

Prosjekt: Porsgrunn. Elvegata, leilighetsbygg  
Oppdrag: Porsgrunn. Elvegata, leilighetsbygg, områdestab. og forprosjekt  
Beregning: Stabilitetsberegning

Dato: 24.03.2023  
Dokumentnr: 116514tb1  
Utarbeidet av: Jon Adersen Gulbrandsen  
Kontrollert av: Olav Frydenberg

---

### **Porsgrunn. Elvegata, leilighetsbygg, områdestab. og forprosjekt Stabilitetsberegning**

#### **Sammendrag:**

Trysilhus Trykon AS jobber med regulering av et planområde på Elvegata i Porsgrunn. GrunnTeknikk er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjektet.

Vår kontaktperson har vært Trine Hastad i Trysilhus Trykon AS.

Foreliggende beregningshefte gir en oppsummering av supplerende stabilitetsberegninger utført ifm. utredning av områdestabiliteten for planområdet.

Beregninger utført både nord og sør for planområdet på Elvegata viser tilfredsstillende sikkerhet iht. krav i NVE veileder 1/2019.

Kritisk beregningsprofil gjennom planområdet på Elvegata viser behov for sikringstiltak for å ivareta stabiliteten i elvekanten. Videre viser beregningene at stabiliteten ikke kan forverres under noen faser av arbeidene innenfor planområdet. Det er i tråd med tidligere utførte beregninger.

Nærmere gjennomgang fremgår av beregningsheftet.

## INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	4
2	Grunnforhold .....	4
3	Beregningsforutsetninger.....	5
3.1	Krav til sikkerhet.....	5
3.2	Beregningsprofiler.....	5
3.3	Topografi og lagdeling.....	8
3.4	Poretrykksforhold .....	9
3.5	Overkonsolideringsforhold.....	9
3.6	Effektivspenningsparametere og romvekt.....	12
3.7	Totalspenningparametere .....	15
3.8	Anisotropifaktorer.....	27
4	Beregningsresultater.....	27
4.1	Profil H-H.....	28
4.2	Profil G1-G1 (NGI profil G-G).....	29
4.3	Profil G-G.....	32
4.4	Profil A-A.....	33
4.5	Profil F-F .....	34

## VEDLEGG

1	Vedlegg, avlesning piezometere på Elvegata
2	Tolkning CPTU sonderinger
3	Resultater GeoSuite Stability (A1 målestokk 1:400/A3 målestokk 1:800)

---

**REFERANSER**

- [1] GrunnTeknikk AS. Teknisk notat områdestabilitet 116514n1, datert 27.03.2023.
- [2] GrunnTeknikk AS. Geoteknisk datarapport 116599r1, datert 05.07.2022.
- [3] NVE veileder nr. 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», utgitt desember 2020.
- [4] NGI. Rapport 20011544-1 «Skienselven. Risiko for kvikkleireskred», datert 14.02.2003.
- [5] NGI. Scandiaconsult AS. Geoteknisk datarapport 620207A, rapport nr. 1, datert 04.10.2002.
- [6] Multiconsult AS. Geoteknisk datarapport Lahelle brygge, 812931-102/1, datert 30.08.2011.
- [7] GrunnTeknikk AS. Geoteknisk rapport skråningsstabilitet, grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger 114659r1, datert 18.03.2020.
- [8] <https://sikringshandboka.nve.no/moduler/modul-g2-001-omregning-av-volum-av-masser/>
- [9] NIFS rapport nr. 14/2014 «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer».
- [10] GrunnTeknikk AS. Teknisk notat «reg. plan IF PORS» 111829n1, datert 17.02.2016.

## 1 Innledning

Trysilhus Trykon AS jobber med regulering av et planområde på Elvegata i Porsgrunn. GrunnTeknikk er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjektet.

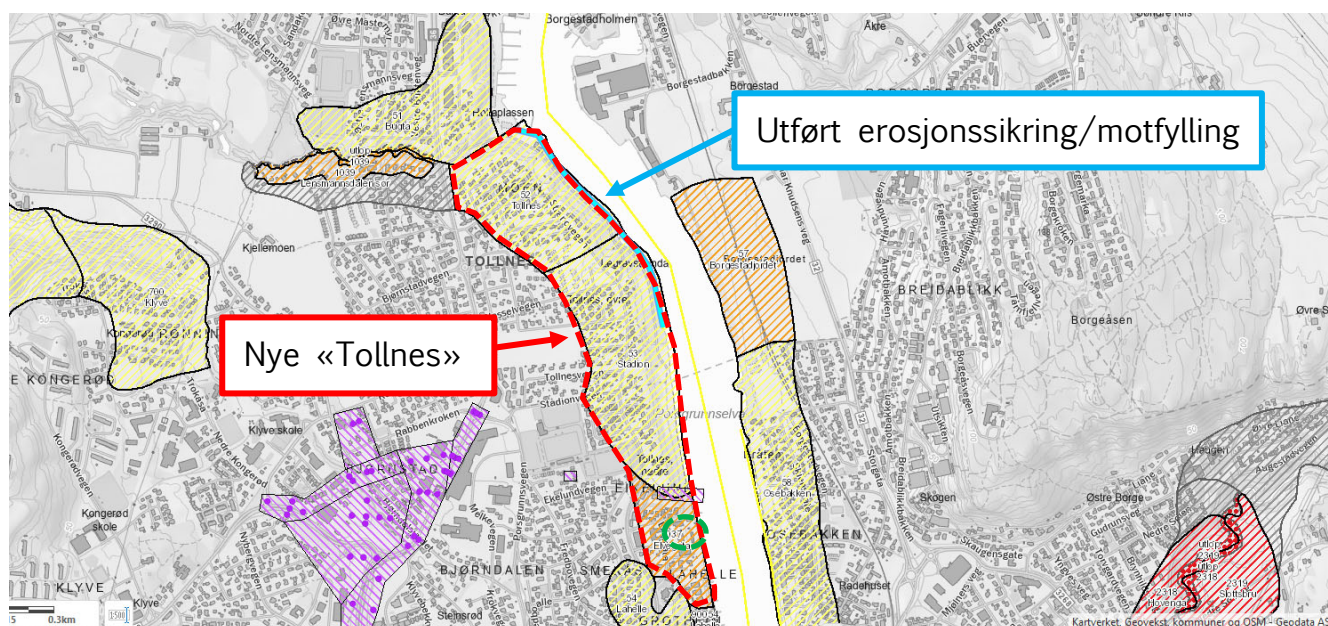
Vår kontaktperson har vært Trine Hastad i Trysilhus Trykon AS.

Foreliggende beregningshefte gir en oppsummering av supplerende stabilitetsberegninger utført ifm. utredning av områdestabiliteten for planområdet.

## 2 Grunnforhold

Det er ifm. oppdraget kartlagt en sammenhengende kvikkleiresone, markert med rødt stiplet omriss på figur 2.1 nedenfor.

Sonen består av eksisterende kvikkleiresoner «Tollnes», «Stadion» og «Elvegata», som nå er slått sammen til en samlet sone (navngitt nye «Tollnes» videre i beregningsheftet). Nordre sonегrense ligger ved båthavnen ca. 1,3 km oppstrøms planområdet, og søndre sonегrense er plassert ca. 150 sør for planområdet. For nærmere detaljer knyttet til kartlegging av sonen vises til notat områdestabilitet [1].



Figur 2.1. Utsnitt av NVE Atlas med kartlagte kvikkleiresoner i området <https://atlas.nve.no>.

For beskrivelse av grunnforholdene og utførte grunnundersøkelser i området vises til geoteknisk datarapport [2] og sammenstilling av tidligere undersøkelser presentert i notat områdestabilitet [1].

Innenfor sonen nye «Tollnes» består grunnforholdene langs elva generelt av et topplag av sand/silt over antatt siltig leire med varierende innhold og lag av sand. Prøveserier langs elva klassifiserer i all hovedsak leirlaget som sprøbruddmaterialer/kvikkleire langs sonen, med varierende mektighet og sensitivitet. Videre i dybden er det et antatt sandlag.

## 3 Beregningsforutsetninger

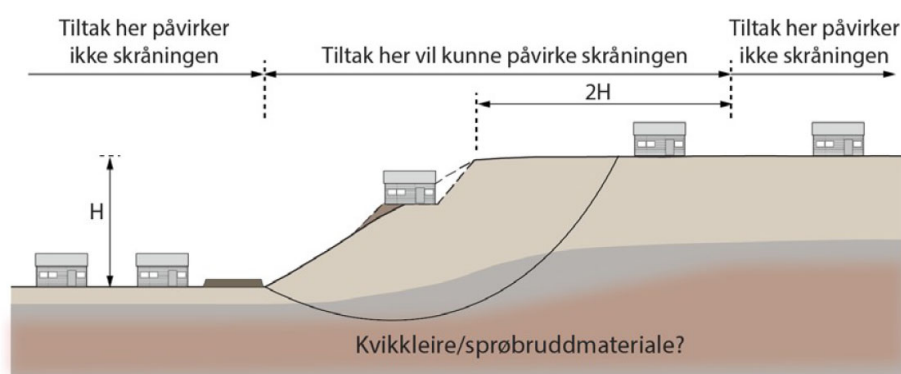
### 3.1 Krav til sikkerhet

Krav til sikkerhet innenfor sonen er bestemt iht. NVE veileder 1/2019 [3].

Planområdet på Elvegata er plassert under tiltakskategori K4 iht. veilederen. Dette medfører følgende krav til sikkerhetsfaktor:

- Tiltak som forverrer stabiliteten iht. dagens situasjon:  $F=1,6$  for totalspenningsanalyser eller  $F=1,25$  for effektivspenningsanalyser.
- Innenfor influensområdet for aktuelle skråninger gjelder:
  - Tiltak som ikke forverrer stabiliteten iht. dagens situasjon:  $F=1,4$  for totalspenningsanalyser eller  $F=1,25$  for effektivspenningsanalyser. Hvis krav til absolutt sikkerhetsfaktor ikke kan oppfylles åpnes det for bruk av prosentvis forbedring iht. veilederen.
- Utenfor influensområdet for aktuelle skråninger gjelder:
  - $F=1,2$  for totalspenningsanalyser og  $F=1,25$  for effektivspenningsanalyser. Hvis krav til absolutt sikkerhetsfaktor ikke kan oppfylles åpnes det for bruk av prosentvis forbedring iht. veilederen.

Influensområdet er definert som 2 ganger skråningshøyden av aktuell skrånning, som vist på figur 3.1.



Figur 3.1. Definisjon av influensområde, utsnitt av figur fra NVE veileder 1/2019.

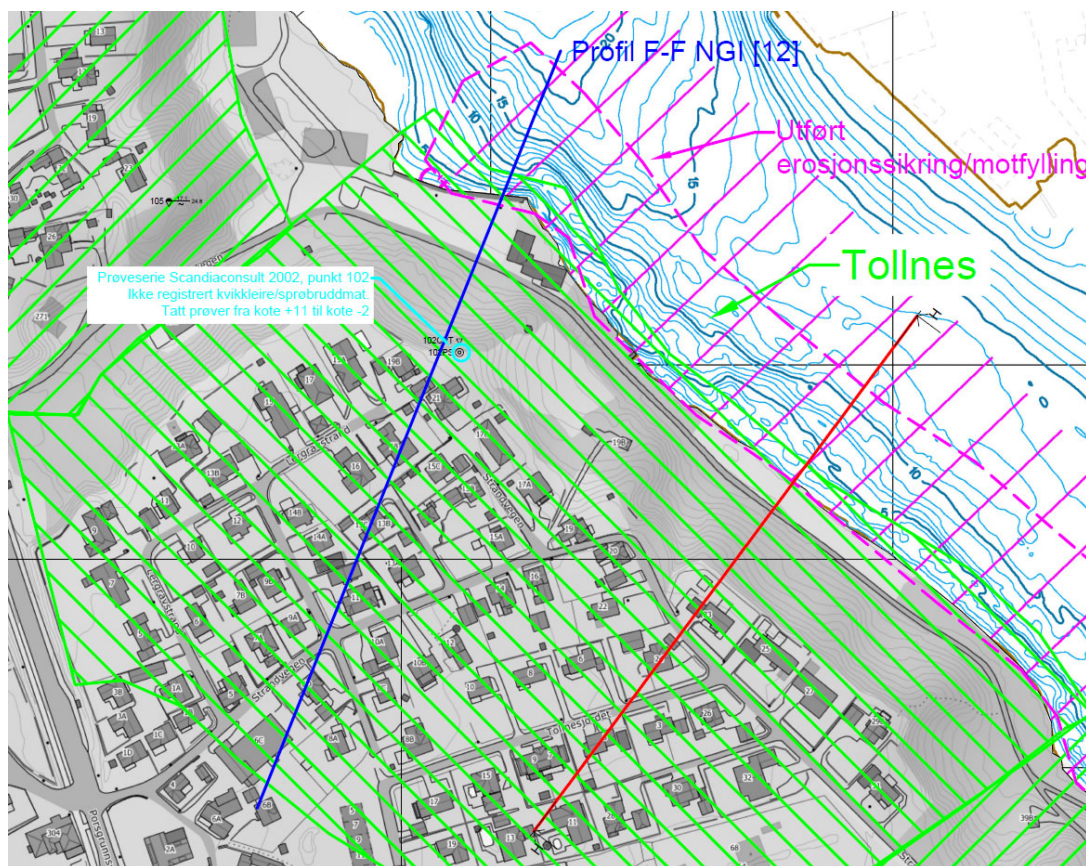
Krav til prosentvis forbedring for sonen er fastsatt ut fra kurven «Forbedring» vist på figur 3.3 i veilederen (pga. faregradsklasse).

### 3.2 Beregningsprofiler

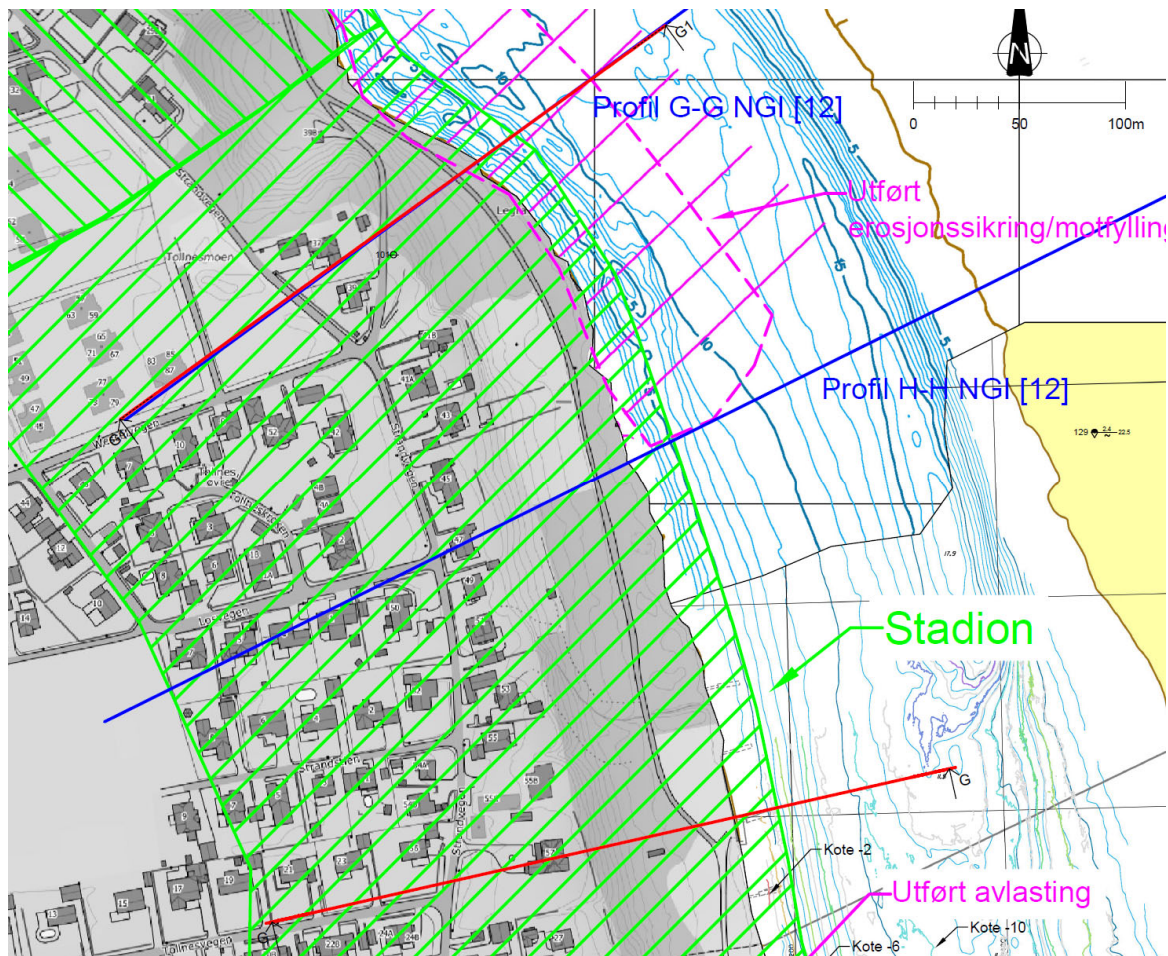
Det er utført supplerende stabilitetsberegninger i følgende beregningsprofiler:

- Profil H-H i nord, vist på figur 3.2 nedenfor.
- Profil G1-G1 i nord (profil G-G i NGI rapport [4]), vist på figur 3.3 nedenfor.
- Profil G-G nord for Pors Stadion, vist på figur 3.3 nedenfor.
- Profil A-A gjennom planområdet på Elvegata, vist på figur 3.4 nedenfor.
- Profil F-F sør for planområdet, vist på figur 3.4 nedenfor.

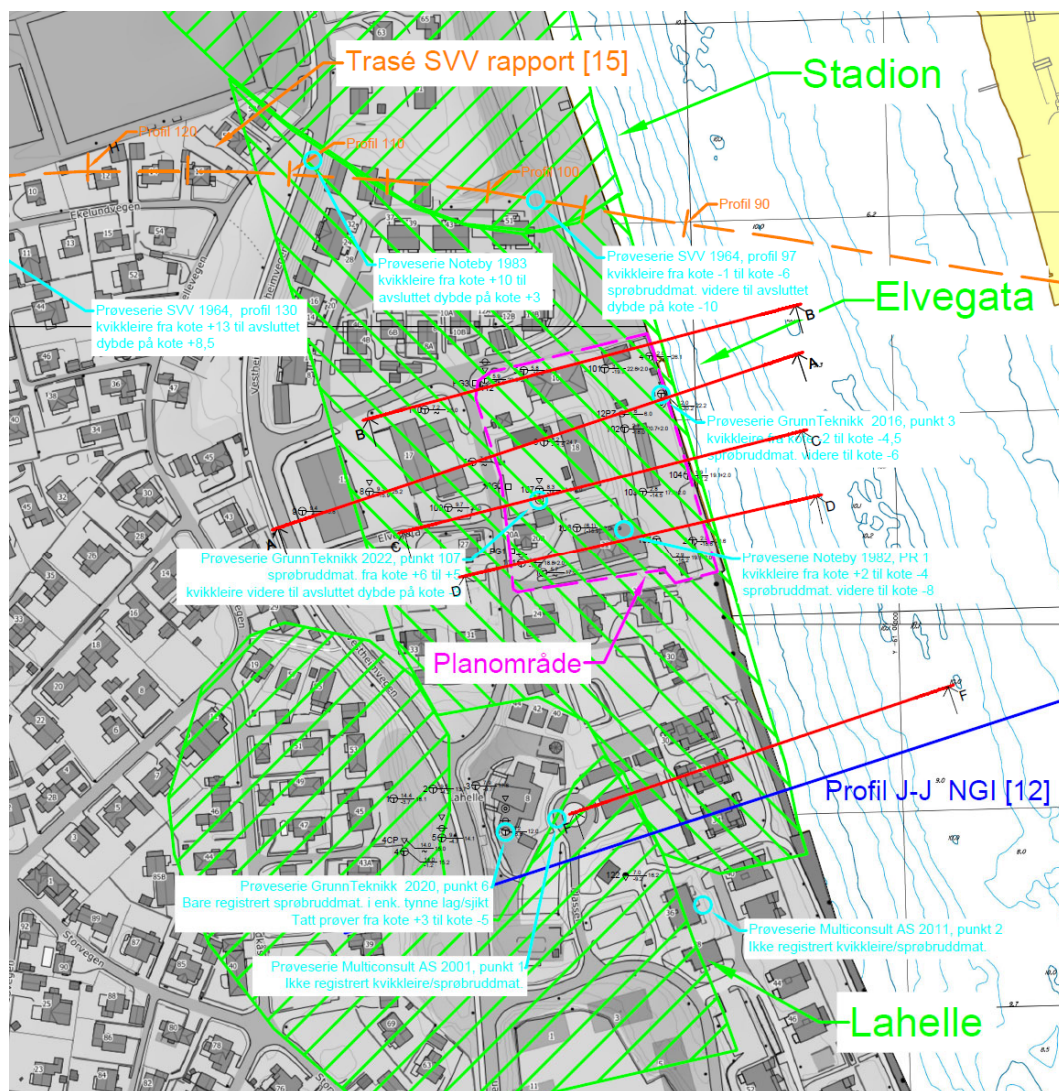
Resultater fra tidligere utførte beregninger innenfor sonen er oppsummert i teknisk notat områdestabilitet [1] og er ikke nærmere omtalt i beregningsheftet.



Figur 3.2. Utsnitt av tegning -504 fra notat områdestabilitet [1], plassering profil H-H.



Figur 3.3. Utsnitt av tegning -503 fra notat områdestabilitet [1], plassering profil G1-G1 og G-G.



Figur 3.4. Utsnitt av tegning -502 fra notat områdestabilitet [1], plassering profil A-A og F-F.

### 3.3 Topografi og lagdeling

Topografien på land er bestemt ut fra terrengprofiler hentet fra <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>.

Elvebunnen er fastsatt ut fra utført kartlegging av elvebunnen i 2002 (innen utførelse av tiltak i elva), 2006 (etter utførelse av tiltak i elva) og nå igjen i 2022 (utført ifm. prosjektet). Nærmere gjennomgang av utført dybdekartlegging fremgår av notat områdestabilitet [1].

Lagdeling i de ulike profilene er fastsatt ut fra utførte grunnundersøkelser i området.

Lagdeling i profil H-H og G1-G1 i nord er bestemt ut fra grunnundersøkelser presentert i NGI rapport [4] og Scandiaconsult rapport [5]. I profil F-F og G-G fra [4], er underkant sandlag registrert på hhv. ca. kote -5 og ca. kote -10. I vårt profil H-H er underkant sandlag lagt på ca. kote -7 ved toppskråning, jevnt fallende til ca. kote -10 ved elva. I profil G1-G1 (samsvarende med profil G-G fra [4]) er underkant sandlag lagt på ca. kote -10 i topp skråning fallende til kote -15 ved elva. Dette for også være representativ for et område sør for profilet, der sandlaget mulig faller noe.

Lagdeling i profil A-A gjennom planområdet er bestemt ut fra utførte grunnundersøkelser [2].



I profil F-F sør for planområdet er lagdeling basert på boringer langs elva nedenfor planområdet [2], samt grunnundersøkelser i dette området [6].

### 3.4 Poretrykksforhold

Området ved Pors Stadion og videre mot nord

Tidligere avlesning av poretrykksmålere i punkt 101 og 102 viser drenerte forhold i skråningene med grunnvannstand lavere enn hydrostatisk fordeling, som vist i figur 3.5 nedenfor.

#### Poretrykksmålere

Avlest verdi: siste avlesning, utført av SCC

Pkt	Spiss			Avlest			Piezometertype	
	KT terreng	Inst. dybde m	KT spiss	Dybde vannst.	KT vannst.	Avlest dato	Std stk	m/bronse stk
101	11,5	7,5	4,0	4,7	6,9	30.5.02	1	
	11,5	12,5	-1,0	6,8	4,7	30.5.02	1	
102	16,2	8,5	7,7	6,7	9,5	3.6.02		1
	16,2	18,5	-2,3	15,1	1,1	3.6.02	1	

Figur 3.5. Avlesning av poretrykksmåler fra [5].

Det er lagt inn grunnvannstand på ca. 4,7 m dybde i topp skråning i profil H-H og G1-G1 i nord.

CPTU sondering i punkt C1 ved Pors Stadion viser bra poretrykksrespons allerede fra 3,5 m dybde. I profil G-G er det derfor modellert grunnvannstand på ca. 3,5 m i topp skråning.

Området ved Elvegata

Det er målt artesisk overtrykk både på Elvegata (siste målinger vist i vedlegg 1) og ved barnehagen på Plassen 8 [7]. De grunneste poretrykksmålene er installert på 4 – 6 m dybde og viser poretrykk tilsvarende grunnvannstand mellom ca. 0,5 - 2 m under terreng. De dypeste målene viser et artesisk trykk tilsvarende stighøyde mellom ca. 1,2 – 1,9 m over terreng.

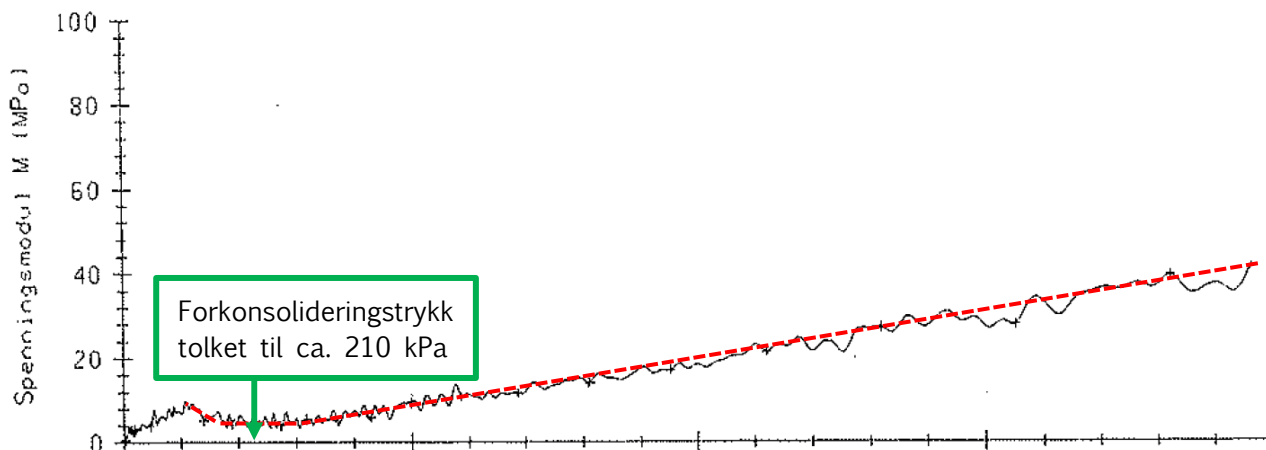
Stabilitetsberegninger i profil A-A gjennom planområdet er utført uten å ta hensyn til artesisk trykk i dybden. Målt artesisk trykk vil bli lagt til grunn for geoteknisk detaljprosjektering av sikringstiltak i elvekanten.

I profil F-F er det modellert et artesisk overtrykk fra ca. 0,5 m under antatt overkant leirlag og videre nedover med utgangspunkt i målene beskrevet ovenfor. Modellert poretrykk vurderes å være noe konservativt for elvekanten ved profil F-F, der terrenget ligger tilnærmet flat på kote ca. 3.

### 3.5 Overkonsolideringsforhold

Overkonsolideringsforholdene er i hovedsak tolket ut fra utførte CPTU sonderinger i området, med støtte fra et enkelt ødometerforsøk ved Pors Stadion, samt antatt tidligere terrengnivå.

Figur 3.6 viser modulkurven fra ødometerforsøk på 10,4 m i punkt 123 fra [5]. Forsøket indikerer noe prøveforstyrrelse og er noe vanskelig å tolke, men kunne indikere et forkonsolideringstrykk i størrelsesorden 210 kPa.

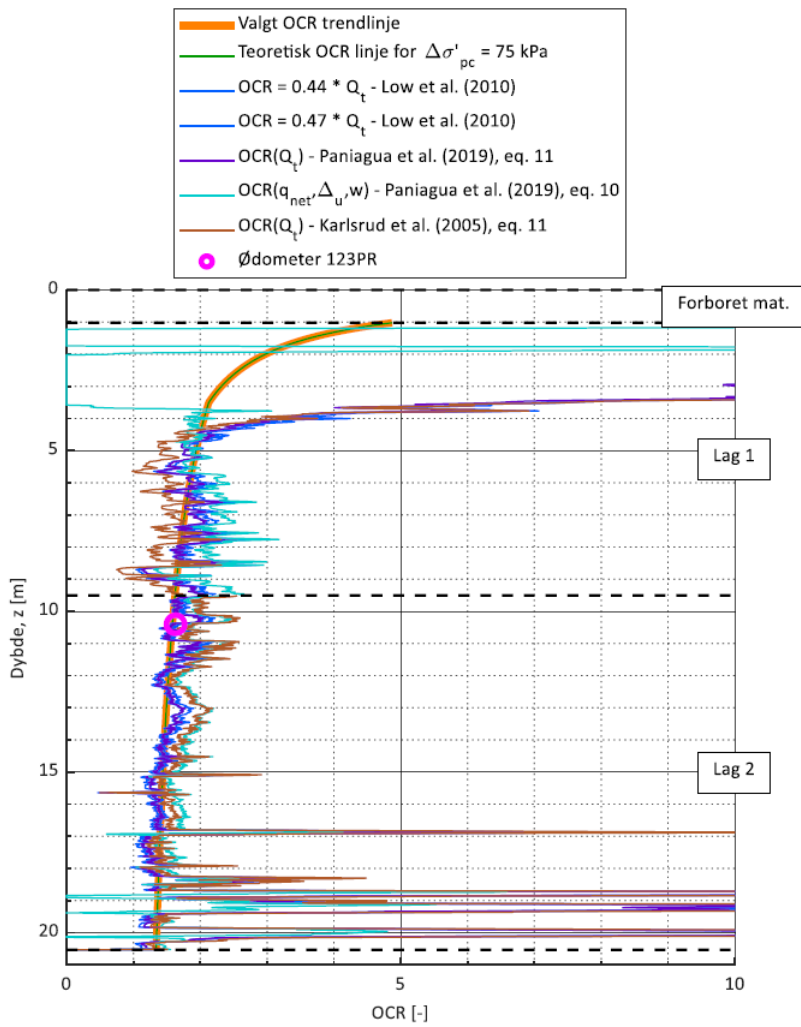


Figur 3.6. Ødometerforsøk på 10,4 m dybde i punkt 123 ved Pors Stadion [5].

Figur 3.7 viser tolkning av OCR ut fra CPTU sondering i punkt C1 rett ved punkt 123. Tolket OCR kurve er vist med tykk oransje strek. På figuren er tolkning av ødometerforsøket fra punkt 123 også vist med lilla sirkel. Det er som det fremgår på figuren bra samsvar.

Tolkning av OCR i de øvrige borpunktene er vist i vedlegg 2 (side 4 under de ulike sonderingene). Det er generelt bra samsvar med tolket OCR langs elva innenfor sonen, som viser et differensoverkonsolideringstrykk varierende mellom 75 kPa til 150 kPa.

Tolket OCR samsvarer videre bra med antatt tidligere terrengnivå med svakt fall ut mot elva (påtegnet de ulike beregningsprofilene i vedlegg 3). Innenfor Elvegata bekrefter utførte CPTU sonderinger et tidligere terrengnivå med svakt fall mot elva (her opptegnet basert på tolkning av OCR i de ulike borpunktene).



Figur 3.7. Tolkning av OCR ut fra CPTU i borpunkt C1 ved Pors Stadion.

### 3.6 Effektivspenningsparametere og romvekt

Følgende beregningsparametere er lagt til grunn for de ulike lagene:

Tabell 1. Tolkede effektivspenningsparametere.

	Karakteristisk friksjonsvinkel, $\varphi_k$ [°]	Attraksjon, a [kPa]	Effektiv kohesjon, $c'$ [kPa]	Romvekt [kN/m <sup>3</sup> ]	Neddykket romvekt [kN/m <sup>3</sup> ]
Steinmasser (erosjonssikret motfylling)	40	0	0	18	11
Topplag sand/silt (stedvis fyllmasser)	33(35)	0	0	19	9
Leire/kvikkleire	27	4	2	19/20	9/10
Sand	35	0	0	19	9

Styrkeparametere for lagene med steinmasser, sand/silt og sand er bestemt ut fra erfaringsparametere. I profil F-F sør for Elvegata er det lagt til grunn  $\varphi=35$  grader i topplaget, som her består av fyllmasser/sandige masser iht. utførte grunnundersøkelser i dette området [6].

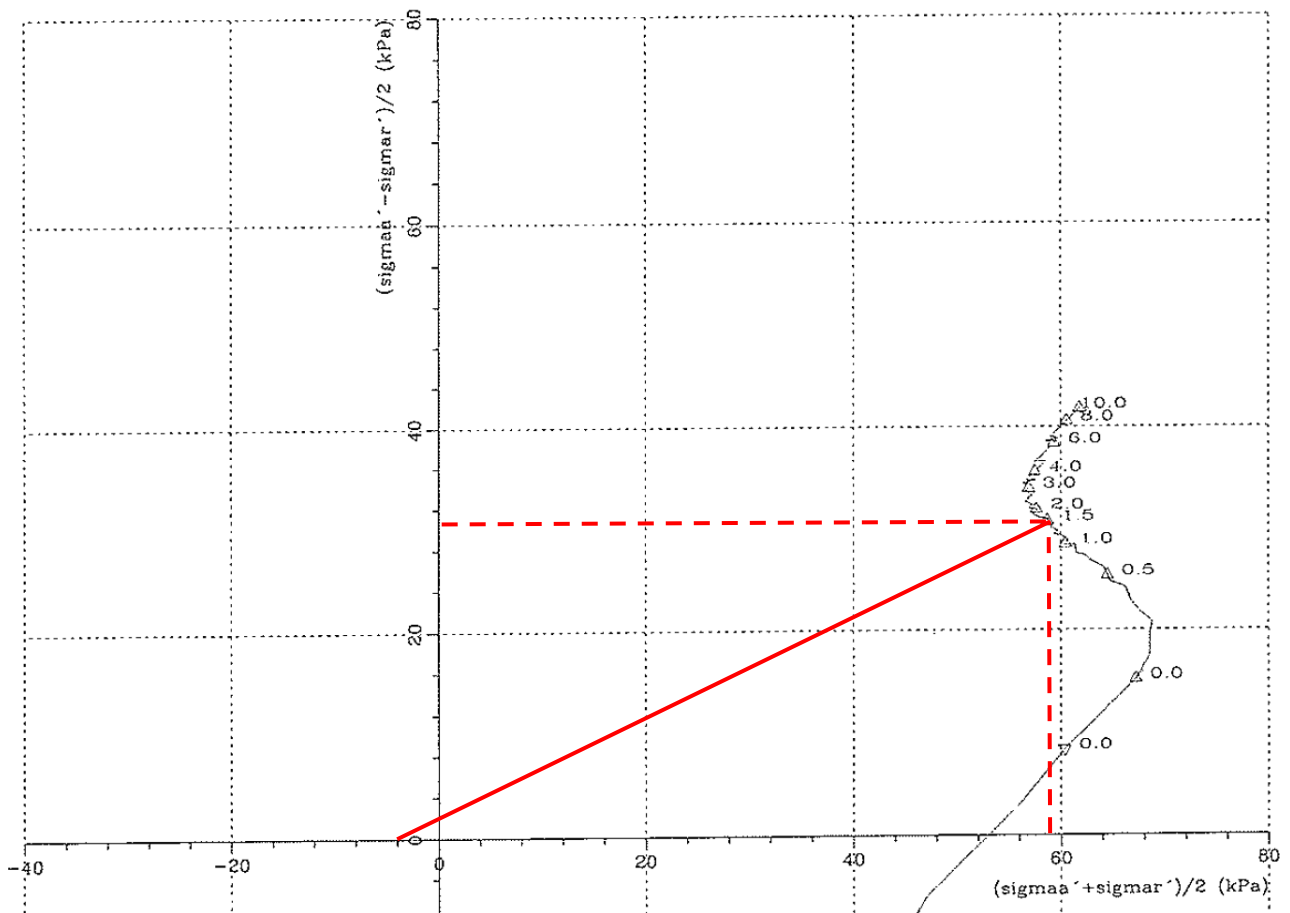
Romvekt for steinmasser (erosjonssikret motfylling) er bestemt med utgangspunkt i NVE sikringshåndboka [8]. Romvekt for lagene med sand/silt og sand er bestemt ut fra erfaringsparametere, mens romvekt for leirlaget er bestemt ut fra utførte prøveserier i området.

Styrkeparametere for leirlaget er bestemt med utgangspunkt i tolkning av utførte CPTU sonderinger, treaks forsøk utført i punkt 123 og erfaringsparametere.

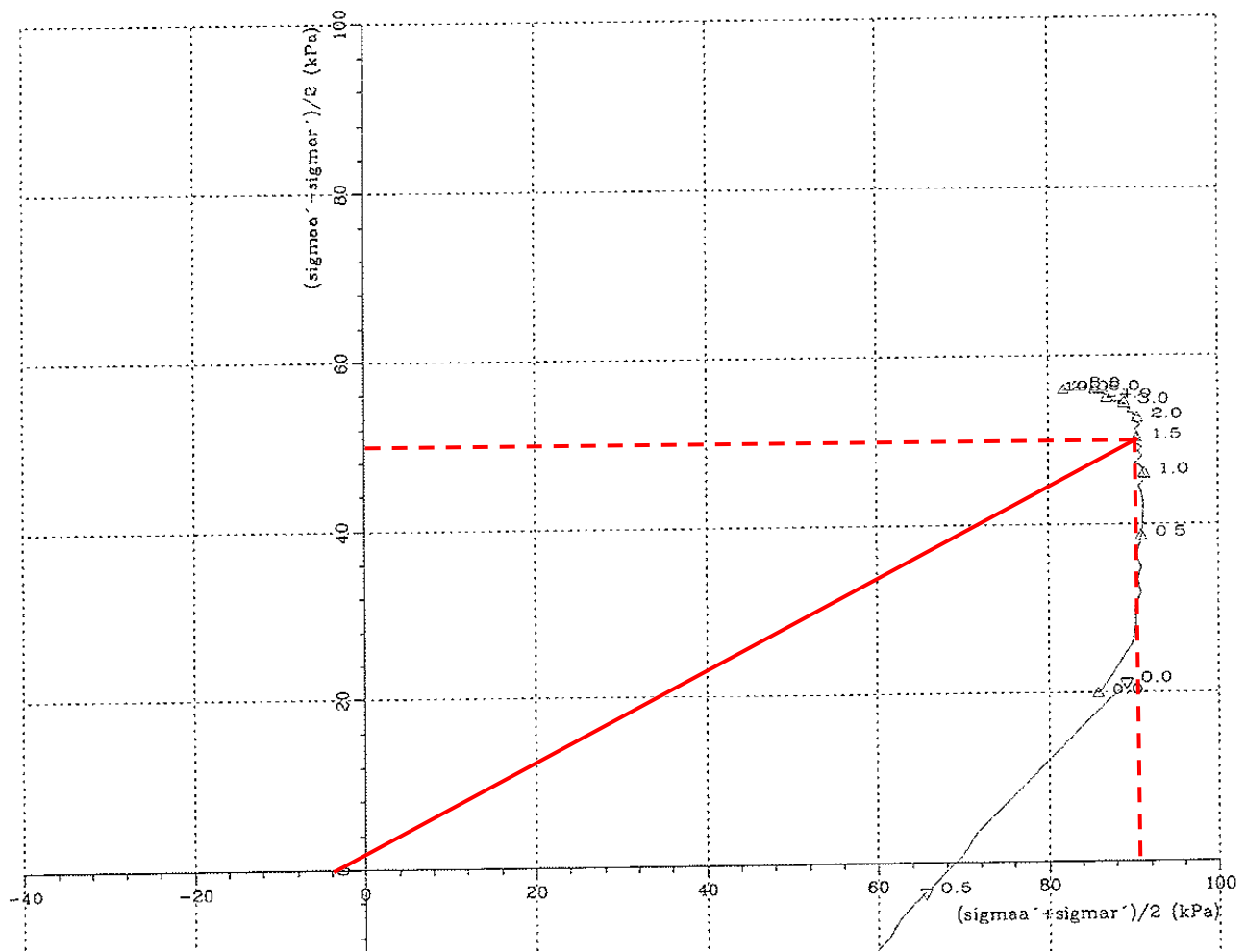
Figur 3.8 og 3.9 nedenfor viser effektivspenningssti for treaksforsøk i punkt 123. Forsøkene gir sterk indikasjon av prøveforstyrrelse og tolking av effektivspenningsparametere må derfor utføres forsiktig. Tolkning av friksjonsvinkel ved 1,5% tøying gir ca. 29 grader for forsøket ved 8,5 m dybde og 28 grader ved forsøket ved 10,45 m dybde. Dette med antatt attraksjon på 5 grader.

Figur 3.10 nedenfor viser tolkning av friksjonsvinkel fra CPTU i punkt C1 tett ved punkt 123, der tolkning av treaksforsøkene også er vist. Tolkning av de øvrige CPTU sonderingene fremgår av vedlegg 2 (side 6 for de ulike sonderingene). CPTU sonderingene indikere i hovedsak en friksjonsvinkel på 27-28 grader eller høyere.

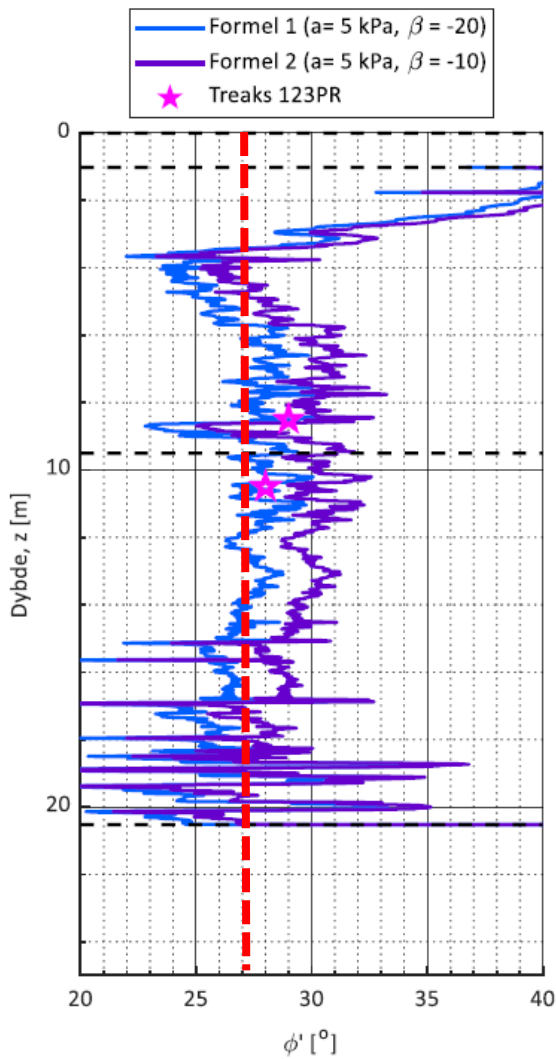
Det er valgt en friksjonsvinkel på 27 grader og attraksjon på 4 kPa for leirlaget i samtlige effektivspenningsberegninger. Dette vurderes å ligge på den forsiktige siden.



Figur 3.8. Spenningssti, treaks 8,5 m i punkt 123.



Figur 3.9. Spenningssti, treaks 10,5 m i punkt 123.

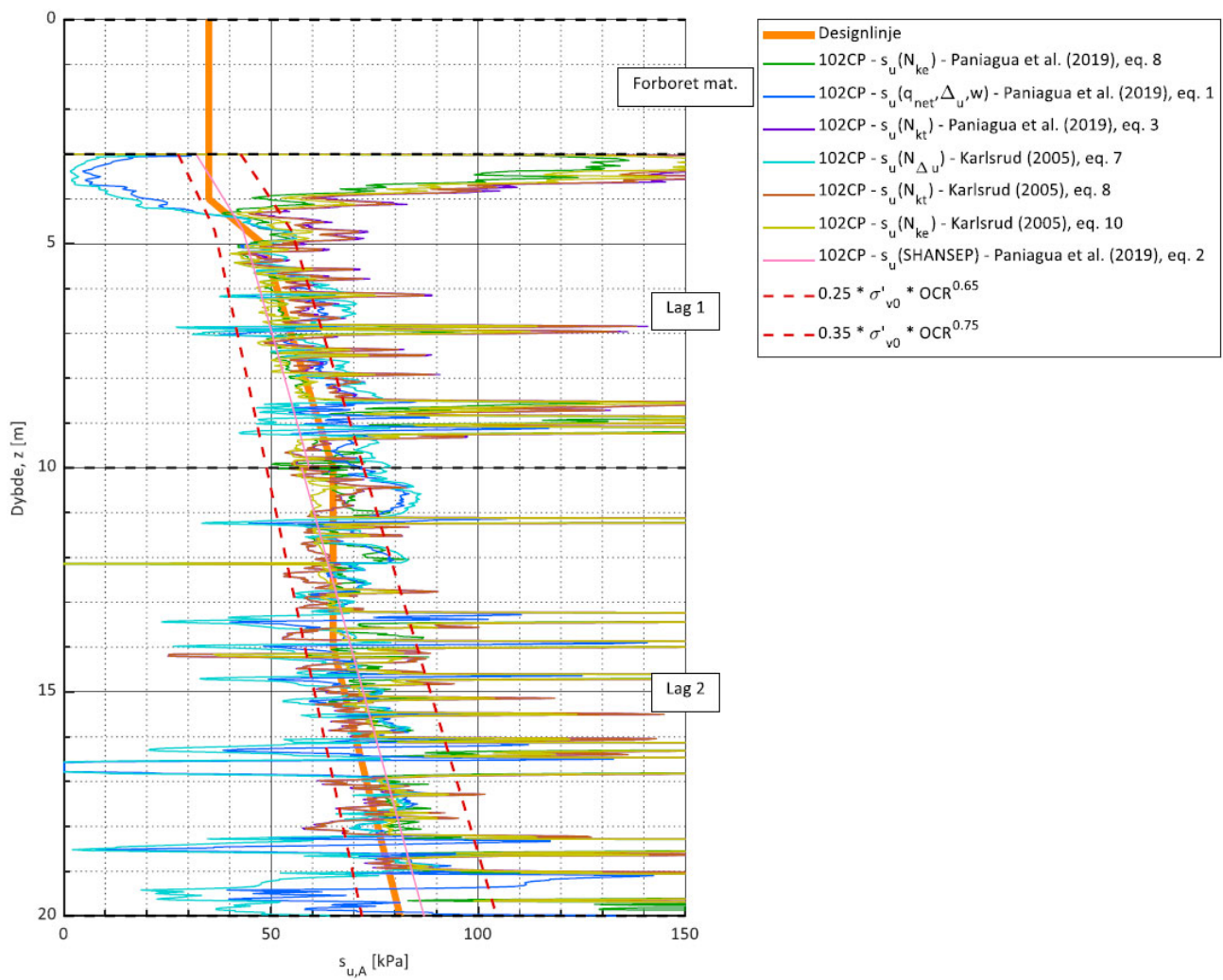


Figur 3.10. Tolkning av friksjonsvinkel fra CPTU, punkt C1.

### 3.7 Totalspenningsparametere

Designprofiler for aktiv udrenert skjærstyrke er tolket ut fra utførte CPTU sonderinger, samt laboratorieforsøk på opptatte prøver (treaksforsøk og std. rutineforsøk) der dette foreligger. Det er anvendt CPTU korrelasjoner for aktiv udrenert skjærstyrke. Enaks- og konusforsøk er antatt å gi tilnærmet direkte styrkeverdier og er derfor omregnet til aktiv direkte skjærstyrke på designprofilene.

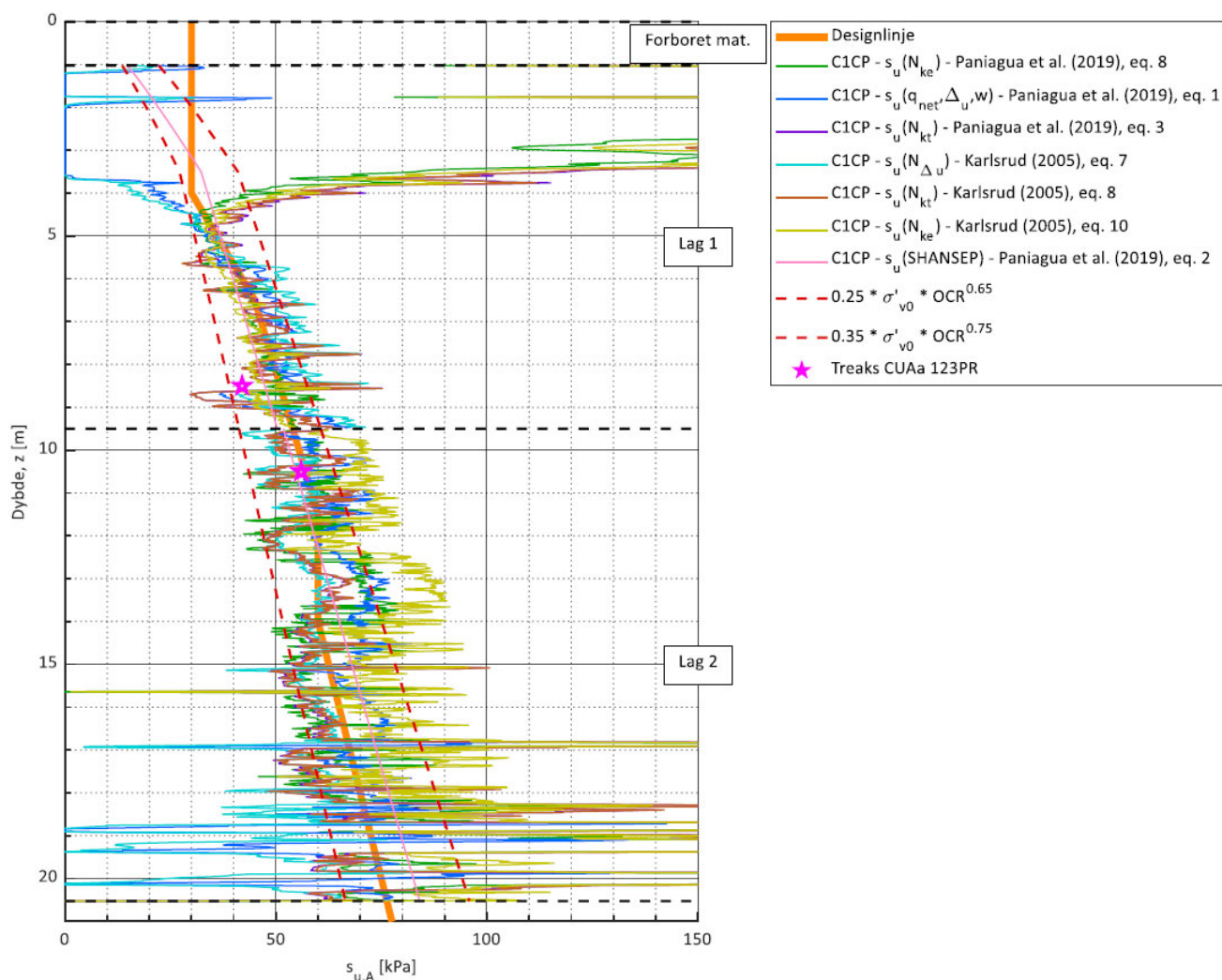
Figur 3.11 viser designprofil anvendt for topp skråning i profil H-H i nord.



Figur 3.11. Designprofil, CPTU i borpunkt 102, kote +16,2.

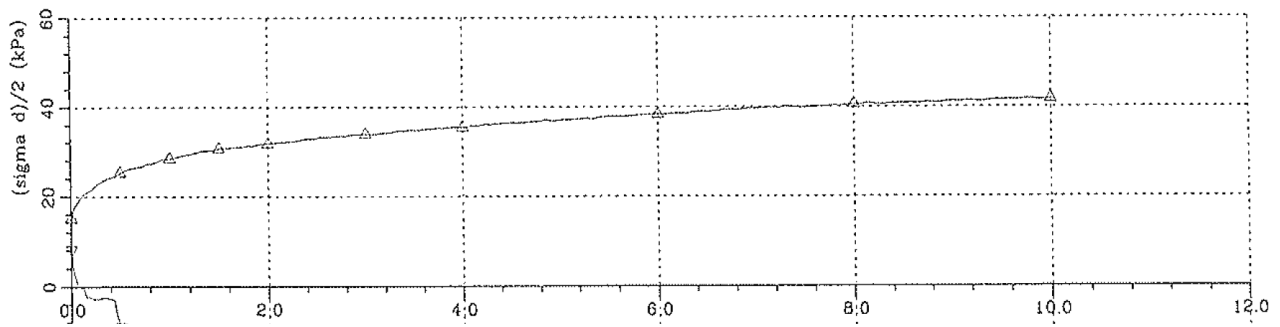


Figur 3.12 viser designprofil anvendt for topp skråning i profil G1-G1 og G-G.

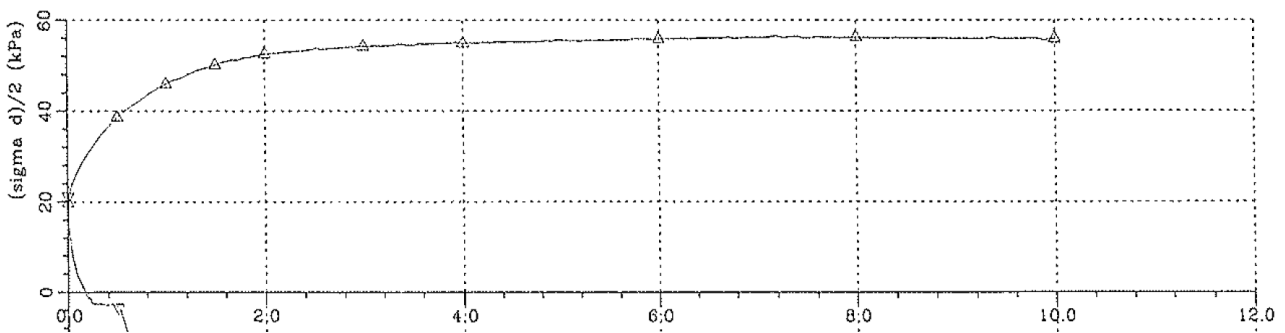


Figur 3.12. Designprofil, CPTU i borpunkt C2, kote +11,5.

Resultater fra treaksforsøkene i punkt 123 er også vist på figuren. Tøynings-skjærstyrke kurven for treaksforsøkene er vist på figur 3.13 og 3.14 nedenfor og indikerer mye prøveforstyrrelse. Tolket peak skjærstyrke fra treaksforsøkene ligger derfor antakelig noe lavt ift. CPTU sonderingene, som er korrelert ut fra blokkprøver med lite prøveforstyrrelse.

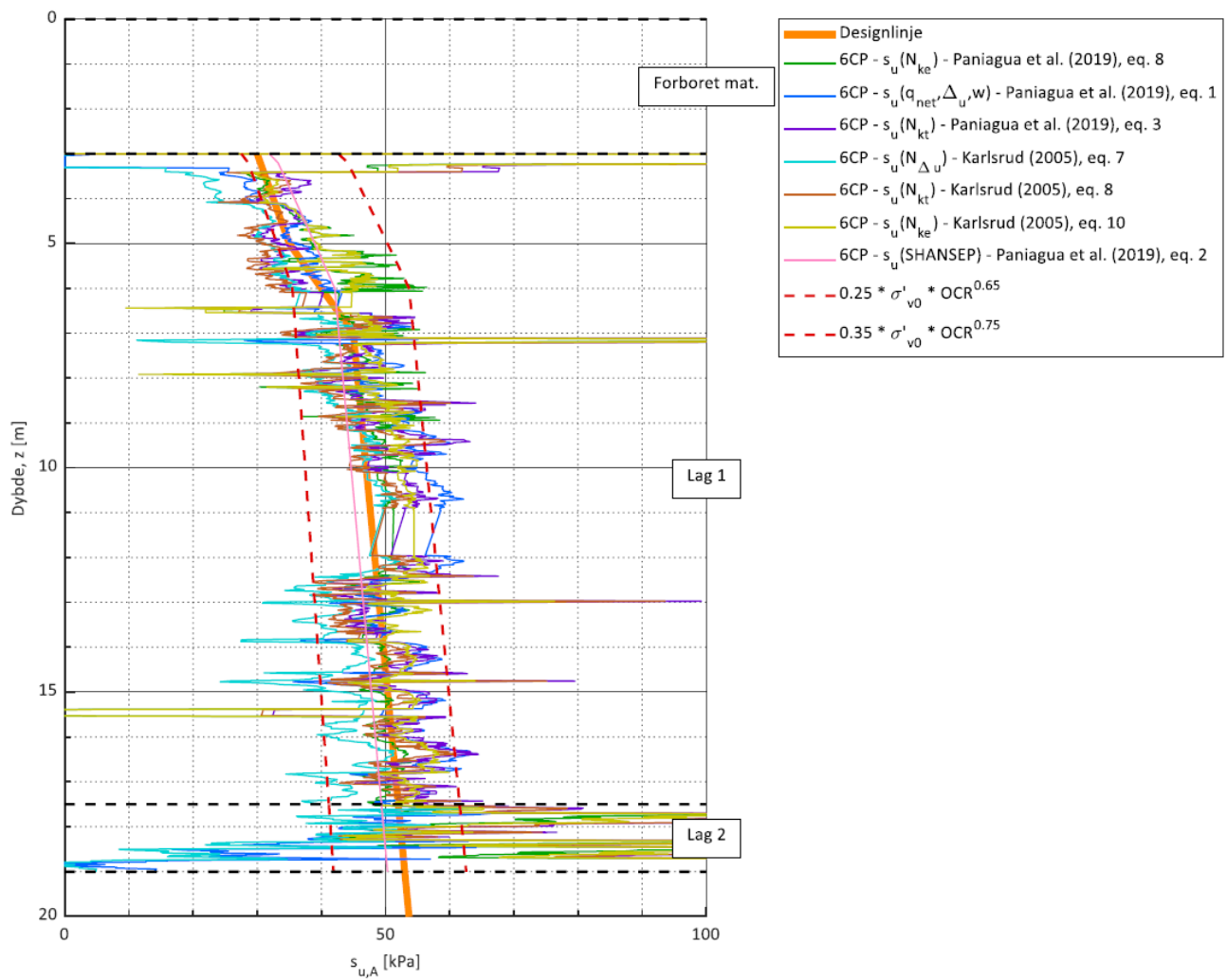


Figur 3.13. Treaks 8,5 m i punkt 123.



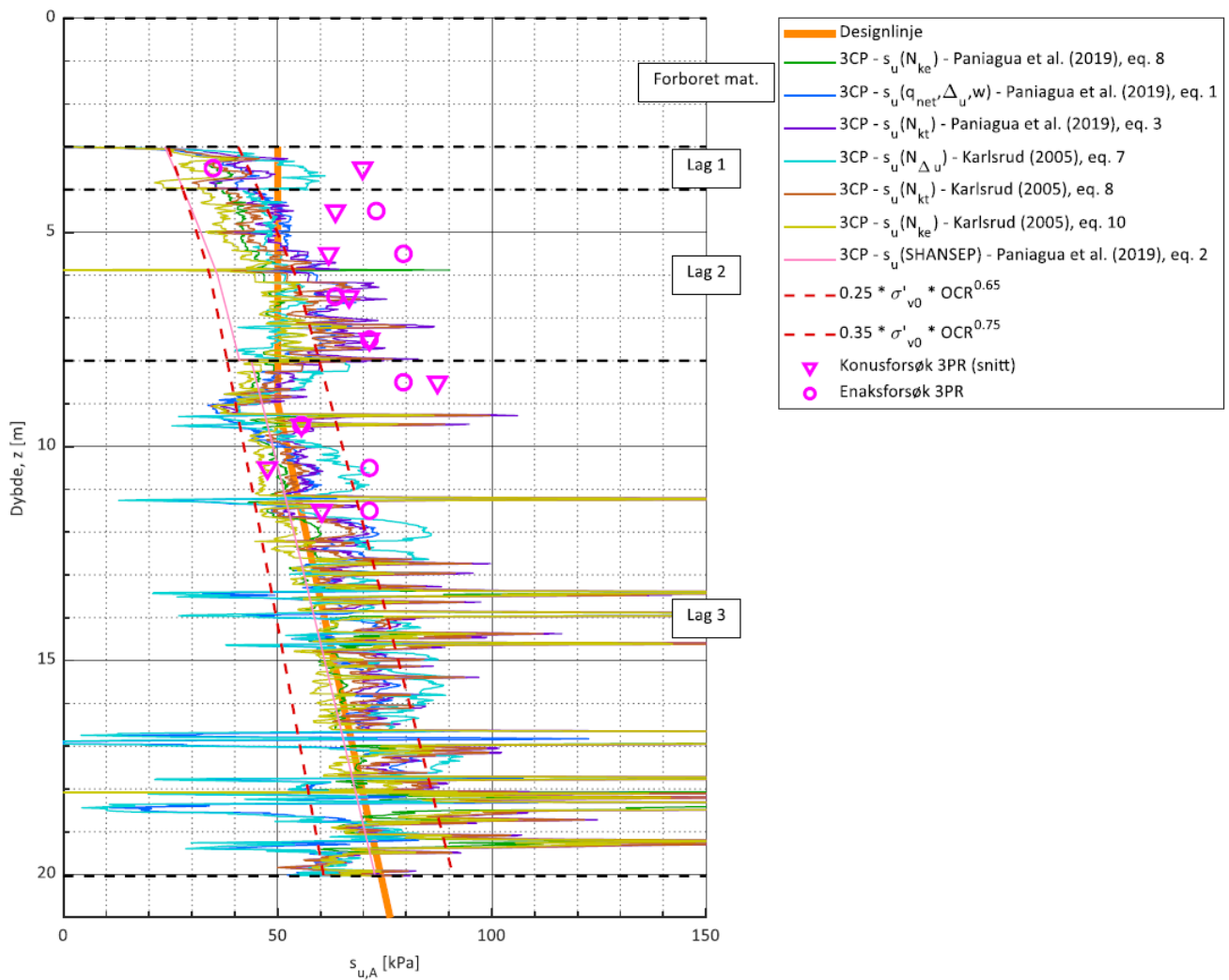
Figur 3.14. Treaks 10,5 m i punkt 123.

Figur 3.15 viser designprofil for det øvre platået i beregningsprofil A-A.



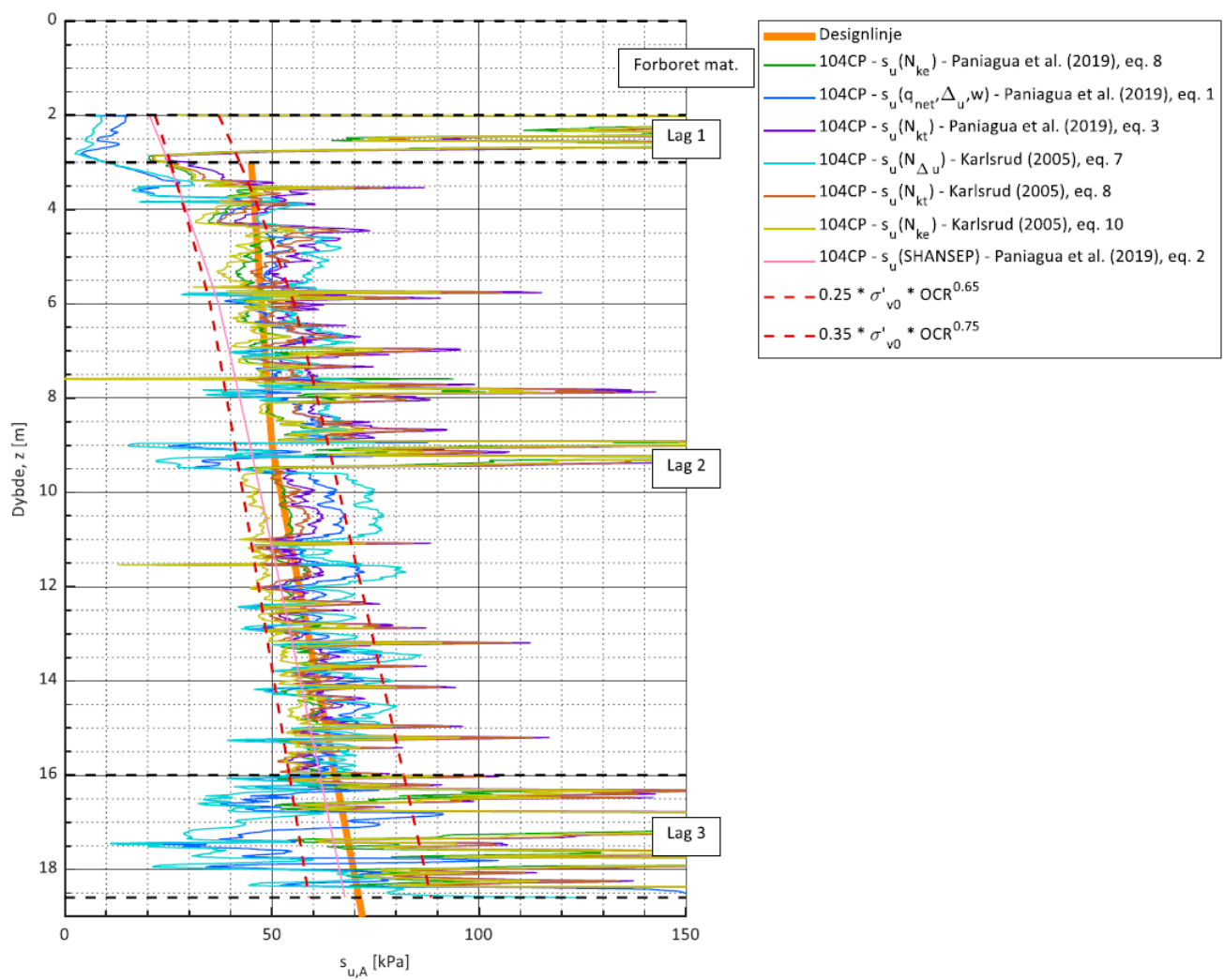
Figur 3.15. Designprofil, CPTU i borpunkt 6, kote +8,2.

Figur 3.16 viser designprofil for platået ved elva i beregningsprofil A-A.



Figur 3.16. Designprofil, CPTU i borpunkt 3, kote +2.

Figur 3.17 viser designprofil for platået ved elva i beregningsprofil F-F.



Figur 3.17. Designprofil, CPTU i borpunkt 104, kote +1,9.

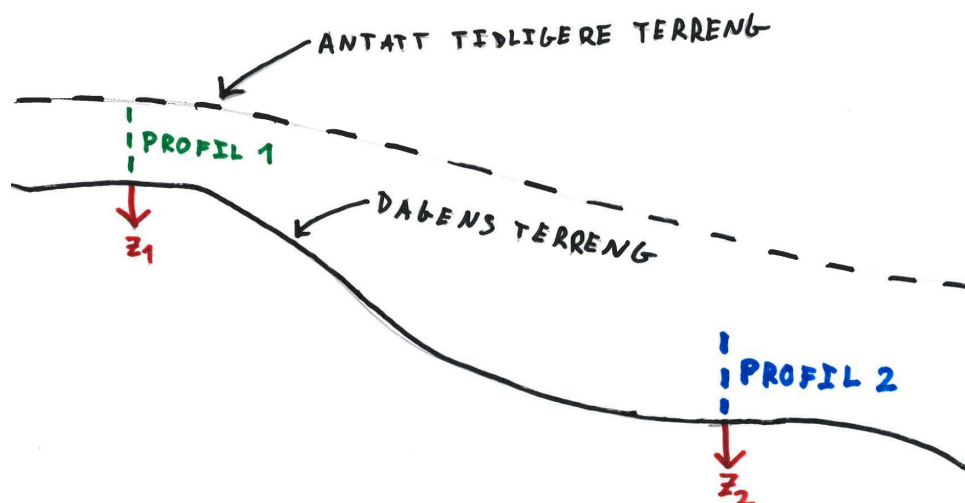
For profil H-H, G1-G1 og G-G i nord er det kun utført CPTU sonderinger i topp skråning (borpunkt 102 og C1) og her faller terrenget betydelig ned til elvekanten og videre ut i elva.

Designprofiler for platået langs elva på ca. kote +2 og lenger ut i elva er bestemt ut fra avlasting etter SHANSEP prinsippet.

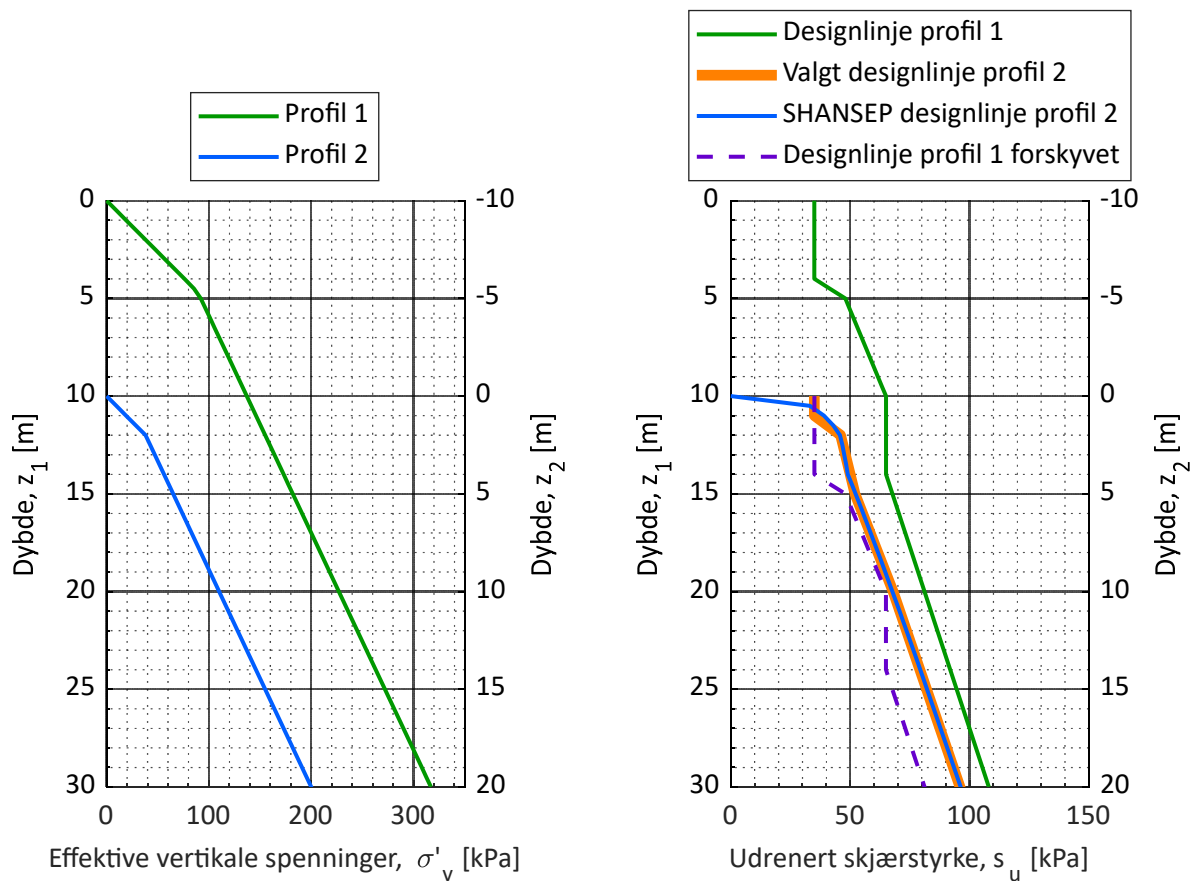
Figur 3.18 viser illustrasjon av dette, der profil 1 er profil på toppen av skråningen (hvor su-profil er kjent), mens profil 2 er profil i foten av skråningen (hvor su-profil ønskes beregnet). Fulltrukket svart linje angir dagens terreng, mens stiplet svart linje angir antatt tidligere terrengnivå. Avlasting bestemmes som forskjellen mellom overlaging (ift. tidligere terrengnivå) i profil 1 og 2. Som følge av avlasting fra tidligere terrengnivå beregnes en reduksjon av su-profil i profil 2 sammenlignet med profil 1.

For profil A-A og F-F i sør er det ikke utført styrkereduksjon ut i elva, da elva her faller slakt utover og evt. styrkereduksjon dermed vil ha lite å si.

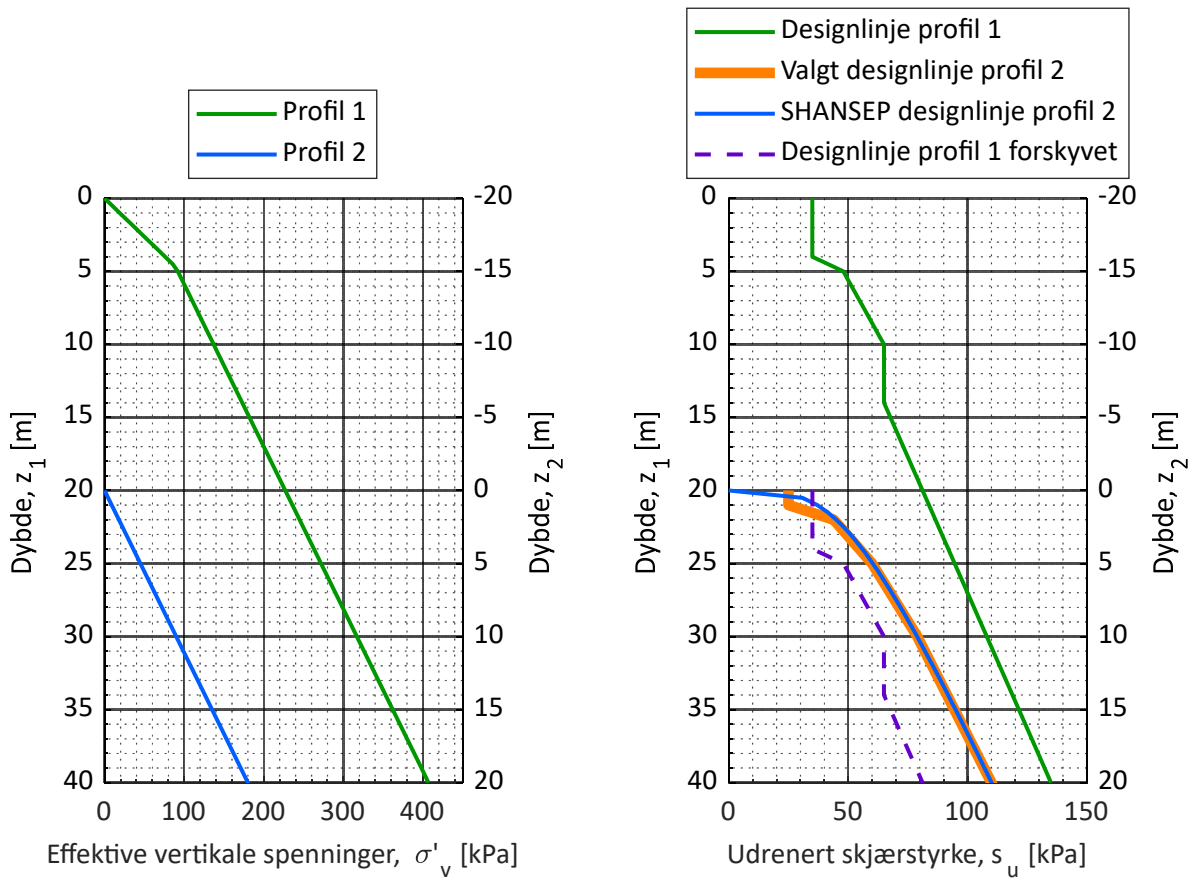
Figur 3.19 t.o.m. 3.23 viser beregnede SHANSEP profiler anvendt i beregningsprofil H-H, G1-G1 og G-G.



Figur 3.18. Prinsipp for beregning av avlasting iht. SHANSEP prinsippet.

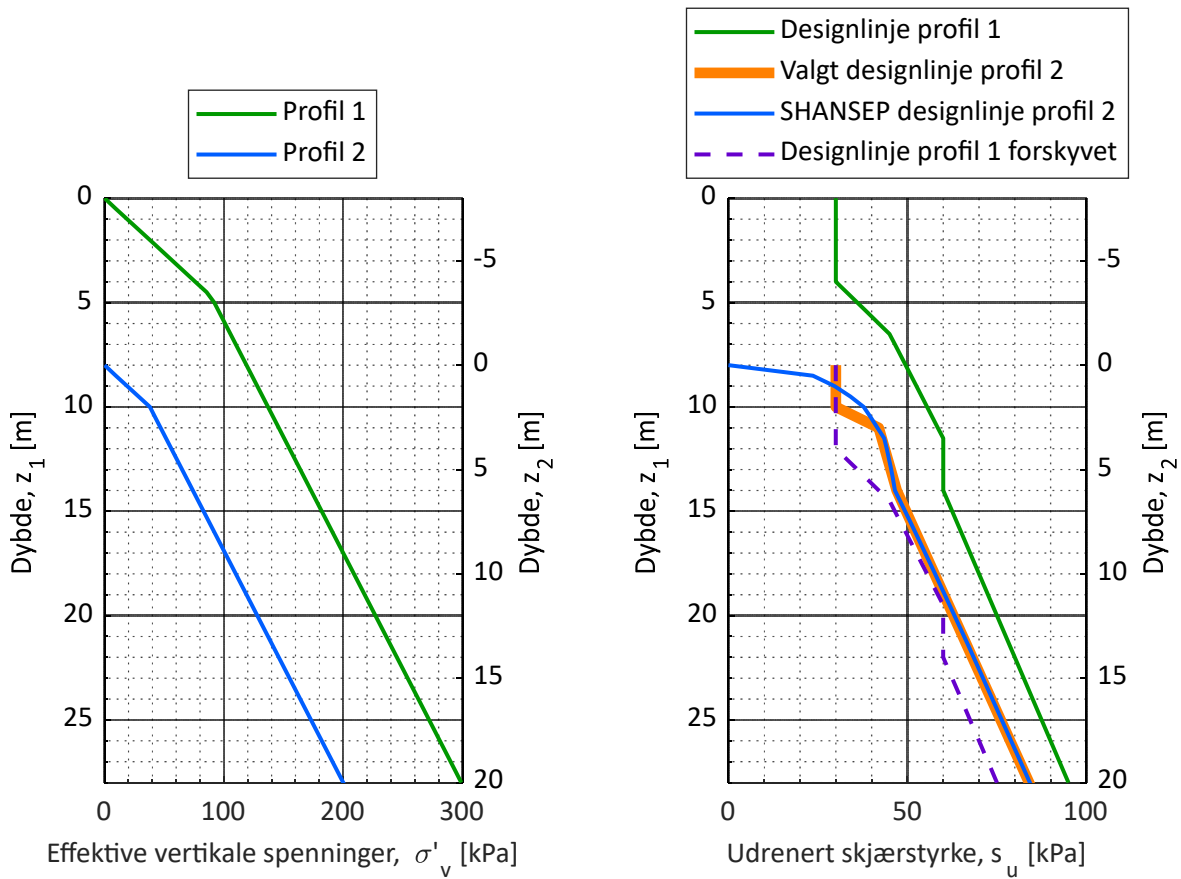


Figur 3.19. SHANSEP designprofil, profil H-H, terrengkote ca. +2 i elvekanten.

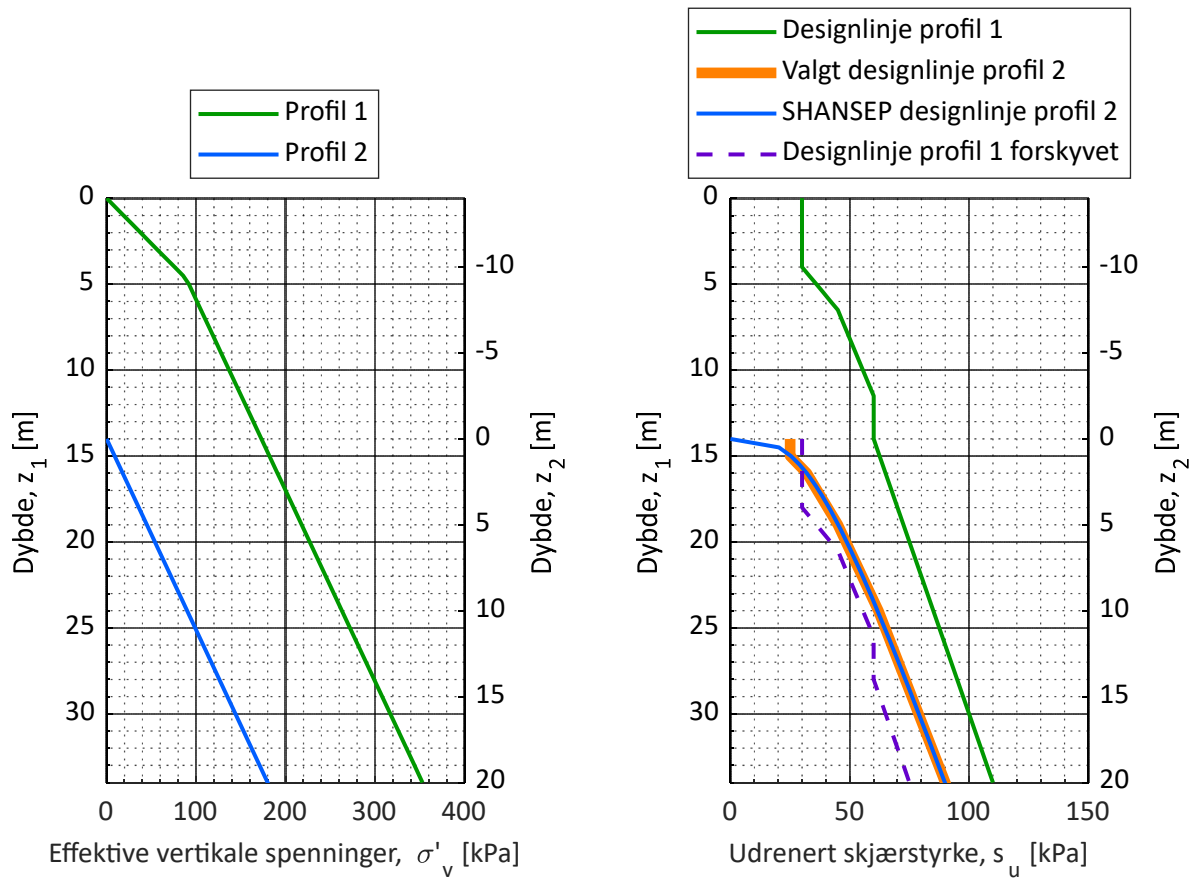


Figur 3.20. SHANSEP designprofil, profil H-H, terrengkote ca. -10 i elva.

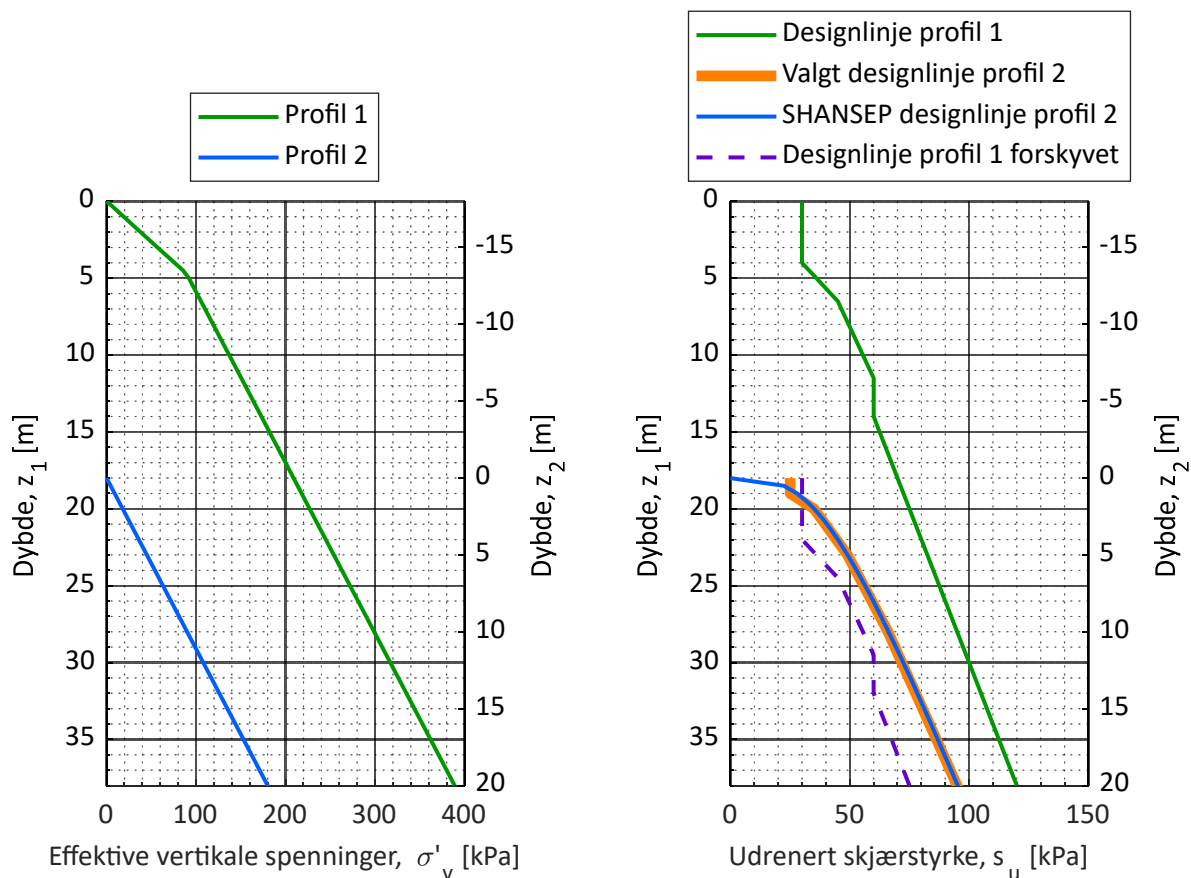




Figur 3.21. SHANSEP designprofil, profil G1-G1 og G-G, terrengkote ca. +2 i elvekanten.



Figur 3.22. SHANSEP designprofil, profil G-G, terrengkote ca. -8 i elva.



Figur 3.23. SHANSEP designprofil, profil G1-G1, terrengkote ca. -10 i elva.

### 3.8 Anisotropifaktorer

Følgende anisotropifaktorer legges til grunn iht. [9] (for IP=10 eller mindre):

- Aktiv sone:  $s_{uA}/s_{uA} = 1,0$
- Direkte sone:  $s_{uD}/s_{uA} = 0,63$
- Passiv sone:  $s_{uP}/s_{uA} = 0,35$

## 4 Beregningsresultater

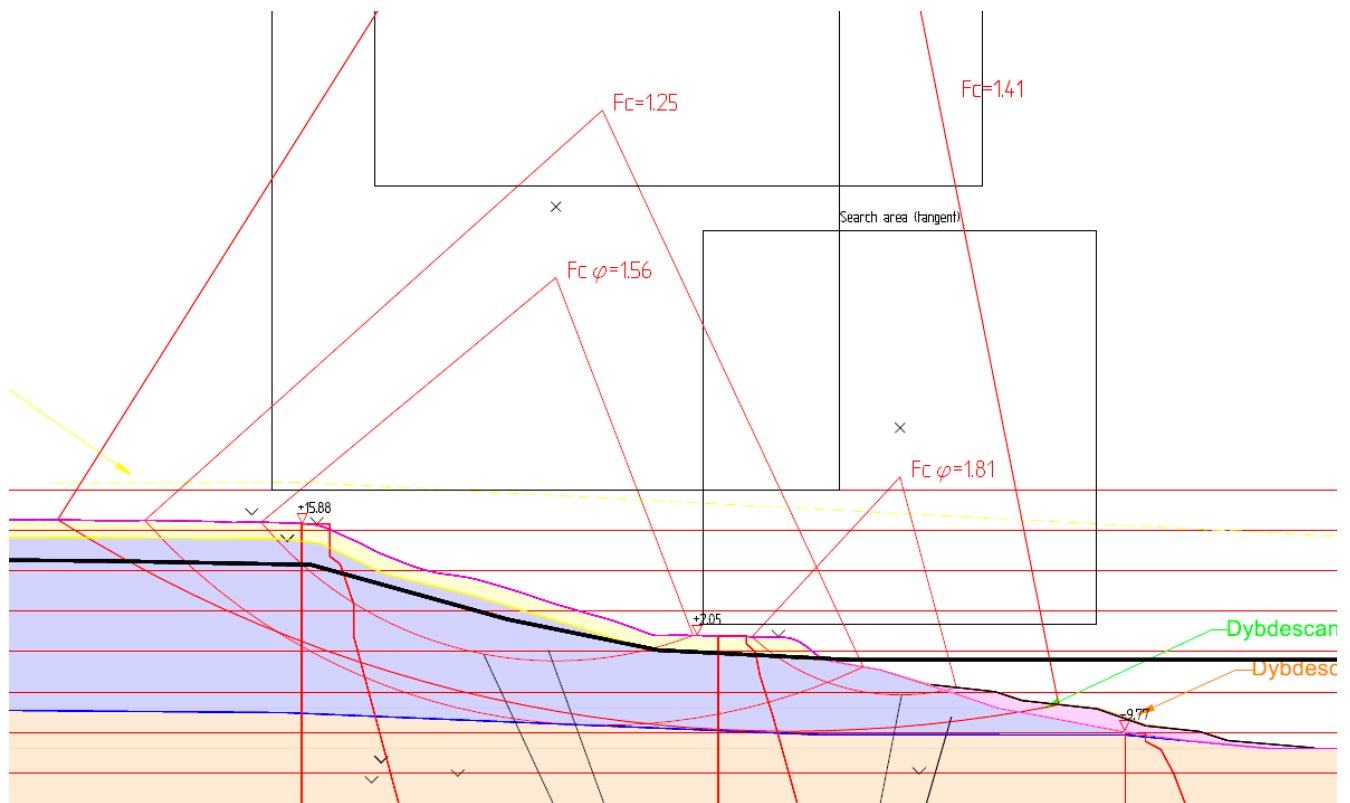
Det er utført stabilitetsberegninger etter grenselikevektmetoden ved bruk av beregningsprogrammet GeoSuite Stability versjon 24.0.6.0.

Det er utført totalspenningsanalyser for udrenert korttidstilstand og effektivspenningsanalyse for drenert langtidstilstand i samtlige beregningsprofiler.

Resultater fra utførte beregninger i er vist i vedlegg 3, samt oppsummert nedenfor.

## 4.1 Profil H-H

Figur 4.1 nedenfor viser resultater fra utført total- og effektivspenningsanalyse i profil H-H. Dette for situasjonen etter etablering av motfylling i elva.



Figur 4.1. Utsnitt av beregning 1, profil H-H, situasjon etter etablering av motfylling i elva.

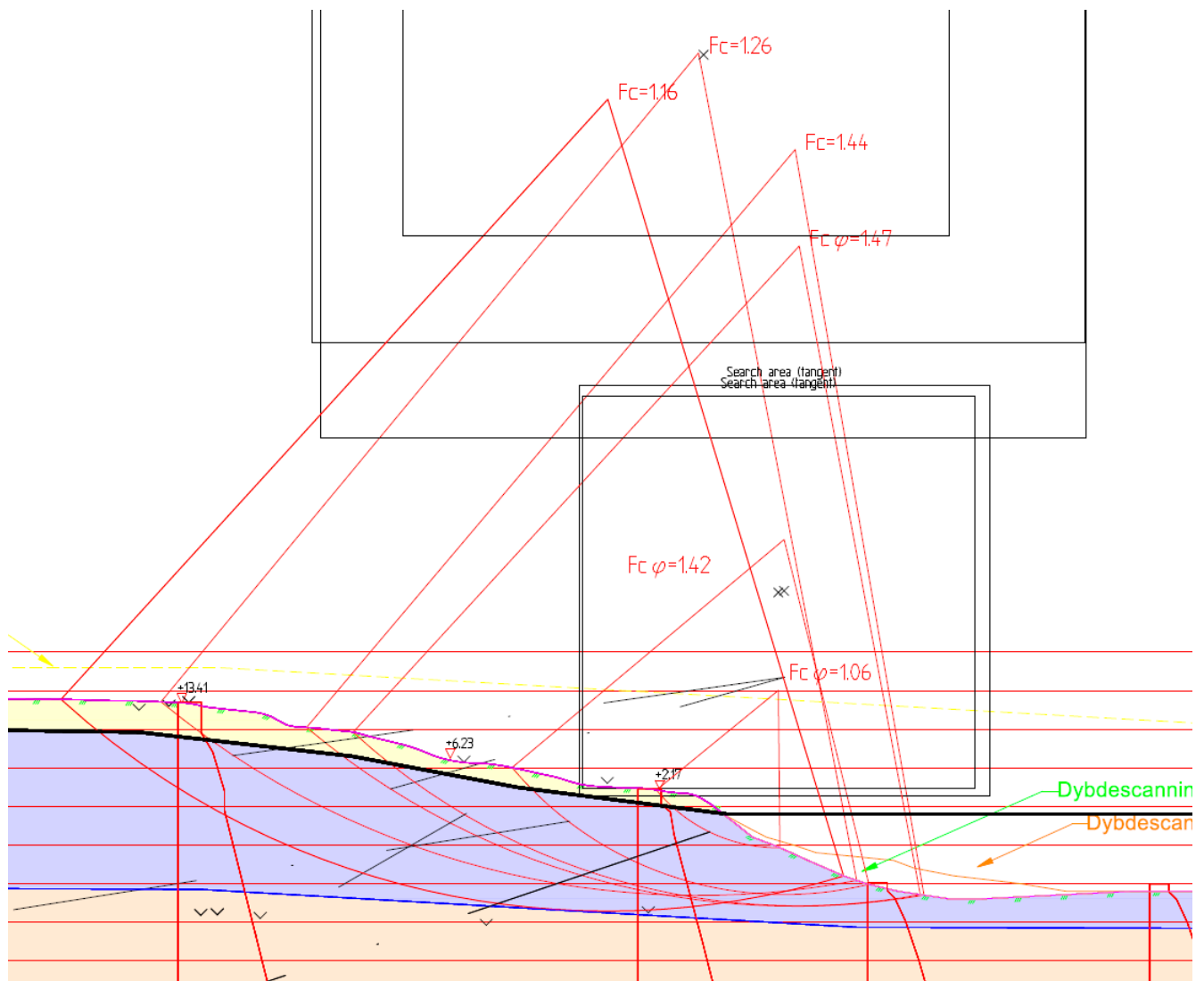
Kritisk sirkel for totalspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,25$  og går ut i elva ovenfor utført motfylling.

Kritisk sirkel for effektivspenningsanalyse viser sikker  $F=1,56$ .

Det er dermed tilfredsstillende sikkerhet for tiltak utenfor influensområdet til skråningen i profil H-H.

## 4.2 Profil G1-G1 (NGI profil G-G)

Figur 4.2 nedenfor viser resultater fra utført total- og effektivspenningsanalyse i profil G1-G1. Dette for situasjonen innen etablering av motfylling i elva.

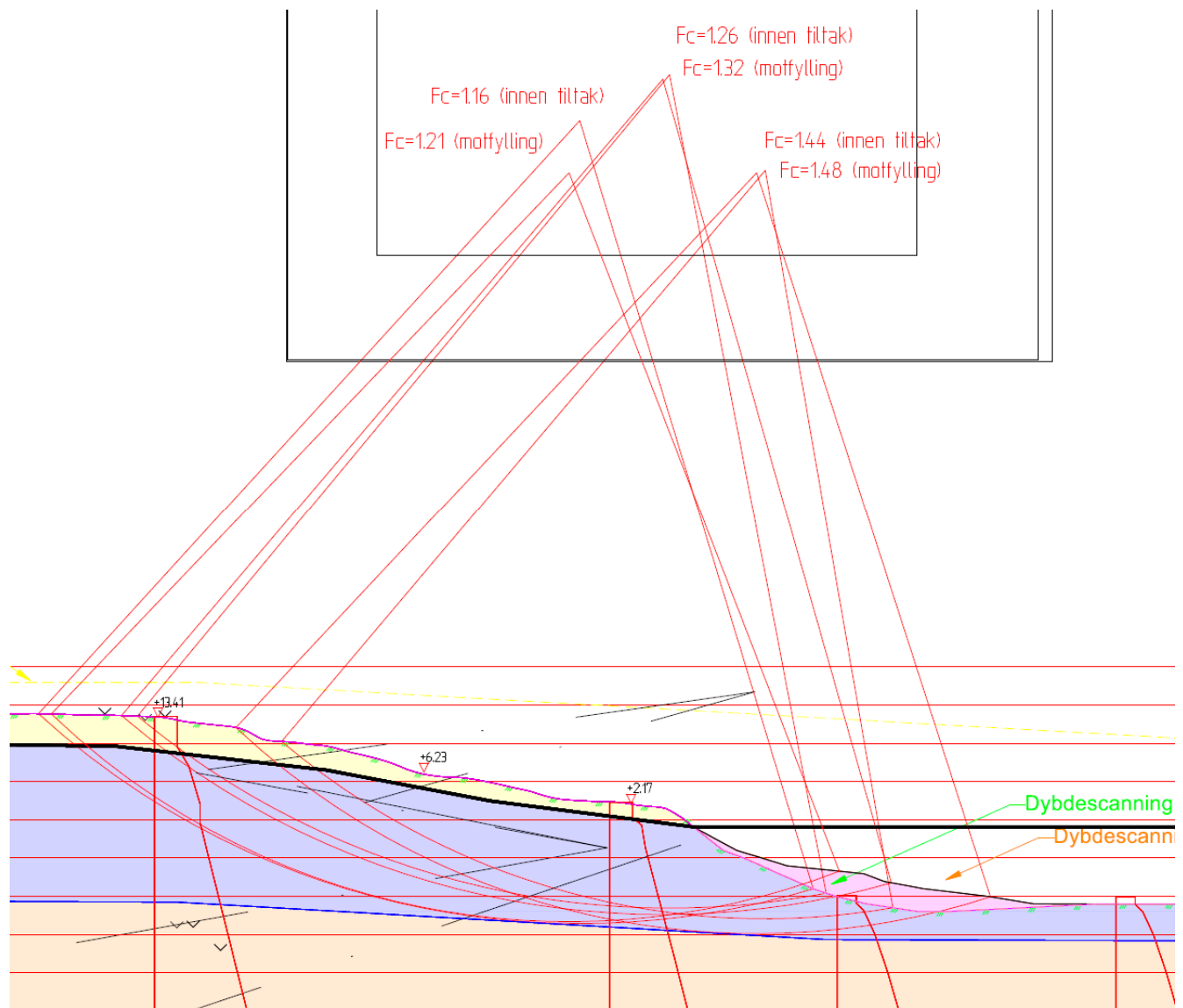


Figur 4.2. Utsnitt av beregning 2, profil G1-G1, situasjon innen etablering av motfylling i elva.

Kritisk sirkel for totalspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,16$ , mens kritisk sirkel for effektivspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,06$  i elvekanten.

Det er dermed for lav sikkerhet for situasjonen innen utførelse av motfylling i elva.

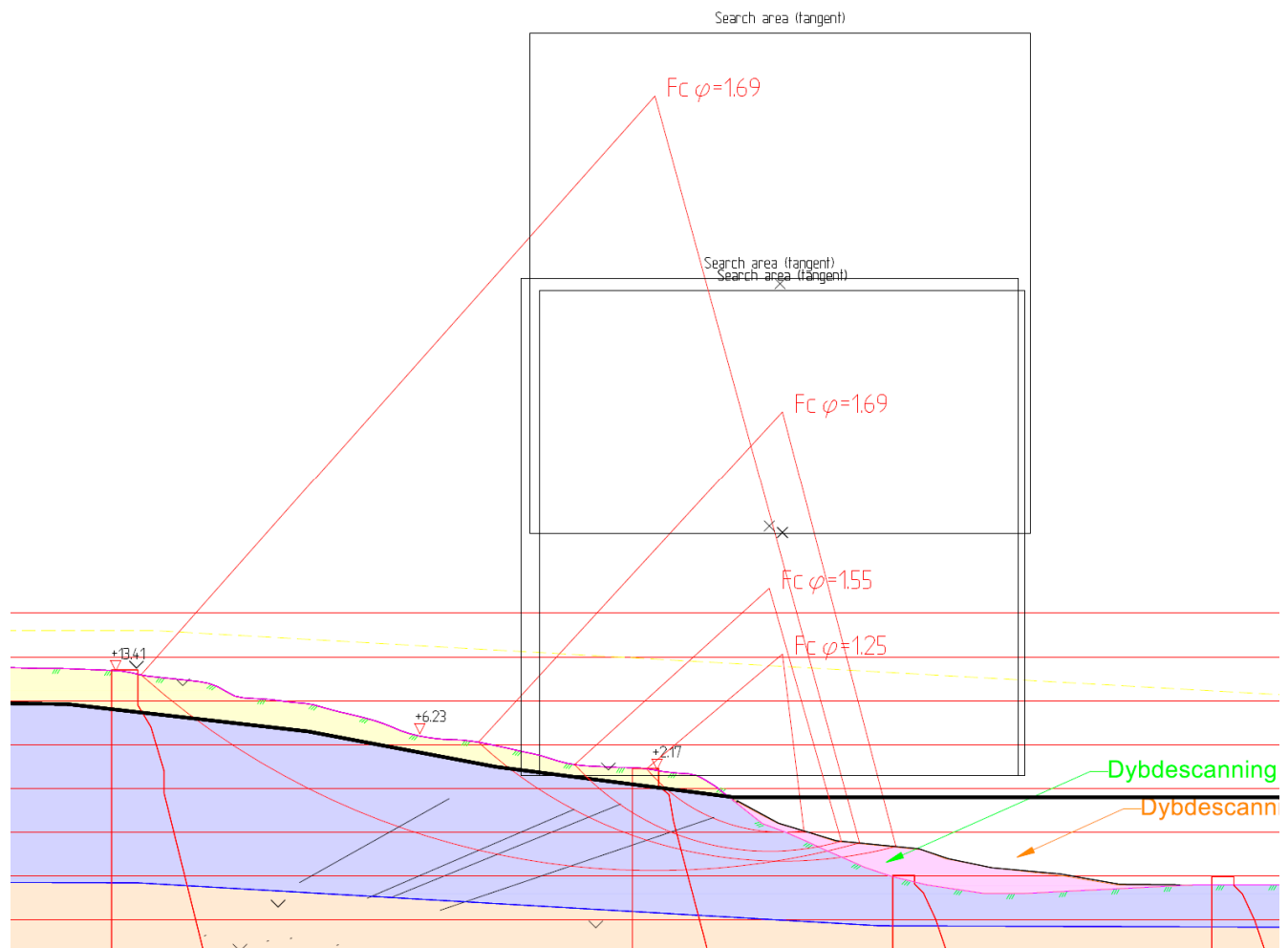
Figur 4.3 nedenfor viser resultater fra utført totalspennings i profil G1-G1 for situasjonen etter etablering av motfylling i elva.



Figur 4.3. Utsnitt av beregning 3, profil G1-G1, situasjon etter etablering av motfylling i elva.

Beregningen viser tilfredsstillende prosentvis forbedring for samtlige glidesirkler.

Figur 4.4 nedenfor viser resultater fra utført effektivspenningsanalyse i profil G1-G1 for situasjonen etter etablering av motfylling i elva.



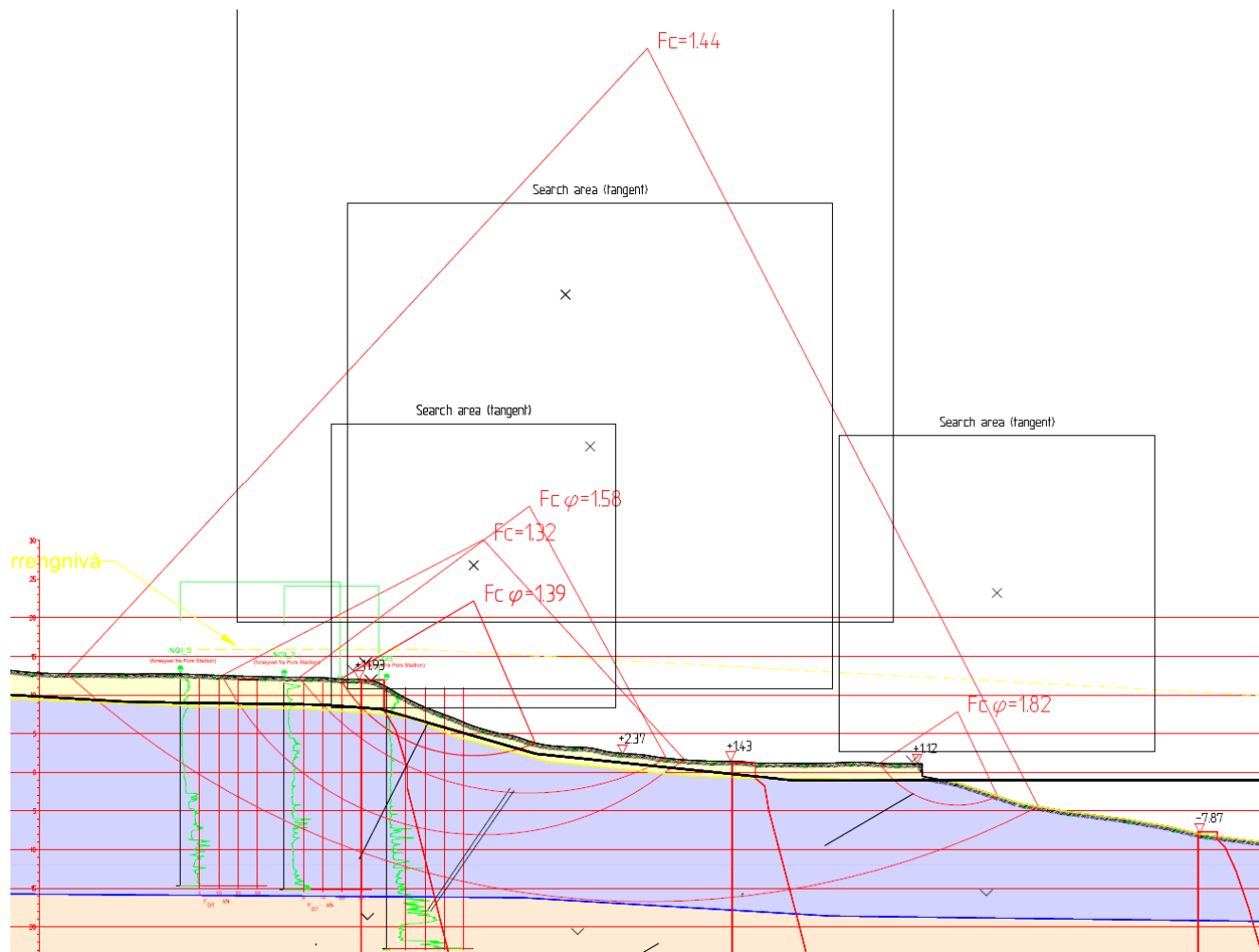
Figur 4.4. Utsnitt av beregning 4, profil G1-G1, situasjon etter etablering av motfylling i elva.

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet på  $F=1,25$  eller høyere for samtlige sirkler.

Det er dermed tilfredsstillende sikkerhet for skråningen i profil G1-G1.

### 4.3 Profil G-G

Figur 4.5 nedenfor viser resultater fra utført total- og effektivspenningsanalyse i profil G-G.



Figur 4.5. Utsnitt av beregning 5, profil G-G, dagens situasjon.

Kritisk sirkel for totalspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,32$ , mens kritisk sirkel for effektivspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,39$ .

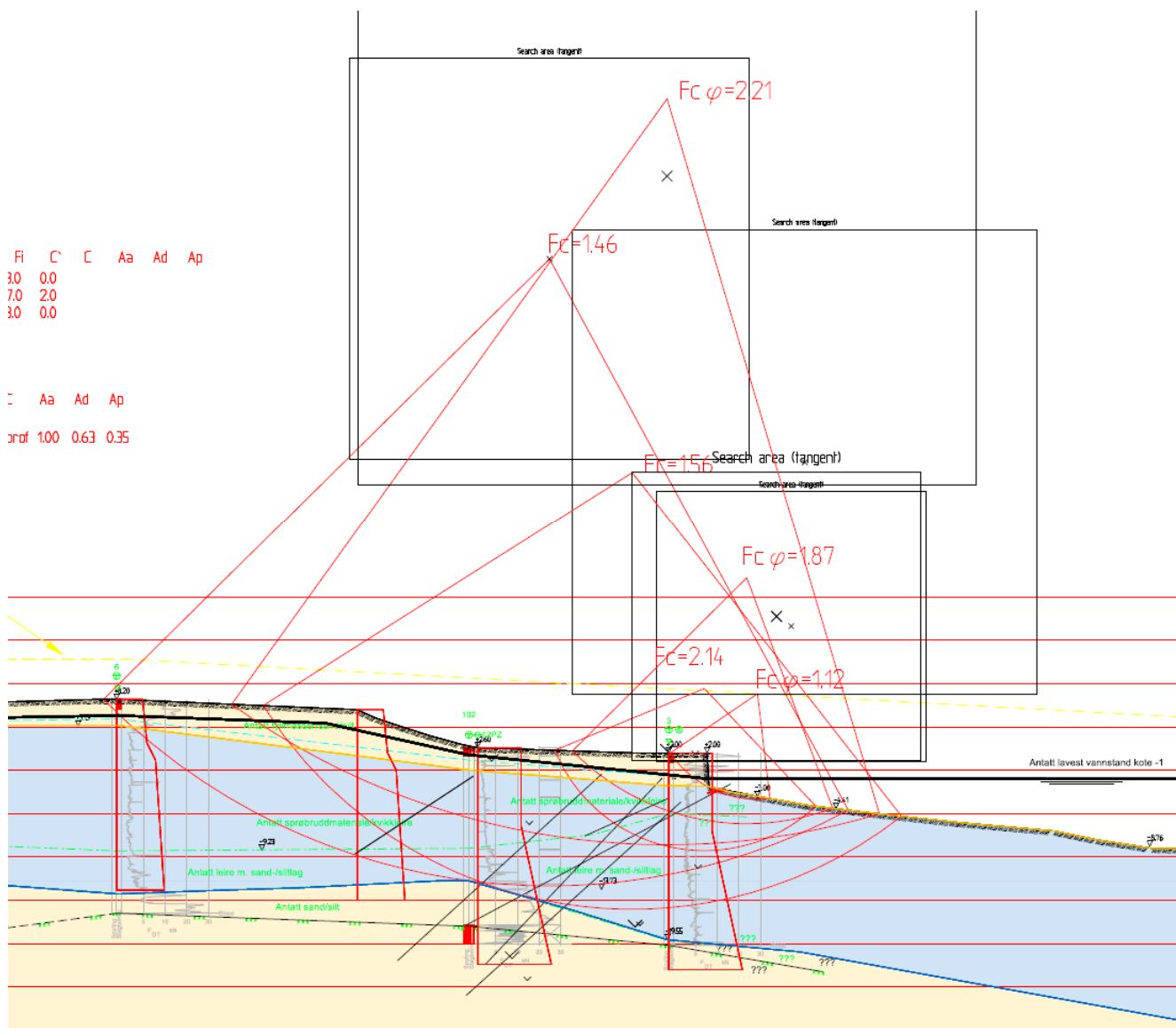
Sammenlignet med tidligere beregning ved Pors Stadion [10], viser ny tolkning av styrkeprofiler og ADP faktorer nå ca. 10% høyere sikkerhet i skråningene ved Pors Stadion.

Det er dermed tilfredsstillende sikkerhet for tiltak utenfor influensområdet til øvre del av skråningen i profil G-G.



## 4.4 Profil A-A

Figur 4.6 nedenfor viser resultater fra utført total- og effektivspenningsanalyse i profil A-A gjennom planområdet på Elvegata. Dette gjelder for dagens situasjon. Beregningen er tilsvarende tidligere utført beregninger, men nå oppdatert med aktive styrkeprofiler og effektivspenningsparamatere i tråd med tolkning i de øvrige profilene.



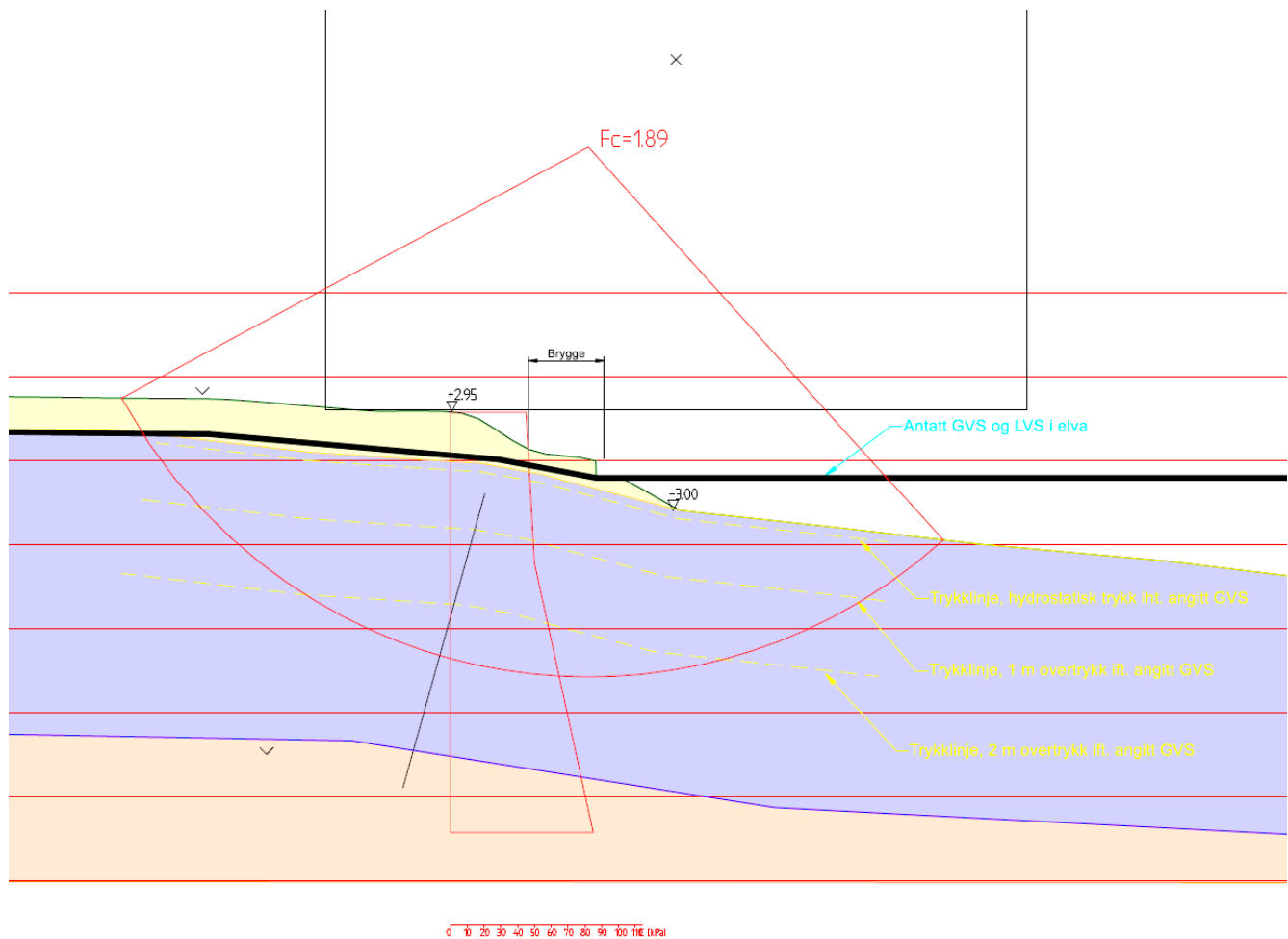
Figur 4.6. Utsnitt av beregning 6, profil A-A, dagens situasjon.

Kritisk sirkel for totalspenningsanalysen viser  $F=1,46$ , mens kritisk sirkel for effektivspenningsanalyse viser sikkerhet  $F=1,12$  i elvekanten.

Dette samsvarer med tidligere beregninger og viser behov for sikringstiltak for å ivareta stabiliteten i elvekanten. Ved behov/ønske om avlasting i elvekanten må det først avlastes lenger inne på planområdet for å sikre at stabiliteten ikke forverres under noen faser av arbeidene.

## 4.5 Profil F-F

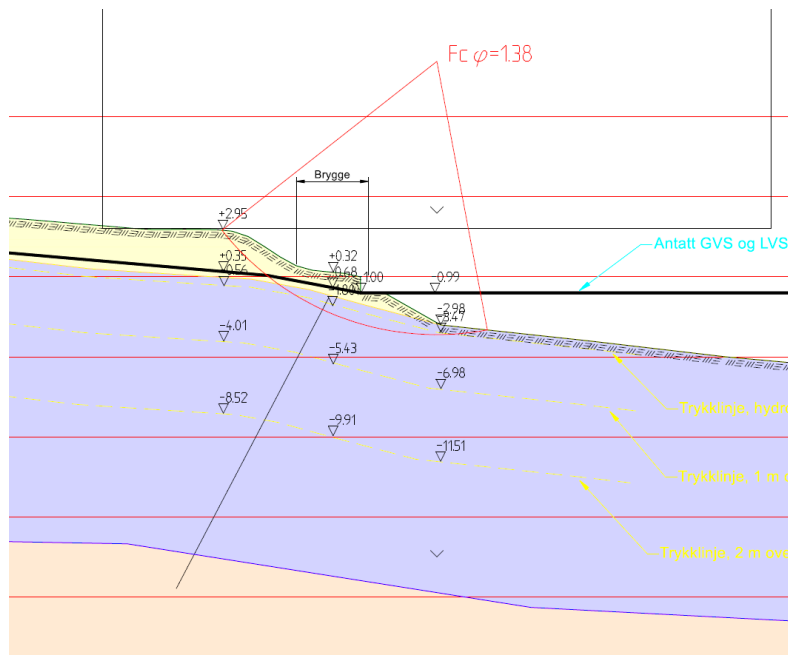
Figur 4.7 nedenfor viser resultater fra utført totalspenningsanalyse i profil F-F sør for planområdet på Elvegata. Dette gjelder for dagens situasjon.



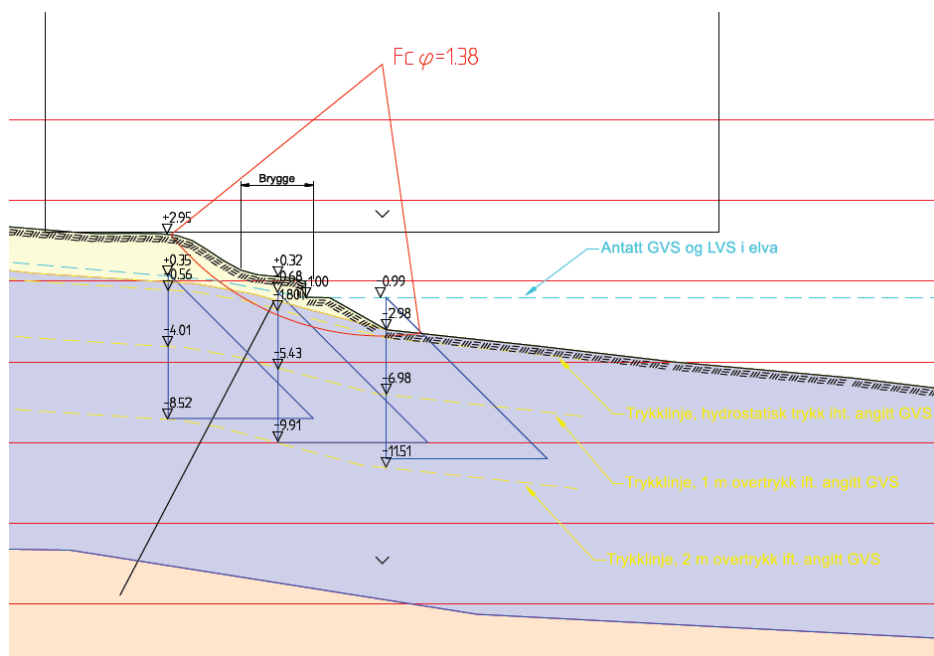
Figur 4.7. Utsnitt av beregning 7, profil F-F, dagens situasjon.

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet på  $F=1,89$ .

Figur 4.8 og 4.9 nedenfor viser resultater fra utført effektivspenningsanalyse i profil F-F for dagens situasjon, der poretrykket er modellert med hhv. grunnvannstand og poretrykksprofiler.



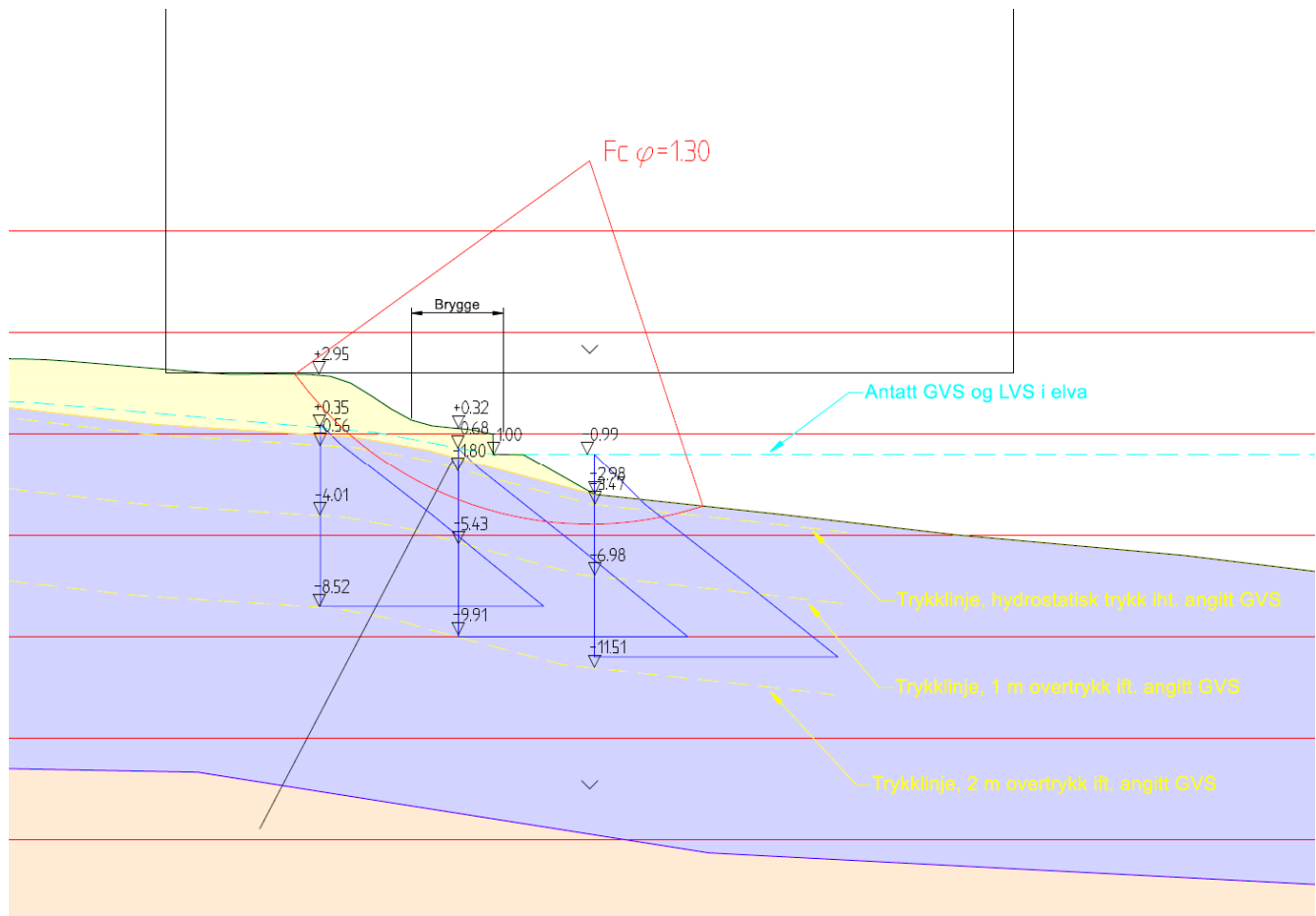
Figur 4.8. Utsnitt av beregning 8, profil F-F, dagens situasjon.



Figur 4.9. Utsnitt av beregning 9, profil F-F, dagens situasjon.

Som det kan ses gir beregningene samme resultater med tilfredsstillende sikkerhet på  $F=1,38$ .

Figur 4.10 nedenfor viser resultater fra utført effektivspenningsanalyse i profil F-F for dagens situasjon, der poretrykket er modellert med overtrykk i dybden.



Figur 4.10. Utsnitt av beregning 10, profil F-F, dagens situasjon, modellert poreovertrykk i dybden.

Som illustrert på figuren er poretrykket modellert med hydrostatisk trykkfordeling ned til ca. 0,5 m under modellert overkant av leirlaget. Derfra øker poretrykket til ca. 1 m overtrykk 4 m nede i leirlaget og videre til ca. 2 m overtrykk 8 m nede i leirlaget. Dette med utgangspunkt i angitt grunnvannstand.

Beregningen viser tilfredsstillende sikkerhet på  $F=1,30$ .

Det er dermed tilfredsstillende sikker for skråningen i profil F-F.

## Kontrollside

Dokument	
Dokumenttittel: Porsgrunn. Elvegata, leilighetsbygg, områdestab. og forprosjekt, Stabilitetsberegning	Dokument nr: 116514tb1
Oppdragsgiver: Trysilhus Trykon AS	Dato: 24.03.2023
Emne/Tema: Stabilitet	

Sted		
Land og fylke: Norge, Vestfold og Telemark	Kommune: Porsgrunn	
Sted: Elvegata		
UTM sone: 32V	Nord: 6556900	Øst: 537200

Kvalitetssikring/dokumentkontroll					
Rev	Kontroll	Egenkontroll av		Sidemannskontrav	
		dato	sign	dato	sign
	Oppsett av dokument/maler	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR
	Korrekt oppdragsnavn og emne	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR
	Korrekt oppdragsinformasjon	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR
	Distribusjon av dokument	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR
	Laget av, kontrollert av og dato	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR
	Faglig innhold	24.03.23	JAG	24.03.23	OFR

Godkjenning for utsendelse	
Dato: 24.03.23	Sign.: 