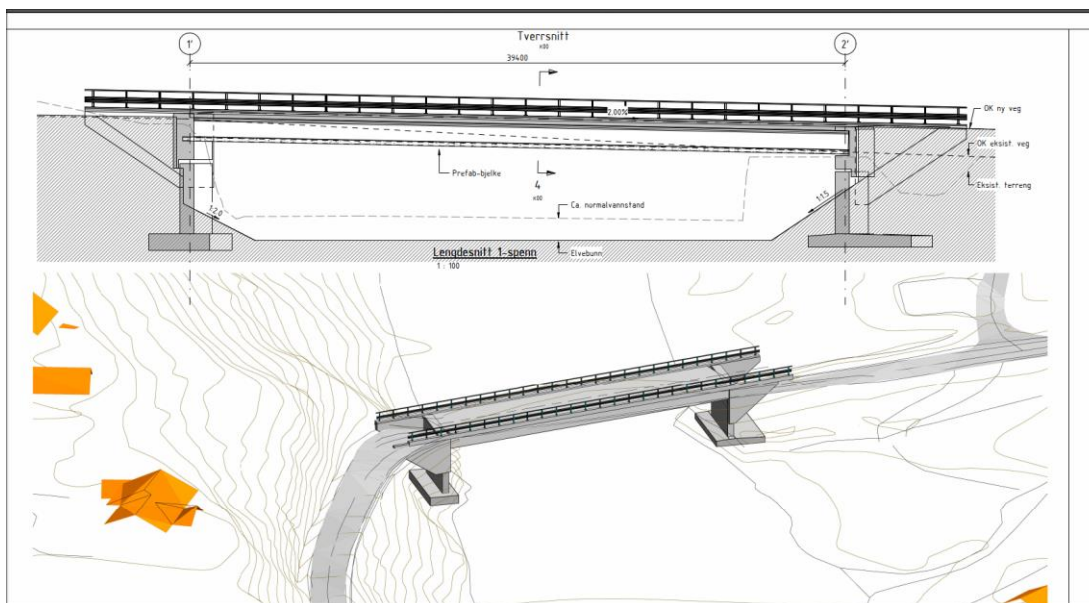


10242788-RIG-R02-A01 Arlien Bru

Geoteknisk Prosjekteringsnotat

Sweco Norge AS	Organisasjonsnr. 967032271
Prosjekt	Arlien Bru
Prosjektnummer	10242788
Kunde	Innlandet fylkeskommune
Opprettet av	Ole Søreng Andersen
Kontrollert av	Jure Kokosin
Godkjent av	Magne Aanstad Bjertnæs
Dato	12.09.2024
Dokumentreferanse	10230915-RIG-R02-A01 Arlien Bru Prosjekteringsnotat



Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av
00	12.09.2023	Første utgave	N01A2U	NOJURE
01	20.09.2024	Andre utgave	N01A2U	NOJURE

Sammendrag

Sweco Norge AS er engasjert av Innlandet fylkeskommune for å prosjektere en ny bro over Gausa ved Arlien. Arlien bru ble betydelig skadet under ekstremværet Hans i 2023, og det er nå besluttet å gjenoppbygge broen på samme sted. I prosjektet er søndre landkar planlagt direktefundamentert på fjell, mens nordre landkar er planlagt fundamentert på løsmasser. Rapporten vurderer tidligere grunnundersøkelser, bæreevne og setninger, samt nødvendige jordtrykksfaktorer for nordre landkar.

Terrenget på sørsiden av elvebredden er bratt, bestående av fjell med et tynt vegetasjonslag over. På nordsiden er terrenget svakt hellende. Det er observert berg i dagen langs hele søndre elvebredd. Løsmassekart viser at det hovedsakelig er morene, breelvvavsetninger og elveavsetninger i området.

Det er utført feltundersøkelser i området for nordre landkar, inkludert 6 totalsonderinger og prøveserier fra 2 av borpunktene. Totalsonderingen viste sandig grus med lavt humusinnhold, beskrevet som ganske faste. Nordre landkar skal fundamenteres på løsmasser. Beregninger viser tilstrekkelig bæreevne for et landkar på 12 x 8 meter, med setninger under kravet på maksimalt 50 mm.

Det ble utført geologisk kartlegging i området for søndre landkar. Ingeniørgeologiske vurderinger er oppsummert i eget notat.

Rapporteringsstatus

- Endelig
- Oversendelse for kommentar
- Utkast

Utarbeidet av: Ole Søreng Andersen	Sign.: N01A2U
Kontrollert av: Jure Kokosin, utført 12.09.2024	Sign.: N0JURE
Prosjektleder: Magne Aanstad Bjertnæs	Prosjekteier: Øyvind Beitdokken

Innholdsfortegnelse

	Sammendrag	2
	Rapporteringsstatus.....	2
1	Innledning	4
2	Grunnlag	4
	2.1 Terreng og topografi	4
	2.2 Grunnforhold	5
	2.2.1 Løsmasser	5
	2.2.2 Grunnundersøkelser	7
3	Geotekniske prosjekteringsforutsetninger	8
	3.1 Regelverk og standard	8
	3.2 Geoteknisk kategori	9
	3.3 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC).....	9
	3.4 Krav til kontroll	9
	3.5 Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven	9
	3.6 Kvalitetssystem	9
	3.7 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger.....	10
	3.8 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet.....	10
	3.9 Seismisk grunntype	10
4	Inngrep og geotekniske problemstillinger	11
	4.1 Områdestabilitet	11
	4.2 Søndre landkar	11
	4.3 Nordre landkar.....	12
	4.3.1 Vurdering av bæreevne.....	12
	4.3.2 Stabilitet av graveskrånninger.....	13
	4.3.3 Vurdering av setninger.....	14
	4.3.4 Vurdering av fjærstivheter.....	16
	4.3.5 Vurdering av jordtrykksfaktorer	16
	4.3.6 Vurdering av passivt jordtrykk mot endebjelke.....	17
5	Utførelse og SHA	18
6	Referanser.....	19
7	Vedlegg.....	20
	7.1 Vedlegg 01 Vurdering av laster på endebjelke.....	20

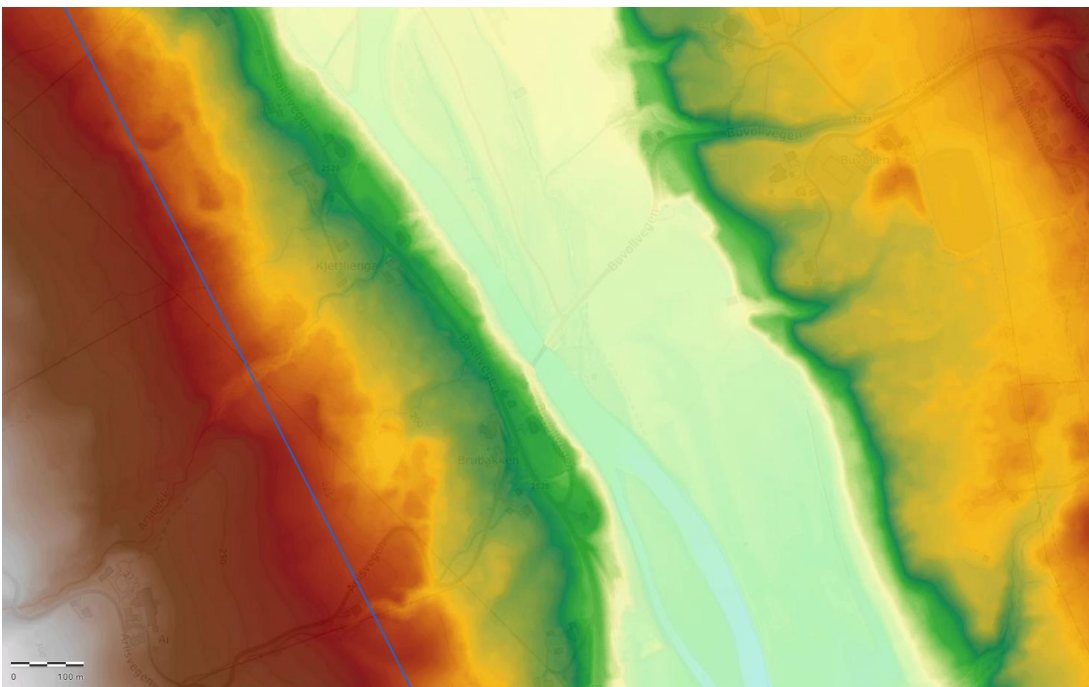
1 Innledning

Sweco Norge AS er engasjert av Innlandet fylkeskommune for å prosjektere ny bro på Arlien. Arlien bru fikk store skader under ekstremværet Hans i 2023. Bruen er nå revet, og det er besluttet at det skal bygges en ny bro på samme sted. Søndre landkar skal fundamenteres direkte på fjell. Nordre landkar er planlagt fundamentert på løsmasser. I rapporten vurderes tidligere grunnundersøkelser. Bæreevne og setninger vurderes for nordre landkar.

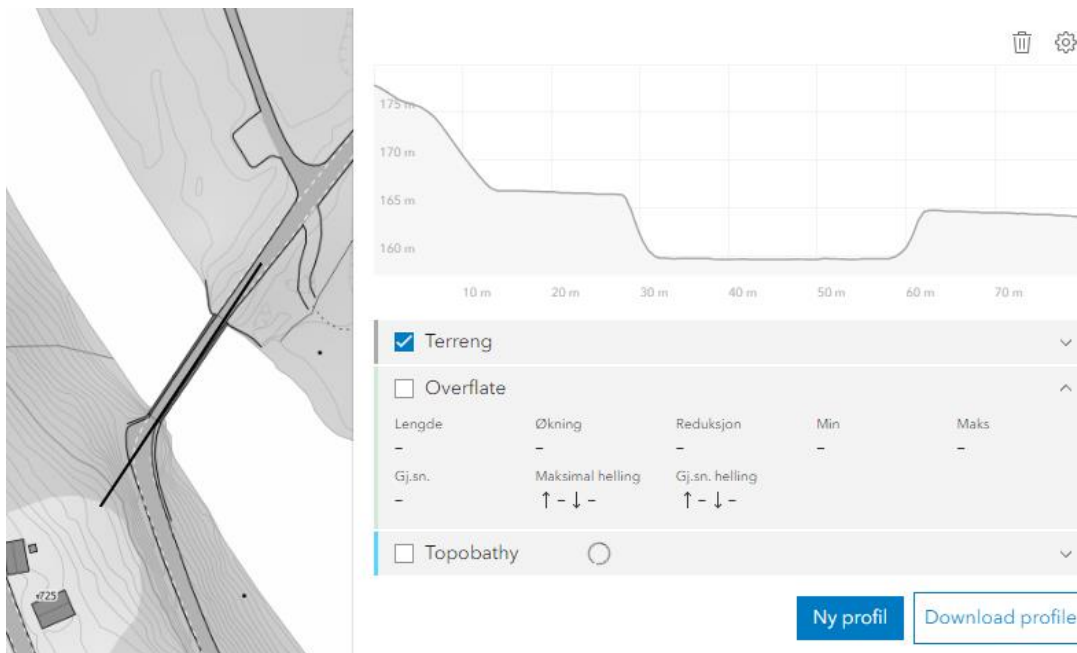
2 Grunnlag

2.1 Terreng og topografi

Terrenget på sørsiden av elvebredden er bratt, bestående av fjell, med et tynt forvittringslag over. På nordsiden er terrenget svakt hellende. Sør for nordre eksisterende landkar finnes en strand som brukes av lokalbefolkningen. På nordsiden observeres en liten bekk. Området rundt nordre landkar er åpent med vegetasjon rundt. Figur 2.1 viser et høydeplott.



Figur 2.1. Høydeplott som tydeliggjør topografien. Kartet er hentet fra hoydedata.no.

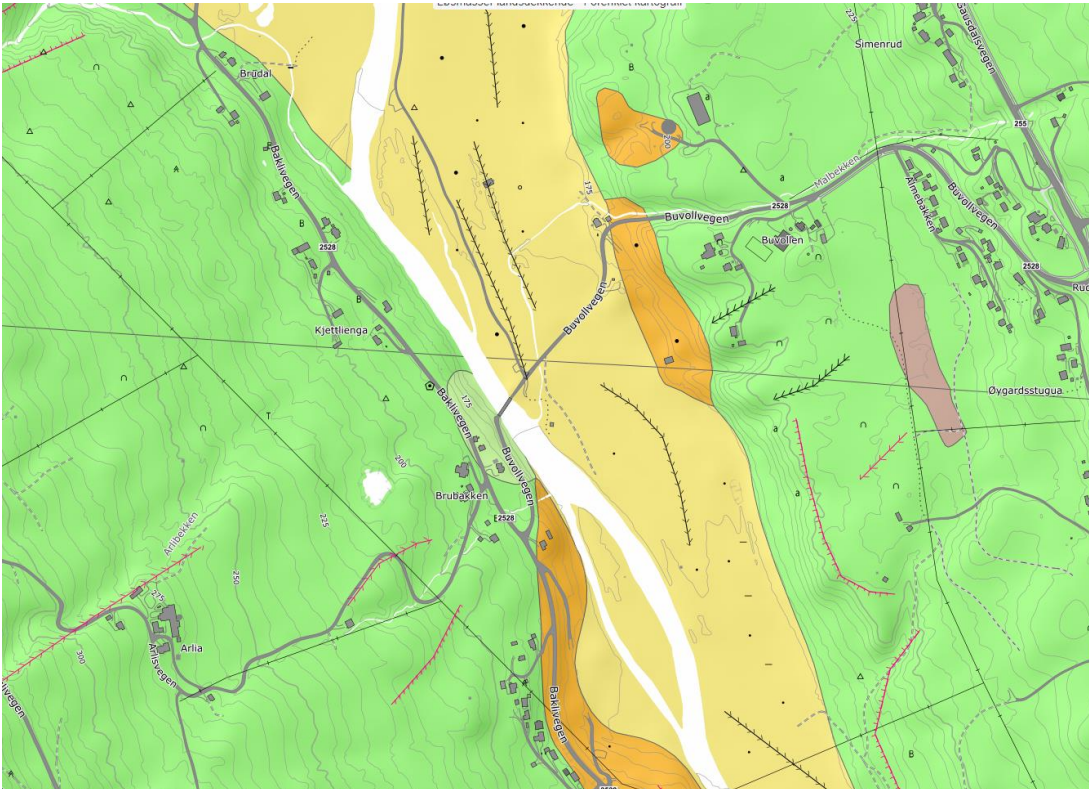


Figur 2.2. Lengdeprofil.

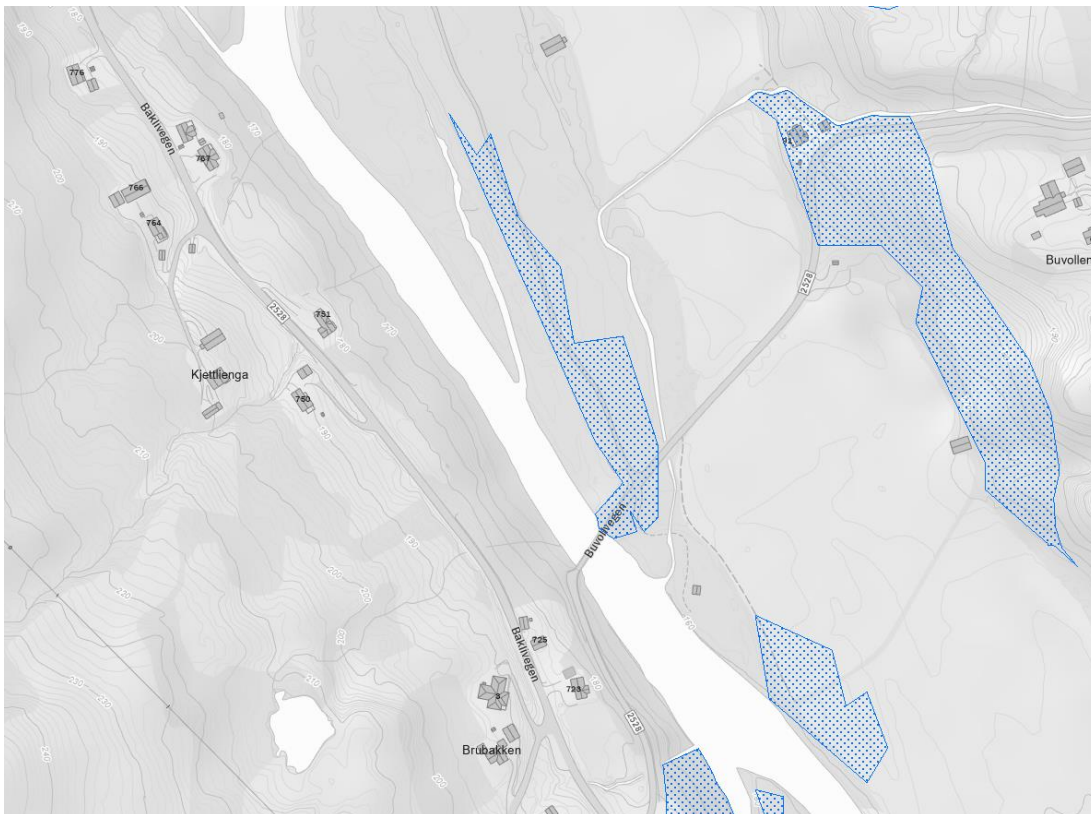
2.2 Grunnforhold

2.2.1 Løsmasser

Vi ser fra løsmassekartet at det hovedsakelig er morene, breelavsetninger og elveavsetninger i området. Dette stemmer godt med at grunnundersøkelser har vist fast sandig grus i samtlige borpunkter. Ifølge NVE Atlas ligger tiltaksområde i et aktsomhetsområde for kvikkleireskred.



Figur 2.3. Grønne områder viser morene, oransje områder er breelavsetninger og gule områder er elveavsetninger. Et område med lysere grønt ved sørvestre brolandkar indikerer område med tynt usammenhengende morenemateriale med kort vei til fjell. Figur hentet fra NGU.



Figur 2.4. Aktsomhetssoner for kvikkleireskred. Landkaret i nord ligger innenfor sonen.

2.2.2 Grunnundersøkelser

Det er utført feltundersøkelser i området rundt nordre landkar i form av 6 totalsonderinger samt prøveserier fra 2 av borpunktene. Det er boret til 20 meter i et av punktene, resten er boret til 10 meter. Ingen av punktene hadde påvisning av berg. Prøveseriene viste sandig grus med lavt humusinnhold. Massene beskrives som ganske faste, men særlig faste fra 3-5 meters dybde.

En grunnundersøkelsesrapport er skrevet av Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon v/ Marius Y. Meland på oppdrag fra Samferdsel, Veg, Spesialproduksjon v/ Bjørn Magnus Stensby, datert 25.1.2024.



Figur 2.5. Lokalisasjon grunnundersøkelser.

3 Geotekniske prosjekteringsforutsetninger

3.1 Regelverk og standard

Gjeldende regelverk og prosjekteringsstandarder legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- 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:2021 (Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger)
- Byggeteknisk forskrift (TEK 17)
- Byggesaksforskriften (SAK 10)

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

- Veiledning til TEK 17
- Veiledning til SAK 10
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging, 2021

- Statens vegvesen, Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, 2023
- Norges vassdrags- og energidirektorat, Veileder nr. 1-2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred, 2020.

3.2 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+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".

Da dette er en konvensjonell konstruksjon uten uvanlig vanskelige grunnforhold velges geoteknisk kategori 2.

3.3 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 definerer byggverks 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).

Siden dette er en vegbru plasseres geoteknisk prosjektering av fundamenter i konsekvens-/pålitelighetsklasse CC/RC = 3.

Midlertidige tiltak som gravegroper og fundamenter for kran plasseres i CC/RC = 2.

3.4 Krav til kontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir 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 PKK3 og en utførelseskontrollklasse UKK3 for fundamenteringsarbeidene. Resten av geoteknisk prosjektering tilhører PKK2 og UKK2.

For geoteknisk prosjektering og utførelse av arbeidene gjelder dermed at det utføres *egenkontroll* (DSL 1), *intern systematisk kontroll* (DSL 2) og i tillegg *utvidet kontroll* (DSL 3). I henhold til standarden skal det utføres 3.-parts kontroll av uavhengig firma på prosjektering og utførelse. Utførelseskontroll kan utføres av prosjekterende.

3.5 Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven

I henhold til veiledningen til SAK 10 §9-4 vurderes fundamenteringen i Tiltaksklasse 3 for geotekniske arbeider ifm. fundamentering. Resten av geoteknisk prosjektering plasseres i Tiltaksklasse 2.

3.6 Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal

tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Swecos kvalitetssystem tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er derfor ivaretatt for alle pålitelighetsklasser.

3.7 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).

Iht. NVE Atlas ligger tiltaksområdet innenfor kartlagte aktsomhetsområder for flom og kvikkleireskred [4]. Det må vurderes avbøtende tiltak for å ivareta dette. Fundamenteringsarbeid skal etter framdriftsplan utføres i vinter, dermed er fare for flom betydelig redusert.

3.8 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10 vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder med tilhørende nasjonale tillegg). Da det legges til grunn en prosjektering basert på Eurokodene som angitt i punkt 4.1, vil TEK 17 § 10 være ivaretatt.

3.9 Seismisk grunntype

NS-EN 1998 gir regler for prosjektering av konstruksjoner for seismiske laster.

Lillehammer kommune: $a_{gR} = 0,2 \text{ m/s}^2$.

Søndre landkar har grunntype A, nordre landkar har grunntype C.

Broen faller i seismisk klasse 2: $\gamma_I = 1,0$

Grunntype C gir $S = 1,5$

$a_{gS} = 1,0 \times 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ m/s}^2$

Dette er under utelatelseskriteriet på $0,5 \text{ m/s}^2$.

Norge har generelt lav seismisitet og det vurderes at seismisk dimensjonering for denne broen ikke er relevant.

4 Inngrep og geotekniske problemstillinger

Det skal bygges en ny bro etter at den gamle måtte rives i forbindelse med ekstremværet Hans i 2023. Det er tenkt å direktefundamentere på fjell på søndre elvebredd og på løsmasser på nordre elvebredd. Broen skal utvides og dimensjoneres for 200 års flom.

4.1 Områdestabilitet

Ifølge NVE Atlas ligger tiltaksområde i et aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Det er ikke påvist kvikkleire i prøvene, derfor ansees områdestabiliteten som ivaretatt.

4.2 Søndre landkar

Langs hele søndre elvebredd er det observert berg i dagen. Det henvises til eget ingeniørgeologisk notat for beskrivelse av nødvendige fjellarbeider, jfr. notat N_RIG_02. Fjell må inspiseres etter rivning av eksisterende landkar, samt etter sprengning. Det er tenkt direktefundamentering på fjell.



Figur 4.1. Veibredde skal økes ved søndre landkar.




Figur 4.2. Dagens søndre landkar. Bruen er revet.

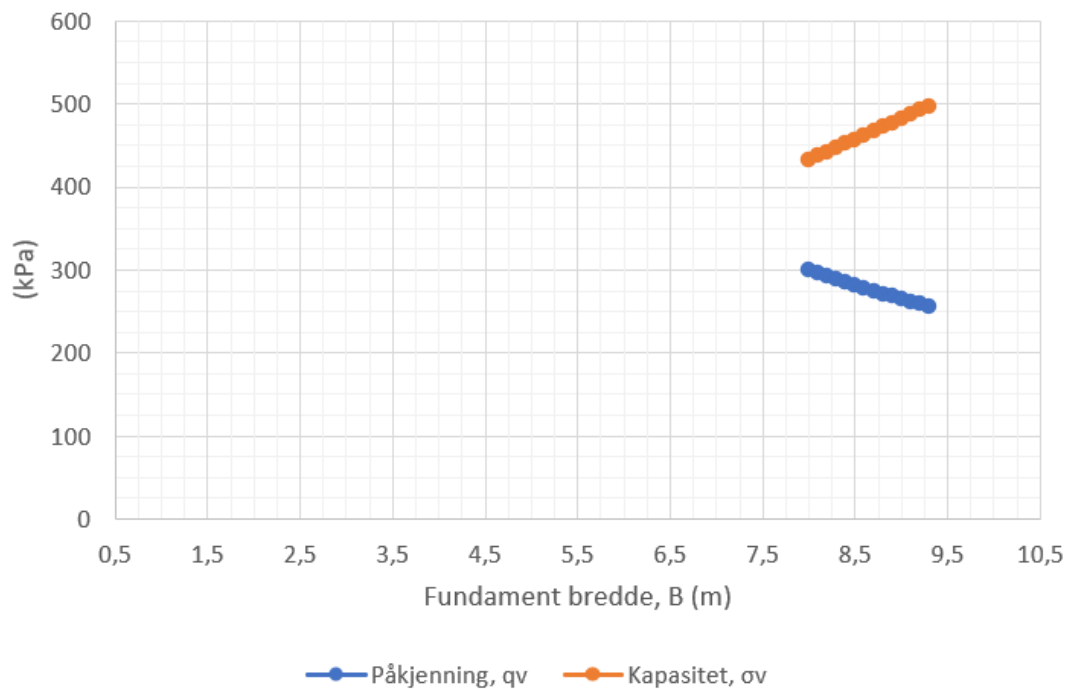
4.3 Nordre landkar

4.3.1 Vurdering av bæreevne

På nordre bredde skal landkar fundamenteres på løsmasser. Det er i denne rapporten gjort vurderinger av bæreevne basert på laster og momenter oppgitt av RIB. RIB har foreslått et fundament på 12 x 8 meter. Beregninger med analytisk metode etter prosedyre i HB N-V220 viser med oppgitte laster en utnyttelse på rundt 70 %.

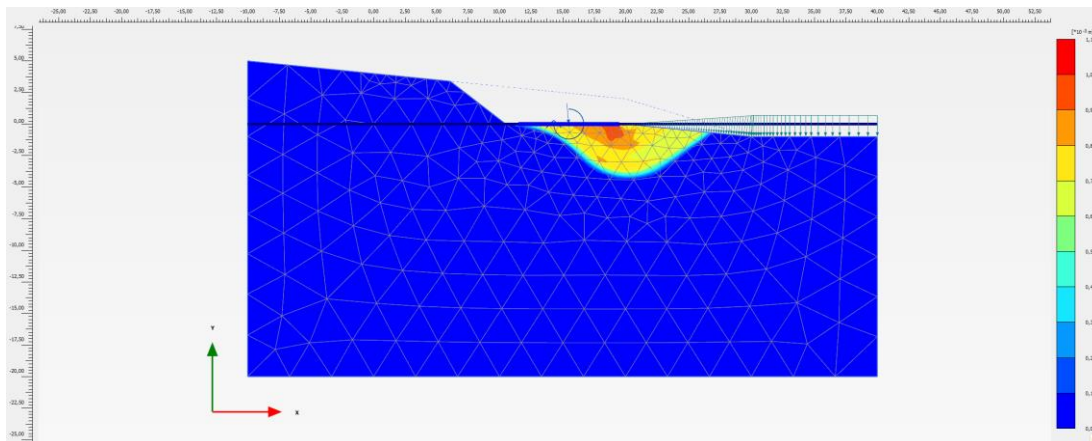
SWECO 		Effektivspenningsanalyse - Punktfundament					
Inputdata							
F_V	27100,0 kN	ϕ	38	$\tan\phi = 0,781$	Prosjektnavn:	Arlie Bru	
F_H	2496 kN	σ	5	kPa	Prosjektnr.:	10242788	
M	6454,0 kN-m	γ	19	kN/m ³	Dato:	04.09.2024	
d	0,0 m	γ'_{under}	9	kN/m ³	Revisjonsdato:		
p'	0,0 kPa	$f_{0,\text{max}}$	0,9	Tabell 6-1, V220	Utført av:	Ole Søren Andersen	
γ_M	1,40	β	6	indikerer skrått terreng, se figur 6-5, V220	Kontrollert av:	Jure Kokosin	
Inkrement	0,1 m	$\tan\beta$	0,105				
B	8 m			for bratt skråning			
L	12 m						

Figur 4.3. Parametere valgt for bæreevneberegning.



Figur 4.4. Bæreevneutnyttelse er på ca. 70%.

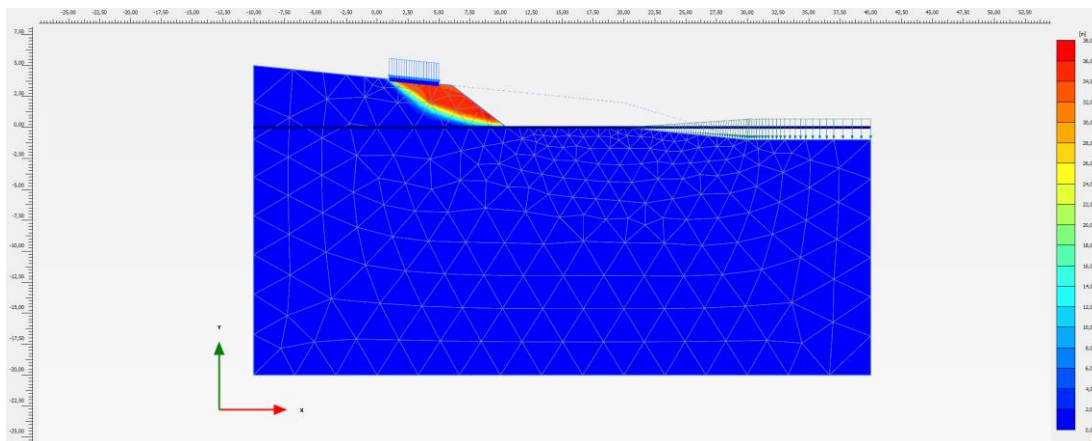
Det er i tillegg beregnet bæreevne for nordre landkar i Plaxis. Sikkerhetsfaktor er over kravet på 1,4.



Figur 4.5. Sikkerhetsfaktor er på 1,51.

4.3.2 Stabilitet av graveskråninger

Sikkerhet for graveskråning er beregnet i Plaxis. Graveskråninger i stedlige masser skal ikke være brattere enn 1:1,3. Dette gir en sikkerhet på 2,0 gitt at høyde på skråninger ikke overstiger 3,5 meter. Dette er over sikkerhetskravet på 1,3. Dersom det må graves dypere enn dette kontaktes geoteknikker. Det er antatt en graver som gir en linjelast på 20 kPa over en bredde på 4 meter.



Figur 4.6. Vurdering av graveskråninger.

4.3.3 Vurdering av setninger

Setningsberegninger er utført i Geosuite. Med laster oppgitt av RIB sees det en total setning på 43 mm +/- 5 mm. Setningene utvikles raskt etter at bygget er ferdig bygget. Hovedparten av setninger vil gjøres unna i løpet av byggetid. Setninger etter ferdigstilling vil derfor være ubetydelige.

Soil Layers											
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	m [-]	a [-]	r _m [-]	σ _v ' [kN/m ²]	k _{int} [m/years]	β _v [-]
Grus	Janbu, sand	Log based (strain)	0,00	250	19,0	400,00	0,50	1,00	1,00	100,0000	1,00
			25,00		19,0	400,00	0,50	1,00	226,00	100,0000	1,00

Figur 4.7. Materialparametere i setningsberegningen.



Figur 4.8. Setningsutvikling.



Figur 4.9. Tenkt plassering av nordre landkar.

4.3.4 Vurdering av fjærstivheter

Fjærstivheter er beregnet etter Gazetas formelverk. Forutsetninger lagt til grunn er et 12 meter langt og 8 meter bredt landkar som ligger 3 meter under terreng. E-modul er satt til 55 000 kPa. Beregnet fjærstivhet er på 620 000 kN/m for nedgravd fundament i vertikal retning. Fordelt per kvadratmeter gir dette en fjærstivhet på 7 700 kN/m²/m.

Horisontale fjærstivheter i x- og y-retning er 580 000 kN/m totalt, og 7 200 kN/m²/m.

4.3.5 Vurdering av jordtrykksfaktorer

Vurdering av faktorene K_0 og K_A for henholdsvis hviletrykk og aktivt jordtrykk er gjort iht. SVV N-V220 [6].

Det er forutsatt fylling bak brolandkar med kult. Det er valgt å operere med to verdier for K_0 . En som brukes der jordtrykk virker gunstig og en som brukes der jordtrykk virker ugunstig.

For gunstig situasjon:

$$K_{0g} = \frac{(1 - \sin\varphi)}{\gamma_{JH}} = \frac{(1 - \sin 42)}{1} = 0,33$$

For ugunstig situasjon:

$$K_{0u} = \frac{(1 - \sin\varphi)}{\gamma_{JH}} = \frac{(1 - \sin 42)}{0,75} = 0,44$$

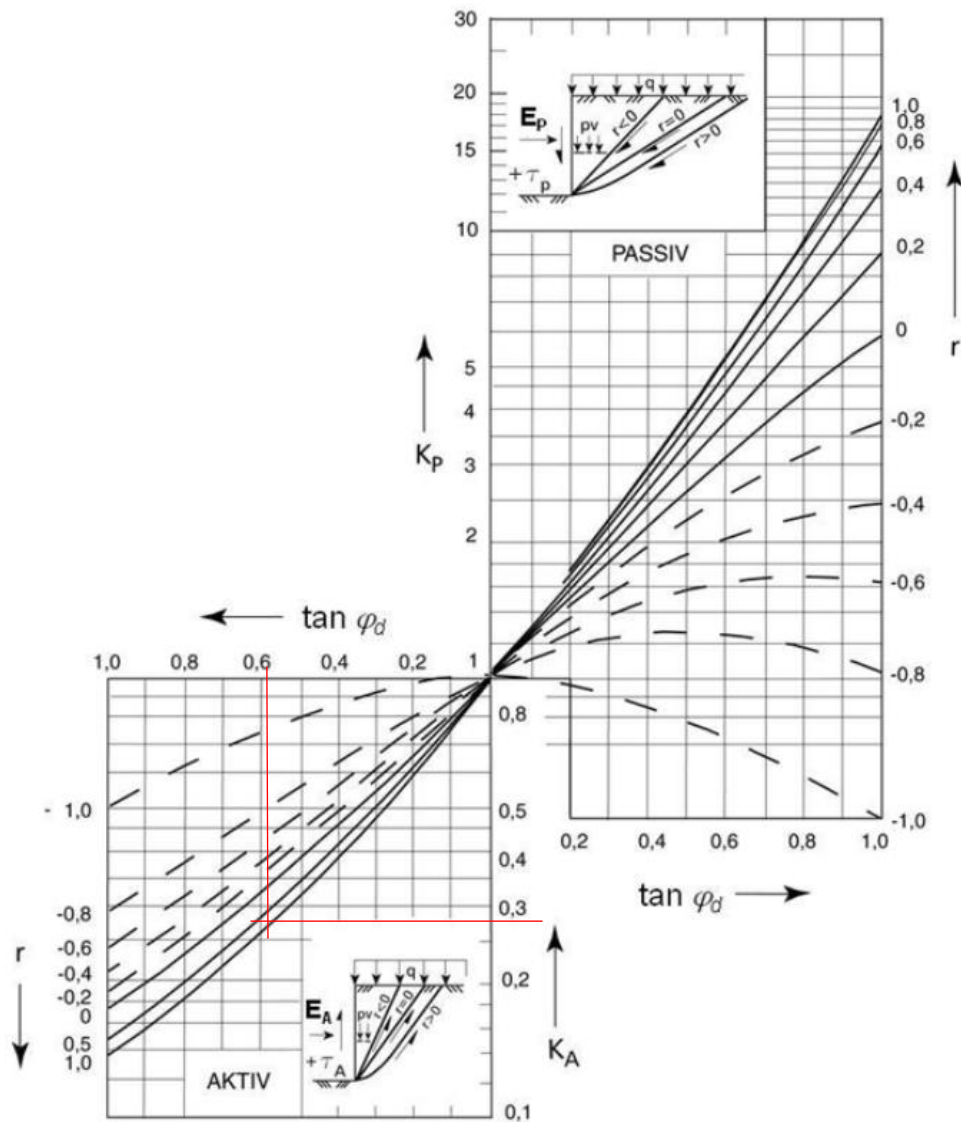
K_A for vurdering av aktivt jordtrykk:

$$K_A = 0,26$$

Gitt:

$$\tan\varphi_d = \tan \frac{42}{1,4} = 0,58$$

$$r = 0,7$$



Figur 4.10. Vurdering av K_a [6].

4.3.6 Vurdering av passivt jordtrykk mot endebjelke

For vurdering av passivt jordtrykk mot endebjelke henvises det til Vedlegg 01. Last på endebjelke som følge av temperaturutvidelse og bremselast er 123 kN/m over 9 meter. Total last blir da ca. 1100 kN. Det antas at lasten er jevnt fordelt over endebjelken.

5 Utførelse og SHA

Entreprenør er ansvarlig for utarbeidelse av prosjektspesifikk kontrollplan for grunnarbeider. Kontrollpunkter som må inn i entreprenørens kontrollplan for grunnarbeider er listet opp under. Entreprenøren er også ansvarlig for oppfølging av rapportering av punktene i kontrollplanen.

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig/utføres av
Grunnforhold	Registrere løsmasser og eventuelt grunnvannstrand under terreng ved grunnarbeid.	Entreprenør
Geometri/graveskråning	Registrere helning på graveskråning	Entreprenør
Landkar	Etablering av gravegrop for landkar utføres iht. tegninger. Tilbakefylling utføres iht. tegninger.	Entreprenør
Tilkjøpte masser	Massene skal ikke være frosne ved utlegging eller inneholde humus eller finstoff.	Entreprenør
Gravemasser	Gravemasser skal ikke ligge lagret ovenfor graveskråning.	Entreprenør
Tilbakefylte masser og komprimering	Utvidet kontroll av komprimering iht. NS3458:2004.	Entreprenør

Tabell 1. Kontrollpunkter.

Entreprenør/byggeleder må sikre at all prosjektdokumentasjon med arbeidstegninger er tilgjengelig på arbeidsstedet. Grunnarbeider må være dokumentert iht. gjelden lover og standarder.

Entreprenør/byggeleder må sikre at alle kontroll og anbefalt i arbeidstegninger er utført og dokumentert.

Tabellen under viser input til SHA-plan vurdert av RIG:

Tema	Risiko, fare eller forhold som krever tiltak	Ja	Nei	Hvis ja, beskriv tiltak for å fjerne/reducere risiko	Ansvarlig
Passerende trafikk/anleggstrafikk	Personskade ved påkjørsel	X		Adskille soner for persontrafikk og privatbiler. Merking/skilting og synlighet	Entreprenør
Kran/store maskiner	Klemfare, fallende gjenstander, påkjørsel	X		Sikkerhetsavstander ved bruk, merking, verneutstyr, synlig, arbeidstøy	Entreprenør
Åpne grøfter/graveskråninger	Fall, ras	X		Inngjerdet område, skilting	Entreprenør

Tabell 2. Input til SHA-plan.

6 Referanser

- [1] Kartverket, «Høydedata,» Kartverket, 2024. [Internett]. Available: <https://hoydedata.no/>.
- [2] Fv. 2528 Arilen bru nordside i Lillehammer. Grunnundersøkningsrapport, 2024
- [3] NGU, «Nasjonal løsmassedatabase,» 2023. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [4] NVE, «NVE temakart,» NVE, 2024. [Internett]. Available: <https://temakart.nve.no/tema/bratthet>.
- [5] N_RIG_02_Befaringsnotat 20240605_Ingeniørgeologi, 2024.
- [6] Statens Vegvesen, SVV N-V220 Geoteknikk i vegbygging, 2023

7 Vedlegg

7.1 Vedlegg 01 Vurdering av laster på endebjelke

Vurdering av passivt jordtrykk er gjort iht. Tillegg C i Eurokode 7.

Input fra RIB:

Temperaturforskyvning er 9 mm uten støtte fra jorda (angitt av RIB) og bremselaster er 36 kN/m. Høyde på endebjelke er 3000 mm. Vi har situasjon b iht. tabell C.2. Det antas kult som fyllmasser.

Forutsetninger:

Det velges å benytte sikkerhetsfaktor på 1,0 på φ i denne situasjonen. Valgt forskyvning er 4,5 % av konstruksjonens høyde ved 100 % mobilisering, gitt av tabell C.2. Ved 50 % mobilisering er forskyvningen 0,75 % av konstruksjonens høyde. For 9 mm forskyvning har vi følgende:

$$\frac{v}{h} = \frac{9 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} = 0,3 \%$$

$$\text{Mobiliseringsgrad}_{temp} = \frac{0,3 \%}{0,75 \%} * 50 \% = 20 \%$$

Vurdering av K_p iht. figur 3:

$$r = 0$$

$$\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 42^\circ$$

$$\tan \varphi_d = \frac{\varphi}{\gamma} = \frac{42^\circ}{1,0} = 0,90$$

$$K_p = 5,1 \text{ (gitt av figur 3)}$$

Vurdering av K_p for 20 % mobiliseringsgrad:

$$K_{p20} = 5,1 * 0,2 = 1,02$$

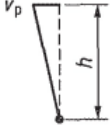
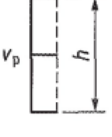
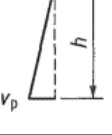
Vurdering av resultanter på endebjelke:

$$F_{temp} = \frac{1}{2} * h * h * \gamma_m * K_{p20} = \frac{1}{2} * 3 \text{ m} * 3 \text{ m} * 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,02 = 87 \text{ kN/m}$$

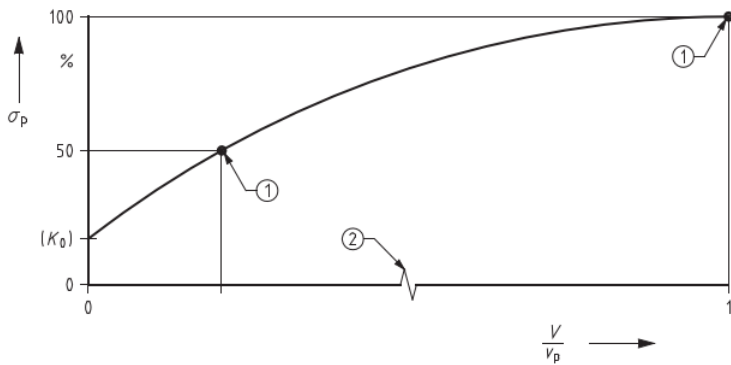
$$F_{tot} = F_{temp} + F_{trafikk} = 87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 123 \text{ kN/m}$$

Med antatt lineær stigning av mobiliseringsgraden i forhold til forskyvningen vurderes det at mobiliseringsgraden av passivt jordtrykk vil være i størrelsesorden 20 – 30 %. Dette er lav mobiliseringsgrad og det vurderes at reelle forskyvninger pga. støtte fra jorda som følge av trafikklasten vil være små. Det vil si i størrelsesorden ca. noen millimeter. Reaksjonskrefter som følge av temperaturforskyvning vil også være små. Det antas at reaksjonskreftene vil være jevnt fordelt over endebjelken, og at stivheten til jorden mot endebjelken ikke varierer nevneverdig med dybden.

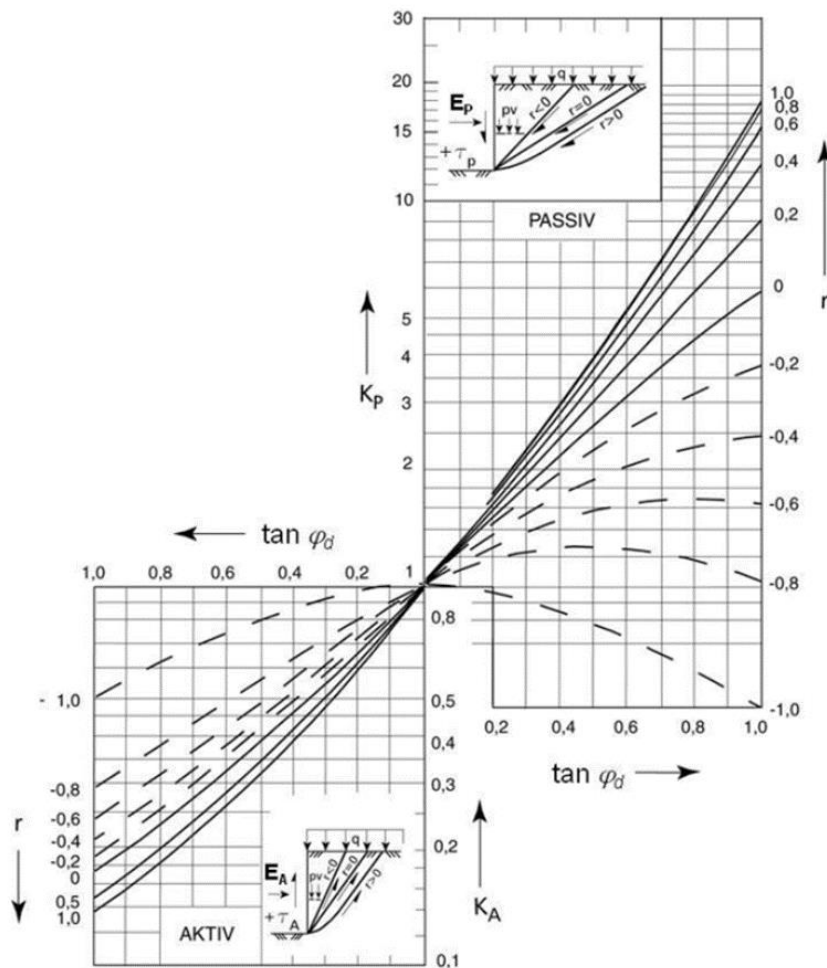
Tabell C.2 – v_p/h - og v/h -forhold for $0,5\sigma_p$ for friksjonsjord

Type veggbevegelse		v_p/h (v/h for $0,5\sigma_p$)	v_p/h (v/h for $0,5\sigma_p$)
		%	%
		løs jord	fast jord
a)		7 (1,5) til 25 (4,0)	5 (1,1) til 10 (2,0)
b)		5 (0,9) til 10 (1,5)	3 (0,5) til 6 (1,0)
c)		6 (1,0) til 15 (1,5)	5 (0,5) til 6 (1,3)
der:			
v	er veggforskyvningen		
v_p	er veggforskyvningen som mobiliserer passivt jordtrykk		
h	er veggens høyde		
σ_p	er fullt mobilisert passivt jordtrykk		

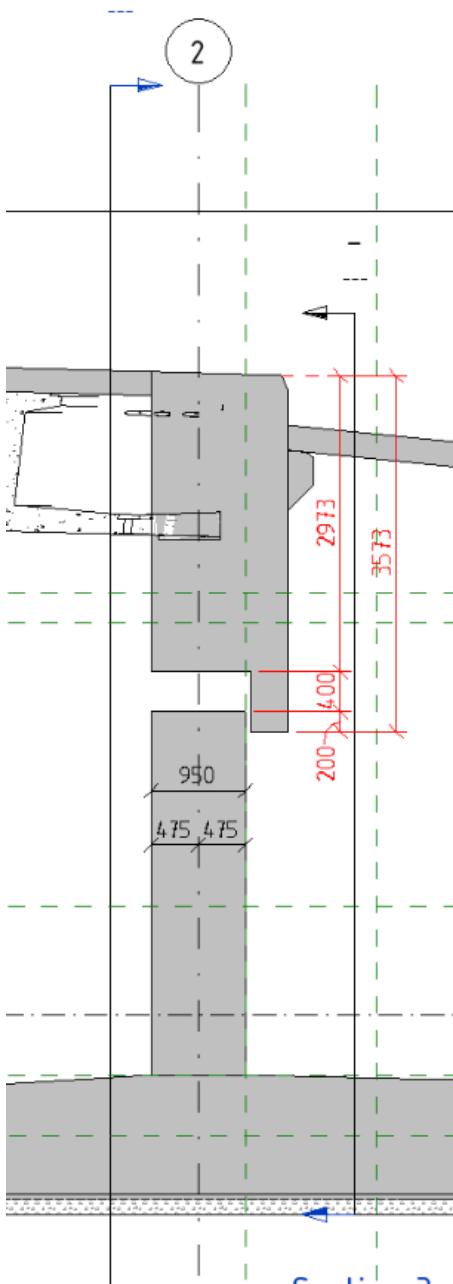
Figur 1. Tabell fra Tillegg C i Eurokode 7.



Figur 2. Tabell fra Tillegg C i Eurokode 7.



Figur 3. Tabell fra SVV V-220 for vurdering av K_A og K_P .



Figur 4. Geometri fra RIB.