøsig. Dersom forankring etableres i jord/løsmasser i hellende terreng, med kryp, sig og solifluksjon, må også skjærkrefter fra bevegelsen i jord/løsmassene tas hensyn til i forankring.

Basert på beregnet belastning, høyde og grunnforhold kan konstruksjonene forankres på ulike måter for å ta trykk- og strekkrefter (Margreth, 2015); peler/mikropeler, bolter og i flater terreng kan platefundament med avstivere benyttes (Figur 8).



Figur 7. Til venstre snøsamleskjerm i stål ved Hohe-Munde over Telfs i Østerrike (Foto NGI/ Árni Jónsson) og til høyre snøsamleskjerm i tre i Hammerfest (Foto NGI/ Árni Jónsson).



Figur 8. Eksempler på forankring og fundamentering av snøsamleskjermer. Figur hentet fra (Margreth, 2015).

1.4 Aktuelle forankringstyper

Med forankringer i dette prosjektet forstår vi et konstruksjonselement som overfører en strekkraft inn i et lastbærende lag i grunnen gjennom skjærkraft langs et borehull i jord/løsmasser eller berg.

Konstruksjonselementet er stort sett laget av stål. Vi definerer følgende forankringer;

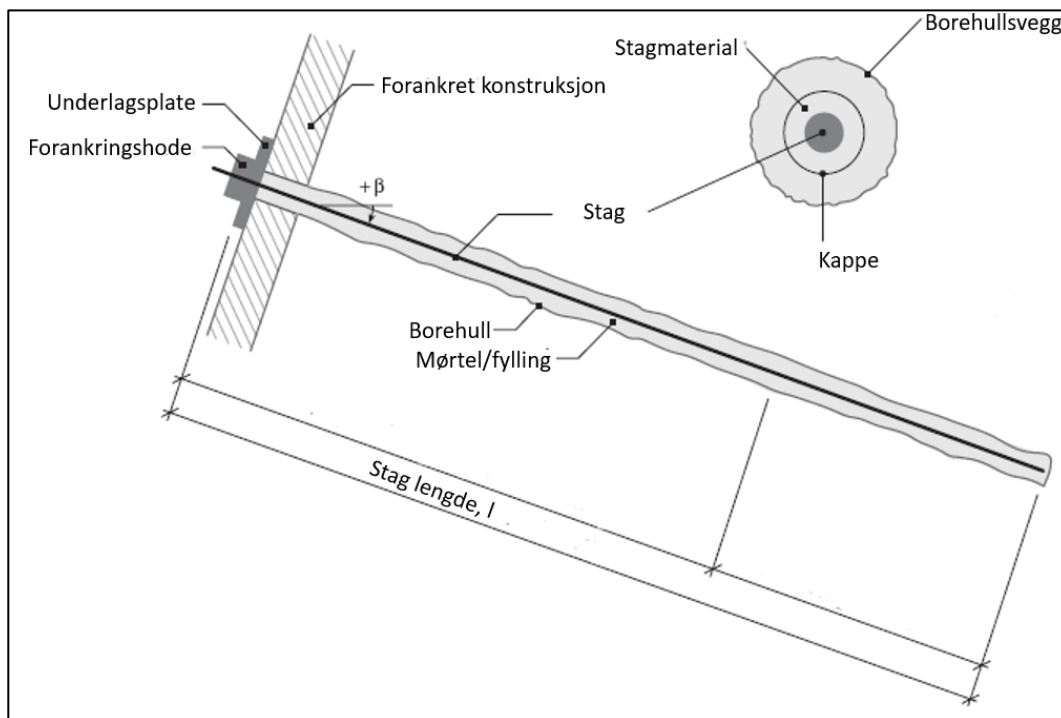
- ANKER (anchor) er i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020), kapittel 8, definert som et konstruksjonselement i grunnen med en tilført spennkraft og frilengde
 - STAG (tendon) er et begrep som etter NS-EN 1537 (NS-EN 1537:2013, 2013) skal brukes om selve stangstålet i et anker, dvs. ankerhodet er ikke en del av staget.
- BOLTER er ikke definert etter Eurokode 7 og tilhørende standarder. Bolter er definert i Eurokode 3 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015) for stålkonstruksjoner.
- PELER er definert i Eurokode 7, kapittel 7. I dette prosjektet begrenser vi oss til mikropeler.

Dette prosjektet er avgrenset til passive forankringer og på bakgrunn av dette går vi ikke nærmere inn på ankere, etter definisjon i Eurokode 7, som forankring for skredsikringskonstruksjonene. Erfaringsmessig er det også uvanlig med aktiv forankring for denne type skredsikringskonstruksjoner, men det kan imidlertid være fordelaktig i noen spesielle tilfeller, og bør vurderes av prosjekterende.

1.4.1 Bolter

Som passiv forankring kan det benyttes ulike typer stangstål med utvendige repgjenger (gjengestang (threadbar) og kamstål (rebar)), stålvaier og -lisser, og alle disse blir videre benevnt bolter. Nominell diameter kan variere fra rundt Ø16 mm til opp mot Ø75 mm (Li, 2017). Avhengig av dimensjon kan det benyttes fra håndholdt boreutstyr og manuell installasjon til beltegående borerigg og mekanisk installasjon med eksempelvis borerigg på kran.

Boltene overfører strekkraftene til et lastbærende lag i grunnen og er innstøpt langs hele lengden (Figur 9). Passive forankringer påføres ikke krefter før konstruksjonen eller bergmassen selv deformeres, eksempelvis et steinspranggjerde treffes av steinsprang.



Figur 9. Oversikt passiv forankring. Modifisert fra SIA 267 (SIA national, 2013).

Bolter brukes primært ved forankring i berg, og en må da installere og støpe inn bolten i et ferdig borehull. Bolter ved forankring i berg er primært benyttet som strekkforankring, da bergmasse i Norge erfaringsmessig har tilstrekkelig bæreevne for lette konstruksjoner. Bolter kan også benyttes ved grunne jord/løsmasser, og må da installeres med foringsrør gjennom jord/løsmasse ned til berg, for så boring av borehull i berget. I tilfellet med foringsrør til berg vil den effektive delen av innstøpningen være begrenset til forankringslengden i berg. Med slik installasjon vil det også være viktig å fortsette innstøping også gjennom foringsrøret og ikke bare i berg.

Figur 10 viser eksempel på forankring med stålvaier i grov ur. I så grove masser vil gysemassen flyte ut i mellomrommene og en vil ikke få sammenhengende mørtellag rundt forankringen. Derfor benyttes en teknikk med strømpe og nett under gysing av forankring.



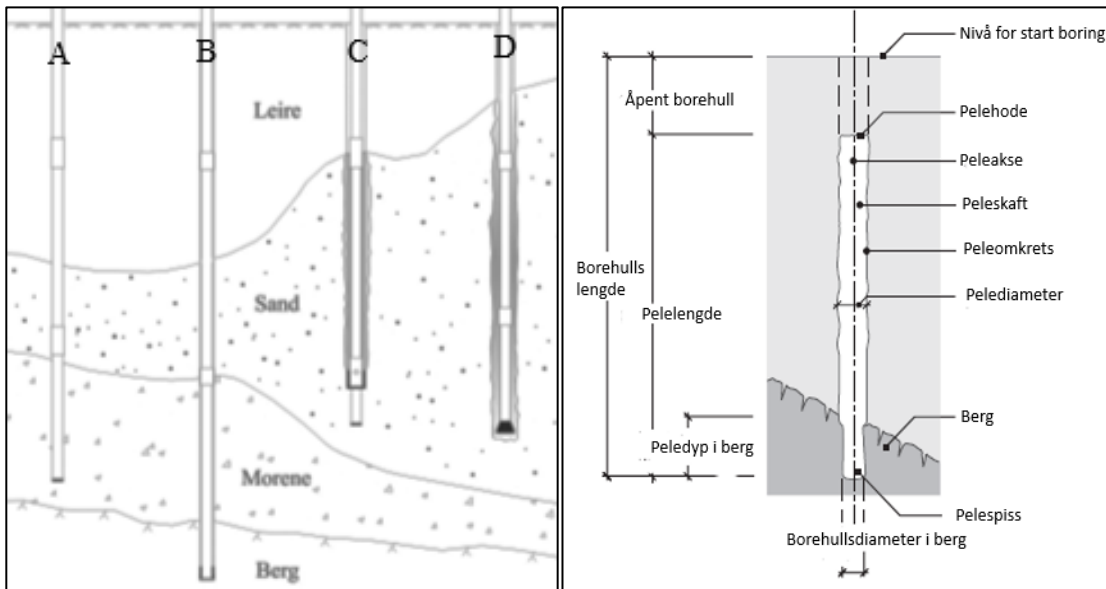
Figur 10. Eksempel på stålvaier med kause og presslås (Talurit) installert i borehull i grov ur (Foto Henrik Langeland). Stålvaier og gyseslange er kledd med strømpe og nett slik at mørtel holdes på plass rundt stålvaier i grov ur.

1.4.2 Mikropeler

Mikropeler er et alternativ for å forankre skredsikringskonstruksjoner i grunnforhold der bolter ikke er egnet eller har for lav kapasitet. I Peleveiledningen 2019 defineres mikropeler som (Norsk Geoteknisk Forening, 2019):

- forskjellige peletyper, hovedsakelig stålkjernepeler og stålørspeler, med nominell diameter Ø60 mm til Ø323 mm.
- hule selvborende stag med repgjenger. Selvborende stag kan ha nominell utvendig diameter fra Ø30 mm til Ø196 mm.

Mikropeler fungerer som et trykkbærende element for konstruksjonen og rammes eller bores i jord/løsmasser og berg. De kan imidlertid også prosjekteres for å ta strekkrefter ved at de installeres som boret injisert pel med forankring i berg (Figur 11) eller faste masser (Norsk Geoteknisk Forening, 2019). Stålørspeler kan også forankres i berg med dybel eller stag som gyses fast med sementmørtel.



Figur 11. Til venstre eksempel på mikropeler A. rammet mikropel, B. boret mikropel, C. rammet injisert mikropel og D. boret injisert mikropel. Modifisert fra (Norsk Geoteknisk Forening, 2019)). Til høyre oversikt peler gjennom jord/løsmasse forankret i berg. Modifisert fra SIA 267 (SIA national, 2013).

Avhengig av dimensjon på peler og type grunnforhold kan det benyttes tradisjonelle borerigger eller mindre maskiner med varierende boreprinsipp (senkhammer eller topphammer) og engangskroner. Ved boring av selv borende stag benyttes injeksjonsmassen som spylemedium for å transportere opp borkaks og stabilisere borehull, samt for å oppnå endelig innstøpning av stag (Norsk Geoteknisk Forening, 2019).

For eksempel ved bruk av peler for snøsamleskjermer kan det benyttes stålrørspel med stagforankring i berg. Da vil pelene ta opp horisontale laster fra snøskjerm, som eksempelvis vind og krefter fra jord- og snøsig, som en utkraget konstruksjon innspent i berg, og staget i berg fungerer som forankring ved å ta strekkrefter fra konstruksjonen.

Figur 12 viser forankring for barduner i steinspranggjerd (D i Figur 1), forankret i jord/løsmasser med selv borende stag med repgjenger. For å ta opp vinkelavvik er det skrudd på festehode.



Figur 12. Til venstre selvboende stag benyttet som forankring i jord/løsmasse for kabler med bremseelement i steinspranggjerde (Foto NGI/Henrik Langeland).

1.4.3 Mørtel

Bolter støpes inn i borehull, og peler støpes inn eller bores med kontinuerlig injisering med en mørtel på sementbasis. Den kan bestå av sement + vann + tilsetningsstoffer. Det benyttes vanligvis for innstøping av kabler og stag i oppspente konstruksjoner. Den mørtelen som benyttes for innstøping av passive bolter inneholder i tillegg et finkornet tilslag, dvs.: sement + vann + tilslag + tilsetningsstoffer.

Det er vanlig å bruke en tørrmørtel som bare blandes med vann på byggeplassen. Peleveiledningen angir eksempelvis at mørtel skal ha minimum fasthet B30 etter Eurokode 2 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021) og delmaterialer skal tilfredsstillende NS-EN 206 (NS-EN 206:2013+A1+NA, 2020). Prosesskoden fra Statens vegvesen (Statens vegvesen, 2018) angir eksempelvis at mørtelen skal ha minimum fasthet B35 og merket etter NS-EN 1504-6 (NS-EN 1504-6:2006, 2006). Det er også viktig at mørtelen er tilpasset korrosjonsbeskyttelsen til stålet som kan bestemmes fra korrosivitetsklassen i NS-EN 12944 (NS-EN ISO 12944:2017, 2017).

Viktige egenskaper for slik mørtel er:

- Mørtelen skal være basert på portlandsement som skaper et alkalisk miljø som hindrer korrosjon.
- Mørtelen skal være tixotrop dvs. at den flyter lett når den pumpes gjennom en liten slang samtidig som den ikke skiller ut vann når den ikke er i bevegelse.

- Mørtelen skal være svakt ekspanderende, setningsfri, slik at det blir god kontakt med staget og borehullsveggen.
- Mørtelen skal ha et tilslag som hindrer svinn etter herding. Tilslaget er typisk i kornfraksjonen filler (0,02 til 0,06 mm) og finsand (0.06 til 0.20 mm).
- Mørtelen skal ha en geltid på minst 30 minutter.

Innstøping av bolter i grunnen forutsetter at det ikke er frost i grunnen. Det finnes eksempler på egnet mørtel for bruk ved temperaturer ned til -10 grader, men da med flere viktige forutsetninger. Hvis mørtelen fryser før den har herdet, brytes hydratiseringen av sementen og vann skilles ut og fryser til is. Når mørtelen senere tiner vil den få en grøtaktig konsistens med klumper av herdet sement som flyter i vann. Mørtelen er permanent ødelagt og har ikke funksjonen den er tiltenkt.

De boltemørtlene som brukes mest i Norge har en karakteristisk trykkfasthet etter 28 døgn på mellom 55 og 65 MPa. Fasthetsutviklingen varierer sterkt med temperaturen i grunnen, fastheten øker langsommere ved lave temperatur (Statens vegvesen, 2017). Trykkfastheten etter 3 døgn er mellom 20 og 40 MPa og mellom 35 og 50 MPa etter 7 døgn.

Tidlig fasthetsutvikling er viktig for en effektiv gjennomføring av byggearbeidene. Men generelt bør man ikke belaste innstøpte bolter før tidligst etter sju døgn. I prinsippet skal det hver dag det er utført innstøping av bolter tas prøver for trykkprøving etter sju og 28 døgn. Dersom mørtelen etter sju døgn viser god fasthetsutvikling kan man begynne å belaste boltene med prøving eller sikringskonstruksjonen.

2 Planlegging

2.1 Standarder og regelverk

2.1.1 Eurokoder og Teknisk forskrift

Prosjektering og bygging av konstruksjoner for sikring mot skred skal utføres i henhold til Plan og Bygningsloven (Lov om planlegging og byggesaksbehandling, 2008). De tekniske sidene av denne loven er regulert i Byggeteknisk forskrift (Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017):

- Sikkerhet mot naturpåkjenninger er dekket i kapittel 7. Paragraf 7-3 "Sikkerhet mot skred". Denne paragrafen skal regulere sikkerheten mot snøskred, steinsprang og bergskred.
- Sikkerhet av konstruksjoner er dekket i kapittel 10, paragraf 10-2 "Konstruksjons-sikkerhet". Denne paragrafens tredje ledd knytter loven til Eurokodene som grunnleggende krav til mekanisk motstandsevne og stabilitet, inkludert grunnforhold. Sikkerheten til en konstruksjon, under konstruksjon og som ferdigstilt, vurderes i samsvar med regelverket når den er utformet i henhold til Eurokodene og ved å benytte Eurokoder i prosjekteringen vil TEK 17 §10 være

ivaretatt. Gjeldende Eurokoder for fundamenter og forankringer i grunnen er gitt i Tabell 2.

Tabell 3. Eurokoder gjeldende for fundamentering og forankring i grunnen.

Referanse	Tittel
NS-EN 1990:2002+ A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1992-1-1:2004 +A1:2014+NA:2021	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-1:2005 +A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-5:2007 +NA:2010	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 5: Peler og spunt
NS-EN 1997-1:2004 +A1:2013+NA:2020	Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler
NS-EN 1998-1:2004 +A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
NS-EN 1998-5:2004+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold

2.1.2 Byggesaksforskriften

Tiltaksklasse for fundamentering og forankring må avklares etter Byggesaksforskriften (SAK10) (Forskrift til plan og bygningsloven, 2010) som en del av skredsikringskonstruksjonen som skal bygges. SAK 10 stiller kvalifikasjonskrav til foretak som erklærer ansvarsrett, og i forbindelse med forankringer av skredsikringskonstruksjoner er det aktuelt med ansvarsrett for ansvarlig prosjekterende, utførende og kontrollerende av disse.

Det skal defineres tiltaksklasse (1-3) for oppgaver knyttet til tiltaket innenfor aktuelle fagområder basert på (Forskrift til plan og bygningsloven, 2010); *kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet.*

Fagområder og tiltaksklasse må vurderes ut fra forholdene i prosjektet, men for forankring kan aktuelle fagområder for eksempel være *Geoteknikk* for prosjekterende og kontroll av prosjekterende, og fagområde *Utførelse og landskapsutforming* og *Innmåling og utstikking av tiltak* for utførende og kontroll av utførelsen.

2.1.3 Damforskriften

NVE har i veiledning til Damsikkerhetsforskriften (Forskrift til vannressursloven, 2010) om betongdammer (NVE, 2005) i kapittel 3.5 gitt regler for fjellbolter som inngår i en

permanent konstruksjonsdel. Det er her gitt regler for nødvendig overdekning i betongkonstruksjonen og innstøping i borehull. Reglene forutsetter at minst 10 prosent av boltene skal prøves til en prøvelast på to ganger tillatt utnyttbar spenning i boltene.

I et tillegg til veiledningen (NVE, 2019) er strekkspenningen i medvirkende bolter (svartstål) begrenset til 180 MPa. For bolter av aktuelle stålqualiteter, kamstål eller rustfritt stål (f.eks. ANSI 316L) betyr dette stålet kan utnyttes til mindre en 40 prosent av flytegrensen, f_y . Den tillatte spenningen er satt så lavt for å hindre rissing av mørtelen rundt bolten i borehullet. Tøyningen av mørtelen skal m.a.o. være mindre enn $9 \cdot 10^{-4}$ (0.9 microstrain).

2.1.4 Statens vegvesen

Teknologiavdelingen til Vegdirektoratet har i intern rapport (Statens vegvesen, 2004) gitt regler for passive, fullt innstøpte stålbolter som forankring av støttemurer og landkar. Reglene gjelder bare for konstruksjoner fundamentert på berg.

Reglene begrenser dimensjonerende fasthet av boltene (svartstål) til 250 MPa for kamstål (B500C) eller høyere flytegrense. Det begrunnes med at man ønsker å begrense rissing av mørtelen i borehullene. Reglene gir også anvisninger på utførelse og kontroll:

- Minste diameter på borehullet er satt til 10 mm større enn diameteren på bolten, dvs. en midlere overdekning på 5 mm (Statens vegvesen, 2004) (Statens vegvesen, 2018).
- Prøvelasten er angitt som 1,2 til 1,5 ganger arbeidslasten. Det er ikke gitt anvisninger på hvor mange bolter som skal prøves. Etter prosesskoden skal innstøpte bolter normalt ikke prøvetrekkes (Statens vegvesen, 2018).

2.2 Stålqualiteter

Stål er det mest benyttede materialet benyttet i bolter og mikropeler. Stål som benyttes i bolter skal tilfredsstillere bestemmelsene i Eurokode 2 avsnitt 3.2 og 3.3 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021). Strekkfastheten, f_{ik} kan variere fra 500 MPa til nesten 2000 MPa (Tabell 3). For mikropeler er det vanlig med stålqualitet S355 for stålkjerner (NS-EN 10210-1:2006, 2006). Stål i hule selvborende stag (injeksjonsstål) skal ha flytegrense, f_{yk} mellom 400 og 600 MPa (NS-EN 10210-1:2006, 2006).

I tabell 3 er gitt en oversikt over noen qualiteter for stål og relevante standarder som benyttes for mikropeler, bolter og ankere.

Tabell 4. Eksempel stålqualiteter i mikropeler, bolter og ankere.

Ståltype	Relevant standard	$f_{t0,1k}$	$f_{t0,2k}$	f_{tk}	Merknad
		MPa	MPa	MPa	
S355 J2H S355J2AR S440-550 J2H	NS-EN 10210 (NS-EN 10210-1:2006, 2006) NS-EN 10025 (NS-EN 10025-1:2004, 2005) NS-EN 10219 (NS-EN 10219-1:2006, 2006)			355 355 440-550	Mikropeler Foringsrør Stålkjerne Stålrør
B 500NCS	EN10080 (NS-EN 10080:2005, 2005), Eurokode 2 vedlegg C (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021) eller NS 3576-3:2012 (NS 3576-3:2012, 2012)	--	500	550	Armeringsstål med ribber
S460NH	NS-EN 10210 (NS-EN 10210-1:2006, 2006)			400-600 (f_{yk})	Selvborende stag (injeksjonsstål)
St555/700	FprEN10138 (FprEN 10138-4, 2009) NS-EN 12385-4 (NS-EN 12385-4:2002+A1:2008, 2008)	--	555	700	Stangstål med gjengeribber
St670/800		--	670	800	Stangstål med gjengeribber
St835/1030		835	--	1030	Spennstål med repgjenger
St950/1050		950	--	1050	Spennstål med repgjenger
St1080/1230		1080	--	1230	Vaier / lisser
St1570/1770		1570	--	1770	
St1660/1860		1660	--	1860	Vaier / lisser
Fasthetsverdiene er minimumsverdier. Høyere verdier må dokumenteres med sertifikater. f_{tk} = karakteristisk strekkfasthet f_{uk} $f_{t0,1k}$ og $f_{t0,2k}$ er begge flytegrense f_{yk} (karakteristisk flytegrense) ved henholdsvis 0,1 % og 0,2% aksial tøyning.					

2.3 Bestandighet- Korrosjon

Bestandighet av bolter i berg og jord er i hovedsak et spørsmål om korrosjon. For innstøpte forankringer er den normale korrosjonsbeskyttelsen omslutningen med sementmørtel mellom forankring og borehullsveggen, eventuelt med ekstra beskyttelse med eksempelvis galvanisering og pulverlakkering. For peler kan det dimensjoneres med korrosjonsmonn på stålet. Det forutsetter at mørtelen er kontinuerlig omstøpt mellom forankring og borehullet. Sementmørtelen skaper et alkalisk miljø rundt staget (stålet) som minimaliserer potensialet for korrosjon.

Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) og Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) angir krav til bestandighet. NS-EN 12944-2 (NS-EN ISO 12944:2017, 2017) angir korrosivitetsklasser for korrosjonsbeskyttede konstruksjoner.

Korrosjonsbeskyttelse - permanente konstruksjoner

Korrosjonsbeskyttelse for passive bolter håndteres eksempelvis i Sveitsisk standard (SIA national, 2013). Basert på denne, samt referanse til norske forhold ved brukstidskategori fra Eurokode 0 og hvor viktig konstruksjonen er (geoteknisk kategori i Eurokode 7 er det i tabell 4 presentert et forslag til anbefalt korrosjonsbeskyttelse.

Tabell 5. Korrosjonsbeskyttelse permanente konstruksjoner.

Brukscategori / planlagt levetid (EC 0)		1-2 / 2-25 år			3-5 / 25-100 år		
Geoteknisk kategori (EC 7)		1	2	3	1	2	3
Liten korrosjonsfare		0	1a	1b	1a	1b	2a
Midlere korrosjonsfare		1a	1b	2	2	2	3
Høy korrosjonsfare		2	2	X	2	3	x
0	Ingen tiltak mot korrosjon. Forankring støpes inn med mørtel eller polyester						
1a	Innstøpning med minst 20 mm mørtel mellom bolten og borehullsveggen						
1b	Som 1 a. I tillegg skal forankring ha et belegg av sink og pulverlakk						
2a	Rillet eller korrugert plastrør rundt forankring. Innstøpning minst 20 mm mørtel mellom plastrør og borehullsveggen. Innstøpning mellom stag og plastrør minst 5 mm, støpt i verksted/fabrikk (minst 10 mm dersom innstøpning mellom stag og plastrør på byggeplass)						
2b	Korrosjonsfast stål i staget f.eks. A2 ANSi304 og minst 20 mm mørtel mellom staget og borehullsveggen						
3a	Som 2a, men med minst 40 mm mørtel mellom stag og plastrør						
3b	Korrosjonsfast stål i staget f.eks. A4, Ansi316 og minst 20 mm mørtel mellom staget og borehullsveggen						
x	Egen vurdering av nødvendige tiltak						
*2b og 3b skal ikke anvendes der det kan forekomme galvaniserte/elektriske strømmer i grunnen (f.eks. vagabonderende pga. potensial forskjeller i grunnen) Boltene skal være elektrisk isolert fra grunnen.							

Videre er det også flere andre kilder som omtaler bestandighet og korrosjon;

- En rapport fra Vägverket og Banverket (nå sammenslått til Trafikverket- den svenske myndigheten ansvarlig for jernbane-, vei-, skips- og lufttrafikkens infrastruktur) har en oversiktlig fremstilling av korrosjon av bolter og peler (Franzén & Norling-Mjörnell, 2002).
- Sveitsisk standard for geoteknisk design SIA 267 (SIA national, 2013), avsnitt 11.6 angir også krav til korrosjonsbeskyttelse for passive forankringer.
- Peleveiledningen har et eget kapittel (8) som omhandler håndtering av korrosjon.

- Standarden for utførelse av ankere NS-EN 1537:2013 har et vedlegg C om korrosjonsbeskyttelse.

Flere av publikasjonene tar utgangspunkt i flere forhold, blant annet:

- Levetid for konstruksjonen
- Risikopotensiale for byggverket
- Korrosjonspotensialet i grunnen

I denne sammenheng er det bare krav til permanent forankring som gjelder. Skillet mellom temporære og permanente bolter defineres på ulike måter, men for eksempel i både Eurokode 7 (NS-EN 1997-2:2007+NA2008, 2008) og NS-EN 1537:2013 som henholdsvis mindre, eller større levetid enn to år. For konstruksjoner som skal ha levetid på 100 år eller mer bør man gjøre spesielle utredninger.

Standard for ankere

Standarden for utførelse av ankere NS-EN 1537:2013 har et vedlegg C om korrosjonsbeskyttelse. Tabellene i vedlegget gir eksempler på korrosjonsbeskyttelse av midlertidige og permanente ankere. Selv om vedlegget er skrevet for aktive ankere kan innholdet i stor utstrekning gjøres gjeldende også for passive bolter, ettersom det ikke er standarder for passive bolter. Siden passive bolter ikke har frilengde gjelder ikke avsnittet om frilengde.

Avsnittene i tabell C2 kan anvendes på permanente, passive bolter:

1. Tendon bond length – (*Heflengde av stag*)
2. Tendon free length (frilengde- ikke relevant for passive forankringer)
3. Transition between anchor head and free length – (*Overgang mellom boltehode og heflengde*)
4. Anchor head – (*Boltehode*)
 - Dersom mørtelen som først renner ut av hullet er synlig utvasket, skal man fortsette å pumpe mørtel til feilfri mørtel kommer ut av hullet.
 - Staget skal presses ned i borehullet slik at overskuddet av mørtel renner ut av borehullet.

Når staget blir belastet, vil mørtelen risse. Dersom tøyningen av staget fordeles over en liten lengde, vil rissvidden bli stor. Det blir da en åpning der surt grunnvann kan trenge inn til staget. Det alkaliske miljøet brytes ned og konsentrert korrosjon av staget kan starte. Dette er grunnen til at man kapsler inn staget med et plastrør slik at man ikke får gjennomgående riss fra borehullsveggen og inn til staget.

Korrosjonsbeskyttelse er i vedlegg C (NS-EN 1537:2013, 2013) beskrevet som enkel og dobbel korrosjons-beskyttelse avhengig av om det er en eller to barrierer mellom bolten og borehullet, jevnfør figur C1. En *enkel korrosjonsbeskyttelse* består av et korrugert plastrør konsentrisk rundt staget og det indre mørtellaget. Det indre mørtellaget i ringen (annulus) mellom stag og plastrør blir ofte injisert før bolten installeres i borehullet (Tabell C2, punkt a). Korrugeringen av plastrøret gjør at skjærkreftene fra staget kan overføres som trykk mellom mørtelen på de to sidene av korrugeringene. En *dobbel*

korrosjonsbeskyttelse består av to korrugerte plastrør konsentrisk om staget, Tabell C2, punkt b). Fordelen med to korrugerte plastrør er at det ytre røret vil beskytte det indre røret under installasjonen. Med vertikalt eller nær vertikalt borehull er det begrenset muligheter for skade på det ytre røret. Med skrå borehull kan det imidlertid bli friksjon mellom plastrøret og borehullsveggen og hull i det ytre plastrøret. Generelt skal en dobbelt korrosjonsbeskyttelse kunne ha skade/feilmontasje og fortsatt beskytte staget mot korrosjon.

For permanente bolter blir det ofte krevd "dobbel korrosjonsbeskyttelse". Problemet er at produsentene legger forskjellig innhold i begrepet. Derfor bør man referere til NS-EN 1537 (NS-EN 1537:2013, 2013) når man bruker begrepet.

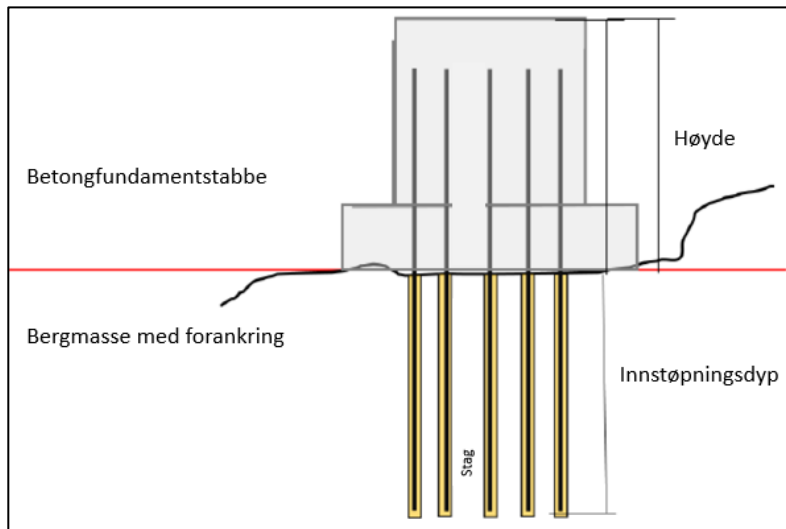
Permanente bolter av armeringsjern blir ofte beskyttet med et sinkbelegg (varmforsinking) og lakkert med epoxy-basert pulverlakk. Det er av produsentene av slike bolter blitt hevdet at dette er en dobbel korrosjonsbeskyttelse, men i realiteten er dette en enkel korrosjonsbeskyttelse, nemlig sinkbelegget. Uten pulverlakk mellom sinken og mørtelen vil sinken raskt brytes ned i det alkaliske miljøet som mørtelen skaper. Pulverlakkens oppgave er å skape et galvanisk skille mellom sinkbelegget og mørtelen. Den er en integrert del av den ene barrieren mellom stålet i staget og mørtelen. En innstøpt bolt med sinkbelegg og pulverlakk har etter NS-EN 1537:2013 (NS-EN 1537:2013, 2013) enkel korrosjonsbeskyttelse, nemlig sinkbelegget. I dette tilfellet er det svært viktig å unngå skade på belegget ved installasjon i borehull.

Statnetts praksis

Statnetts praksis for fundamentering av høyspentmaster på berg er å bruke lengdearmeringen i fundamentstabben (betongsøyle) også som forankring av stabbene for løftekrefter som illustrert i Figur 13. Slik stabbene støpes i dag på det nye 420 kV nettet brukes det sylindriske spiralarmerte stabber med vanlig armeringsstål som lengdearmering. Armeringen føres kontinuerlig fra stabben og ned i borehull i berggrunnen. I stabben er overdekningen 50 mm (Figur 13). I overgangen mellom stabbe og berg er det en 100 mm bred krage (base) som gir om lag 150 mm overdekning her. I borehullene er det om lag 5 mm mørtel mellom berg og stål.

Statnetts praksis viser at innstøpte bolter av vanlig armeringsstål er godt beskyttet mot korrosjon. Det er få eksempler på at forankring av mastefundamenter har sviktet. Tilsvarende utforming har vært benyttet i mer enn 50 år. Dette gjelder fundamenter på godt berg, dvs. lite sprekker. De fleste mastene står høyt i terrenget så berggrunnen er ofte drenert. Betongkragen gir også ekstra beskyttelsen av lengdearmeringen i overgangen mellom stabbe og berg. Her kan det pga. momentbelastning og forskjell i varmeutvidelse bli et riss slik at vann trenger inn mot lengdearmeringen.

For et mastepunkt på dårlig berg, der det kan reises tvil om forankringens kapasitet, går man over til jordfundament, betongplate med sentrisk betongsøyle (Valstad, et al., 2016).



Figur 13. Illustrasjon av forankring av fundamentstabber for kraftlinjemast som viser overdekning sementmørtel for forankringene (Valstad, et al., 2016).

2.4 Prinsipp for dimensjonering etter Eurokodene

2.4.1 Hovedregelen i Eurokode 0

Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) beskriver prinsippet for prosjektering etter den såkalte partialfaktormetoden. Ved bruk av partialfaktormetoden skal det verifiseres at, i alle relevante dimensjonerende tilstander, ingen relevante grenseverdier er overskredet når dimensjonerende verdier for påvirkninger eller virkninger av påvirkninger og motstander brukes i modellene for dimensjonering. Det betyr:

$$E_d \leq R_d$$

hvor

E_d er den dimensjonerende verdi for effekten av påvirkningen, og

R_d er den dimensjonerende verdien av den korresponderende motstanden.

I terminologien til Eurokode 0 må det etableres en modell som representerer den sikringskonstruksjonen som skal bygges. Det vil vi heretter betegne konstruksjonsanalysen. Der finner vi den dimensjonerende effekt av påvirkningen på forankringen (E_d). Påvirkningen vil være avhengig av de lastene som konstruksjonen kan bli utsatt for.

Parallelt med konstruksjonsanalysen må man analysere motstanden til forankringen under de samme forutsetningen som for konstruksjonen. Det er formålet med denne veiledningen.

Det skal altså være samsvar mellom forutsetningen i konstruksjonsanalyse og forutsetningene for beregning av motstanden. Eksempelvis, har man beregnet en

påvirkning som forutsetter et langvarig regnvær så må den samme forutsetningen gjelde for beregning av motstanden i grunnen. Et flomskred vil typisk skje etter et langvarig regnvær. Når skredmassen løsner oppe i dalsiden og treffer en sikringskonstruksjon, vil også grunnen rundt forankringene være mettet av vann. Det må vurderes at grunnvannstanden kan ligge i terrengnivå eller at poretrykksfordelingen med dybden i enkelte tilfeller kan være høyere enn en hydrostatisk tilstand.

2.4.2 Grensetilstander i Eurokode 7

Grensetilstandene angir krav som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfylder fastsatte dimensjoneringskriterier i beregningsmodellen/det konstruksjonen ble dimensjonert for (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016). De mest sentrale tilstandene er:

- Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State – ULS): tilsvarer vanligvis den maksimale bæreevnen til en konstruksjon eller konstruksjonsdel (sammenbrudd eller konstruksjonssvikt).
- Bruksgrensetilstand (Serviceability Limit State – SLS): grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdelen ikke oppfylder fastsatte krav ved normal bruk (funksjonsdyktighet).

I denne sammenhengen er det aktuelt å påvise følgende bruddgrensetilstander (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016):

- EQU: Tap av statisk likevekt for konstruksjonen eller enhver del av konstruksjonen eller grunnen
- STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv. der byggematerialenes fasthet er av betydning.
- GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen der fastheten i jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten.
- UPL: Tap av likevekt i konstruksjon eller grunnen pga. oppløft eller oppdrift (vanntrykk eller andre vertikale laster
- HYD: Hydraulisk grunnbrudd

Grensetilstand utmatting (FLS) er ikke vurdert som relevante for skredsikringskonstruksjoner. Det kan være tilfeller der en definerer grensetilstand for ulykke (ALS) for ekstreme lastsituasjoner. Det kan da være aktuelt å tolerere brudd i noen komponenter i skredsikringskonstruksjonene, men ikke totalt sammenbrudd.

Aktuelle grensetilstander for passive bolter og ankere er (jevnfør Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020), pkt. 8.2):

- brudd i staget eller boltehodet forårsaket av spenningene i stålmaterialet (STR);
- korrosjon eller store deformasjoner i staget eller boltehodet (STR, GEO),
- brudd i heften mellom staget og mørtelen i borehullet (STR);
- brudd i heften mellom mørtelen og veggene i borehullet (STR, GEO);
- brudd eller store deformasjoner i grunnen rundt borehullet (GEO);

Eksempelvis vil boltesikring i en bergskjæring dimensjoneres i en bruddgrensetilstand som betegnes GEO. Det vil si at den dominerende påvirkningen fra skjæringen på boltene er bestemt av geotekniske parametere. Denne påvirkningen skal sammenlignes med den dimensjonerende motstanden til boltene, som er bestemt av parametere for stål materialet i boltene (STR).

3 Grunnforhold

Kunnskap om grunnforholdene der skredsikringskonstruksjoner skal forankres er avgjørende for å kunne prosjektere forankringen. Plan og bygningsloven (Lov om planlegging og byggesaksbehandling, 2008), samt Eurokode 0 og 7 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) stiller også krav om at prosjekterende skal ha kunnskap om grunnforhold for å f.eks. kunne bestemme pålitelighetsklasse/konsekvensklasse og geoteknisk kategori.

Den romlige utbredelsen for grunnforhold kan variere betydelig og det kan være variasjon i grunnforhold langs den samme konstruksjonen. Grunnforhold som erfaringsmessig normalt påtreffes i forbindelse med forankring av skredsikringskonstruksjonene steinsspranggjærde, støtteforbygning og snøsamleskjerm defineres i det etterfølgende.

For grunnforhold kan det overordnet skilles mellom berg og jord (jord/løsmasser). Berg defineres som naturlig forekommende samling av mineraler, konsolidert, sementert eller på annen måte bundet sammen som ikke kan deles med hånd i vann og har større styrke enn jord (NS-EN ISO 14689, 2017). Jord defineres som samling av mineraler og/eller organisk materiale som kan deles med hånd i vann, og kan også forekomme fra forvitring av berg, men har lavere styrke enn berg (NS-EN ISO 14688-1:2018, 2018). Kun friksjonsjordarter (kornstørrelse større enn 0,06 mm) med innslag av kohesjonsjordarter (kornstørrelse mindre enn 0,06 mm) omtales i denne rapporten.

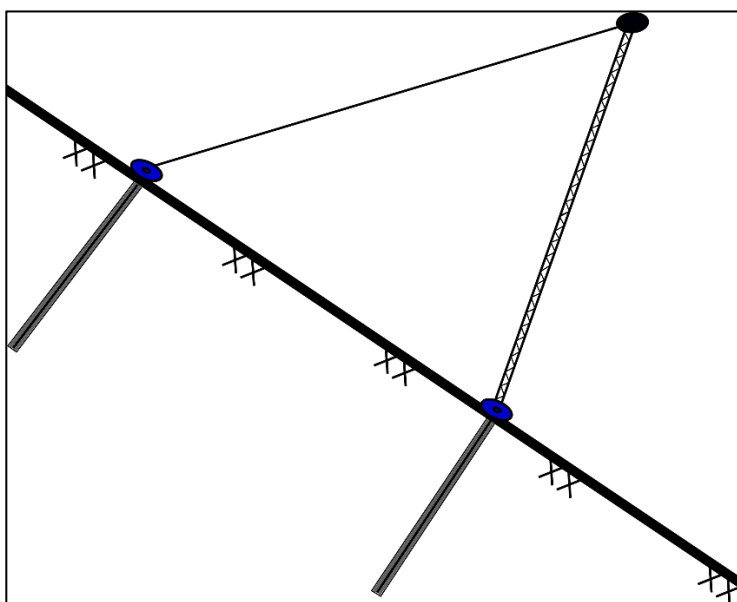
3.1 Fast berg

Bergarter i Norge har generelt en høy fasthet og det er et markert skille mellom bergart og jordart. I forbindelse med forankring må en vurdere hele mediet forankringen skal fungere i og derfor benyttes begrepet bergmasse, fremfor bergart. Bergmasse er definert i ulike sammenhenger (Nilsen & Palmstrøm, 2000) (Wyllie & Mah, 2004) (NS-EN ISO 14689, 2017) og utgjør berg med sprekker/strukturer og forvitring.

Bergmassens materialegenskaper og forankringens kapasitet er dermed avhengig av flere faktorer, som forhold på sprekkeplan, bergartstype og svakhetssoner i bergmassen, men også av andre påvirkninger som f. eks. bergspenninger, grunnvannstrykk i sprekker og detaljstabilitet i overflaten.

I bergmasse er det generelt ikke bevegelse, foruten ved for eksempel dårlig detaljstabilitet eller oppsprukket dagberg, og forholdene for innstøpning er generelt

gode. Det vil derfor ofte være mulig å benytte stive bolter og anse effektiv forankringssone som boltens hele innstøpte lengde (Figur 14). Lokal stabilitet må håndteres før forankring kan installeres (Figur 15).



Figur 14. Skisse av forankring av steinspranggjerdje på bart berg.



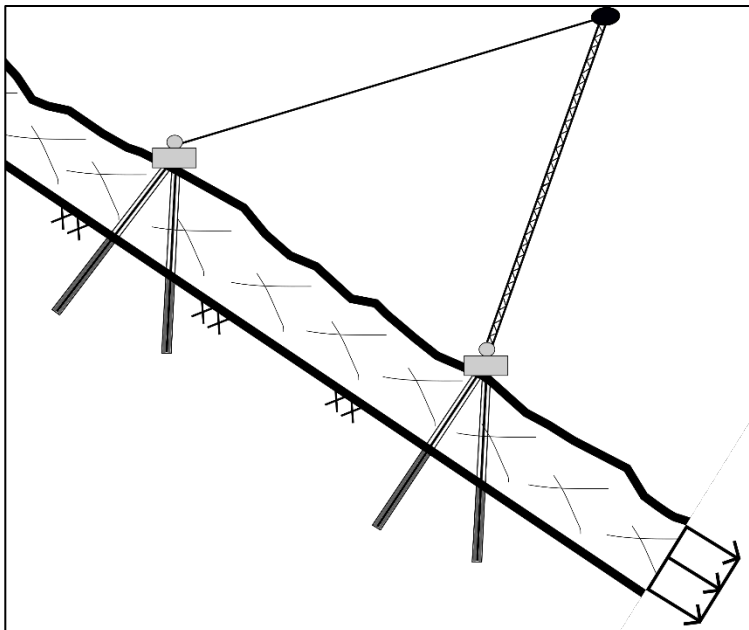
Figur 15. Eksempel på situasjon der lokalstabilitet bør vurderes for forankringen til skredsikringskonstruksjon (Foto NGI/Henrik Langeland).

3.2 Forvitret berg/jord/løsmassedekke over fast berg

Grunnforhold med forvitret berg/jord/løsmasser over fast berg er svært vanlig for forankring av skredsikringskonstruksjoner, og her er effektiv forankringszone i den underliggende faste bergmassen. Med forvitret berg/jord/løsmasser menes et tynt lag forvittringsjord fra bergmassen, skredavsetninger, morene eller andre jord/løsmasseavsetninger.

Forholdene preges av at forankringen står gjennom et løsere lag før det når ned i forankringslaget, og dette løsere laget kan være utsatt for bevegelse parallelt skråningen (Figur 16), ved for eksempel kryp, sig og solifluksjon avhengig av jord/ løsmasse-sammensetning. Jordtrykk i det løsere laget må tas hensyn til ved at forankring må tåle tverrbevegelse. Det kan også forekomme erosjon i jord/løsmassene som påvirker forankringene. Ved avsetninger under marin grense må det vurderes om løsmassene består av leire og om den er sensitiv/kvikk.

Det kan også være en utfordring å holde borehullet åpent ned til fast berg, og i disse tilfellene kan det for eksempel benyttes forankring med foringsrør gjennom jord/løsmasser for boltene eller selvborende stag ved mektig jord/løsmassedekke. Det er også vanskelig å få oversikt over bergmassekvalitet under jord/løsmassene og bestemme materialeegenskaper for bergmassen. Det kan være aktuelt å fjerne løsmassene for å kartlegge bergmassen detaljert.



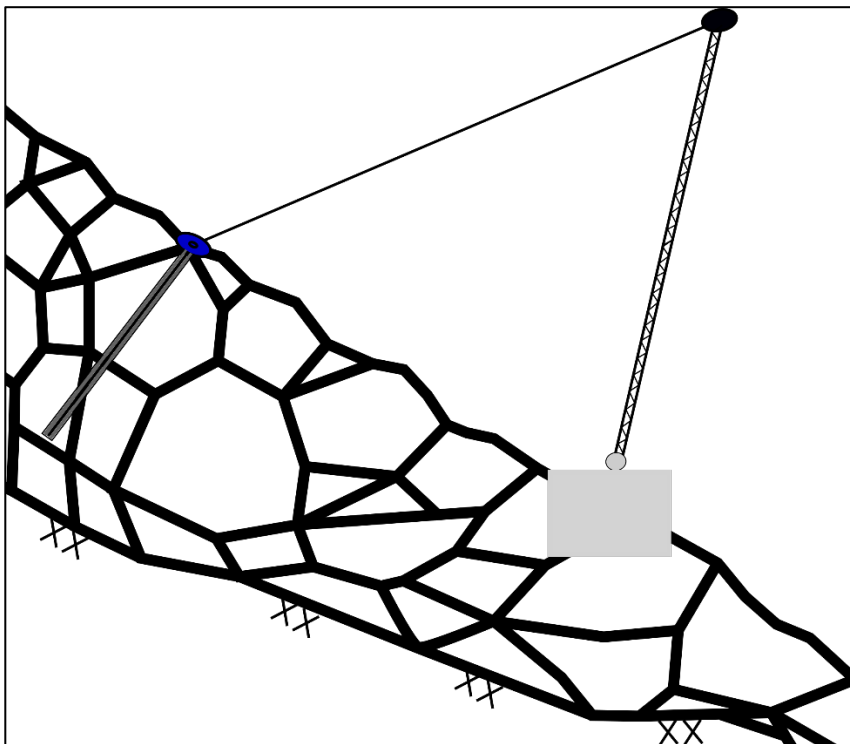
Figur 16. Skisse av forankring av steinspranggjerdje i lagdeling med forvitret berg/tynt lag med forvittringsmasse over fast berg.

3.3 Ur-masser

Ur-masser er gjerne preget av usorterte store bergblokker med store hulrom innimellom, og det er gjerne dypt til underliggende fast berg eller finere masser, men det kan også være finere masser innimellom blokkene (Figur 17). Grov ur er primært avsatt ved steinsprangaktivitet eller steinskred/fjellskred, har bratt helling i øvre del og slakker så ut nedover i avsetningen.

Ur-masser er i kontinuerlig forandring på grunn av ekstern og intern påvirkning og kan anses som et dynamisk system (Statens vegvesen, 2014). Store forskyvninger mellom blokker i ur kan for eksempel forårsakes av skredaktivitet eller sig i masser der finstoffinnholdet er høyt nok, men massene er generelt så grove at de kan anses som drenerte. Det må likevel vurderes om avsetningen kan ligge over områder med sensitive masser.

Forankring i ur må tåle tverrbevegelse og en kan eksempelvis benytte bløtt stål, vaier eller selvborende stag. Ved grove masser med store hulrom kan det være vanskelig å sikre sammenhengende mørtel rundt forankringen, ettersom det renner ut i hulrommene. Dette vil kunne låse blokkene rundt forankringene, men vil også kunne gi svært stort og unødvendig mørtelforbruk. En kan da benytte støtte for mørtel rundt forankringen, eksempelvis strømppe med nett (Figur 10). Det kan også vurderes å låse sentrale blokker med betong, for å redusere bevegelse.



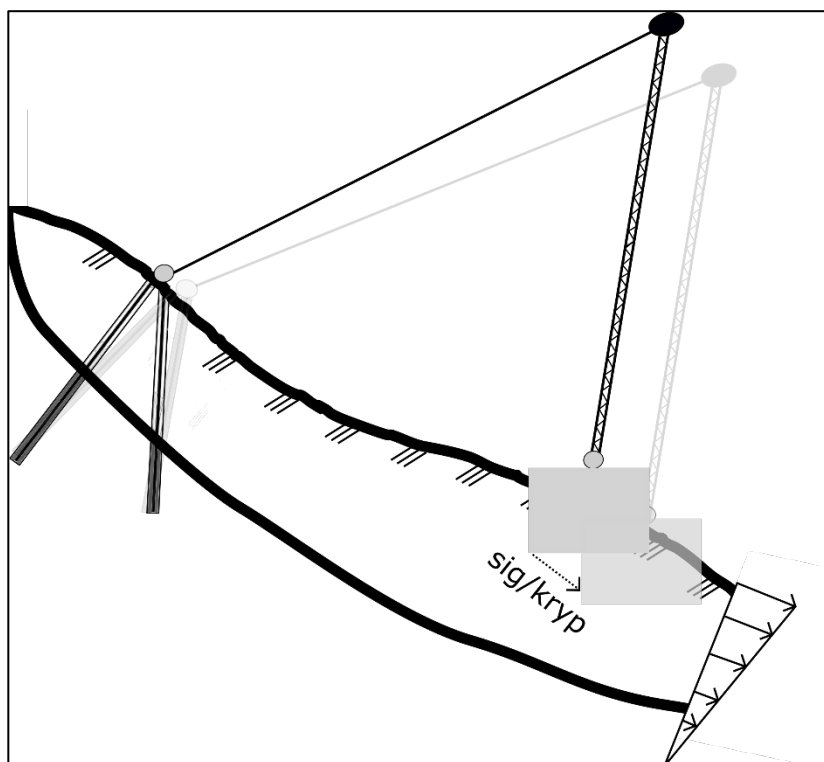
Figur 17. Skisse av forankring av steinspranggjerde i grov ur.

3.4 Skredmasser

Skredmasser er preget av usortert materiale i skråninger med helning 20-40 grader. Det er likevel forskjeller mellom masser avsatt av ulike skredprosesser, for eksempel i steinsprangavsetninger (ur-masser, se Kapittel 3.3) er massene gjerne graderte med hellingen på avsetningen, finere masser i øvre del der avsetningen er bratt, for så gradvis grovere masser lengre ned i avsetningen der det flater ut. I jord og flomskred er avsetningene generelt slakere med høyt finstoffinnhold lengre ute i avsetningen og grovere innhold tidligere i avsetningen. I snøskredavsetninger er avsetningene generelt usorterte gjennom hele avsetningen (Statens vegvesen, 2014).

Bratte hellinger og/eller høyt finstoffinnhold i avsetningene kan gi bevegelser i avsetningen, som eksempelvis kryp parallelt med skråning, som illustrert i Figur 18. Forankring må tåle tverrbevegelser, dvs. at bløtt stål, vaier eller selvboende stag bør benyttes. I forbindelse med boring for forankringer vil det i masser med finstoffinnhold være utfordringer med borehullsstabilitet og det kan være nødvendig med foringsrør. Her kan det også benyttes selvboende stag med mørtel injeksjon under boring. Det må også vurderes om avsetningen ligger over områder med sensitive masser.

Grunnvannssituasjonen må også vurderes for eksempel med tanke på drenering i massene og generell stabilitet, men også for å vurdere effektivspenning ved dimensjonering av forankring av sikringskonstruksjon.



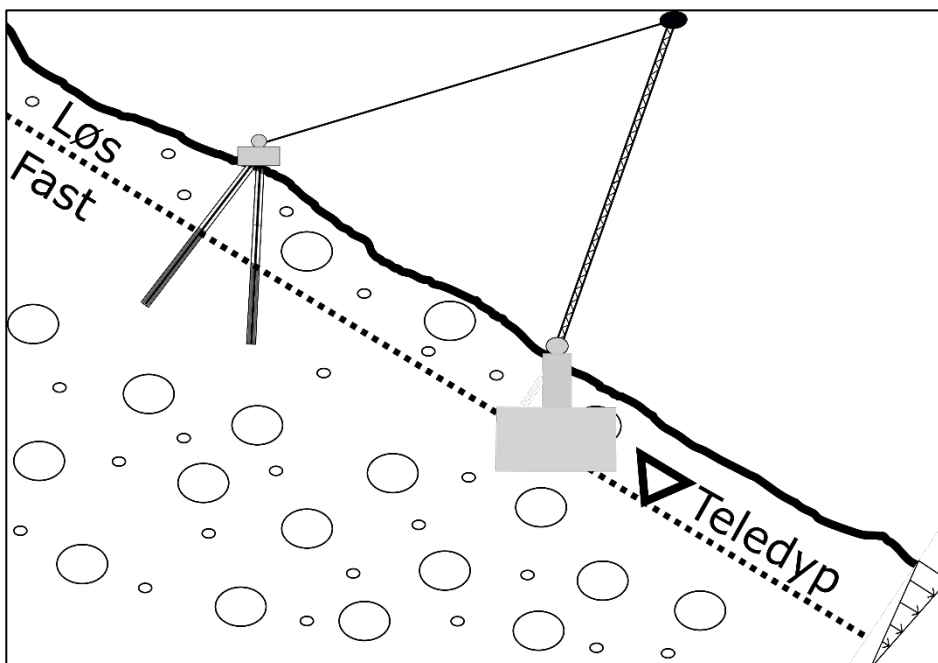
Figur 18. Skisse av forankring av steinspranggjerde i skredmasser.

3.5 Morene

Morene er areal- og volummessig den vanligste jordarten i Norge og er opprinnelig avsatt direkte av breen (Statens vegvesen, 2018). Fra breen er det avsatt ulike morenetyper som har ulike materialelegenskaper. Eksempelvis er bunmorene avsatt under breen hardpakket på grunn av is-trykket og består av alle fraksjoner fra leir til blokk, mens ablasjonsmorene som er avsatt ved nedsmelting av is er løst pakket og karakterisert av grovere materialer.

Ved høyt finstoffinnhold i morene kan det øvre laget være utsatt for tele og oppbygging av poretrykk. Dette kan gi bevegelse og medføre jordtrykk på forankringene, men det kan også redusere skjærfasthet og medføre utglidninger (Statens vegvesen, 2018). Ved avsetninger under marin grense må det kartlegges om det er leire og om den er sensitiv/kvikk.

Forankringer må tåle tverrbevegelse og det bør sikres at forankringssonen er i de fastere lagene underliggende eksempelvis telesonen (Figur 19). I forbindelse med boring for forankringer vil det i masser med finstoffinnhold være utfordringer med borehullets stabilitet og det kan være nødvendig med foringsrør for boltene eller å benytte selvborende stag med kontinuerlig injeksjon av mørtel under boring.



Figur 19. Skisse av forankring av steinspranggjerdje i morenemasser med tele i øvre del.

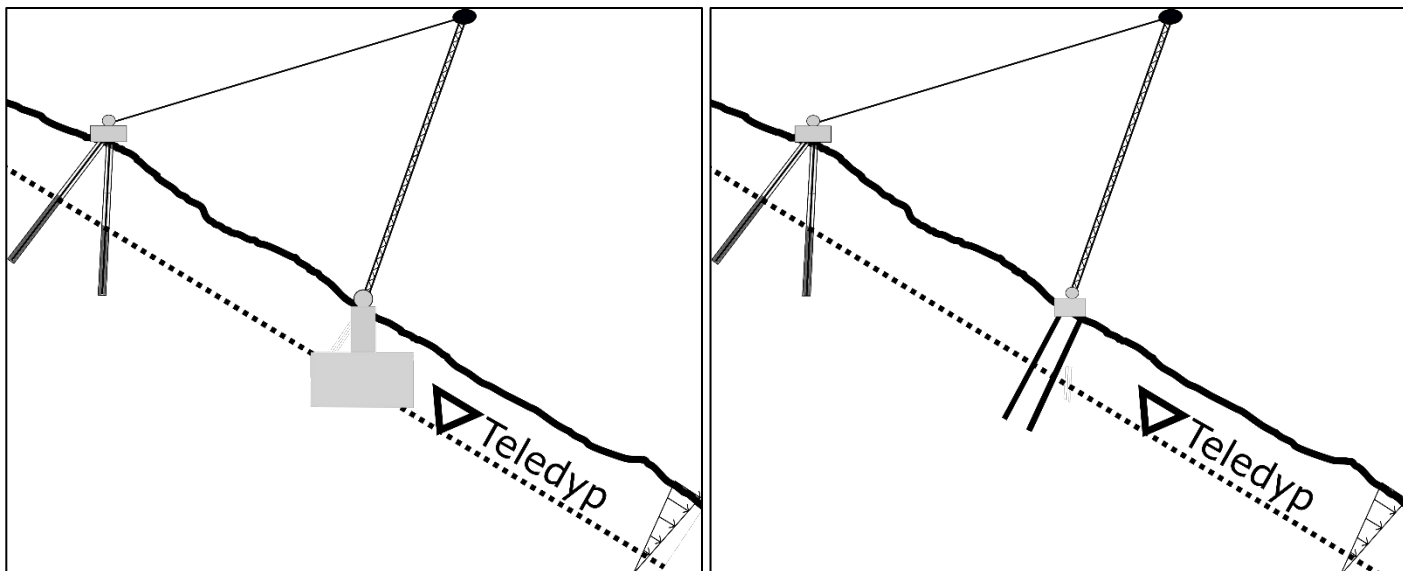
3.6 Marine-, lakustrine- og fluviale avsetninger

Marine-, lakustrine- og fluviale avsetninger er alle avsatt i forbindelse med vann, men har likevel forskjellige egenskaper. Marine avsetninger er avsatt i hav og fjorder og er eksponert på land på grunn av landheving etter istiden. Avsetningene er preget av et høyt finstoffinnhold. Marine leiravsetninger kan være sensitiv/kvikk som følge av at saltinnholdet i leira over tid har blitt redusert gjennom utvasking av ferskvann.

Lakustrine avsetninger er masser avsatt i innsjøer, og det er dermed ikke saltinnhold i avsetningsmiljøet. Avsetningene er avsatt i stille vann og består mest av finsand og silt (Figur 20). Disse avsetningene kan også være endret, dersom det for eksempel er avsatt i drenerte bredemte sjøer, gjennom erosjon av for eksempel elver og bekker (Statens vegvesen, 2018).

Felles for marine og lakustrine avsetninger er at de har høyt finstoffinnhold, som av ulike grunner kan gi utfordringer for forankring.

Fluviale avsetninger er avsatt i strømmende vann og sammensetning av kornstørrelser i avsetningene er avhengig av strømningshastighet, og kalles også elveavsetninger. Fluviale avsetninger domineres av fraksjonene grus til silt. Fluviale avsetninger ligger også ofte over andre avsetninger som eksempelvis morene eller marin leire (Statens vegvesen, 2018).



Figur 20. Skisse av forankring av steinspranggjerdje i eksempelvis finkornet lakustrine masser med tele i øvre del. Venstre figur – direkte fundamentering. Høyre figur – fundament med mikropeler.

3.7 Permafrost

Grunnforholdene omfatter frosset berg og jord der temperaturen er lavere enn 0 grader over flere år, og knytter seg til siste istid da nordlige landområder var eksponert for lengre perioder med overliggende is.

Utfordringer med forankring i permafrost er primært knyttet til faseforandringer mellom is og vann, og dette medfører en respons fra grunnen som for eksempel kan påvirke stabiliteten.

3.8 Grunnundersøkelser

Kunnskap om grunnforholdene kan oppnås gjennom grunnundersøkelser og gjennom erfaringer fra nærliggende byggeplasser, under antatt tilsvarende grunnforhold. Omfang av grunnundersøkelser vil blant annet avhenge av type grunnforhold og kompleksiteten til konstruksjonene.

Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) behandler geotekniske data og grunnundersøkelser i kapittel 3 og viser til to primære faser med ulik detaljeringsgrad:

- Forundersøkelser
- Prosjekteringsundersøkelser

Videre viser Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) blant annet til at sammensetning og mengden av geotekniske undersøkelser skal vurderes etter Eurokode 7 del 2 (NS-EN 1997-2:2007+NA2008, 2008).

3.8.1 Berg

Bergmassen som skal benyttes for forankring bør kartlegges i felt og klassifiseres i et system etter ISO 14689 (NS-EN ISO 14689, 2017) for å møte kravene i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) og bestemme nødvendige materialparametere.

Gjennom feltarbeid eller kjerneboring kan det også innhentes prøver for videre laboratorieanalyser, for eksempel analyse av tyngdetetthet av berg eller skjærstyrke på sprekkeplan.

Andre eksempler kan være geofysiske undersøkelser som for eksempel ERT (elektrisk resistivitets-tomografi), seismikk og georadar kan bidra til kunnskap om bergmassekvalitet, men er også mye benyttet for undersøkelser av jord/løsmassemektighet kalibrert mot boringer. Vanntapsmålinger eller vannstandskontroll i borehull kan gi informasjon om oppsprekking i grunnen, og om det må utføres injeksjon for å tette potensielt åpne og vannførende sprekker som kan påvirke kvaliteten på forankring.

3.8.2 Jord

Jord og jord/løsmasser som skal benyttes for forankring bør kartlegges og klassifiseres etter ISO 14688-1 og 2 (NS-EN ISO 14688-1:2018, 2018) (NS-EN ISO 14688-2:2018, 2018) for å møte kravene i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) og bestemme nødvendige materialparametere.

Undersøkelser utføres gjerne med borerigg, for eksempel ved geoteknisk prøvetaking (stempel og blokk), totalsonderinger, dreietrykksonderinger eller trykksonderinger (CPTU). Det kan imidlertid også benyttes graver for større prøvegroper og geofysiske undersøkelser.

3.8.3 Grunnvann

Grunnvannsforhold kan påvirke forankring ulikt i berg og jord/løsmasser og det er viktig å kjenne til grunnvannsforholdene ved dimensjonering og utførelse. Grunnvannsforholdene styres av tilstrømming og utstrømming i materialet og justeres i balanse med dette. Dette medfører at det stort sett alltid vil være en grunnvannstrøm gjennom materialer under grunnvannsnivå.

I bergmasse kan det være betydelig grunnvannstrykk langs sprekker i bergmassen, erfaringsmessig spesielt i nedre deler av høyere fjellsider. Høyt grunnvannstrykk kan gi problemer for forankring ved at for eksempel mørtel vaskes ut av borehullet og at korrosjonsbeskyttelsen dermed påvirkes. Forekomst av vann i borehull må derfor alltid registreres og vurderes om kan utgjøre en trussel mot kvalitet på forankringen.

I friksjonsjord er grunnvann spesielt problematisk ved høyt finstoffinnhold. Grunnvann i borehull, for eksempel kombinert med høyt vanntrykk, kan påvirke stabilitet i borehullsvegger, påvirke effektivspenning i jorden og kvaliteten på forankring (for eksempel utvasking av mørtel).

4 Geoteknisk prosjektering av bolter

4.1 Dimensjoneringskriterier

4.1.1 Klassifisering av konstruksjon etter regelverk og standard

Konstruksjonen med forankringer må defineres etter konsekvens og pålitelighetsklasse (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) og med dette også angi prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse. Videre må det gjøres en vurdering av geoteknisk kategori (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) basert på kompleksitet i grunnforhold og eventuelle risikoer. Tiltaksklasse for elementene knyttet til bygging av konstruksjonen og forankring må defineres etter byggesaksforskriften (Forskrift til plan og bygningsloven, 2010).

I spesielle tilfeller må det også vurderes om prosjektering av tiltaket skal forholde seg til andre relevante lover eller forskrifter.

4.1.2 Levetid

Brukstidskategori skal bestemmes etter tabell 2.1 i Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016). Det samme gjelder krav til bestandighet som også er gitt i Eurokode 0. Sikringskonstruksjoner vil ofte måtte bygges om eller rehabiliteres når de er blitt belastet etter treff fra skred. Det er derfor naturlig at konstruksjonen over terrengnivå plasseres i brukstidskategori 2 eller 3. Konstruksjonene må vedlikeholdes og deler vil av og til måtte skiftes ut (for eksempel bremsedeler i steinspranggjerde). Selve forankringene bør prosjekteres for å være permanente, dvs. at de må kunne brukes om igjen etter at selve sikringskonstruksjonen er oppgradert. Derfor bør forankringen plasseres i brukstidskategori 3 eller 4.

Egnet overflatebehandling for korrosjonsbeskyttelse av stålet vurderes med bakgrunn i korrosivitetsklassene etter NS-EN 12944 (NS-EN ISO 12944:2017, 2017) og mørtelen må være tilpasset korrosjonsbeskyttelsen.

4.1.3 Partialfaktorer

Relevante partialfaktorer vedrørende prosjektering av forankring er gitt i flere standarder og veiledninger, eksempelvis Eurokode 0, Eurokode 2, Eurokode 3, Eurokode 7 og Statens vegvesen Håndbok V220.

I tabell 5 vises en oversikt over partialfaktorer for de overnevnte Eurokodene og Statens vegvesen Håndbok V220.

Tabell 6. Eksempel på partialfaktorer i bruddgrensetilstand.

Grense-tilstand	Last / materiale	Symbol	Verdi	Standard
EQU	Vedvarende påvirkning, ugunstig	$\gamma_{G;dst}$	1,2	NS-EN 1990 Tabell NA.A1.2(A)
EQU	Vedvarende påvirkning gunstig	$\gamma_{G;stb}$	0,9	NS-EN 1990 Tabell NA.A1.2(A)
EQU	Forbigående påvirkning, ugunstig	$\gamma_{Q;dst}$	1.5	NS-EN 1990 Tabell NA.A1.2(A)
EQU	Forbigående påvirkning, gunstig	$\gamma_{Q;dst}$	0.0	NS-EN 1990 Tabell NA.A1.2(A)
EQU	Tyngdetetthet	γ_Y	1,0	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.2
STR/GEO	Bæreevne for sålefundament	$\gamma_{R,v}$	1,0 (Sett R3)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.5
STR/GEO	Glidingsmotstand for sålefundament	$\gamma_{R,h}$	1,0 (Sett R3)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.5

Grense-tilstand	Last / materiale	Symbol	Verdi	Standard
STR/GEO	Spissmotstand for borede peler	γ_s	1,3 (Sett R2)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.7
STR/GEO	Sidfriksjon (trykkpel) for borede peler	γ_b	1,3 (Sett R2)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.7
STR/GEO	Total bæreevne (trykkpel) for borede peler	γ_t	1,3 (Sett R2)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.7
STR/GEO	Sidfriksjon (strekkpel) borede peler	$\gamma_{s,t}$	1,3 (Sett R2)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.7
STR/GEO	Motstand av permanent forspent anker	$\gamma_{a,p}$	1,0 (Sett R3)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.12
STR/GEO	Motstand av anker	$\gamma_{a,ULS}$	1,0 (Sett R3) ¹⁾	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.19
GEO	Geoteknisk motstand for permanent anker	ξ_{ULS}	1,0 (ligning 8.6)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.20
GEO	Antall prøvinger	n	3	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.20
GEO	Godkjeningsprøvinger	$\gamma_{a,acc;ULS}$	1,1 (ligning 8.13)	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.20
ULS	Prøving av ankere	α_1	2 mm	NS-EN 1997-1, Tabell NA.A.21
STR/GEO	Stål i passive bolter	γ_s	1,15	NS-EN 1992-1, Tabell NA.2.1N
			1,25 – 1,35	²⁾
STR/GEO	Stål i anker/pel	γ_{M0}	1,05	NS-EN 1993-5, NA.5.1.1
STR/GEO	Stål i anker/pel	γ_{M2}	1,25	NS-EN 1993-5, 7.1
STR/GEO	Spennstål i aktive anker	γ_s	1,15 (ULS) 1,0 (ALS)	NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N
STR/GEO	Mørtel (betong)	γ_c	1,5 (ULS) 1,2 (ALS)	NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N
STR/ GEO	Heftfasthet i boltemørtel	γ_t	2,0	NPRA V220
GEO	Skjærfasthet og heftfasthet i berg	τ_{fk} / τ_k	2,0	NPRA V220

¹⁾ Ved prosjektering skal det tas hensyn til at ujevne grunnforhold og installasjonsmetode kan redusere motstanden. Typiske reduksjonsfaktorer, såkalt f_a -faktor for ankerets kapasitet er fra 0,6 til 0,9.

²⁾ Eurokodene har ikke regler for passive bolter. Eurokode 3 anbefaler generelt 1,15 for stålmaterialer. Det er flere grunner til å benytte høyere faktor for passive bolter.

- Passive bolter settes som hovedregel med en retning slik at de primært blir belastet på strekk. Men man har sjelden kontroll over retningen på forskyvingene langs en bolt. Det blir noe skjærbelastning. For å kompensere for dette bør man ikke bruke lavere materialfaktor enn 1,25.
- Når flere bolter virker sammen i en gruppe, vil forskyvingene i grunnen ikke være den samme for alle boltene. Materialfaktoren skal kompensere for ulik påvirkning og gi tilstrekkelig sikkerhet også den boltene som har størst påvirkning.

- *Passive bolter som benyttes til forankring av steinspranggjerdar og lignende skredsikringskonstruksjoner, vil få repeterte plutselige påvirkninger. Dersom den repeterte påvirkningen gir lokal flytning i bolten, vil stålet tåle færre repetisjoner. For bolter med repetert påvirkning bør det benyttes en materialfaktor på 1,35.*

4.2 Prinsipp for analyse av passive bolter

4.2.1 Konstruksjonsanalyse

Prosjektering av forankringer, enten det er aktive ankere eller passive bolter, forutsetter at det på forhånd er utført en analyse av den konstruksjonen som skal forankres. Den analysen vil bestemme dimensjonerende påvirkning på bolten, E_d . Dette kapitlet beskriver prosjektering av bolter slik at de har tilstrekkelig motstand mot uttrekking, R_d (høyre side i ligningen i kapittel 2.4).

Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) pkt. 8.5.1 har to krav til motstand for et anker, $R_{ULS;d}$:

$$R_{ULS;d} \geq E_{ULS;d}$$

$$\text{hvor } E_{ULS;d} = \max(F_{ULS;d}; F_{serv;d}) = \max(F_{ULS;d}; \gamma_{serv} F_{serv;k})$$

hvor $E_{ULS;d}$ er dimensjonerende kraft som ankeret skal motstå,
 $F_{ULS;d}$ er dimensjonerende last i forankring i bruddgrensetilstand,
 $F_{serv;d}$ er dimensjonerende last i forankring i bruksgrensetilstand,
 $F_{serv;k}$ er karakteristisk last i forankring i bruksgrensetilstand,
 γ_{serv} partialfaktor for påvirkning og lastvirkning i bruksgrensetilstand.

Tabell NA.A.18 i Eurokode 7 gir verdien på lastfaktoren γ_{serv} .

Den samme regelen bør også gjelde for passive bolter. Dette gjelder spesielt når man skal forankre en konstruksjon som skal være stiv og det tillates små forskyvninger i terrenget på støtsiden av konstruksjonen. Da må det kontrolleres at boltene har stor nok motstand både i bruddgrensetilstand og i bruksgrensetilstand.

4.2.2 Påvirkning på passive bolter

Innstøpte passive bolter er i utgangspunktet spenningsløse. De blir ikke spent opp ved sammenkobling til den konstruksjonen de skal forankre. Mutteren i boltehodet blir trukket til slik at det er kontakt med konstruksjonen, men spennkraften i bolten er liten/ubetydelig.

Det er først når det skjer en forskyvning av den forankrede konstruksjonen eller at det skjer en forskyvning i grunnen at passive bolter blir påvirket. Prosjektering av passive bolter må derfor knyttes opp til prosjektering av konstruksjonen (konstruksjonsanalyse). Her er det den samlede påvirkning, både krefter og forskyvninger, som må analyseres for å forstå hvordan forankringen virker.

For eksempel, vil passive sikringsbolter i en bergskjæring være spenningsløse hvis de installeres etter at skjæringen er sprengt ut. Ved installasjon av bolter etter hvert som man sprenger ned skjæringen i flere paller, vil det for hver pall som sprenges ned skje forskyvninger i berggrunnen og boltene blir aktivert. Det er bare de boltene som installeres på nederste pallen som er spenningsløse. Dette eksemplet forutsetter at forskyvingene i berggrunnen er knyttet til elastiske egenskapene til berggrunnen. Dersom det er forskyvninger knyttet til plastiske egenskaper til berggrunnen (kryp), vil boltene aktiveres etter hvert som berggrunnen kryper.

4.2.3 Et kjede er ikke sterkere enn det svakeste leddet

Styrken av en innstøpt bolt er som et kjede avhengig av det svakeste leddet i kjedet. Kapasiteten, karakteristisk bæreevne, av en bolt innstøpt i et borehull kan analyseres i tre modeller.

A. Indre kapasitet av bolten, dvs. den konstruktive kapasiteten av staget og boltehode. Den er bestemt av:

- Spenningene i staget i relasjon til flytespenning eller bruddspenning i stålemnet,
- Spenningene i underlagsplaten i boltehodet. De kan gi flytning på grunn av bøyning (membranspenningen) eller spaltepenning i snittet fra hullet i senter, eller
- Spenningene i mutter eller kiler i boltehodet.

B. Innfestningskapasitet, dvs. heftkapasiteten til mørtelen i borehullet. Den kan være bestemt av:

- Skjærspenningene mellom staget og mørtelen, eller
- Skjærspenningene mellom mørtelen og borehullsveggen.
- Dersom man benytter en korrugert plaststrømpe som korrosjonsbeskyttelse mellom staget og borehullsveggen, må skjærspenningene over korrugeringen kontrolleres separat.

C. Ytre kapasitet av bolten, dvs. den geotekniske kapasiteten av grunnen omkring hele bolten med stag og boltehode. Likevekt av et uttrekkslegeme rundt bolten vil være bestemt av

- Vekt av uttrekkslegemet,
- Skjærmotstanden langs begrensingsflatene til uttrekkslegemet,
- Spenningene i grunnen rundt uttrekkslegemet, og
- Retningen av påvirkningen fra den forankrete konstruksjonen.

Et generelt prinsipp ved dimensjonering av forankring i grunnen er at den indre kapasiteten i dette kjedet skal være det svakeste leddet:

$$R_{itd} \leq R_{tgd} \leq R_{ggd} \leq R_{gld}$$

hvor R_{itd} er dimensjonerende indre kapasitet i stålstaget,
 R_{tgd} er dimensjonerende heft mellom stål og mørtel
 R_{ggd} er dimensjonerende heft mellom mørtel og grunn
 R_{gld} er dimensjonerende global motstand av grunn

Begrunnelsen for dette er at kapasitet i stål er beheftet med minst usikkerhet, samt at stål er et duktilt materiale slik at flytning i stålet, det svakeste leddet, kan observeres ved forskyvning av boltehodet og utskiftning/forsterkning er enkelt å gjennomføre. Brudd i grunnen rundt borehullet eller globalt i grunnen vil man sjelden oppdage ved en inspeksjon. Det har store konsekvenser når det ikke blir oppdaget.

4.2.4 (n-1)-prinsippet

Enten man benytter aktive ankere, eller passive bolter, så er sikkerheten av en forankring knyttet til en ikke-inspiserbar konstruksjon i grunnen. Her må det legges inn en reserve for å være i samsvar med Eurokode 0, pkt. 2.1(5) (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016):

"- velge et bæresystem og en utforming som sikrer at konstruksjonen kan tåle at en enkelt konstruksjonsdel eller en begrenset del av konstruksjonen blir fjernet ved et uhell eller kan tåle forekomsten av en lokal skade."

Hensikten med denne bestemmelsen er at man skal unngå progressive bruddforløp. En svikt i et ledd skal ikke kunne forplante seg videre til neste ledd slik at bruddet utvikler seg til et totalt sammenbrudd. I stedet skal konstruksjonen være bygget slik at kreftene kan omfordeles på de uskadde delene av konstruksjonen.

NGI anbefaler at ved alle forankrede konstruksjoner skal man benytte (n-1)-prinsippet. Dette betyr at man aldri skal forankre en konstruksjon i en enkelt bolt. Det skal være minst to bolter og da skal en bolt kunne ta kraften fra konstruksjonen alene. Er det tre bolter skal hvilken som helst av de tre kunne svikte uten at konstruksjonen svikter.

4.3 Indre kapasitet (tverrsnittskapasitet)

4.3.1 Kapasitet på ren strekk

Den karakteristiske indre kapasiteten av et stag ved ren strekkbelastning beregnes vanligvis ut fra stålets flytegrense i henhold til Eurokode 3 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015):

$$R_{itk} = A_s f_{yk}$$

hvor R_{itk} er indre karakteristisk strekkapasitet av stålstaget ved flytning,
 A_s er minste tverrsnittsareal av stålstaget, og
 f_{yk} er karakteristisk flytespenning for stålmaterialiet i staget.

Armeringsstål (Tabell 3) har en veldefinert flytegrense. Velger man å benytte mer høyfast stål skal f_{yk} erstattes med $f_{0.2k}$ eller $f_{0.1k}$, dvs. fastheten ved henholdsvis 0,2 % og 0,1 % total tøyning. Dette er beskrevet i Eurokode 2 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021) avsnitt 3.2 og 3.4.

Tilsvarende blir kapasiteten i forhold til bruddfastheten:

$$R_{iuk} = A_s f_{uk}$$

hvor R_{iuk} er indre karakteristisk strekkapasitet av stålstaget ved brudd,
 A_s er minste tverrsnittsareal av stålstaget, og
 f_{uk} er karakteristisk bruddspenning for stål materialet i staget.

Ved dimensjonering av forankring med bolter eller mikropeler skal man ha sikkerhet mot begge bruddformene. For vanlige konstruksjonstål er det flytegrensen som bestemmer kapasiteten:

$$R_{itd} = \frac{R_{itk}}{\gamma_s} = A_s \frac{1}{\gamma_s} f_{yk}$$

hvor γ_s materialfaktoren for stålstaget.

For å benytte flytegrense, f_{yk} , skal man kontrollere at bruddgrense, f_{uk} , tilfredsstillers denne relasjonen:

$$0,8 f_{uk} \geq 0,9 f_{yk}$$

Dersom relasjonen ikke er tilfredsstillt, bestemmes kapasiteten av bruddgrensen:

$$R_{itd} = A_s \frac{1}{\gamma_s} f_{uk} \frac{0,8}{0,9}$$

4.3.2 Kapasitet på skjærkraft

Ved belastning av en skjærkraft, V_{Ed} antas at stålet følger von Mises bruddkriterium. Indre dimensjonerende skjærkapasitet, $R_{V,d}$ av stålstaget (bolt/mikropel) ved flytning blir dermed:

$$R_{Vd} = A_s \frac{1}{\gamma_s \sqrt{3}} f_{yk} \geq V_{Ed}$$

Ved kombinert belastning av en dimensjonerende strekkraft, N_{Ed} og en dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed} blir kapasiteten av en bolt:

$$R_{normal+skjær} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} \geq \sqrt{N_{Ed}^2 + 3V_{Ed}^2}$$

4.4 Kapasitet av bolt for kombinasjon av strekk, skjær og moment

I tabell 6 er listet opp spenningene i en bolt på strekk, skjær og moment (Hals, 1980) (NTNU, 2016). Formlene gjelder når spenningene er innenfor det elastiske området til stål materialet. Strekkspenningen er jevnt fordelt over hele tverrsnittet.

Skjærspenningene har en parabolisk fordeling med maksimum på nøytralaksen. Bøyespenningene (moment) har en lineær fordeling, null på nøytralaksen og max./min. på randen.

Tabell 7. Kombinasjon av spenninger i en bolt med diameter, d (Hals, 1980) (NTNU, 2016).

Påvirkning	Symbol	Spenning	Kombinert spenning	
			På randen	I senter
Normalkraft	N	$\sigma_t = N \frac{4}{\pi d^2}$	$\sigma_j = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_m^2}$	$\sigma_j = \sqrt{\sigma_t^2 + 3\tau^2}$
Skjærkraft	V	$\tau = \frac{3}{2} V \frac{4}{\pi d^2}$		
Moment	M	$\sigma_m = \pm M \frac{32}{\pi d^3}$		

Bolter som ikke blir påkjent av mange lastrepetisjoner, kan dimensjoneres etter regler for plastifisering av tverrsnittet. Tabell 7 viser formlene for kapasitet for normalkraft, skjærkraft og moment (Hals, 1980) (NTNU, 2016):

Tabell 8. Kombinert plastisk kapasitet av en massiv bolt med diameter d , sirkulært tverrsnitt (Hals, 1980) (NTNU, 2016).

Påvirkning	Symbol	Kapasitet	Kriterium for kombinert kapasitet
Normalkraft	N	$R_{itd} = \frac{1}{\gamma_s} f_{yk} \frac{\pi}{4} d^2$	$\sqrt{\left(\frac{N}{R_{itd}}\right)^2 + \left(\frac{V}{R_{ivs}}\right)^2 + \left(\frac{M}{R_{imd}}\right)^2} \leq 1,0$
Skjærkraft	V	$R_{ivd} = \frac{1}{\gamma_s} \frac{f_{yk} \pi}{\sqrt{3}} \frac{\pi}{4} d^2$	
Moment	M	$R_{imd} = \frac{1}{\gamma_s} f_{yk} \frac{1}{6} d^3$	

4.4.1 Spenningsareal

Når en sikringskonstruksjon skal forankres med en bolt, betyr det i praksis at bolten må være forsynt med gjenger og mutter. Gjenger på bolter kan i prinsipp lages på to måter:

1. gjengene kan skjæres for eksempel med en gjengbakker. På fagspråket heter det avspenning bearbeiding; eller
2. gjengene kan fremstilles med valser som presses inn i bolteemnet samtidig som stålet tyter ut mellom valsene.

Uansett hvilken metode som benyttes vil det kritiske snitt for spenningene i bolten være i gjengetverrsnittet. Det kritiske arealet i gjengetverrsnittet betegnes "spenningsarealet". Tabell 8 viser en oversikt over spenningsareal for et utvalg standard boltedimensjoner.

Tabell 9. Spenningsareal for noen vanlige gjengeprofiler på bolter.

Betegnelse	Største diameter	Stigning	Stignings-diameter	Minimums-diameter	Spennings-areal (A_s)
	mm	mm	mm	mm	mm ²
M20x2.5	20	2.5	16.93	18.38	244.8
M22x2.5	22	2.5	18.93	20.38	303.4
M24x3.0	24	3.0	20.32	22.05	352.5
M27x3.0	27	3.0	23.32	25.05	459.4
M30x3.5	30	3.5	25.71	27.73	560.6
M33x3.5	33	3.5	28.71	30.73	693.6
M36x4.0	36	4.0	31.09	33.40	816.7
M39x4.0	39	4.0	34.09	36.40	975.8

I dag er metriske grovgjenger med gjengevinkel 60° som er dominerende på bolter i Norge. Dette profilet er standardisert av ISO (ISO 262:1998, 1998) (Figur 21). For dette gjengeprofilet benyttes to diametere for å beregne spenningsarealet, diameteren i bunnen av gjengeprofilet, d_{min} og diameteren midt i gjengeprofilet, den såkalte stigningsdiameteren, d_p (P = pitch = stigning). Spenningsarealet er middelarealet for de to diameterne.

Et metrisk gjengeprofil betegnes med den ytre diameteren, d_{major} på toppen av gjengeprofilet. En bolt med M24x3 gjenger har derfor en diameter på 24 mm på toppen av gjengen og 3 mm stigning (Tabell 8). Av geometrien for metriske gjenger følger at stigningsdiameteren er:

$$d_p = d_{major} - \frac{3\sqrt{3}}{8}P \approx d_{major} - 1.2269P$$

$$\approx d_{major} - 0.6495P$$

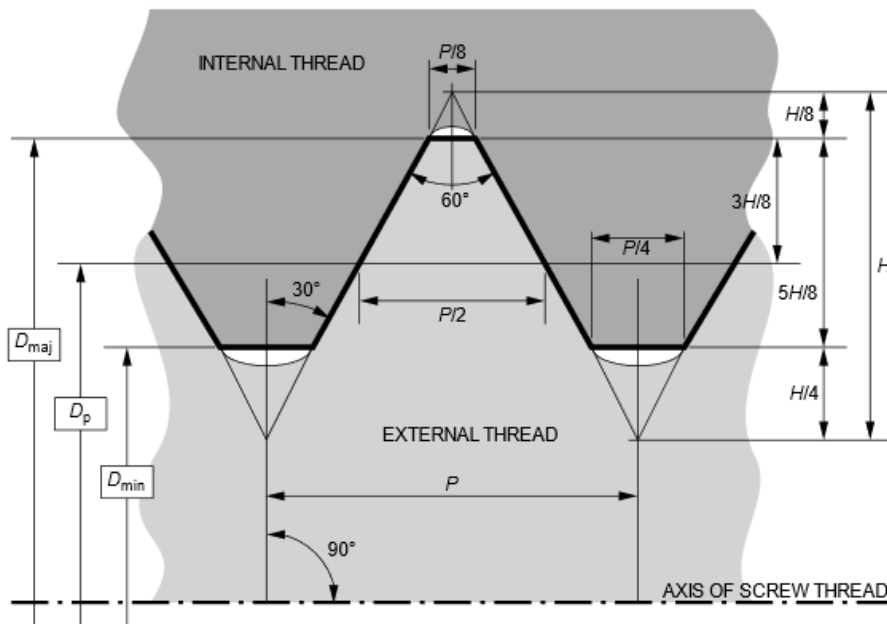
Videre blir minimumsdiameteren:

$$d_{min} = d_{major} - \frac{17\sqrt{3}}{24}P$$

Spenningsarealet blir dermed:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_p + d_{min}}{2} \right)^2$$

Spenningsarealet på bolter med gjengeprofil mellom M20 og M39 er ca. 80 % av arealet over den største diameteren, d_{major} (Figur 21). Man taper derfor mye tverrsnitt ved å skjære gjengene. Derfor blir bolter ofte valset. Da vokser den største diameteren fra 32 mm til 33 mm slik at spenningsarealet blir 86 % av arealet på stammen i bolten.



Figur 21. Gjengeprofil for metriske grovgjenger etter ISO 262:1998 (ISO 262:1998, 1998).

4.4.2 Boltehodet

Alle passive bolter skal ha et boltehode (underlagsplate, kule og mutter). Det skal sikre kraftoverføring fra grunnen til bolten nær terrengoverflaten. Unntaksvis kan passive bolter benyttes som dybel, dvs. for å overføre skjærkraft fra en konstruksjon til grunnen eller mellom to blokker i en oppsprukken bergmasse. Passive bolter uten boltehode kan også (med forsiktighet) benyttes til å overføre strekk i en oppsprukken bergmasse når avstanden til terrengoverflaten er stor.

Boltehodet skal prosjekteres etter reglene i Eurokode 3 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015) og NS-EN 1537:2013 (NS-EN 1537:2013, 2013). Underlagsplaten skal dimensjoneres for bøyning (membranspenning) og spalting gjennom hullet for bolten. Mutteren og gjenger er vanligvis metrisk grovgjenger, jevnfør Tabell 8. En tommelfingerregel er at boltehodet skal dimensjoneres for en dimensjonerende kraft i bolten:

$$F_d = 1,10 R_{itd}$$

Den indre kapasiteten av bolten skal være det svakeste leddet i kjeden, som nevnt i avsnitt 4.2.3.

Underlagsplate og mutter bør utformes slik at de tillater en minimum skjevstilling i forhold til bolteaksen. Med en kuppelmutter (*domed nut*) og en tilhørende underlagsplate kan underlagsplatene stå med inntil 3° avvik fra vinkelrett på bolteaksen. Med en kuleformet underlagsskive kan man ta opp større avvik fra vinkelrett på bolteaksen.

Bolten er sårbar for korrosjon i området like under mutteren til der den er fullt innstøpt i borehullet. Dersom sinkbelegg er skadet under installasjon kan det for eksempel sprøytes inn korrosjonsbeskyttende fett (tectyl) gjennom et hull til side for mutteren.

4.5 Innfestingskapasitet

4.5.1 Boring av hull

Innstøpingen av passive bolter skal kunne overføre den indre kapasiteten av bolten til borehullsveggen. Det skjer primært gjennom skjærspenninger i mørtelen. Samvirke mellom bolten og mørtelen er avhengig av kammer, riller eller gjenger på overflaten av bolten. Bolter med glatt overflate skal ikke tillates.

Overføringen fra mørtelen til borehullsveggen er avhengig av ruheten i veggen. Hull boret med kombinert rotasjon og slag på borstreng (topphammer og senkborhammer) gir god ruhet i borehullsveggen. Kjerneboring med diamantkrone gir derimot svært glatte hull. Denne boremotoden bør derfor ikke tillates for installasjon hverken av passive bolter eller av aktive ankere.

Det er mulig å bearbeide borehullsveggen, dersom man ønsker å benytte et eksisterende glatt borehull til installasjon av en bolt, men det er meget arbeidskrevende. I et slik tilfelle bør hullet inspiseres med et kamera før installasjon av bolten.

4.5.2 Mørtel

Reglene i NS-EN 1537:2013 og NS-EN 447:2007 gjelder i utgangspunktet for den mørtel som benyttes til innfesting av oppspente ankere. Disse reglene kan også anvendes for den mørtelen som benyttes for innstøping av passive bolter og mikropeler.

4.5.3 Heftfasthet mellom bolt og mørtel

Heftfastheten mellom passive bolter og mørtelen i borehullet kan bestemmes etter reglene i Eurokode 2, avsnitt 8.4 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021). En tommelfingerregel for armeringsstål i betongkonstruksjoner er at de kan regnes fullt utnyttet når forankringslengden er 50ϕ (der ϕ er armeringsstangens nominelle diameter). En annen tommelfingerregel sier at man aldri skal regne med en forankringslengde som er mer enn 70ϕ .

Dimensjonerende heftfasthet, f_{bd} mellom kamstål og mørtel beregnes etter formel 8.2 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

hvor f_{ctd} er dimensjonerende strekkfasthet av betong,
 η_1 er en koeffisient relatert til kvaliteten av heftforbindelsen,
 $\eta_1 = 1,0$ når kvaliteten og kontrollmuligheten er god,
 $\eta_1 = 0,7$ kontrollmuligheten er mindre god,

η_2 er en koeffisient relatert til diameteren på armeringsstålet,
 $\eta_2 = 1,0$ når diameter $\phi \leq 32$ mm.

Dimensjonerende strekkfasthet av betong f_{ctd} beregnes etter punkt 3.1.6(2)P (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021):

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} \frac{1}{\gamma_c}$$

hvor $f_{ctk,0,05}$ er 5 prosentilen av strekkfastheten etter tabell 3.1,
 α_{ct} er en koeffisient relatert fastheten i betongkonstruksjon til fastheten i sylindriske prøvestykker. Norsk NA til Eurokode 2 har satt $\alpha_{ct} = 0,85$,
 γ_c Er materialfaktor for betonger; Norsk NA til Eurokode 2 har satt $\gamma_c = 1,50$.

Eksempel:

Med en terningfasthet på mørtel utstøpt i et borehull, $f_{c,cube}$, lik 50 MPa tilhører mørtelen fasthetsklasse C40/50 etter tabell 3.1 i Eurokode 2. For denne klassen er karakteristisk strekkfasthet $f_{ctk,0,05} = 2,5$ MPa. Den dimensjonerende strekkfastheten blir dermed:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} \frac{1}{\gamma_c} = 0,85 \times 2,5 \times \frac{1}{1,5} = 1,42 \text{ MPa}$$

For å beregne den dimensjonerende heftfastheten, f_{bd} , må man bestemme koeffisienten η_1 og diameteren på staget. Man vil aldri kunne etterprøve at man har oppnådd fullstendig utstøpning i et borehull. Det vil alltid kunne være luftlommer i mørtelen. Det anbefales derfor å sette $\eta_1 = 0,7$. (Den eneste måten å kontrollere dette på er å bore ut staget med kjernebor etter at mørtelen har herdet). For stag med diameter $\phi \leq 32$ mm blir dimensjonerende heftfasthet:

$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,42 = 2,23 \text{ MPa}$$

Forankringslengde av staget kan beregnes etter Eurokode 2 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021), punktene 8.4.3 og 8.4.4. Utgangspunktet er en basal forankringslengde gitt i formel (8.3):

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\phi}{4}\right) \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right)$$

hvor $l_{b,rqd}$ er nødvendig kraftinnføringslengde (basal forankringslengde),
 ϕ er nominell diameter på staget,
 σ_{sd} er dimensjonerende spenning i staget i det punkt som forankringslengden regnes fra.

I tillegg til den basale forankringslengden skal det legges til en dimensjonerende forankringslengde gitt av formel (8.4):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

hvor $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$ er koeffisienter relatert til innspenning av betongen rundt staget,

$l_{b,rqd}$ er gitt av formel (8.3),
 $l_{b,min}$ er minimum forankringslengde når ingen andre begrensninger er anvendbar. $l_{b,min} > \max(0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm})$

For mørtel i innstøpt borehull i fast grunn er innspenningen av mørtelen så god at alle α -koeffisientene kan settes lik 1,0.

Den samlede forankringslengden, $l_{b,sum}$, blir dermed

$$l_{b,sum} = l_{b,rqd} + l_{bd}$$

4.5.4 Heftfasthet mellom mørtel og borehullsveggen (berg)

Heftfastheten mellom mørtel og berg (f_{brd}) er normalt lavere enn mellom stål og mørtel. Hovedregelen ved dimensjonering av ankere og bolter er derfor at det skal utføres prøving av fastheten mellom mørtel og berg. Når man lager prøveankere eller bolter skal man benytte den samme boremetode og den samme mørtelen som man planlegger å bruke for selve prosjektet. Dette for at samvirket mellom borehullsveggen og mørtelen skal være nær identisk.

Dimensjonene på staget og borehullet kan imidlertid avvike fra det endelige prosjektet. Ved undersøkelsesprøving (*investigation test*) bruker man ofte et stag med større diameter enn den som er planlagt. Man får da så stor strekkapasitet at man kan provosere et brudd mellom berg og mørtel. Ved egnethetsprøving (*suitability test*) og godkjenningssprøving (*acceptance test*) bruker man krypforskyvning for å bestemme heftfastheten.

I Statens Vegvesens Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018) er det vist noen typiske karakteristiske verdier for henholdsvis tyngdetetthet, trykkfasthet og heftfasthet for ulike bergarter som er gjengitt i Tabell 9. Det forutsettes mørtel som minst tilfredsstillende fasthetsklasse B30 Eurokode 2 (NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021). Det vises videre til at ved bestemmelse av dimensjonerende heftfasthet benyttes partialfaktor for heftfasthet, γ_M , fra 1,25 til 2,0.

Den britiske standarden BS 8081:2015+A2:2018, "Code of practice for grouted anchors" (British Standard Institution, 2015) inneholder et vedlegg B med mye data om samvirke mellom staget og grunnen, enten den består av grovkornet jord (B3.3), finkornet jord (B3.4) eller berg (B3.5). Dette vedlegget er sammen med Tabell 9 nyttige i en preliminær dimensjonering av anker og bolter. Hovedregelen er som nevnt over at endelig dimensjonering skal bygge på prøving av det planlagte staget på stedet der forankringene skal installeres.

Tabell 10. Karakteristiske materialparametere for ulike bergarter. (Kilde: Statens vegvesen Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018)).

Bergart	Tyngdetetthet	Trykkfasthet	Heftfasthet
	kN/m ³	MPa	MPa
Granitt	25 - 28	90 – 170	2,0
Gabbro	27 - 31	18 – 250	2,5
Gneis	25 - 28	90 – 130	1,5
Kvartsitt	21 -25	150 – 170	2,5
Sandstein	20 - 26	100 – 140	1,2
Kalkstein	25 - 28	70 – 100	2,0
Leirskifer	20 - 27	25 - 60	0,5

Dersom man ikke har god erfaring med forankring og bruk av passive bolter under de gjeldende grunnforholdene, bør prosedyre for prøving av ankere benyttes for å bestemme heftfastheten mellom mørtel og berggrunnen.

For oppspente ankere forutsetter Eurokode 7 (NS-EN 1997-2:2007+NA2008, 2008) at det utføres prøver på byggeplassen for å bestemme heftfastheten mellom mørtelen og borehullsveggen ved:

- tidligere erfaringer med samme grunnforhold og samme type anker,
- empiriske eller analytisk metoder som har blitt validert mot prøving av ankere, og/eller
- resultat av undersøkelsesprøving med de aktuelle ankerene på den aktuelle byggeplassen.

Prøving av aktive ankere

Hovedregelen i Eurokode 7 pkt. 8.5.2, er at den geotekniske motstanden (ytre kapasitet) skal bestemmes ved prøving. Prøvestandarden NS-EN ISO 22477-5:2018 definerer tre målsetninger med prøving av ankere, jevnfør Eurokode 7 pkt. 8.6, se tabell 10.

Tabell 11. Definerte prøvemålsetninger i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020).

Målsetning	Definisjon
Undersøkelsesprøving	Lastprøve for å etablere den geotekniske motstanden til et anker ved brudd og for å bestemme egenskapene til et anker ved brukslast. Lasten økes i minst seks sykler fra datumlast til et brudd mellom innstøpningen og grunnen. Resultatet er en karakteristisk verdi av boltens motstand mot uttrekking, $R_{b;k}$. Den brukes til prosjektering av planlagt konstruksjon. Prøven er destruktiv.
Egnethetsprøving	Lastprøve for å bekrefte at en bestemt ankerutforming vil være adekvat for grunnforholdene på et bestemt sted. Lasten økes i minst fem sykler fra datumlast til planlagt prøvelast. Målt forskyvning av ankerhodet gir data for dimensjonering av forankring av planlagt konstruksjon. Prøven kan være destruktiv, men utføres også på ankere som skal inngå i den planlagte konstruksjonen. Det bør utføres egnethetsprøving på om lag to prosent av alle produksjonsankere til en konstruksjon.
Godkjennelsesprøving.	Lastprøve for å bekrefte at et bestemt anker tilfredsstillende et akseptkriterium. Lasten økes i minst fem sykler fra datumlast til planlagt prøvelast. Deretter lastes ned til planlagt låselast. Prøven skal utføres på samtlige ankere i en forankret konstruksjon. Prøven er ikke destruktiv. Godkjenningsprøving bør utføres på alle ankere.

Prøvestandarden beskriver videre tre prøvemethoder som alle kan benyttes i de tre målsetningene som er gjengitt i Tabell 11.

Tabell 12. Prøvemethoder etter prøvestandard (NS-EN ISO 22477-1:2018, 2019).

Prøve-metode	Lastsykler	Måledata
1	Minst fem eller seks sykler med trinnsvis økende last fra datumlast og opp til planlagt, maksimal last. Over en fastlagt tid på toppen av hver syklus holdes lasten tilnærmet konstant og forskyvningen av ankerhodet måles. Mellom hver syklus avlastning til datumlast	Kryptall, α (mm/log ₁₀ tid) for hvert lasttrinn. Uttrekkingsmotstand, $R_{ULS;m}$ (kN). Tilsynelatende frilengde L_{app} (m)
2	Minst to til seks sykler med trinnsvis økende last fra datumlast og opp til planlagt, maksimal last. Over en fastlagt tid på toppen av hver syklus låses ankerhodet og den minkende lasten måles. Mellom hver syklus avlastning til datumlast.	Lasttapfaktor, k_1 (kN). Tilsynelatende frilengde L_{app} (m)
3	Minst fem til åtte sykler med trinnsvis økende last fra datumlast til planlagt prøvelast. Over en fastlagt tid i hver syklus holdes lasten tilnærmet konstant og forskyvningen av ankerhodet måles. Lasten økes i trinn uten avlast mellom hver syklus.	Kryptall, α (mm/log ₁₀ tid) for hvert lasttrinn. Uttrekkingsmotstand, $R_{ULS;m}$ (kN). Tilsynelatende frilengde L_{app} (m)

Det nasjonale tillegget til Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) anbefaler at man i Norge benytter prøvemethoder 1 eller 3. Primært bør man benytte prøvemethoder 3. Den har man mye erfaring med. Forskjellen fra tidligere praksis er at

prøvestandarden har krav om flere lasttrinn. Mens man tidligere benyttet fire lasttrinn er det nå krav om fem til åtte lasttrinn avhengig av målsetningen med prøvingen.

Prøvemetode 3 er uten avlastning til datumlast mellom hver syklus. Dersom det forventes plastiske deformasjoner i grunnen, bør man benytte prøvemetode 1. Da kan man bestemme størrelsen på både elastisk og plastisk forskyvning av ankerhodet.

Prøving av passive bolter

På samme måte som for aktive ankere bør også prosjektering av passive bolter baseres på resultater fra prøving av bolter i den aktuelle grunnen, enten undersøkelsesprøving eller egnethetsprøving. Bruker man metode 1 eller 3 bestemmer man den karakteristiske motstanden, $R_{ULS,k}$ mellom mørtel og grunnen i et brudd langs prøvebolten etter denne ligningen (ligning 8.5 og 8.6 i Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020)):

$$R_{ULS,k} = \frac{1}{\xi_{ULS}} R_{ULS;m} = \frac{1}{\xi_{ULS}} \min(R_m(\alpha_{ULS}); P_P)$$

hvor ξ_{ULS} er korrelasjonsfaktor som i tabell NA.A.20 er satt lik 1.0,
 $R_{ULS;m}$ målt motstand ved en serie prøver,
 $R_m(\alpha_{ULS})$ motstand som funksjon av kryptallet α_{ULS} ; og
 P_P prøvelasten når man har oppnådd brudd.

Undersøkelsesprøving etter metode 1 eller 3 gir enten et veldefinert brudd ved prøvelasten, P_P , eller man definerer brudd når kryptall α_{ULS} er lik 2 mm (tabell NA.A.20 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020)).

Den sikreste måte å bestemme motstanden mellom mørtel og grunnen er å provosere frem et brudd i grunnen. Det kan man ved undersøkelsesprøving gjøre ved moderate endringer av dimensjonene av bolten. Forutsetningen er at man har en utforming som er tilnærmet lik den som skal benyttes i det endelige prosjektet:

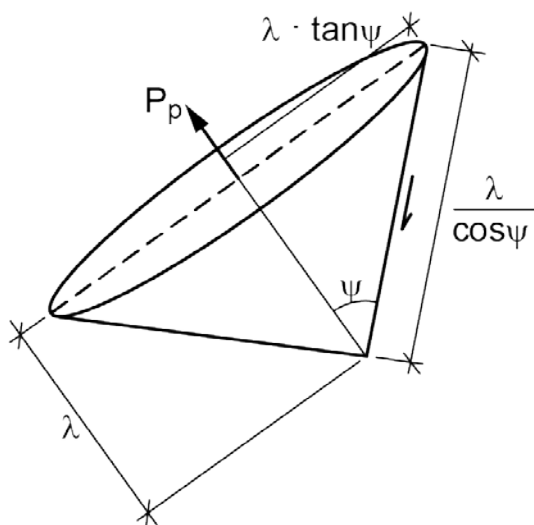
- a) Tverrsnittsarealet på bolten kan økes slik at boltens indre kapasitet blir større enn på boltene i det endelige prosjektet. Prøveboltene kan dermed påføres større last slik at man øker skjærspenningen langs borehullsveggen ut over det som er planlagt.
- b) I stedet for at hele bolten er i kontakt med grunnen kan en del av bolten utstyres med en glatt strømpe. Men kan da benytte den samme boltedimensjonen og boreutstyr som er planlagt for prosjektet. Skjærspenningene langs borehullsveggen øker ut over det som er planlagt for prosjektet.

Begge metodene kan gi et brudd i grunnen. Resultatene må i noen tilfeller korrigeres for mindre avvik i geometrien. I alternativ a) må resultatet korrigeres dersom borehulldiameteren for prøveboltene er større enn i de planlagte boltene. I alternativ b) må det korrigeres for at en kort fastlengde er mer effektiv enn en lang fastlengde.

4.6 Ytre kapasitet

Den geotekniske uttrekksmotstanden for forankringer i berg, R_d har siden 1960-tallet i stor grad blitt bestemt ved en modell der man antar at brudd i grunnen har form tilnærmet som en kjegle (konus). Det foreligger data som kan bevise at metoden er gyldig for enkelte forhold, men siden det ofte bare tas hensyn til massen av kjeglen er modellen å anse som konservativ i bergmasse med lite oppsprekking. Motkreftene langs bruddflaten (kjegleoverflaten), spesielt skjærmotstand, blir ofte ikke tatt hensyn til i modellen.

Figur 22 viser illustrasjon av kjeglemodell hentet fra Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018) med strekkraft P_p i bolt der man tar hensyn til heftfasthet langs bruddplanet. Håndbok V220 gir også veiledende verdier for bergets bruddvinkel og karakteristiske heftfasthet langs bruddplan for ulike bergarter (tabell 12). Av hensyn til usikkerhet i beregningsmodell og valg av parametere benyttes ofte materialfaktor mellom 2 til 3 (Statens vegvesen, 2018) og (Norsk Geotekniske Forening, 2019). Det bemerkes at en ingeniørgeolog bør få anledning til å kartlegge geologi og sprekkesystem i det aktuelle området som grunnlag for vurderinger under prosjekteringen.



Figur 22. Illustrasjon av konusformet bruddlegeme i berg. Kilde: Statens vegvesen Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018).

Nødvendig forankringslengde i berg (λ) for en enkelt bolt kan dermed bestemmes etter følgende formel:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan \psi}}$$

hvor τ_k er bergmassens karakteristiske heftfasthet i bruddplanet (kN/m^2)
 ψ er bergmassens bruddvinkel ($^\circ$),
 p_p er prøvelast i bolt/pel (kN) og
 γ_M er materialfaktor som vanligvis settes til mellom 2 og 3.

Tabell 13. Veiledende verdier for heftfasthet og bruddvinkler for bruddplan i berg. Kilde: Statens Vegvesen Håndbok V220).

Beskrivelse av bergart	Heftfasthet på bruddplan, τ_k [kPa]	Bruddvinkel, ψ [°]
Meget godt berg, ett sprekkesett med sporadiske sprekker, bergmassene trykkstyrke > 50 MPa	100 - 200	$\leq 45^\circ$
Bergmasser med to sprekkesett og sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke 15-50 MPa	50 - 100	$\leq 40^\circ$
Tre sprekkesett med sporadiske sprekker, men mindre enn 20 sprekker per m ² , bergmassens trykkstyrke < 15 MPa	50	$\leq 30^\circ$
Ved sterkt oppsprukket berg bør sementinjeksjon i bergmassen vurderes.		

Ved spiss vinkel mellom forankringsretning og bergoverflate må bruddvinkel og geometri av berglegeme vurderes spesielt. Det samme gjelder ved samvirke mellom flere forankringer. Det vises til kapittel 10.6 i Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018) for detaljer vedrørende vurdering av slike tilfeller.

Et tema som har vært mye diskutert er om man skal regne med neddykket vekt av kjeglen når den ligger under grunnvannstand eller om man kan regne med at den totale massen er effektiv motvekt mot kraften i en bolt eller i en bolterekke. Når en konstruksjon forankres med bolter, vil det ofte være en reaksjonskraft fra konstruksjonen på grunnen. Det er sjelden at konstruksjonen er slik at en fri uttrekking av en bolt eller en bolterekke er mulig.

Bolter som skal forankre en konstruksjon må imidlertid samvirke med en masse i grunnen. Det er en god tommelfingerregel at kraften i en bolt eller en bolterekke skal samvirke med en masse i grunnen av samme størrelse som den totale boltekraften. Men om den samvirkende massen har form som en kjegle eller en annen geometri er det ikke mye grunnlag for. Uansett må fasthetsegenskapene til grunnen inn i modellen. Derfor er prøving som beskrevet i avsnitt 4.5.4 en mye bedre måte å bestemme samvirke mellom en bolt og grunnen.

5 Geoteknisk prosjektering av mikropeler

5.1 Dimensjoneringskriterier

Prosjektering av mikropeler vil i stor grad utføres som for passive bolter. Dette omfatter blant annet klassifisering av konstruksjonen (konsekvens- og pålitelighetsklasse, geoteknisk kategori og tiltaksklasse), samt valg av levetid og relevante partialfaktorer. Hvilken type mikropel som velges, installasjonsmetode, samt grunnforhold, vil ha betydning for valg av partialfaktorer som beskrevet i 4.1.3.

5.2 Prinsipp for analyse av mikropeler

Geoteknisk prosjektering av peler, inkludert mikropeler, er detaljert beskrevet i Peleveiledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019) og i Statens vegvesen Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018). Mikropeler vil normalt sett utføres som et passivt konstruksjonselement tilsvarende passive bolter. Det innebærer at man ved prosjektering skal kontrollere at mikropelene har tilfredsstillende kapasitet (bæreevne) i følgende grensetilstander:

- A. *Indre kapasitet av pelen*, dvs. den konstruktive tverrsnittskapasiteten av pelen/staget og pelehode.
- B. *Innfestningskapasitet*, dvs. heftkapasiteten mellom pel/stag og omkringliggende grunn (jord/løsmasser eller berg). Ved faststøping med mørtel i borehullet inkluderer det heft mellom stål-mørtel og mørtel-berg/jord/løsmasse.
- C. *Ytre kapasitet av pelen*, dvs. den geotekniske kapasiteten av grunnen omkring hele pelen og pelehode. Dette inkluderer kontroll av bæreevne mot uttrekk som for bolter, men kan også inkludere bæreevne mot trykk og eventuelt lateral belastning.

5.3 Indre kapasitet (tverrsnittskapasitet)

Kontroll av en mikropels tverrsnittskapasitet under ulike bruddgrensetilstander skal utføres i henhold til Eurokode 3 Del 1 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015) og Del 5 (NS-EN 1993-5:2007+NA:2010, 2010). Dette omfatter også kontroll av kapasitet for flere lastvirkninger som opptrer samtidig.

Kapasitet for rent strekk ($N_{t,Rk}$) og/eller skjærbelastning ($V_{c,Rk}$) beregnes i utgangspunktet som beskrevet for bolter i kapittel 4.3.1 og 4.3.2, men med relevant materialfasthet og partialfaktorer. Det må også tas hensyn til eventuell redusert kapasitet i peleskjøter. For stålør benyttes ofte mekaniske peleskjøter i form av gjengede skjøtemuffer. Avhengig av type pel og materialleverandør er kapasitet i strekk redusert til mellom 30-60 % av trykkapasitet. Det er også gjerne redusert momentkapasitet.

Dersom mikropelen skal ta trykkraft bestemmes aksialkapasitet ($N_{c,Rk}$) etter samme formel som for strekk i kapittel 4.3.1, men det skal tas hensyn til tverrsnittsklasse ved valg av materialfaktor (γ_{M0}), samt at knekking må kontrolleres.

Bøyningsmoment

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning (moment) bestemmes etter følgende formel for tverrsnitt av klasse 1 og 2 (lign. 6.13 i Eurokode 3):

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,Rk}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl} \times f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

hvor $M_{c,Rk}$ tverrsnittets karakteristiske momentkapasitet,
 $M_{pl,Rk}$ karakteristisk plastisk momentkapasitet,

W_{pl}	plastisk tverrsnittsmodul for pel ($W = (1/6) d^3$ for massiv pel)
γ_{M0}	partialfaktor for stål, og
f_{yk}	karakteristisk flytegrense for stålmaterialet i pel.

I tilfeller der pelen skal kunne ta lateral belastning i grunnen, for eksempel fra jordsig, må det ved dimensjonering tas hensyn til virkning fra aksial- (N_{Ed}) og skjærkraft (V_{Ed}) på dimensjonerende plastisk momentkapasitet ($M_{pl,Rd}$) i henhold til kapittel 6.2.9 i Eurokode 3 Del 1 (NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015).

Beregning av momenter på pel kan utføres ved å anta passivt jordtrykk langs deler av pel eller ved å benytte egnet peleberegningprogram. Forutsetninger som eventuell innspenning av pel i peletopp og ved overgang jord/løsmasser-berg vil ha stor betydning for dimensjonerende moment og må vurderes spesielt.

Dersom det benyttes mikropeler der foringsrør utgjør en del av bærende konstruksjon, skal det ved dimensjonering tas hensyn til korrosjon gjennom konstruksjonens levetid.

5.4 Innfestingskapasitet

Innfestingskapasitet for en mikropel i berg bestemmes etter tilsvarende prinsipper som for passive bolter, se kapittel 4.5.

Ved bruk av stålkjernepeler som bores inn i berg og som skal ta strekkraft må heftfasthet mellom stål og mørtel vurderes spesielt siden det er glatt stål. For å oppnå tilfredsstillende heft er det vanlig å utføre strekkpeler med påleggsveis (sveiselarver) rundt kjernen med en gitt senteravstand. Figur 23 viser eksempel på en slik utførelse hentet fra Peleveiledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019).



Figur 23. Eksempel påleggsveis i forankringszone på en stålkjernepel (Peleveiledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019)).

5.5 Ytre kapasitet

5.5.1 Pelers i berg

Strekk

For mikropeler som er boret inn i berg og faststøpt for å ta strekk vil den ytre kapasitet, dvs. uttrekksmotstanden i grunnen, beregnes etter tilsvarende prinsipp som beskrevet i kapittel 4.6 for bolter.

Dersom man har peler som går gjennom jord/løsmasser og inn i berg der berggrunn ikke er kartlagt ved grunnundersøkelser på forhånd (sonderboring, kjerneprøver) er det ofte slik at man gjør konservative antagelser om geometri på mobilisert bergvolum (bruddvinkel) og heftfasthet langs bruddplan som vist i Figur 22 og Tabell 12. Som beskrevet for bolter (kapittel 4.5.4) skal det utføres prøving dersom det ikke finnes erfaringsgrunnlag med tilsvarende grunnforhold.

I motsetning til forankring direkte på berg kan vekten av overliggende jord/løsmasser over antatt konus i berg også tas med i den totale uttrekksmotstanden.

Trykk

Aksiell bæreevne for mikropeler som installeres i berg kan bestemmes basert på type pel og utførelse. Dersom det benyttes selvborende stag vil trykk kunne tas opp enten direkte på spiss av borkrone, heftmotstand mellom mørtel og berg eller som en kombinasjon av begge.

Dersom det benyttes stålkjernepeler eller tykkveggede stålrør som bores inn i berg tar man som regel opp trykk direkte på spiss (areal i kontakt med berg). Beregning av bæreevne for peler til berg er detaljert beskrevet i kapittel 4.2.4 i Pelevedledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019) og kort gjengitt i det følgende. Dimensjonerende bæreevne er gitt ved:

$$q_b = \frac{N_s \times \sigma_{tf}}{\gamma_t \times \xi}$$

hvor:

σ_{tf}	er bergets målte enaksiale trykkfasthet,
N_s	er bæreevnefaktor for spiss på eller i berg,
γ_t	er partialfaktor for motstand og
ξ	er korrelasjonsfaktor

Dersom det benyttes rammede peler som kriterierammes i berg settes bæreevnefaktoren til $N_s = 4,0$. For peler som bores inn i berg kan N_s velges iht. Tabell 13, der z_F = innboredybde i berg og D = pelens diameter. For stålkjernepeler som skal ta både strekk- og trykkbelastning kan det også regnes med mobilisering av heftspenningen pel/mørtel/berg tilsvarende som beskrevet for peler i strekk i kapittel 5.5.1.

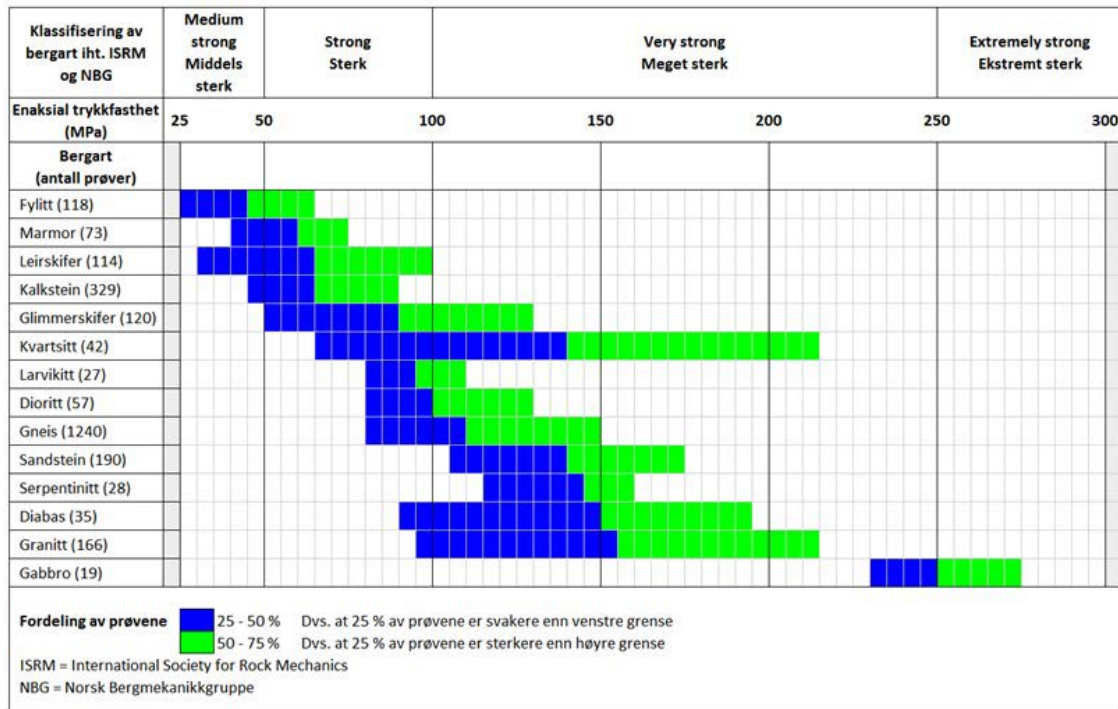
Tabell 14. Anbefalt bæreevnfaktor N_s fra Peleveiledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019).

Normalisert innboringedybde, z_f/D	Bæreevnfaktor, N_s
<1	4
1-2	5
2-3	7
>3	9

Peleveiledningen 2019 beskriver at bæreevnfaktoren vil øke noe med dybde. Det bemerkes også at under treaksiale forhold og med sidestøtte vil bergets styrke kunne være vesentlig større enn enaksial trykkstyrke. Formel for bæreevne over i kombinasjon med Tabell 13 må derfor sees på som en halvempirisk metode.

Veiledningen gir typiske verdier for bergets enaksiale trykkfasthet vist i Figur 24. Ser man bort fra bæreevne for spisser som står nært inntil en bratt bergoverflate, vil bæreevnebrudd ved pelespiss måtte medføre at bruddflaten krysser foliasjonsplan og sprekker. Lokal svakhet på slike plan vil derfor ikke ha noen vesentlig betydning for bæreevnen. Av den grunn kan det normalt legges til grunn styrker som ligger i det øvre grensesjiktet i Figur 24.

Der bæreevnen teoretisk ivaretas ved meget små innboringedybder eller innmeislingsdybder, bør man være spesielt oppmerksom på faren for at meget skrått/bratt berg nær pelen kan redusere bæreevnen. I slike tilfeller bør innboringedybden vurderes økt. Nøye registrering av nivå på berg under installasjon av de enkelte pelene bør benyttes for å kontrollere mot antagelser i prosjektering og vurdere eventuelt behov for økt innboring.

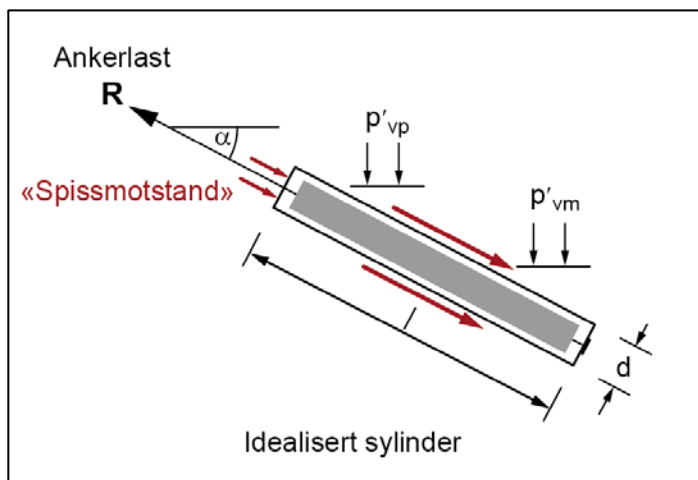


Figur 24. Retningsgivende målt enaksial trykkfasthet av berg (Peleveiledningen 2019 (Norsk Geoteknisk Forening, 2019)).

5.5.2 Peler i jord/løsmasser

For mikropeler som i sin helhet installeres i jord/løsmasser vil opptredende strekk- og/eller trykkklaster fra konstruksjon overføres ut i omkringliggende jord/løsmasser. For borede og gyste peler, for eksempel selvborende stag, antas det at man skaper et forankringslegeme med sementmørtel rundt pelen i grunnen. Prosjektering av slike jord/løsmasseankere er detaljert beskrevet i Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018) og i Byggegrupsveiledningen 2019 (Norsk Geotekniske Forening, 2019) og noe av dette er gjengitt her.

Ved beregning av ytre kapasitet mot uttrekk antas det at forankringslegeme har form som en sylinder med en gitt diameter. Figur 25 viser prinsipp for hvordan strekk i en pel mobiliserer motstand mot endeflaten (spiss) og langs overflaten av forankringslegemet. Tilsvarende prinsipp gjelder for opptak av trykk i pel.



Figur 25. Forankringslegeme i jord/løsmasser vist ved en idealisert sylinder der strekk (ankerlast) mobiliserer "spissmotstand" og friksjon langs overflate mellom mørtel og jord/løsmasser. Kilde: Byggegrupsveiledningen 2019 (Norsk Geotekniske Forening, 2019).

Den effektive vertikalspenning i jorda ved toppen, p'_{vp} , og ved midten, p'_{vm} , av forankringslegemet har stor betydning for friksjonskapasiteten av forankringer i jord. Spissmotstanden ses ofte bort fra i dimensjoneringen, men det avhenger av forankringslegemets geometri.

Det presiseres at det alltid må gjøres en vurdering av diameteren på den idealiserte sylindere. For peler som bores med foringsrør som trekkes etter gysing har det vært vanlig å anta at diameter er lik diameter på borkrone. Ved injisering av mørtel i grovkornet jord kan effektiv diameter bli større enn borkrone fordi mørtelen trenger inn i porene i jorda. Dette øker strekkapasiteten vesentlig.

For detaljer vedrørende beregning av friksjonsmotstand i friksjonsmasser og kohesjonsmasser vises det til kapittel 10 i Håndbok V220 (Statens vegvesen, 2018), samt kapittel 7.6.5 i Byggegrupsveiledningen 2019 (Norsk Geotekniske Forening, 2019). Det bemerkes at prøving av forankring i jord/løsmasser skal utføres i henhold til Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) kapittel 8.6.

6 Prøving

6.1 Prøvebelastning av forankringer

Kapittel 4.5.4 beskriver kort prinsipp og regler for utførelse av prøvebelastning av forankringer (aktive ankere etter Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020) for å bestemme den geotekniske motstanden (ytte kapasitet) i forbindelse med prosjektering. Det anbefales at som for aktive ankere bør også prosjektering av passive bolter baseres på resultater fra prøving av bolter i den aktuelle grunnen. Det samme

kravet gjelder for peler i jord/løsmasser, og Eurokode 7 angir også krav til prøvebelastning av peler i kapittel 7.5.

Figur 26 og Figur 27 viser eksempler på utstyr for prøving av bolter i ulike grunnforhold.



Figur 26. Prøving av selv borende stag gjennom tynt jorddekke med forankring i berg (Foto NGI/ Henrik Langeland).

Prøving av forankring bør gjennomføres tidlig i prosjektet slik at prosjektering eventuelt kan korrigeres. Referanseforankringer kan etableres for testing av dimensjonerende kapasitet for forankring. Forankringen for testing må da etableres utenfor konstruksjonen, og med nok avstand slik prøving ikke påvirker grunnforholdene ved konstruksjonen (Figur 28).

Det er imidlertid svært viktig at de etableres i grunnforhold som er representative for dimensjoneringen av forankringen. Disse forankringene kan da testes til karakteristisk kapasitet, dimensjonerende kapasitet og eventuelt destruktivt for å få informasjon om sikkerhet i dimensjoneringen.



Figur 27. Til venstre prøving av stålvaier i ur/skredmasser, til høyre prøving av bolt i fast berg (Foto NGI/ Henrik Langeland).



Figur 28. Forankringer for prøving kan etableres utenfor konstruksjonen slik at dimensjonerende kapasitet kan testes (Foto NGI/Henrik Langeland).

6.2 Prøving av mørtel

Prøving av mørtel for å dokumentere fasthet bør gjennomføres for å dokumentere fasthet på mørtel i forankringene for prøvebelastning, men også for de permanente forankringene til skredsikringskonstruksjonen.

Innfestingskapasitet til forankring, for eksempel heftfasthet mellom forankring og mørtel (kapittel 4.5.3), er avhengig av fasthet på mørtel. For å dokumentere at forankringene oppfyller nødvendig kapasitet vil det være viktig å dokumentere at mørtelens fasthet er tilstrekkelig.

For forankringene som skal prøvebelastes er det også viktig å dokumentere at fasthet på mørtel er tilstrekkelig, i henhold til hva som er lagt til grunn for prosjektering, slik at prøvebelastning blir representativ for prosjekteringen. For lav fasthet i mørtel i forhold til prosjektering kan gi større krypdeformasjon under belastning og resultere i at prøvebelastning av forankringer ikke dokumenterer tilstrekkelig kapasitet i forhold til prosjektering.

Norsk betongforening omtaler krav til fasthet for prøvebelastning av aktive forankringer og metoder for å dokumentere fasthet (Norsk Betongforening, 2016).

7 Utførelse

7.1 Spesielle krav/kommentarer utførelse

Arbeid med forankring av skredsikringskonstruksjoner er erfaringsmessig gjerne preget av vanskelig tilkomst, mulig kompliserte grunnforhold og/eller arbeidsforhold. For passive bolter finnes ingen utførelsesstandard, men det kan være nyttig å se til prinsipp i utførelsesstandard for aktive ankere NS-EN 1537:2013. For mikropeler finnes egen utførelsesstandard NS-EN 14199:2015.

7.1.1 Bratt terreng

Arbeid i bratt terreng kan by på utfordringer med tilkomst, begrensinger for utstyrvalg og sikkerhet for utførelsesfasen.

Tilkomstteknikk under arbeidet og håndholdt boreutstyr er vanlig. Alternativt kan boreutstyr montert på kranbil, lift eller graver med lang arm muliggjøre boring høyt opp i overliggende terreng fra vei eller annen kurant tilkomst.

Arbeid med denne type sikringstiltak vil også kunne medføre eksponering i utløpsområder for skred, og dette vil kunne sette krav til at anleggsfasen begrenses til enkelte årstider og at det gjennomføres risikoanalyser.

7.1.2 Frost

Utførelse av forankringer når det er frost i bakken og/eller lufttemperaturer ned mot frysepunktet (samt ved permafrost) medfører spesielle forholdsregler for å sikre tilstrekkelig kvalitet. Viktige krav og forhold som må tas spesielt hensyn til er redegjort for i det følgende.

- a. Dersom det forventes lufttemperatur lavere enn +5 grader Celsius i mørtelens herdeperiode skal mørtelen være tilsatt kloridfritt antifrostmiddel.
- b. Det tillates ikke gysing av bolter ved temperatur i berggrunnen eller i lufta lavere enn -10 grader Celsius.
- c. Ved temperatur under 0 grader Celsius i berggrunnen må alle borehull og bolter/mikropeler være tørre, fri for snø, is, rim og stående vann. Dersom dette ikke er mulig ved temperatur under 0 grader Celsius skal faststøping av forankringer ikke foregå, om det ikke gjennomføres spesielle tiltak.

Forebyggende tiltak som tildekking med isolasjonsmatter kan være aktuelt for å unngå frost og snø i fundamentpunkter/groper og lignende. Ved arbeider på vinter under frost kan det også etableres mindre oppvarmede "telt" med varmluft som hindrer frost rundt fundament og/eller forankringspunkt.

7.1.3 Grunnvann

Faststøping av bolter og/eller mikropeler skal som hovedregel utføres i tette og tørre borehull. Hvis det er vann i grunnen skal det utføres vannstandskontroll og eventuelt vanntapsmålinger med pakker og overtrykk for å vurdere om tetting/injisering av borehullet er nødvendig før faststøping. For krav til utførelse av vanntapsmåling i berg vises det til NS 22282-3:2012.

Til faststøping av bergbolter skal det benyttes egnet motstandsdyktig og ekspanderende mørtel som ikke strømmer ut av borehullet og som ikke vaskes ut av innstrømmende vann i berggrunn.

Ved problemer med overvann må tiltak gjennomføres for å hindre at vann renner ned i borehull.

7.1.4 Stikking av konstruksjon

Stikking av fundament- og forankringspunkter bør utføres i tidlig fase som del av planlegging og prosjektering. Dette danner grunnlag for å kunne håndtere vanskelige forhold og eventuelt kunne justere plassering/linjen.

Det bør utføres innmåling etter installasjon til dokumentasjon for forvaltning, drift og vedlikehold (FDV).

7.1.5 Mørtel i borehull

Å føre kontroll med at mørtelringen rundt bolten er sammenhengende er imidlertid en utfordring. Er det for eksempel vanninnstrømning i borehullet kan sementen i mørtelen bli vasket ut før den herder. Hovedregelen for å sikre god støp rundt staget er derfor:

- Bolten skal om mulig installeres på stupning. Helningsvinkelen skal være minst fem grader.
- Borehullet skal være tørt og dersom vann i borehullet må det vurderes om tetting/injisering er nødvendig.

- Borehulls dimensjon skal vurderes i forhold til forankringsmiddel slik at det sikres tilstrekkelig overdekning av mørtel.
- Bolten skal ha klips (avstandsholdere) for sentrering i borehullet, minst et klips for hver tredje meter. Dvs. en bolt med lengde tre meter skal minimum ha ett klips ca. en meter fra nedre ende, mens en bolt med lengde mellom tre og seks meter skal ha to klips, osv.
- Borehullet skal fylles med mørtel gjennom en slange som føres ned i bunnen av borehullet. Slangen løftes opp etter hvert som hullet fylles, men slik at enden på slangen alltid er i kontakt med mørtelen i borehullet. Det skal ikke være luftlommer i mørtelen når hullet er fylt.

For bolter som skal installeres på stigning gjelder følgende:

- Bolt skal installeres med en stigning på minst ti grader.
- Borehullet skal være tørt og dersom vann i borehullet må det vurderes om tetting/injisering er nødvendig.
- En lufteslange skal festes til bolten og føres inn i borehullet sammen med bolten. Slangen skal ha åpningen nær bunnen av borehullet.
- Bolten skal ha en pakke som tetter mellom borehullsveggen og staget like under boltehodet.
- Borehullet fylles med en slange som er ført forbi pakken. Mørtel skal pumpes inn i borehullet til det kommer mørtel ut av lufteslangen. Det skal ikke være luftlommer i mørtelen når hullet er fylt.

Hovedregelen er at man skal unngå å installere bolter med stupning mindre enn 5 grader og stigning mindre enn 10 grader. Årsaken er at mørtelen er så seig at det blir vanskelig å fylle borehullet helt. Dermed kan det dannes luftlommer langs staget som reduserer forankringens kapasitet, samt at staget dermed blir ubeskyttet.

8 Kontroll

Regelverk vedrørende uavhengig kontroll av prosjektering og utførelse er gitt i plan- og bygningsloven (PBL) og tilhørende forskrift SAK10 §14-2/§14-7 (Forskrift til plan og bygningsloven, 2010) og Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016).

Kontrollnivået for prosjektering og utførelse bestemmes gjennom pålitelighetsklasse etter Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) og tiltaksklasse etter SAK10 (Forskrift til plan og bygningsloven, 2010). Både Eurokode 0 (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016) og Temaveileder fra Direktoratet for byggkvalitet (DIBK) (Direktoratet for byggkvalitet, u.d.) beskriver anbefalt gjennomføring av uavhengig kontroll.

Erfaringsmessig er det fordelaktig å opprette en god dialog mellom kontrollerende og prosjekterende/utførende, eksempelvis ved å legge opp til oppstartsmøte og et oversiktlig system for kommunikasjon underveis i kontrollen.

9 FDV - forvaltning, drift og vedlikehold

Bestemmelser om dokumentasjon som grunnlag for FDV - forvaltning, drift og vedlikehold av konstruksjonen er gitt i TEK17 Kapittel 4 (Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017).

9.1 Dokumentasjon

TEK17 (Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017) angir at ansvarlig prosjekterende og utførende skal framlegge nødvendig dokumentasjon som skal oppbevares for driftsfasen av konstruksjonen. Det legges imidlertid opp til at denne dokumentasjonen må tilpasses og struktureres i henhold til konstruksjonstype og kompleksitet.

Bestemmelser i §4-1 (Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017) angir innhold i dokumentasjon, og erfaringsmessig kan det for forankring være nyttig å oppbevare dokumentasjon som:

- Tegninger
- Materialspesifikasjon/-beskrivelse/ -sertifikater
- Innmåling av konstruksjon/geografisk lokalisering
- Monteringsplan
- Vedlikeholdsplan og manualer for konstruksjonen og konstruksjonsdeler
- Logger fra utførelse, eksempelvis borelogger, gysing med mørtel og prøvetrekking

9.2 Vedlikehold

Dokumentasjonen skal etter TEK17 Kapittel 4 (Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017) danne grunnlaget for FDV rutiner og løsning av hendelser av drifts- og vedlikeholdsmessig karakter. Det bør utarbeides en vedlikeholdsplan, der vurdering av forankringenes tilstand settes i sammenheng med vedlikeholdsplanen for skredsikringskonstruksjonen.

Håndbok R610- Standard for drift og vedlikehold av riksveger (Statens vegvesen, 2014) omtaler eksempelvis retningslinjer for drift og vedlikehold som inspeksjon og vedlikehold av skredsikring. Det vises også til NS 3424:2012 som omtaler blant annet krav til tilstandsanalyse.

10 Referanser

- British Standard Institution, 2015. *BS 8081:2015+A2:2018 Code of practice for grouted anchors*, s.l.: s.n.
- Direktoratet for byggkvalitet, u.d. *Temaveileder uavhengig kontroll*. [Internett] Available at: <https://dibk.no/saksbehandling/kommunalt-tilsyn/temaveiledninger/temaveileder-uavhengig-kontroll/> [Funnet 18 02 2021].
- European Organisation for Technical approval, 2013. *ETAG027 Guideline for European Technical approval of Falling rock protection kits*, s.l.: s.n.
- Federal Office for the Environment FOEN & WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007. *Defense structures in avalanche starting zones- Technical guideline as an aid to enforcement*, s.l.: s.n.
- Forskrift til plan og bygningsloven, 2010. *Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften)*, FOR-2010-03-26-488. Tilgjengelig <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-488>, s.l.: Kommunal- og moderniseringsdepartementet.
- Forskrift til plan- og bygningsloven, 2017. *Forskrift om tekniske krav til byggverk (byggteknisk forskrift)*, FOR-2017-06-19-840. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>, s.l.: Kommunal- og moderniseringsdepartementet.
- Forskrift til vannressursloven, 2010. *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-12-18-1600>, s.l.: Olje- og energidepartementet.
- FprEN 10138-4, 2009. *Prestressing steels - Part 4: Bar*, s.l.: Standard Norge.
- Franzén, G. & Norling-Mjörnell, K., 2002. *Beständighet för dragbelastade förankringar i jord", Vägverket/Banverket, SCC-rapport*, s.l.: Scandiaconsult Banverket Vägverket.
- Hals, T. E., 1980. *Fasthetslære ISBN 9788256209590*. s.l.:NKI forlag.
- ISO 262:1998, 1998. *ISO general purpose metric screw threads — Selected sizes for screws, bolts and nuts*, s.l.: Standard Norge.
- Jóhannesson, T., Gauer, P., Issler, P. & Lied, K., 2009. *The design of avalanche protection dams - Recent practical and theoretical developments*. Belgium: Directorate-General for Research EUROPEAN COMMISSION.
- Li, C. C., 2017. *Rockbolting Principles and applications*. s.l.:Butterworth-Heinemann Elsevier Inc.
- Lov om planlegging og byggesaksbehandling, 2008. *LOV-2008-06-27-71 Tilgjengelig fra; https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71*, s.l.: Kommunal- og moderniseringsdepartementet.
- Margreth, S., 2015. *Basics for the design of snow drift measures*. Davos: WSL-Institut für Schnee- und Lawinenforschung SLF.
- NGI, 1992. *904025-2. Vurdering av snøskredfare og tiltak for å hindre ulykker ved veg 226-230*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt.
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A., 2000. *Engineering geology and rock engineering*. s.l.:Norsk Bergmekanikkgruppe.
- Norsk Betongforening, 2016. *Publikasjon nr 14. Spennarmeringsarbeider*, s.l.: Norsk Betongforening.

- Norsk Geoteknisk Forening, 2019. *Peleveiledningen 2019*, s.l.: Den Norske Pelekomité.
- Norsk Geotekniske Forening, 2019. *Byggegruppveiledningen*. s.l.:Norsk Geotekniske Forening.
- NS 3576-3:2012, 2012. *Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 10025-1:2004 , 2005. *Varmvalsede produkter av konstruksjonsstål - Del 1: Generelle tekniske leveringsbetingelser*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 10080:2005, 2005. *Armeringsstål - Sveisbar armering - Del 1: Generelle krav*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 10210-1:2006, 2006. *Armformede hulprofiler av ulegerte og finkornbehandlede konstruksjonsstål - Del 1: Tekniske leveringsbetingelser*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 10219-1:2006 , 2006. *Kaldformede sveiste hulprofiler av ulegerte og finkornbehandlede konstruksjonsstål - Del 1: Tekniske leveringsbetingelser*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 12385-4:2002+A1:2008, 2008. *Ståltau - Sikkerhet - Del 4: Ståltau for generell bruk*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 14199:2015, 2015. *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Mikropeler*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1504-6:2006, 2006. *Produkter og systemer for beskyttelse og reparasjon av betongkonstruksjoner - Definisjoner, krav, kvalitetskontroll og evaluering av samsvar - Del 6: Forankring av armeringsstang*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1537:2013, 2013. *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider-Ankre*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, 2021. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1993-5:2007+NA:2010, 2010. *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 5: Peler og spunt*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, 2020. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering-Del 1: Allmenne regler*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1997-2:2007+NA2008, 2008. *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, 2014. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014, 2014. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttestruksjoner og geotekniske forhold*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN 206:2013+A1+NA, 2020. *Betong Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*, s.l.: Standard Norge.

- NS-EN 447:2007, 2008. *Injeksjonsmasse til kabelkanaler for spennarmering - Grunnleggende krav*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 12944:2017, 2017. *Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 14688-1:2018, 2018. *Geotekniske felt og laboratorieundersøkelser. Identifisering og klassifisering av jord. Del 1: Identifisering og beskrivelse*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 14688-2:2018, 2018. *Geotekniske felt og laboratorieundersøkelser. Identifisering og klassifisering av jord. Del 2: Klassifiseringsprinsipper*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 14689, 2017. *Geotechnical investigation and testing- Identification, description and classification of rock*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 22282-3:2012, 2012. *Geoteknisk felt- og laboratorieundersøkelser Hydraulisk prøving Del 3: Vanntapsmåling i berg*, s.l.: Standard Norge.
- NS-EN ISO 22477-1:2018, 2019. *Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Prøving av geotekniske konstruksjoner - Del 1: Prøving av peler: statisk trykkbelastning (ISO 22477-1:2018, korrigert versjon 2019-03)*, s.l.: Standard Norge.
- NTNU, 2016. *Kompendium TKT4124 Mekanikk 3 Plastisk momentkapasitet og flyteledd*. s.l.: NTNU.
- NVE, 2005. *Retningslinjer for betongdammer til § 4.8 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg. 2 utgave*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- NVE, 2019. *Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter. Tillegg til retningslinjer for betongdammer, utgave 2 (2005)*, s.l.: Norges vassdrags- og energidirektorat.
- SIA national, 2013. *SN 505267 SIA 267 Geotechnical Design*, s.l.: Swiss Society of Engineers and Architects SIA.
- Statens vegvesen, 2004. *Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg. Intern rapport nr. 2374, foreløpig utgave*, s.l.: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen, 2014. *Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, s.l.: s.n.
- Statens vegvesen, 2014. *Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, s.l.: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen, 2017. *Rapport 580 Tidligfasthet for boltemørtel ved ulike herdetemperaturer*, s.l.: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2018. *Håndbok R761 Prosesskode 1 Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter*, s.l.: Statens vegvesen.
- Statens vegvesen, 2018. *Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*, s.l.: Vegdirektoratet.
- Valstad, T., Lande, E., Morgan, E. & Sivertsen, J., 2016. *Anchorage of power line tower foundation on rock; Classification of rock and design rules*. Vancouver, GEOVANCOUVER.
- Wyllie, D. & Mah, C. W., 2004. *Rock slope engineering - civil and mining 4 th edition*. s.l.: Taylor & Francis.

Dokumentinformasjon/Document information		
Dokumenttittel/Document title Støttemodul forankringer		Dokumentnr./Document no. 20210114-01-R
Dokumenttype/Type of document Rapport / Report	Oppdragsgiver/Client NVE- Seksjon for skredkunnskap og -formidling	Dato/Date 2021-12-16
Rettigheter til dokumentet iht kontrakt/ Proprietary rights to the document according to contract NGI		Rev.nr.&dato/Rev.no.&date 0 /
Distribusjon/Distribution BEGRENSET: Distribueres til oppdragsgiver og er tilgjengelig for NGIs ansatte / LIMITED: Distributed to client and available for NGI employees		
Emneord/Keywords forankring, steinsprang, snøskred, steinspranggerde, støtteforbygning, snøsamleskjerm		

Stedfesting/Geographical information	
Land, fylke/Country Norge, Oslo	Havområde/Offshore area
Kommune/Municipality Oslo	Felt navn/Field name
Sted/Location Ullevål	Sted/Location
Kartblad/Map 034N	Felt, blokknr./Field, Block No.
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone: 33 Øst: 261616 Nord: 6653379	Koordinater/Coordinates Projeksjon, datum: Øst: Nord:

Dokumentkontroll/Document control Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001					
Rev/Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision	Egenkontroll av/ Self review by:	Sidemanns- kontroll av/ Colleague review by:	Uavhengig kontroll av/ Independent review by:	Tverrfaglig kontroll av/ Inter- disciplinary review by:
	Utkast originaldokument til kommentarer fra NVE	2021-04-15 Tore Valstad Einar John Lande Henrik Langeland	2021-02-23 Vidar Kveldsvik Peter Gauer 2021-03-22 Einar John Lande 2021-04-15 Tore Valstad		
0	Originaldokument	2021-12-02 Einar John Lande	2021-12-06 Vidar Kveldsvik		

Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release	Dato/Date 16. desember 2021	Prosjektleder/Project Manager Arnstein Aarset
--	---------------------------------------	---

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen ingeniørrelaterte geofag. Vi tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg, og hvordan jord og berg kan benyttes som byggegrunn og byggemateriale.

Vi arbeider i følgende markeder: Offshore energi – Bygg, anlegg og samferdsel – Naturfare – Miljøteknologi.

NGI er en privat næringsdrivende stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskaper i Houston, Texas, USA og i Perth, Western Australia.

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting within the geosciences. NGI develops optimum solutions for society and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the following sectors: Offshore energy – Building, Construction and Transportation – Natural Hazards – Environmental Engineering.

NGI is a private foundation with office and laboratories in Oslo, a branch office in Trondheim and daughter companies in Houston, Texas, USA and in Perth, Western Australia

www.ngi.no

