

RIISER BRU

ASPLAN VIAK AS



GEOTEKNISK VURDERINGSRAPPORT

Februar 2024

GEOTEKNISK VURDERINGSRAPPORT

Prosjektnummer: 23129	Rapportnummer: RIG-RAP-02	Dato: 29.09.2025
Oppdragsgiver: Asplan Viak AS	Kontaktperson/til: Øystein Seljegard	Kopi: -
Prosjekt: Riiser Bru		
Sammendrag: Terraplan AS er engasjert av Asplan Viak AS for å utføre geotekniske grunnundersøkelser og vurderinger i forbindelse med oppgradering av deler av Ryggeveien i Indre Østfold kommune som følge av flomproblematikk. foreliggende rapport presenterer prosjekteringsforutsetninger og geotekniske vurderinger for etablering av ny Riiser bru med tilhørende oppgradering av tilstøtende vegareal. Grunnforholdene består av et topplag av tørrskorpeleire med underliggende lag av bløt til middels fast leire med jevnt økende bormotstand mot dybden ned til avsluttede borer. Det er boret inntil 47 m uten å treffe på berg. Basert på grunnforhold, topografi og aktsomhet for marine avsetninger vurderes sikkerhet mot områdeskred som ivaretatt og oppfylt i henhold til kravene i plan- og bygningsloven § 28-1, § 29-5 og byggeteknisk forskrift kap. 7. Prosjektet vurderes å havne i geoteknisk kategori 2, konsekvens- /pålitelighetsklasse CC/RC =2, prosjekterings- og utførelseskontroll PKK2/UKK2 og tiltaksklasse 2 iht. Plan og bygningsloven. Tiltaket er vurdert til tiltakskategori K3. Tiltaket er utredet for områdeskred, og utredende foretak kan med sikkerhet vurdere at tiltaket ikke er utsatt for områdeskredfare. Uavhengig kvalitetssikring av områdestabilitet kreves ikke for dette tiltaket. Vurdering av lokalstabilitet viser at det er behov for geotekniske tiltak i form av masseutskiftning med lette masser av glasopor og plastring/erosjonssikring av bekkeskråning/bunn. Ny bru anbefales fundamentert på friksjonspeler av betong av type P270. Det er beregnet en nødvendig pelelengde på 35 m for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. For å dokumentere faktisk oppnådd bæreevne skal det utføres PDA-målinger etter tilstrekkelig tid med rekonsolidering. Nye vegarealer kan bygges opp etter Tabell 3.3.3-1 i håndbok N200 med utgangspunkt i telefarlighetsklasse T4 og bæreevneklasse 6. Øvrige detaljer fremkommer av rapporten.		
1.0	Oppdatert tekst og figur for områdestabilitetsutredning	29.09.2025 BA HT RR
0.0	Første utgave til tverrfaglig gjennomgang	15.02.2024 KC RR RR
Rev.:	Beskrivelse:	Dato: Utarb. av: Kontr. av: Godkj. av

INNHOOLD

1	INNLEDNING.....	6
1.1	GENERELT	6
1.2	FORMÅL	6
1.3	GRUNNLAGSMATERIALE.....	6
1.4	TILTAKET	7
2	TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD.....	7
2.1	GENERELT	7
2.2	TOPOGRAFI	7
2.3	GRUNNFORHOLD.....	8
2.4	GRUNNVANNSTAND.....	9
2.5	FORURENSINGSSITUASJON	9
3	PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER.....	9
3.1	REGELVERK	9
3.2	TEK 17 § 7, SIKKERHET MOT NATURPÅKJENNINGER.....	9
3.2.1	FLOM	10
3.2.2	SIKKERHET MOT KVIKKLEIRESKRED	10
3.3	TEK 17 § 10, KONSTRUKSJONSSIKKERHET	11
3.4	GEOTEKNISK KATEGORI	11
3.5	KONSEKVENNS-/PÅLITELIGHETSKLASSE (CC/RC).....	11
3.6	KVALITETSSYSTEM	11
3.7	PROSJEKTERINGS- OG UTFØRELSESKONTROLL	11
3.8	TILTAKSKLASSE IHT. PLAN OG BYGNINGSLOVEN	12
3.9	NABOFORHOLD	12
3.10	KABLER OG LEDNINGER.....	12
3.11	KRAV TIL SIKKERHET	12
3.11.1	NS-EN 1997-1 OG NS-EN 1990.....	12
3.11.2	STATENS VEGVESEN	12
3.12	LASTER	13
3.12.1	PERMANENTE LASTER	13
3.12.2	VARIABLE LASTER	13
3.13	SETNINGSTOLERANSER	14
3.13.1	VEG.....	14
3.13.2	KONSTRUKSJON	15
3.14	VINTERARBEID	15
4	PARAMETERVURDERINGER	15
4.1	METODE FOR TOLKNING AV GEOTEKNISKE PARAMETERE	15
4.1.1	TOLKNING AV TRYKKSONDERING, CPTU	15

4.1.2	RUTINEUNDERSØKELSER	15
4.1.3	ØDOMETERFORSØK	15
4.2	LAGDELING OG KARAKTERISTISKE JORDPARAMETERE	16
4.2.1	TØRRSKORPELEIRE	16
4.2.2	LEIRE	16
5	GEOTEKNISKE VURDERINGER	18
5.1	GENERELT	18
5.2	OMRÅDESTABILITETSVURDERING - NVE 1/2019	18
5.3	LOKALSTABILITET	20
5.3.1	KRITISK SNITT	20
5.3.2	RESULTATER	21
5.4	FUNDAMENTERING AV BRU	23
5.4.1	GENERELT	23
5.4.2	BÆREEVNE OG PELELENGDER	23
5.4.3	PELEAVSTAND	23
5.4.4	KRAV TIL PELER OG MATERIALER	24
5.4.5	PELESPISS	24
5.4.6	OVERFLATEBELEGG	24
5.4.7	SKJØTING	24
5.4.8	RAMMEUTSTYR	24
5.4.9	PELEPROTOKOLL	25
5.4.10	UTSETTING, INNMÅLING OG TOLERANSE	25
5.4.11	RAMMING AV PELER	25
5.4.12	NIVELLERING	25
5.4.13	GJENVUNNE PELER	25
5.4.14	VRAPPELER	25
5.4.15	KAPPING AV PELER OG GODKJENNING	25
5.5	OPPBYGGING AV VEG	26
5.6	SETNINGER	26
5.7	ANLEGGSGJENNOMFØRING	26
5.7.1	FASE 1	27
5.7.2	FASE 2	27
5.7.3	FASE 3	28
6	REFERANSER	28

VEDLEGG

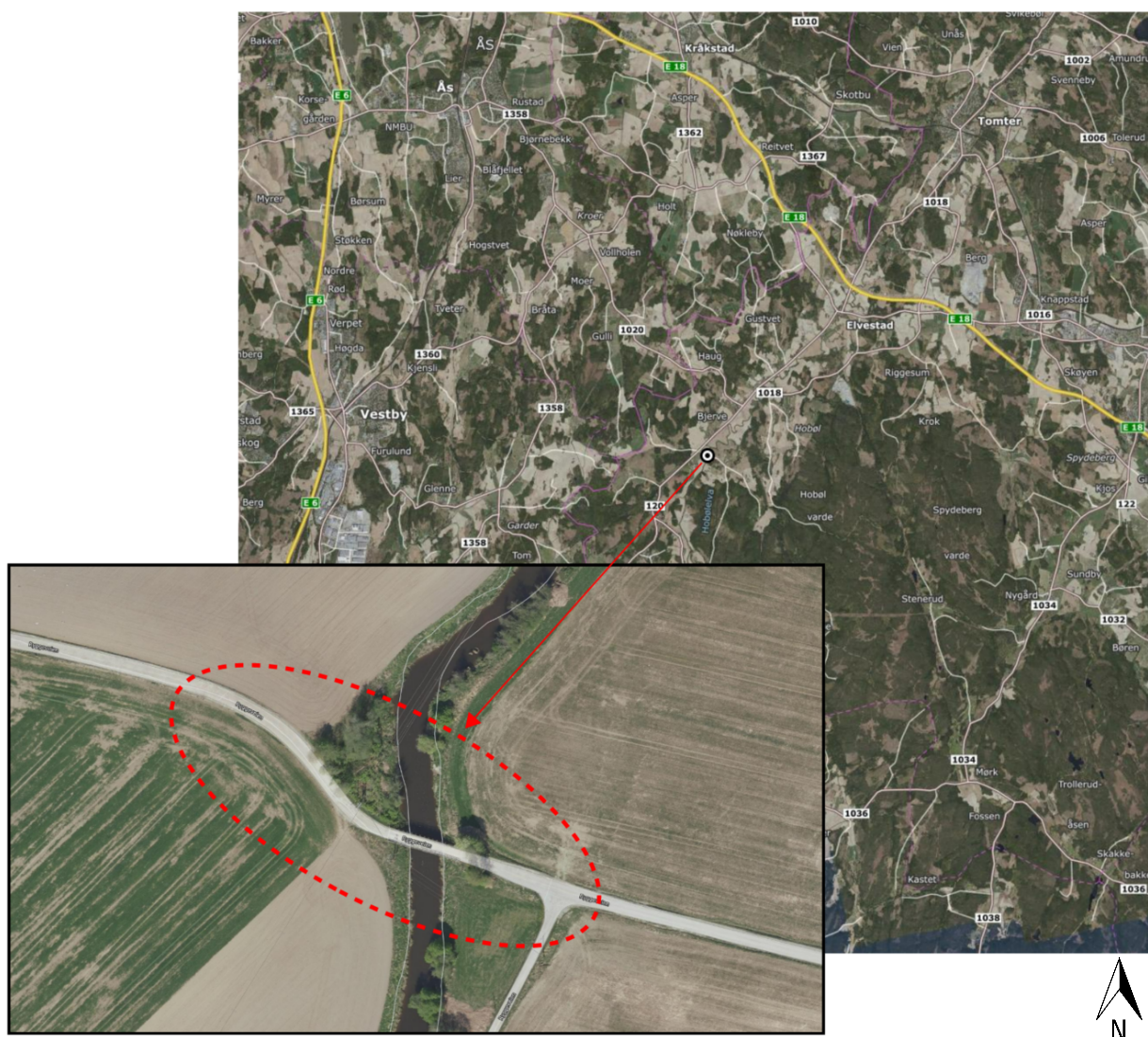
- Vedlegg 1 Tolkning av friksjonsvinkel fra utført CPTu
- Vedlegg 2 Tolkning av aktivt skjærfasthetsprofil fra utført CPTu
- Vedlegg 3 Tolkning av utførte CRS-forsøk
- Vedlegg 4 Tolkning av M-modul basert på utført trykksondering
- Vedlegg 5 Beregning av dimensjonerende bæreevne av betongpel
- Vedlegg 6 Beregning av dynamisk kapasitet av betongpel

1 INNLEDNING

1.1 Generelt

Terraplan AS er engasjert av Asplan Viak AS for å utføre geotekniske grunnundersøkelser og vurderinger i forbindelse med oppgradering av deler av Ryggeveien i Indre Østfold kommune som følge av flomproblematikk. Formålet med oppgraderingen er å dimensjonere mot flom og er begrenset til oppføring av ny bru med tilhørende adkomstveier like nord for eksisterende konstruksjon.

Planområdet ligger sør for Elvestad, like øst for Elvestadveien (Fv 120) og langs Ryggeveien over Hobølelva – se rød markering på Figur 1 for omtrentlig avgrensning.



Figur 1: Oversiktskart hvor omtrentlig markering av planområdet er vist med rød sirkel [1].

1.2 Formål

Formålet med foreliggende rapport er å presentere prosjekteringsforutsetninger og geotekniske vurderinger for etablering av ny Riiser bru med tilhørende oppgradering av tilstøtende vegareal.

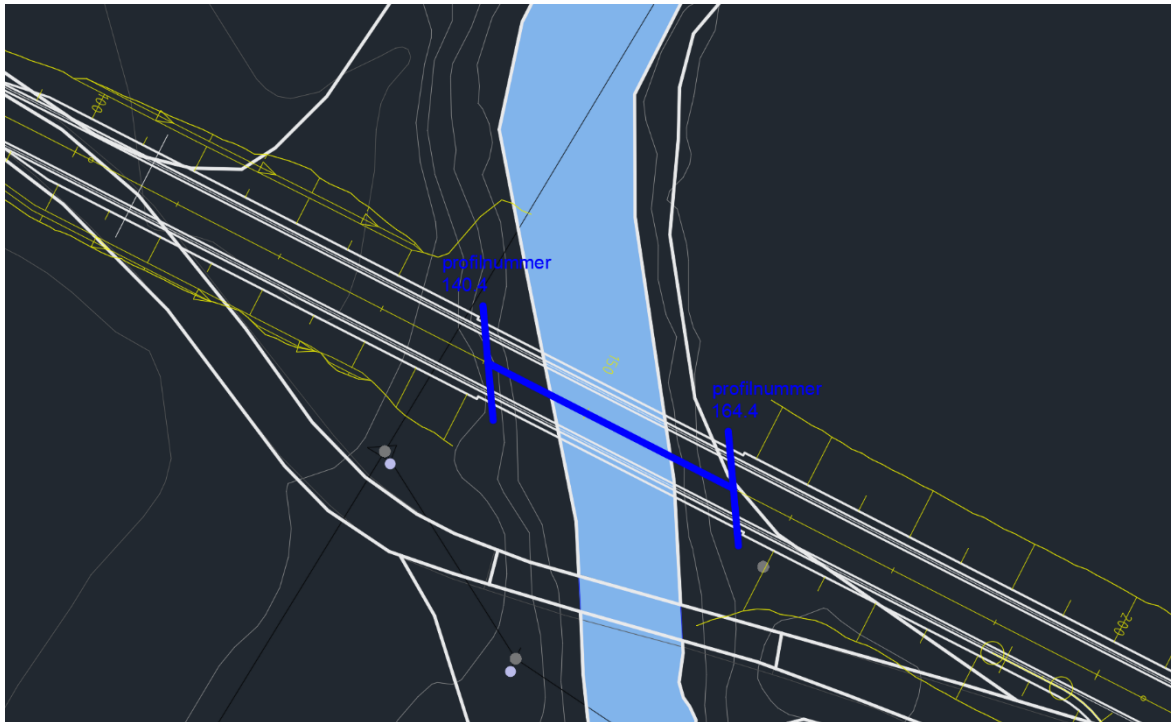
1.3 Grunnlagsmateriale

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet i videre vurderinger:

- Terraplan AS, 23129-RIG-RAP-01 Geoteknisk datarapport. Datert 20.10.2023.
- H&BB AS, tegning nr: K101-103. Datert: 15.03.2021 og 06.07.2022.
- Notat – Prisestimat Riser bru, Prosjektnummer: 21017 (datert: 26.08.2021).
- Statens vegvesen AS, Grunnundersøkelser for Riser Bygdevegbru, Hobøl herred. Datert 15.09.1956.
- Asplan Viak AS, Vegtegnning og lengdesnitt mottatt per e-post 14.02.2024.
- Asplan Viak AS, brutegning K001 mottatt per e-post 12.02.2024.

1.4 Tiltaket

Figur 2 viser hvor omtrentlig ny bruplassering og eksisterende bru i sør.



Figur 2: Figur mottatt fra Asplan Viak 06.02.2024 per e-post hvor ny og eksisterende bru fremgår.

I henhold til mottatte tverrprofiler og lengdesnitt fra veg- og bruingeniør innebærer tiltaket heving av eksisterende terreng inntil ca. 2 m og 3 m på henholdsvis vest- og østsiden av Hobøelva.

Ny bru er tenkt fundamentert på friksjonspeler av rammede betongpeler.

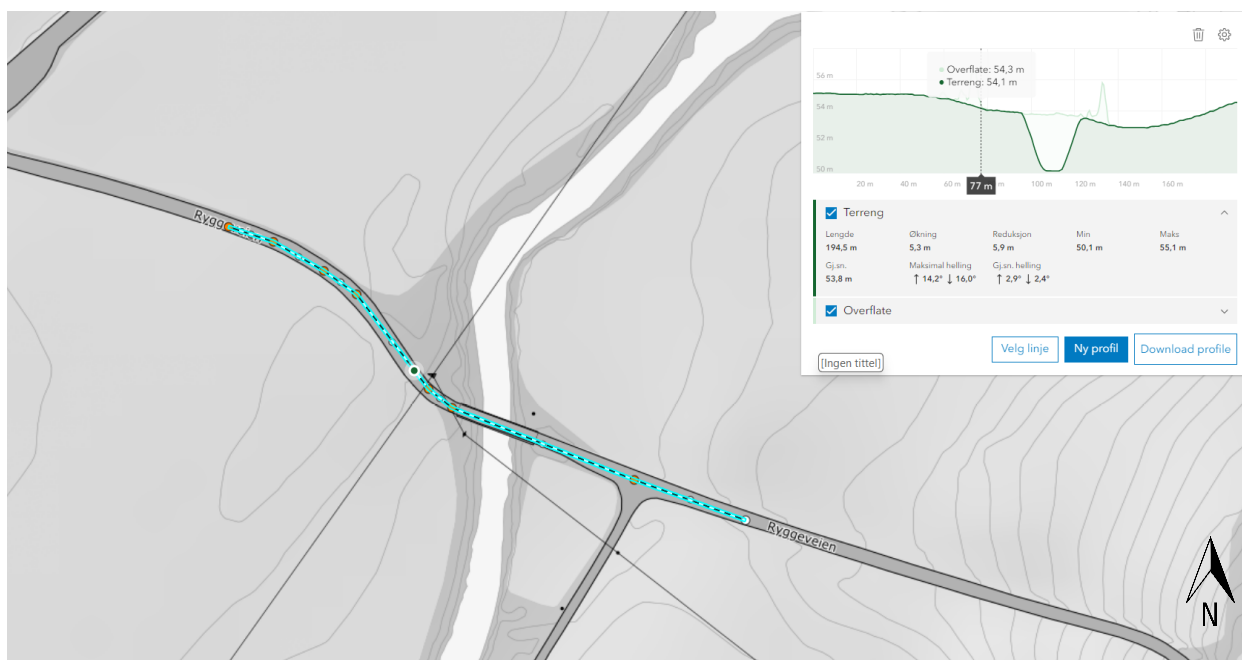
2 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

2.1 Generelt

Topografi og grunnforhold gjennomgås i det følgende. Det henvises generelt til utarbeidet datarapport [2] for mer informasjon.

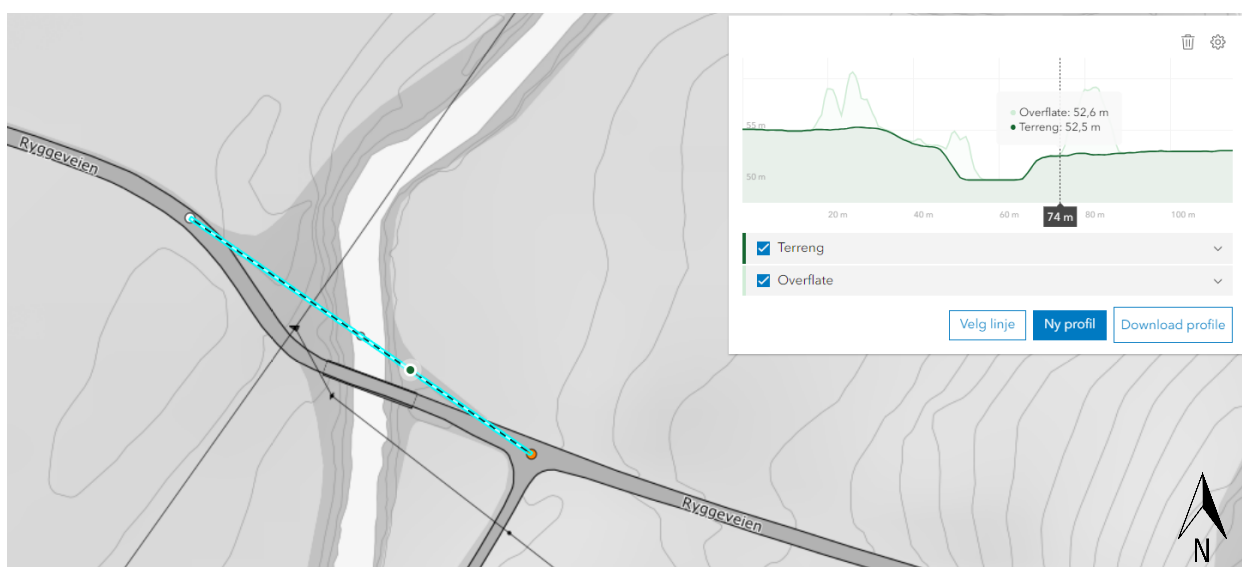
2.2 Topografi

Basert på informasjon fra hoydedata.no [3] faller terrenget i vest slakt fra ca. kote + 55 til ca. kote + 54 langs eksisterende veg og mot eksisterende bru. Øst for bekken stiger terrenget slakt fra ca. kote + 53,5 og videre østover. Det vises til Figur 3 for lengdesnitt gjennom eksisterende veg.



Figur 3: Lengdesnitt fra høydedata.no [3] gjennom eksisterende veg.

Figur 4 viser et lengdesnitt omtrentlig hvor ny bru og veg er tenkt etablert.



Figur 4: Lengdesnitt fra høydedata.no [3] omtrentlig hvor ny bru og veg er tenkt etablert.

2.3 Grunnforhold

Basert på utførte grunnundersøkelser består grunnforholdene av et topplag av tørrskorpeleire med mektighet varierende mellom 2-4 m. Derunder er det påtruffet bløt til middels fast leire med jevnt økende bormotstand mot dybden ned til avsluttede boringer, inntil ca. 47 m under terreng. Samtlige boringer ble avsluttet i løsmasser uten å treffe på berg – se Figur 5 for utsnitt av geoteknisk borplan 23129-RIG-TEG-001 [2].



Figur 5: Utsnitt av geoteknisk borplan, tegning 23129-RIG-TEG-001 [2].

2.4 Grunnvannstand

Det ble ikke installert poretrykksmålere i planområdet, men grunnvannsspeilet ble peilet av borfører til å være ca. 2,4 m under terreng ved borhull 2. Det presiseres at grunnvannsspeilet vil variere med årstider og sesonger.

2.5 Forurensingssituasjon

Foreliggende rapport omhandler ingen forhold knyttet til miljøteknisk rådgivning.

3 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

3.1 Regelverk

Gjeldende regelverk legges til grunn for vurderingene, og for geoteknisk prosjektering gjelder dermed:

- NS-EN 1990-1:2002 + NA:2016 (Eurokode 0)
- NS-EN 1997-1:2004 + NA:2020 (Eurokode 7)
- NS-EN 1998-1:2004 + NA:2021 (Eurokode 8)
- Vegnormal N200

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende veiledninger og håndbøker benyttet:

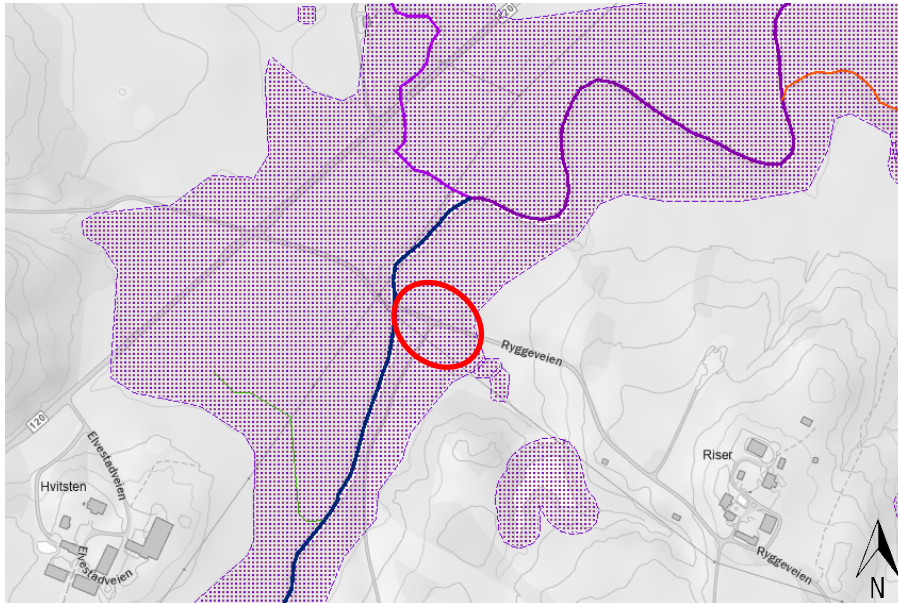
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N400, Bruprosjektering
- NVE, Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging

3.2 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK 17 § 7 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred).

3.2.1 Flom

Som nevnt innledningsvis så er formålet å etablere ny bru med tilhørende vegareal som er dimensjonert mot flom. Dette underbygges av NVEs temakart [4] – se rød markering på Figur 6.

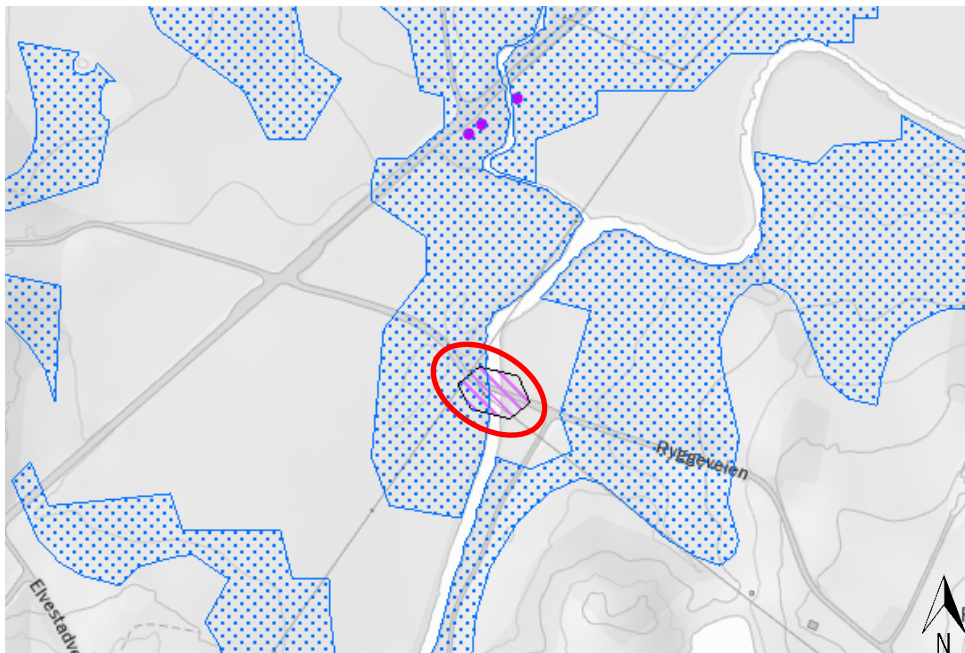


Figur 6: Utsnitt fra NVEs temakart [4] med aksomhetsområde for flom. Planområdet er markert med rød sirkel.

Det forutsettes at dimensjonering mot flom ivaretas av sakkyndige.

3.2.2 Sikkerhet mot kvikkleireskred

Kvikkleirkart fra NVE Atlas [4] viser at tiltaksområdet ligger under marin grense og innenfor et registrerte kvikkleirepunkter i regi av SVV – se Figur 7. Vurderinger av områdestabilitet er omtalt i detalj i kap. 5.2.



Figur 7: Utsnitt fra NVEs temakart [4] med tidligere registrerte kvikkleirefaresoner. Planområdet er markert med rød sirkel.

3.3 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10.1 vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder).

Da det legges til grunn en prosjektering basert på Eurokodene (NS-EN) som angitt i punkt 3.1 vil TEK 17 § 10 være ivaretatt.

3.4 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004 + NA:2020 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 «Krav til prosjektering».

Prosjektet innebærer fundamentering av ny bru på friksjonspeler av rammede betongpeler. Tiløpsfyllinger mot nye landkar forventes utført med en kombinasjon av tunge og lette masser.

Med dette som grunnlag velges følgende overordnet krav til prosjektering:

- Geoteknisk kategori 2.

3.5 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1997-1:2004 + NA:2020 definerer konstruksjons plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA. A1 (901).

Prosjektet innebærer etablering av ny bru med tilhørende adkomstveger i tilknytning til Fv 120, som har en ÅDT på 4965. Aktuell bru forventes derfor å ha vesentlig lavere trafikkmengde enn dette. Basert på dette er det valgt følgende konsekvens-/pålitelighetsklasse:

- Konsekvens-/pålitelighetsklasse, CC/RC = 2

3.6 Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002 + NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig. Terraplan AS har et kvalitetssystem som tilfredsstiller kravene i byggesaksforskriften, og kravet er derfor ivaretatt.

3.7 Prosjekterings- og utførelseskontroll

NS-EN 1990:2002 + NA:2016 gir videre føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekterings- og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan forutsettes en prosjekteringskontrollklasse PKK2/UKK2 for grunn- og fundamenteringsarbeidene.

For prosjektering gjelder dermed at det utføres egenkontroll (DSL 1), intern systematisk kontroll (DSL 2) og i tillegg utvidet kontroll (DSL 3). Utvidet kontroll i PKK2 kan begrenses til at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført.

For utførelsen gjelder at det skal utføres egenkontroll (IL 1), intern systematisk kontroll (IL 2) og i tillegg utvidet kontroll (IL 3). Utvidet kontroll i UKK2 kan begrenses til at egenkontroll og intern systematisk kontroll er utført og dokumentert.

3.8 Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven

Prosjektet vurderes å falle inn under tiltaksklasse 2 for geotekniske arbeider da dette er i overensstemmelse med beskrivelsen i SAK10:

Tiltaksklasse 2 omfatter oppgaver av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, der mangler eller feil kan føre til middels store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet eller tiltak av middels kompleksitet og vanskelighetsgrad der mangler eller feil kan føre til små eller middels store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.

Dette er også i overensstemmelse med at planlagt tiltak plasseres i pålitelighetsklasse 2 iht. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

3.9 Naboforhold

Planlagte grunnarbeider forventes ikke å kunne påvirke nabobebyggelse negativt siden det er planlagt like nord for eksisterende veg og nærmeste bebyggelse er mer enn 300 m unna. Det må dog påregnes begrensede kjøremuligheter under utførelse.

3.10 Kabler og ledninger

Kabler og ledningskart er ikke innhentet i forbindelse med denne rapporten. Påvisning, flytting eller midlertidig omlegging av kabler og ledninger må planlegges og utføres av entreprenør før oppstart av grunnarbeider.

3.11 Krav til sikkerhet

3.11.1 NS-EN 1997-1 og NS-EN 1990

NS-EN 1997-1 + NA:2020 krever følgende partialfaktorer for jordparametere:

Jordparameter	Symbol	Verdi ^b
Friksjonsvinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,4
Tyngdetetthet	γ_t	1,0
^a Denne faktoren gjelder for $\tan \phi'$ ^b Der det er mer ugunstig skal karakteristisk fasthet av jord multipliseres med materialfaktoren		

Dette medfører et krav til sikkerhet på $F = 1,25 / 1,40$ for henholdsvis drenert- og udrenert analyse (effektiv- og totalspenningsbasis).

3.11.2 Statens vegvesen

Krav til sikkerhet iht. N200 er gitt i Figur 8 for henholdsvis drenert- og udrenert analyse (effektiv- og totalspenningsbasis). Basert på utførte grunnundersøkelser så velges en nøytral bruddmekanisme.

Tabell 1.4.2—1 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,\phi}$ og $\gamma_{M,c}$ ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Åpne tabell i eget vindu

Tabell 1.4.2—2 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,cu}$ ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 ^a	1,4 ^a	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 ^a	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

^a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M,cu} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 8: Krav til sikkerhet fra håndbok N200.

3.12 Laster

Generelt kan laster i geoteknisk prosjektering inndeles i permanente, variable og ulykkes-/seismiske laster. Aktuelle laster for ovennevnte prosjekt gjennomgås i det følgende.

3.12.1 Permanente laster

3.12.1.1 Tyngdetetthet og jordtrykk

For naturlige og rådende masser skal dimensjonerende tyngdetetthet bestemmes på opptatte prøver fra det aktuelle området. Dersom det ikke foreligger prøver, skal det benyttes erfaringstatt for tyngdetetthet fra Håndbok V220 [5].

Det skal benyttes en partialfaktor på $\gamma_{jord} = 1,0$.

3.12.1.2 Vanntrykk, poretrykk

Ved behov for data om poretrykket skal det, der poretrykket er målt, benyttes måleresultater. Ellers skal det antas et konservativt grunnvannsspeil med en hydrostatisk fordeling i dybden.

Det skal benyttes en partialfaktor på $\gamma_{poretrykk} = 1,0$.

3.12.2 Variable laster

Der det er ugunstig benyttes terreng- og trafikklast på henholdsvis 5 kN/m² og 15 kN/m² for beregning av lokalstabilitet.

Det skal benyttes en lastfaktor på $\gamma_Q = 1,3$.

3.13 Setningstoleranser

3.13.1 Veg

3.13.1.1 Tillatt totalsetning

Kravet til totalsetning ved et enkelt profil skal ikke overstige 45 cm – se Figur 9 for utsnitt fra håndbok N200.

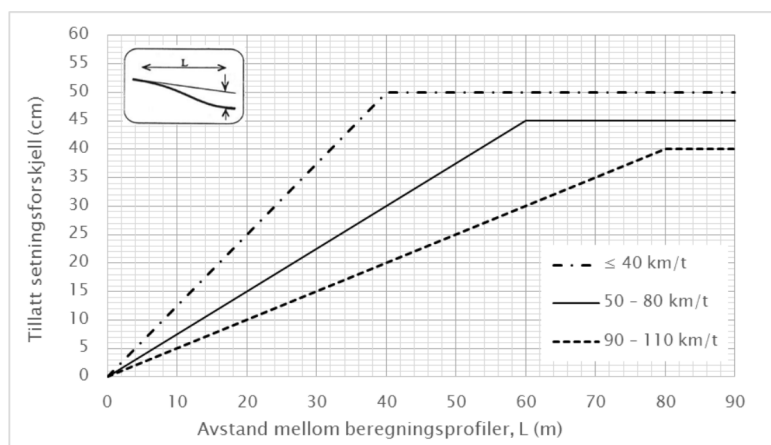
Tabell 1.5.1—1 — Tillatt totalsetning ved ulike fartsgrenser

Dimensjonerende fartsgrense [km/t]	Tillatt totalsetning [cm]
≤ 40	50
50 – 80	45
90 – 110	40

Figur 9: Krav til tillatt totalsetning fra håndbok N200.

3.13.1.2 Tillatt setningsforskjell på langs

Tillatt setningsforskjell på langs over en avstand på 60 m er maksimalt 45 cm – se Figur 10 for utsnitt av Figur 1.5.2-1 fra håndbok N200.



Figur 10: Krav til maksimalt tillatt setningsforskjell på langs fra håndbok N200 (Figur 1.5.2-1).

3.13.1.3 Tillatt setningsforskjell på tvers

Tillatt setningsforskjell på tvers skal ikke overstige 1,1 prosentpoeng – se Figur 11 for utsnitt fra håndbok N200.

Tabell 1.5.3—1 — Tillatt tverrfallsavvik ved ulike fartsgrenser

Dimensjonerende fartsgrense [km/t]	Tillatt tverrfallsavvik [prosentpoeng]
≤ 40	1,2
50 – 80	1,1
90 – 110	1,0

Figur 11: Krav til tillatt tverrfallsavvik fra håndbok N200.

3.13.2 Konstruksjon

For brukonstruksjonen forutsettes det at sakkyndig dimensjonerer denne etter gjeldende regelverk og toleransekrav.

3.14 Vinterarbeid

Ved eventuelt vinterarbeid skal det sørges for at det ikke blir frost i grunnen og teletrykk bak støttekonstruksjoner, i graveskråninger og ved traubunn. Nødvendige tiltak, fortrinnsvis isolering skal være på plass før det er risiko for frost i grunnen.

Underlaget for alle fundamenter må være snø- og isfritt, og det må benyttes fyllmasser som ikke er frosset eller inneholder snø eller is.

4 PARAMETERVURDERINGER

4.1 Metode for tolkning av geotekniske parametere

I planområdet er det i nyere tid utført totalsonderinger, trykksondering og gjort opptak av pose- og sylinderprøver. Geoteknisk laboratorium hos Geostrøm AS har utført rutineanalyser på samtlige prøver og i tillegg har det, på utvalgte intakte 54 mm prøver, blitt utført ødometerforsøk.

Avsnittet i det følgende presenterer metoder anvendt til å tolke de ulike felt- og laboratorieundersøkelsene for bestemmelse av karakteristiske parametere benyttet i videre geotekniske vurderinger.

4.1.1 Tolkning av trykksondering, CPTu

Udrenert aktiv skjærfasthet, basert på CPTu-forsøkene, er bestemt ved å benytte Statens vegvesens sitt tolkningsark versjon 2021.01. Tolkingsarket er implementert i Excel som presenterer en tilnærming hvor skjærfastheten er beregnet ved å korrelere q_n , q_e eller Δ_u mot bæreevnemultiplikatorer, N-faktorer:

- Lunne et al. 1990, hvor N-faktorer er korrelert mot B_q , [6].
- Karlsrud et al. 2005, hvor N-faktorer er korrelert mot OCR, B_q og I_p [7].

I tillegg presenteres følgende tolkninger:

- SGI, hvor det benyttes en N_{kt} -faktor i henhold til [8].
- Shansep, en empirisk modell i henhold til [9].

4.1.2 Rutineundersøkelser

Verdier for c_u fra rutineundersøkelser på opptatte prøver er antatt å gi verdier for direkte skjærfasthet, c_{uD} . I ovennevnte tolkningsark er de direkte verdiene omgjort til aktive verdier, c_{uA} , ved anvendelse av ADP-faktorer [10] og kapittel 4.2.2.4.

4.1.3 Ødometerforsøk

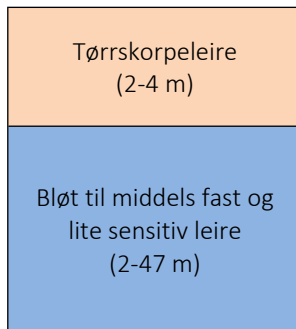
For bestemmelse av deformasjonsegenskaper er det utført 2 stk. "Constant Rate of Strain" (CRS)-forsøk.

Ødometerforsøkene er tolket i henhold til metoden angitt i ref. [11], hvor det defineres en deformasjonsmodul, M , gjeldene i det forkonsoliderte området. Modultallet, m , er gjeldende i det normalkonsoliderte området. I tillegg er forkonsolideringsspenningen, σ'_{pc} , tolket.

Bestemmelse av deformasjonsparametere er nærmere beskrevet i avsnitt 4.2.2.5.

4.2 Lagdeling og karakteristiske jordparametere

Generell laginndeling vurdert for planområdet er vist i Figur 12.



Figur 12: Generell laginndeling vurdert for planområdet.

4.2.1 Tørrskorpeleire

For topplaget vurderes de karakteristiske jordparameterne på basis av erfaringstall – se Tabell 1.

Tabell 1: Karakteristiske parametere for tørrskorpeleire.

Tyngdetetthet	$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
Friksjonsvinkel	$\varphi' = 30^\circ$
Attraksjon / kohesjon	$a = 0 \text{ kPa} / c' = 0 \text{ kPa}$
Deformasjonsmodul	$E' = 15 \cdot 10^3 \text{ kPa}$

4.2.2 Leire

Tabell 2 oppsummerer de karakteristiske parameterne for leirlaget. Hver parameter er beskrevet i det følgende.

Tabell 2: Karakteristiske parametere for leirlaget.

Tyngdetetthet	$\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$
Friksjonsvinkel	$\varphi' = 25^\circ$
Attraksjon / kohesjon	$a = 5 \text{ kPa} / c' = 2,4 \text{ kPa}$
Udrenert skjærfasthet	Se kapittel 4.2.2.3
Plastisitetsindeks	$IP = 26 \%$
Anisotropifaktorer (A/D/P)	1,0 / 0,7 / 0,4
Deformasjonsmodul	Se kapittel 4.2.2.5
Modultall	
Overkonsolideringsgrad, OCR	

4.2.2.1 Tyngdetetthet

Tyngdetettheten i opptatte prøver varierer mellom 16,6-17,5 kN/m³.

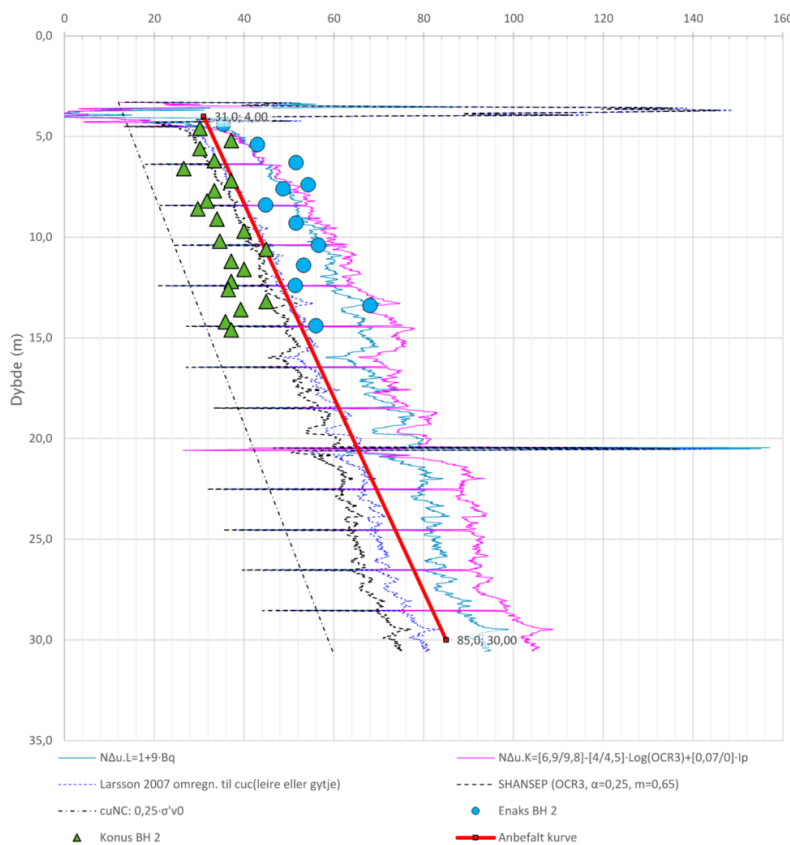
For videre vurderinger vurderes det en gjennomsnittlig verdi tilsvarende $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$.

4.2.2.2 Drenerte styrkeparametere

På bakgrunn av erfaringsverdier og tolkning fra utført CPTu vurderes friksjonsvinkel for leirlaget å være 25° med en attraksjon på 5 kPa ($c' = 2,4 \text{ kPa}$). Det vises til vedlegg 1 for tolkning av friksjonsvinkel fra utført trykksoneering.

4.2.2.3 Udrenert skjærfasthet

Udrenert skjærfasthet er basert på tolkning av de utførte laboratorie- og feltforsøkene – det vises til vedlegg 2 for tolket aktivt styrkeprofil, c_{uA} . Utsnitt av tolkningen er vist i Figur 13.



Figur 13: Utsnitt av tolket aktivt skjærprofil.

Det er valgt å basere det aktive styrkeprofil på CPTu-tolkningene basert på korrelasjon mellom Δ_u og N -faktorene. Dette begrunnes med at trykksoneering utført ved borhull 2 viser B_q -verdier høyere enn 0,5.

4.2.2.4 Plastisitetsindeks og anisotropi

Plastisitetsindeksen varierer mellom 21,6 og 28,6 %.

På bakgrunn av dette er karakteristisk verdi for plastisitet vurdert å være 26 %. Denne verdien er brukt til vurdering av anisotropifaktorer.

For vurdering av udrenert aktiv, direkte og passiv skjærstyrke benyttes anisotropifaktorer (ADP-faktorer) i henhold til anbefalinger i ref. [10].

4.2.2.5 Deformasjonsparametere

Tolkningen av CRS-forsøkene er oppsummert i og vist på vedlegg 3. Tolkningen omfatter første belastningstrykk og fastsetter M-modulen, modultallet, m, og overkonsolideringsgraden på bakgrunn av utførte CRS-forsøk. Vedlegg 4 viser en tolkning av M-modulen basert på utførte trykksonderinger.

Tabell 3: Tolkede verdier på bakgrunn av utførte CRS-forsøk. *Indikasjon på prøveforstyrrelse.

Borhull	Dybde [m]	σ_{y0} [kPa]	σ_{pc} [kPa]	σ_{pr} [kPa]	OCR [-]	M [MPa]	m [-]	$c_{v,OC}$ [m ² /år]	$c_{v,NC}$ [m ² /år]
2	4,2*	53,4	100	70	1,9	3,0	17,0	9,0	3,5
	9,2	88,4	200	123	2,3	5,0	14,8	16,6	2,0

5 GEOTEKNISKE VURDERINGER

5.1 Generelt

Stabilitetsvurderinger, fundamenteringsforhold og anleggsgjennomføring gjennomgås i det følgende.

5.2 Områdestabilitetsvurdering - NVE 1/2019

Tabell 4 gir en systematisk oversikt over punktene i NVEs veileder som skal gjennomgås og svares ut, samt kommentarer til disse.

Tabell 4 Gjennomgang av prosedyre i veileder 1/2019 med henvisning til punktene i denne.

	PUNKT I VEILEDER	BESKRIVELSE	KOMMENTAR
DEL 1: AKTSOMHETSOMRÅDER	1.	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området	Det er ikke registrert en tidligere kartlagt faresone, men innenfor et område med registrerte kvikkleirepunkter i regi av SVV
	2.	Avgrens områder med mulig marin leire	Hele tiltaksområdet ligger under marin grense iht. NVEs temakart.
	3.	Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred	Terrenget der tiltaket ligger, har generelt begrensede høydeforskjeller med kun litt over 5 m høyde i flere retninger, og terrengforholdene innebærer at områdeskred potensielt kan utløses.

DEL 2: UTREDNING AV FARESONER	4.	Bestem tiltakskategori	ÅDT er forventet vesentlig lavere enn nærliggende hovedvei som har ca. 5000. Tiltaket plasseres derfor i tiltakskategori K3.
	5.	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulige løsneområder	Eksisterende grunnundersøkelser viser enkelte lag med noe høy sensitivitet (> 15), noe som trolig forklarer den tidligere registreringen som mulig kvikkleire på kart. Det er i tillegg utført egne grunnundersøkelser i planområdet, som beskrevet under punkt 7.
	6.	Befaring	Utført av boreleder i Geogrunn ifb. med grunnundersøkelsene.
	7.	Gjennomfør grunnundersøkelser	Det er utført grunnundersøkelser i regi av Terraplan AS i det aktuelle området, i september 2023. Sonderingene viser økende boremotstand med dybden og opptatt prøver analysert i laboratorium viser at det ikke er forekomst av sensitive masser som kan inneha sprøbruddmateriale. Det er kun ett konus-forøkt på ca. 4 m dybde som klassifiseres som sprøbruddmateriale, men dette forventes å kun være bløt silt og ikke medføre områdestabilitetsutfordring. Utredningen avsluttes dermed i dette punktet.
	8.	Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder	Ikke aktuelt
	9.	Klassifiser faresoner	Ikke aktuelt
	10.	Dokumentér tilfredsstillende sikkerhet	Ikke aktuelt
	11.	Meld inn faresoner og grunnundersøkelser	Ikke aktuelt

KONKLUSJON

Utførte grunnundersøkelser påviser i et sjikt forekomst av sprøbruddsmateriale med en omrørt skjærfasthet $c_{u,r} < 1,27 \text{ kN/m}^2$ i henhold til ISO 17892-6:2017. Da resultater fra analyserte prøver ellers viser forekomst av bløt til middels fast og lite sensitiv leire, antas dette laget å være meget lokalt i dybden. I tillegg viser samtlige utførte sonderinger en jevn økning av bormotstand mot dybden, altså ikke tegn til sensitive masser/kvikkleire. Vurdering av topografi og aktsomhet for marine avsetninger tilsier at det er lite sannsynlig at planområdet kan bli påvirket av skred fra høyereliggende terreng.

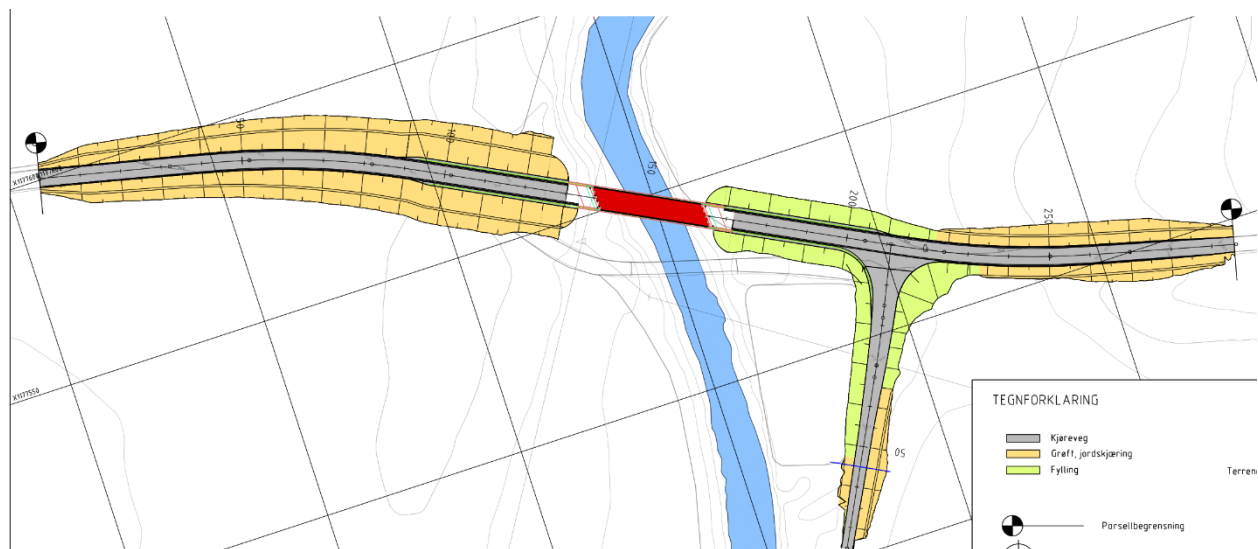
DET VURDERES DERFOR AT SIKKERHETEN MOT OMRÅDESKRED ER IVARETATT OG OPPFYLT I HENHOLD TIL KRAVENE I PLAN- OG BYGNINGSLOVEN § 28-1, § 29-5 OG BYGGETEKNISK FORSKRIFT KAP. 7.

Krav til uavhengig kvalitetssikring

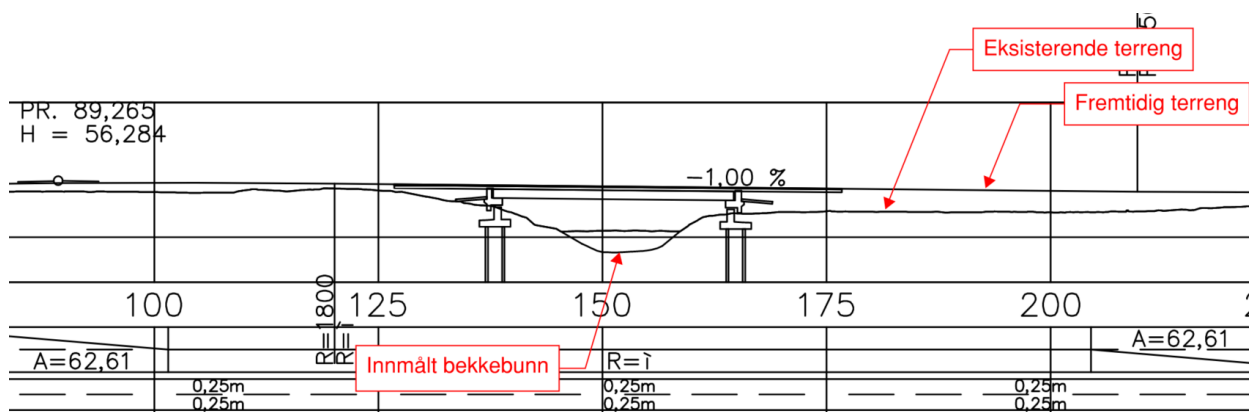
Tiltaket er utredet for områdeskred, og utredende foretak kan med sikkerhet vurdere at tiltaket ikke er utsatt for områdeskredfare. Uavhengig kvalitetssikring kreves ikke for dette tiltaket.

5.3 Lokalstabilitet**5.3.1 Kritisk snitt**

Det er utført stabilitetsvurderinger for dagens- og permanent situasjon hvor kritisk snitt er tatt gjennom senter ny veg og bru - se Figur 14 og Figur 15 for henholdsvis plassering av ny infrastruktur i forhold til eksisterende og snitt. Lengdesnittet er generert og utarbeidet av Asplan Viak AS.



Figur 14: Plantegning som viser ny veg og bru i forhold til eksisterende.

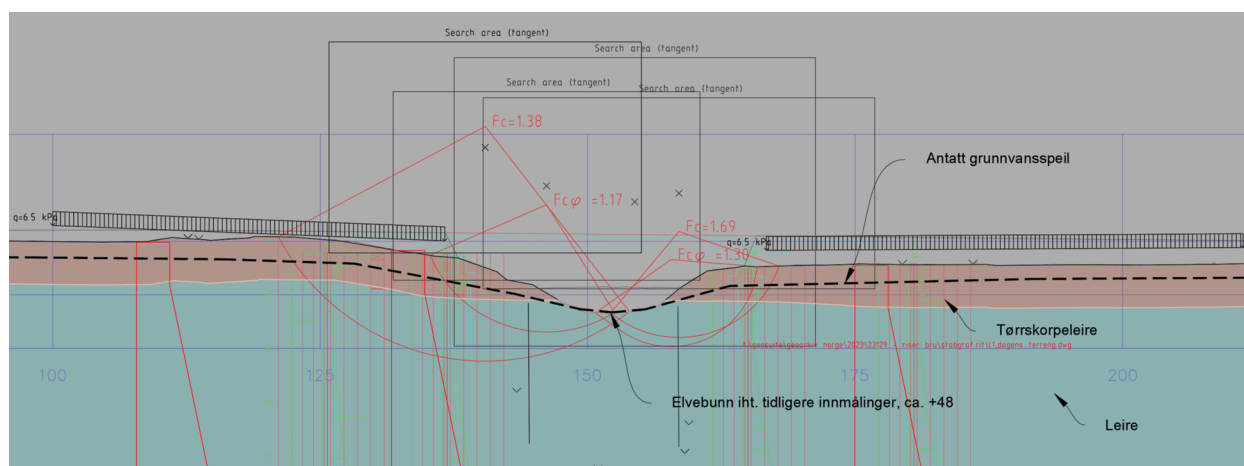


Figur 15: Lengdesnitt gjennom senter veg og bru.

5.3.2 Resultater

5.3.2.1 Dagens situasjon

Resultater stabilitet i dagens situasjon er vist i Figur 16 og oppsummert i Tabell 5. Kravet til sikkerhet for totalspenning er ok, mens sikkerheten for effektivspenning er ikke tilstrekkelig.



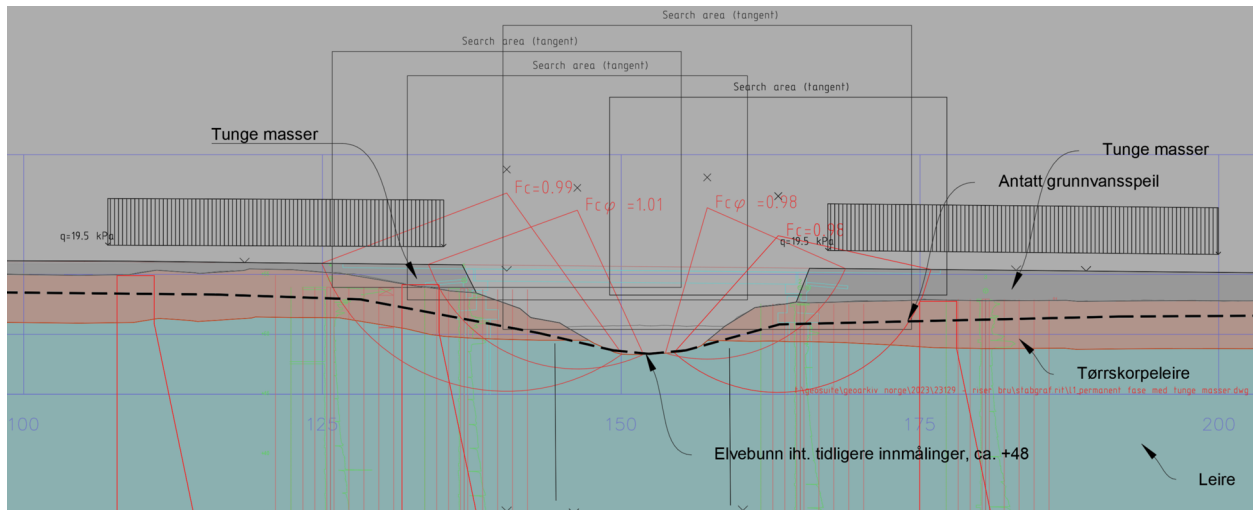
Figur 16: Stabilitet i dagens situasjon.

Tabell 5: Resultater for stabilitet i dagens situasjon.

Situasjon	Sikkerhet	Merknad
Totalspenningsbasis	$F \approx 1,4$	Ok.
Effektivspenningsbasis	$F < 1,4$	Krav til sikkerhet er <i>ikke</i> oppnådd.

5.3.2.2 Permanent situasjon med konvensjonell tilbakefylling

Resultater for permanent situasjon med oppfylling med tunge masser er vist i Figur 17 og oppsummert i Tabell 6. Slik det fremgår av resultatene så er ikke kravet til sikkert oppfylt for hverken total- eller effektivspenning.



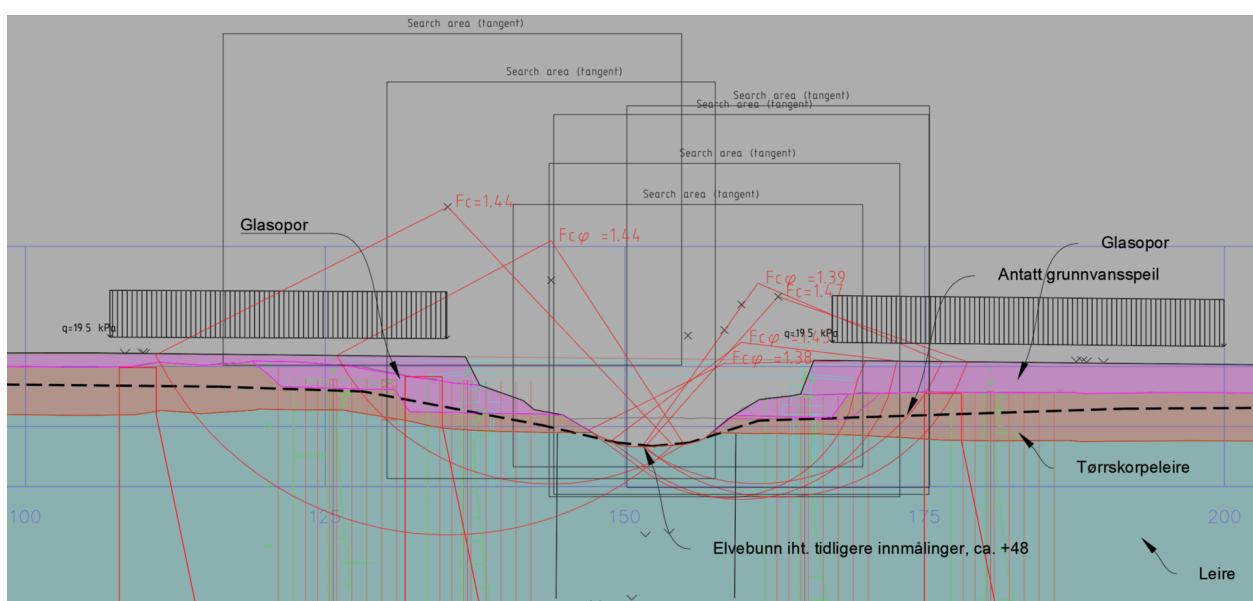
Figur 17: Stabilitet i permanent fase med tunge masser.

Tabell 6: Resultater for stabilitet i permanent fase med tunge masser.

Situasjon	Sikkerhet	Merknad
Totalspenningsbasis	$F < 1,4$	Krav til sikkerhet er ikke oppnådd.
Effektivspenningsbasis		

5.3.2.3 Permanent situasjon med tiltak

For å oppfylle kravet til sikkerhet er det nødvendig med geotekniske tiltak i form av masseutskifting med lette masser av glasopor (rosa skravur – kun beregningsmessig for å vurdere omfang) på begge sider av bekken – se Figur 18. Figur 18: Stabilitet i permanent fase med tiltak med masseutskifting med glasopor som er vist i rosa skravur uten å hensynta oppdrift. for utsnitt og Tabell 7 for oppsummering av beregningsresultatene.

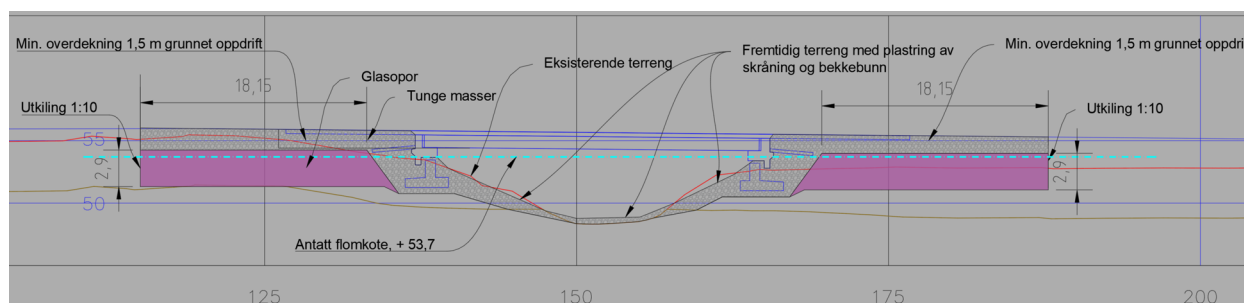


Figur 18: Stabilitet i permanent fase med tiltak med masseutskifting med glasopor som er vist i rosa skravur uten å hensynta oppdrift. Omfanget glasopor er kun beregningsmessig.

Tabell 7: Resultater for stabilitet i permanent fase med masseutskiftning med glasopor.

Situasjon	Sikkerhet	Merknad
Totalspenningsbasis	$F > 1,4$	Krav til sikkerhet er oppnådd med tilstrekkelig masseutskiftning med glasopor.
Effektivspenningsbasis		

Prinsippsnitt for fremtidig situasjon er vist i Figur 19.



Figur 19: Nødvendig omfang masseutskifting med glasopor og prinsipp for fremtidig situasjon.

Dagens elveskråninger og bekkebunn må plastres og slakes ut og det må være overdekning på minimum 1,5 m med tunge masser over kjernen av lette masser for å forhindre oppdrift, hvor det konservativt oppnås følgende beregningsmessige sikkerhet:

$$F_{\text{oppdrift}} = \frac{\text{Vekt overdekning} + \text{vekt glasopor}}{\text{Oppdrift ved uk glasopor}} = \frac{(1,5 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) + (\approx 3 \text{ m} \cdot 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})}{\approx (3 \text{ m} \cdot 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})} = 1,3 \rightarrow \text{Ok}$$

Det vises til kapittel 5.7 for mer informasjon om grave- og anleggsgjennomføring.

5.4 Fundamentering av bru

5.4.1 Generelt

Med de rådende grunnforhold anbefales det at brulandkarene fundamenteres på friksjonspeler av betong av type P270.

Pelearbeidene skal utføres i henhold til prosedyren som beskrives i det følgende og i henhold til gjeldende versjon av Peleveiledningen.

Det vises til vedlegg 5-6 for beregning av dimensjonerende bæreevne og dynamisk kapasitet.

5.4.2 Bæreevne og pelelengder

Karakteristisk bæreevne som skal oppnås ved ramming er $R_{s,cal} = 1300 \text{ kN}$. Bæreevnen er beregnet for pelelengder på 35 m hvor pelen avsluttes i løsmasser.

Det skal utføres bevegelsesmåling under ramming.

Det skal utføres dynamiske slagprøvinger (PDA-målinger) på 3 av pelene ved hvert landkar (totalt 6 stk.) etter **minimum 4 uker etter ramming**.

5.4.3 Peleavstand

Minste senteravstand mellom pelene skal være $6d$, hvor d er pelens største tverrmål.

Avstand mellom ytterpel og kant av fundament skal være minimum 500 mm.

5.4.4 Krav til peler og materialer

Det skal benyttes standard betongpeler P270-/40-M40 B55 og pelene skal være tydelig merket.

Det skal ikke benyttes peleelementer lengre enn 12 m.

Peler som har fått sprekker under transport, oppheising eller av andre grunner, skal kasseres uten omkostninger for oppdragsgiver.

Pelene skal være slik konstruert at de ikke skades under nedrammingen, forutsatt normalt rammeforløp. Dette gjelder spesielt skjøter og spisser som skal være utført slik at kraftoverføringen både for rammefasen og den statiske bygghasen skjer uten skade for pelen.

Betongpeler skal produseres ved fabrikk underlagt kontroll og sertifisering av et godkjent teknisk kontrollorgan.

Pelene skal ha herdet i minst 7 døgn før transport, og før ramming skal pelen ha oppnådd en fasthet som tilsvarer fasthetsklassen etter 28 døgn. Det skal påvises ved herdeprøver at betongen har oppnådd denne trykkfastheten. Prøvene skal herde under samme forhold som pelene, dvs. de skal følge pelene under lagring.

Entreprenøren skal dokumentere at hans peleeleverandør kan produsere betong med fasthet som beskrevet. Denne dokumentasjonen skal være godkjent av oppdragsgiver før produksjonen av pelene igangsettes.

Betongens kvalitet og bruksegenskaper skal, før produksjon av pelene igangsettes, være fastlagt ved forprøving med de materialer og den konsistens som skal benyttes til arbeidet. Forprøving kan unnlates hvis betongens materialsammensetning for vedkommende betongkvalitet kan fastlegges på grunnlag av tidligere anvendt materialsammensetning.

Fasthetsprøving skal utføres i henhold til Norsk Standard.

5.4.5 Pelespiss

Friskjonselene skal utstyres med enten løsmassesko eller grussko som festes til pelen under støpingen.

5.4.6 Overflatebelegg

Det er ikke behov for påsmøring av pelene med asfaltbelegg.

5.4.7 Skjøting

Utførende skal forvisse seg om at skjøten er utført som forutsatt og at eventuelle låsebolter er slått inn og i lås.

Pelene skal skjøtes som angitt av produsenten. Ved skjøten skal peleaksenes vinkelavvik ikke overstige 1:150, tilsvarende et avvik på 10 mm målt 1.5 m fra skjøten. Peler med større avvik kan bli vraket uten kostnad for oppdragsgiver.

5.4.8 Rammeutstyr

Det skal benyttes lodd med minimum loddvekt på 60 kN og en maksimal fallhøyde på 0,25 m.

Nødvendig tilført rammeenergi er 13,5 kNm.

Se kapittel 5.4.11 for informasjon om utførelse og ramming av peler.

5.4.9 Peleprotokoll

Det skal føres rammeprotokoll for hver pel. Protokollen skal inneholde alle opplysninger om pelen og pelingen. Protokollen føres av entreprenøren under oppdragsgivers kontroll. Oppdragsgiver skal ha kopi av protokollene fortløpende.

5.4.10 Utsetting, innmåling og toleranse

Alle peler, også eventuelle erstatningspeler, skal settes ut fra bestemte og veletablerte akser og innmåles i forhold til disse etter rammingen.

Maks. tillatte avvik:

- Avvik i kappnivå fra teoretisk plassering, maks 100 mm
- Avvik fra prosjektert helning, maks 40:1 fra angitt retning

Peler som avviker mer enn dette kan bli vraket uten omkostninger for oppdragsgiver.

Hvis den første pel i en pelegruppe får større feilplassering enn angitt ovenfor, skal peleentreprenøren ta opp med oppdragsgiver eventuell justert plassering av de øvrige peler i gruppen før det eventuelt rammes erstatningspel eller pelen trekkes opp.

5.4.11 Ramming av peler

Det kan bli aktuelt å forgrave i pelepunktene.

Pelene ansettes i lodd og oppretting av pelene må ikke utføres etter at mer enn 2 m av pelen er rammet.

Pelene rammes med maksimal fallhøyde på 0,15 m inntil synkningen blir mindre enn 5 mm. Deretter økes rammeenergien gradvis, begrenset av maks rammeenergi på 13,5 kNm og med en sluttsynk på 3 mm.

Hvis pelene plutselig møter stor motstand, skal tilført rammeenergi straks reduseres til ca. 25 % av maksimal energi.

Ved pelelengder større enn 35 m skal geotekniker kontaktes.

5.4.12 Nivellering

Peletopp nivelleres umiddelbart etter avsluttet ramming og umiddelbart før kapp med hensikt å registrere bevegelser under ramming av nabopeler. Viser de to nivellementer at noen pel har beveget seg mer enn 2 mm, opp eller ned, skal pelen etterrammes på ny før den kappes. Alle nivellementer protokollføres med angivelse av dato.

5.4.13 Gjenvunne peler

Peler som av en eller annen grunn trekkes opp kan brukes om igjen en gang hvis de ikke er skadet.

5.4.14 Vrakpeler

Oppfører noen pel seg unormalt med hensyn til synkningsforløp eller det er mulig at pelen kan være skadet på annen måte, skal dette protokollføres med angivelse av dato og beskrivelse av hendelsesforløp. Pelen skal PDA-måles som kontroll.

Spørsmålet om det skal rammes erstatningspeler og plassering av slike skal i hvert enkelt tilfelle tas opp med oppdragsgiver basert på resultater fra PDA-målinger. Om mulig skal vrakpeler trekkes.

5.4.15 Kapping av peler og godkjenning

Pelene skal kappes på kote som angitt på tegninger fra byggeteknisk konsulent. Intet punkt på den renkappede pelen skal avvike mer enn 15 mm fra et plan vinkelrett på peleaksen. Det angis på tegninger om pelene skal kappes plant eller om armeringen skal frilegges. For plankapping skal betong og armering kappes på angitt nivå.

Ingen peler tillates kappet uten oppdragsgivers godkjenning. Kappede peler skal også godkjennes av oppdragsgiver før innstøping. Godkjenningen føres på peleprotokollene.

5.5 Oppbygging av veg

Ny veg kan bygges opp etter Tabell 3.3.3-1 i håndbok N200 – se røde avgrensninger på Figur 20.

Materialtype i grunnen	Bæreevnegruppe	Trafikkgruppe					
		A	B	C	D	E	F
Bergskjæring, steinfylling, T1	1	30	30	30	30	30	30
Grus $C_u \geq 15$, T1	2	30	30	30	30	30	30
Grus $C_u < 15$, T1	3	30	30	30	40	50	50
Sand $C_u \geq 15$, T1							
Bergskjæring, steinfylling T2							
Sand $C_u < 15$, T1	4	40	40	50	60	70	80
Grus, sand, morene, T2							
Isolasjonslag av XPS, skumglass eller lettklinker							
Grus, sand, morene, T3	5	50	60	70	70	80	90
Silt, leire, T4, $c_u \geq 50$ kPa	6	60	70	70	80	90	100
Silt, leire, T4, $37,5 \leq c_u < 50$ kPa		60	70	80	80	90	100
Silt, leire, T4, $25 \leq c_u < 37,5$ kPa		60+20	70+10	80	80	90	100
Silt, leire, T4, $c_u < 25$ kPa		60+50	70+40	80+30	80+30	90+20	100+10

Figur 20: Utsnitt av Tabell 3.3.3-1 fra Håndbok N200 med angivelse av materialtype i grunnen og bæreevnegruppe for adkomstvei.

Generelt gjelder det at humusholdige og uegnede masser skal fjernes før vegen bygges opp. Mot undergrunnen skal det legges ut separasjonsduk av fiberduk klasse 3 og geonett av type 3030L eller lignende, som legges ut i strekk og etter leverandørens beskrivelser.

5.6 Setninger

Som følge av ny veg-geometri sett opp mot anbefalte tiltak i foreliggende rapport vil tilleggsbelastning i forhold til dagens terreng være inntil ca. 50 kN/m² på det meste i partier hvor det benyttes konvensjonelle steinmasser som oppfylling.

Med bakgrunn i tolkede parametere fra utførte ødometerforsøk er belastningen 25-50 % av prekonsolideringstrykket, σ_{pc} . Dette medfører at vi beregningsmessig kan forvente 5-10 cm setning, som er innenfor kravet for totalsetning på langs og i et profilsnitt.

Ved utlegging av geonett som beskrevet i kapittel 5.5 forventes kravet om setninger på tvers overholdt.

Mot brukonstruksjonen skal det etableres avlastningsplater som dimensjoneres av RIB.

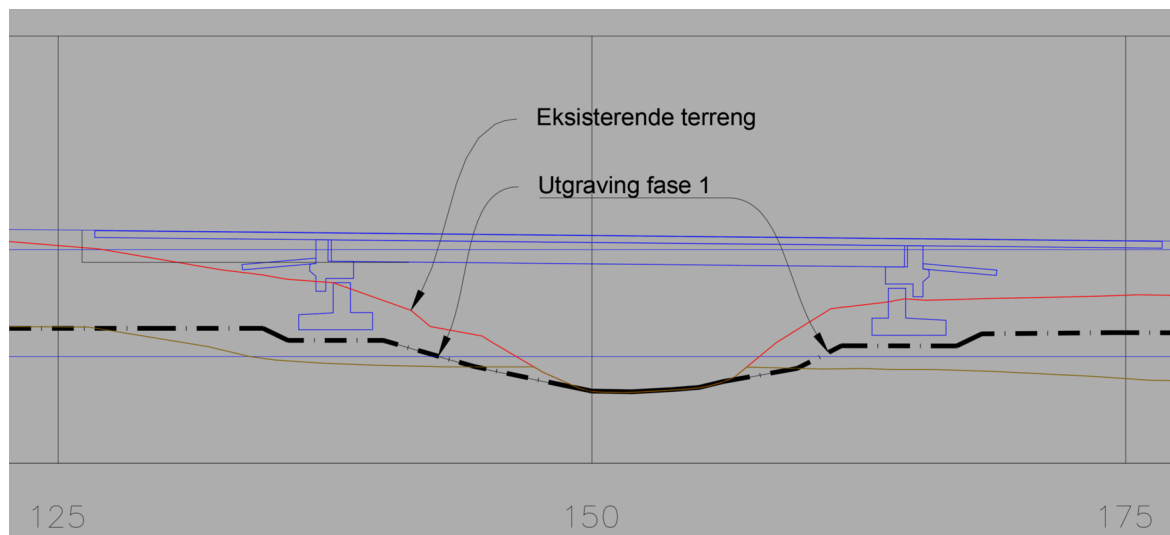
Anbefalt glasoporfylling skal avsluttes med utkiling 1:10 for å sikre jevn overgang og unngå sprang i vegfyllingen.

5.7 Anleggsgjennomføring

I det følgende presenteres forslag til anleggsgjennomføring og fasegang. Generelt forutsettes det at anleggsarbeidene utføres i sommerperioder med så tørre forhold som mulig. Det må i tillegg forventes midlertidige tiltak for å redusere vannføringen i bekken og tiltak mot innstrømming av vann under gravearbeidene.

5.7.1 Fase 1

Første fase innebærer utgraving for masseutskifting, ramming av peler og plastring av bekkeskråning/bunn – se Figur 21.

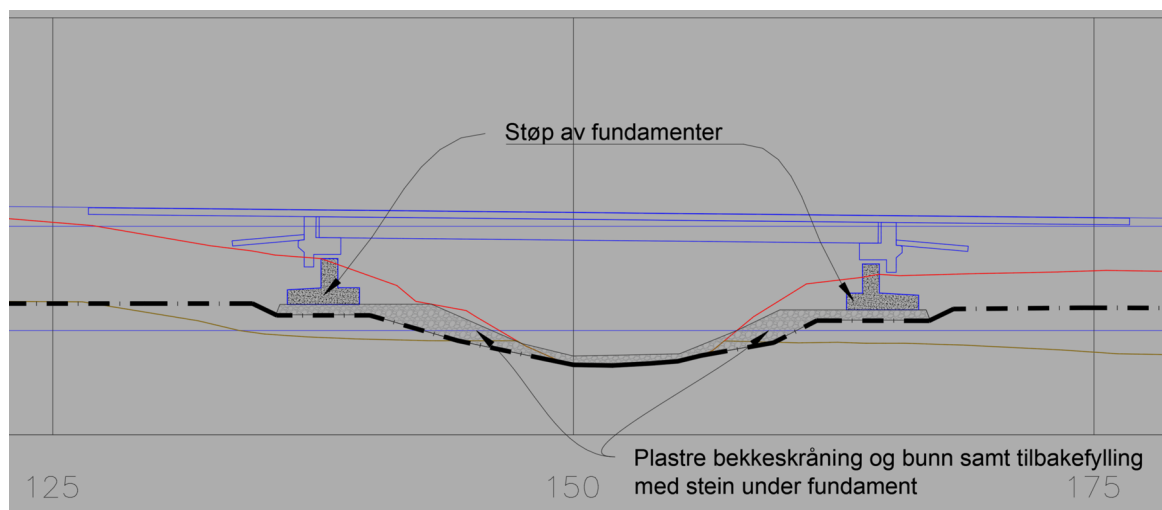


Figur 21: Utgraving for fase 1.

- 1) Gravearbeidene skal utføres i egnede seksjoner med slake graveskråninger minimum 1:1,5.
- 2) Da det forventes bløte forhold ved traubunn skal det mot undergrunnen legges ut separasjonsduk av fiberduk klasse 3 og geonett av type 3030L eller lignende, som legges ut i strekk og etter leverandørens beskrivelser.
- 3) Deretter skal det legges ut minimum 300 mm med kult som bærelag for pelerigg i områdene ved fremtidige brufundamenter. Bærelaget komprimeres etter gjeldende regelverk.
- 4) Under brufundamentene må geonettet graves frem og skjæres i for å tilpasses fremtidige peler.
- 5) Ramming av betongpeler med tilhørende PDA-målinger etter tilstrekkelig med rekonsolideringstid.

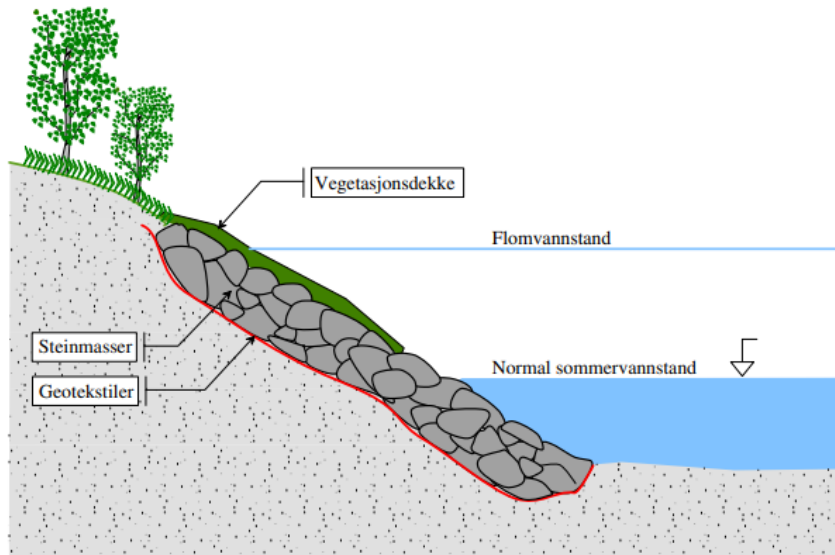
5.7.2 Fase 2

Fase 2 innebærer plasting av bekkeskråning/bunn, tilbakefylling tunge masser og støp av fundament – se Figur 22.



Figur 22: Prinsippskisse for fase 2.

For plastring og erosjonssikring av bekken skal gjeldende regelverk følges, eksempelvis NVEs veileder 4/2009. Figur 23 viser utsnitt av Figur 50 fra veilederen hvor det er benyttet geotekstil og steinmasser. Dimensjonering av nødvendig erosjonssikring må utføres av sakkyndig hydrogeolog.



Figur 23: Erosjonssikring med stein og geotekstil - utsnitt fra NVEs veileder 4/2009 side 70.

5.7.3 Fase 3

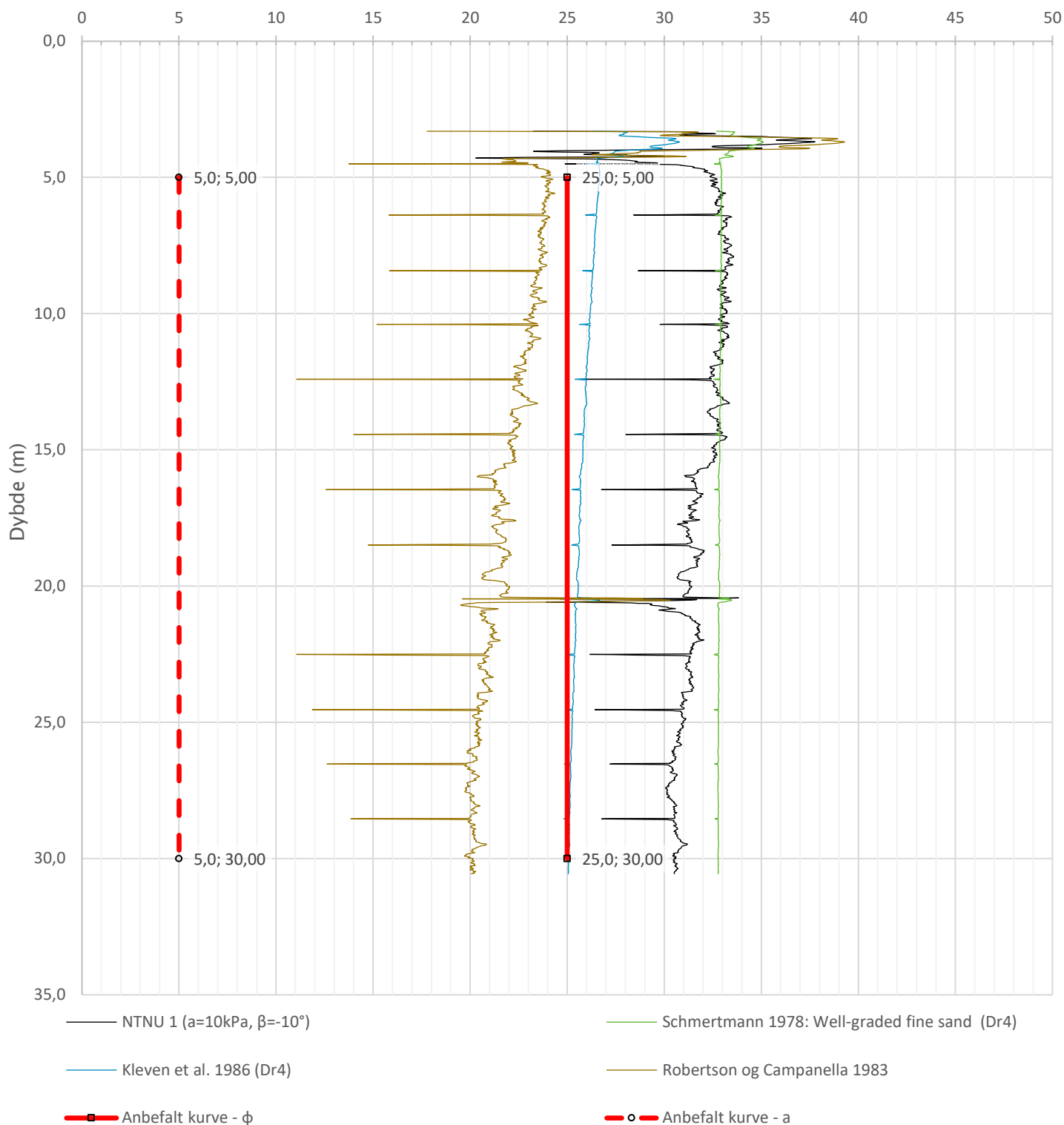
Fase 3 er siste fase hvor det etter støp av fundamenter suksessivt legges ut henholdsvis steinmasser og lette masser av glasopor med forutsetning om endelig resultat som vist i Figur 19.

6 REFERANSER

- [1] 1881.no, «1881 kart».
- [2] Terraplan AS, «23129-RIG-RAP-01 - Geoteknisk datarapport,» 2023.
- [3] Kartverket, «Høydedata,» [Internett]. Available: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/>.
- [4] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/>.
- [5] Statens vegvesen AS, Håndbok V220, Statens vegvesen AS, 2022.
- [6] T. Lunne, J. Powell og P. Robertson, «Cone penetration testing in geotechnical practice,» 1997.
- [7] K. Karlsrud, D. Kort, T. Lunne og S. Strandvik, «CPTU correlations for clays,» Proceedings of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 2005.
- [8] R. Larsson, «CPT-sondering, Information 15,» SGI, Linköping, 2015.
- [9] NVE i samarbeid med SVV og JBV, «Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser nr. 77,» 2015.
- [10] NVE i samarbeid med SVV og JBV, «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer nr. 14,» 2014.
- [11] SVV, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2023.

Vedlegg 1

Friksjonsvinkel, ϕ (°)
attraksjon, a (kPa)



Prosjekt		Prosjektnummer: 23129 Rapportnummer: RIG-RAP-02		Borhull	Kote +52,6
Riiser bru				2	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av friksjonsvinkel og attraksjon				52013	
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	KC	RR	RR	1	
 Statens vegvesen	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
	Utbygging	14.09.2023	Rev. dato		
				6	

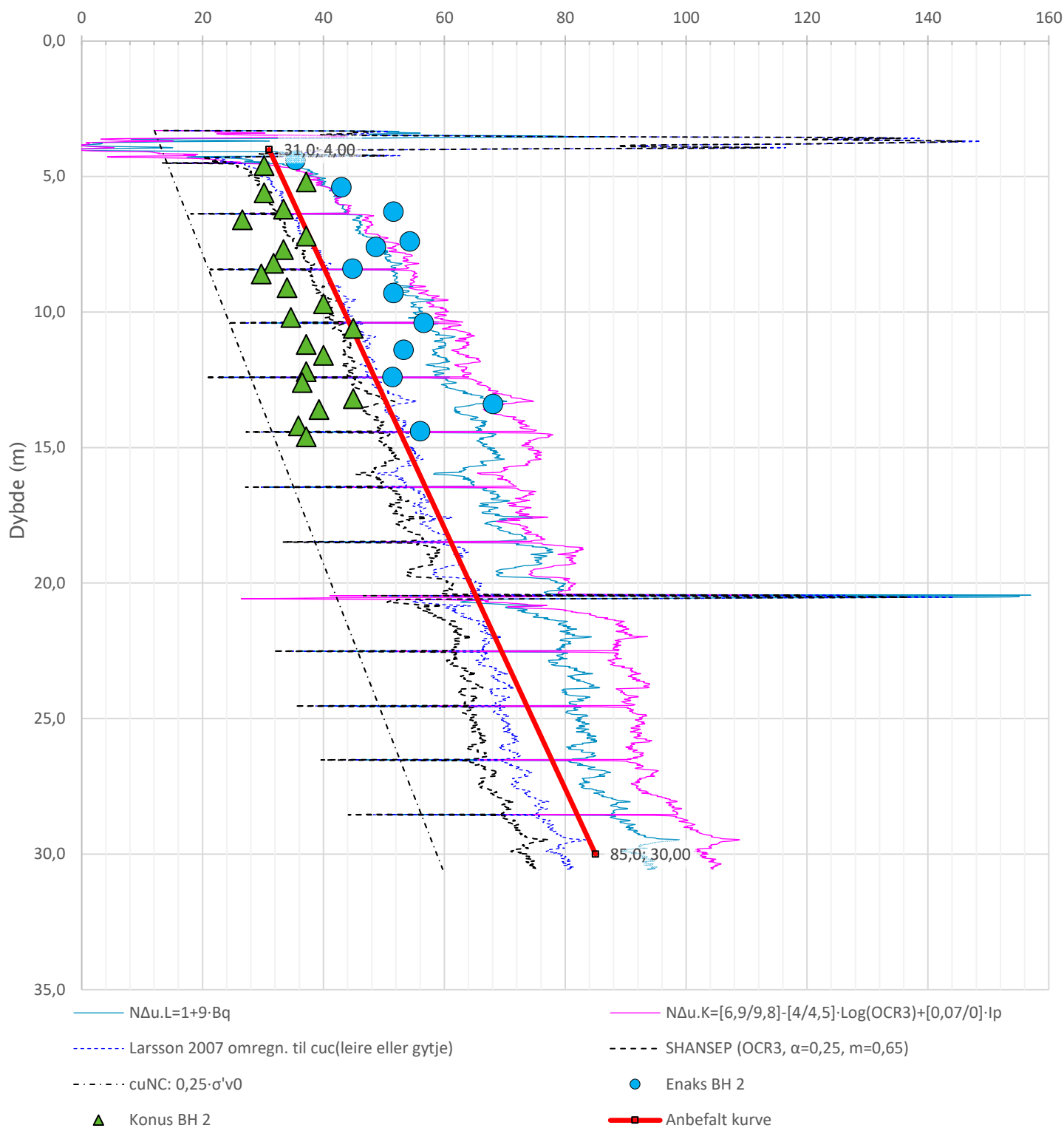
Anisotropiforhold i figur:

Enaks BH 2: $c_{uc}/c_{ucptu} = 0,698$

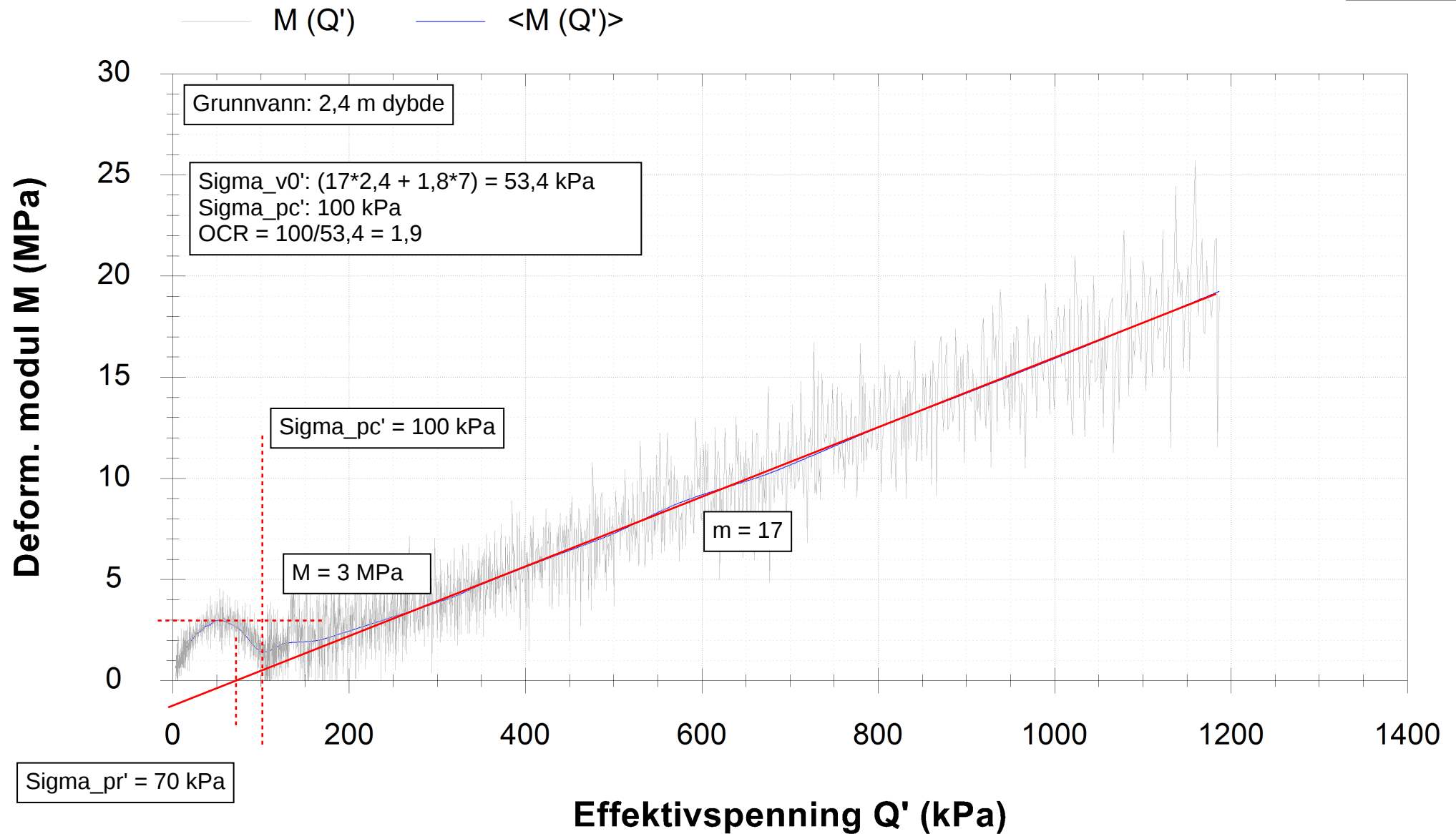
Konus BH 2: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,698$

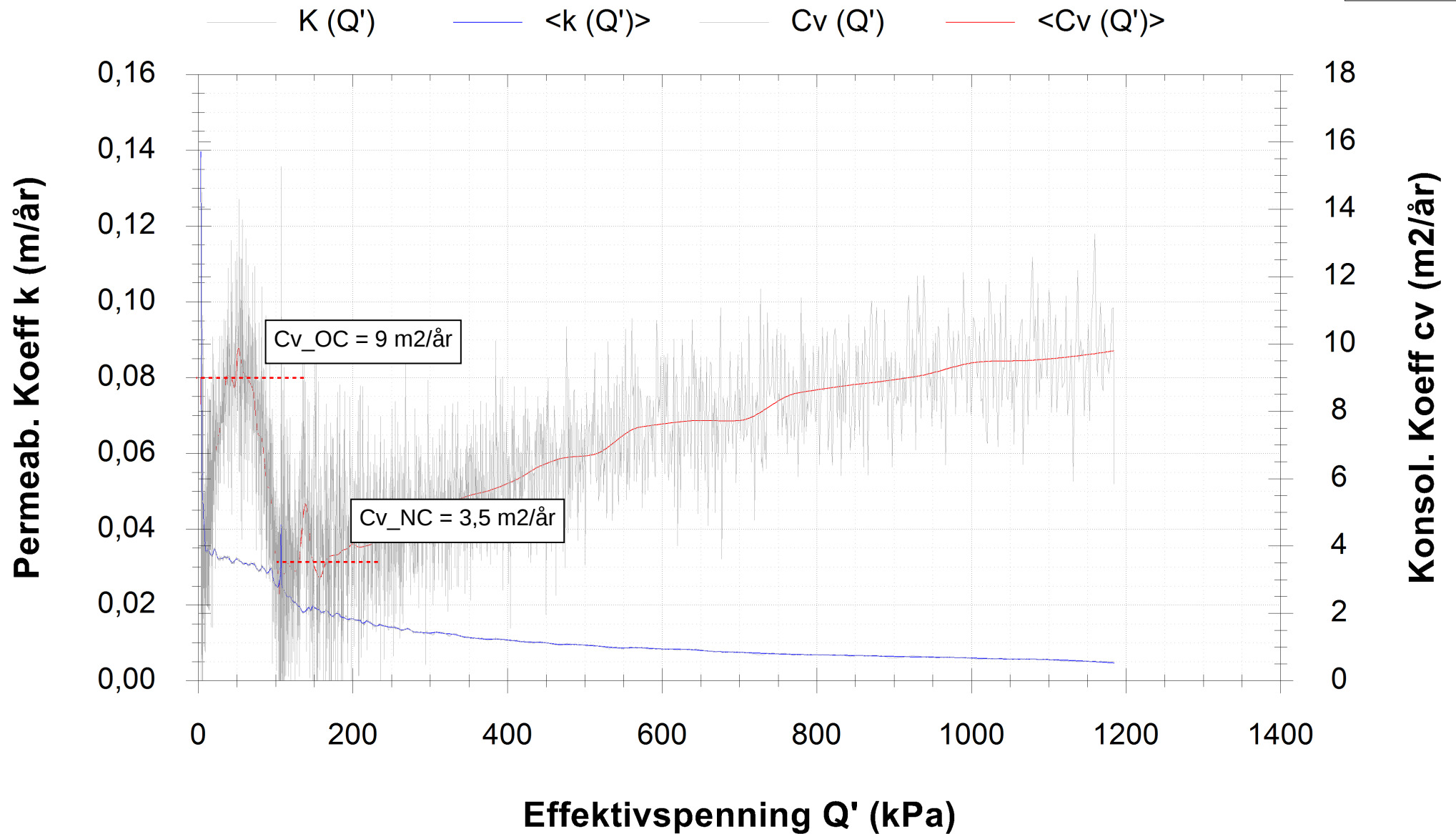
Vedlegg 2

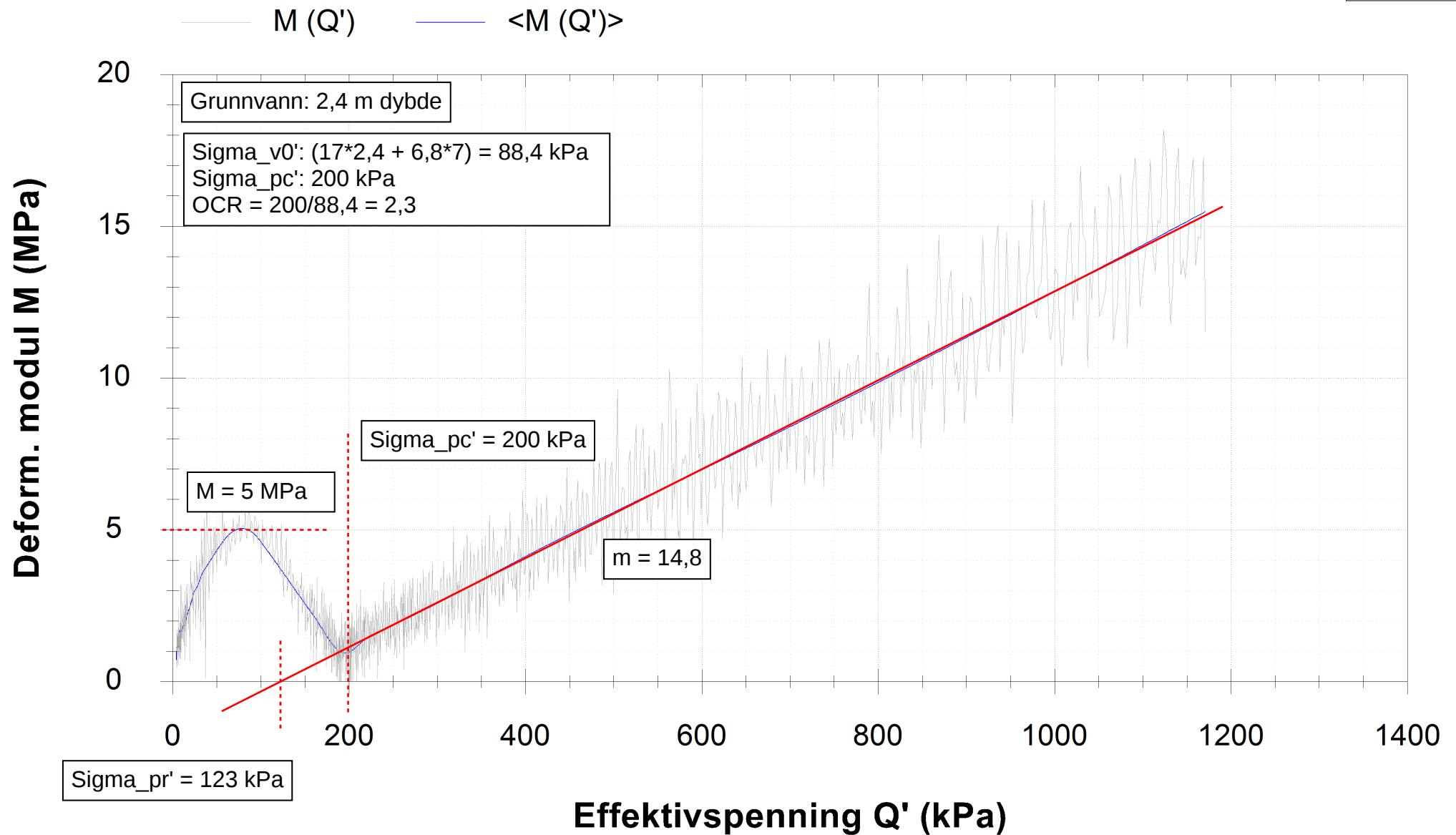
Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)

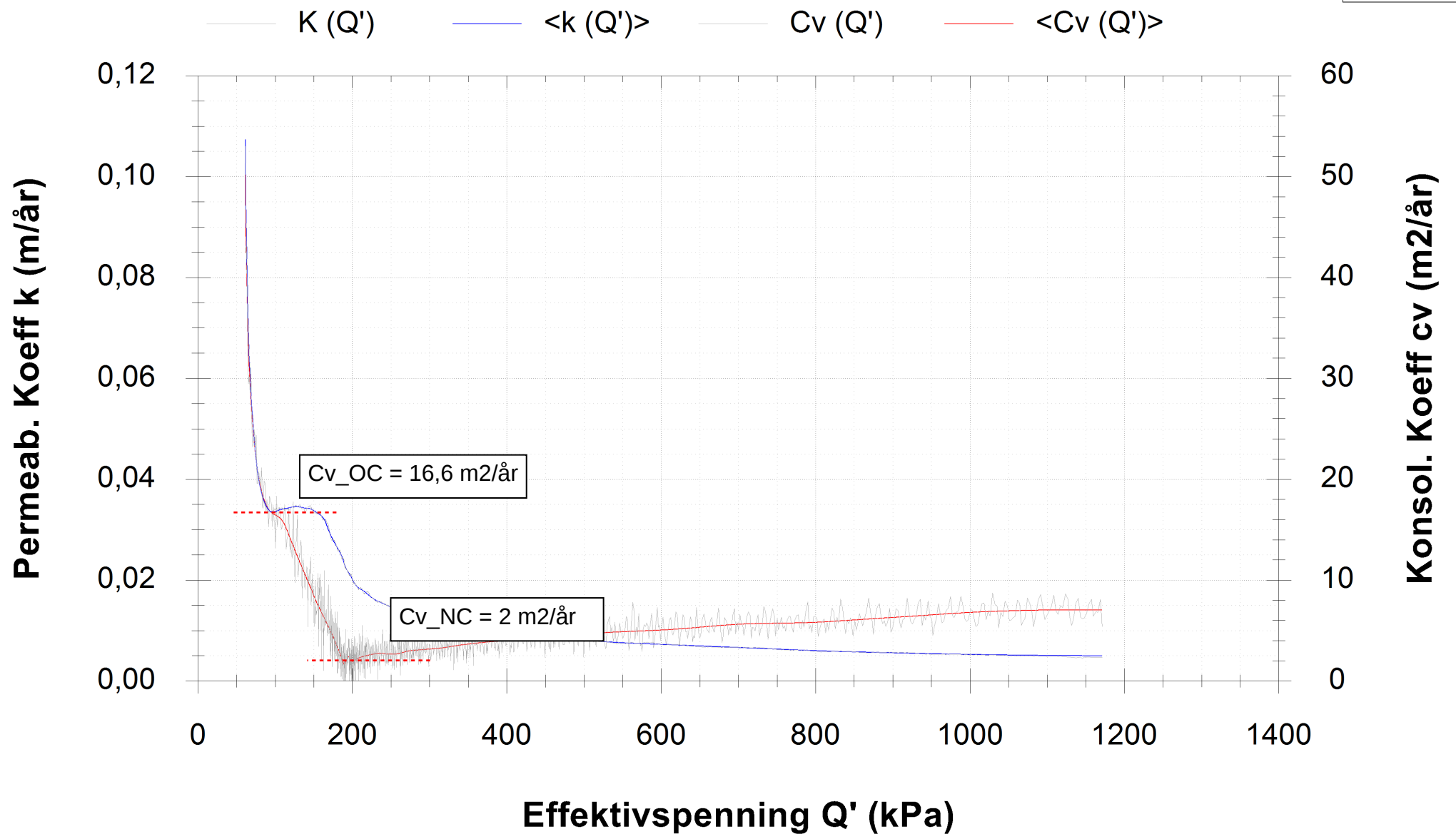


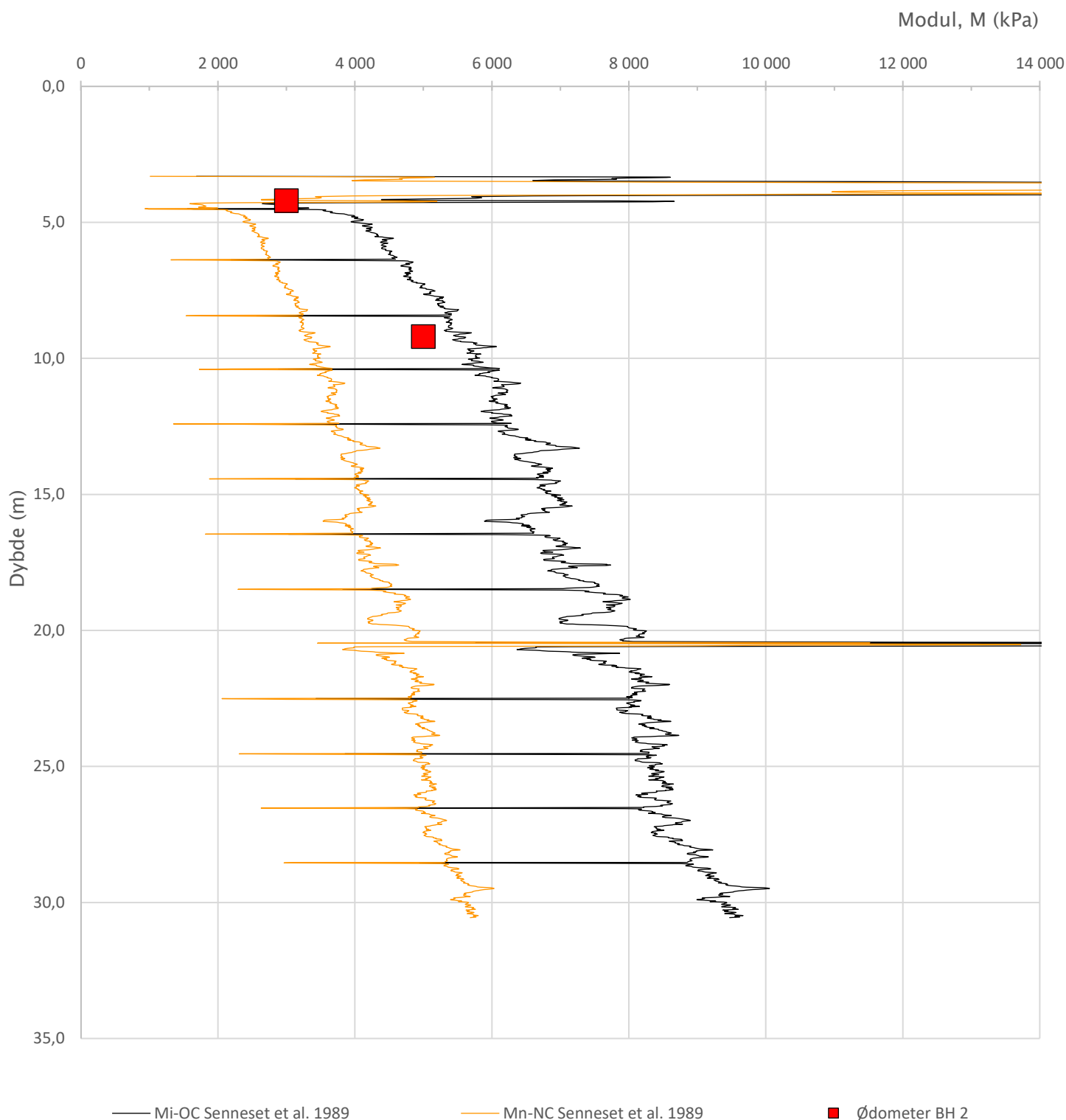
Prosjekt		Prosjektnummer: 23129 Rapportnummer: RIG-RAP-02		Borhull	Kote +52,6
Riiser bru				2	
Innhold				Sondennummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				52013	
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	KC	RR	RR		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	5
	Utbygging	14.09.2023	Rev. dato		











Prosjekt		Prosjektnummer: 23129 Rapportnummer: RIG-RAP-02		Borhull	Kote +52,6
Riiser bru				2	
Innhold				Sondennummer	
Tolkning av modul				52013	
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	1
	KC	RR	RR		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	7
	Utbygging	14.09.2023	Rev. dato		

Input betongpel og grunnforhold:

$$D := 270 \text{ mm}$$

Peletverrsnitt, betongpel P270.

$$L := 35 \text{ m}$$

Pelelengde.

$$c_{uD} := (31 \text{ kPa} + 95 \text{ kPa}) \cdot 0.7 \cdot 0.5 = 44.1 \text{ kPa}$$

Gjennomsnittlig skjærstyrke basert på utført trykksondering. 0,7 er ADP-faktor.

$$\alpha := 0.8$$

Alpha-faktor basert på gjennomsnittlig $I_p = 26$.

$$\xi_3 := 1.45$$

Korrelasjonsfaktor - bruker middelverdi av målte bæreevner basert på grunnundersøkelser - kapittel 1.10.6 og 1.10.8 i Peleveiledningen.

$$\gamma_t := 1.1$$

Partialfaktor for sidefriksjon - kapittel 1.10.11 i Peleveiledningen.

Beregning av dimensjonerende kapasitet:

$$O := D \cdot 4 = (1.08 \cdot 10^6) \frac{1}{m} \cdot \text{mm}^2$$

Omkrets per meter, betongpel P270.

$$R_{scal} := O \cdot c_{uD} \cdot \alpha \cdot L = 1333.58 \text{ kN}$$

Kraft som opptas ved friksjon.

$$R_{c;k} := \frac{R_{scal}}{\xi_3} = 919.71 \text{ kN}$$

Karakteristisk bæreevne.

$$R_{c;d} := \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = 836.1 \text{ kN}$$

Dimensjonerende bæreevne.

Input betongpel:

$$D := 270 \text{ mm}$$

Peletverrsnitt, betongpel P270.

$$L := 35 \text{ m}$$

Pelelengde.

$$\gamma_{\text{betong}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tyngdetetthet, betong.

$$E_b := 0.35 \cdot 10^8 \text{ kPa}$$

E-modul betong.

$$A_b := D^2 = (7.29 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Areal, betongpel P270.

$$M_{\text{pel}} := D^2 \cdot L \cdot \gamma_{\text{betong}} = 61,24 \text{ kN}$$

Vekt av pel - må være omtrentlig lik vekt av lodd.

Input dynamisk kapasitet:

$$\eta := 0.9$$

Virkningsgrad. For akselererende lodd kan det benyttes 1,0.

$$W := 60 \text{ kN}$$

Vekt av lodd. Hvis vekt av pel > vekt av lodd må pelelengde multipliseres med faktor W/M_{pel} .

$$l_e := 35 \text{ m}$$

Ekvivalent pelelengde - samme som beregnet pelelengde.

$$\omega := 0.6$$

Kraftfordelingsfaktor, 0,5-0,9 hvor 0,9 gir konservative verdier og benyttes for peler som bærer mer på spiss.

$$M := 1$$

Modellfaktor som hentyr dokumentasjon under utførelse - kapittel 1.10.9 i Peleveiledningen.

$$\xi_6 := 1.6$$

Korrelasjonsfaktor - bruker minimumsverdi av målte bæreevner - basert på dynamiske slagprøvinger - kapittel 1.10.6 og 1.10.9 i Peleveiledningen.

$$\gamma_t := 1.1$$

Partialfaktor for sidefriksjon - kapittel 1.10.11 i Peleveiledningen.

Beregning av dynamisk kapasitet:

$$h := 0.25 \text{ m}$$

Fallhøyde for lodd - må varieres for å oppnå tilstrekkelig bærrevne.

$$s := 3 \text{ mm}$$

Synk - må varieres for å oppnå tilstrekkelig bærrevne. Velges basert på ønsket kapasitet av pel. vanlig er 2-3 mm for friksjon, 1 mm for spissbærende.

$$\eta Wh := \eta \cdot W \cdot h = 13.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rammeenergi.

$$R_{c.m} := \frac{2 \cdot \eta Wh}{s + \left(s^2 + \frac{2 \cdot \omega \cdot \eta Wh \cdot l_e}{A_b \cdot E_b} \right)^{0.5}} = 1483.028 \text{ kN}$$

Rammeformel - kapasitet basert på oppgitt synk.

$$\delta_e := \frac{\omega \cdot R_{c.m} \cdot l_e}{A_b \cdot E_b} = 12.21 \text{ mm}$$

Elastisk stukning.

$$R_{c.k} := \frac{R_{c.m}}{M \cdot \xi_6} = 926.893 \text{ kN}$$

Karakteristisk kapasitet.

$$R_{c.d} := \frac{R_{c.k}}{\gamma_t} = 842.63 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet.