

Til teknisk godkjenning

Geoteknikk

E6 Lundamobrua
Prosjekteringsrapport Lundamobrua

EV 6 strekning 71, delstrekning 1, meter 62, Melhus kommune

Fagressurs Drift og vedlikehold

C16939-GEOT-04



Foto: Eivind S. Juvik



Statens vegvesen



Oppdragsrapport

Nr. C16939-GEOT-04

Labsysnr. 4240097

Geoteknikk

E6 Lundamobrua
Prosjekteringsrapport Lundamobrua

Drift og vedlikehold

Fagressurs Drift og vedlikehold

Geofag Drift og vedlikehold 2

Postadresse Pb. 1010 Nordre Ål

2605 Lillehammer

Telefon (+47) 22 07 30 00

www.vegvesen.no

UTM-sone	Euref89 Ø-N	Oppdragsgiver:	Antall sider:
33	262951 - 7011490	Drift og vedlikehold midt	52
Kommune nr.	Kommune	Dato:	Antall vedlegg:
5028	Melhus	2025-11-13	13
		Utarbeidet av	Antall tegninger:
		Eivind Schnell Juvik	3
Prosjektnummer		Seksjonsleder	Kontrollert
C16939		Leif Egil Holbæk-Hanssen	Elisabeth Gundersen
Sammendrag			

Geofag Drift og vedlikehold har utført grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger for prosjektet E6 Lundamobrua, der det skal bygges ny bru ved siden av dagens bru og korte strekninger med ny veg på begge sider. Denne rapporten er en prosjekteringsrapport for fundamenteringen til brua, skrevet for byggeplanfasen.

Brua er en prefabrikkert bjelkebru i betong. Den bygges i ett spenn og er 38,5 m lang. Landkarene er fundamentert på pelegrupper med friksjonspeler av betong. Fundamentene består av 20 peler som er 16 m lange. Største aksiallast på en enkeltpel i akse 1 er beregnet til 775 kN. Det gir en utnyttelsesgrad av bæreevnen i bruddgrensetilstand (ULS) på 0,94. I akse 2 er største last 772 kN, som gir en utnyttelsesgrad på 0,91.

I akse 1 bygges tilløpsfyllingen til brua som en vanlig fylling med skråninger. På nordsiden av elva, i akse 2, bygges tilløpsfyllingen med en vinkelstøttemur av betong. Støttemurens høyde går fra 4,3 m til 6,2 m nærmest landkaret.

For å grave ut byggegropa til fundamentene til landkarene, skal det settes en midlertidig spunt på begge sider av elva. Det rammes en spuntvegg mot dagens vegbane og en spuntvegg mot elva. Spunten forankres med lissestag under vegbanen. Mot elva er det ikke behov for forankring. Utgravingsdybden er 6,1. Fra håndberegninger har vi at nødvendig lengde på spunten er 10,2 m. Nødvendig motstandsmoment for Z-spunt er 1726 cm³/m og for U-spunt er det 2157 cm³/m. Dimensjonerende stagkraft er 246 kN per meter vegg.

Beskrivelser av utførelsen av arbeidene, kontrollplan og spesielle forhold rundt HMS knyttet til grunnarbeidene er beskrevet i rapporten. Før utlysning av kontrakten må det utføres detaljprosjektering av midlertidig spunt, vurdering av bæreevne til oppstillingsplass for spunt- og pelerigg og vurdering av fundamentet til vinkelstøttemurene. Videre bør det installeres poretrykksmålere på passiv side av spunten før arbeidene tar til.

Emneord

bru, fundamentering, peler, spunt, støttemur

GEOTEKNISK KLASSIFISERING OG KRAV TIL KONTROLL

Geoteknisk kategori		Konsekvensklasse				
		Klasse	Beskrivelse*			
Valg av geoteknisk kategori styres av prosjektets kompleksitet og risiko. Geoteknisk kategori velges iht. Eurocode 7 og N200. N200 kap. 1.1.1 gir egne presiseringer for valget hvis prosjektet involverer kvikkleire, fyllinger i sjø og armert jord. Der beskrives det også hvordan geoteknisk kategori velges med hensyn til bergskjæringer.		CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.			
		CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.			
		CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.			
		* mer detaljert beskrivelse gitt i Tabell 0-1 i V220 Valg av konsekvensklasse bergskjæringer er beskrevet i N200 kap. 1.1.2				
Valg Geoteknisk kategori 2		Valgt konsekvensklasse CC3				
Klassifisering fastsatt av		Valg av pålitelighetsklasse				
Navn	Dato	Konsekvensklasse	Pålitelighetsklasse			
Eivind S. Juvik	01.06.2025	CC1	RC1			
		CC2	RC2			
		CC3	RC3/RC4			
ved endring underveis i prosjekt må dette dokumenteres og endringen begrunnes.		Valgt pålitelighetsklasse RC3				
Kommentarer til valgt klassifisering						
Geoteknisk kategori 2 begrunnes med gode grunnforhold og at brua fundamenteres med en konvensjonell løsning. Det er valgt CC3 og RC3 for brukonstruksjonen og tilløpsfyllingene. Øvrig vei settes i CC2 og RC2. Brukonstruksjonen settes i en høyere klasse ettersom et brudd i konstruksjonen vil gi store konsekvenser da omkjøringsmulighetene er svært begrenset.						
Fastsettelse av prosjekterings-/utførelseskontrollklasse						
Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)					
	1	2	3	4		
1	PKK1/UKK1	PKK2/UKK2				
2	PKK2/UKK2	PKK2/UKK2	PKK3/UKK3			
3		PKK2/UKK2	PKK3/UKK3	Se. N200 kap. 1.2		
Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egen kontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll	Egen kontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves ¹⁾	Kreves	Kreves	Kreves ¹⁾
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves
se utdypende beskrivelser for kontrollform og forklaring av "1" i N200 kap. 1.2						
Kontroll	Utført av	Signatur	Dato			
Egenkontroll	Eivind S. Juvik					
Intern systematisk kontroll	Elisabeth Gundersen					
Utvidet kontroll PKK2/UKK2						
Utvidet kontroll PKK3/UKK3						

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning.....	7
2	Grunnforhold	7
3	Brukonstruksjonen	7
4	Beregningsforutsetninger	8
4.1	Myndighetskrav og kontrollform	8
4.2	Partialfaktorer	9
4.3	Korrelasjonsfaktorer for peler	11
4.4	Reduksjonsfaktor peletverrsnitt	11
4.5	Krav til tillatte setninger.....	12
4.6	Laster.....	12
4.7	Sikkerhetsfilosofi i pelegruppeanalyser.....	13
4.8	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign.....	14
4.9	Krav til kontroll av murer	15
5	Materialparametere	15
5.1	Styrkeparametere.....	15
5.2	Deformasjonsparametere.....	16
5.3	Jordmodeller	16
5.4	Peler	18
6	Akse 1 og 2.....	18
6.1	Bæreevne enkeltpel.....	18
6.2	Pelegruppenes geometri	20
6.3	Påhengslaster	22
6.4	Knekning	23
6.5	Installert kapasitet av peletverrsnittet	23
6.6	Pelegruppeanalyser.....	23
6.7	Rammespenninger	28
6.8	Rambarhetsanalyse.....	29
7	Stabilitet	31
7.1	Beregningsmodeller	32
7.2	Akse 1	33
7.3	Akse 2	33
8	Støttekonstruksjoner	34
8.1	Vinkelstøttmurer i akse 2	34
8.2	Midlertidig spunt	35
9	Setninger	38
9.1	Akse 2	39
9.2	Akse 1	41
9.3	Differensialsetninger.....	43
10	Utførelse	43
10.1	Pelearbeider	43
10.2	Midlertidig spunt	45
10.3	Vinkelstøttmurer	46

11	Kontrollplan	47
12	HMS	49
12.1	Felles problemstillinger.....	49
12.2	Spuntarbeider	49
13	Jord- og fagmodeller i Novapoint.....	50
14	Videre arbeider	50
15	Referanser.....	52

FIGUROVERSIKT

FIGUR 1: LENGDEPROFIL AV LUNDAMOBURUA.....	8
FIGUR 2: ØKNING AV DIMENSJONERENDE BÆREEVNE FOR EN ENKELTPEL OVER TID ETTER AT REKONSOLIDERINGSFASEN ER AVSLUTTET.....	20
FIGUR 3: OPPSETT FOR PELEGRUPPENE I AKSE 1 OG AKSE 2.	22
FIGUR 4: PLANTEGNING AV MODELLERT PELEGRUPPE I GEOSUITE PILEGROUP.....	24
FIGUR 5: VERTIKALSNITT AV PELENE I BEREGNINGSMODELLEN.....	24
FIGUR 6: DIMENSJONERENDE DYNAMISK RAMMESPENNING Σ_{DR} SOM FUNKSJON AV N ANTALL SLAG UNDER RAMMING AV EN PEL.	28
FIGUR 7: AKKUMULERT ANTALL SLAG N FOR EN P345–PEL MED FALLHØYDE 0,4 M OG LODDVEKTER FRA 40 kN TIL 80 kN.	30
FIGUR 8: ANTALL SLAG N PER METER FOR EN P345–PEL MED FALLHØYDE 0,4 M OG LODDVEKT 50 kN.	31
FIGUR 9: ELEMENTFORDELING I TVERRPROFILET I AKSE 1.	32
FIGUR 10: ELEMENTFORDELING I TVERRPROFILET I AKSE 2.	32
FIGUR 11: STABILITETSBEREGNING I TVERRPROFILET LIKE BAK LANDKARET I AKSE 1. MATERIALFAKTOREN BEREGNES TIL $\gamma_M = 2,88$	33
FIGUR 12: STABILITETSBEREGNING I TVERRPROFILET LIKE BAK LANDKARET I AKSE 2. MATERIALFAKTOREN BEREGNES TIL $\gamma_M = 1,95$	34
FIGUR 13: VINKELSTØTTEMUR AV BETONG BYGGES SOM EN FORLENGELSE AV LANDKARET I AKSE 2 PÅ NORDSIDEN AV ELVA. (KILDE: TRIMBLE CONNECT).....	35
FIGUR 14: SKJERMDUMP AV SPUNT I AKSE 1 FRA 3D–VISNING AV MODELLER. (KILDE: TRIMBLE CONNECT).....	35
FIGUR 15: SKJERMDUMP AV SPUNT I AKSE 2 FRA 3D–VISNING AV MODELLER. (KILDE: TRIMBLE CONNECT).....	36
FIGUR 16: SKISSE AV BEREGNINGSMODELLEN TIL HÅNDBEREGNINGER AV SPUNT I AKSE 2.	37
FIGUR 17: PRINSIPPSKISSE SOM VISER SETNINGSOPPFØRSELEN TIL LEIRA OVER TID UNDER OG ETTER BYGGING.	39
FIGUR 18: SETNINGSBEREGNING I PLAXIS I AKSE 2 MED LAST FRA TILLØPSFYLLING ETTER 90 % KONSOLIDERING AV POREOVERTRYKK (DAG 1349).	40
FIGUR 19: SETNINGER I NIVÅ MED BUNNPLATA TIL FUNDAMENTET I AKSE 2. BEREGNINGER ER MED LAST FRA TILLØPSFYLLING ETTER 90 % KONSOLIDERING AV POREOVERTRYKK (DAG 1349).	41
FIGUR 20: SETNINGSBEREGNING I PLAXIS I AKSE 1 MED LAST FRA TILLØPSFYLLING ETTER 90 % KONSOLIDERING AV POREOVERTRYKK (DAG 1645).	42
FIGUR 21: SETNINGER I NIVÅ MED BUNNPLATA TIL FUNDAMENTET I AKSE 1. BEREGNINGER ER MED LAST FRA TILLØPSFYLLING ETTER 90 % KONSOLIDERING AV POREOVERTRYKK (DAG 1645).	42
FIGUR 22: BILDE FRA AKSE 2. SPUNTLINJEN LANGS EKSISTERENDE VEGBANE ER TEGNET INN MED RØDT. SPUNTEN SKAL GÅ IGJENNOM VINGEMUREN. (FOTO: EIVIND S. JUVIK).....	46

TABELLOVERSIKT

TABELL 1: VURDERINGER RUNDT BESTEMMELSE AV F_A –FAKTOR TIL BEREGNING AV INSTALLERT KAPASITET TIL BETONGPELENE....	12
TABELL 2: VALG AV KARAKTERISTISKE DRENERTE STYRKEPARAMETERE	15
TABELL 3: VALG AV KARAKTERISTISKE UDRENERTE SKJÆRSTYRKEPROFILER	15
TABELL 4: VALG AV KARAKTERISTISKE DEFORMASJONSPARAMETERE	16
TABELL 5: MATERIALPARAMETERE FOR PELEBEREGNINGER MED NTNU–MODELLENE I GEOSUITE PILEGROUP	16
TABELL 6: MATERIALPARAMETERE FOR SETNINGSBEREGNINGER MED HARDENING SOIL I PLAXIS	17
TABELL 7: MATERIALPARAMETERE FOR FYLLMASSER MED MOHR–COLOUMB.....	18
TABELL 8: MATERIALPARAMETERE FOR BETONGPELER P345	18
TABELL 9: LASTFORDELING I AKSE 1. STØRSTE OG MINSTE LAST FRA ALLE LASTKOMBINASJONER I BRUKSGRENSE– OG BRUDDGRENSETILSTANDEN.	25
TABELL 10: LASTFORDELING I AKSE 2. STØRSTE OG MINSTE LAST FRA ALLE LASTKOMBINASJONER I BRUKSGRENSE– OG BRUDDGRENSETILSTANDEN.	25
TABELL 11: STØRSTE BEREGNEDE SNITTKREFTER I ENKELTPELER I AKSE 1. FOR AKSIALKRAFT ER TRYKK NEGATIV.	26

TABELL 12: STØRSTE BEREGNEDE SNITTKREFTER I ENKELPELER I AKSE 2. FOR AKSIALKRAFT ER TRYKK NEGATIV.	26
TABELL 13: STØRSTE OPPTREDENDE DEFORMASJONER I PELEHODENE I BRUKSGRENSETILSTAND (SLS). AKSESYSTEMET ER FRA GEOsuite PILEGROUP OG ER DEFINERT I BILAG 7.	27
TABELL 14: STIVHETSMATRISER TIL PELEHODET I AKSE 1 FOR LASTKOMBINASJON 43. AKSESYSTEMET ER FRA GEOsuite PILEGROUP OG ER DEFINERT I BILAG 7.	27
TABELL 15: STIVHETSMATRISER TIL PELEHODET I AKSE 2 FOR LASTKOMBINASJON 43. AKSESYSTEMET ER FRA GEOsuite PILEGROUP OG ER DEFINERT I BILAG 7.	28
TABELL 16 – BERG- OG JORDMODELLER I NOVAPOINT	50

VEDLEGGSOVERSIKT

Bilag

- 1 Tegningsforklaring
- 2 Oversiktskart 1:100 000 (i A4 format)
- 3 Laster fra brukonstruksjonen (Datert 26.10.2025)
- 4 Håndberegning bæreevne enkeltpel
- 5 Håndberegning knekkapasitet enkeltpel
- 6 Beregning installert kapasitet til pelene
- 7 Aksesystemer GeoSuite PileGroup og lastoppsett
- 8 Beregning rammespenninger og maksimal fallhøyde til lodd
- 9 Håndberegning midlertidig spunt i akse 2
- 10 Håndberegning setninger pelegruppe akse 2
- 11 Håndberegning setninger tilløpsfylling akse 2
- 12 Setningsberegninger i PLAXIS akse 2
- 13 Setningsberegninger i PLAXIS akse 1

Tegning	Målestokk	Format
V102 Borplankart profil 10100–10250	1:500	A3
V103 Borplankart profil 10250–10400	1:500	A3
K001 Lundamobrua. Oversiktstegning.		A3

1 Innledning

Etter oppdrag fra Drift og vedlikehold midt har Geofag Drift og vedlikehold utført grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger for prosjektet E6 Lundamobrua i Melhus kommune. Prosjektet inneholder bygging av ny bru over elva Sokna og korte strekninger med ny veg på begge sider av elva. Ny bru skal ligge ved siden av og nedstrøms dagens bru.

Som grunnlag for prosjektet, ble det gjennomført et forprosjekt av Rambøll våren 2024, som vurderte alternativer for ny bruløsning. I etterkant ble det besluttet å bygge en elementbru, nedstrøms dagens bru, som kan bygges parallelt med trafikk på eksisterende bru. Forprosjektet er presentert i rapport *E6 Ny Lundamo bru. Forprosjekt* [1].

Denne rapporten er en prosjekteringsrapport for fundamenteringen til Lundamobrua, støttekonstruksjoner for landkar og ny veg, samt midlertidig spunt i anleggsfasen. Brua er en prefabrikkert bjelkebru i betong. Den bygges i ett spenn og er 38,5 m lang. Landkarene er fundamentert på pelegrupper med friksjonspeler av betong. Rapporten er utarbeidet for prosjektets byggeplan.

Bilag 2 viser et oversiktskart i målestokk 1:50.000 for området.

2 Grunnforhold

En beskrivelse av grunnforholdene og presentasjon av grunnundersøkelsene for utskifting av Lundamobrua, bygging av ny veg og vurdering av områdestabiliteten er gitt i rapport *C16939-GEOT-01 E6 Lundamobrua. Datarapport for byggeplan* [2].

Tolkning av materialparametere og valg av dimensjonerende verdier til beregningene er presentert i rapport *C16939-GEOT-02 E6 Lundamobrua. Tolkning av materialparametere* [3].

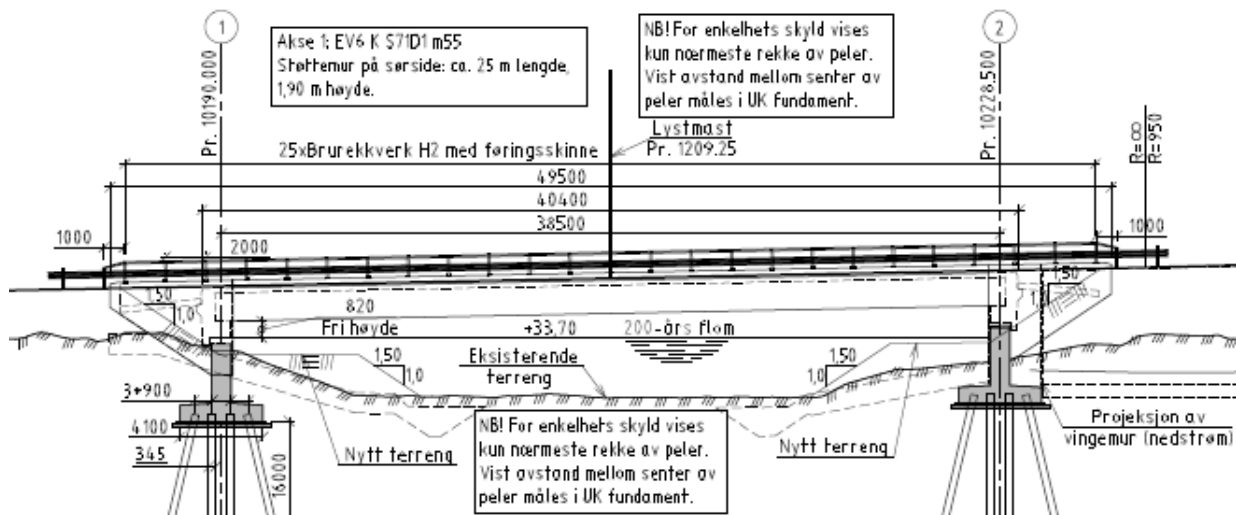
Plankart med utførte grunnundersøkelser er vist i tegning V102 og V103.

3 Brukonstruksjonen

Lundamobrua er en prefabrikkert bjelkebru i betong. Brua bygges over elva Sokna i ett spenn. Se Figur 1. Lengden på spennet er 38,5 m og bredden på brua varierer mellom 8,6 og 8,8 m mellom ytterkant av kantdragerne.

Landkarene i akse 1 og 2 skal begge fundamenteres på pelegrupper med rammede betongpeler. Pelene vil i hovedsak fungere som friksjonspeler.

Oversiktstegning av Lundamobrua er vedlagt i tegning K001.



Figur 1: Lengdeprofil av Lundamobrua.

4 Beregningsforutsetninger

Dette kapittelet presenterer forutsetningene som er lagt til grunn for prosjekteringen av fundamenteringen til Lundamobrua.

4.1 Myndighetskrav og kontrollform

Med bakgrunn i tabell NA.A1(901) i Eurokode 0 [4] og veiledning i tabell 1.1.1-1 i Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging [5] er konsekvens-/pålitelighetsklasse satt til **CC3** og **RC3** for brukonstruksjonen og tilløpsfyllingene. Øvrig vei som skal bygges i prosjektet settes i **CC2** og **RC2**. Brukonstruksjonen settes i en høyere konsekvens- og pålitelighetsklasse ettersom et brudd i konstruksjonen vil gi store konsekvenser på trafikken på E6 da omkjøringsmulighetene er svært begrenset.

Med bakgrunn i kap. 2.1 i Eurokode 7 [6] plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 2**. Det begrunnes i at det er gode grunnforhold på stedet, med fast og overkonsolidert leire, og at brua skal fundamenteres med en konvensjonell løsning med pelegrupper av betongpeler.

I henhold til Tabell 1.2.1-1 og 1.2.2-1 i Håndbok N200 Vegbygging [7] havner prosjektet i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK3** og **UKK3**. Dette medfører at det skal utføres

- egenkontroll
- intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)
- utvidet kontroll iht. PKK3/UKK3 (fagkontroll utført av uavhengig foretak)

Utvidet kontroll av fundamenteringen utføres som en del av teknisk godkjenning av brua. Videre blir det utført utvidet kontroll av områdestabiliteten av et uavhengig foretak, ettersom prosjektet delvis ligger inne i kvikkleiresonen 459 Lund.

Skjema for valg av geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, kontrollform samt dokumentasjon av utført kontroll er vist på side 2 i rapporten.

4.2 Partialfaktorer

I dette kapittelet beskrives partialfaktorene for laster og materialegenskaper som er brukt i beregningene.

4.2.1 Lokalstabilitet

Med bakgrunn i valgte konsekvensklasser (CC3 for brukonstruksjonen og CC2 for øvrig vei) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme (nøytralt brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i Håndbok N200 [7].

Dette utgjør $\gamma_M = 1,5$ for effektivspenningsanalyser og $\gamma_M = 1,5$ for totalspenningsanalyser knyttet til brukonstruksjonen og tilløpsfyllingene. For øvrig veg settes kravene til $\gamma_M = 1,4$ for effektivspenningsanalyser og $\gamma_M = 1,4$ for totalspenningsanalyser.

4.2.2 Områdestabilitet

Med bakgrunn i Tabell 1.5-1 i Håndbok V220 plasseres prosjektet i tiltakskategori **K4**. Det begrunnes i at vegen er av relativ stor betydning og omkjøringsmulighetene er dårlige. Dette er i henhold til Byggeteknisk forskrift til Plan- og bygningsloven (TEK17) [8] og tilhørende NVE-veileder [9].

Tiltakskategori K4 medfører følgende krav til prosjekteringen (jamfør 3.3.6 i NVE-veileder):

- Faresoner som kan berøre tiltaket må utredes for områdeskredfare.
- Erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.
- Tiltak som forverrer stabiliteten skal ha absolutt sikkerhet på $F_{cu} \geq 1,4 \times f_s$, der f_s er sprøhetsforholdet, i totalspenningsanalysen og $F_{c\phi} \geq 1,25$ i effektivspenningsanalysen.
- Tiltak som ikke forverrer stabiliteten skal ha $F_{cu} \geq 1,4$ i totalspenningsanalysen og $F_{c\phi} \geq 1,25$ i effektivspenningsanalysen. Ved lavere sikkerhet skal det være forbedring av sikkerheten med prosentvis økning.
- For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket, gjelder krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,25$, samt krav til robusthet $F_{cu} \geq 1,20$.

Stabilitetsanalyser og geotekniske vurderinger skal etter NVE-veilederen kvalitetssikres av uavhengig foretak. Temaet er behandlet i *C16939-GEOT-03 E6 Lundamobrua. Vurderingsrapport områdestabilitet* [10], og er ikke omtalt videre i denne rapporten.

4.2.3 Peler

Partialfaktorene for pelenes aksiale dimensjonerende bæreevne $R_{c;d}$ avhenger av installasjonsmetoden til pelene. For Lundamobrua skal pelene installeres ved ramming. I henhold til tabell NA.A.6 i Eurokode 7 [6] er partialfaktoren for den totale bæreevnen (sidefriksjon og spissmotstand) $\gamma_t = 1,1$ for peler som er utsatt for trykk. Partialfaktoren for sidefriksjon for strekkpeler er $\gamma_{s;t} = 1,2$.

I beregningsprogrammet for pelegrupper bruker vi en materialfaktor $\gamma_M > 1,0$ for jordas styrke i bruddgrensetilstanden, se avsnitt 4.7. Materialfaktoren er beregnet basert på valg av

korrelasjonsfaktor for pelene og partialfaktor. Vi bruker ξ_3 som tilsvarer middelveien av beregnede bæreevner.

$$\gamma_M = \xi_3 \times \gamma_t = 1,35 \times 1,1 = 1,49$$

4.2.4 Støttekonstruksjoner

Krav 6.2.5-1 i Håndbok N400 Bruprosjektering [11] sier at for beregning av kapasitet av betongkonstruksjoner i bruddgrensetilstand der geotekniske laster og grunnens bæreevne inngår, skal dimensjonerende snittkrefter i konstruksjonen bestemmes med den mest ugunstige av metode 2 og metode 3 i Eurokode 0 [4].

I metode 2 brukes partialfaktorer fra tabell NA.A2.4(B) i Eurokode 0 [4] på både geotekniske laster og de øvrige lastene på/fra konstruksjonen:

$\gamma_{G,jord} = 1,35$	Egenvekt jord
$\gamma_{G,landkar} = 1,35$	Egenvekt landkar
$\xi = 0,89$	Reduksjonsfaktor egenvekt konstruksjonsdeler og jord
$\gamma_{Q,trafikk} = 1,35$	Vegtrafikk fra kjøretøyer
$\psi_{0,trafikk} = 0,7$	Kombinasjonsverdi for variabel påvirkning (fra NA.A2.1)

Det skal velges laster som gir det minst gunstige utfallet av ligning 6.10a og 6.10b i kapittel 6.4.3.2 i Eurokode 0 [4]:

	Permanente laster	Forspenning	Dominerende variabel last
Ligning 6.10a	$\gamma_G \times G_k$	$\gamma_P \times P$	$\gamma_{Q,trafikk} \times \psi_{0,trafikk} \times Q_k$
Ligning 6.10b	$\xi \times \gamma_G \times G_k$	$\gamma_P \times P$	$\gamma_{Q,trafikk} \times Q_k$

I metode 3 brukes partialfaktorer fra tabell NA.A2.4(C) i Eurokode 0 [4] på geotekniske laster og tabell NA.A2.4(B) på de øvrige lastene på/fra konstruksjonen:

$\gamma_{G,jord} = 1,00$	Egenvekt jord
$\gamma_{G,landkar} = 1,35$	Egenvekt landkar
 $\gamma_{Q,trafikk} = 1,15$	Trafikklast fra kjøretøyer
$\gamma_{Q,jordtrykk} = 1,30$	Vertikallast fra trafikk ved beregning av horisontalt sidetrykk

Håndbok N400 kapittel 6.2.5 [11] viser til at ved valg av lastfaktorer i tabell NA.A2.4(C) i Eurokode 0 [4], skal det benyttes $\gamma_Q = 1,15$ for jordtrykk fra trafikklast på støttekonstruksjoner der trafikklasten er bestemt i henhold til trafikklastforskriften [12].

I ulykkessituasjoner brukes partialfaktorer i henhold til ligning 6.11b i kapittel 6.4.3.3 i Eurokode 0 [4]:

$\gamma_G = 1,0$	Egenvekt
------------------	----------

$\gamma_P = 1,0$	Forspenningslaster spunt
$\gamma_{Ad} = 1,0$	Ulykkeslast
$\gamma_{Q,trafikk} = 1,0$	Trafikklast fra kjøretøyer
$\psi_{1,trafikk} = 0,7$	Ofte forekommende verdi for trafikklast

4.3 Korrelasjonsfaktorer for peler

Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ til peler kan bestemmes på ulike måter:

- Statisk prøvebelastning ($R_{c;m}$)
- Bæreevneformler ($R_{c;cal}$)
- Dynamisk slagprøving ($R_{c;m}$)

I dette prosjektet er det ikke utført målinger av bæreevne ved prøvebelastning eller dynamisk slagprøving. Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ bestemmes dermed ut i fra beregninger med bæreevneformler ($R_{c;cal}$). Korrelasjonsfaktorene for bestemmelse av karakteristisk bæreevne hentes fra tabell NA.A.10 i Eurokode 7 [6].

Faktorene velges ut ifra hvor god kjennskap man har til grunnforholdene. For Lundamobrua har vi tatt opp prøveserier på begge sider av elva der landkarene skal ligge. Det er utført avanserte laboratorieforsøk som treaks- og ødometerforsøk, samt CPTU-er med beste anvendelsesklasse. Det er godt samsvar mellom sonderinger og laboratorieforsøk på begge sider av elva, og det er små variasjoner i grunnforholdene rundt brustedet. Vi mener derfor vi har svært god kunnskap om materialegenskapene til leira og kan bruke korrelasjonsfaktorene for $n = 7$ og $n = 10$ i tabell NA.A.10 i Eurokode 7 [6] for beregning av bæreevne basert på grunnundersøkelser og laboratorieforsøk:

$\xi_3 = 1,35$	Middelverdi av beregnede bæreevner
$\xi_4 = 1,20$	Minimumsverdi av beregnede bæreevner

4.4 Reduksjonsfaktor peletverrsnitt

I utgangspunktet har peletverrsnittet en dimensjonerende kapasitet $N_{c;Rd}$ som beregnes ut ifra det aktuelle pelematerialet og -dimensjonen.

I henhold til Håndbok N400 kapittel 7.5.2 [11] skal installert kapasitet N_i til betongpelene beregnes ved hjelp av en reduksjonsfaktor f_a som bestemmes etter Peleveiledningen (2019) [13]. Installert kapasitet er en størrelse som sier noe om kapasiteten til pelene etter de er installert i grunnen. Ved beregning av installert kapasitet skal man velge den minste av $N_{c;Rd}$ og knekkkapasiteten $R_{k;d}$ dersom knekning er dimensjonerende.

Reduksjonsfaktoren f_a skal ta hensyn til forhold som er spesifikke for det aktuelle pelearbeidet. Den fastsettes på bakgrunn av en samlet vurdering av alle forhold som kan påvirke kapasiteten. Elementer som det tas hensyn til i dimensjoneringen bør ikke ha innvirkning på valg av reduksjonsfaktoren. Følgende vurderinger er lagt til grunn ved bestemmelse av f_a -faktor:

Tabell 1: Vurderinger rundt bestemmelse av f_a -faktor til beregning av installert kapasitet til betongpelene.

	Vurdering	Forhold
Pelens krumning	Jevne grunnforhold med fast leire i hele pelens lengde. Forholdene ligger til rette for å få peler uten krumning.	Gunstig
Feil ved pelene	God kontroll på produksjon av betongpeler, men de kan lett skades under transport, håndtering og lagring.	Midlere
Grunnforhold	Grunnforholdene er homogene med økende fasthet mot dybden. Pelene skal avsluttes uten å rammes ned i harde lag. Dette er positivt for installasjonen.	Gunstig
Installasjon	Det brukes konvensjonelle peletyper og rammeutstyr. Det er imidlertid noe større usikkerhet knyttet til ramming av peler enn til boring.	Midlere
Utførelse og kontroll	Forutsetter bruk av riktig utstyr og lodd som er tilpasset pelematerialet og rammemotstand. Forholdene ligger til rette for god kontroll på utførelsen.	Gunstig

På bakgrunn av vurderingene ovenfor skal installert kapasitet beregnes med **f_a -faktor = 0,85**.

I henhold til Peleveiledningens [13] anbefalinger vurderer vi at man kan bruke reduksjonsfaktor $f_a = 1,0$ for tverrsnittskontroll ved peletoppen. Vi forutsetter da at man legger opp til å ha god kontroll under utførelsen og at peletoppen ikke er skadet.

4.5 Krav til tillatte setninger

Setninger skal vurderes etter prinsipper gitt i Håndbok N200, kapittel 1.5 [7], beregningene er utført i bruksgrensetilstand (dvs. med karakteristisk stivhet til jorda). Det stilles 3 typer krav til setninger som ikke skal overstiges i løpet av 40 år etter ferdigstillelse av anlegget. Kravene avhenger av vegens dimensjonerende fartsgrense, som i dette tilfellet er 50 km/t.

1. Totalsetninger skal iht. tabell 1.5.1–1 ikke overskride 45 cm i et enkelt profil
2. Setningsforskjell på langs skal iht. figur 1.5.2–1 ikke overskride 0,75 cm/m mellom beregningsprofiler og ikke mer enn 45 cm totalt. Dette gjelder også ved overgangen mellom bru og vegfylling, der kravet skal tilfredsstilles mellom endene av overgangsplaten.
3. Tverrfallsavvik på grunn av setninger skal iht. Tabell 1.5.3–1 ikke overskride 1,1 %.

Krav til maks tillatte setninger for konstruksjoner som fundamenteres på løsmasser finnes i Håndbok N400 Bruprosjektering [11].

4.6 Laster

Her presenteres lastene som er brukt i beregninger av pelegruppene, setninger av tilløpsfyllingen, stabilitet og til dimensjonering av støttekonstruksjonene.

4.6.1 Peleberegninger

Lastene som er brukt i peleberegningene er hentet fra lastoppsettet til RIB datert 26.10.2025. Dokumentet er vist i bilag 3. Se for øvrig beregningsrapporten for brukonstruksjonen [\[Referanse til Eduardos rapport\]](#).

Lastene er oppgitt i nivå med underkant av fundamentplata.

4.6.2 Setningsberegninger

Setningsberegningene for brufundamentene er utført med egenvekten til konstruksjonen pluss lastkombinasjoner med henholdsvis 20 % og 70 % av trafikklasten. Se lastoppsettet i bilag 3.

Setningsberegninger av tilløpsfyllingene er utført med karakteristisk egenvekt til jord og betong.

4.6.3 Stabilitetsberegninger

For trafikkklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt dimensjonerende last på $q_{d,trafikk} = 19,5$ kPa over hele vegbredden, dette omfatter også vegskuldre og tilstøtende parkeringsplasser. For gang- og sykkelveger benyttes en jevnt fordelt dimensjonerende last på $q_{d,trafikk} = 13$ kPa. GS-veger som også benyttes som adkomst til boliger ol. prosjekteres med full trafikklast. Lastene er i samsvar med krav i Håndbok N200 [7] og inkluderer en lastfaktor på $\gamma_Q = 1,3$.

Det er ikke vanlig å regne med snølast på terreng i stabilitetsanalyser. Laster som har en plassering slik at de påvirker stabiliteten positivt tas ikke med i beregningene.

4.6.4 Støttekonstruksjoner

I beregningene av konstruksjoner som skal støtte opp fyllinger brukes det trafikkklaster i henhold til trafikklastforskriften for bruer m.m. [12] og Håndbok N400 [11]. Jevnt fordelt last $q_k = 5$ kN/m² forutsettes å virke i hele konstruksjonens høyde. Boggiekvivalent last $q_{Qk} = 25$ kN/m² forutsettes å avta lineært fra overflaten til null ved 5 m dybde.

4.7 Sikkerhetsfilosofi i pelegruppeanalyser

Sikkerhetsfilosofi i pelegruppeanalysene er valgt ut ifra anbefalingene i Peleveiledningen (2019) [13].

4.7.1 Bruksgrensetilstand

Pelegruppeanalyser i bruksgrensetilstanden (SLS) er utført med materialfaktor $\gamma_M = 1,0$ for jordens styrke.

4.7.2 Ulykkessituasjon

Pelegruppeanalyser i ulykkessituasjonen (ALS) er utført med materialfaktor $\gamma_M = 1,0$ for jordens styrke.

4.7.3 Bruddgrensetilstand

I utgangspunktet bør det utføres to sett med analyser i bruddgrensetilstanden (ULS):

- Ved bestemmelse av stivhetsmatriser og laster i fundamentet anbefales det å benytte lastfaktor $\gamma_F = 1,0$ i analysen av brukonstruksjonen og materialfaktor $\gamma_M = 1,0$ for jordens styrke i pelegruppeanalysen.
- Ved kontroll av opptredende snittkrefter i pelene anbefales det å benytte lastfaktor $\gamma_F > 1,0$ i analysen av brukonstruksjonen og materialfaktor $\gamma_M > 1,0$ for jordens styrke i pelegruppeanalysen.

I sistnevnte analyse kontrollerer vi også at ingen peler i pelegruppen blir påført større aksiallast enn dimensjonerende bæreevne $R_{c,d}$. Utledning av dimensjonerende bæreevne (aksialkraft) for pelene er basert på beregning av bæreevne med materialparametere utledet fra grunnundersøkelser og laboratorieanalyser.

Det er også akseptabelt å utføre et sett med pelegruppeanalyser der man bruker lastfaktor $\gamma_F > 1,0$ i analysen av brukonstruksjonen og forsiktig anslåtte verdier for jordstivheten. Da vil man indirekte inkludere en materialfaktor $\gamma_M > 1,0$ på jordens styrke. Dette gir noe mykere, men akseptable, fundamentfjærer og omtrent samme snittkrefter i pelene som i den beskrevne framgangsmåten. [13]

4.8 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

I henhold til Eurokode 8 – del 1 [14] skal skråningsstabiliteten undersøkes når en konstruksjon bygges på, eller i nærheten av, naturlige eller kunstige skråninger. I dette prosjektet skal derfor følgende elementer i utgangspunktet kontrolleres for stabilitet under påvirkning av jordskjelvlaster:

- Tilløpsfyllinger og støttekonstruksjoner
- Naturlig skråning på nordsiden av elva

I tillegg skal fundamentsystemer kontrolleres for seismisk påvirkning.

Nasjonalt tillegg til Eurokode 8 – del 1 viser til at for konstruksjoner i seismisk klasse I–IIIa kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates dersom de oppfyller enkelte kriterier. Følgende vurderinger er gjort for Lundamobrua:

Jorda er satt til **grunntype C** i henhold til *tabell NA.3–1* i [14]. Det tilsvarer «*stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter*», og udrenert skjærfasthet på 70–250 kPa.

I henhold til *tabell NA.2(901)* i Eurokode 8 – del 2 [15] vurderes Lundamobrua til å være i **seismisk klasse II**, som gjelder for bruer kortere enn 50 m og ÅDT lavere enn 8000.

Seismisk klasse II gir **seismisk faktor** $\gamma_I = 1,0$, i henhold til *tabell NA.2(903)* i [15].

Tabell NA.3.2(909) i [14] gir en verdi på $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$ for berggrunnens akselerasjon i Melhus kommune. Det gir igjen følgende verdi for dimensjonerende grunnakselerasjon a_g :

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I = 0,25 \times 1,0 = 0,25 \text{ m/s}^2$$

Eurokode 8 – del 1 sier at for konstruksjoner i seismisk klasse II med dimensjonerende grunnakselerasjon $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$, kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates. Lundamobrua oppfyller dermed dette kriteriet og seismisk påvirkning er ikke vurdert.

4.9 Krav til kontroll av murer

Prosjektet medfører behov for vinkelstøttemurer på nordsiden av elva, der den totale høyden varierer mellom 4,3 og 6,2 m.

Murer med konstruksjonshøyde $\geq 5,0 \text{ m}$ skal godkjennes i henhold til godkjenningsordningen i Statens vegvesen. Krav til dokumentasjon for kontrollen finnes i kapittel 2 i Håndbok N400 [11]. Det skal foreligge godkjente arbeidstegninger og godkjenningsbrev før byggestart.

For alle murer under 5,0 m skal dokumentasjon av gjennomført prosjekteringskontroll i riktig kontrollklasse foreligge før byggestart.

5 Materialparametere

Tolkning av materialparametere fra grunnundersøkelsene, og valg av karakteristiske verdier til beregningene er vist i rapport *C16939-GEOT-02 E6 Lundamobrua. Tolkning av materialparametere* [3].

Dette kapittelet presenterer materialparameterne til beregninger av pelegrupper, støttekonstruksjoner og tilløpsfyllinger. Valgene av parametere til jordmodellene er gjort basert på tolkningene i den nevnte rapporten.

5.1 Styrkeparametere

For de drenerte styrkeparametere ser det ut til å være et lite skifte rundt 15 m dybde. Det er derfor valgt et sett med parametere fra 0–15 m og et sett fra 15–30 m fra tolkingen av treaksialforsøkene.

Tabell 2: Valg av karakteristiske drenerte styrkeparametere

Dybde	Friksjons- vinkel ϕ	Attraksjon a
0 – 15 m	35°	5 kPa
15 – 30 m	32°	26 kPa

Den udrenerte skjærfastheten viser en jevn økning med dybden. Designprofilene for de ulike borhullene er som vist i tabellen under, og er hentet fra tolkning av CPTU-er.

Tabell 3: Valg av karakteristiske udrenerte skjærstyrkeprofiler

Dybde	BP 1	BP 6	BP 42	BP 47	BP 49
Kote	+32,9	+32,9	+32,1	+34,3	+45,6
3 m	90 kPa	90 kPa	90 kPa	50 kPa	80 kPa
7 m					90 kPa

12 m					120 kPa
15 m				140 kPa	
16 m	140 kPa	140 kPa	140 kPa		
25 m	180 kPa	200 kPa	200 kPa	200 kPa	190 kPa
30 m		210 kPa	210 kPa		

¹Ekstrapolert. Sonderingen stanser i 20 m dybde.

Ved hjelp av Shansep-modellen er følgende uttrykk etablert for fordeling av udrenert skjærfasthet mot dybden, som funksjon over overkonsolideringsgraden (OCR).

$$c_{u,a} = 0,15 \times OCR^{0,99} \times \sigma_{0'}$$

5.2 Deformasjonsparametere

Deformasjonsparameterne fra ødometerforsøkene viser relativt små variasjoner i deformasjonsmodulen M og modultallet m med dybden. Basert på variasjoner i modultallet kan man dele lagdelingen i 3 deler med intervaller fra 5–10 m, 10–20 m og 20–30 m.

Tabellen under viser gjennomsnittsverdier av deformasjonsmodulen M, modultallet m, konsolideringskoeffisienten C_v og permeabilitetskoeffisienten k. C_v og k er hentet fra effektivspenningsnivået som tilsvarer full last fra tilløpsfyllingene og der 90 % av konsolideringen er unnagjort. Verdiene er beregnet fra ødometerforsøkene som befinner seg i de tre dybdeintervallene. Prøven fra 29,7 m dybde i borhull 42 er utelatt på grunn av dårlig prøve kvalitet.

Tabell 4: Valg av karakteristiske deformasjonsparametere

Dybde	Deformasjons- modul M	Modultall m	Konsoliderings- koeffisient C_v	Permeabilitets- koeffisient k
5 – 10 m	23 125 kPa	15,8	34,1 m ² /år	2,47 x 10 ⁻² m/år
10 – 20 m	21 750 kPa	12,9	28,5 m ² /år	1,78 x 10 ⁻² m/år
20 – 30 m	26 833 kPa	15,3	42,2 m ² /år	1,97 x 10 ⁻² m/år

5.3 Jordmodeller

Peleberegningene er utført med de udrenerte *NTNU-modellene* i beregningsprogrammet GeoSuite PileGroup. Materialparameterne er valgt ut ifra laboratorieforsøkene, Peleveiledningen [13] og erfaringsverdier i manualen til GeoSuite PileGroup. Parameterne er oppsummert i følgende tabell.

Tabell 5: Materialparametere for peleberegninger med NTNU-modellene i GeoSuite PileGroup

		5–10 m	10–15 m	15–20 m	20–30 m
$s_{u,D}$	Undr. shear strength	63–75 kPa	75–87 kPa	87–107 kPa	107–134 kPa
ϕ	Friction angle	35°	35°	32°	32°
a	Attraction	5 kPa	5 kPa	26 kPa	26 kPa
r_c	Pile/soil rough. ratio	0,47	0,37	0,30	0,31
K'_i	Coefficient	1,48	1,13	1,13	1,03

σ'_{v1}	<i>Effective stress</i>	79–135 kPa	135–184 kPa	184–240 kPa	240–345 kPa
g_i	<i>Shear modulus num.</i>	100	100	100	100
k_f	<i>Shear mob. factor</i>	0,7	0,7	0,7	0,7
D	<i>Dilatancy parameter</i>	0,3	0,3	0,3	0,3
b	<i>Stress ratio</i>	0,3	0,3	0,3	0,3
β	<i>Mobilization exp.</i>	2,5	2,5	2,5	2,5
v	<i>Mob. degree exp.</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
k_D	<i>Dilatancy factor</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
m_0	<i>Modulus number</i>	100	100	100	100
σ'_a	<i>Reference stress</i>	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa
n	<i>Stress exponent</i>	1	1	1	1
f_0	<i>Mobilization degree</i>	0,65	0,65	0,65	0,65
h	<i>Displacement factor</i>	0,05	0,05	0,05	0,05

¹Effektivspenninger i akse 1. Verdiene i akse 2 er noe høyere.

De vertikale effektivspenningene (σ'_v) brukt i NTNU-modellene er hentet fra modellene i elementmetodeprogrammet Plaxis. Vi har valgt å bruke effektivspenningene beregnet fra dagens terreng med vekta fra landkarene til dagens bru. Tilløpsfyllingene til de nye landkarene vil imidlertid gi større effektivspenninger i jorda enn dette. I begynnelsen skapes det et poreovertrykk i jorda. Med tiden dissiperer overtrykket og effektivspenningene øker, som igjen gir økt styrke i jorda. For å være litt konservativ og ha kapasitet å gå på til utførelsen av pelearbeidene, har vi ikke tatt med denne effekten i peleberegningene.

Det er utført setningsberegninger for tilløpsfyllingene med jordmodellen *Hardening Soil* i elementmetodeprogrammet Plaxis. Materialparameterne som er brukt er oppsummert i følgende tabell.

Tabell 6: Materialparametere for setningsberegninger med *Hardening Soil* i Plaxis

		5–10 m	10–15 m	15–20 m	20–30 m
		Undrained A	Undrained A	Undrained A	Undrained A
γ	<i>Density</i>	19,8 kN/m ³	20,0 kN/m ³	20,0 kN/m ³	20,1 kN/m ³
$\tan \phi$	<i>Friction angle</i>	0,70	0,70	0,62	0,62
c	<i>Cohesion</i>	3,5 kPa	3,5 kPa	17,5 kPa	17,5 kPa
E_{50}^{ref}	<i>Secant stiff. triaxial</i>	15 750 kPa	17 000 kPa	17 000 kPa	20 333 kPa
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	<i>Tangent stiff. oed.</i>	15 750 kPa	17 000 kPa	17 000 kPa	20 333 kPa
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	<i>Unl./Rel. stiffness</i>	255 000 kPa	241 250 kPa	241 250 kPa	260 000 kPa
ν_{ur}	<i>Poisson's ratio unl./rel.</i>	0,2	0,2	0,2	0,2
m	<i>Power</i>	1,0	1,0	1,0	1,0
p_{ref}	<i>Ref. stress stiffness</i>	1 463 kPa	1575 kPa	1575 kPa	1 633 kPa
POP	<i>Pre-Overb. Pressure</i>	548 kPa	565 kPa	565 kPa	660 kPa
K_0	<i>Coeff. lat. earth press.</i>	1,48	1,13	1,13	1,03
$k_{x/y}$	<i>Permeability</i>	6,77 x 10 ⁻⁵ m/dag	4,87 x 10 ⁻⁵ m/dag	4,87 x 10 ⁻⁵ m/dag	5,38 x 10 ⁻⁵ m/dag

Jordmodellen Mohr-Coulomb er benyttet for fyllmassene i vegfyllingen og bak landkarene. Følgende materialparametere er brukt.

Tabell 7: Materialparametere for fyllmasser med Mohr-Coloumb

Pukk		
		Drained
γ	Density	19,0 kN/m ³
$\tan \phi$	Friction angle	1,00
c	Cohesion	9,0 kPa
E'_{ref}	Young's modulus	67 490 kPa
ν (nu)	Poissons's ratio	0,33
K_0	Coeff. lat. earth press.	0,29
$k_{x/y}$	Permeability	100 m/dag

5.4 Peler

Følgende materialparametere er brukt for betongpelene i peleberegningene.

Tabell 8: Materialparametere for betongpeler P345

Betongpeler P345		
w'	Effective weight	15,12 kN/m ³
W	Width	0,345 m
D/W	Equivalent diam./width.	1,13
σ_y	Yield stress	50 000 kPa
EI		51 421 kNm ²
EA		4 722 210 kN

6 Akse 1 og 2

Pelefundamentene i akse 1 og akse 2 består av betongpeler som fungerer som friksjonpeler, der lastene overføres til jorda ved en kombinasjon av friksjon langs pelenes overflate og spissmotstand.

Betongpelene i akse 1 og 2 er dimensjonert for bruddgrensetilstand, ulykkestilstand og bruksgrensetilstand. Pelenes dimensjonerende last (F_d) er bestemt med bakgrunn i pelenes bæreevne ($R_{c,d}$) og peletverrsnittets installerte kapasitet (N_i). [13]

6.1 Bæreevne enkeltpel

I en innledende fase ble det utført håndberegning av bæreevnen til en 20 m lang enkeltpel av typen P345 med formelverket i Pelevedledningen [13]. For rammede friksjonspeler anbefaler den at man tar utgangspunkt i et konservativt styrkeprofil. Deretter kan ytterligere verifikasjon av bæreevnen utføres med dynamisk slagprøving.

I beregningene er valg av direkte skjærfasthet basert på innledende tolkninger av treaksialforsøkene og CPTU-er. Styrkeprofilen er tilnærmet likt karakteristisk styrkeprofil i avsnitt 5.1, men ligger generelt noe lavere. Effektivspenningene er utledet for flatt terreng, og beregnet med målt poretrykk. Som beskrevet tidligere er de reelle effektivspenningene noe høyere på grunn av lasten fra tilløpsfyllingene til dagens bru.

Beregningene er vedlagt i bilag 4.

6.1.1 Beregnet bæreevne med semi-empirisk metode

Beregnet bæreevne $R_{c;cal}$ er summert fra friksjonsmotstand $R_{s;cal}$ og spissmotstand $R_{b;cal}$:

$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = 963,2 \text{ kN} + 116,8 \text{ kN} = 1080 \text{ kN}$$

Karakteristisk bæreevne er beregnet med korrelasjonsfaktor og fratrasket vekt av pel:

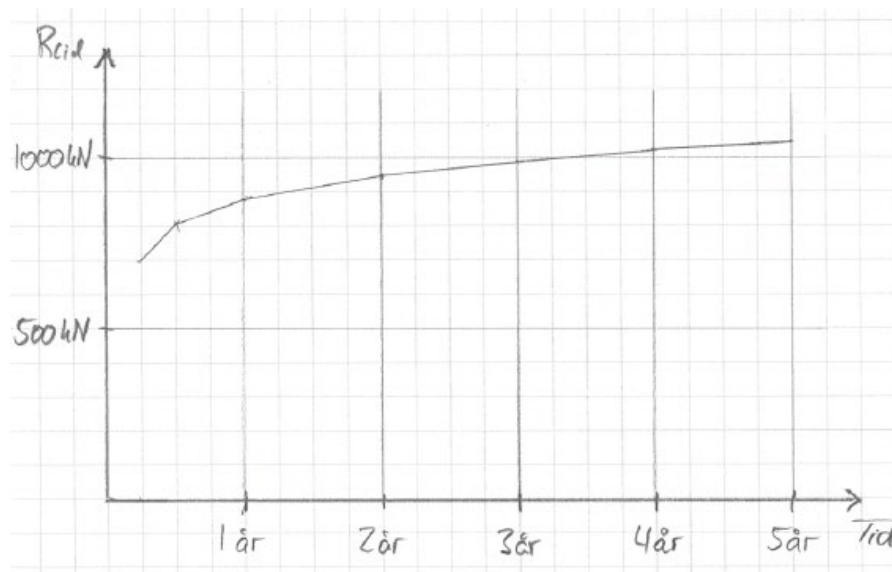
$$R_{c;k} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} - W_p = \frac{1080 \text{ kN}}{1,35} - 36 \text{ kN} = 764 \text{ kN}$$

6.1.2 Dimensjonerende bæreevne i bruddgrensetilstand

Dimensjonerende bæreevne er som følger:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{764 \text{ kN}}{1,1} = 695 \text{ kN}$$

Den beregna bæreevnen gjelder fra den tiden der poreovertrykket, som skapes ved installasjon av pelene, er utlignet. Tiden fram til 95 % konsolidering er beregnet til 69 dager. Etter rekonsolideringsfasen er fullført fortsetter sidefriksjonen å øke med tiden. Figur 2 viser beregnet økning av dimensjonerende bæreevne.



Figur 2: Økning av dimensjonerende bæreevne for en enkeltpel over tid etter at rekonsolideringsfasen er avsluttet.

6.1.3 Beregnet bæreevne i GeoSuite PileGroup

For sammenligning har vi sett på beregnet bæreevne av enkeltpeler i beregningsprogrammet GeoSuite PileGroup. Med materialparameterne som er oppsummert i avsnitt 5.3, får vi følgende beregnet bæreevne for en 20 m lang vertikal pel i akse 2:

$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = 1565,0 \text{ kN} + 116,2 \text{ kN} = 1681,2 \text{ kN}$$

Jorda i akse 2 har høyere effektivspenningsnivå enn i akse 1, ettersom høyden på tilløpsfyllingen til dagens bru er større. Vi forventer derfor høyere bæreevne i akse 2. Generelt er effektivspenningene i beregningene i GeoSuite PileGroup høyere enn de som er brukt i håndberegningene. Det samme gjelder styrkeprofilene som også er noe høyere i jordmodellene i GeoSuite PileGroup, enn den som er brukt i håndberegningene. Med bakgrunn i dette, er det rimelig at man får større sidefriksjon i GeoSuite PileGroup. Beregnet spissmotstand er lik i de to tilnærmingene.

6.2 Pelegruppens geometri

Akse 1 og 2 skal fundamenteres på rammede betongpeler med sidekanter på 345 mm. Pelegruppene består av 20 peler der alle pelene fungerer som friksjonspeler. Lengden på pelene er 16 m. 10 peler har helning 3:1, 4 peler har helning 5:1 og 6 peler har helning 7,5:1. Pelegruppen er vist i Figur 3.

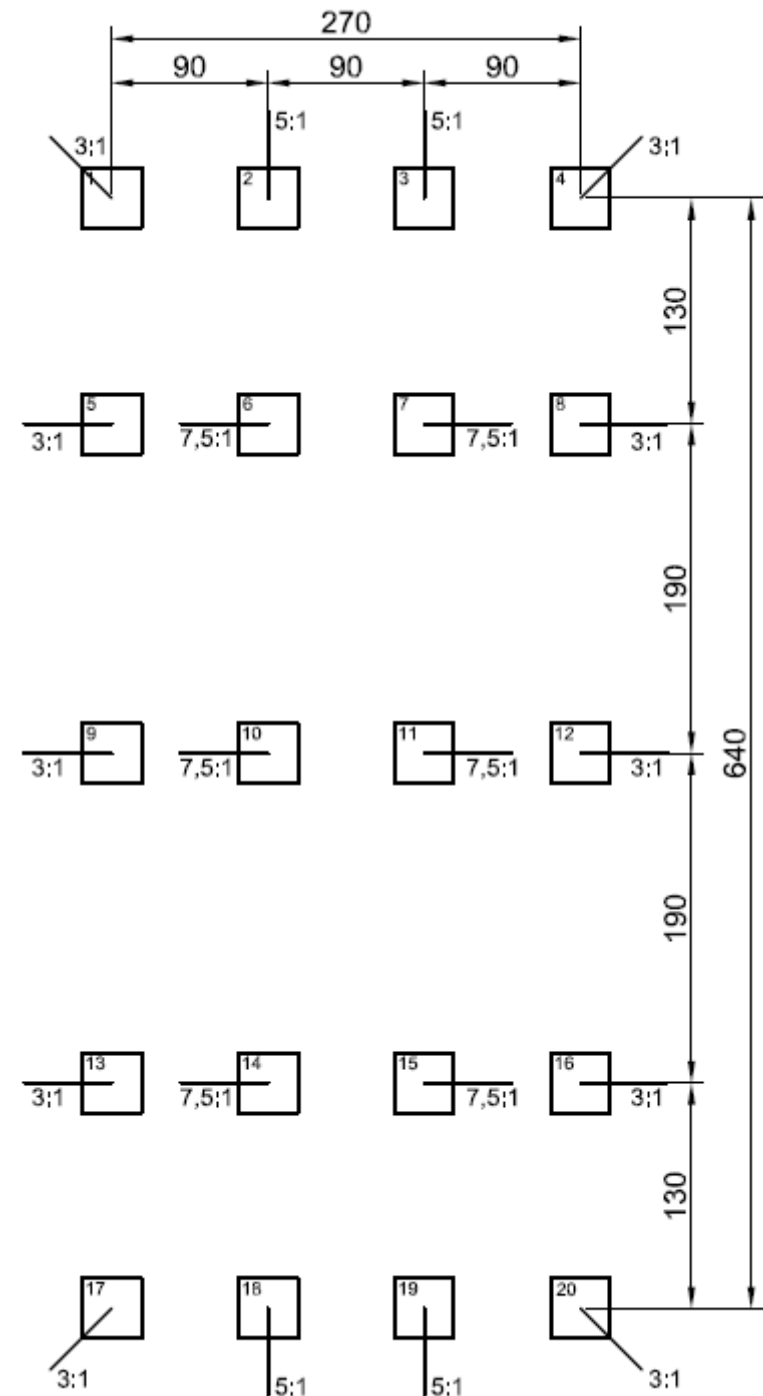
Fundamentet er utformet for å ivareta kravene til avstand mellom ytterkant av fundament og ferdig installert pel. Krav 8.8.3-6 i Håndbok N400 [11] sier at i prosjekteringen skal minsteavstanden være ≥ 400 mm pluss maks tillat avvik i horisontalplanet. Ifølge Prosesskoden [16] er maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontalplanet 100 mm. Det betyr at minsteavstanden fra ytterkant pel til kanten av fundamentet skal være ≥ 500 mm. I pelekonfigurasjonen er dette ivaretatt. Minste kantavstand er 51,8 cm.

Peleveiledningens [13] anbefalinger til peleavstand for skråpeler beregnes i et plan 3 m under terreng. For 16 m lange peler i leire er denne minsteavstanden anbefalt å være 5 x diameteren til pelen. For P345 betongpeler tilsvarer det 173 cm. Med oppsettet i Figur 3 kommer følgende nabopeler under minsteavstanden:

- Pel 1 og 2: 160 cm
- Pel 2 og 3: 90 cm
- Pel 5 og 6: 150 cm
- Pel 6 og 7: 170 cm

Avstandene mellom pelene 1–2, 5–6 og 7–8 ikke er veldig langt unna anbefalt minsteavstand, videre fortsetter de å bevege seg fra hverandre nedover i dybden. De ytterste pelene har helning 3:1, noe som betyr at avstanden mellom pelene øker raskt med dybden. Med bakgrunn i dette vurderer vi at det med stor sannsynlighet går bra å ramme disse pelene. **Spesielt med tanke på at pelene skal rammes i meget fast leire, noe som reduserer risikoen for at pelene skal trekke seg mot hverandre under ramming.**

Pelene 2–3 og 18–19 vil ha en avstand på 90 cm i hele dybden. Det er utfordrende å sette opp en pelegruppe med denne konfigurasjonen der man unngår dette. Det er imidlertid fordelaktig at pelene har retning bort fra de øvrige pelene i gruppa. Da blir de mindre påvirket av effektene fra rammingen av de andre pelene. For å redusere risikoen for problemer under utførelsen, planlegger vi å ha med en prosess for trekking av pølser for pel 2–3 og 18–19. Videre legger vi opp til rekkefølgebestemmelser, der de nevnte pelene skal settes før de omkringliggende pelene som ligger nærmest, spesielt pel 1/17 og 4/20.



Figur 3: Oppsett for pelegruppene i akse 1 og akse 2.

6.3 Påhengslaster

For å vurdere eventuelle påhengslaster på betongpelene har vi utført setningsberegninger av pelegruppene og av tilløpsfyllingene til landkarene. Setningsberegninger av pelegruppene er utført i henhold til kapittel 5.9 i Peleveiledningen [13]. Beregninger av setninger i jorda som følge av lasta fra tilløpsfyllingene er utført i elementmetodeprogrammet Plaxis og kontrollert med håndberegninger.

Setninger i pelegruppene er beregnet med egenvekt av bruas overbygning, landkar og fylling inni landkar. Beregnet setning etter primærkonsolidering for pelegruppen i akse 2 er 46 mm.

Setninger i jorda som følge av lasta fra tilløpsfyllingene er beregnet med egenvekt til fyllmassene. Beregnet setning etter at 90 % av primærkonsolideringen er unnagjort i akse 2 er i størrelsesorden 27–43 mm i nivå med bunnplata til fundamentet.

Beregningsmessig får vi like store eller noe større setninger i pelene enn i den omkringliggende jorda. Vi får derfor ikke nedadrettet sidefriksjon langs pelene og vi kan se bort fra påhengslaster.

Flere detaljer om setningsberegningene finnes i kapittel 9.

6.4 Knekkning

Knekkkapasiteten $R_{k;d}$ til pelene er beregnet i henhold til kapittel 4.4 i Peleveiledningen [13]. Teoretisk knekkkapasitet er funnet til å være $R_{k;cal} = 28\,140$ kN for en 16 m rett pel i jord som er leddet i begge ender. Reelt vil knekklasten være noe høyere da pelene vil være delvis innspennt i toppen. Dette er langt høyere beregnet bæreevne for en enkeltpel. Knekkning vil ikke være dimensjonerende.

Beregninger av knekkkapasitet er vedlagt i bilag 5.

6.5 Installert kapasitet av peletverrsnittet

Utgangspunktet for pelenes dimensjonerende installerte kapasitet i jorda N_i , er peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet $N_{c,Rd}$. Dersom vi antar en pel av typen P345 og at det brukes betong med fasthetsklasse B45 får vi følgende kapasitet:

$$N_{c,Rd} = 2759 \text{ kN}$$

Dersom knekkning er dimensjonerende, velges den minste verdien av $N_{c,Rd}$ og $R_{k;d}$. Fra avsnitt 6.4 ser vi at knekkning ikke er dimensjonerende, og vi bruker $N_{c,Rd}$.

I avsnitt 4.4 er det gjort vurderinger av reduksjonsfaktoren (f_a -faktor) for peletverrsnittet, i henhold til kapittel 1.11 i Peleveiledningen [13]. F_a -faktoren er satt til 0,85.

Dette gir følgende installert kapasitet til betongpelene i jorda:

$$N_i = f_a \times N_{c,Rd} = 0,85 \times 2759 \text{ kN} = 2345 \text{ kN}$$

I kombinasjon med moment i pelene, vil installert kapasitet N_i bli lavere enn beregnet her. Beregningene er vist i bilag 6.

6.6 Pelegruppeanalyser

Pelegruppeanalysene er gjort i programmet GeoSuite PileGroup med materialparametere som vist i avsnitt 5.3. Utsnitt fra beregningsmodellen er vist i Figur 4 og Figur 5.

6.6.1 Lastfordeling i pelegruppene

I analysen kontrollerer vi at ingen peler i pelegruppene blir påført større aksiallast enn dimensjonerende bæreevne $R_{c;d}$. Beregningene er gjort med materialfaktor $\gamma_M > 1,0$ både på sidefriksjon og spissmotstand, se avsnitt 4.2.3.

Lastfordelingene kontrolleres opp imot bæreevnen for pelene som beregnes i GeoSuite PileGroup. Dimensjonerende bæreevne for 16 m lange peler i akse 1 er:

$$R_{c;d} = 827 - 828 \text{ kN}$$

Dimensjonerende bæreevne for 16 m lange peler i akse 2 er:

$$R_{c;d} = 842 - 847 \text{ kN}$$

Tabell 9: Lastfordeling i akse 1. Største og minste last fra alle lastkombinasjoner i bruksgrense- og bruddgrensetilstanden.

Pel	Bruddgrense (ULS)		Bruksgrense (SLS)	
	Maksimum	Minimum	Maksimum	Minimum
1	422	206	307	257
2	619	368	427	373
3	703	413	458	405
4	750	473	520	472
5	385	216	278	237
6	587	358	395	352
7	741	467	509	466
8	752	503	546	507
9	390	270	282	267
10	604	389	399	384
11	757	495	513	497
12	754	528	550	535
13	438	281	307	278
14	644	401	426	395
15	775	506	539	509
16	756	538	572	546
17	506	305	342	307
18	699	424	466	427
19	760	467	497	458
20	762	520	554	520

Tabell 10: Lastfordeling i akse 2. Største og minste last fra alle lastkombinasjoner i bruksgrense- og bruddgrensetilstanden.

Pel	Bruddgrense (ULS)		Bruksgrense (SLS)	
	Maksimum	Minimum	Maksimum	Minimum
1	424	215	306	256
2	603	363	422	369
3	673	401	446	393

4	733	458	505	457
5	389	219	277	ze
6	572	352	390	346
7	722	456	498	455
8	748	489	531	492
9	397	269	281	266
10	584	383	394	378
11	733	484	503	487
12	757	514	535	521
13	436	279	306	277
14	619	395	420	390
15	756	496	529	498
16	769	524	558	531
17	496	303	341	306
18	670	418	460	422
19	730	454	485	446
20	772	505	538	505

Største aksiallast i akse 1 er på 775 kN og påføres pel 15 i bruddgrensetilstanden (lastkombinasjon 5). Det tilsvarer en utnyttelsesgrad på 0,94. Største aksiallast i akse 2 er på 772 kN og påføres pel 20 i bruddgrensetilstanden (lastkombinasjon 18). Det tilsvarer en utnyttelsesgrad på 0,91. Ifølge beregningene er påført last på pelene i pelegruppene mindre enn dimensjonerende bæreevne til pelene.

6.6.2 Snittkrefter i pelene

I dette avsnittet har vi oppsummert de største beregnede snittkreftene i enkeltpeler i bruksgrensetilstand (SLS) og bruddgrensetilstand (ULS). Beregningene er utført med materialfaktor $\gamma_M > 1,0$ både på sidefriksjon og spissmotstand, i henhold til avsnitt 4.2.3.

Tabell 11: Største beregnede snittkrefter i enkeltpeler i akse 1. For aksialkraft er trykk negativ.

		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)	Aksialkraft (kN)
Bruksgrense	Maksimum	27	44	0
	Minimum	-41	-20	-595
Bruddgrense	Maksimum	53	67	0
	Minimum	-61	-33	-798

Tabell 12: Største beregnede snittkrefter i enkeltpeler i akse 2. For aksialkraft er trykk negativ.

		Moment (kNm)	Skjærkraft (kN)	Aksialkraft (kN)
Bruksgrense	Maksimum	27	40	0
	Minimum	-41	-12	-581
Bruddgrense	Maksimum	53	67	0
	Minimum	-61	-33	-798

Bruddgrense	Maksimum	54	60	0
	Minimum	-51	-29	-813

Største aksialkraft er 813 kN og forekommer i bruddgrensetilstanden i pel 16 i akse 2 (lastkombinasjon 19). Samtidig opptredende moment i snittet er 13 kNm og skjærkraft er 10 kN.

6.6.3 Kontroll for strekk i peler

I henhold til krav 7.5.6-3 i Håndbok N400 [11] er betongpeler ikke tillatt brukt som strekkpeler. I pelegruppeberegningene er det ikke funnet strekk i noen av pelene i lastkombinasjonene som er vurdert. Kravet anses derfor som oppfylt.

6.6.4 Forskyving og rotasjon

I dette avsnittet har vi oppsummert deformasjoner i pelehodet i bruksgrensetilstand (SLS). De største verdiene for deformasjoner og rotasjon er vist i påfølgende tabell. Akseystemet er fra GeoSuite PileGroup og er definert i bilag 7.

Tabell 13: Største opptredende deformasjoner i pelehodene i bruksgrensetilstand (SLS). Akseystemet er fra GeoSuite PileGroup og er definert i bilag 7.

		Forskyving			Rotasjon		
		X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	XX (10 ⁻⁴ rad)	YY (10 ⁻⁴ rad)	ZZ (10 ⁻⁴ rad)
Akse 1	Maksimum	1,1	0,2	-1,4	0,56	1,10	0,01
	Minimum	1,1	0,0	-1,5	0,00	1,09	0,00
Akse 2	Maksimum	1,2	0,2	-1,4	0,57	0,87	0,01
	Minimum	1,2	0,0	-1,5	0,00	0,85	0,00

Legg merke til at hele pelegruppa vil oppleve større vertikale setninger enn det som vises her. Se mer om setningsberegninger i kapittel 9

6.6.5 Stivhetsmatriser

Stivhetsmatrisene er hentet ut fra beregningene i bruksgrensetilstand (SLS). De påfølgende tabellene viser matrisene for akse 1 og akse 2 med lastkombinasjon 29. Akseystemet er fra GeoSuite PileGroup og er definert i bilag 7.

Tabell 14: Stivhetsmatrise til pelehodet i akse 1 for lastkombinasjon 43. Akseystemet er fra GeoSuite PileGroup og er definert i bilag 7.

	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)	Kz (kN/m)	Kxx (kNm/rad)	Kyy (kNm/rad)	Kzz (kNm/rad)
X	832 700	-113	27 000	2 185	659 900	-2 574
Y	-113	669 800	-4 038	-977 200	-715	2 711
Z	27 000	-4 038	6 106 000	86 330	125 400	-1 470

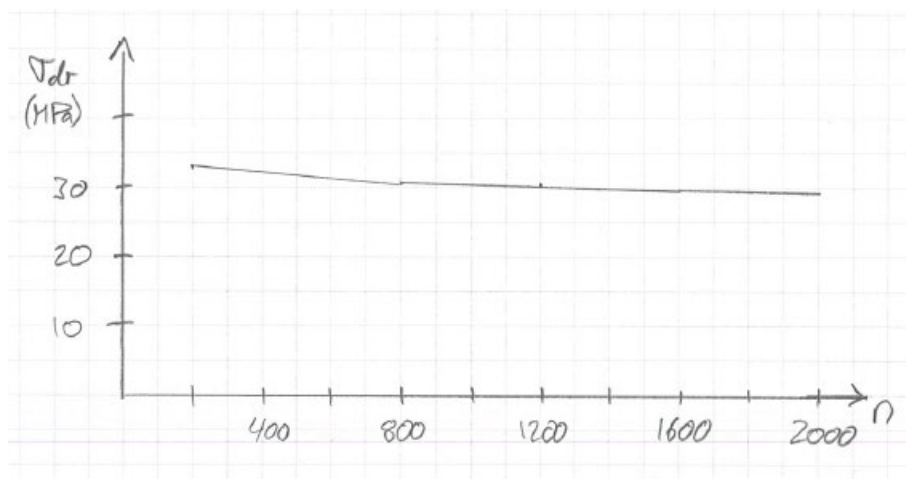
XX	2 185	-977 200	86 330	35 050 000	12 370	-85 610
YY	659 900	-715	125 400	12 370	7 881 000	-11 840
ZZ	-2 574	2 711	-1 470	-85 610	-11 840	5 197 000

Tabell 15: Stivhetsmatrise til pelehodet i akse 2 for lastkombinasjon 43. Aksessystemet er fra GeoSuite PileGroup og er definert i bilag 7.

	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)	Kz (kN/m)	Kxx (kNm/rad)	Kyy (kNm/rad)	Kzz (kNm/rad)
X	776 900	-209	25 720	1 540	687 100	-2 605
Y	-209	613 200	-3 875	-1 007 000	-464	2 412
Z	25 720	-3 875	6 102 000	84 870	118 100	-1 076
XX	1 540	-1 007 000	84 870	35 000 000	9 356	-81 780
YY	687 100	-464	118 100	9 356	7 856 000	-11 000
ZZ	-2 605	2 412	-1 076	-81 780	-11 000	4 799 000

6.7 Rammespenninger

Under ramming av betongpelene utsettes de for påkjenninger og økte spenninger. Pelene må derfor sikres mot utmatting slik at pelene ikke rammes til brudd eller at kapasiteten reduseres. Peleveiledningens kapittel 7.6 [13] viser til at rammespenningene ikke skal overskride en dimensjonerende dynamisk spenning σ_{dr} . Med en betongpel med fasthetsklasse B45 får man følgende kurve som viser dynamisk spenning som funksjon av n antall slag under rammingen:



Figur 6: Dimensjonerende dynamisk rammespenning σ_{dr} som funksjon av n antall slag under ramming av en pel.

For å finne maksimal spenning som oppstår i pelene under ramming kan man bruke støtbølge teorien i henhold til avsnitt 4.6.2 i Peleveiledningen [13]: «Når loddet treffer peletoppen, oppstår en støtbølge med frontspenning σ_0 , som beveger seg nedover i pelen med lydens forplantningshastighet c , i pelematerialet.» Formelverket kan brukes til å finne en tilnærmet verdi av de maksimale strekk- og trykkspenningene σ_{max} som oppstår. Dette er så

brukt til å finne maksimal fallhøyde til loddet under ramming. Dersom vi antar at $\sigma_{dr} = 30 \text{ MPa}$ får vi følgende verdier maksimal fallhøyde h_{max} :

Nedramming (trykk)	$h_{max} = 1,14 \text{ m}$
Nedramming (strekk)	$h_{max} = 18,27 \text{ m}$
Sluttramming	$h_{max} = 0,58 \text{ m}$

Beregninger av dimensjonerende dynamisk rammespenning og maksimal fallhøyde til loddet er vist i bilag 8.

Under produksjonsramming er det ikke nødvendigvis hensiktsmessig å bruke maksimal fallhøyde som er beregnet her. Da vil man bruke den fallhøyden som gir størst produksjon, som avhenger av pelelengdene og grunnforholdene, samtidig som man minimerer antall harde slag.

6.8 Rambarhetsanalyse

Hensikten med en rambarhetsanalyse er å forutse rammeforløpet til en pel. Analysen gir en kurve som viser rammemotstanden n (antall slag per meter) som funksjon av dybden, gitt en valgt pel og rammeutstyr. Rambarhetsanalysen baserer seg på rammeformelen som primært gjelder for friksjonspeler i sand og grus. Det forutsettes at deformasjonene som oppstår er så store at vi får fullt plastisk brudd langs hele pelen og ved spissen. I utgangspunktet skal loddet veie mer enn pelen, men hvis det ikke er tilfelle kan man bruke en ekvivalent stukningslengde l_e i beregningene.

For betongpeler er det normalt å bruke hydrauliske fallodd med tyngde fra 40 kN til 80 kN. [13]

Pelene som vurderes er av typen P345 med tørr egenvekt på $25,12 \text{ kN/m}^3$ og neddykket egenvekt på $15,12 \text{ kN/m}^3$.

Rambarhetsanalysen i akse 2 er utført med karakteristisk udrenert direkte skjærfasthet fra tolkningen av treaksialforsøkene i borpunkt 42. Beregnet bæreevne som funksjon av pelespissens dybde er bestemt fra semi-empirisk metode i Peleveiledningens avsnitt 4.2.2 [13]:

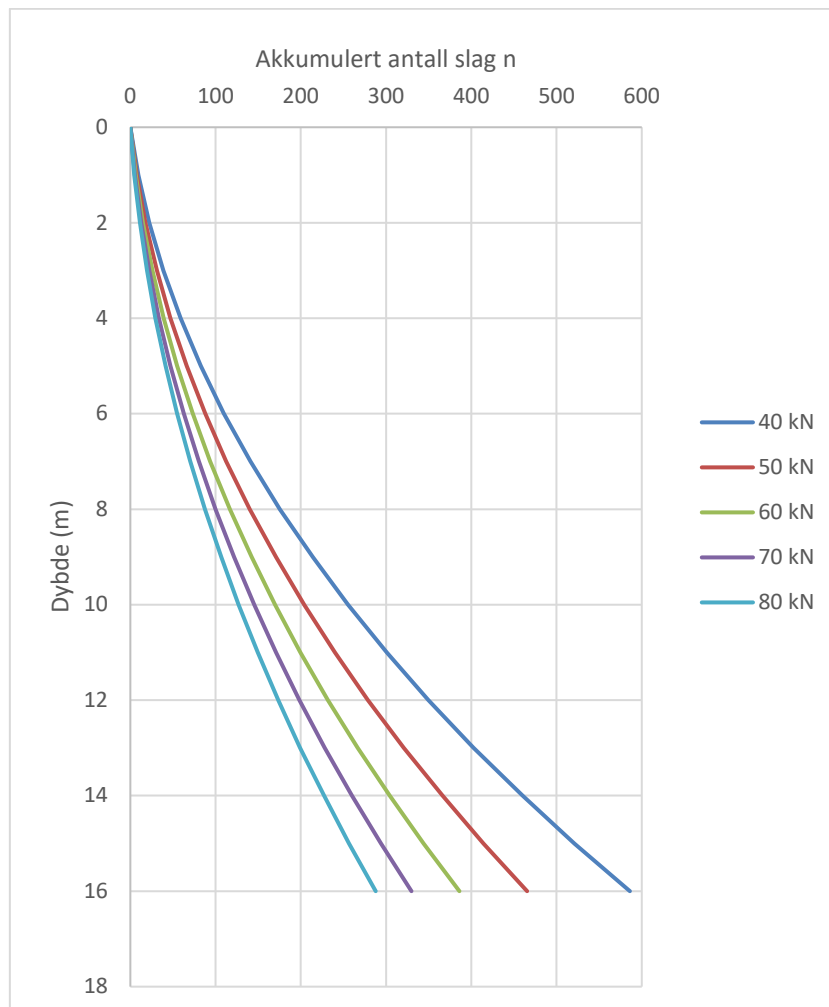
$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = \int 0_s \times \alpha \times c_{u;cal} dz + 9 \times A_b \times c_{u;cal}$$

Beregning av antall slag n per meter synk er gjort med følgende formel:

$$n = \frac{R_{c;cal}}{\eta W h - \frac{\omega R_{c;cal}^2 l}{2AE}}$$

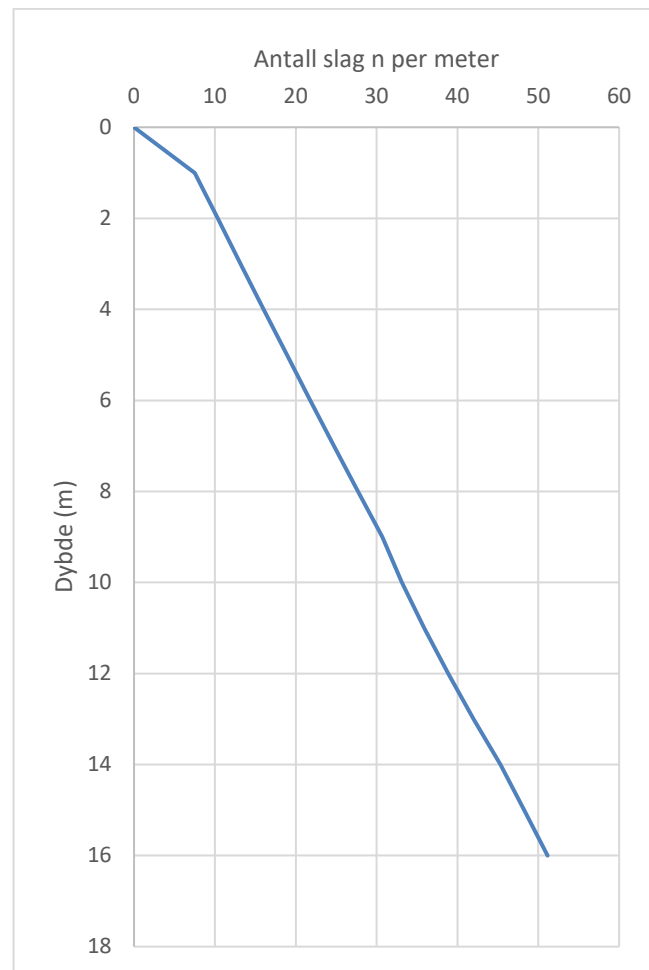
der vi har antatt virkningsgrad $\eta = 0,9$, loddvekt W mellom 40–80 kN, fallhøyde $h = 0,4 \text{ m}$, kraftfordelingsfaktor $\omega = 0,88$, lengde $l = 16 \text{ m}$, areal $A = 0,119 \text{ m}^2$ og E-modul $E = 39,7 \times 10^6 \text{ kPa}$.

Figur 7 viser rambarhetsanalysen med akkumulert antall slag n for nedramming av en 16 m lang pel av typen P345. Figuren viser kurver for loddvekter fra 40 kN til 80 kN. Fallhøyden er satt til 0,4 m.



Figur 7: Akkumulert antall slag n for en P345-pel med fallhøyde 0,4 m og loddvekter fra 40 kN til 80 kN.

Figur 8 viser et eksempel på antall slag n per meter for ramming med loddvekt 50 kN og fallhøyde 0,4 m.



Figur 8: Antall slag n per meter for en P345-pel med fallhøyde 0,4 m og loddvekt 50 kN.

Dersom vi sier at vi ønsker å oppnå en dimensjonerende bæreevne på $R_{c;d} = 800$ kN under rammingen, kan vi beregne karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ og sette denne inn i formel 4-12 i Peleveiledningen for å finne sluttsynk per slag.

$$R_{c;k} = R_{c;d} \times \gamma_t = 800 \text{ kN} \times 1,1 = 880 \text{ kN}$$

$$s = \frac{\eta W h}{\xi R_{c;k}} - \frac{\omega \xi R_{c;k} l}{2AE} = \frac{0,9 \times 50 \times 0,4}{1,35 \times 880} - \frac{0,88 \times 1,35 \times 880 \times 16}{2 \times 0,119 \times 39,7 \times 10^6} = 0,0134 \text{ m} = 13,4 \text{ mm}$$

Med loddvekt på 50 kN og 0,4 m fallhøyde vil en sluttsynk på 13 mm gi en karakteristisk bæreevne på 880 kN.

7 Stabilitet

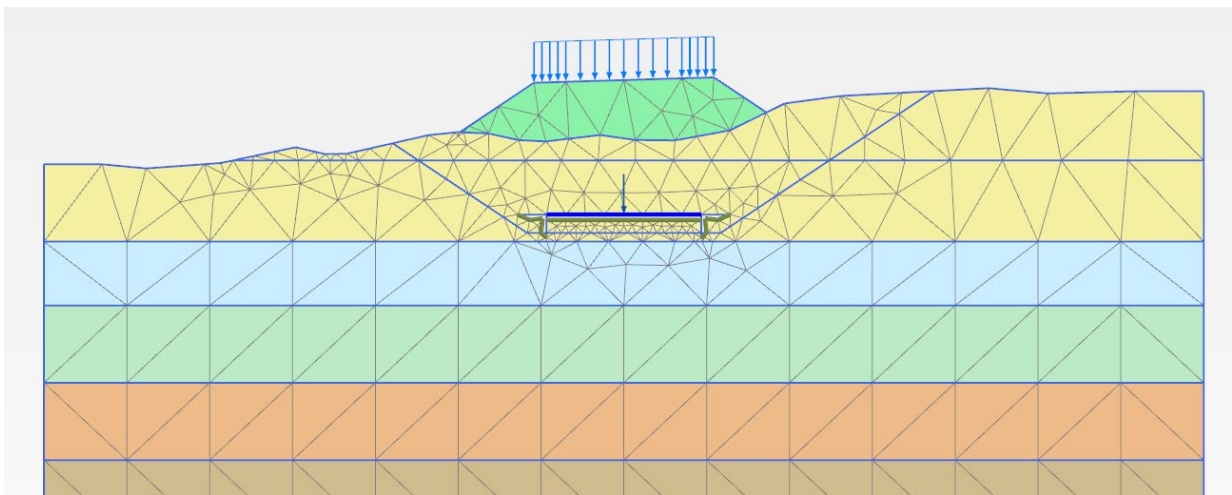
Stabiliteten til tilløpsfyllingene er kontrollert gjennom beregninger i elementmetodeprogrammet PLAXIS. Vi har gjort stabilitetsberegninger i tverrprofiler like bak landkarene i akse 1 og 2. Beregningene er utført med trafikklaster slik det er beskrevet i avsnitt 4.6. Lastene fra landkar og brua antas å føres ned i pelefundamentene og er kontrollert i prosjekteringen av pelegruppene.

7.1 Beregningsmodeller

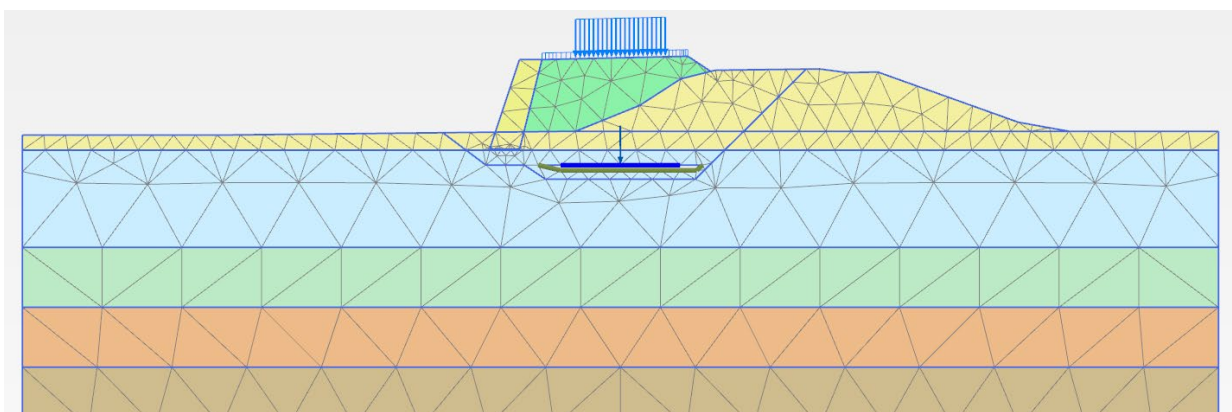
Beregningsmodellene i Plaxis er bygd opp med en medium elementfordeling (medium mesh). Figur 9 og Figur 10 viser elementfordelingen til tverrprofilene i henholdsvis akse 1 og akse 2.

I akse 2 skal støttekonstruksjonene bygges som vinkelstøttemurer av betong. I disse beregningene er støttekonstruksjonen modellert som en tørrmur. I praksis vil ikke det ha stor betydning for resultatet og vi vurderer det dithen at beregningene er representative for det som bygges.

Stabilitetsberegningene utføres som udrenerte effektivspenningsanalyser. Det vil si at vi gjør drenerte stabilitetsberegninger med poreovertrykket som settes opp på grunn av tilleggslasten fra fyllingene og trafikklast.



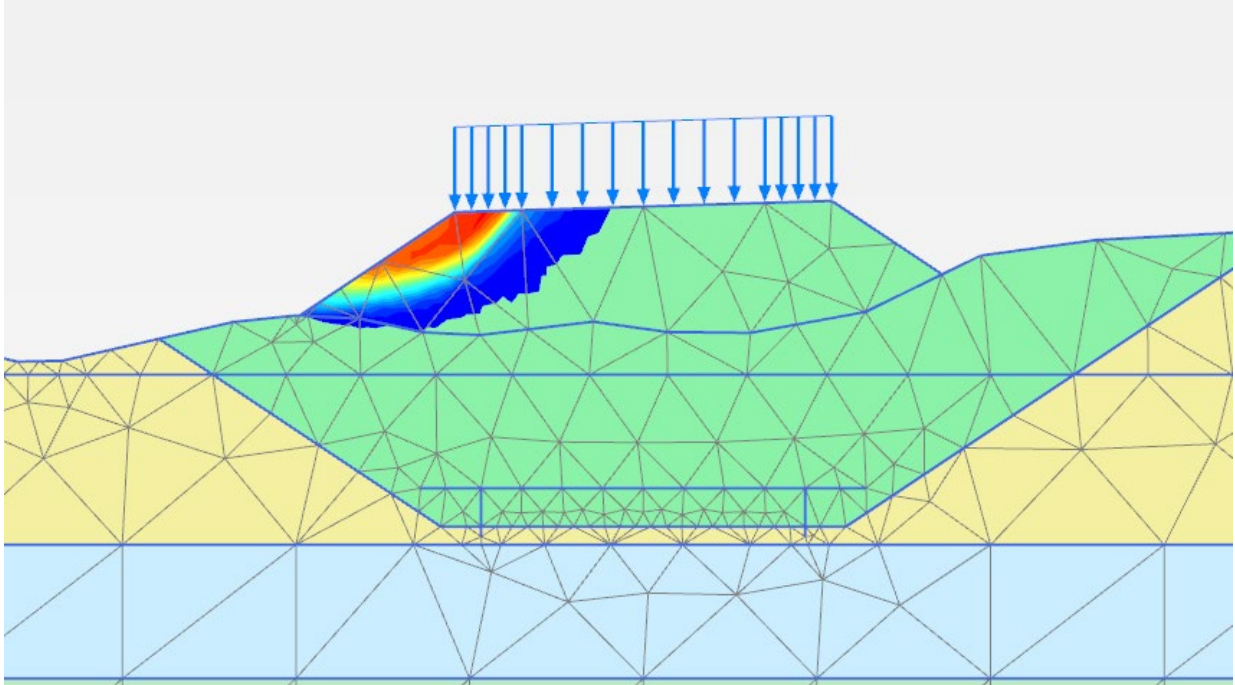
Figur 9: Elementfordeling i tverrprofilet i akse 1.



Figur 10: Elementfordeling i tverrprofilet i akse 2.

7.2 Akse 1

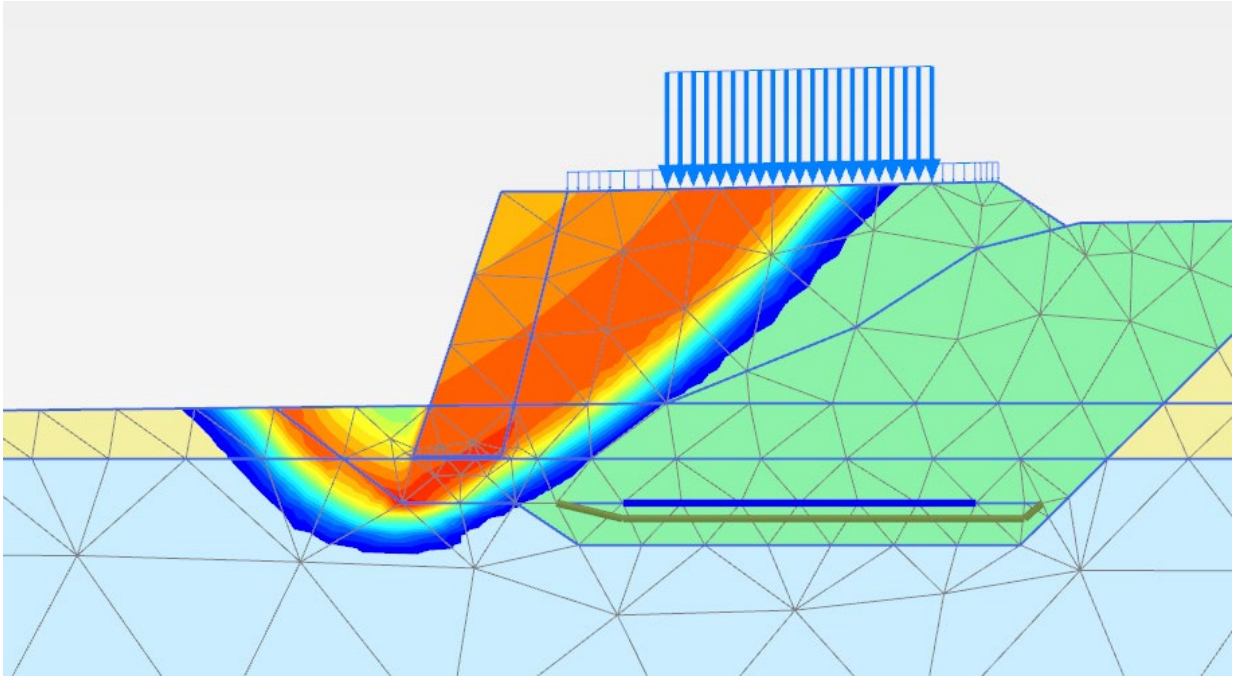
I akse 1 går ikke den kritiske bruddmekanismen ned i den underliggende leira, men blir liggende i fyllmassene til tilløpsfyllinga, se Figur 11. Materialfaktoren beregnes til $\gamma_M = 2,88$ og sikkerhetskravene er oppfylt.



Figur 11: Stabilitetsberegning i tverrprofilet like bak landkaret i akse 1. Materialfaktoren beregnes til $\gamma_M = 2,88$.

7.3 Akse 2

I akse 2 går den kritiske bruddmekanismen så vidt ned i leira der det settes opp poreovertrykk som følge av tilleggslastene fra fylling og trafikklastene, se Figur 12. Som forventet blir bæreevnen til støttekonstruksjonen dimensjonerende. Materialfaktoren beregnes til $\gamma_M = 1,95$ og sikkerhetskravene er oppfylt.



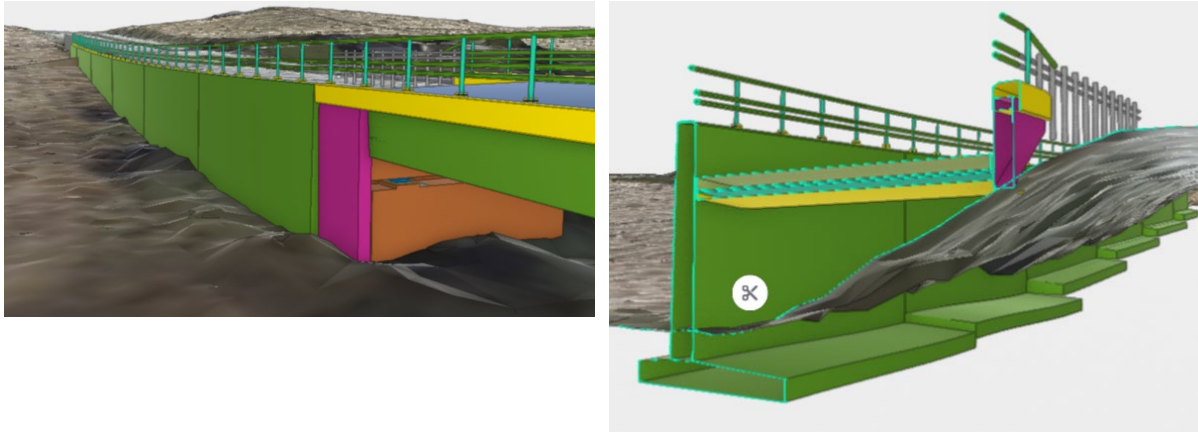
Figur 12: Stabilitetsberegning i tverrprofilet like bak landkaret i akse 2. Materialfaktoren beregnes til $\gamma_M = 1,95$.

8 Støttekonstruksjoner

I forbindelse med bygging av brua blir det behov for to større støttekonstruksjoner. Den første er en vinkelstøttemur av betong på nordsiden av brua, som bygges som en fortsettelse av landkaret i akse 2. De andre er midlertidige spunter ved landkarene i akse 1 og akse 2, som settes mellom dagens veg og de nye landkarene. Formålet med de midlertidige spuntene er at det skal kunne gå trafikk på dagens bru samtidig som de graver ut for ramming av peler og bygging av landkar.

8.1 Vinkelstøttemurer i akse 2

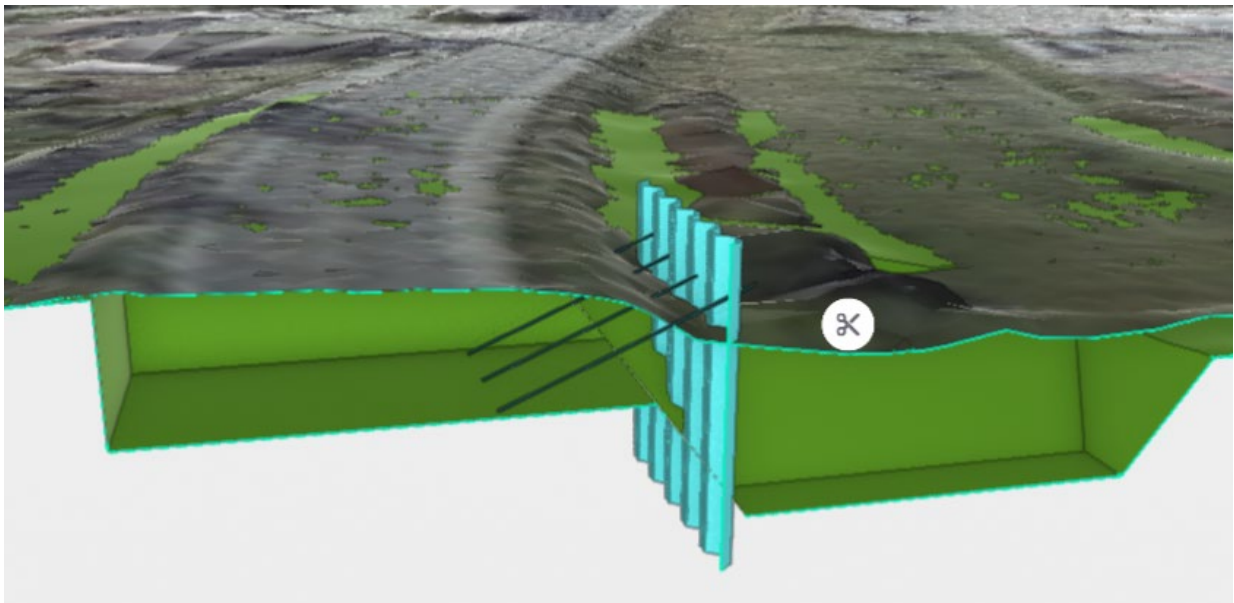
Bæreevneberegninger av landkar og vinkelstøttemurer av betong i akse 2 (Figur 13) er behandlet i beregningsrapporten til brukonstruksjonen. (referanse til Eduardos rapport)



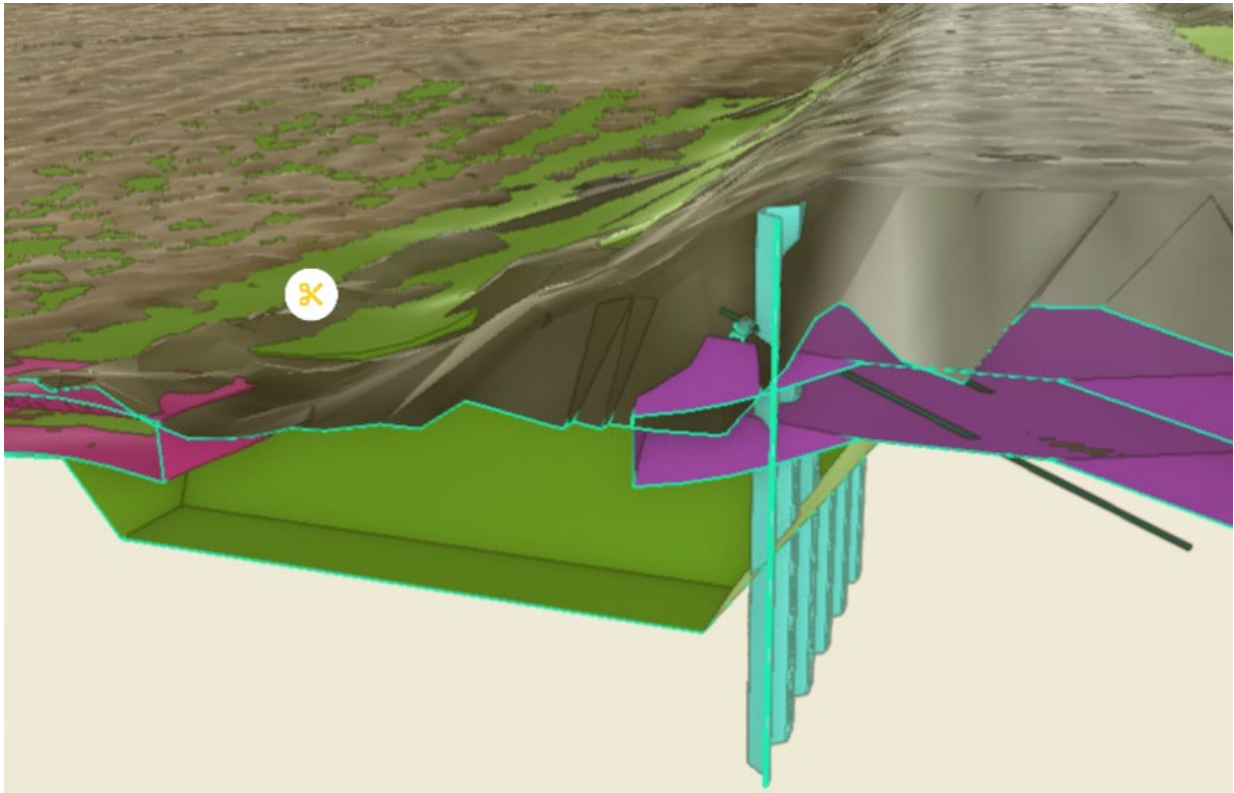
Figur 13: Vinkelstøttemur av betong bygges som en forlengelse av landkaret i akse 2 på nordsiden av elva. (Kilde: Trimble Connect)

8.2 Midlertidig spunt

I byggefasen skal trafikken gå på dagens bru samtidig som ny bru bygges ved siden av. Ettersom ny bru ligger så tett inntil dagens bru, vil det bli behov for spuntkonstruksjoner som støtter opp dagens vei når man graver ut for de nye. Se visningsmodeller i Figur 14 og Figur 15.

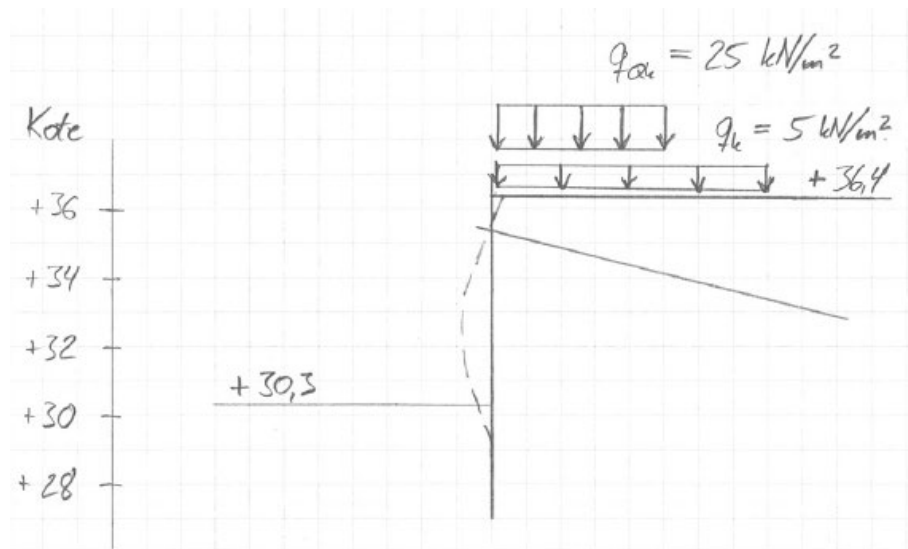


Figur 14: Skjermdump av spunt i akse 1 fra 3D-visning av modeller. (Kilde: Trimble Connect)



Figur 15: Skjermdump av spunt i akse 2 fra 3D-visning av modeller. (Kilde: Trimble Connect)

Spuntkonstruksjonen i akse 2 anses som mest kritisk, da den vil ha størst høydeforskjell mellom vegbanen med trafikk og bunn av byggegropa. Det er gjort håndberegninger av støttekonstruksjonen i akse 2 for å estimere nødvendig lengde på spunten, motstandsmoment og kraft i forankringen. Dette må anses som overslagsberegninger for spuntlengde og motstandsmoment, og ikke endelig prosjektering. De midlertidige spuntene må detaljprosjekteres før man lager konkurransegrunnlaget og skal beskrive jobben. Beregningsmodellen er vist i Figur 16.



Figur 16: Skisse av beregningsmodellen til håndberegninger av spunt i akse 2.

8.2.1 Beregningsforutsetninger

I beregningene er det forutsatt at spunten spennes opp med en rad med lissestag under dagens vei for å redusere utbøyningen i toppen og deformasjoner av vegbanen og eksisterende landkar. Stagraden er plassert i nivå 1 m under vegbanen.

Det er ikke helt rett fram å finne de vertikale totalspenningene ettersom dagens vei inntil landkaret består av en tosidig fylling. Vi har derfor hentet total vertikal overlaging fra PLAXIS-modellen i profil 10230. Grunnvannstand og poretrykk er fra reelle målinger i borhull 42. Utgraving av byggegropa vil være under grunnvannstanden, og vi forutsetter at byggegropa pumpes og holdes tørr. Negative effektivspenninger på passiv side etter utgraving er neglisjert i beregningene. Videre antas det at poretrykket på begge sider av spunten vil nulle ut hverandre, og det er ikke tatt med i beregningene av jordtrykk.

8.2.2 Resultater

Beregningene er vist i bilag 9. Nødvendig lengde på spunten i akse 2 er beregnet til 10,2 m. Det vil si at spissen til spunten rammes ned til kote +26,2. I henhold til modellen er utgravingsdybden 6,1 m.

Beregnet motstandsmoment til en Z-spunt er 1726 cm³/m.

Beregnet motstandsmoment til en U-spunt er 2157 cm³/m.

Ettersom spunten er beregnet med skråstag, må det tas hensyn til aksialkreftene i veggene ved valg av spuntprofil.

Beregnet dimensjonerende kraft i skråstagene er 246 kN per meter vegg. Det forutsetter at stagene settes med en vinkel på 35°.

8.2.3 Detaljprosjektering

Det er behov for detaljprosjektering av de midlertidige spuntene, med beregninger av alle konstruksjonselementer som spunt, puter, låser og stag.

Videre er det flere elementer som ikke er vurdert i håndberegningene. For det første vil man sannsynligvis få økt poretrykk som følge av rammingen av pelene. Det kan medføre forskjell i poretrykket på aktiv og passiv side av spunt.

For det andre ligger dagens bru tett inntil spunt. Eksisterende bru er fundamentert på en betongplate med trepeler. Overkant av betongplate er innmålt til kote +30,72 moh. Lasta fra brua vil gi et jordtrykk på aktiv side av veggen som må tas med i betraktningene.

Spuntberegningene må kontrolleres med en totalspenningsanalyse.

Videre må det gjøres vurderinger av sikkerheten mot bunnoppressing og hydraulisk grunnbrudd i byggegropa.

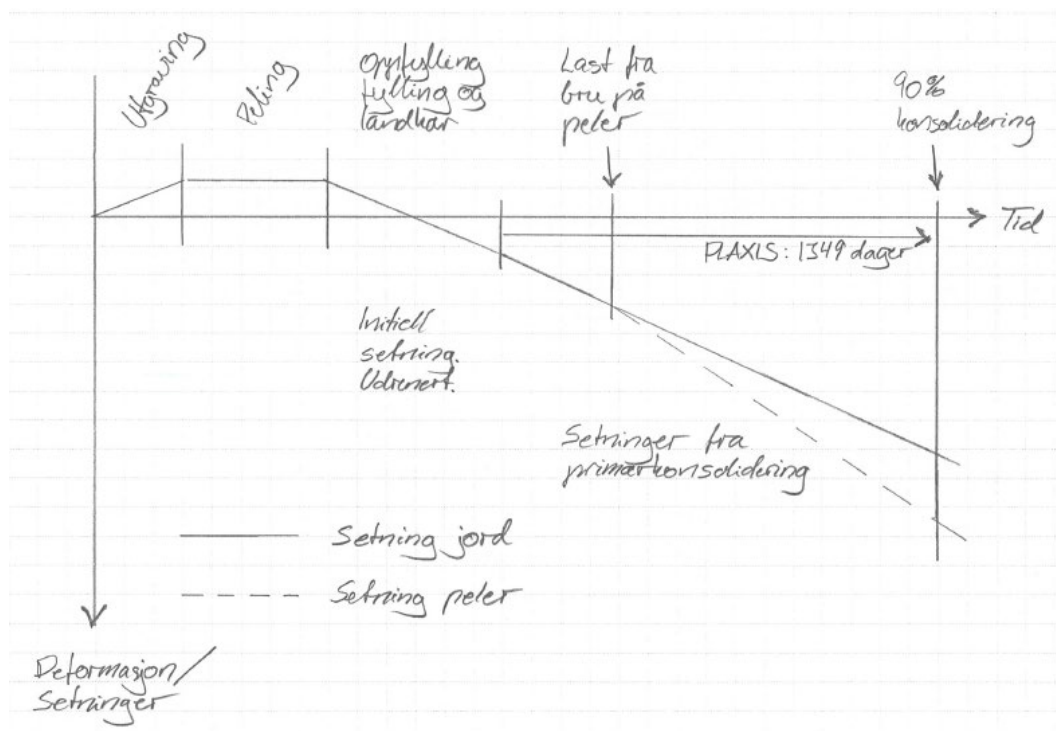
9 Setninger

Lundamobrua og tilløpsfyllingene skal bygges på en leire som er høyt overkonsolidert. Med tilleggslastene fra fyllinger og brukonstruksjonen kommer vi til å ende på et effektivspenningsnivå (p'_1) som er langt unna prekonsolideringspenningen (p'_c) til leira. Vi har derfor kun vurdert effekten av de effektivspenningsavhengige tøyningene (ϵ_σ) og neglisjert de tidsavhengige tøyningene (ϵ_t). Tøyningene er beregnet i OC-området til leira etter følgende formel:

$$\epsilon_{OC} = \frac{p'_1 - p'_0}{M_c}$$

der M_c er spenningsmodulen fra ødometerforsøk.

En prinsippskisse av forventet setningsoppførsel i fundamentene er vist i figuren under. Ved utgraving for fundamentene vil vi få en svelling av leira under. Deretter oppstår det setninger i leira som følge av lasta fra tilløpsfyllingene og fra brukonstruksjonen. Det vil antakeligvis bli ulik størrelse på setningene i pelegruppene og i jorda rundt pelene. Dersom jorda setter seg mer enn pelene vil man kunne få påhengslaster på pelene. Dersom pelene setter seg mest, unngår man dette fenomenet.



Figur 17: Prinsippskisse som viser setningsoppførselen til leira over tid under og etter bygging.

Setningsberegningene er utført med materialparameterne som er vist i kapittel 155. I elementmetodeprogrammet PLAXIS har vi brukt materialmodellen Hardening Soil, der stivhetsparameterne er kalibrert slik at de passer til ødometerforsøkene i borhull 6 og 42. Dette er gjort ved hjelp av funksjonen Soil Test i programmet.

9.1 Akse 2

Tilløpsfyllingen i akse 2 er høyere enn i akse 1. Vi forventer derfor de største setningene i leira under akse 2. Den vil bli dimensjonerende for vurderinger av påhengslaster. Se mer om påhengslaster i kapittel 6.3.

9.1.1 Setninger i pelegruppe

Vi har utført setningsberegninger av pelegruppen i akse 2 i henhold til kapittel 5.9 i Pelevedledningen [13]. Beregningene er gjort med stivhetsparametere som er hentet fra relevant spenningsnivå i ødometerforsøkene i borhull 42.

De effektivspenningsavhengige setningene i pelegruppen i akse 2 er beregnet til 46 mm. Det er ikke gjort vurderinger av tidsforløpet til primærkonsolideringen. Beregningene er vedlagt i bilag 10.

9.1.2 Setninger i tilløpsfylling

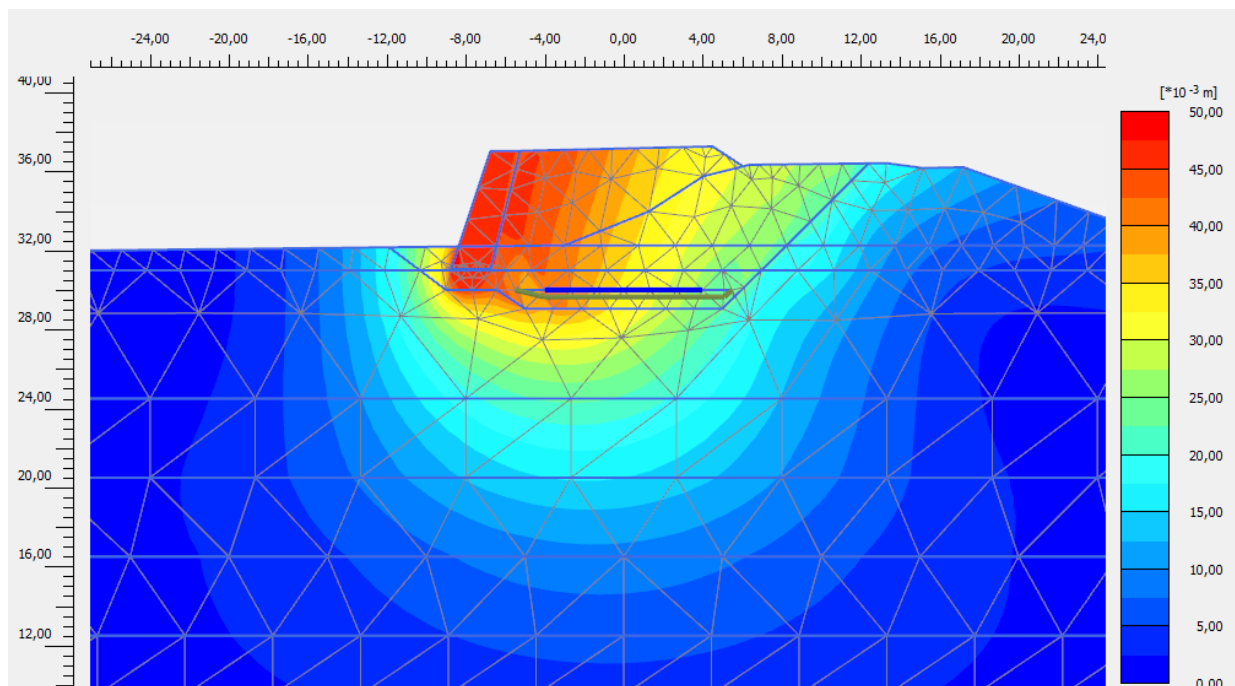
Vurdering av setninger i leira som følge av lasta fra tilløpsfyllingen er gjort ved håndberegninger og beregninger i elementmetodeprogrammet PLAXIS. I håndberegningene er

det brukt stivhetsparametere hentet fra relevant spenningsnivå i ødometerforsøkene i borhull 42.

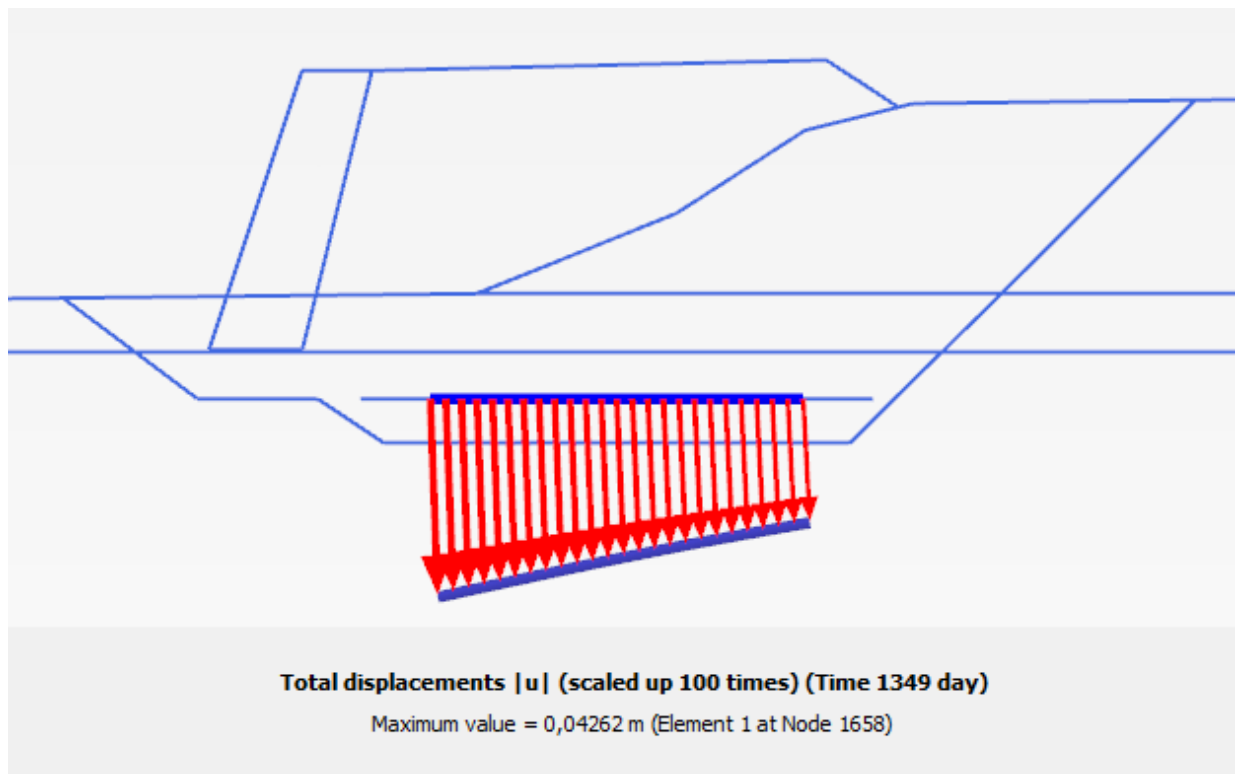
Tidlig i prosjekteringsfasen ble det gjort innledende setningsberegninger for hånd for å vurdere setningsoppførselen til leira ved direktefundamentering. De er vedlagt i bilag 11. Dersom man luker ut lasta fra brukonstruksjonen på et platefundament, og kun ser på lasta fra tilløpsfyllingen, viser beregningene at de effektivspenningsavhengige setningene midt på tilløpsfyllinga er forventa til å bli 27 mm i akse 2. Vi har også gjort en sensitivitetsanalyse med $\pm 30\%$ på ødometermodulen M_c . Det gir setninger i størrelsesorden 21–39 mm.

Elementmetodeberegningene i PLAXIS er utført med samme beregningsmodell som er vist i Figur 10. Setningsoppførselen er beregnet med udrenert oppførsel til leira. I første trinn har vi lagt på lasta fra tilløpsfyllinga. Ved dag 0 er største setning beregnet til 24 mm i vegbanen nærmest støttekonstruksjonen. Se bilag 12. Største setning i nivå med bunnplata er beregnet til 22 mm.

Deretter er det gjort en konsolideringsanalyse til 90 % av poreovertrykket er dissipert. Ved dag 1349 er største setning beregnet til 48 mm i vegbanen nærmest støttekonstruksjonen (se Figur 18). Se bilag 12. Setningene i bunnplata varierer fra 27 mm til 43 mm (se Figur 19). Midt på bunnplata er beregnet verdi 34 mm. Dette gir grei overenskomst mellom håndberegninger og elementmetode-beregninger.



Figur 18: Setningsberegning i PLAXIS i akse 2 med last fra tilløpsfylling etter 90 % konsolidering av poreovertrykk (dag 1349).



Figur 19: Setninger i nivå med bunnplata til fundamentet i akse 2. Beregninger er med last fra tilløpsfylling etter 90 % konsolidering av poreovertrykk (dag 1349).

9.2 Akse 1

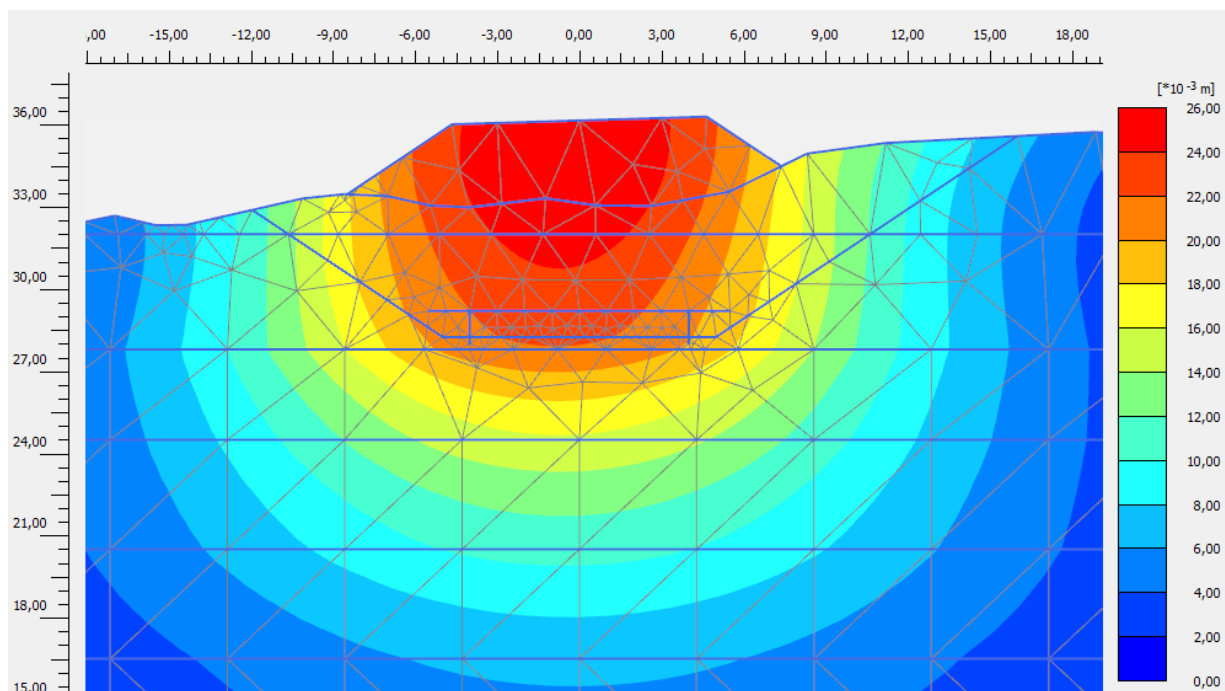
I dette kapittelet presenteres resultater fra setningsberegninger i akse 1.

9.2.1 Setninger i tilløpsfylling

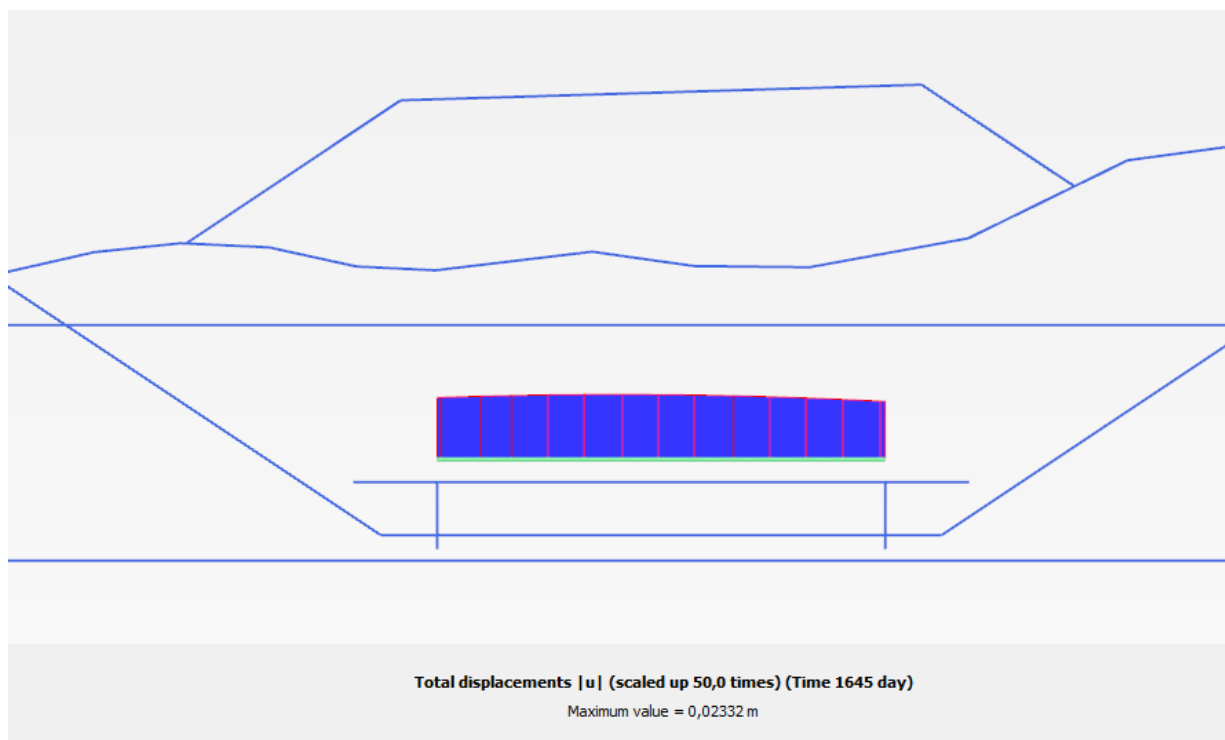
Vurdering av setninger i leira som følge av lasta fra tilløpsfyllingen er gjort med beregninger i elementmetodeprogrammet PLAXIS. Beregningene er utført med samme beregningsmodell som er vist i Figur 9. Setningsoppførselen er beregnet med udrenert oppførsel til leira.

I første trinn har vi lagt på lasta fra tilløpsfyllinga. Ved dag 0 er største setning beregnet til 14 mm midt i vegbanen. Se bilag 13. Største setning i nivå med bunnplata er beregnet til 11 mm.

Deretter er det gjort en konsolideringsanalyse til 90 % av poreovertrykket er dissipert. Ved dag 1645 er største setning beregnet til 26 mm midt i vegbanen (Figur 20). Se bilag 13. Setningene i nivå med bunnplata er i størrelsesorden 21–23 mm (Figur 21).



Figur 20: Setningsberegning i PLAXIS i akse 1 med last fra tilløpsfylling etter 90 % konsolidering av poreovertrykk (dag 1645).



Figur 21: Setninger i nivå med bunnplata til fundamentet i akse 1. Beregninger er med last fra tilløpsfylling etter 90 % konsolidering av poreovertrykk (dag 1645).

9.3 Differensialsetninger

Grunnforholdene under landkarene i akse 1 og akse 2 er så å si like. Laboratorieforsøkene viser at materialparameterne er sammenfallende på de to stedene. Vi har vurdert differensialsetninger ut ifra belastningen som påføres grunnen fra brukonstruksjonen. I bruksgrensetilstanden har vi følgende egenvekt på landkarene, uten lastfaktorer, fra lastoppsettet i bilag 3. Det inkluderer egenvekt fra brukonstruksjonen, egenvekt landkar og fylling inni landkar:

Akse 1	7989 kN
Akse 2	7872 kN

Egenvekta til landkaret i akse 1 er 1,5 % høyere enn i akse 2. Forskjellene er svært marginale, og med tanke på at landkarene er fundamentert på pelegrupper forventer vi svært små differensialsetninger mellom akse 1 og 2. I realiteten vil de være neglisjerbare og ikke få noen konsekvenser for brukonstruksjonen.

10 Utførelse

Den nye brua skal bygges tett inntil eksisterende bru, samtidig som det skal gå trafikk på veien. Siden man må ta hensyn til eksisterende bru og trafikk på E6, kan anleggsarbeidene bli ekstra krevende og man må gjøre tiltak for å ivareta sikkerheten til arbeiderne på anlegget og trafikantene. I dette kapittelet oppsummeres krav og anbefalinger knyttet til de geotekniske arbeidene.

10.1 Pelearbeider

Det skal være greit å sørge for ankomst til peleriggen på begge sider av elva. På nordsiden av elva vil det være en anleggsveg på vestsiden av dagens E6, der peleriggen kan belte seg ned mot akse 2. På sørsiden av elva vil det være grei adkomst på anleggsveg på vestsiden av dagens E6.

Oppstillingsplassene der peleriggen skal ramme peler må ha tilstrekkelig bæreevne. Styrken til leira på stedet er relativt høy. Det anbefales likevel at det etableres et underlag med duk og bærelag av pukk som avrettes med grusmasser. Det er viktig at massene i bærelaget er av en type som det er mulig å ramme betongpeler igjennom. Bærelaget skal dimensjoneres av geotekniker og beskrives i konkurransegrunnlaget. Peleveiledningen anbefaler at det brukes geotekstil av god kvalitet og et bærelag med minimum 60 cm pukk med subbus eller gode grusmasser på toppen [13].

I begge aksene skal det etableres en midlertidig spunt mot eksisterende E6 og mot elva. I henhold til Peleveiledningen bør avstanden fra nærliggende vegger og senter pel være minimum 1,0 m [13]. For akse 1 og akse 2 vil avstanden være rundt 1,4 m på det minste. Det vil være kortest avstand fra kantpelene til spuntene mot elva.

Ramming av peler inntil landkarene til eksisterende bru, vil kunne føre til setninger på landkarene. Det er viktig å etablere et måleprogram for brua for å følge med på eventuelle

deformasjoner som oppstår under ramming, og være forberedt på tiltak for å justere brua ved behov.

Ramming av peler i leire vil føre til vibrasjoner i grunnen som sannsynligvis vil merkes i nærliggende bygninger. For å redusere vibrasjoner anbefales det å bruke tungt lodd med liten fallhøyde. Det er også en fordel med tanke på nedtrengingen av pelene. Leira i området er sterkt overkonsolidert og har relativt høy fasthet. Det taler også for bruk av tyngre lodd. Det bør etableres grenseverdier for vibrasjoner, og etableres et måleprogram for vibrasjoner for de nærmeste byggene.

Peleveiledningen viser til at betongpelene skal håndteres og lagres på anlegget på en slik måte at de ikke blir skadet ved deformasjoner, rissdannelser, knusing eller andre ting [13]. Det må etableres riggområder ved akse 1 og 2 der pelene kan lagres forsvarlig før de rammes ned i bakken.

Alle pelene i pelegruppene er skråpeler med helninger på 3:1, 5:1 og 7,5:1. Peleveiledningen viser til at de største begrensningene på føringsgeiden til pelerigger er 3:1 ved ramming sideveis og under maskinene [13]. Det skal derfor være mulig å ramme alle pelene i pelegruppene fra ulike retninger, både i bruas lengderetning og tverretning.

Pelene 2 og 3, samt 18 og 19 (se Figur 3) vil ha en avstand på 90 cm i hele dybden. For å redusere risikoen for at det kan gi problemer under rammingen av pelene, skal det utføres pølsetrekking før installasjon av de nevnte pelene. Lengden på pølsetrekkingen er satt til halvparten av pelenes lengde (8 m).

Vi legger føringer på rekkefølgen til rammingen av pelene i nærheten av pel 2, 3, 18 og 19. For de øvrige pelene er det opp til entreprenøren å velge rekkefølge. Pel 2 og 3 skal rammes først, deretter rammes pel 1 og 4. Det samme gjelder på motsatt side, der pel 18 og 19 rammes først, deretter rammes pel 17 og 20. Videre kan pelene 5–16 rammes etter entreprenørens valg.

Peleveiledningen anbefaler at loddvekten bør være minimum 80 % av pelenes tyngde for god effekt av rammingen [13]. 16 m lange betongpeler med sidekanter på 0,345 m veier omtrent 48 kN. Det vil si at loddvekten minimum bør være 4 tonn. Med bakgrunn i vurderingene rundt rystelser og tidligere erfaringer med ramming av betongpeler, ønsker vi å bruke et så tungt lodd som mulig, da med lavere fallhøyder. Helst ønsker vi å bruke 10 t lodd. Utfordringen med tunge lodd er at de krever store pelemaskiner. Det kan derfor være at størrelsen på pelemaskinene begrenser hvor tunge lodd som er mulig å bruke, spesielt i akse 2. Før man lager beskrivelsen i konkurransegrunnlaget, må det gjøres en vurdering av hvor stor pelerigg det er plass til på anlegget.

Pelene bør rammes med hydraulisk fallodd.

Pelene fungerer som friksjonspeler, og skal rammes til gitt dybde slik at peletopp kommer på riktig høyde i fundamentet. I utgangspunktet skal det ikke utføres etterramming, men det kan bli behov dersom pelene kommer opp etter ramming.

Før ramming av pelene skal det settes ned poretrykksmålere i 2 dybder i et punkt inne i pelegruppa for å måle poretrykksresponsen til leira under ramming. Målingene skal brukes til å overvåke utførelsen av rammingen og vurdere framdriften, der poreovertrykk rundt pelene kan føre til fjæring eller dårlig rambarhet av nabopeler.

10.2 Midlertidig spunt

Det vil bli behov for 2 oppstillinger av spuntriggen ved nedramming av midlertidig spunt i hver akse. For spuntveggene som skal rammes parallelt med dagens E6, vil det være hensiktsmessig å stenge for trafikk slik at spuntriggen kan stå oppe på vegbanen. For spuntveggene som skal rammes parallelt med elva, kan spuntriggen stå nede ved fundamentene til henholdsvis akse 1 og akse 2.

Det er flere elementer ved utførelsen av ramming av spunt som er felles med pelearbeidene. Det gjelder vurderingene rundt bæreevne til spuntriggen når den skal stå nede ved fundamentene til landkarene, spuntbare masser i bærelag, eventuelle setninger på eksisterende bru og rystelser som induseres ved ramming. Se vurderingene i forrige avsnitt.

Spuntnålene bør rammes med hydraulisk fallodd.

Figur 22 viser et bilde fra akse 2, der spuntlinjen langs vegbanen er inntegnet. Bildet viser at spunten kommer til å gå igjennom vingemuren til eksisterende landkar. Det samme gjelder i akse 1 på motsatt side av elva. Vingemurene består av natursteinsmurer. En mulig løsning for gjennomføring er å starte rammingen lengst unna landkarene og ramme nål for nål mot elva. Når man har rammet spunten så langt at man er like bak vingemuren, kan man begynne utgravingen på innsiden av spuntveggen. Samtidig plukkes vingemuren ned. Etter man har fjernet vingemuren kan man ramme de siste spuntnålene. Det kan være hensiktsmessig å ramme de siste nålene fra nedsiden. Det vil være et kritisk punkt i utførelsen etter man har demontert vingemuren, og før man har rammet de siste spuntnålene. Da er det fare at det ryr ut masser mellom eksisterende landkar og spuntvegg. Man må forberede en løsning for å holde massene på plass i anleggsfasen ved å tette denne åpningen.

Erfaringer fra prøvegraving tilsier at det vil bli vanninntrenging i byggegropa fra elva. For å minimere vanninnsiget anbefales det å ramme en tett spunt. Det gjelder også i hjørnet der spunten langs elva og vegen møtes. Man må samtidig regne med å bruke pumper for å holde byggegropa tørr under ramming av peler og støping av landkar.

Spuntnålene rammes ned til angitt dybde, og spissen vil bli stående i løsmasser.

Spunten mot vegbanen skal avstives med en rad med ankere som bores inn under vegen. Hensikten med ankerne er å minimere deformasjoner i vegbanen bak spunten, da det skal gå trafikk på vegen under anleggsperioden. Ankerne bør spennes opp før man graver ut fyllingsskråningen til dagens veg. Det kan være hensiktsmessig å grave ut halve fyllingsskråningen og bruke det som en arbeidsplattform til å bore og spenne opp ankerne, og deretter grave ut resten.

Før ramming av spunten skal det installeres poretrykksmålere for å følge med på poretrykksresponsen til leira under ramming. Videre brukes målingene til å vurdere stabiliteten til spuntveggen før utgravingen kan starte. Det skal installeres poretrykksmålere i 2 dybder i et punkt utenfor spunten og et punkt innenfor spunten.



Figur 22: Bilde fra akse 2. Spuntlinjen langs eksisterende vegbane er tegnet inn med rødt. Spunten skal gå igjennom vingemuren. (Foto: Eivind S. Juvik)

10.3 Vinkelstøttemurer

Figur 13 viser modellen av vinkelstøttemuren som bygges i forlengelse av landkaret i akse 2. Muren skal bygges med flere paneler med ulik høyde, der den høyeste muren står nærmest landkaret. Panelene blir gradvis lavere bakover.

Vinkelstøttemurene er dimensjonert slik at leira på stedet har tilstrekkelig bæreevne til murene. Det skal ikke være behov for masseutskifting eller andre tiltak for å forsterke grunnen. Det er tilstrekkelig å legge ut et bærelag og avrettingsmasse som gjør at anleggstekniske forhold er ivaretatt.

Komprimering av fundamentet til murene skal utføres i henhold til veiledningen i Håndbok N200 [7]. Den beskriver valg av komprimeringsutstyr, lagtykkelse og antall overfarter som bør brukes, avhengig av hvilket materiale som anvendes i bærelaget.

Ved komprimering av fundamentet til murene kan det brukes tungt komprimeringsutstyr. Ved komprimering av fyllmassene bak murene, er det derimot begrensninger til hvor tungt utstyr som kan brukes. Dette er oppsummert i avsnitt 1.13.8 i Håndbok N200 [7]. Der står det blant annet:

- Betongen skal ha tilstrekkelig fasthet før komprimering
- Fyllmasser inntil konstruksjonen skal være lett komprimerbare friksjonsmasser

Inntil konstruksjonen:

- Fyllingen skal bestå av T1-materiale eller frostsikringsmateriale med største steinstørrelse $D_{maks} \leq 125$ mm
- Lagtykkelse er inntil 300 mm
- Massene skal komprimeres med vibroplate med totalvekt 500–800 kg.
- Det skal brukes 4–6 overfarter

Fra minimum 1,0 m ut fra konstruksjonen:

- Fyllingen skal bestå av T1-materiale eller frostsikringsmateriale med største steinstørrelse $D_{maks} \leq 300$ mm
- Lagtykkelse er inntil 500 mm
- Massene skal komprimeres med vibrerende anleggsvals med statisk linjelast på 25–35 kg/cm
- Det skal brukes 6–8 overfarter

11 Kontrollplan

Det skal utarbeides en kontrollplan før anleggsstart. Dette kapittelet oppsummerer momenter som må tas med for konstruksjonene i grunnen.

Felles problemstillinger

Pelearbeidene og spuntarbeidene har noen felles problemstillinger knyttet til vibrasjoner i grunnen, og følgende punkter må inn i kontrollplanen:

- Etablere og gjennomføre måleprogram for overvåking av deformasjoner i eksisterende bru og landkar
- Tilstrekkelig forberedelse og lagring av materiell på anlegget for oppretting av veg og landkar dersom det oppstår uakseptable deformasjoner
- Etablering av grenseverdier og måling av vibrasjoner på nærliggende bygg.

Pelearbeider

I kontrollplan for pelearbeidene gjelder følgende [13]:

Før ramming

- Riktig peletype brukes
 - Krav til retthet og tverrsnitt
 - Betongen har oppnådd angitt fasthet
 - Peletopp, –spiss og –skjøter tilfredsstiller kravene
 - Pelene skal ikke være frosne
- Rammeutstyret er som angitt
- Riggeren må ha tilstrekkelig plass til ramming av alle peler

- Forsvarlig håndtering av pelene
- Forsvarlig transport av pelene
- Forsvarlig lagringsplass på begge sider av elva
- Pelene som rammes er merket hver meter fra spiss
- Pelenes plassering og helning er som angitt i peleplanen

Under ramming

- Pelene rammes i riktig rekkefølge
- Pølsetrekking i pel 2, 3, 18 og 19
- Loddet slår sentrisk i pelenes lengdeakse
- Måling av fallhøyde
- Maksimal fallhøyde skal ikke overstiges
- Føring av rammeprotokoll
- Utførelse av bevegelsesmåling og PDA-målinger
- Overvåking av poretrykk. (Kan gi problemer med nedsetting av peler.)

Etter ramming

- Innmåling av peletopp umiddelbart etter ramming
- Kontrollmåling etter øvrige peler i pelegruppen er rammet
- Etterramming hvis behov

Spuntarbeider

I kontrollplan for spuntarbeidene gjelder følgende [5]:

Før ramming

- Mottakskontroll av spunt
 - Riktig profil
 - Lengder på nålene
 - Stålkvalitet
- Rammeutstyr er som angitt
- Spuntnålene er merket hver meter fra spiss
- Spuntlinjen er som angitt i planen

Etter ramming

- Oppspenning av lissestag (ankere)
- Utgraving til riktig nivå
- Kontinuerlige deformasjonsmålinger i spunt under utgraving
- Poretrykksmålinger og vurdering av spuntens stabilitet

Vinkelstøttemurer

I kontrollplan for fundamentering av vinkelstøttemurer gjelder følgende:

- Masser til fundament og fylling bak mur som beskrevet

- Riktig komprimeringsutstyr
- Antall overfarter under komprimering

12 HMS

I henhold til byggherreforskriften skal det for dette arbeidet lages byggherrens SHA-plan. Dette kapitlet gjelder risiko i forbindelse med geotekniske arbeider knyttet til ramming av peler og midlertidig spunt i akse 1 og 2.

I byggefasen skal entreprenøren, for de kritiske arbeidsoperasjonene nevnt i dette kapitlet, gjøre en risikovurdering (sikker jobbanalyse). Krav om dette skal fremgå av byggherrens SHA-plan.

12.1 Felles problemstillinger

I henhold til Peleveiledningen [13] er sikkerhetsavstand på peleutstyr normalt 25 m. Det samme vil gjelde riggen som skal ramme spuntnålene. Det må utføres en risikovurdering for utførelse av pele- og spuntarbeider pga. lite anleggsområde, der det kan være vanskelig eller umulig å overholde disse sikkerhetsavstandene. Risikomomenter kan være velting av maskiner med lang mast, fallende gjenstander fra maskiner og klemfare.

Videre vil nærheten til eksisterende E6 med trafikk (tredjepart) være et ekstra risikomoment som må tas spesielt hensyn til. Det må utføres ROS-analyse før oppstart der man vurderer tiltak for å ivareta sikkerheten til trafikanter som ikke vil ha den samme kjennskap til farene som personell som til daglig arbeider på en byggeplass. [13]

Riggene som installerer peler og spuntnåler er store og tunge. Det er derfor viktig at arbeidsplattformen til riggene har god nok bæreevne. Dette må vurderes av geotekniker og følges opp at det blir bygd riktig i anleggsfasen.

På nordsiden av elva vil adkomsten til byggegropa være ned skråningen fra nord. Peleveiledningen viser til at helningen på nedkjøring i byggegropene ikke skal overstige 15 % [13]. Man må forsikre seg på forhånd om at adkomsten til byggegropene på begge sider av elva er forsvarlige.

Det vil være fare for vanninntrenging i byggegropa på begge sider av elva. Byggegropene bør bygges med pumpekummer og det må forberedes pumper som er tilstrekkelig store til å holde byggegropene tørre.

Støy og vibrasjoner i grunnen er også felles problemstillinger for pele- og spuntarbeidene. Før utførelsen av arbeidene må man vurdere støyforurensningen og hvordan det vil påvirke naboer i området. Det kan bli behov for å få dispensasjon fra støyforskrifter hos kommunen. [13]

12.2 Spuntarbeider

Det er spesielt to kritiske arbeidsoperasjoner som er unike for spuntarbeidene.

Den første er ramming av spunt der riggen står på eksisterende E6. Det bør utføres mens vegen er stengt for trafikk. Videre må man være spesielt oppmerksom på myke trafikanter som ferdes i området. Man må vurdere særskilt om gang- og sykkelvegbrua kan holdes åpen under disse arbeidene.

Videre er det en risiko knyttet til fjerning av eksisterende vingemur på begge sider av elva. Spuntene skal rammes igjennom dagens vingemurer. Det vil være et kritisk øyeblikk når man skal fjernes siste rest av vingemurene for å ramme de siste spuntålene. Arbeidet må planlegges godt og man må ta hensyn til at det kan rase ut masser mellom spunt og landkar.

13 Jord- og fagmodeller i Novapoint

I Novapoint-modellen er følgende flater (lag i grunnen) for løsmasser og bergoverflate lagt inn:

Tabell 16 – Berg- og jordmodeller i Novapoint

Navn på flate	Beskrivelse	Begrensninger/ nøyaktighet
Friksjonsjord	Basert på tolkinger i borehull fra Geosuite og prøver. Omfatter bare polygon rundt grunnboringer.	Direkte interpolert mellom boringer. Usikkerhet øker med avstand mellom boringer.
Leire	Leirlaget strekker seg dypt, og er ikke avgrenset av nok boringer til å vite riktig dybde. Lager er modellert som et avsett fra terreng til –40 meters dybde da dette er generelt der boringene stopper. Utstrekning er basert på Terrengoverflate 1.	Hele området har minst 40 meter med leire, men endelig utstrekning er usikker.
Berg	Dypeste boring er ca. 101 meter uten å treffe berg. Det er lagt inn en bergoverflate på –100 meter fra terreng.	Stor usikkerhet

Det påpekes at både tolkningen av lagdeling og beliggenheten til bergoverflaten vil kunne være beheftet med betydelige usikkerheter.

Det er ikke benyttet støttepunkter ut over tolkede lagoverganger i grunnboringene.

14 Videre arbeider

Her oppsummeres hva som gjenstår av arbeid før utlysning av konkurransegrunnlaget:

- Det er behov for detaljprosjektering av midlertidig spunt i akse 1 og akse 2. Prosjekteringen skal omfatte både spunt, peler, låser og stag.

- Bæreevnen til oppstillingsplass for pelerigg og spuntrigg i akse 1 og akse 2 skal vurderes av geotekniker. Videre må oppbygging av riggområdet beskrives i konkurransegrunnlaget. Det omfatter blant annet hvilke masser som skal brukes, komprimeringsutstyr og antall overfarter.
- Ved valg av pelerigg til ramming av pelene, må det gjøres en vurdering av hvor stor pelerigg som får plass i akse 1 og akse 2. Det er ønskelig å bruke så stort lodd som mulig, noe som vil avhenge av hvor stor rigg det er plass til.
- Fundamenteringen til vinkelstøttemurene på nordsiden av elva skal vurderes av geotekniker. Det innebærer tykkelsen til bærelaget, type masser, komprimeringsutstyr og antall overfarter.
- Før spuntarbeidene tar til skal det installeres poretrykksmålere i et punkt på aktiv og passiv side av spunten, både i akse 1 og akse 2. Det bør installeres målere i 2 dybder.

15 Referanser

- [1] Rambøll (2024), «E6 Ny Lundamo bru. Forprosjekt. Versjon 1. Prosjekt nr. 1350058996,» Rambøll Norger AS, 10.06.2024.
- [2] Statens vegvesen (2025), «C16939-GEOT-01 E6 Lundamobrua. Datarapport for byggeplan».
- [3] Statens vegvesen (2025), «C16939-GEOT-02 E6 Lundamobrua. Tolkning av materialparametere».
- [4] Standard Norge (2016), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [5] Statens vegvesen (2025), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220.
- [6] Standard Norge (2020), NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [7] Statens vegvesen (2024), Vegbygging. Håndbok N200.
- [8] Direktoratet for byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» Direktoratet for byggkvalitet, 15 09 2017. [Internett]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>. [Funnet 16 08 2019].
- [9] NVE (2019), Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 1/2019.
- [10] Statens vegvesen (2025), «C16939-GEOT-03 E6 Lundamobrua. Vurderingsrapport områdestabilitet».
- [11] Statens vegvesen (2025), Bruprosjektering. Håndbok N400.
- [12] Samferdselsdepartementet (2017), «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.),» [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>.
- [13] Den norske pelemekomite (2019), «Peleveiledningen,» Norsk Geoteknisk forening.
- [14] Standard Norge (2021), 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.
- [15] Standard Norge (2025), NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer.
- [16] Statens vegvesen (2025), Prosesskoden. Håndbok R761.

Rådatafiler og annen brukt informasjon finnes lagret internt hos Statens vegvesen på:

O:\PROF\Trondheim\C16939-010_E6_Ny-Lundamo-
bru\Detaljprosjektering\03_Fag\Geoteknikk

Opptegning i plan / på oversiktskart.

TEGNINGSSYMBOLER

Nummerering i henhold til borpunktliste GeoPlot.

Symbol	Metode	Anmerkning	Symbol	Metode	Anmerkning
●	2401 Dreiesondering	Sondering m. registrering av motstand.	■	2410 Setningsmåling	Nivellementspunkt.
◎	2402 Prøveserie	Prøvene tatt med boringsredskap (skovlbør, prøvetager, diamantkjernebør m.m.)	⊖	2411 S.P.T.	Standard Penetration Test
□	2403 Prøvegrop	Prøvene tatt i gropvegg.	☆	2412 Fjellkontrollboring	Boring ned til og i fjell.
⊠	2404 Prøvebelastning	Peler, terrengplater, fundamenter o.l.	⊖	2413 Poretrykksmåling	Inkludert måling av grunnvannstand.
○	2405 Enkel sondering	Sondering uten registrering av motst., f.eks. spyleboring, slagboring m.m.	⊙	2414 In situ permeabilitetsmåling	Infiltrasjonsforsøk, prøvepumping m.m.
◐	2406 Dreietrykks-sondering	Maskinsondering med automatisk registrering.	+	2415 Vinge-boring	Måling av uomrørt og omrørt udrenert skjærstyrke.
▽	2407 CPTU	Sondering der spissmotstand, lokal friksjon og poretrykk registreres under nedpressing	⌒	2416 Elektrisk sondering	Elektrisk motstand, korrosivitet etc.
⊗	2408 Skruplateforsøk	Kompressometer o.l.	⊞	2417 Helningsmåling	Inklinometer.
▼	2409 Ramsondering	Sondering der borstang slås ned. Stangdiameter, loddvekt og fallhøyde er normert. Q_0 registreres.	⊕	2418 Totalsondering	Kombinasjonsboring gjennom løsmasser og fjell.

NIVÅER OG DYBDER (i meter)

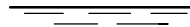
 $\star \frac{12,8}{-5,7}$

18,5+3,0

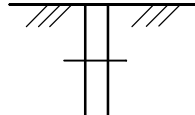
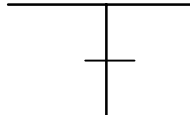
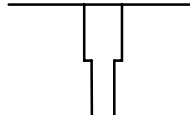
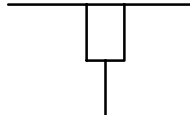
Over linjen : kote terreng eller elvebunn, sjøbunn ved boring i vann (12,8).
 Ut for linjen : boret dybde i løsmasser (18,5). Evt. boret dybde i fjell angis etter plusstegn (+3,0).
 Under linjen : sikker fjellkote.

OPPTEGNING I PROFIL

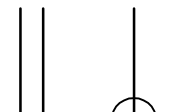
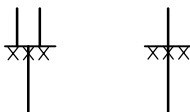
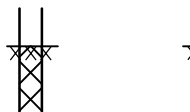
Generelt

 Terreng
  Fjell
  Vannstand

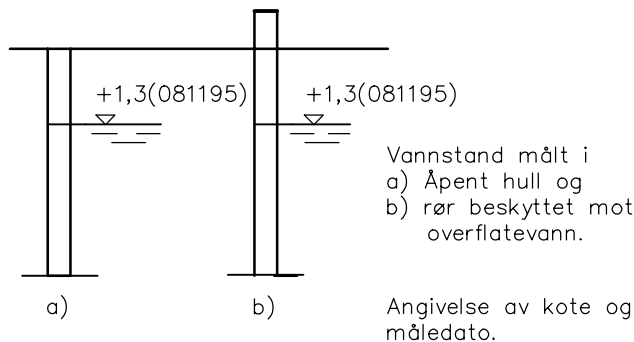
FORBORING (Gjelder alle sonderingstyper)


 Forboret
 
 Forboret med tyngre utstyr

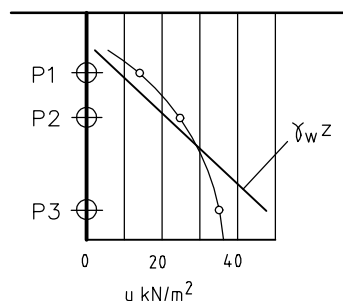
AVSLUTNING AV BORING (Gjelder alle sonderingstyper)

 Boring avsluttet
  Ant. stein, blokk eller fast grunn.
  Ant. fjell, berg. Ring=bergindikator
  Boret i ant. fjell
  Boret i fjell og kjerne opptatt

GRUNNVANNSTAND



⊖ PORETRYKK

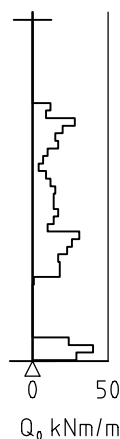


Poretrykk, u , fremstilles i et diagram. En teoretisk linje for hydrostatisk trykkfordeling $\gamma_w z$ kan vises.

VANNSTAND

HFV	Høyeste flomvannstand
HRV	Høyeste reguleerte vannstand
LRV	Laveste reguleerte vannstand
HHV	Høyeste høyvannstand
LLV	Laveste lavvannstand
HV	Normal høyvannstand
LV	Normal lavvannstand
MV	Normal middelvannstand
V	Vannstand (dato angis)
GV	Grunnvannstand (dato angis)

▼ RAMSONDERING

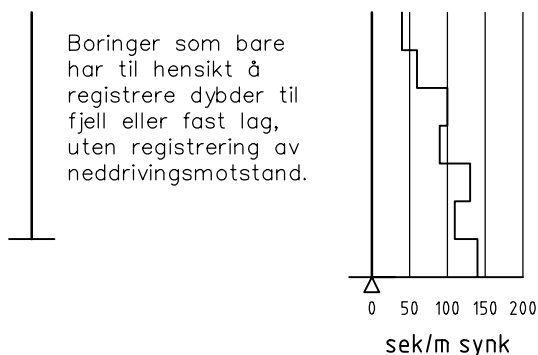


Rammemotstanden Q_0 angis som brutto rammeenergi i kNm pr. m synk av boret.

$$Q = \frac{W \times H}{s}$$

der W = Tyngde av lodd (kN)
 H = Fallhøyde (m)
 s = Synk i m pr. slag

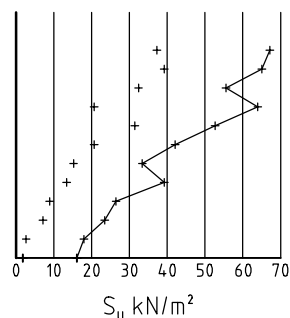
○ ENKEL SONDERING



Boringer som bare har til hensikt å registrere dybder til fjell eller fast lag, uten registrering av neddrivingsmotstand.

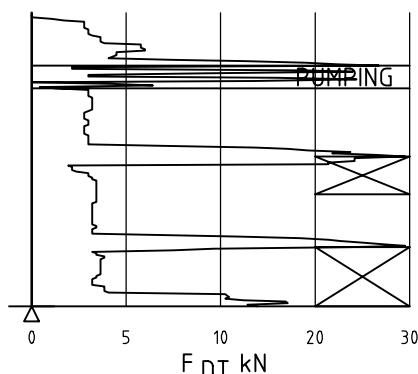
Ved enkel sondering med slagbormaskin og sondering med fjellrigg kan synk vises som sek/m.

+ VINGEBORING



Borhullet markeres med enkel tykk strek. Skjærstyrken s_u og s'_u angis i kN/m² med tegnet +. Verdier merka (+) ansees ikke representative. Verdien som angis er den kalibrerte omrørte og uomrørte skjærstyrke.

◆ DREIETRYKKSONDERING

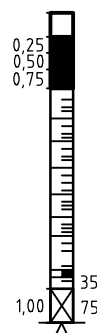


Vanlig boring med 25 omdr./min.
Pumping

Økt rotasjon

Borhullet markeres med en enkel tykk strek. Målt nedpressingskraft er vist som funksjon av dybden. Kraften er registrert ved automatisk skriver.

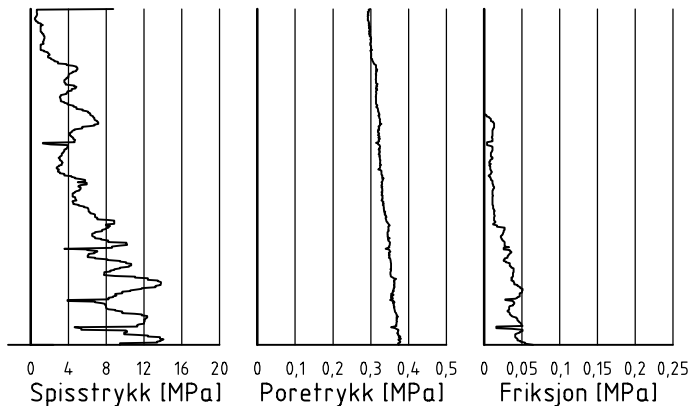
● DREIESONDERING



Forbøringsdybde markeres og diameter angis i mm. Vertikal-lasten i kN angis på borhullets v. side. Endring i belastning vises ved tverrstrek. Synk uten dreining markeres med skyggelegging eller raster.

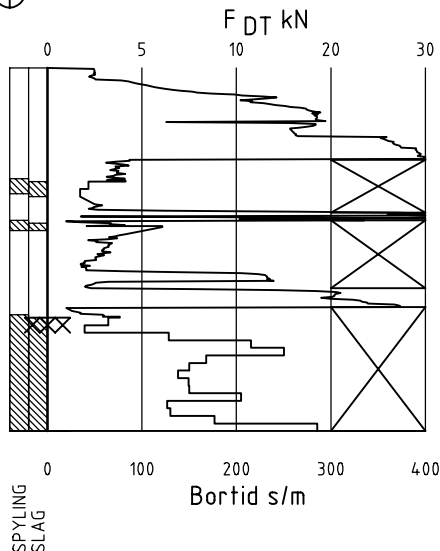
Hel tverrstrek for hver 100 halv-omdreining. Halv tverrstrek for hver 25 halv-omdreining. Mindre enn 100 halv-omdreining vises ved å skrive ant. halv-omdr. på h. side. Neddriving ved slag på boret vises m. kryss, slagant. og redskap kan angis. Endret neddrivingsmåte vises m. hel tverstr.

▽ CPT / TRYKKSONDERING



Trykksondering med poretrykksmåling og friksjonsmåling. Borhullet markeres med en tykk strek hvor spissmotstandskurven tegnes inn. Poretrykkskurven og friksjonskurven tegnes inn i høvelig nærhet til spissmotstandskurven. Skala velges etter (opptredende) målte spenninger.

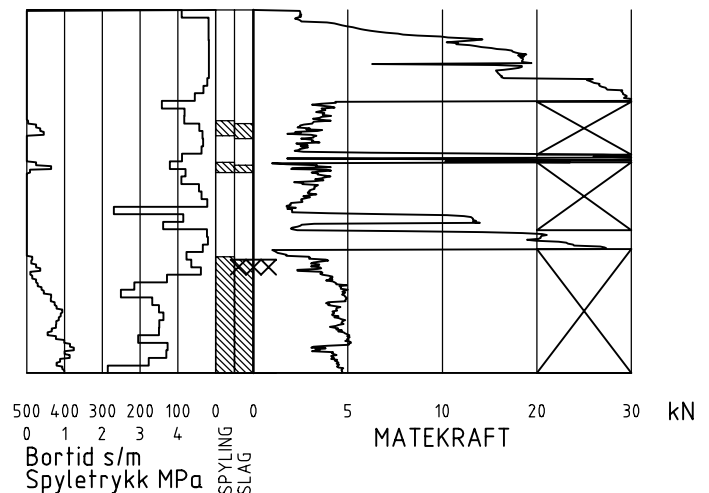
⊕ TOTALSONDERING (alt. 1)



Metoden er en kombinasjon av dreietrykksondering og fjellkontrollboring, med 57 mm borkrone.

Målt nedpressingskraft vises som funksjon av dybden der hvor boringen er utført med prosedyre som for dreietrykksondering. Økt rotasjonshastighet vises med kryss for denne delen av boringen.

⊕ TOTALSONDERING (alt. 2)



Ved boring med slag og spyling markeres dette med skravur. Bortid tegnes i blokker for hver 0,2m, evt. 1,0m (alternativ 1). Alternativt kan nedpressingskraft tegnes også for denne delen av boringen. Bortid tegnes da i blokker for hver 0,2m, evt. 1,0m, på motsatt side av diagrammet (alt. 2).

KODELISTE

Data som registreres kan kompletteres med borlederens egne inntrykk. For å hjelpe borlederen finnes det en kodeliste som anbefales brukt. Kodene kan om ønskelig tegnes til høyre for bordiagrammet. Disse koder benyttes:

GENERELLE KODER

- 00 Foreg. kode feil, skal være kode...
- 01 Startnivå for følgende kode
- 02 Metodebytte ved fortsatt sondering i samme hull (komb. m. ang. ny met.)
- 03 Ytterligere info. finnes

ANMERKNINGSKODER

- 10 Stoppnivå for tidligere forsøk (komb. m. stoppkode).
- 11 Lengre opphold i sond. (mer enn 5min.)
- 12 Dreining ikke utført fra det markerte nivå.
- 13 Sonden synker uten loddets vekt (ramsond.).
- 14 Sonden synker med loddets tyngde.
- 15 Sonderingsmotstand registreres ikke.
- 16 Stopp for poretrykksutjevning (CPT).
- 17 Poretrykksutjevning avsluttet.

FRIE KODER (EKSEMPEL)

- 60 Borstangen bøyer seg.
- 61 Trolig grunnvannsnivå.
- 62 Markert mottrykk under oppbygging.
- 63 Slutt mottrykk.

BEDØMMELSESKODER

- 30 Fyllmasse
- 31 Tørsskorpe
- 32 Leire
- 33 Silt
- 34 Sand
- 35 Grus
- 36 Morene
- 37 Torv
- 38 Gytje
- 40 Forekomst av stein
- 41 Stein, blokk eller berg.
- 42 Sluttnivå for stein eller blokk.

MASKINTEKNISKE KODER

- 70 Økt rotasjon begynner
- 71 Økt rotasjon avsluttet
- 72 Splying begynner
- 73 Splying slutter
- 74 Slag starter
- 75 Slag slutter
- 76 Slag og splying starter samt.

- 77 Slag og splying slutter samt.
- 78 Pumping starter
- 79 Pumping slutter

STOPPKODER

- 90 Sondering avsl. uten å ha oppnådd stopp.
- 91 Fast grunn, sond. kan ikke drives videre etter norm. pros.
- 92 Ant. stein eller blokk
- 93 Ant. berg
- 94 Avsl. etter boret ønsket dybde i fjell.
- 95 Brudd i borstenger eller spiss.
- 96 Annen material- eller mask.feil
- 97 Boring avsl. (årsak notert)

© PRØVESERIE
Materialsignatur (iht. NGF)

Anmerkning



Fjell



Stein og
blokk



Grus



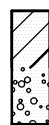
Sand

T = tørrskorpe
Leire: R = resedimenterte masser
K = kvikkleire

Ved blandingsjordarter kombineres signaturene.

Morene vises ved skyggelegging.

Eks.:



Moreneleire

Grusig morene



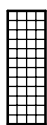
Silt



Leire



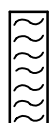
Skjell



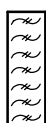
Fyllmasse



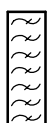
Trerester
Sagflis



Matjord



Torv
Planterester



Gytje, dy
(vannavsatt)

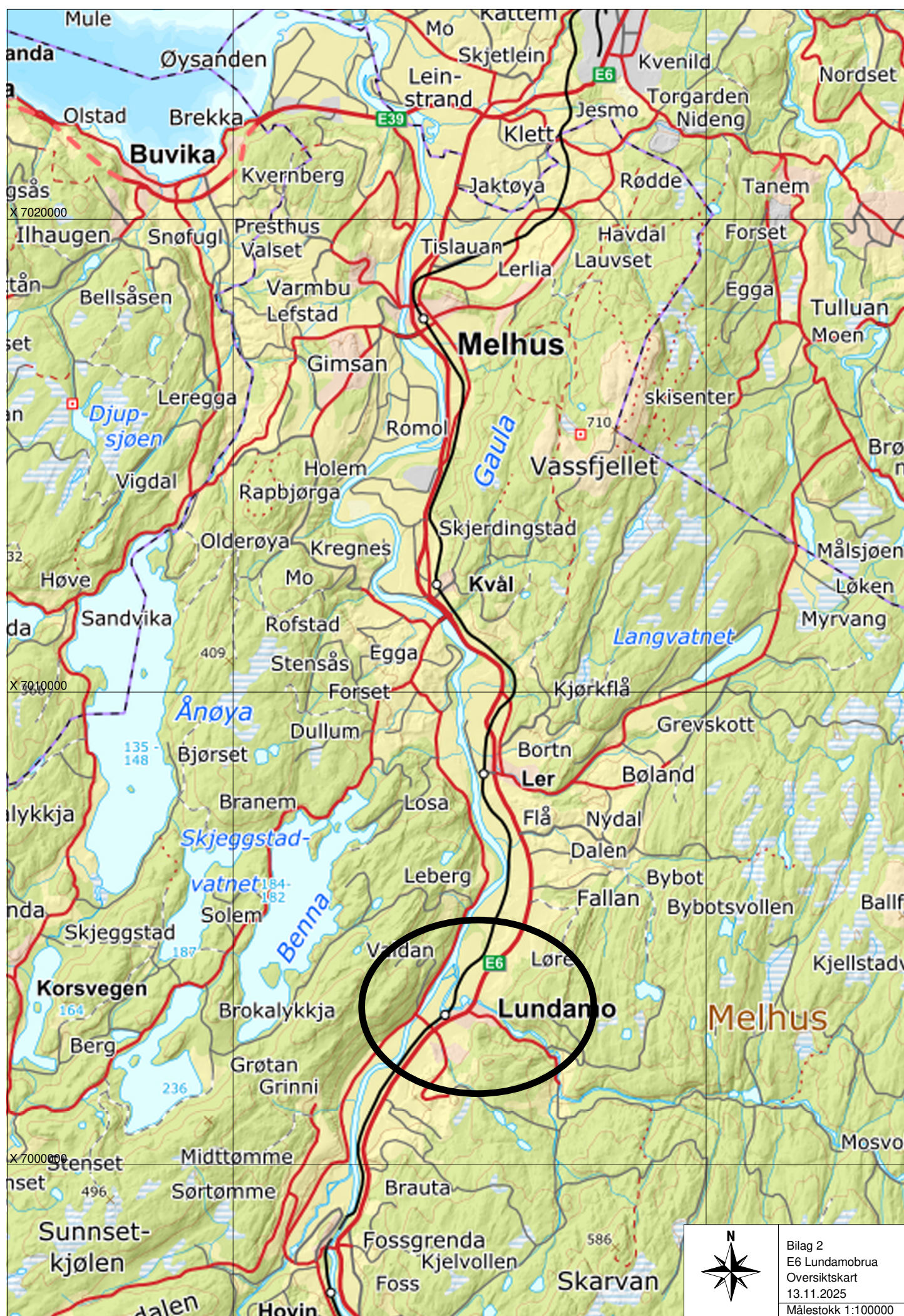
For konkresjoner kan bokstavsymboler settes inn i materialsignaturen.

Ca = kalkkonkresjoner
Fe = jernkonkresjoner
AH = aurhelle

SYMBOLER FOR LABORATORIEDATA

Laboratoriebestemmelser	Bokstav-symbol	Tegn-symbol	Anmerkninger
Materiale			Jordarter beskrives i samsvar med retningslinjer gitt av NGF. Hovedbetegnelsen skrives med store bokstaver.
Vanninnhold Naturlig vanninnhold Plastisitetsgrense Flytegrense Flytegrense konus	W W _P W _L W _F	• ┌─── ───┐ ───▶	Angis i masseprosent av tørrstoff. Metode skal angis.
Tyngdetetthet / densitet Tyngdetetthet Densitet Tørr densitet Korndensitet	γ ρ ρ _d ρ _s		Tyngdetetthet kN/m ³ . Densitet t/m ³ . γ (kN/m ³)
Porøsitet Poretall	n e		
Skjørstyrke, udrenert Konusforsøk, uomrørt Konusforsøk, omrørt Enkelt trykkforsøk	S _{uk} S _{u'k} S _{ut}	▼ ▼ ∞	Symbolet settes i () hvis verdien ikke ansees representativ. Aksialdeformasjon ved brudd (ε _f) angis i % slik: $\frac{15-0-5\%}{10}$
Sensitivitet	S _t		Metode bør angis.
Organisk materiale Innhold av organisk karbon Glødetap Humusinnhold Formuldingsgraden	O _c O _{gl} O _{Na} vP		Angis i masseprosent av tørrstoff før forsøk. Bestemt ved NaOH-metoden. Klassifisering etter von Post skala H ₁ –H ₁₀

Forøvrig benyttes bokstavsymboler vedtatt av The International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.



Bilag 3

Laster fra brukonstruksjonen

Akse 1

Komb kol.	PX kN	PY kN	PZ kN	MX kNm	MY kNm
1	1 397,70	157,37	-11 632,87	3 257,22	2 237,09
2	1 397,70	157,37	-12 144,11	2 873,79	2 237,09
3	1 397,70	157,37	-12 212,68	2 668,06	2 237,09
4	1 397,70	56,67	-12 490,25	2 012,27	2 237,09
5	1 397,70	56,67	-12 558,82	1 806,54	2 237,09
6	1 397,70	0	-12 382,54	0	2 237,09
15	1 400,80	157,37	-10 816,18	4 069,47	2 603,43
16	1 400,80	157,37	-11 542,67	3 524,60	2 603,43
17	1 400,80	157,37	-11 640,13	3 232,24	2 603,43
18	1 400,80	56,67	-12 034,56	2 553,77	2 603,43
19	1 400,80	56,67	-12 132,01	2 261,41	2 603,43
20	1 400,80	0	-11 955,72	0	2 603,43
43	980,17	78,3	-8 381,22	1 656,31	1 425,80
44	980,17	78,3	-8 650,29	1 454,51	1 425,80
45	980,17	78,3	-8 686,38	1 346,23	1 425,80
46	980,17	0	-8 607,68	0	1 425,80

Akse 2

Komb kol.	PX kN	PY kN	PZ kN	MX kNm	MY kNm
1	1 312,61	157,37	-11 410,79	3 257,22	2 058,00
2	1 312,61	157,37	-11 922,02	2 873,79	2 058,00
3	1 312,61	157,37	-11 990,60	2 668,06	2 058,00
4	1 312,61	56,67	-12 268,16	2 012,27	2 058,00
5	1 312,61	56,67	-12 336,74	1 806,54	2 058,00
6	1 312,61	0	-12 160,45	0	2 058,00
15	1 321,50	157,37	-10 618,77	4 069,47	2 430,43
16	1 321,50	157,37	-11 345,26	3 524,60	2 430,43
17	1 321,50	157,37	-11 442,72	3 232,24	2 430,43
18	1 321,50	56,67	-11 837,15	2 553,77	2 430,43
19	1 321,50	56,67	-11 934,60	2 261,41	2 430,43
20	1 321,50	0	-11 758,31	0	2 430,43
43	918,17	78,3	-8 216,71	1 656,31	1 297,44
44	918,17	78,3	-8 485,78	1 454,51	1 297,44
45	918,17	78,3	-8 521,87	1 346,23	1 297,44
46	918,17	0	-8 443,17	0	1 297,44

LK	Fx	Fy	z	Mx	My	Mz	
1	1398	157	-11633	3257	2237	0	
2	1398	157	-12144	2874	2237	0	
3	1398	157	-12213	2668	2237	0	
4	1398	57	-12490	2012	2237	0	
5	1398	57	-12559	1807	2237	0	
6	1398	0	-12383	0	2237	0	
15	1401	157	-10816	4069	2603	0	
16	1401	157	-11543	3525	2603	0	
17	1401	157	-11640	3232	2603	0	
18	1401	57	-12035	2554	2603	0	
19	1401	57	-12132	2261	2603	0	
20	1401	0	-11956	0	2603	0	
43	980	78	-8381	1656	1426	0	
44	980	78	-8650	1455	1426	0	
45	980	78	-8686	1346	1426	0	
46	980	0	-8608	0	1426	0	

LK	Fx	Fy	z	Mx	My	Mz	
1	1313	157	-11411	3257	2058	0	
2	1313	157	-11922	2874	2058	0	
3	1313	157	-11991	2668	2058	0	
4	1313	57	-12268	2012	2058	0	
5	1313	57	-12337	1807	2058	0	
6	1313	0	-12160	0	2058	0	
15	1322	157	-10619	4069	2430	0	
16	1322	157	-11345	3525	2430	0	
17	1322	157	-11443	3232	2430	0	
18	1322	57	-11837	2554	2430	0	
19	1322	57	-11935	2261	2430	0	
20	1322	0	-11758	0	2430	0	
43	918	78	-8217	1656	1297	0	
44	918	78	-8486	1455	1297	0	
45	918	78	-8522	1346	1297	0	
46	918	0	-8443	0	1297	0	

Bilag 4

Håndberegning bæreevne enkeltpel



Statens vegvesen

Prosjekt: E6 Lundamo bru

Side 1

Rev:

Beregning: Bærende enkeltspor

Dato: 25.2.25

Peleveiledningens kapittel 4.2.2

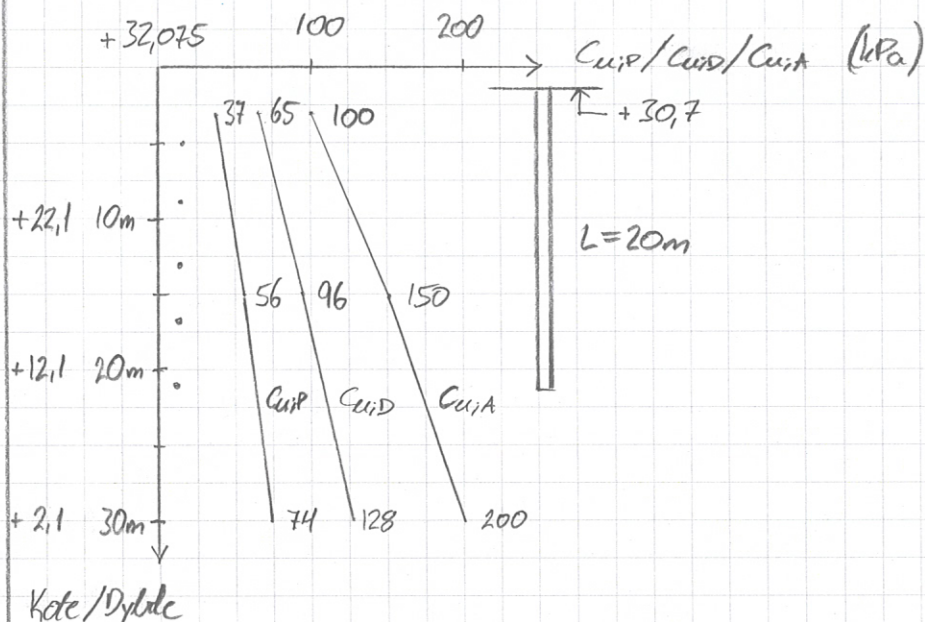
Sign: cirjev

Ktr:

Fra treaks og CPT

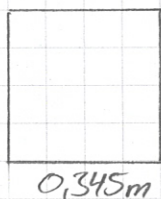
$$\frac{C_{uiD}}{C_{uiA}} = 0,64 - 0,65$$

$$\frac{C_{uiP}}{C_{uiA}} = 0,37$$

Karakteristisk skjærstyrkeUnderkant grunnplate
i fundament i kote +30,7

$$O_s = 4 \cdot 0,345 \text{ m} = 1,38 \text{ m}$$

$$A_b = (0,345 \text{ m})^2 = 0,119 \text{ m}^2$$



P345

L = 20 m

Beregning sidefriksjon

Kote	Dybde	Ip	γ'_{vo}	C_{uiD}	$\frac{C_{uiD}}{\gamma'_{vo}}$	α	T_{sikal}	R_{sikal}
+30,7	0 m	13	21,7	65	3,0	0,49	31,9	70,4
+27,1	3,6 m	13	60,0	72	1,2	0,56	40,3	222,5
+23,1	7,6 m	13	102,6	80	0,8	0,43	34,4	189,9
+19,1	11,6 m	13	144,9	90	0,6	0,37	33,3	183,8
+15,1	15,6 m	11	187,0	99	0,5	0,32	31,7	175,0
+11,1	19,6 m	14	228,6	108	0,5	0,34	36,7	121,6
								<u>963,2</u>

Forutsetter flatt forring
ved beregning av γ'_{vo} .
Reelt er γ'_{vo} høyere.Beregning spissboring

Dybde 20 m

$$C_{uibical} = 109 \text{ kPa}$$

$$R_{bical} = 9 \cdot A_b \cdot C_{uibical} = 9 \cdot 0,119 \text{ m}^2 \cdot 109 \text{ kPa} = \underline{\underline{116,8}}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

2

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

Samlet bæreevne

Beregnet bæreevne

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = 963,2 + 116,8 = \underline{\underline{1080 \text{ kN}}}$$

Karakteristiske bæreevne

$$R_{c,k} = \frac{R_{c,cal}}{\xi} - W_p$$

$$\xi_3 = 1,35$$

$$n = 7/10 \text{ (omfattende)}$$

$$= \frac{1080 \text{ kN}}{1,35} - (25,12 - 10) \text{ kN/m}^3 \cdot 20 \text{ m} \cdot 0,119 \text{ m}^2 = \underline{\underline{764 \text{ kN}}}$$

$$W_p = 25,12 \text{ kN/m}^3$$

Dimensjonerende bæreevne

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_r} = \frac{764 \text{ kN}}{1,1} = \underline{\underline{695 \text{ kN}}}$$

$$\gamma_r = 1,1$$

Dimensjonerende last $F_d \leq R_{c,d}$

F_d inkluderer dimensjonerende last på enkeltpeiler og påkangslaster.

Pelegruppeanalyse

SLS og ALS: $\gamma_m = 1,0$ for styrke og stivhet i jord.

ULS:

- Stivhetsmatriser og fundamentlast

Systemanalyse $\gamma_F = 1,0$ (last)

Pelegruppeanalyse $\gamma_m = 1,0$ (jord)

- Fundamentlast og snittkrefter i peiler

Systemanalyse $\gamma_F > 1,0$

Pelegruppeanalyse $\gamma_m > 1,0$

- Varlig analyse

Systemanalyse $\gamma_F > 1,0$

Pelegruppeanalyse Forsiktig anslåtte verdier for jordstivheten (gir indirekte $\gamma_m > 1,0$)



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

3

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

$$\bar{\sigma}_0 = 0,19 \text{ m (ekvivalent)}$$

$$\bar{m}_0 = 15,5$$

$$\bar{\sigma}_c' = 1044 \text{ kPa}$$

$$\bar{k} = 1,9 \cdot 10^{-2} \text{ m/år}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_c = 0$$

$$\text{OCR} = 9,4$$

$$\frac{G_{50}}{C_u} = 40$$

$$T_{90} = 12,1$$

$$T_{95} = 100$$

Effekt av tid på bæreevnen

Konsolideringstid

$$t = \frac{T \cdot \bar{\sigma}_0^2}{C_{h, \text{re}}}$$

$$C_{h, \text{re}} = \frac{M \cdot k}{\gamma_w} = \frac{4 \cdot \bar{m}_0 \cdot \bar{\sigma}_c' \cdot k}{\gamma_w}$$

$$= \frac{4 \cdot 15,5 \cdot 1044 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,9 \cdot 10^{-2} \text{ m/år}}{10 \text{ kN/m}^3} = 123,0 \text{ m}^2/\text{år}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_0} = \sqrt{\frac{G_{50}}{C_u}} \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_0^2 - \bar{\sigma}_c^2}{\bar{\sigma}_0^2}} = \sqrt{\frac{G_{50}}{C_u}} \cdot \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_0^2}{\bar{\sigma}_0^2}} = \sqrt{40} \cdot 1 = 6,3$$

$$t_{90} = \frac{T \cdot \bar{\sigma}_0^2}{C_{h, \text{re}}} = \frac{12,1 \cdot (0,19 \text{ m})^2}{123,0 \text{ m}^2/\text{år}} = 0,0036 \text{ år} = 0,043 \text{ måned} = \underline{\underline{1,3 \text{ dager}}}$$

$$t_{95} = \frac{100 \cdot (0,19 \text{ m})^2}{123,0 \text{ m}^2/\text{år}} = 0,029 \text{ år} = 0,35 \text{ måned} = \underline{\underline{10,7 \text{ dager}}}$$

$t_{90/95}$ er tiden det tar før porevæstrykk sett opp under installasjon er ferdig utlignet og beregnet sidefriksjon er mobilisert.

Korreksjon med empirisk korreksjonsfaktor

 t_{90}

$$C_t = 0,32 + 6,4 \cdot (\log(\text{OCR}))^{1,5} = 0,32 + 6,4 \cdot (\log 9,4)^{1,5} = 6,46$$

$$t_{90, \text{korr}} = C_t \cdot t_{90} = 6,46 \cdot 0,043 \text{ måned} = 0,28 \text{ måned} = 8,4 \text{ dager}$$

$$t_{95, \text{korr}} = 6,46 \cdot 0,35 \text{ måned} = 2,23 \text{ måned} = \underline{\underline{69 \text{ dager}}}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side 4

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

$$t_{100} = 69 \text{ dager}$$

$$\bar{I}_p = 12,3$$

$$\overline{OCR} = 9,4$$

Økning av sidefriksjon etter rekonsolidering $t_{95, \text{kon}}$

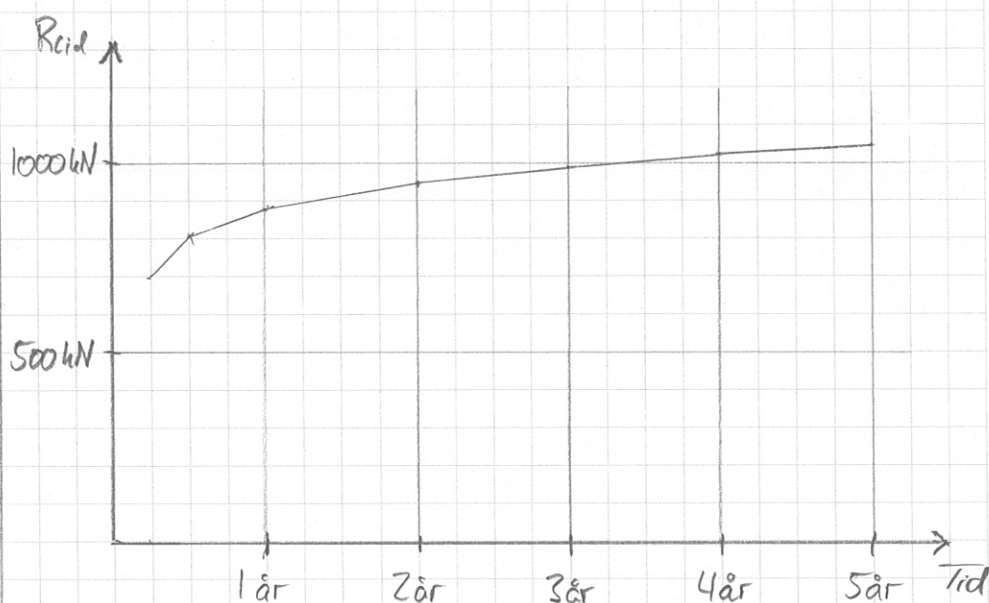
$$\tau_{us, \text{cal}}(t) = \tau_{us, \text{cal}}(100) \left[1 + \Delta_{10} \cdot \log 10 \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \right]$$

$$\Delta_{10} = 0,05 + 1,3 \left(1 - \frac{\bar{I}_p}{50} \right)^2 \cdot OCR^{-\frac{1}{2}}$$

Fra regneark:

t	Tølning	$R_{s, \text{cal}}$	$R_{b, \text{cal}}$	$R_{c, \text{cal}}$	R_{cl}	R_{cd}
69	1,00	964	116	1080	764	695
182,5	1,12	1083	131	1214	894	813
365	1,21	1167	146	1313	968	880
730	1,30	1252	160	1412	1042	947
1095	1,35	1301	175	1476	1089	990
1460	1,39	1336	190	1526	1126	1024
1825	1,41	1363	190	1553	1146	1042

Antar drenert bæreevne ved spiss etter 4 år.



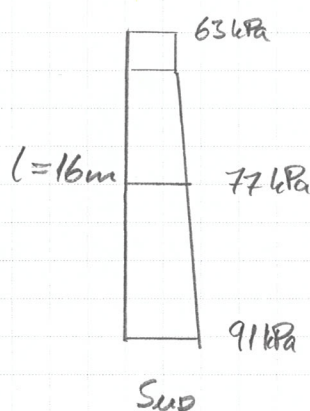
Bilag 5

Håndberegning knekkapasitet enkeltpel



Statens vegvesen

Prosjekt:	E6 Lundamoelva	Side	1	Rev:	
Beregning:	Knekkkapasitet til peler	Dato:			
		Sign:	eivjuv	Ktr:	



P345MA:

$$EI = 51421 \text{ kNm}^2$$

Jordens reaksjonsmodell for 16m lang pel:

$$C = 50 \cdot \bar{c}_{u,d} = 50 \cdot 77 \text{ kPa} = \underline{\underline{3850 \text{ kPa}}}$$

Leengden av halvølge:

$$L_k = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{C}} = \pi \sqrt[4]{\frac{51421 \text{ kNm}^2}{3850 \text{ kN/m}^2}} = 6,0 \text{ m}$$

Pelengden $l > L_k \rightarrow l = L_k$ i beregning av $R_{k,cal}$.

Teoretisk knekkkapasitet:

$$R_{k,cal} = 2 \sqrt{EI C} = 2 \cdot \sqrt{51421 \text{ kNm}^2 \cdot 3850 \text{ kN/m}^2} \\ = \underline{\underline{28140 \text{ kN}}}$$

Knekkkapasiteten $R_{k,cal}$ overstiger beregnet bæreevne $R_{e,cal}$ til en enhetspel. Knekkning er ikke dimensjonerende.

Bilag 6

Beregning installert kapasitet til pelene



Statens vegvesen

Prosjekt:	E6 Lundamo bru	Side	1	Rev:	
Beregning:	Kapasitet peletverrsnitt	Dato:			
	Peleviledningen kapittel 1.11	Sign:		Ktr:	

Antar betong med fasthetsklasse B45

Dimensjonerende fasthet

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,85$$

$$\gamma_m = 1,1 \cdot 1,5 = 1,65$$

P345

$$A = (0,345 \text{ m})^2 = 0,119 \text{ m}^2$$

$$f_{ed} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 0,85 \frac{45 \text{ MPa}}{1,65} = 23,2 \text{ MPa}$$

$$N_d = f_{ed} \cdot A = 23,2 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2 \cdot 0,119 \text{ m}^2 = \underline{\underline{2759 \text{ kN}}}$$

Installert kapasitet

Kapittel 4.4
i rapport.

Reduksjonsfaktor $f_a = 0,85$

$$N_i = f_a \cdot N_{d,red} = 0,85 \cdot 2759 \text{ kN} = \underline{\underline{2345 \text{ kN}}}$$

$$f_i = \frac{N_{d,red}}{A} = \frac{2345 \text{ kN}}{0,119 \text{ m}^2} = \underline{\underline{19,7 \text{ MPa}}}$$

I kombinasjon med moment i pelene, vil N_i bli lavere enn beregnet her.

Bilag 7

Aksesystemer GeoSuite PileGroup og lastoppsett



Statens vegvesen

Prosjekt:

E6 Lundamobrua

Side

Rev:

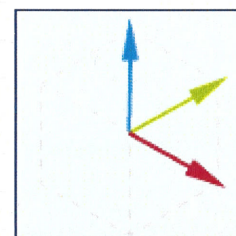
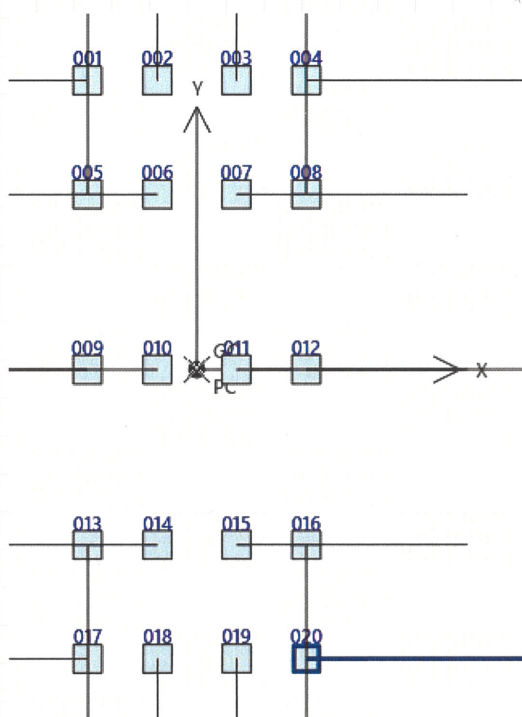
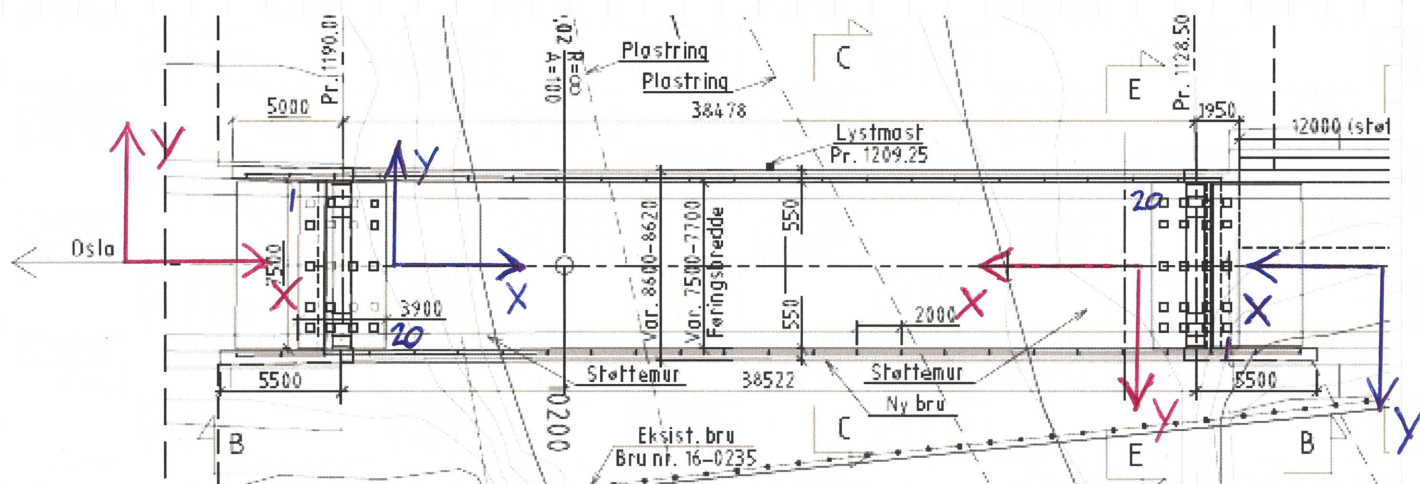
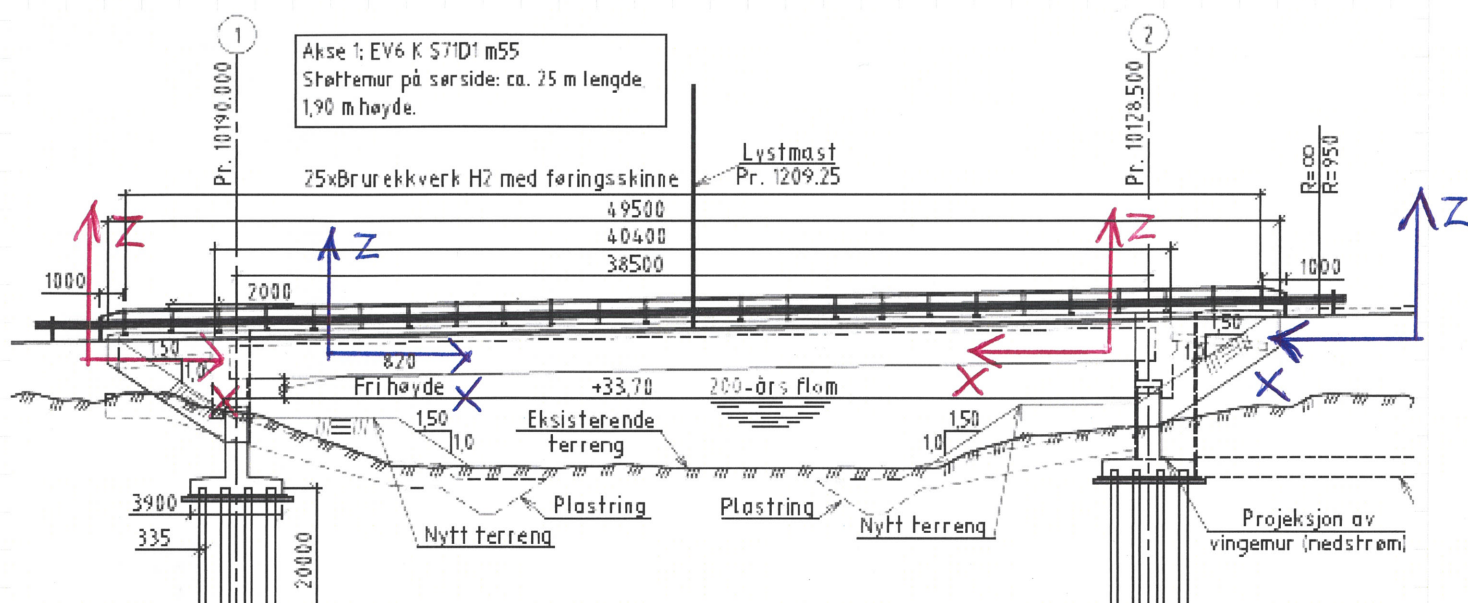
Beregning:

Aksessystemer pileberegninger

Dato:

Sign:

Kir:



EastNorthUp
(GeoSuite)

Lastoppsett Bru
Geosuite PileGroup

Bilag 8

Beregning rammespenninger og
maksimal fallhøyde til lodd



Statens vegvesen

Prosjekt:

Eb Lundamoelva

Side

1

Rev:

Beregning:

Rammespenninger

Dato:

Sign:

Ktr:

Pileveiledninger kapittel 7.6 og 4.7

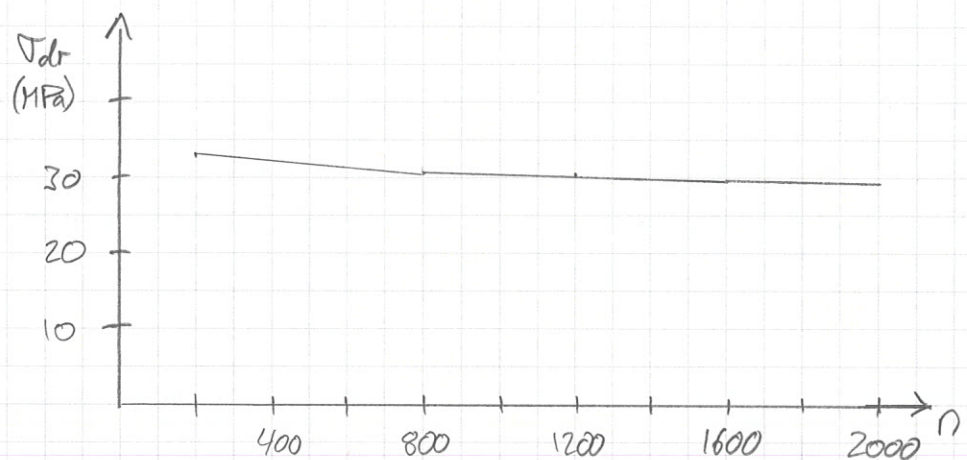
Dimensjonerende dynamisk spenning

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad (\text{B45})$$

 n = Forventa antall slag ved ramming

$$\begin{aligned} \sigma_{dr} &= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} (1,1 - 0,1 \log n) \\ &= 0,85 \cdot 45 \text{ MPa} (1,1 - 0,1 \log n) \end{aligned}$$

Maksimal fallhøyde

Densitet pel

$$\rho = 2,5 \text{ tonn/m}^3$$

E-modul

$$E = 39\,674 \text{ MPa}$$

Hentet fra GS Pilegroup

 f_w -faktor

$$f_w = 1,0 \text{ (trykk)} / -0,25 \text{ (trekk)}$$

Tabell 4-14. Under nedramming.

$$f_w = 1,4 \text{ (trykk)}$$

Under sluttramming.

$$f_o = 0,9$$

Hydraulisk fallhødd skrapeler

$$\text{Antar } \sigma_{dr} = 30 \text{ MPa}$$

$$h_{max} = \frac{\sigma_{dr}^2}{\rho \cdot g \cdot E \cdot (f_w \cdot f_o)^2}$$

Under nedramming

Trykk

$$\begin{aligned} &= \frac{(30 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2)^2}{2,5 \text{ tonn/m}^3 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 39\,674 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot (1,0 \cdot 0,9)^2} \\ &= \underline{\underline{1,14 \text{ m}}} \end{aligned}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Side 2

Rev:

Beregning:

Dato:

Sign:

Ktr:

Under nedramming
Stredk

$$h_{\max} = \frac{(30 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2)^2}{2,5 \text{ ton/m}^3 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 39674 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,25 \cdot 0,9)^2}$$
$$= \underline{\underline{18,27 \text{ m}}}$$

Under sluttramming

$$h_{\max} = \frac{(30 \cdot 10^3)^2}{2,5 \cdot 9,81 \cdot 39674 \cdot 10^3 (1,4 \cdot 0,9)^2}$$
$$= \underline{\underline{0,58 \text{ m}}}$$

Bilag 9

Håndberegning midlertidig spunt i
akse 2



Statens vegvesen

Prosjekt: E6 Lurdamobrua

Beregning: Midlertidig sprunt i akse 2

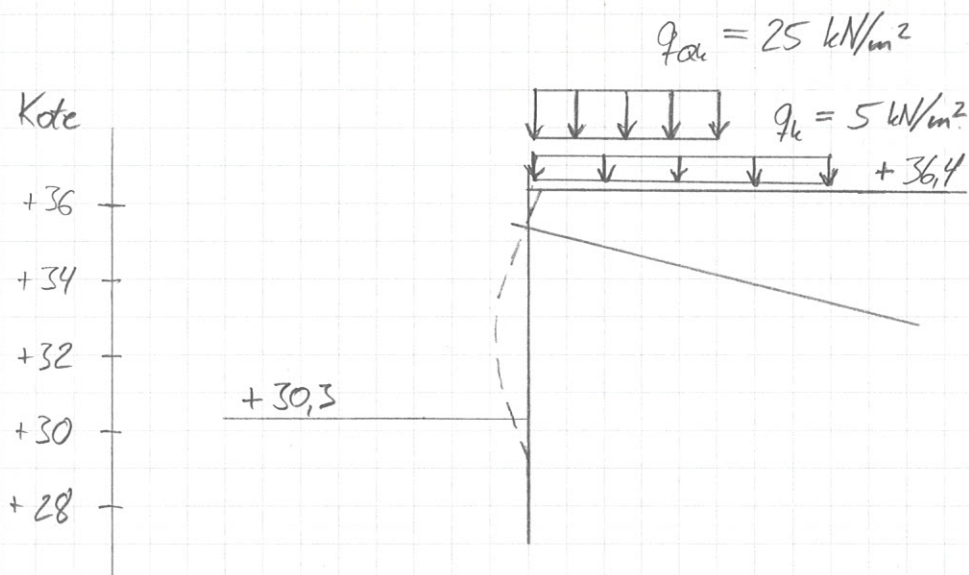
Side 1

Rev:

Dato:

Sign: Eivjuv

Ktr:



Rehett

11.4.1 i V220

Antar skråstag med spriss i løsmasser. Det gir:

Aktiv side $r < 0$

Passiv side $r > 0$

Partialfaktorer

Metode 3

$$\gamma_M = 1,5$$

Materialfaktor jord

$$\gamma_{s,jord} = 1,0$$

Lastfaktor egennedt jord

$$\gamma_{s,trafikk} = 1,15$$

Lastfaktor trafikklast

Jordtrykoeffisienter

Effektivspenninger

$$\tan \phi = 0,70$$

$$a = 5 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_M} = \frac{\tan 35}{1,5} = 0,47$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

2

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

Antar $\gamma_p = 0,3$

$\gamma_A = -0,5$

$K_p = 3,00$

$K_A = 0,49$

Totalgjenninganalyse

Antar midlere

$c_{ud} = 75 \text{ kPa}$

$$\tau_c = \frac{c_{ud}}{\gamma_m} = \frac{75 \text{ kPa}}{1,5} = 50 \text{ kPa}$$

$\gamma_p = 0,3 \rightarrow K_p = 2,25$

$\gamma_A = -0,5 \rightarrow K_A = 1,40$

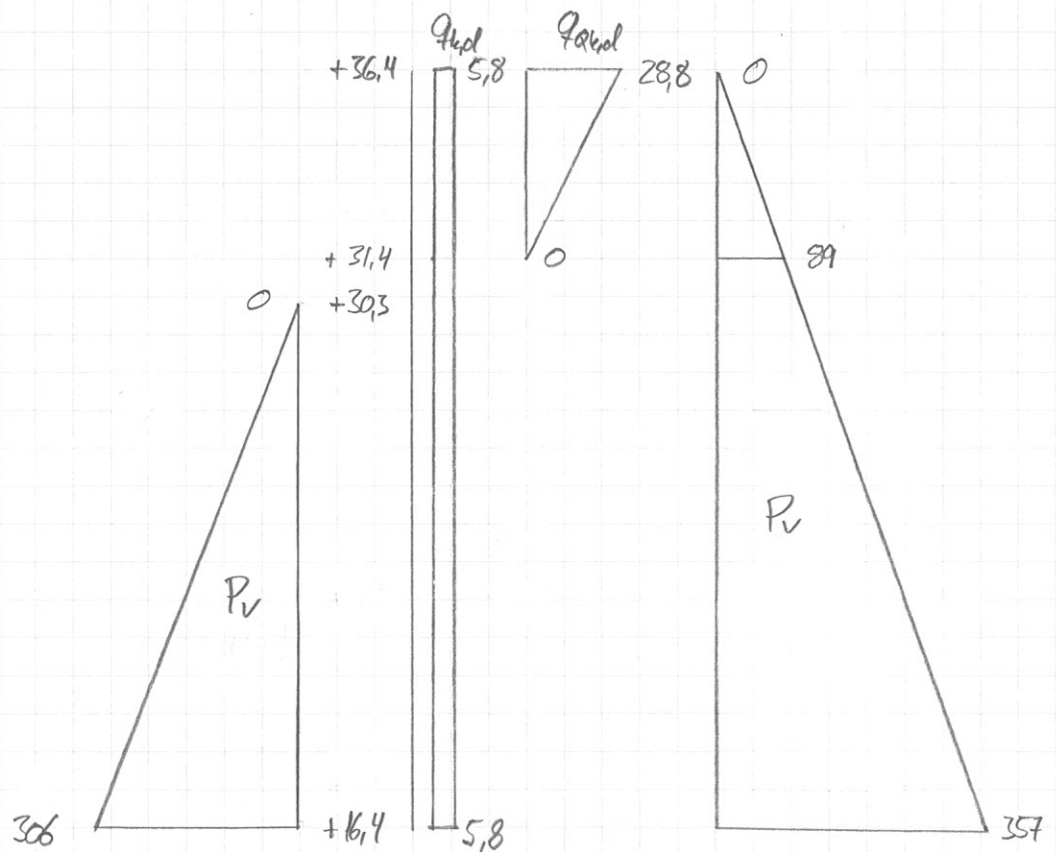
Beregning av jordtrykk

$q_{hd} = 5 \cdot 1,15 = 5,8 \text{ kPa}$

$q_{qhd} = 25 \cdot 1,15 = 28,8 \text{ kPa}$

Veit av jord er hentet fra PLAXIS-modell

Total vertikal overlastering





Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side 3

Rev:

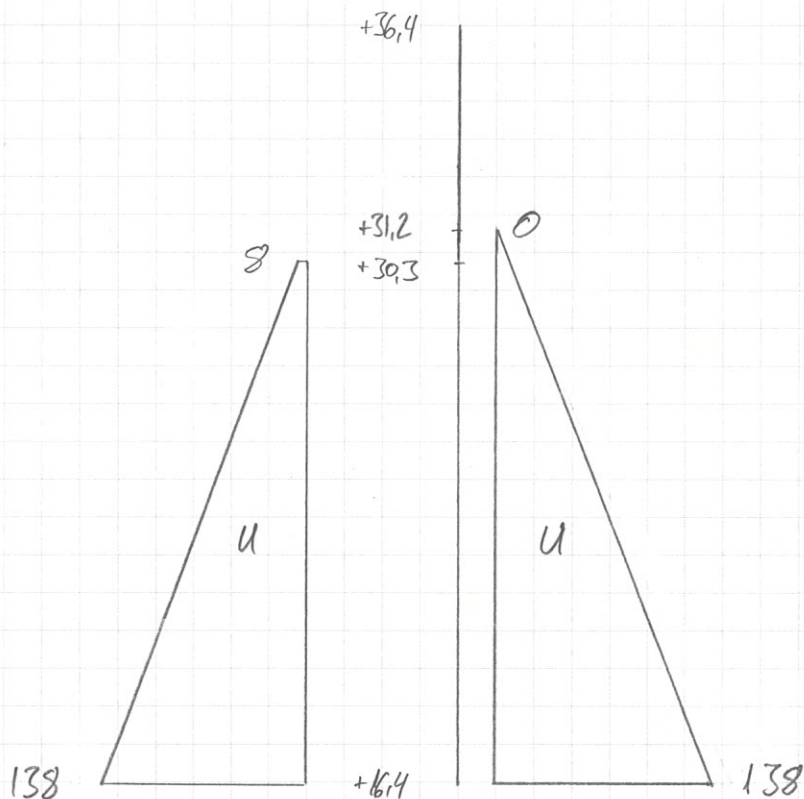
Dato:

Sign:

Ktr:

Poretrykk

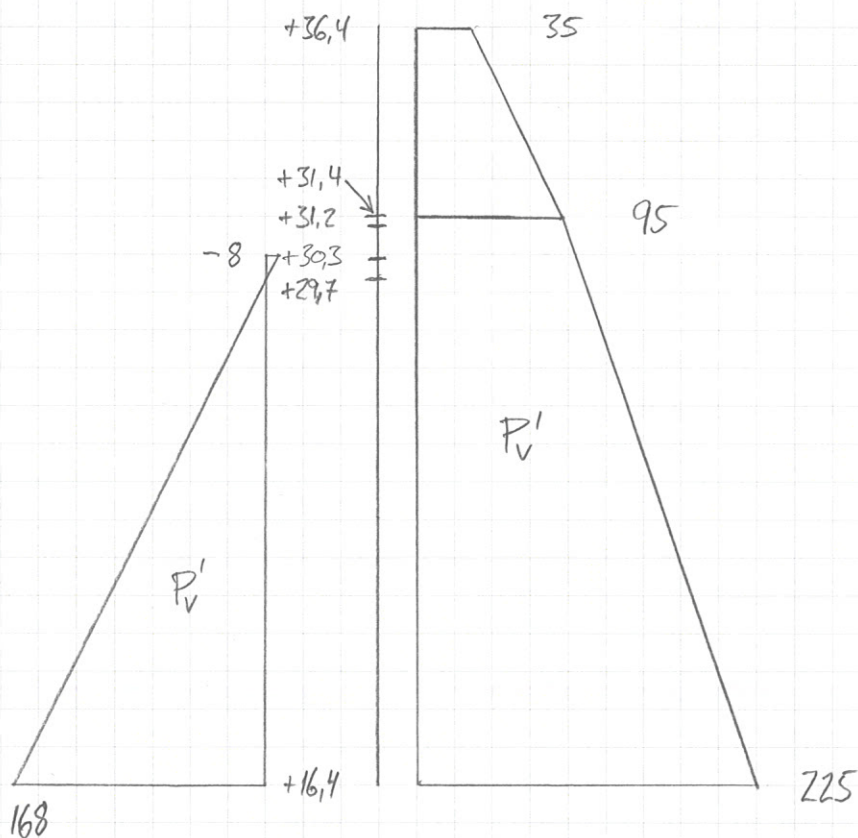
Målt poretrykk
fra piezometer



Effektiv vertikal
overlagring

Neglisjerer negativ

P_v' på passiv
side.





Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

4

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

Jordtrykk

$$P'_A = K_A (P'_V + a) - a$$

$$T_A = r \tan \phi_d (P'_A + a)$$

$$P'_P = K_P (P'_V + a) - a$$

$$T_P = r \cdot \tan \phi_d (P'_P + a)$$

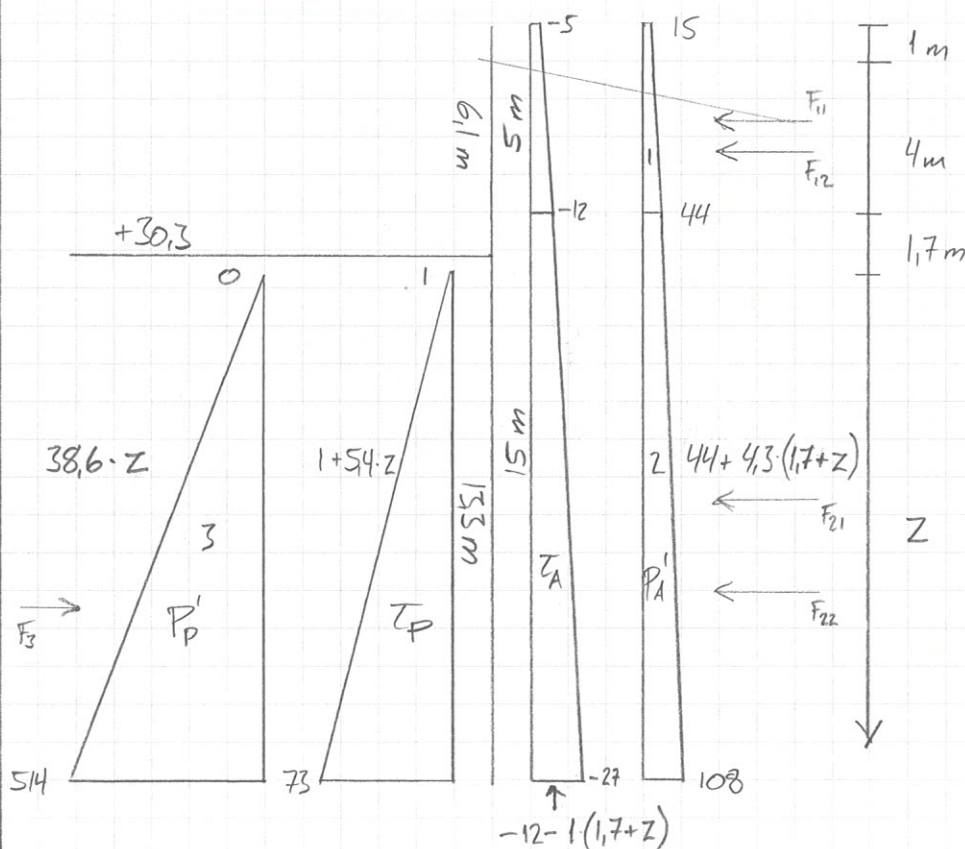
Antar at poretrykk
på begge sider
nuller ut hverandre.

Passiv side

	P'_P	T_P
+29,7	0 kPa	1 kPa
+16,4	514 kPa	73 kPa

Aktiv side

	P'_A	T_A
+36,4	15 kPa	-5 kPa
+31,4	44 kPa	-12 kPa
+16,4	108 kPa	-27 kPa



Momentlikevekt

Regner momentlikevekt om et stag plassert 1 m
under topp spunt for å finne nødvendig lengde
på spunt



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

5

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

Horisontallaster
per meter vegg

$$\textcircled{1} F_{11} = 15 \text{ kPa} \cdot 5 \text{ m} = 75 \text{ kN/m}$$

$$F_{12} = \frac{1}{2} \cdot (44 - 15) \text{ kPa} \cdot 5 \text{ m} = 72,5 \text{ kN/m}$$

$$a_{11} = 1,5 \text{ m}$$

$$a_{12} = 2,3 \text{ m}$$

$$\textcircled{2} F_{21} = 44 \text{ kPa} \cdot (1,7 + z) \text{ m} = 74,8 + 44z \text{ kN/m}$$

$$F_{22} = \frac{1}{2} 4,3 \text{ kPa} \cdot (1,7 \text{ m} + z) \cdot (1,7 + z) \text{ m} = 2,2z^2 + 7,3z + 6,2 \text{ kN/m}$$

$$a_{21} = 4 \text{ m} + \frac{1}{2} (1,7 + z) \text{ m} = 0,5z + 4,9 \text{ m}$$

$$a_{22} = 4 \text{ m} + \frac{2}{3} (1,7 + z) \text{ m} = 0,67z + 5,1 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} F_3 = \frac{1}{2} \cdot 38,6 \text{ kPa} \cdot z \cdot z \text{ m} = 19,3 z^2 \text{ kN/m}$$

$$a_3 = 4 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + \frac{z}{3} z \text{ m} = 0,67z + 5,7 \text{ m}$$

$$M_A = 75 \cdot 1,5 + 72,5 \cdot 2,3 + (44z + 74,8)(0,5z + 4,9) + (2,2z^2 + 7,3z + 6,2)(0,67z + 5,1)$$

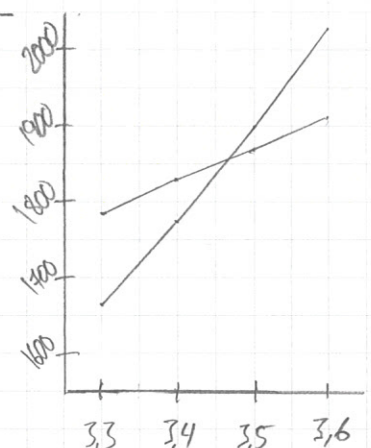
$$M_P = 19,3 z^2 \cdot (0,67z + 5,7)$$

Momentberegnet

ved $z = 3,46$

$L = 10,2 \text{ m}$

z	M_A	M_P
3,2	1742	1548
3,3	1784	1660
3,4	1827	1777
3,5	1869	1899
3,6	1913	2026
3,7	1956	2158





Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

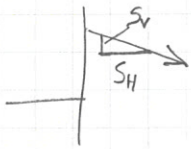
6

Rev:

Dato:

Sign:

Kir:



Stagkraft per meter
vegg

Horisontallikereclet for å finne stagkraft

$$P_A = 75 + 72,5 + 74,8 + 44 \cdot 3,46 + 22 \cdot 3,46^2 + 7,3 \cdot 3,46 + 6,2 \\ = 432 \text{ kN/m}$$

$$P_P = 19,3 \cdot 3,46^2 = 231 \text{ kN/m}$$

$$S_H = P_A - P_P = 432 - 231 = \underline{201 \text{ kN/m}}$$

Vertikallikereclet

$$① T_{11} = 5 \text{ kPa} \cdot 5 \text{ m} = 25 \text{ kN/m}$$

$$T_{12} = \frac{1}{2} (12 - 5) \text{ kPa} \cdot 5 \text{ m} = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$② T_{21} = 12 \text{ kPa} \cdot (1,7 + 3,46) \text{ m} = 61,9 \text{ kN/m}$$

$$T_{22} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ kPa} (1,7 + 3,46) \text{ m} = 2,6 \text{ kN/m}$$

$$③ T_3 = \frac{1}{2} (1 + 5,4 \cdot 3,46) \cdot 3,46 = 34,1 \text{ kN/m}$$

$$T_A = 25 + 17,5 + 61,9 + 2,6 = 107,0 \text{ kN/m}$$

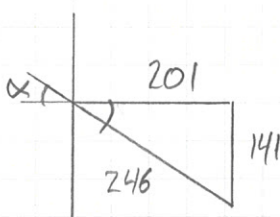
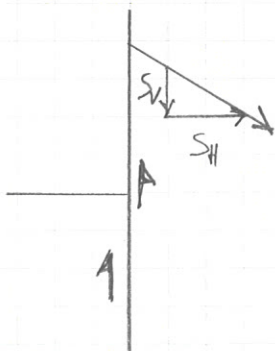
$$T_P = 34,1 \text{ kN/m}$$

$$S_V = T_A + T_P = 107,0 + 34,1 = 141,1 \text{ kN/m}$$

Vinkel på staget

$$\underline{S = 246 \text{ kN/m}}$$

$$\tan \alpha = \frac{141}{201} \rightarrow \underline{\alpha = 35^\circ}$$





Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

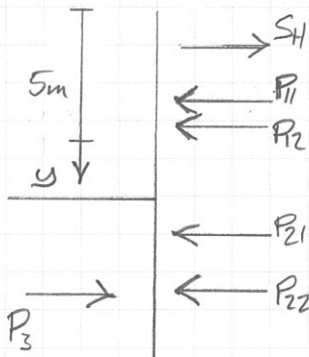
Side 7

Rev:

Dato:

Sign:

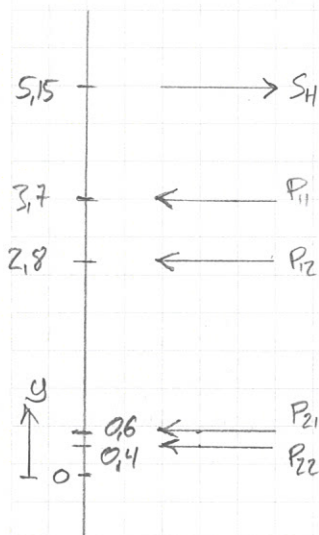
Ktr:

Maksimalt momentMales moment der $\sum F_H = 0$

$$\sum F_H = \overset{S_H}{201} - \overset{P_1}{75} - \overset{P_2}{72,5} - \underbrace{44 \cdot y}_{P_{21}} - \underbrace{\frac{1}{2} \cdot 4,3 \cdot y \cdot y}_{P_{22}} = 0$$

$$-2,2 y^2 - 44 y + 53,5 = 0$$

$$\underline{y = 1,15 \text{ m}}$$



Finner maks moment i avstand 6,15 m under topppunkt

$$M_{\max} = 201 \text{ kN/m} \cdot 5,15 \text{ m} - 75 \text{ kN/m} \cdot 3,7 \text{ m} - 72,5 \text{ kN/m} \cdot 2,8 \text{ m} - 50,6 \text{ kN/m} \cdot 0,6 \text{ m} - 2,8 \text{ kN/m} \cdot 0,4 \text{ m}$$

$$= \underline{\underline{533,2 \text{ kNm/m}}}$$

Stål $f_y = 355 \text{ MPa}$ $\gamma_m = 1,15$ $f_d = 309 \text{ MPa}$ Nødvendig motstandsmoment W for spunt med stålkvalitet $f_y = 355 \text{ MPa}$

Z-spunt

$$W = \frac{M_{\max}}{f_d} = \frac{533,2 \text{ kNm/m}}{309 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2} = \underline{\underline{1726 \text{ cm}^3/\text{m}}}$$

U-spunt

$$W = \frac{533,2 \text{ kNm/m}}{309 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,8} = \underline{\underline{2157 \text{ cm}^3/\text{m}}}$$

V220 11.3.4.1:

Motstandsmoment W reduseres med 20% for U-spunt.

V220 11.4.4

Med skråstag må aksialkraft i vegg tas hensyn til ved valg av spuntprofil

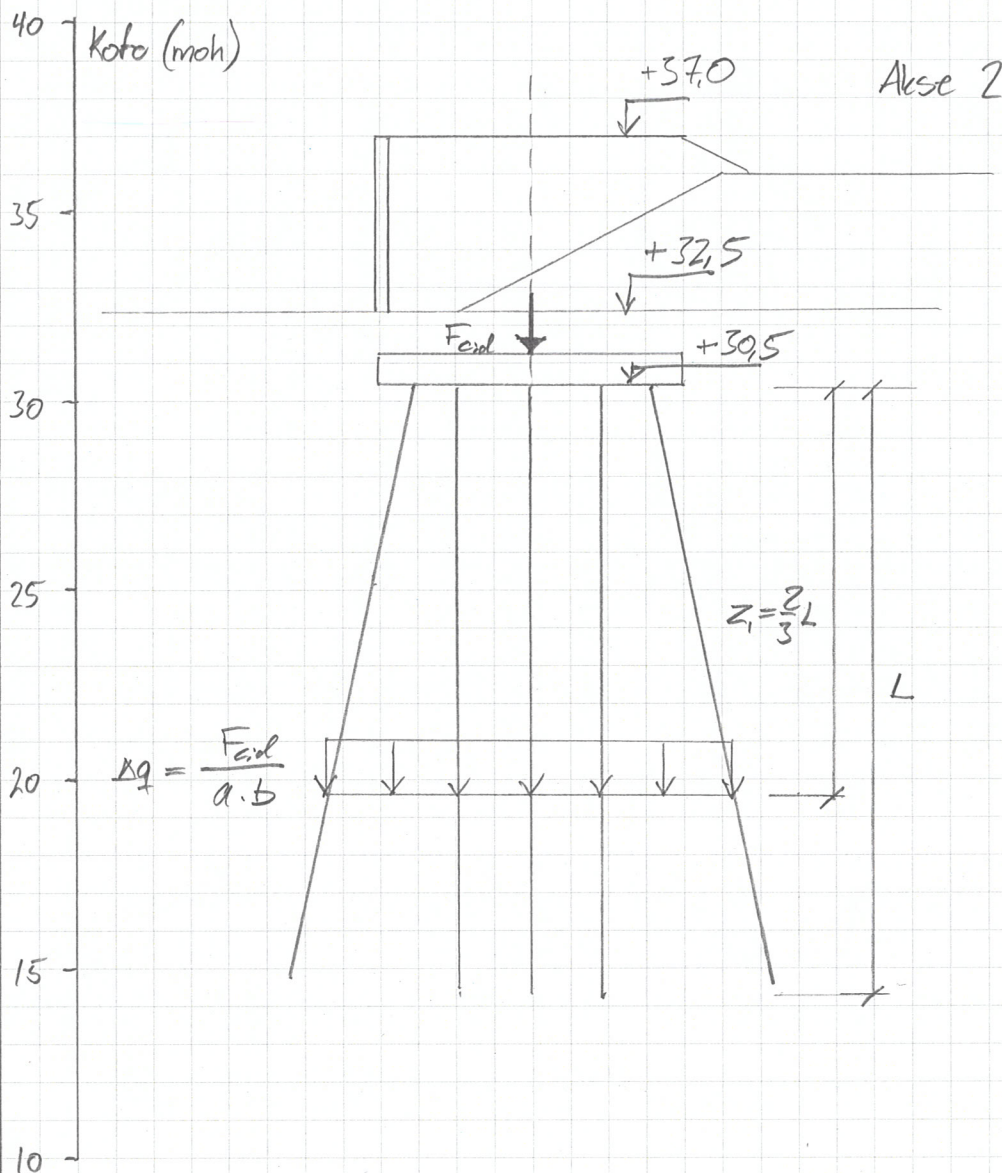
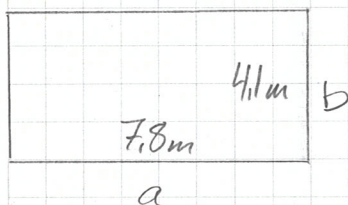
Bilag 10

Håndberegning setninger
pelegruppe akse 2



Statens vegvesen

Prosjekt:	E6 Lundambrua	Side	1	Rev:	
Beregning:	Setring av pelegruppe Akse 2	Dato:			
	Peleviledningenes kapittel 5.9	Sign:	Eivjuv	Ktr:	

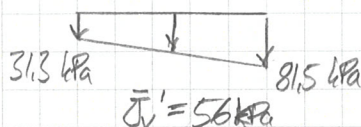


$$F_{cid} = 7872 \text{ kN}$$

Egenvekt for landkar (F_{cid}) inkluderer vekt av
bruas overbygning, landkar og fylling inni landkar:

$$\Delta q = \frac{7872 \text{ kN}}{7.8 \text{ m} \cdot 4.1 \text{ m}} = 246 \text{ kPa}$$

σ'_v fra dagens
terreng er hentet
fra PLAXIS-modell



Vertikal effektivspenning i UK fundament før bygging:

56 kPa. Trekker ifra denne for å finne netto

Δq som virker på jorda:

$$\Delta q_{netto} = 246 \text{ kPa} - 56 \text{ kPa} = \underline{\underline{190 \text{ kPa}}}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

2

Rev:

Dato:

Sign:

Ktr:

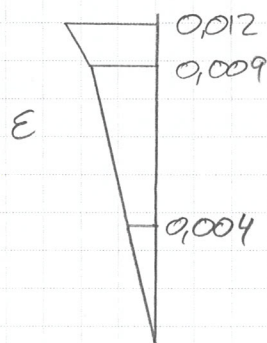
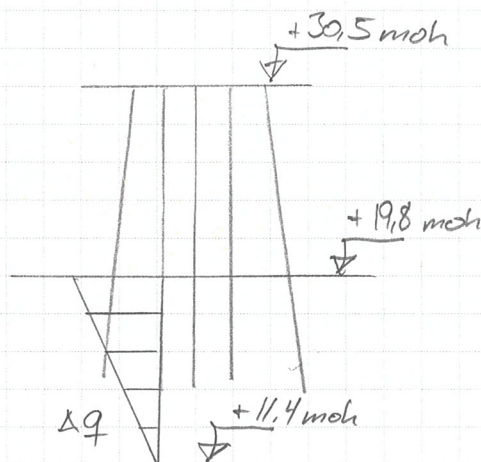
Setningsberegning for pel med $L = 16 \text{ m}$

Dybde last

$$z_1 = \frac{2}{3} L = \frac{2}{3} \cdot 16 \text{ m} = \underline{10,7 \text{ m}} \quad (\text{Kote} + 19,8 \text{ moh})$$

Trykkfordelingsdybde

$$z_2 = \pi \frac{a \cdot b}{a + b} = \pi \frac{7,8 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m}}{7,8 \text{ m} + 4,1 \text{ m}} = 8,4 \text{ m}$$



Kote	σ'_{vo}	Δq	M	E	ΔH	s
+19,8	166 kPa	190 kPa	15,4 MPa	0,012	1,2 m	12,6 mm
+18,6	183 kPa	163 kPa	18,9 MPa	0,009	4,1 m	26,7 mm
+14,5	226 kPa	70 kPa	17,8 MPa	0,004	3,1 m	6,2 mm
+11,4	261 kPa	0 kPa		0,000		
						<u>45,5 mm</u>

Modul M er hentet fra ødometerforsøk i BH 42.

Tilleggsspenning fra last er innført i OL-området til leia. Beregnet setning fra primærkonsolidering er 46 mm.

Bilag 11

Håndberegning setninger
tilløpsfylling akse 2



Prosjekt: *E6 Lundamo bru*

Side	1
------	---

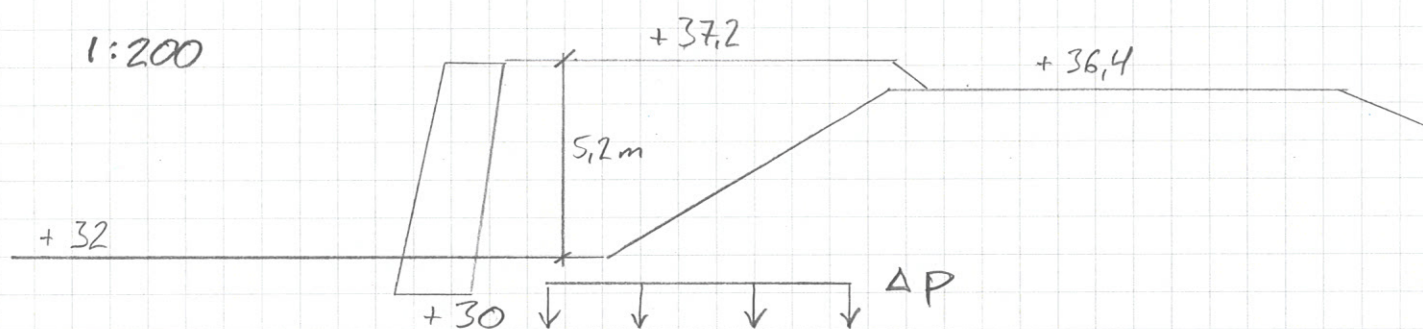
Rev:

Beregning: *Schringer landkar P10230*

Dato: 5.2.2025

Sign: *einigen*

Ktr:	
------	--



$$+266 \quad \square \quad u = 43 \text{ kPa} \quad p = 144 \text{ kPa} \quad p' = 101 \text{ kPa}$$

$$+22,6 \quad \square \quad u = 80 \text{ kPa} \quad p = 224 \text{ kPa} \quad p' = 144 \text{ kPa}$$

$$+18,6 \quad \square \quad u = 118 \text{ kPa} \quad p = 302 \text{ kPa} \quad p' = 184 \text{ kPa}$$

$$+14,5 \quad \square \quad u = 154 \text{ kPa} \quad p = 385 \text{ kPa} \quad p' = 231 \text{ kPa}$$

$$+10,7 \quad \square \quad u = 194 \text{ kPa} \quad p = 461 \text{ kPa} \quad p' = 267 \text{ kPa}$$

$$u = 250 \text{ kPa} \quad p = 583 \text{ kPa} \quad p' = 333 \text{ kPa}$$

$+4.5$ ☐

$$+2,4 \quad \square \quad u = 269 \text{ kPa} \quad P = 625 \text{ kPa} \quad P' = 356 \text{ kPa}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Side

2

Rev:

Beregning:

Dato:

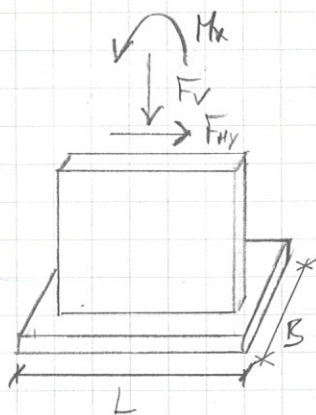
Sign:

Ktr:

Laster til seibringsberegninger

ΔP_1 Last fra tilførsfylling. Antar at den virker fra kote + 32,0.

ΔP_2 Last fra bruoverbygningen i SLS. Den angriper i topp av landkarvegg. Påføres som jevnt fordelt last i nivå med underkant av betongplate i kote + 30,0. Egensvekt til landkaret er utelatt i beregningene.



SLS - Lastkombinasjon 2

$$F_v = 5623 \text{ kN}$$

$$F_{Hy} = 24 \text{ kN}$$

$$F_{Hx} = 337 \text{ kN}$$

$$M_y = 0 \text{ kNm}$$

$$M_x = 408 \text{ kNm}$$

$$B_0 = 4,436 \text{ m}$$

$$L_0 = 7,946 \text{ m}$$

$$\Delta P_2 = \frac{F_v}{B_0 \cdot L_0} = 160 \text{ kPa}$$



Statens vegvesen

Prosjekt:

Beregning:

Side

3

Rev:

Dato:

Sign:

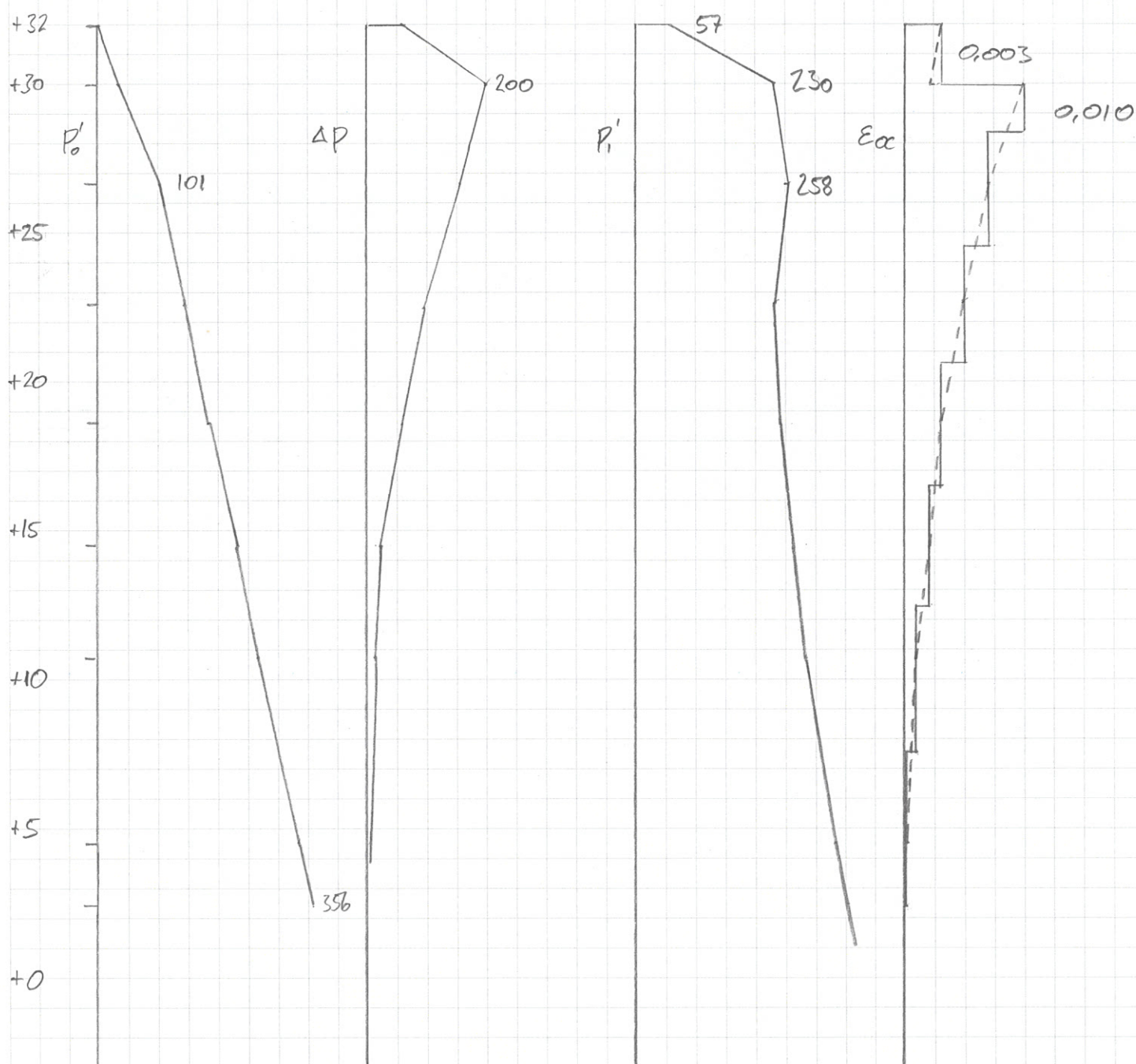
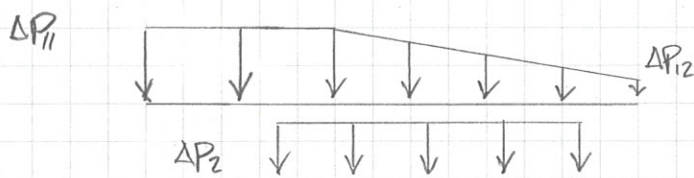
Ktr:

$$\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta P_{11} = 19 \cdot 5,2 = 98,8 \text{ kPa}$$

$$\Delta P_{12} = 19 \cdot 0,8 = 15,2 \text{ kPa}$$

$$\Delta P_2 = 160 \text{ kPa}$$



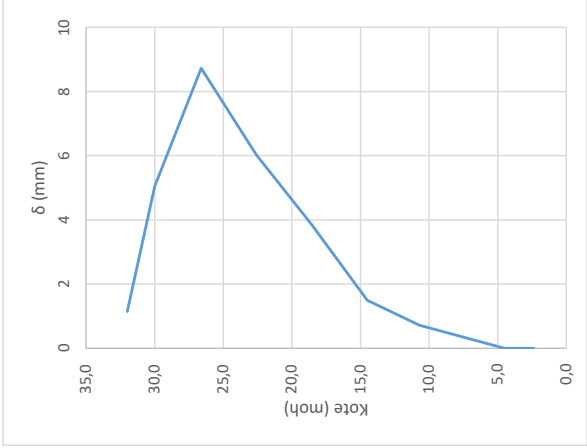
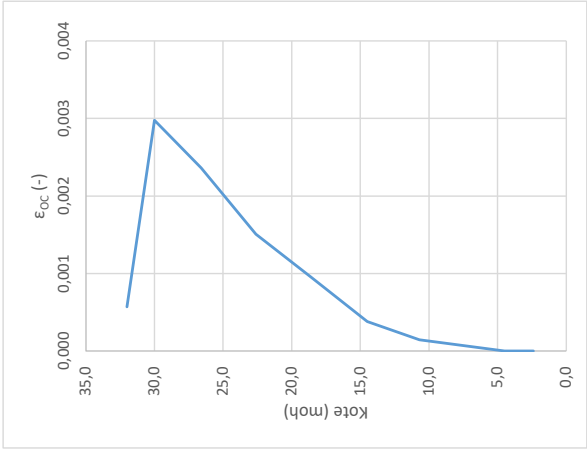
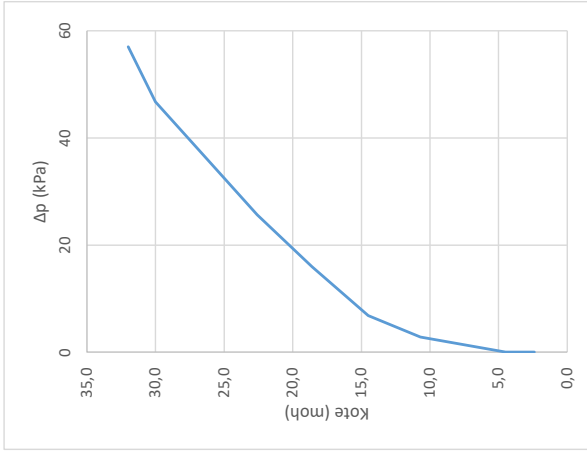
Setningsberegninger etter Håndbok V220

Akse 2

B = 8,0 m
L = 70,0 m
B / L = 0,1 -
qv11 = 98,8 kPa
qv12 = 15,2 kPa

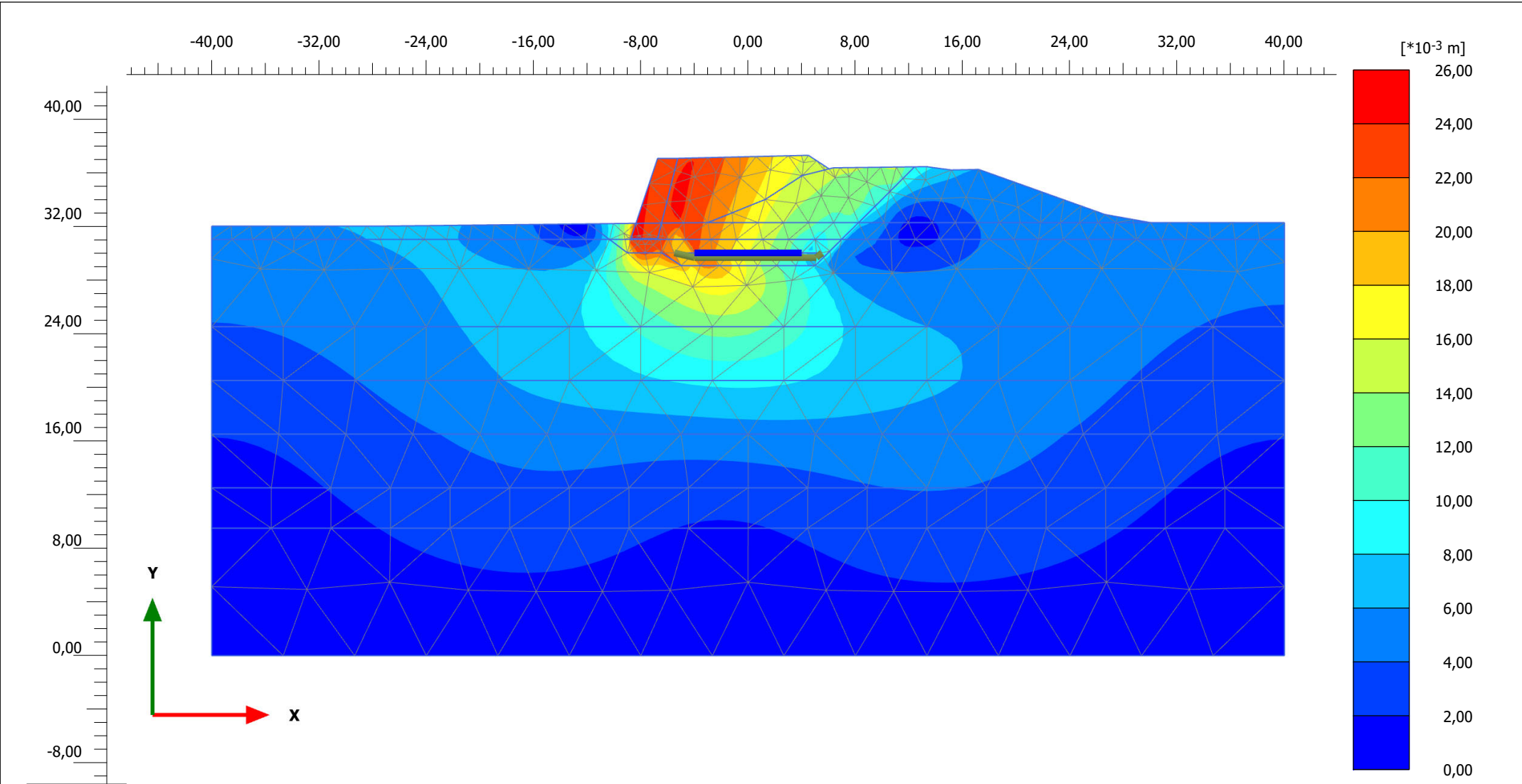
B = 8,0 m
L = 6,0 m
B / L = 1,3 -
qv2 = 0,0 kPa

Kote	p ₀ ' kPa	Last fra tilløpssyfling				Last fra bru				Tilleggslast		M _c kPa	ε _{oc}	ΔH m	δ mm	
		Dybde m	z/B	Δp/q _v -	Δp ₁₁ kPa	Δp ₁₂ kPa	Δp ₁ kPa	Dybde m	z/B	Δp/q _v -	Δp ₂ kPa					Δp kPa
32,0	0,0	0,0	0,0	1,00	98,8	15,2	57,0					57,0	57,0	100 000	0,001	2,0
30,0	30,0	2,0	0,3	0,82	81,0	12,5	46,7	0,0	0,0	1,00	0,0	46,7	76,7	15 700	0,003	1,7
26,6	97,5	5,4	0,7	0,65	64,2	9,9	37,1	3,4	0,4	0,68	0,0	37,1	134,6	15 700	0,002	3,7
22,6	139,5	9,4	1,2	0,45	44,5	6,8	25,7	7,4	0,9	0,33	0,0	25,7	165,2	17 000	0,002	4,0
18,6	180,8	13,4	1,7	0,28	27,7	4,3	16,0	11,4	1,4	0,13	0,0	16,0	196,8	16 700	0,001	4,1
14,5	223,5	17,5	2,2	0,12	11,9	1,8	6,8	15,5	1,9	0,10	0,0	6,8	230,3	18 100	0,000	4,0
10,7	262,9	21,3	2,7	0,05	4,9	0,8	2,9	19,3	2,4	0,00	0,0	2,9	265,8	19 800	0,000	5,0
4,5	327,9	27,5	3,4	0,00	0,0	0,0	0,0	25,5	3,2	0,00	0,0	0,0	327,9	22 700	0,000	5,2
2,4	350,0	29,6	3,7	0,00	0,0	0,0	0,0	27,6	3,5	0,00	0,0	0,0	350,0	17 000	0,000	0,0
															29,6	27,1



Bilag 12

Setningsberegninger i PLAXIS akse 2



Total displacements |u| (scaled up 100 times)

Maximum value = 0,02438 m (Element 138 at Node 1025)

Project description

Setninger tilløpsfylling dag 0

Date

25.09.2025

Project filename

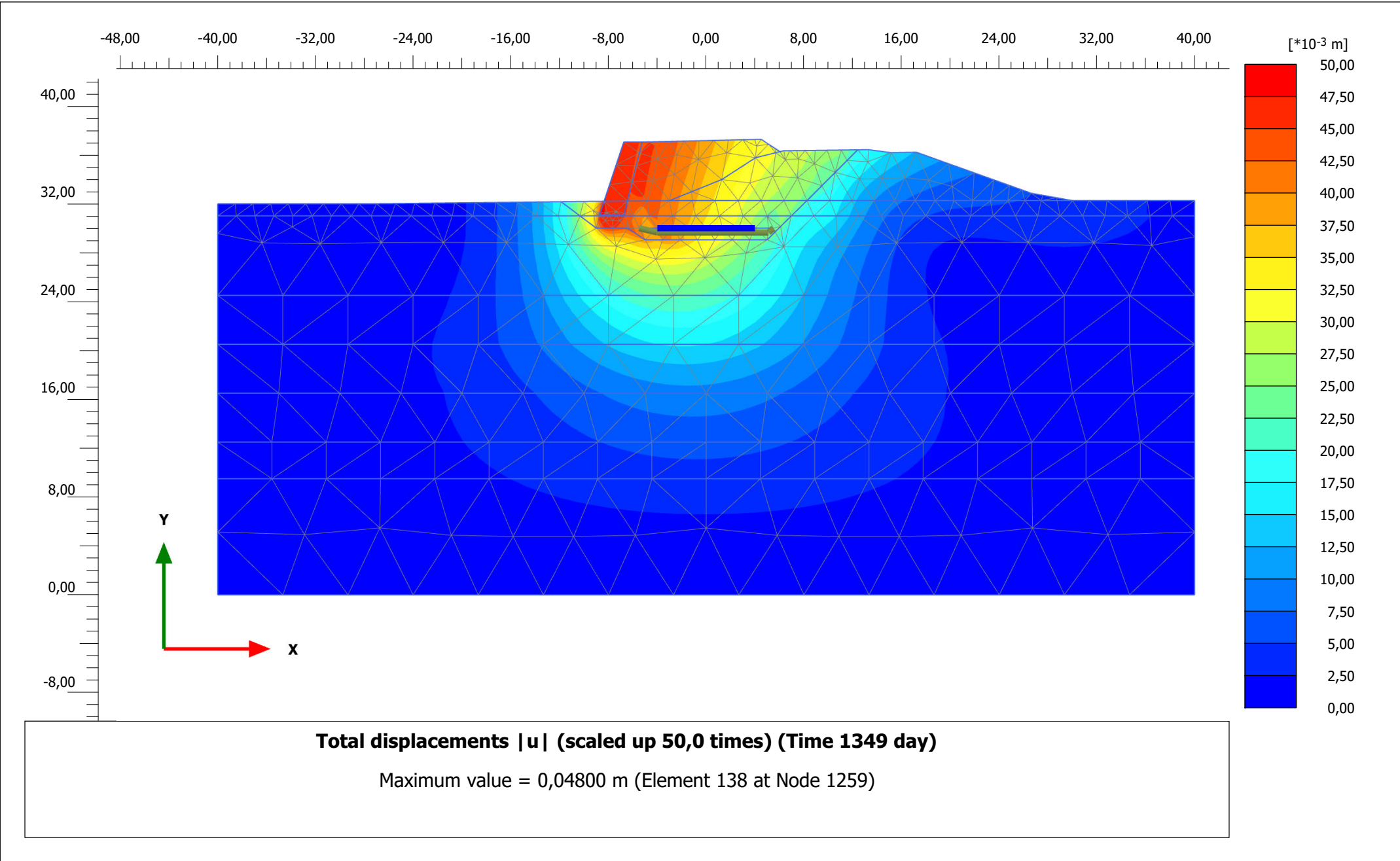
Tverrprofil 10230

Step

58

Company

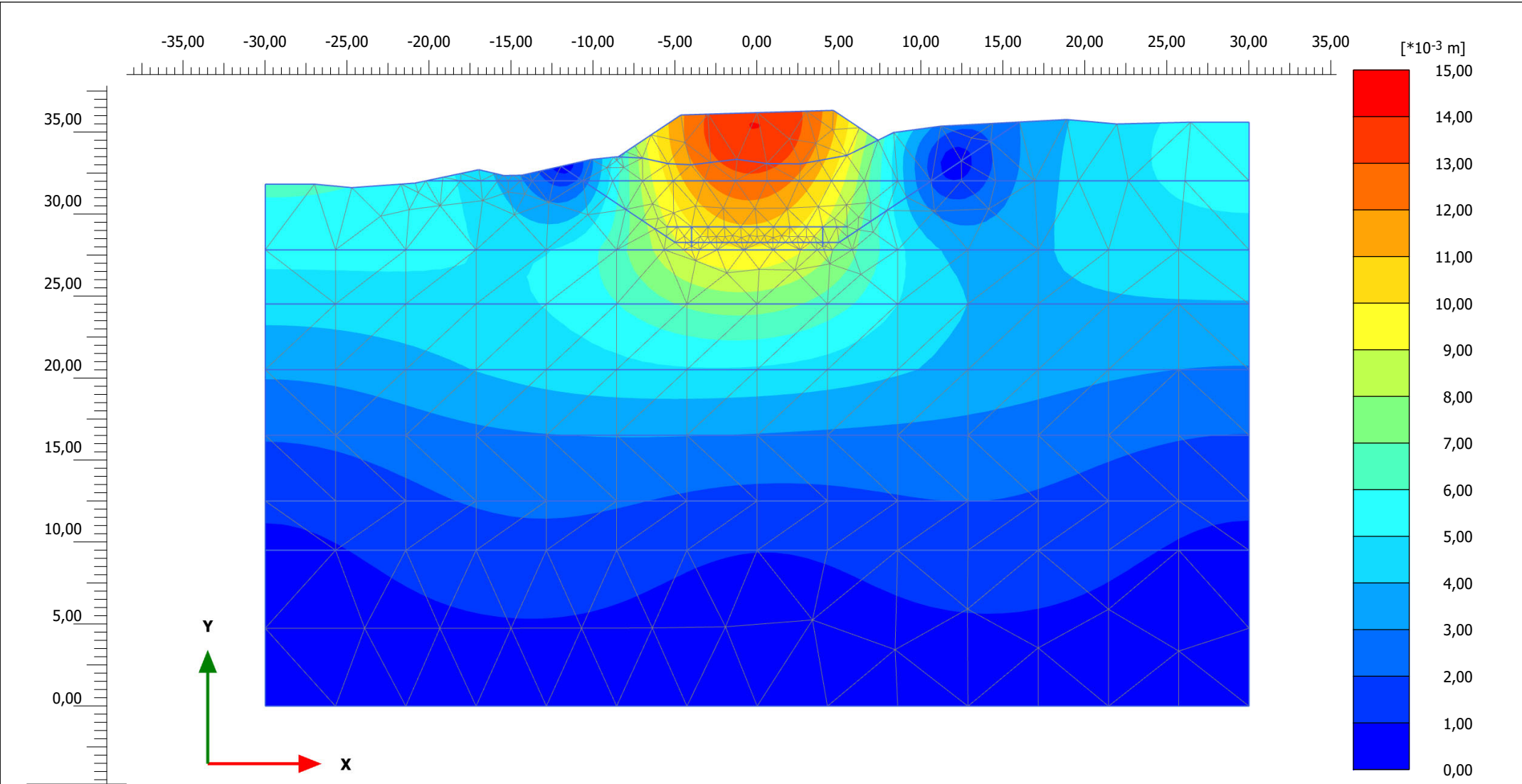
Statens vegvesen



<i>Project description</i>		<i>Date</i>	
Setninger tilløpsfylling dag 1349		25.09.2025	
<i>Project filename</i>	<i>Step</i>	<i>Company</i>	
Tverrprofil 10230	170	Statens vegvesen	

Bilag 13

Setningsberegninger i PLAXIS akse 1



Total displacements $|u|$ (scaled up 200 times)

Maximum value = 0,01402 m (Element 1 at Node 1248)

Project description

Setninger tilløpsfylling dag 0

Date

25.09.2025

Project filename

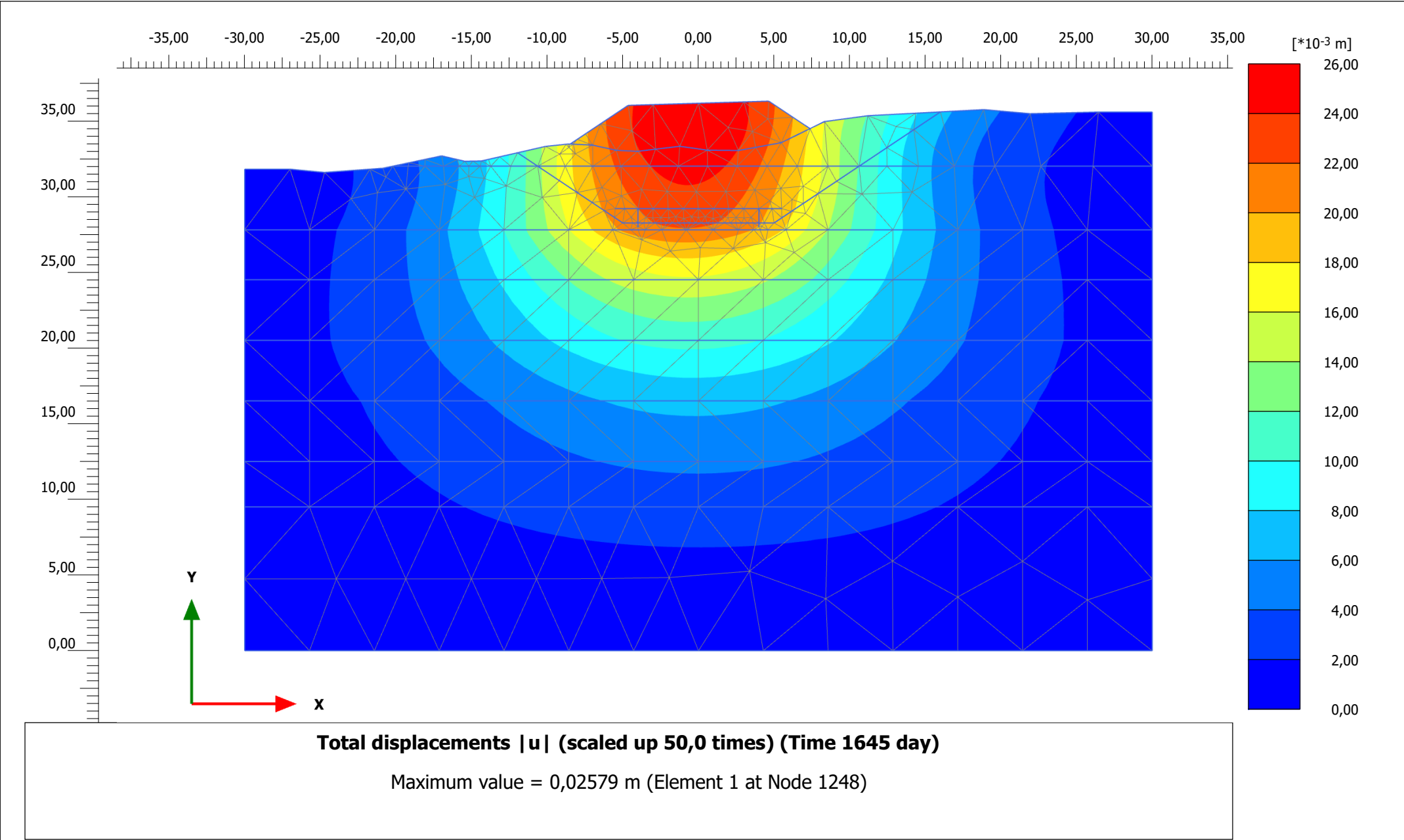
Tverrprofil 10190

Step

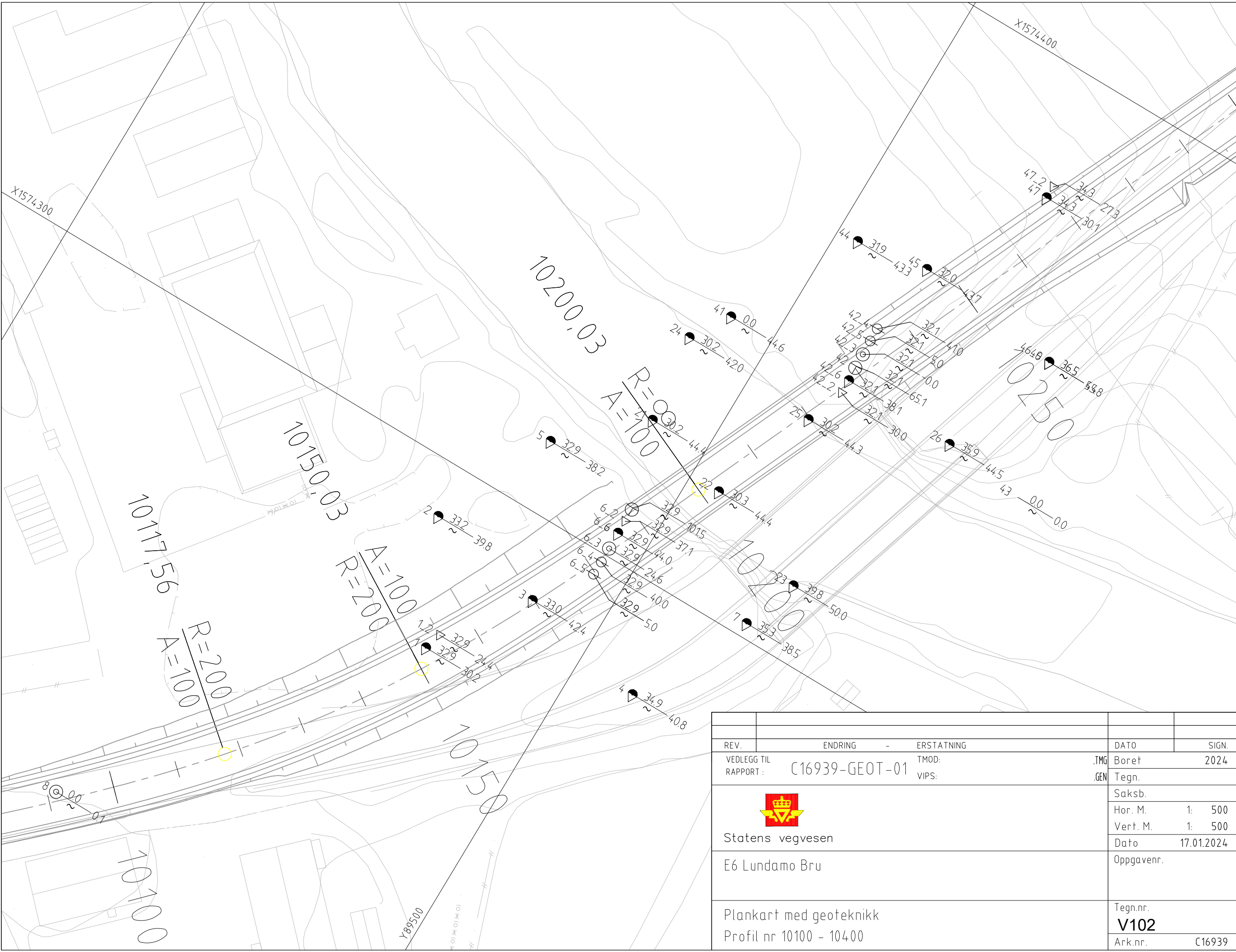
2

Company

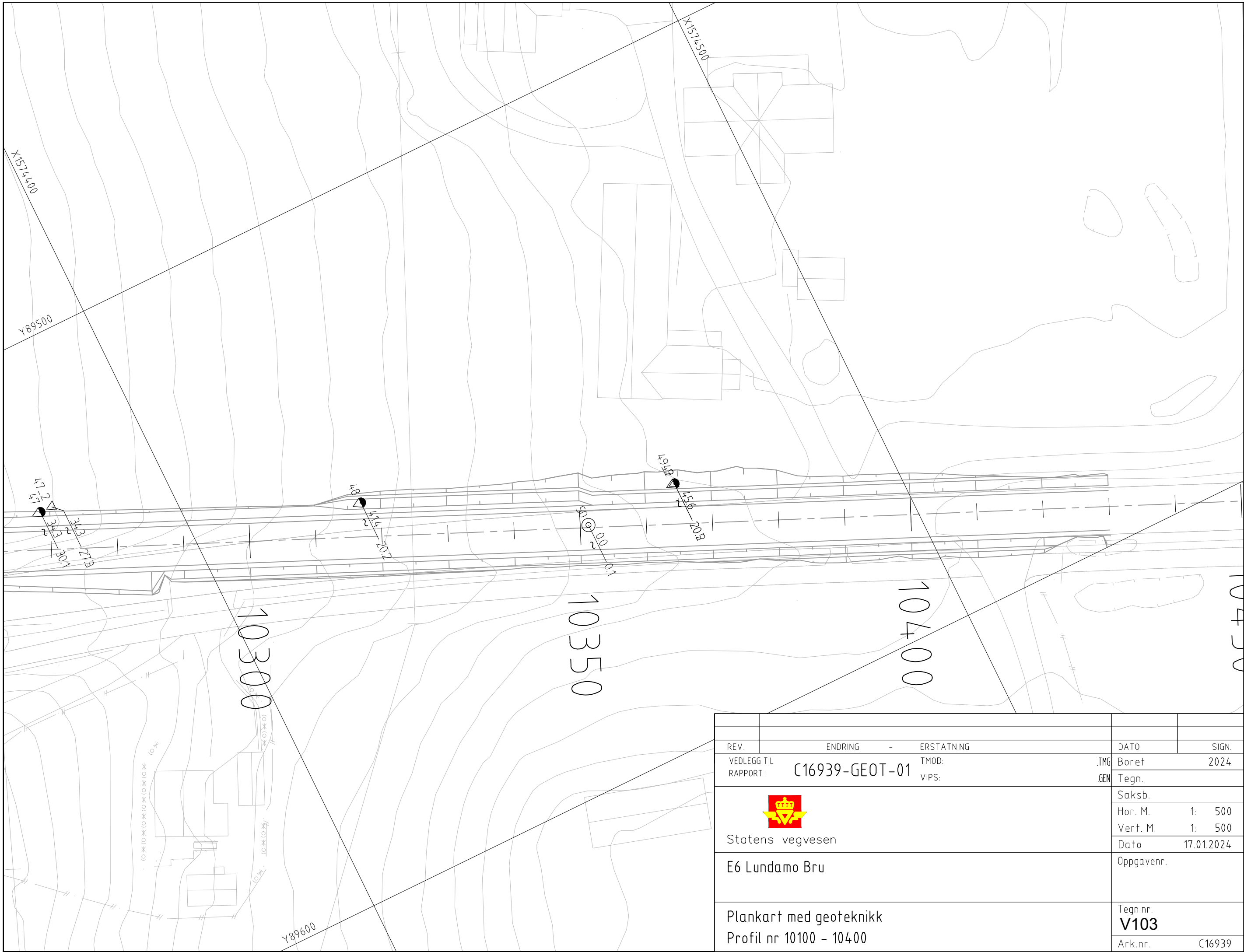
Statens vegvesen



<i>Project description</i> Setninger tilløpsfylling dag 1645		<i>Date</i> 25.09.2025	
<i>Project filename</i> Tverrprofil 10190	<i>Step</i> 151	<i>Company</i> Statens vegvesen	

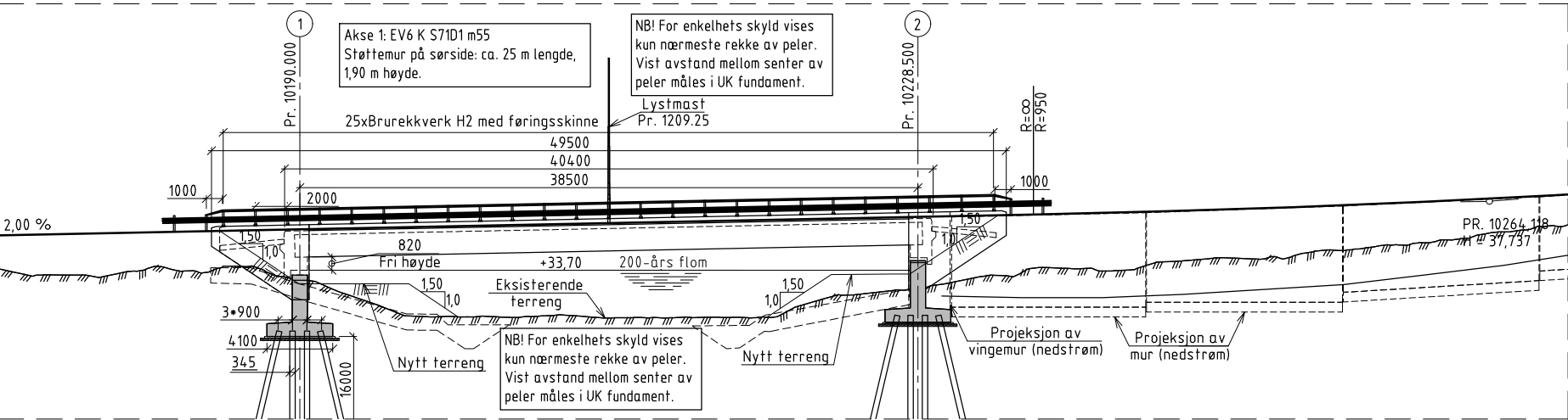


REV.	ENDRING	-	ERSTATNING
VEDLEGG TIL RAPPORT :	C16939-GEOT-01	TMOD: VIPS:	
 Statens vegvesen	.TMG	Boret	2024
	.GEN	Tegn.	
		Saksb.	
		Hor. M.	1: 500
		Vert. M.	1: 500
		Dato	17.01.2024
E6 Lundamo Bru		Oppgavenr.	
Plankart med geoteknikk Profil nr 10100 - 10400		Tegn.nr.	
		V102	
		Ark.nr.	C16939

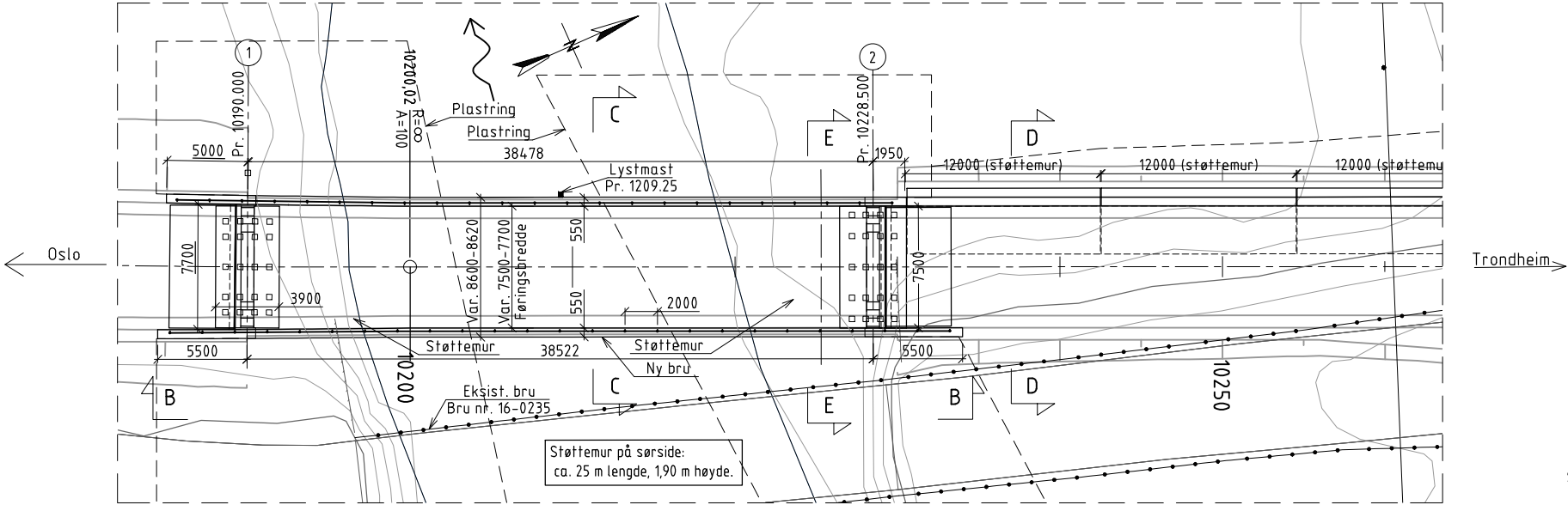


REV.		ENDRING	-	ERSTATNING	DATO	SIGN.
VEDLEGG TIL		C16939-GEOT-01			.TMG	Boret 2024
RAPPORT :		TMOD:			.GEN	Tegn.
		VIPS:			Saksb.	
					Hor. M.	1: 500
					Vert. M.	1: 500
					Dato	17.01.2024
					Oppgavenr.	
					Tegn.nr.	
					V103	
					Ark.nr.	C16939

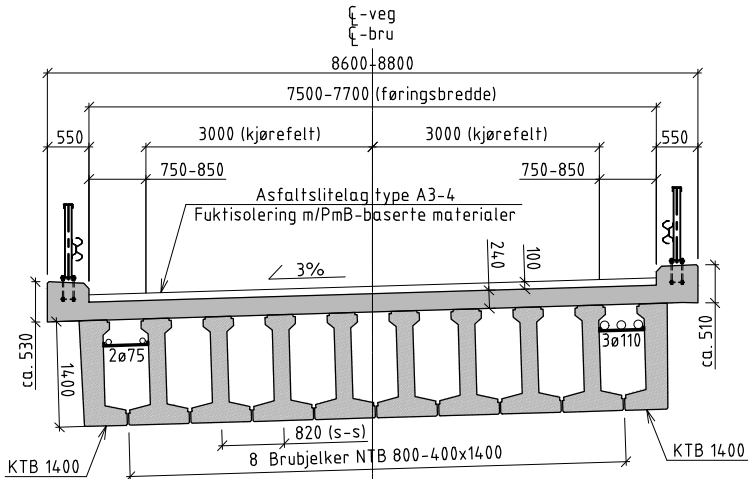
PROFILNUMMER	10180	10190	10200	10210	10220	10230	10240
PROFILHØYDE	36,05	36,25	36,45	36,65	36,85	37,05	37,26
TERRENGHØYDE	33,67	33,13	30,80	30,74	30,94	32,83	33,65
VERTIKALKURVE	2,0%					R=950	
HORISONTALKURVE	A=100		R=∞				
TVERRFALL	3,0%						



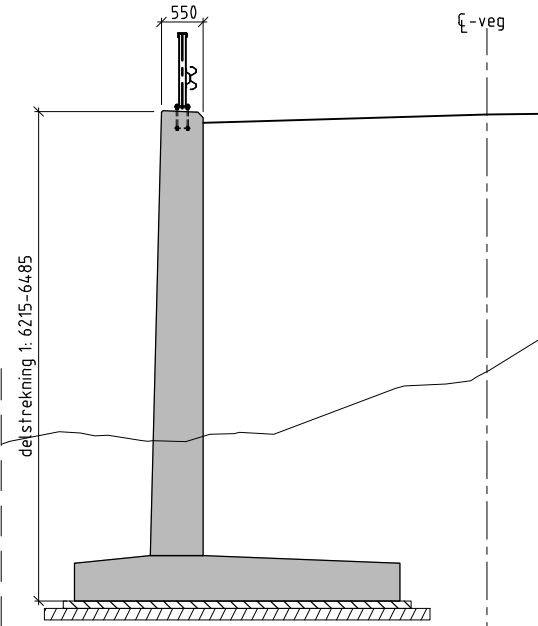
B OPPRISS
1:200



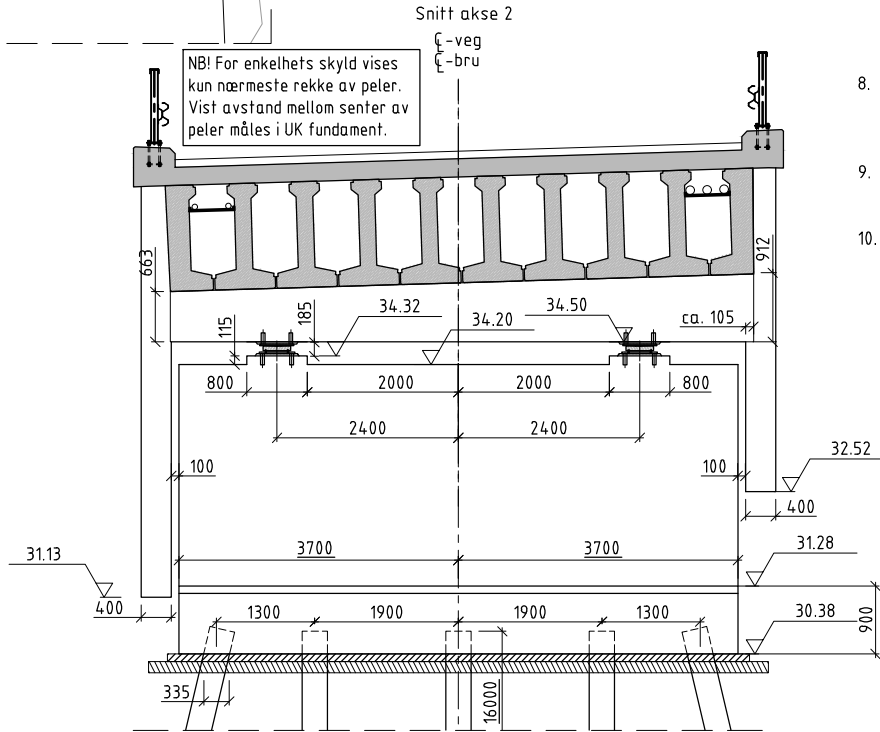
A PLAN
1:200



C SNITT
1:50



D SNITT
1:50



E SNITT
1:50

MERKNADER:

- Generelt:**
 - Prefab bjelkebru i betong
 - Ferdigstilt: Antatt 2026 (årstall fylles inn på "som bygd")
 - Vegklasse Hø2, ÅDT 10 500.
 - Hastighet 50 km/t over brua, 70 km/t videre utenfor tettstedet.
 - Andel lange kjøretøy:18%
 - Elv under bru: Lundesokna
- Regelverk**
 - Håndbok N400: Bruprosjektering Eurokode utgave (2025-01-01)
 - Håndbok N100:Veg- og gateutforming (2023-10-06)
 - Håndbok N101:Trafikksikkert sidetereng og vegsikringsutstyr (2022-12-21)
 - Håndbok N200:Vegbygging (2024-12-20)
 - Håndbok R761: Prosesskode (2025-02-19)
 - Håndbok V426: Prefabrikkerte brubjelker (2019)
 - Fravikssøknad med arkivreferanse 25/119404 for fravik i Vegnormal N100 Veg- og gateutforming (2023-10-06):
 - Dimensjoneringsklasse H2 basert på ÅDT > 6000 (punkt 3.1).
 - Klotoideparameter (punkt 3.3.2-4, tabell 3.3.2-1, punkt 4.10-4).
 - Brubredde (punkt 3.3.2-2, figur 3.3.2-1, punkt 4.10-4).
- Lastdata**
 - SVV 2010 (Eurokoder)
 - Dimensjonert for LM3 iht. Trafikklastforskrift for bruer. Sentrisk kjøring uten annen trafikk på brua.
 - Dimensjonert for MLC 105 og MLC 120 Nato-standard AEP-3.12.15 "Military Load Classification of Bridges, Ferries, Rafts and Vehicles".
 - Dimensjonerende belegningsvekt 3.5kN/m2
- Materialer**
 - Betong: B45 SV-Standard
 - Prefabrikkerte bjelker: B55 SV-Standard
 - Armering: slakkarmering B500NC g B500NCR
 - Prefabrikkerte peler: B45 SV-Standard
 - Rustfritt stål: A4-80(EN-ISO 3506) og 1.4404(EN-ISO 10088)
- Fundamentering**
 - Pelegruppe med rammede betongpeler i akse 1 og 2. Pelene rammes til forhåndsbestemt dybde på 16 m. Alle peler fungerer som friksjonspeler.
 - Løsmasser: Grusig, sandig, siltig materiale over overkonsolidert leire.
 - Leira har høy fasthet, er middels plastisk og lite sensitiv.
 - Pelatype: Betongpeler P345. Sidekanter 345 mm.
- Belegning**
 - Belegningsklasse A3-4 iht.Håndbok R762:
 - Bindlag og slitelag Ab16
 - Topeka 4s
 - Total belegningsstykkelse 100 mm.
- Rekkverk**
 - CE-merket, godkjent brekkverk med skinneprofiler, styrkeklasse H2 iht. HB N101. Godkjente overganger mellom vegrekkverk og brekkverk ved bruender. Det skal være forlengelse med H2-vegrekkverk før overgang til ordinert vegrekkverk.
 - Høyre side: H2-1200, Venstre side: H2-1200
 - Inntrengningsklasse VI4, Arbeidsbredde W2
- Lagre**
 - Potlagre
 - Ensidig (på langs) og allsidig lager i akse 1 og 2.
- Fuger**
 - Fugefri utførelse.
- Stikningsdata**
 - Gitt i 3D fagmodell

11	Revisjon 1	eduhen			2025-10-28
10	Foreløpig	eduhen			2025-03-24
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdarb	Konfr	Godkjent	Rev. dato
 Statens vegvesen EV6 S71D1 m55 Lundamobrua Oversiktstegning Byggeplan		Tegningsdato		2025-03-24	
		Bestiller			
		Produsert for		SVV	
		Produsert av		SVV	
		Prosjektnummer		VVC16939	
		PROF-nummer			
		Arkivreferanse		50-0282	
		Målestokk A1-format		som vist	
		Byggesaksnummer		50-0282	
		Koordinatsystem		EUREF89NTM/INN2000	
Utdarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer /	
eduhen	thjohn			revisjonsbetyr	
				K001	11



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag