



**Høgskulen
på Vestlandet**

BACHELOROPPGAVE

Effektivisering av grunnforsterkning langs Bybanens byggetrinn 4

Efficiency Improvement of Ground Reinforcement Used in Construction of Bybanen Stage 4

Christopher Vinje Lihaug

Dennis Iversen Vatile

Lars Åsmund Tangen

Byggingeniør

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Jan Bernt Husebø

25. mai 2020

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

FORORD

Denne rapporten er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Høgskulen på Vestlandet og er utført våren 2020. Oppgaven er laget i samarbeid med Bybanen Utbygging, byggherre i bybaneprosjekter, og omhandler vurdering av ulike grunnforsterkningsmetoder under banetraséen.



Bakgrunnen for rapporten er en samlet interesse for infrastruktur og et ønske om å se på grunnarbeidenes innvirkning på byggekostnader og hvordan disse kan reduseres. Dette har ikke vært en del av pensum i fag på høgskolen, og vi har derfor ønsket å tilegne oss denne kunnskapen under skriving av rapporten. Det var også et ønske fra Bybanen Utbygging å undersøke om alternative metoder kan gi kortere anleggstid.

Vi ønsker å rette en stor takk til Bybanen Utbygging for et godt samarbeid. Dette gjelder spesielt Geir Hellesteth og Mona Løvås som har stilt opp på møter, gitt tilgang til rapporter og annen bakgrunnsinformasjon, og tatt oss med på befarings på anlegget.

Veileder Jan Bernt Husebø har bidratt med nyttige kommentarer og svar på spørsmål som har hjulpet oss spesielt med tanke på omfang av oppgaven og innhenting av informasjon. Vi ønsker også å takke Arne Instanes for hjelp med geotekniske utfordringer i oppstarten av arbeidet.

Antall ord: 12 587

Bergen, mai 2020


Christopher Vinje Lihaug
Dennis Iversen Vatle
Lars Åsmund Tangen

SAMMENDRAG

Ved utbygging av Bybanen er det i likhet med andre store samferdselsprosjekter stilt krav om å planlegge og prosjektere banen slik at den ikke får unødvendig høye kostnader. Derfor blir det i denne rapporten sett på muligheten for kostnads- og tidsbesparelser ved bruk av andre grunnforsterkningsmetoder av banetraséen enn pelefundamentering, som er den valgte metoden. Andre grunnforsterkningsmetoder må innfri krav til setninger for å vurderes som et mulig alternativ.

Rapporten viser til metoder for grunnforsterkning som er mulige å gjennomføre for byggetrinn 4 av Bybanen gjennom Mindemyren. Her gir høy grunnvannstand og organisk rik jord vanskelige forhold med tanke på setninger ved nye lastpåkjenninger fra banevognene. Forutsetninger om homogene grunnforhold for den 1,5 km lange delstrekningen forenkler utregningene. Hensikten med denne rapporten er å få et resultat som kan videreføres til vurderingen av grunnforsterkningsmetoder ved videre utbygging av Bybanen.

Forbelastning kombinert med geonett og fullstendig masseutskiftning ble vurdert som to gode alternative metoder for grunnforsterkning gjennom Mindemyren. I rapporten ligger banevognenes spenningsspredning til grunn for metodenes teoretiske potensiale for totalsetninger. I tillegg til å se på setningspotensial, ble de alternative metodene kostnads- og tidsestimert før de ble sammenlignet med pelealternativet, som bygger på forutsetninger tatt av prosjekterende konsulenter for byggetrinnet. Sammenligningen av alternativene ble gjort for å få en omtrentlig oversikt over setninger, kostnader og fremdrift.

Både forbelastning kombinert med geonett og fullstendig masseutskiftning er i denne rapporten vurdert til å gi totalsetninger som i teorien tilfredsstiller kravene for banesporene. Beregninger viser at det er mulig å oppnå kostnadsbesparelser ved å velge et annet alternativ enn pelefundamentering, men at dette i enkelte tilfeller kan gi lengre anleggstid og forsinket åpning av byggetrinnet.

ABSTRACT

During construction of Bybanen there has, similarly to other large infrastructural projects, been demanded to lower costs for the project in the planning process. This thesis will due to these demands, go through possible cost and time reductions by evaluating other methods of ground reinforcement for the light rail track and compare those to the chosen method, which is piling foundation. Other methods must fulfil demands for settlement to be considered a viable alternative.

This thesis showcases methods of ground reinforcement that could be used in construction of Bybanen stage 4 through Mindemyren. High ground water levels and organic rich soil cause difficult conditions considering settlement with the introduction of loads from the trams. Homogenic soil conditions have been assumed for the 1,5 km long segment of stage 4 to simplify calculations. The purpose of this thesis is to get a result that can be used during the evaluation of ground reinforcement methods in the continued expansion of Bybanen.

Preloading combined with geogrid and complete mass replacement were both considered viable alternative methods of ground reinforcement to be used in Mindemyren. The stress distribution from the trams lays the foundation for calculations of theoretical potential total settlement. In addition to potential settlement, each method was cost and time evaluated before comparison to piling foundation which is based on assumptions made by design consultants. The comparison was made to give an approximate overview of settlements, cost, and progress.

Both the methods of preloading combined with geogrid and complete mass replacement are shown to fulfil the demands of settlements for the light rail tracks. Calculations show that cost reductions are possible by choosing methods of ground reinforcement other than piling foundation. This could, however, in some cases lead to a prolonged construction period and therefore delay the completion of the construction stage altogether.

INNHALDSFORTEGNELSE

| | |
|---|------|
| Forord | ii |
| Sammendrag | iii |
| Abstract | iv |
| Innholdsfortegnelse | v |
| Figurer | vii |
| Tabeller | viii |
| Symbolliste | ix |
| Formelliste | x |
| 1 Innledning | 1 |
| 1.1 Bybanen | 1 |
| 1.2 Problemformulering | 1 |
| 1.3 Bakgrunn for oppgaven | 2 |
| 1.4 Metode | 2 |
| 1.4.1 Kilder om Bybanen | 3 |
| 1.4.2 Geoteknikk og fundamenteringslære: 1 og 2 | 3 |
| 1.4.3 Annen litteratur | 3 |
| 1.4.4 Standarder, forskrifter og håndbøker | 3 |
| 1.4.5 Konsulentrapporter | 4 |
| 1.4.6 Microsoft Excel | 4 |
| 1.4.7 ISY Beskrivelse | 5 |
| 1.4.8 Kalkulasjonsnøkkel fra Holteportalen | 5 |
| 1.5 Tidligere forskning | 5 |
| 2 Teori | 6 |
| 2.1 Litt om geoteknikk | 6 |
| 2.2 Setninger | 7 |
| 3 Utgangspunkt | 8 |
| 3.1 Grunnforhold | 8 |
| 3.2 Grunnvannstand | 9 |
| 3.3 Banelast | 10 |
| 3.4 Krav | 11 |
| 4 Metoder for grunnforsterkning | 12 |
| 4.1 Forbelastning med geonett | 12 |
| 4.2 Fullstendig masseutskiftning | 13 |
| 4.3 Peling | 13 |
| 4.4 Kalksementpeler | 14 |
| 4.5 Grunnfrysing | 14 |

| | | |
|-------|--|----|
| 5 | Beregninger | 15 |
| 5.1 | Spenningsspredning ved Steinbrenners metode..... | 15 |
| 5.1.1 | Spenningsspredning fra bybanelast..... | 16 |
| 5.1.2 | Spenningsspredning fra forbelastningen..... | 17 |
| 5.2 | Fremgangsmåte for beregninger..... | 18 |
| 5.2.1 | Setningsberegninger | 18 |
| 5.2.2 | Kostnads- og fremdriftsberegninger..... | 20 |
| 5.3 | Uten grunnforsterkende tiltak | 21 |
| 5.3.1 | Setninger..... | 22 |
| 5.4 | Forbelastning med geonett..... | 22 |
| 5.4.1 | Setninger..... | 23 |
| 5.4.2 | Kostnader og fremdrift | 23 |
| 5.5 | Fullstendig masseutskiftning..... | 25 |
| 5.5.1 | Setninger..... | 25 |
| 5.5.2 | Kostnader og fremdrift | 26 |
| 5.6 | Peling..... | 27 |
| 5.6.1 | Setninger..... | 28 |
| 5.6.2 | Kostnader og fremdrift | 28 |
| 6 | Presentasjon av resultat..... | 30 |
| 7 | Vurdering av resultat..... | 31 |
| 8 | Diskusjon | 33 |
| 8.1 | Forbelastning med geonett..... | 33 |
| 8.1.1 | Setninger..... | 33 |
| 8.1.2 | Fremdrift | 34 |
| 8.1.3 | Kostnader | 36 |
| 8.2 | Fullstendig masseutskiftning..... | 37 |
| 8.2.1 | Setninger..... | 37 |
| 8.2.2 | Fremdrift | 38 |
| 8.2.3 | Kostnader | 38 |
| 8.3 | Peling | 39 |
| 8.3.1 | Setninger..... | 40 |
| 8.3.2 | Fremdrift | 40 |
| 8.3.3 | Kostnader | 40 |
| 9 | Konklusjon | 41 |
| 10 | Forslag til videre arbeid..... | 42 |
| | Referanser..... | 43 |

FIGURER

| | |
|---|----|
| Figur 1 – Kart over byggetrinn 4 og dens tre delstrekninger [18]. | 1 |
| Figur 2 – Kart over fremtidig bybanenett i Bergen [4]. | 2 |
| Figur 3 – Professor Karl Terzaghi [14]. | 6 |
| Figur 4 – Kart over delstrekning 2 [17]. Kartet er påført tegn for å illustrere sted i teksten. | 8 |
| Figur 5 – Antatt lagfordeling på Mindemyren [18]. | 9 |
| Figur 6 – Grunnvannstand (nord til sør); inkludert målinger til 03.01.2019 [18]. | 9 |
| Figur 7 – Skisse for vurdering av typisk profil. Figuren viser ballastspor [21]. | 10 |
| Figur 8 – Ballastspor til venstre og nedsenket spor til høyre [22]. | 11 |
| Figur 9 – Anbefalte krav for setninger [21]. | 11 |
| Figur 10 – Foringsrør til stålkjernepeler ved Minde Allé. Eget foto. | 13 |
| Figur 11 – Beregning av tilleggsspenninger (etter Steinbrenner) [13]. | 15 |
| Figur 12 – To bybanevogner sett ovenfra med snitt midt på vognene. | 16 |
| Figur 13 – Spenningsspredning fra forbelastningen. | 17 |
| Figur 14 – Forbelastningens fire lastflater (i rødt) sett ovenfra. | 17 |
| Figur 15 – Modell for beregning av setninger. | 20 |
| Figur 16 – Grunnforhold og spenningsspredning av Bybanen uten tiltak. | 21 |
| Figur 17 – Forbelastning plassert på planum. | 22 |
| Figur 18 – Inndeling av anleggsområdet og tilkomstveier [Norgeskart.no]. | 24 |
| Figur 19 – Byggegrøp med mål på bredder. | 25 |
| Figur 20 – Inndeling av anleggsområdet og tilkomstveier [Norgeskart.no]. | 26 |
| Figur 21 – Gjenfylling med sprengstein i to lag. | 27 |
| Figur 22 – Peler sett fra undersiden av terrenget [22]. | 28 |
| Figur 23 – Nedrammede peler til fjell [22]. | 28 |
| Figur 24 – Oversikt over alle prosjekterte peler [22]. | 29 |
| Figur 25 – Estimert tidsbruk ved de ulike metodene for grunnforsterkning. | 30 |
| Figur 26 – Estimert kostnader for de ulike metodene for grunnforsterkning. | 30 |
| Figur 27 – Bilde av fjernet forbelastning langs Store Lungegårdsvannet. Eget foto. | 34 |
| Figur 28 – Setningsbolt før fjerning av forbelastningen. Eget foto. | 35 |
| Figur 29 – Setningsbolt etter fjerning av forbelastning. Eget foto. | 35 |
| Figur 31 – Geonett i to lag. Bildet er tatt før forbelastning av delstrekning 1. Eget foto. | 36 |
| Figur 32 – Byggegrøp for kulvert langs banetraséen. Eget foto. | 38 |
| Figur 33 – Masseutskiftning ved Jæger langs Kanalveien. Eget foto. | 39 |
| Figur 34 – Berggrunnskart fra NGU [34]. | 40 |

TABELLER

| | |
|--|----|
| Tabell 1 – Oversikt over standarder, forskrifter og håndbøker. | 4 |
| Tabell 2 – Regnemodeller for deformasjonsmodul og tøyning. | 19 |
| Tabell 3 – Spenninger fra forbelastning ved ulik overhøyde. | 23 |
| Tabell 4 – Oversikt over materialegenskaper før og etter masseutskiftning. | 25 |
| Tabell 5 – Oppsummering av resultatene av de ulike metodene. Tall fra vedlegg. | 30 |
| Tabell 6 – Parametervurdering for modultallets innvirkning på totale setninger. | 33 |

SYMBOLLISTE

| Symbol | Enhet | Forklaring |
|----------------|------------------|--|
| H | <i>moh.</i> | Kotehøyde |
| z | <i>m</i> | Dybde |
| z_w | <i>m</i> | Dybde under grunnvannstand |
| B | <i>m</i> | Lastflatens bredde |
| L | <i>m</i> | Lastflatens lengde |
| V | m^3 | Volum |
| γ | kN/m^3 | Tyngdetetthet |
| γ_w | kN/m^3 | Tyngdetetthet vann ($\approx 10 kN/m^3$) |
| σ_0 | kN/m^2 | Total vertikalspenning (før lastpåkjenning) |
| σ_0' | kN/m^2 | Effektiv vertikalspenning (før lastpåkjenning) |
| σ | kN/m^2 | Total vertikalspenning (etter lastpåkjenning) |
| σ' | kN/m^2 | Effektiv vertikalspenning (etter lastpåkjenning) |
| q | kN/m^2 | Tilført last |
| u | kN/m^2 | Poretrykk |
| m | <i>enhetsløs</i> | Modultall |
| a | <i>enhetsløs</i> | Spenningssekspont |
| σ_a | kN/m^2 | Referansespenning (konstant) |
| M | kN/m^2 | Deformasjonsmodul |
| ε | <i>%</i> | Tøyning |
| δ | <i>mm</i> | Deformasjon |
| $\Delta\sigma$ | kN/m^2 | Tilleggsspenningen på dybde z under lastens hjørne |
| q' | kN/m^2 | Netto tilført last på fundamentnivå |
| i | <i>enhetsløs</i> | Influensverdien av lasten i punktet med dybde z |

FORMELLISTE

| Symbol | Formel | Gjelder |
|-------------------------------|--|-------------------|
| γ | $g \cdot \frac{m}{V}$, der $m = \text{masse}(kg)$ | Kap. 5.2.1 |
| σ_0 | $\gamma \cdot z$ | Kap. 5.2.1 |
| u | $\gamma_w \cdot z_w$ | Kap. 5.2.1 |
| σ_0' | $\sigma_0 - u$ | Kap. 5.2.1 |
| σ | $\sigma_0 + \Delta\sigma$ | Kap. 5.2.1 |
| σ' | $\sigma - u$ eller $\sigma_0' + \Delta\sigma$ | Kap. 5.2.1 |
| $\Delta\sigma$ | $q' \cdot i$ | Kap. 5.1 og 5.2.1 |
| M , der $a = 1$ | $m \cdot \sigma_a$ | Kap. 5.2.1 |
| M , der $a = 0,5$ | $m \cdot \sqrt{\sigma' \cdot \sigma_a}$ | Kap. 5.2.1 |
| M , der $a = 0$ | $m \cdot \sigma'$ | Kap. 5.2.1 |
| ε , der $a = 1$ | $\frac{\Delta\sigma'}{M}$ | Kap. 5.2.1 |
| ε , der $a = 0,5$ | $\frac{2}{m} \left(\sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_a}} - \sqrt{\frac{\sigma_0'}{\sigma_a}} \right)$ | Kap. 5.2.1 |
| ε , der $a = 0$ | $\frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma'}{\sigma_0'} \right)$ | Kap. 5.2.1 |
| δ | $\left(\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \cdot \Delta z \right) \cdot \frac{1}{100} \cdot 1000$ | Kap. 5.2.1 |

1 INNLEDNING

1.1 BYBANEN

Denne rapporten skal omhandle Bybanens byggetrinn 4 som er prosjektert av Sweco for Bybanen Utbygging. Byggetrinnet, som åpner i 2022/23, skal forbinde Bergen sentrum med Fyllingsdalen via Mindemyren og Haukeland sykehus med en ca. 9 km lang bybanelinje [1]. Samtidig planlegges bybanen videre mot Åsane [2].

Bybanens fjerde byggetrinn er inndelt i tre delstrekninger slik som vist på Figur 1. Denne rapporten skal omhandle delstrekning 2 som starter ved krysningen av dagens bybanetrasé på Kronstad. Banen går videre gjennom Mindemyren før den går i tunnel gjennom Løvsstakken mot Fyllingsdalen.

Samtidig som Bybanen bygges gjennom Mindemyren, skal området gjennomgå en omfattende transformasjon sammen med oppgradering av infrastruktur.



Figur 1 – Kart over byggetrinn 4 og dens tre delstrekninger [18].

1.2 PROBLEMFORMULERING

I denne rapporten skal ulike metoder for grunnforsterkning for delstrekning 2 vurderes og sammenlignes i forhold til kostnader og fremdrift. Kostnader for de ulike tiltakene oppsummeres i individuelle beskrivelser hvor grunnarbeider uavhengig av tiltak ikke inkluderes. Målet er at dette kan nyttes ved videre utbygging.

Analyser av grunnforhold vil være avgjørende for å bestemme hvilke metoder som egner seg best for det aktuelle området. Geotekniske undersøkelser er gjort av konsulenter på bestilling fra Bybanen Utbygging. De geotekniske vurderingene tatt i denne rapporten er gjort av gruppen og representerer ikke vurderinger tatt av byggetrinnets prosjekterende konsulenter.

Prosjekterende konsulenter har besluttet at banefundamenteringen i delstrekning 2 stort sett skal bestå av peler. Pelefundamentering er svært dyrt, og man vil derfor se på alternative metoder som kan redusere kostnadene.

1.3 BAKGRUNN FOR OPPGAVEN

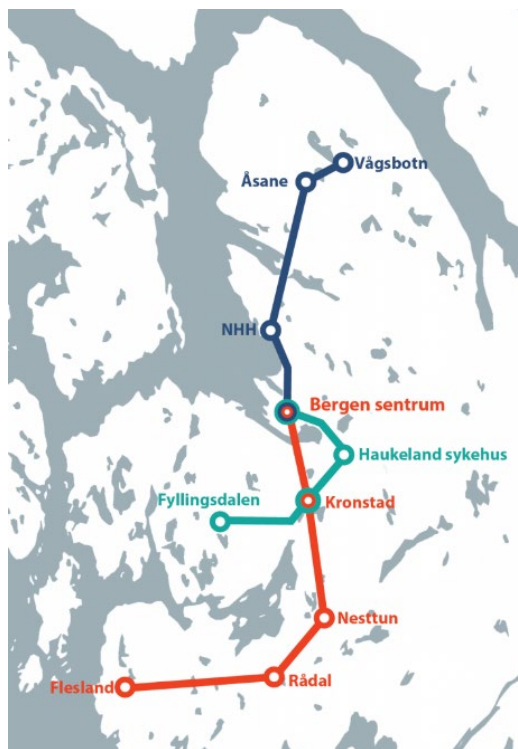
Byrådet i Bergen besluttet i år 2000 å bygge Bybanen [3]. Ti år senere ble det besluttet at det skulle etableres et bybanenett som skulle være hovedstammen i byens kollektivsystem [4]. Bybanenettet ble planlagt som vist i Figur 2. Samme år åpnet første byggetrinn og siden den gang har banen blitt utvidet med to byggetrinn, og betjener i dag 27 holdeplasser [3]. Ifølge Bergensprogrammet har bybaneutbyggingen så langt vært svært kostnadseffektiv sammenlignet med lignende anlegg i utlandet [5]. Likevel skal det arbeides med å redusere kostnadene når Bybanen bygges videre mot Åsane [6].

Bybanen er del av Miljøløftet og bygges først og fremst for å kombinere et høykvalitets kollektivtilbud med ønsket byutvikling [7]. Miljøløftet finansieres med bompenger, statlige midler og fylkeskommunale midler, hvorav bompenger utgjør omlag 1 milliard kroner årlig [8]. Det har vært særlig store oppslag og protester rundt bompengefinansieringen av miljøløftet.

Ettersom Bybanen er en kostbar investering, er det stor interesse for å kutte kostnader der det lar seg gjøre. I denne rapporten skal det sees på muligheten for besparelser tilknyttet grunnforsterkning. Rapporten skal synliggjøre fordeler og ulemper for de ulike grunnforsterkende tiltakene slik at man har forutsetninger for å velge den optimale løsningen ved lignende grunnforhold i videre utbygging.

1.4 METODE

Rapporten er en undersøkelse gjort ved hjelp av analyser og beregninger basert på fagteori og kjente utregningsmetoder. Det er lagt særlig vekt på bruk av kilder for å underbygge geotekniske vurderinger. Videre er det brukt bransjeprogrammer for kostnads- og fremdriftsestimater, samt regneark for utregninger.



Figur 2 – Kart over fremtidig bybanenett i Bergen [4].

1.4.1 KILDER OM BYBANEN

Informasjon om Bybanen i innledningen er hentet fra statlige, fylkeskommunale og kommunale dokument. Dette er offentlige dokument som ansees å være troverdige og inneholde riktig informasjon.

1.4.2 GEOTEKNIKK OG FUNDAMENTERINGSLÆRE: 1 OG 2

Mye av teorien for rapporten er basert på O. R. Aarhaugs bøker *Geoteknikk og fundamenteringslære 1 og 2*, som ble utgitt for første gang i 1984. Bakgrunnen for dette er at bøkene har vært brukt som undervisningsmateriale i geoteknikkfaget ved høyskolen og er en god sammenfatning av det geotekniske fagstoffet. Fagstoffet er godt begrunnet gjennom tallrike og troverdige kilder. Innholdet i bøkene er gammelt, men prinsippene for spenninger, spenningsspredning og setningsberegninger er uendret siden utgivelse av bøkene. Forfatteren var selv høgskolelektor ved Trondheim Ingeniørhøgskole, og etablerte i 2011 GeoMidt AS som tilbyr geoteknisk rådgivning og prosjektering [9, s. 353 og 10]. På bakgrunn av dette er lærebøkene vurdert som troverdige kilder.

1.4.3 ANNEN LITTERATUR

Støttelitteratur er hentet gjennom søketjenesten Oria og er vurdert opp mot Aarhaugs bøker for å sjekke at litteraturen samsvarer. Støttelitteratur er vurdert ut ifra pålitelighet og relevans for rapporten.

1.4.4 STANDARDER, FORSKRIFTER OG HÅNDBØKER

Når det kommer til de spesifikke løsningene var det nødvendig å bruke mer oppdaterte kilder og oppslagsverk, da lærebøkene ikke utdypet metoder for grunnforsterkning i detalj. Til dette har Statens vegvesens håndbøker vært nyttige, spesielt *V220 Geoteknikk i vegbygging* og *V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*.

V221 inneholder detaljerte beskrivelser av grunnforsterkningsmetoder og henviser også noen steder til andre veiledere, som for eksempel *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpæler* utarbeidet av Norsk Geoteknisk Forening. Håndboken er utgitt av Statens vegvesen i 2014, men det faglige innholdet er uendret fra tidligere serier (2010 og 2012). Håndbøkene er laget som oppslagsverk for prosjekter i regi av Statens vegvesen, men brukes også av andre. Hvert kapittel har egne ansvarlige fagpersoner, og fagstoffet anslås å være pålitelig.

Et kort utdrag angående grunnvannstand er også hentet fra *Eurokode 7*, som utgis av Norsk Standard og gir føringer ved geoteknisk prosjektering. *Byggteknisk forskrift* (TEK17) er også referert til angående krav som settes til byggverk.

Tabell 1 – Oversikt over standarder, forskrifter og håndbøker.

| Betegnelse | Tittel | Forkortelse |
|-----------------------------------|---|-------------|
| Håndbok V220 | Geoteknikk i vegbygging | V220 |
| Håndbok V221 | Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger | V221 |
| NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 | Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler | EC7 |
| Byggteknisk forskrift | Forskrift og tekniske krav til byggverk | TEK17 |

1.4.5 KONSULENTRAPPORTER

Data fra grunnundersøkelser gjort i det aktuelle området har vært nødvendig for å gjøre utregninger i denne rapporten. Derfor er borprøver med laginndeling hentet fra konsulentrapporter utarbeidet for Bybanen Utbygging. Omfanget av prøver og hvilke undersøkelser som er gjort varierer på grunn av vanskelige grunnforhold og en viss usikkerhet når det kommer til laginndeling og dybde til berg.

Setningsmålinger fra delstrekning 1 ved Store Lungegårdsvannet benyttes som referanse ved beregninger for setningsforløp ved forbelastning som setningsreduserende tiltak.

Arbeidsbeskrivelse for delstrekning 1 og 2 brukes i kostnadsberegninger til å sikre sammenlignbare tall mellom foreslåtte metoder og valgt grunnforsterkningsmetode for delstrekning 2.

1.4.6 MICROSOFT EXCEL

Excel er et program for regneark med enkelt brukergrensesnitt. Regnearkene gjør utregninger enklere å redigere ved å automatisk oppdatere resultater når variabler endres. I rapporten brukes Excel til geotekniske utregninger, masseoverslag og til å lage fremdriftsplan.

1.4.7 ISY BESKRIVELSE

ISY Beskrivelse, også kjent som G-prog, brukes til å lage kostnadsestimat i rapporten. Verktøyet er utarbeidet av Norconsult Informasjonssystemer for å lage beskrivelser og prising av bygg- og anleggsprosjekter. Verktøyet deler prosjektkostnader opp i kategorier ut ifra inndelingen man finner i NS 3420, og tydeliggjør hvor stor andel av byggekostnadene hver post utgjør.

1.4.8 KALKULASJONSNØKKELE FRA HOLTEPORTALEN

Holteportalen er et verktøy for å administrere bygg- og anleggsprosjekt. Innunder Holteportalen finner man tjenesten *Kalkulasjonsnøkkel* som er brukt til å bestemme enhetstider for arbeidsoperasjoner i fremdriftsplanene.

1.5 TIDLIGERE FORSKNING

På grunn av ulike grunnforhold og den underliggende usikkerheten som følger med geotekniske beregninger, vil hvert prosjekt være unikt. Det er derfor ikke gitt at en metode for grunnforsterkning alltid vil være bedre enn andre når det kommer til kostnader og fremdriftsperspektiv. Det er likevel funnet noe forskning innenfor aktuelle tema.

Statens vegvesens håndbok V220 viser hvordan man kan estimere deformasjon av torvlag og tidsestimat for setninger ved hjelp av grafer [11, s. 222]. Grafene, som er basert på Peter Carlstens bok *Vägbyggnad på torv*, er laget ut fra prøver fra ulike torvavsetninger. Ved hjelp av vanninnhold og belastning kan man bestemme en prosentvis deformasjon av torvlaget. Dette er derfor basert på empiriske forsøk og ikke matematiske modeller. Videre kan tidsforløpet antas ut ifra vanninnhold, torvtykkelse og belastning.

Statens vegvesen ved C. E. Dahl utarbeidet i 2007 en rapport som omhandler erfaringer ved bruk av vertikale dren [12]. I rapporten vurderes flere metoder for setningsreducerende tiltak for en ny delstrekning av E18. Den belyser flere av de samme kriteriene som blir gjort i denne rapporten: setninger, kostnader og fremdrift. Blant vurderte metoder finnes oppfylling av sprengstein med forbelastning, kalksementstabilisering, og vertikale dren med forbelastning, som viste seg å være mest kostnadseffektivt for delstrekningen i rapporten. Oppfylling av sprengstein med forbelastning ble valgt bort på grunn av knapp anleggstid, samt at det gav lav stabilitet. Kalksementstabilisering viste seg å være det dyreste tiltaket.

Grunnforholdene i Vegvesenets rapport skiller seg fra denne rapporten, da det under E18-strekningen befinner seg mye leire i grunnen og dybden til fjell er svært høy. Til tross for ulikheter vurderes rapporten som tidligere forskning, da den sammenligner ulike metoder for grunnforsterkning og vurderer dem ut fra kostnader og fremdrift.

2 TEORI

For å kunne vurdere aktuelle grunnforsterkningsmetoder i forhold til kostnader og fremdrift, er det nødvendig å vite hva setninger og grunnforhold er. Begrepene kommer fra geoteknikken og skal forklares i dette kapittelet.

2.1 LITT OM GEOTEKNIKK

O. R. Aarhaug beskriver geoteknikk som fagområdet som omhandler jord i byggeteknisk sammenheng i læreboken *Geoteknikk og fundamenteringslære: 1* [13, s. 7]. Han nevner beregning av setninger og dimensjonering av byggverks fundament som praktiske eksempler på bruk av geoteknikken. Disse geotekniske utfordringene løses først etter man har tilegnet seg kjennskap til jordens mekaniske oppførsel ved ulike påkjenninger etter utførte felt- og laboratorieundersøkelser.

Karl Terzaghi (Figur 3, [14]) regnes som geoteknikkens far etter han la grunnlaget for moderne geoteknikk da han publiserte boken *Erdbaumemechanik* i 1925 [15, s. 2]. Siden den gang har faget vært gjennom en enorm utvikling [13, s. 7]. Likevel er det vanskelig å si med sikkerhet hvordan jorden faktisk vil oppføre seg når den utsettes for krefter. Jord skiller seg fra vanlige faste byggematerialer som stål, tre og betong, som generelt har få materialtekniske egenskaper i byggeteknisk sammenheng [13, s. 13]. Dette fordi jord er et trefaseelement som består av et kornskjelett, vann og luft, og det er forholdet mellom disse elementene som vil bestemme jordas materialtekniske egenskaper.



Figur 3 – Professor Karl Terzaghi [14].

Noen ganger er jordforholdene på stedet i en slik sammenfatning at det ikke er mulig å ta jordprøver. Dette gjelder for eksempel på steder hvor man finner jord av ensgradert kornfordeling, som betyr at det består nærmest utelukkende av kornfraksjoner av

samme korndiameter. Mangelen på andre kornfraksjoner gir store tomrom mellom kornene og gjør jorden inkompressibel, da kornene vil rulle på hverandre uten å finne en stabil posisjon [13, s. 21]. Det er nettopp denne egenskapen som gjør at jordprøver tatt i slike jordforhold vil falle fra hverandre når de hentes ut. I tillegg til utfordringer ved prøvetaking enkelte steder, er skillet mellom lag i grunnen og dybden til dette skillet generelt uklart definert [16, s. 32].

Forutsetningene for bæreevne og setningsgrunnlag bygger på laboratorieprøver fra jordprøver tatt på stedet. Manglende eller dårlige jordprøver øker behovet for antakelser i de geotekniske utregningene. Med økt andel antakelser vil også påliteligheten og nøyaktigheten av setningsberegninger reduseres.

2.2 SETNINGER

Aarhaug forklarer at enhver lastendring på et kompressibelt materiale medfører deformasjon [13, s. 121]. Denne deformasjonen kalles setninger i geoteknisk sammenheng, da jorden presses sammen og «setter seg». I denne rapporten vil Bybanen medføre lastendringer som vil gi grunnlag for setninger.

Man skiller mellom to typer setninger - totalsetninger og differensialsetninger [13, s. 122]. For å kunne si hvor store totalsetninger som vil forekomme i et område, er det ifølge Aarhaug tre faktorer man må vite noe om:

1. Lastens størrelse og utstrekning
2. Hva slags jordart som er i grunnen og dens egenskaper, for eksempel grus, sand, leire osv. Her vil også grunnvannstanden påvirke jordas egenskaper, og dermed også påvirke setningens størrelse
3. Hvor dypt det er til fjell, dvs. hvor stor tykkelse av materialet som vil deformeres. Stor dybde vil gi større setninger

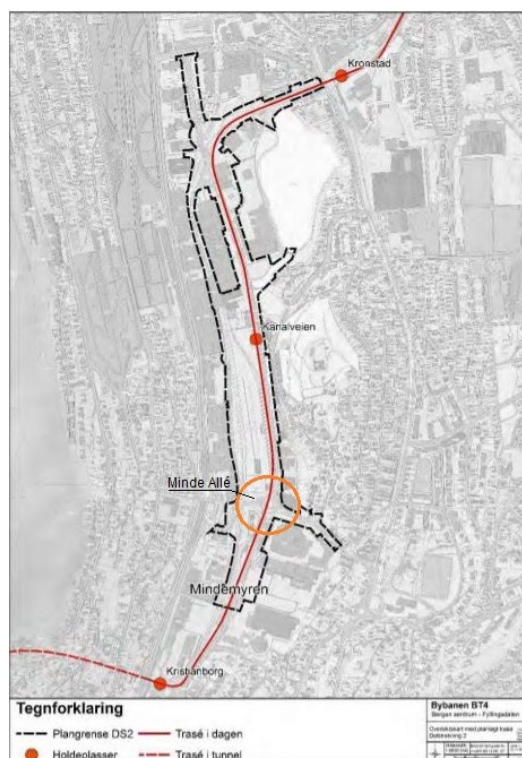
Differensialsetninger oppstår dersom disse faktorene varierer over lengre strekninger. Da snakker man om setningsforskjeller. Store setningsforskjeller kan medføre skader på konstruksjoner og byggverk [13, s. 124].

3 UTGANGSPUNKT

Som nevnt innledningsvis skal denne oppgaven omhandle delstrekning 2. Delstrekningen er ca. 1,5 km lang og går i dagen langs eksisterende jernbanespor langs Solheimsvannet, deretter gjennom Kanalveien fram til NRK-bygget [17, s. 13]. Delstrekningen er planlagt som vist i Figur 4.

Bybanen skal hovedsakelig følge Kanalveien, som er et større industriområde med mye tungtrafikk i umiddelbar nærhet til Bergen sentrum. Banen skal ifølge rapporter utarbeidet av konsulenter følge dagens terrenghøyde som varierer mellom 15 og 21 moh. [18]. Rapporten fastslår at gjennomsnittlig terrenghøyde i delstrekningen er 19 moh.

Utrekninger tar kun hensyn til banelegemet, da trafikklast fra kjøretøy ved siden av banen vil variere ut ifra kjørefeltens avstand til banen.



Figur 4 – Kart over delstrekning 2 [17]. Kartet er påført tegn for å illustrere sted i teksten.

3.1 GRUNNFORHOLD

Ifølge en rapport utarbeidet av konsulenter består det øverste jordlaget langs Kanalveien av tilførte fyllmasser av sprengstein med noe grus og sand [18]. Videre står det at disse fyllmassene har opptil 4 meter mektighet ved Solheimsvannet, som skyldes utfylling i innsjøen på vestsiden. Samme rapport konkluderer med at laget under fyllmassene består av naturlige masser som karakteriseres som en blanding av sand og grus, og torv. Rundt krysset mellom Minde Allé og Kanalveien finnes det ifølge rapporten en betydelig mengde ren torv. Her er andelen organisk materiale >30%, mens det utenfor dette området er mellom 3 - 30%. Videre står det at det ble registrert et lag over berggrunnen som trolig er glasial morene.

For å begrense omfanget av denne rapporten, er lagfordelingen i grunnen antatt lik langs hele delstrekningen. Dette vil gi relativt store avvik fra virkeligheten, men vil forenkle sammenligningen av de ulike grunnforsterkningsmetodene som vurderes.

Videre benyttes lagfordelingen i Figur 5 som utgangspunkt for beregninger og prising.

Med utgangspunkt i ett tverrsnitt, blir utregning av differensialsetninger ikke mulig å utføre. Krav til differensialsetninger vil derfor bare vurderes kort i kap. 3.4. Eventuelle tiltak mot differensialsetninger blir likevel inkludert der det er nødvendig, men de vil ikke bygge på geotekniske utregninger.

| Soil profile 2 (lower bound, 'fair' profile), chainage 4750 to 5075 | | | | | | | |
|---|------------------------|--------|-------------------------------|------------------|----------|------------|--------|
| Layer | Levels (actual levels) | | Soil parameters | | | | |
| | Top | Bottom | γ (KN/m ³) | Attraction (Kpa) | c' (kPa) | ϕ (o) | E(Mpa) |
| Crushed rock with sand | 19.5 | 17.0 | 19 | 0 | 0.1 | 38 | 80 |
| Organic rich sand/gravel | 17.0 | 15.5 | 17 | 0 | 0.1 | 31 | 10 |
| Peat (very sandy/gravelly) | 15.5 | 14.5 | 15 | 2.5 | 1 | 20 | 1 |
| Bergen clay, or moraine | 14.5 | | 19 | 30 | 20 | 38 | 100 |
| Bedrock | | | 27 | 700 | 500 | 35 | 999.9 |

Figur 5 – Antatt lagfordeling på Mindemyren [18].

3.2 GRUNNVANNSTAND

Under prosjekteringen av delstrekning 2 har Bybanen Utbygging etablert 6 grunnvannstasjoner for å måle grunnvannstand i Mindemyren. Her er det utført målinger i minst 6 og opp til 39 måneder [18].

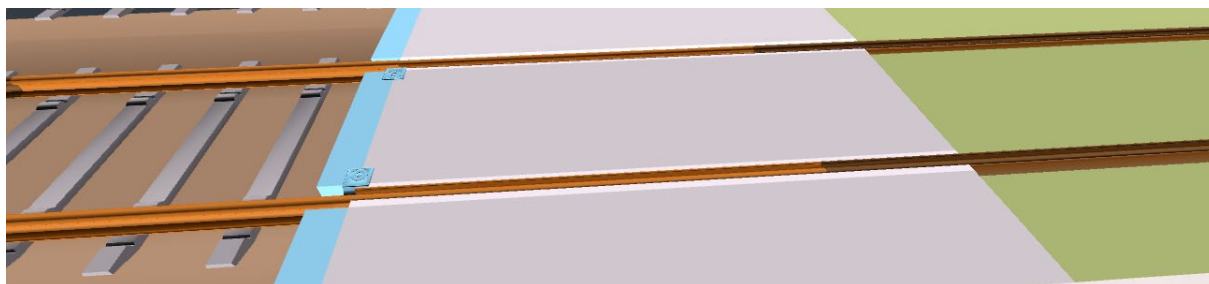
| Nummer målingspunkt | 2021 | 2306 | 2232 | 2087 | 2103 | 2031 |
|--|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Nordlig breddegrad | 6698178 | 6697874 | 6697388 | 6697191 | 6697008 | 6696894 |
| Østlig lengdegrad | 298364 | 298459 | 298502 | 298439 | 298356 | 298184 |
| Terrengoverflate [moh.] | 19.67 | 18.30 | 19.60 | 18.47 | 17.66 | 25.52 |
| Startdato for målingene | 07.10.15 | 04.01.18 | 12.12.16 | 08.02.17 | 25.11.15 | 07.10.15 |
| Antall målinger | 85110 | 46 | 78 | 23 | 83 | 79 |
| Gjennomsnittlig grunnvannstand μ [moh.] | 17.22 | 17.15 | 16.34 | 16.62 | 15.08 | 21.24 |
| Standardavvik, σ [m] | 0.45 | 0.14 | 0.48 | 0.41 | 0.20 | 0.07 |
| Maks. beregnet grunnvannstand ($\mu + 3 \cdot \sigma$) | 18.58 | 17.57 | 17.78 | 17.84 | 15.67 | 21.45 |
| Maks. beregnet grunnvannstand | 1.09 | 0.73 | 1.82 | 0.63 | 1.99 | 4.07 |

Figur 6 – Grunnvannstand (nord til sør); inkludert målinger til 03.01.2019 [18].

Figur 6 presenterer resultatene av grunnvannsmålingene fra grunnvannstasjonene i Mindemyren. På grunn av relativt lav målingshyppighet er maksimal vannstand beregnet etter formelen under som gir 99,7% statistisk sikkerhet:

$$\text{gjennomsnittlig grunnvannstand} + 3 \cdot \text{standardavvik}$$

Figur 7 viser typisk profil for Bybanen fundamentert på løsmasser. Ettersom mesteparten av banesporene i delstrekning 2 skal være nedsenket, skal traubunnen være min. 1200 mm under SOK (overkant spor) med 3% tverrfall [21]. Figur 8 viser hvordan nedsenket spor ser ut sammenlignet med tradisjonelle ballastspor.



Figur 8 – Ballastspor til venstre og nedsenket spor til høyre [22].

3.4 KRAV

Delstrekning 2 bygges omtrent i dagens terrengnivå, og man regner derfor med at det ikke tilføres noen ny last på terrenget sett bort ifra selve banelasten [21]. Likevel gir den nye banelasten grunnlag for setninger. Derfor er krav til maksimalt tillatte setninger hentet fra konsulentrapporter og lagt inn som Figur 9. Kravene i figuren gjelder samlet for banens overbygning og underbygning. Disse kravene er førende for metodene som skal utgreies videre i denne rapporten. I denne rapporten ses det kun på totalsetninger for banens underbygning. Totalsetninger i overbygningen blir marginale i forhold til i underbygningen, da overbygningen bygges av svært godt materiale som skal komprimeres etter strenge krav.

| År fra drift | Tillatt setning (uavhengig av sportype) | Sportype | Tillatt differansesetning |
|--------------|--|-------------|---------------------------|
| 0 – 1 år | 20 mm | Ballastspor | 20 mm /6 m (1/300) |
| 0 – 2 år | 30 mm | Betongspor | 2 mm/40 m (1/2000) |
| 0 – 5 år | 50 mm | | |

Figur 9 – Anbefalte krav for setninger [21].

I tillegg til ovenfornevnte krav, viser TEK17 til at «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe» [23]. Dette betyr at tiltakene må vurderes ut ifra hvorvidt de påvirker omgivelsene negativt, samtidig som en trygg løsning sikres. Dette gjelder særlig i forbindelse med krav i Figur 9, som skal sikre at banevognene ikke sporer av på grunn av setningsproblemer.

4 METODER FOR GRUNNFORSTERKNING

Dette kapittelet vil gjennomgå hvilke grunnforsterkningsmetoder som er vurdert og hvorfor de er tatt med videre eller forkastet. V221 forklarer grunnforsterkning som tiltak for å unngå deformasjoner eller glidninger ved dårlig grunn som kan skyldes setninger eller grunnens stabilitet [24, s. 17]. Valg av aktuelle metoder vil avhenge av pris og tidsmessige forhold, samt av grunnforhold i delstrekning 2.

4.1 FORBELASTNING MED GEONETT

Forbelastning er en av de eldste metodene for å framskynde setninger, og prinsippet er i grunn enkelt og rimelig [24, s. 20-21]. Metoden går ifølge V221 ut på å «... belaste grunnen midlertidig til en høyere spenning enn det den permanente belastningen vil medføre» [24, s. 20]. Grunnen komprimeres, og restsetningene etter at konstruksjonen er på plass vil bli mindre som følger av dette. Forbelastning er en tidkrevende prosess som må planlegges godt i forkant, og det er ikke gitt at setningene blir slik som regnemodellene tilsier. Dette er mye på grunn av usikkerheten spesielt tilknyttet torvmasser [24, s. 21]. Setningsforløpet etter utlegging av en forbelastning er umulig å fastslå nøyaktig. Derfor er setningsmålinger avgjørende for å vite når forbelastningen kan fjernes.

V221 forklarer at størrelsen på forbelastningen og hvor lenge den ligger er utslagsgivende for hvor store setninger som kommer av den [24, s. 20]. Videre står det at større forbelastning gir kortere setningsforløp slik at forbelastningen kan fjernes tidligere. I V221 nevnes det også at forbelastning kan kombineres med andre tiltak for å redusere setningsforløpet, deriblant vertikale dren og kalksementpeler.

Selv om metoden med forbelastning tar utgangspunkt i homogene grunnforhold (kap. 3.1), kan det være nødvendig med jordarmering på delstrekningen. Innstallering av jordarmering vil motvirke differensialsetningene betydelig, selv om totalsetningene ikke reduseres. På bakgrunn av dette blir forbelastning med geonett som armering tatt med som en aktuell løsning videre.

4.2 FULLSTENDIG MASSEUTSKIFTNING

Masseutskiftning går ifølge V221 ut på å «... fjerne løsmasser som ikke har tilstrekkelig bæreevne som fundament for vegfyllinger og andre vegkonstruksjoner, og erstatte disse med masser som har tilstrekkelig bæreevne» [24, s. 32]. Man bytter altså ut eksisterende masser med nye friksjonsmasser, vanligvis sprengstein. Ved å tilføre friksjonsmasser minsker man setningspotensialet og får mindre totalsetninger. Videre i V221 blir det poengtert at metoden kan være kostnadseffektiv dersom det finnes deponier i nærheten av prosjektet som reduserer transportavstander. Dybden på massene som skal skiftes ut er likevel avgjørende for de totale kostnadene ved metoden [13, s. 193].

Metoden er ifølge håndboken aktuell for torv- og humusholdige masser. Med humusholdige masser menes masser med høyt organisk innhold [25]. Mindemyren har flere lag med av slike masser, noe som gjør at metoden tas med til vurdering videre i rapporten.

4.3 PELING

Peling er ifølge Aarhaug en form for dypfundamentering som benyttes ved lite bæredyktig jord [9, s. 178]. Videre forklares det at laster fra konstruksjoner overføres gjennom pelere til bæredyktige materialer, som for eksempel fjell eller hard morene.

Siden pelefundamentering overfører lastene til faste materialer, vil man ifølge Aarhaug få svært små setninger ved bruk av metoden [13, s. 163]. Han nevner likevel at man må beregne deformasjonene som kommer av materialene under pelene i tillegg til pelenes elastiske deformasjoner.

Peling er valgt metode for grunnforsterkning av delstrekning 2. Her skal stålkjernepeler brukes til fundamentering av banen (Figur 10).

Andre grunnforsterkningsmetoder og vurderingen av disse sammenlignes med peling i denne rapporten, da peling er valgt metode.



Figur 10 – Foringsrør til stålkjernepeler ved Minde Allé. Eget foto.

4.4 KALKSEMENTPELER

Kalksementpeler er ifølge V221 en grunnforsterkningsmetode som benytter seg av den kjemiske reaksjonen mellom kalk og sement, og jord til å øke skjærfastheten og stivheten til jorden [24, s. 113]. Videre er det presisert at det ikke er snakk om peler i ordets egentlige betydning, da kalksementpeler ikke tar strekk- og bøyepåkjenninger.

Kalksementpeler benyttes til å forbedre bæreevnen til bløt og sensitiv leire, og etableres ved at en borerigg borer ned i jorden og sprøyter ut kalk og sement på veg opp [24, s. 113]. Dette danner søyler med forbedret jord i forhold til omkringliggende masser. Søylene dannes når temperaturen i jorda økes, og vanninnholdet i jorda minker ettersom det forbrukes i den kjemiske reaksjonen. Samtidig skjer et ionebytte mellom leirmineralene og kalsium som bygger opp større partikler. Dette gir leiren en grovere struktur, og dermed bedre bæreevne [24, s. 116].

Borprøvene tatt på Mindemyren viser lite leiravsetninger i grunnen. Denne rapporten tar derfor utgangspunkt i et tverrsnitt uten leire (se kap. 3.1). Ettersom kalksementstabilisering benyttes til å stabilisere bløt og sensitiv leire, er metoden ikke tatt med som et alternativ videre i denne rapporten.

4.5 GRUNNFrysING

Grunnfrysing er fra V221 en grunnforsterkningsmetode som ved innførsel av et frysemiddel, fryser grunnvannet til is [24, s. 162]. Det forklares at frysemiddelet kjøler ned grunnvannet i jorden ved hjelp av fryserør. På denne måten vil jorden bli hard og stabil så lenge den er frossen. Videre bemerker håndboken at metoden gir midlertidig styrke til jorden, vanligvis under byggefasen for vegprosjekter. Over tid vil grunnen tine og jorden vil miste de egenskapene som frysingen gav den og det kan oppstå «tinesetninger». Opptiningen kan derfor føre til setninger lenge etter frysingen tok til. Dette må tas hensyn til da det kan føre til skader på nærliggende konstruksjoner.

Metodens midlertidige karakter gjør at løsningen ikke blir vurdert videre i denne rapporten.

5 BEREGNINGER

Dette kapittelet vil dokumentere hvordan beregninger for rapporten er gjennomført. Det begynner med beregninger for spenningsspredning og setninger, før totalsetninger, kostnader og fremdrift for hver av metodene blir forklart

5.1 SPENNINGSSPREDNING VED STEINBRENNERS METODE

Dette kapittelet forklarer hvordan beregningene i Vedlegg 1 er utført.

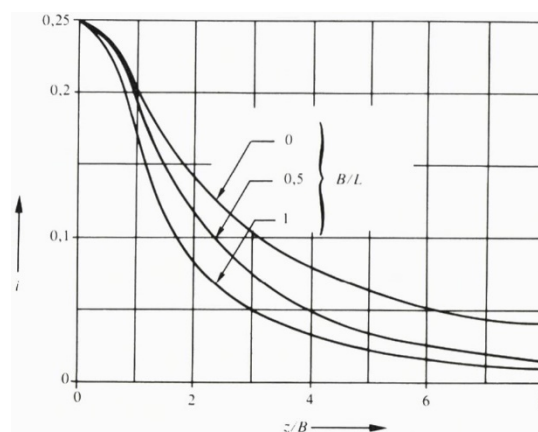
Aarhaug presiserer i *Geoteknikk og fundamenteringslære: 1* at dersom en tilleggslast er av begrenset utstrekning, slik som Bybanen, vil tilleggsbelastningen nedover i jorden avta etterhvert som avstanden til tilleggslasten øker [13, s. 89]. Grunnen til dette er at jorden har evne til å spre lastene over et større areal nedover i jorden. Aarhaug forklarer også at tilleggsspenningene $\Delta\sigma$ er størst i senterlinjen under lasten, og avtar mot null når man nærmer seg ytterkanten av lastens utstrekning. I denne rapporten antas det lik spenning langs hele lastens utstrekning i samme dybdemeter. Videre antas spenningsspredningen nedover i løsmassene med en helning på 2:1.

Spenningsspredningen for torvlaget antas, i likhet med de andre lagene, med en helning på 2:1 fordi ovenforliggende sandholdig lag trolig har gitt økt innhold av friksjonsmateriale (sand) i torven. Dette gjør at spenningsspredning også vil skje i torvlaget, men med mindre helning enn for de overforliggende lagene. Dette tas imidlertid ikke hensyn til i denne rapporten, da dette har liten innvirkning på resultatene.

Spenningsspredning fra bybanelastene og forbelastningen er beregnet ved hjelp av Steinbrenners metode. Steinbrenners metode gjelder i utgangspunktet for et punkt under lastens hjørne [13, s. 173]. Metoden kan likevel brukes for å gjelde et hvilket som helst punkt under en last ved å dele den opp i lastflater. Læreboken oppgir formelen for tilleggsspenninger slik:

$$\Delta\sigma = q' \cdot i \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

hvor i bestemmes av $\frac{B}{L}$ og $\frac{z}{B}$ som i Figur 11.
 q' er tilleggslasten på terrengoverflaten.



Figur 11 – Beregning av tilleggsspenninger (etter Steinbrenner) [13].

5.1.1 SPENNINGSPREDNING FRA BYBANELAST

For å regne ut dimensjonerende last fra Bybanen i Vedlegg 1A, er det valgt å se på tilfellet hvor to bybanevogner står oppstilt ved siden av hverandre. Banelast fra én vogn er omtalt i kap. 3.3.

Ved hjelp av Steinbrenners metode er det sett på tilleggsspenninger i punkt R og P i Figur 12. Punktene ligger midt på hver sin vogn over sporet nærmest den andre vognen. Dette betyr at jorden under hvert punkt blir påvirket av to lastflater, én fra hver halvdel av vognen over punktet. Tilleggslasten fra begge vognene summeres midt mellom punkt R og P. Dette sammenlignes med tilleggslasten midt under én vogn, som blir påvirket av fire lastflater, for å se på hvilken situasjon som gir grunnlag for størst setninger.

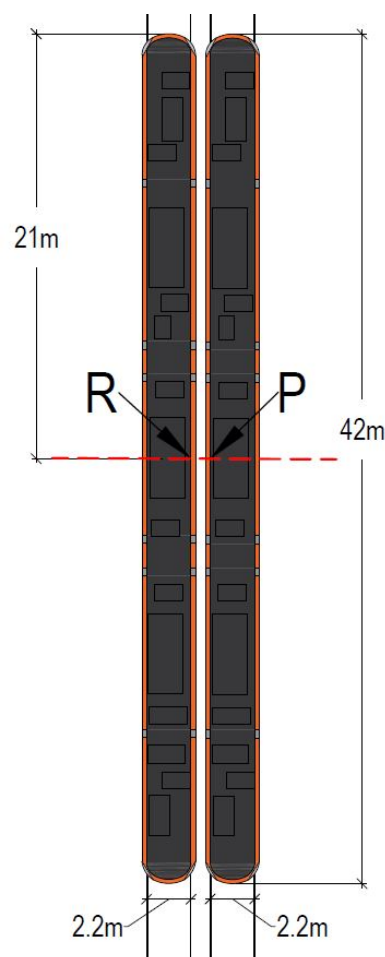
I utregningen for i til tilleggslasten under bybanevognene blir:

$$\frac{B}{L} = \frac{2,2 \text{ m}}{42 \text{ m}} = 0,05 \approx 0$$

Det lave forholdet mellom bredde og lengde på tilleggslasten gjør at man må følge den øverste linjen i Figur 11.

I Vedlegg 1A kan man se at dimensjonerende last for bybanevognene er like stor uavhengig om man ser på lasten midt mellom to banevogner, eller lasten under én banevogn. I realiteten stemmer ikke dette helt fordi tilleggsspenningene egentlig er størst i senterlinjen under lasten og avtar i bredden med avstand til senterlinjen.

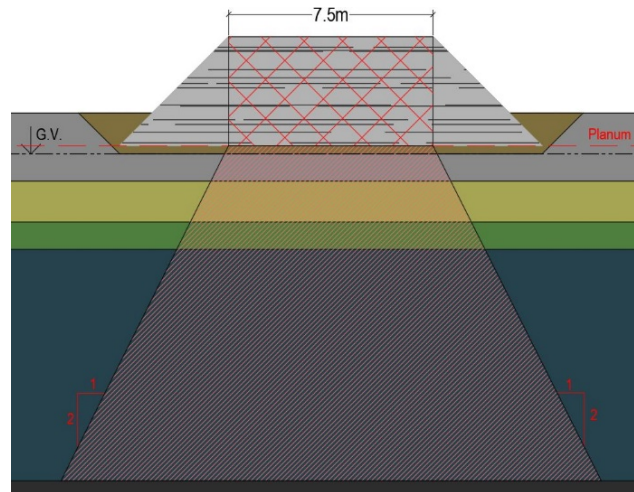
Ettersom beregning av tilleggsspenninger fra to banevogner bygger på antagelsen om at lastpåkjenningen midt mellom punkt R og P er lik som for rett under banesporene, vil tilleggsspenningene her egentlig være mindre enn oppgitt i vedlegget. Det er derfor grunn til å tro at dimensjonerende bybanelast ikke vil være større enn for rett under én banevogn og at tilleggsspenningene fra én banevogn vil være dimensjonerende bybanelast.



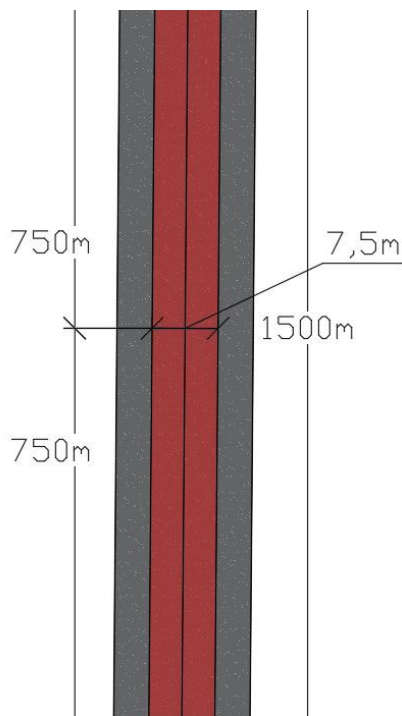
Figur 12 – To bybanevogner sett ovenfra med snitt midt på vognene.

5.1.2 SPENNINGSPREDNING FRA FORBELASTNINGEN

I utregningen av Vedlegg 1B, ble forbelastningen sett på som en last fordelt over 7,5 meter som vist i Figur 13. Bredden er satt for å dekke et område større enn sporbredden ($\geq 6,2$ meter). Her ser man at tilleggslasten ekskluderer de støttende sidemassene som i realiteten vil ha positiv innvirkning på jordens setningsforløp.



Figur 13 – Spenningspredning fra forbelastningen.



Figur 14 – Forbelastningens fire lastflater (i rødt) sett ovenfra.

Tilleggsspenningen under sporene antas lik som midt under forbelastningen på grunn av dens store utstrekning. Dermed regnes det med at tilleggslasten påvirkes av fire lastflater som vist i Figur 14.

I utregningen for i til tilleggslasten under forbelastningen blir:

$$\frac{B}{L} = \frac{3,75 \text{ m}}{1500 \text{ m}} = 0,0025 \approx 0$$

Dette gjør at man, som for banevognene, må bruke den øverste linjen i Figur 11 ved utregning av tilleggslast for forbelastningen.

5.2 FREMGANGSMÅTE FOR BEREGNINGER

Dette kapittelet forklarer hvordan beregningene i Vedlegg 2 – 5 er utført.

5.2.1 SETNINGSBEREGNINGER

Setningsberegningene i Vedlegg 2 tar utgangspunkt i grunnforhold og grunnvannstand fra kap. 3.1 og 3.2. Beregningene er delt inn i før og etter lastpåkjenning fra Bybanen og forbelastningen. Det er gjort utregninger for hver halvmeter, noe som er bestemt etter presisjonen på tilgjengelig data. Dermed ser man på horisontale snitt i jorden med en halv meters avstand.

Vertikalspenning før lastpåkjenning, σ_0 , regnes ut ved å multiplisere tyngdetettheten til materialene, γ , med dybden z : $\sigma_0 = \gamma \cdot z$. Tyngden til massene over snittet i den dybden man ser på, summeres slik at man alltid har den totale lasten fra overliggende jord.

Poretrykket, u , virker fra grunnvannstand og øker lineært med dybden. Formelen er $u = \gamma_w \cdot z_w$, hvor z_w er dybde under grunnvannstand og tyngdetetthet for vann, γ_w , er antatt lik 10 kN/m^3 . u gir hvor mye spenning grunnvannet bærer.

Effektiv vertikalspenning før last, σ'_0 , regnes ut ved hjelp av formelen: $\sigma'_0 = \sigma_0 - u$, og viser hvor mye spenning som virker mellom kornene i jorden. Videre er σ'_0 avgjørende for hvor store setninger man vil få av banelasten og forbelastningen.

Utregninger for tilleggsspenningen, $\Delta\sigma$, som kommer av enten bybanelasten eller forbelastningen, er vist i henholdsvis kap. 5.1.1 og 5.1.2. Disse verdiene blir lagt sammen med effektiv vertikalspenning før last og man får effektivspenninger etter lastpåkjenning, σ' .

De totale vertikalspenningene etter lastpåkjenning, σ , blir da: $\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma$ og viser hvor store spenninger som virker på grunnen.

Ved beregning av deformasjonsmodulen M , settes m inn i en av formlene fra tabell 2 på neste side. Hvilken av de tre regnemodellene i tabellen som brukes, bestemmes av spenningsekspONENTEN a . a for de ulike lagene i grunnen gis en verdi fra 0 til 1 ut ifra hvor plastisk eller elastisk jorden er [13, s. 136]. Verdien 0 indikerer at jorden er plastisk, mens verdien 1 gir elastisk jord.

Modultallet, m , for materialene er basert på tall fra O. R. Aarhaugs *Geoteknikk og Fundamenteringslære: 1*. I boken foreslår Aarhaug $m \approx 1\ 000$ for fast morene [13, s. 142-145]. Dette tallet er valgt å benytte i utregningene for Bergensmorene. Videre foreslår Aarhaug $m \approx 200 - 500$ for middels fast til fast lagret sand. For organisk rik sand/grus, velges $m = 200$, da jordlaget er fast lagret, men organisk rikt og dermed i det nedre sjiktet i intervallet. For jord av knust stein med sand, settes $m = 300$, da jordlaget er fast lagret samtidig som det inneholder mye sand. Dette tallet er usikkert, da forholdet mellom sand og grus er ukjent. Det er mulig at jordlaget er mer velgradert enn det som er antatt i denne rapporten, og at det av denne grunn kan ha høyere modultall. Et høyere modultall i dette laget, ville ha gitt mindre setninger enn beregningene i denne rapporten tilsier. $m = 500$ kan ifølge Arne Instanes, professor i geoteknikk på Høgskulen på Vestlandet, benyttes for komprimert sprengstein på generell basis [26]. Ettersom det ikke er funnet noe mer konkret data for dette i konsulentrapportene, benyttes $m = 500$ for komprimert sprengstein i beregningene i denne rapporten.

Aarhaug oppgir at $a = 1,0$ for myr med små tilleggslaster [13, s. 141]. Siden det her er snakk om store tilleggslaster på forholdsvis 55 og 72 kN/m², er det valgt å se bort ifra dette og bruke $a = 0,5$ for torvlaget. Bakgrunnen for dette bygger på at ovenforliggende lag består av sand og grus, som høyst sannsynlig har infiltrert torvlaget og påvirket dets materialegenskaper.

$m = 1$ for torv i de tilfeller hvor $a = 1,0$, og torvlaget ligger som øverste lag i grunnen [13, s. 143]. Dette er ikke tilfellet for delstrekning 2, der torvlaget er belastet med stein- og sandmasser med rundt 4 m mektighet. Det er derfor valgt å foreta en parametervurdering for konstantenes innvirkning på totale setninger i kap. 8.1.1. Modultall for jordlagene er oppsummert i tabell 2.

Tabell 2 - Regnemodeller for deformasjonsmodul og tøyning.

| Materiale | SpenningsekspONENT a | Modultall m | Deformasjonsmodul M | Tøyning ε |
|------------------------|---------------------------|------------------|---|--|
| Bergensmorene | 1,0 | 1 000 | $M = m \cdot \sigma_a$ | $\varepsilon = \frac{\Delta\sigma'}{M}$ |
| Knust stein med sand | 0,5 | 300 | $M = m \cdot \sqrt{\sigma' \cdot \sigma_a}$ | $\varepsilon = \frac{2}{m} \left(\sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_a}} - \sqrt{\frac{\sigma'_0}{\sigma_a}} \right)$ |
| Organisk rik sand/grus | | 200 | | |
| Komprimert Sprengstein | | 500 | | |
| Torv | | 5 | | |

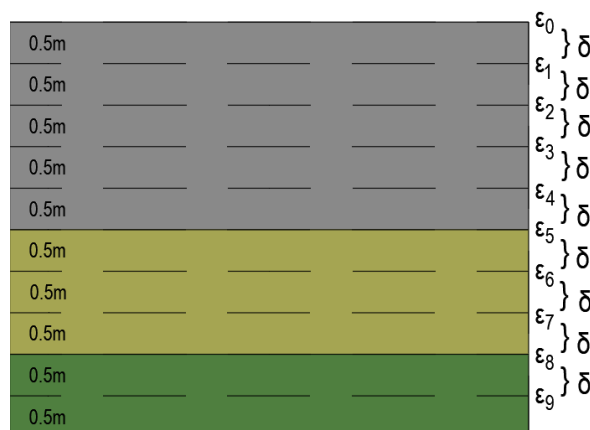
Tabellen er basert på innhold i *Geoteknikk og fundamenteringslære: 1* [13, s. 155]. Materialene er byttet ut med lag i grunnen fra kap. 3.1, og plassert der de passer best inn sammenlignet med materiale i læreboken.

Tøyningen, ε , er funnet som prosentandel deformasjon for hver halvmetre ved å bruke formler fra tabell 2.

Setningene, δ , regnes ut ved hjelp av formelen under:

$$\delta (mm) = \left(\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_1}{2} \% \cdot \frac{1}{2} m \right) \cdot \frac{1}{100} \% \cdot 1000mm$$

Formelen gir totale setninger for hver halvmetre dybde i jorden. Man ser på et horisontalt snitt i jorden og det ovenforliggende snittet som vist i Figur 15. Begge snittene har en forventet tøyning, slik at den totale tøyningen mellom snittene blir gjennomsnittet av disse. Deretter omgjøres enhetene slik at man står igjen med forventede setninger i millimeter for den halvmeteren.



Figur 15 – Modell for beregning av setninger.

5.2.2 KOSTNADS- OG FREMDRIFTSBEREGNINGER

Beregninger for kostnads- og fremdriftsestimater er gjort i Excel med bakgrunn i priser fra beskrivelser og enhetstider fra Holteportalen. Priser fra beskrivelsene er sladdet etter ønske fra entreprenørene. Forklaring av utgangspunkt for hver av de ulike arbeidsoperasjonene er vist til i Vedlegg 3C.

Det antas lik tidsbruk og kostnader for rydding av anleggsområdet før grunnforsterkende tiltak uansett metode, selv om dette i realiteten vil variere. Rydding inkluderer fjerning av vei og fortau, flytting av vann- og avløpsledninger, strømledninger og annen infrastruktur, fjerning av gatelys, osv.

Det er viktig å merke seg at det kun er de antatte unike kostnadene for hver av metodene som blir prissatt. Det betyr for eksempel å estimere masser som må graves ut og gjenfylles ved masseutskifting kontra forbelastning og peling.

Til kostnadsberegninger tas det utgangspunkt i enhetspriser basert på beskrivelser fra D12 og D14 (forholdsvis delstrekning 1 og 2). Total kostnad for alternativene er sammenlagt av summen for alle arbeidsoperasjonene og en reserve på 15%. Tillegget skal ta høyde for uforutsette ekstrakostnader.

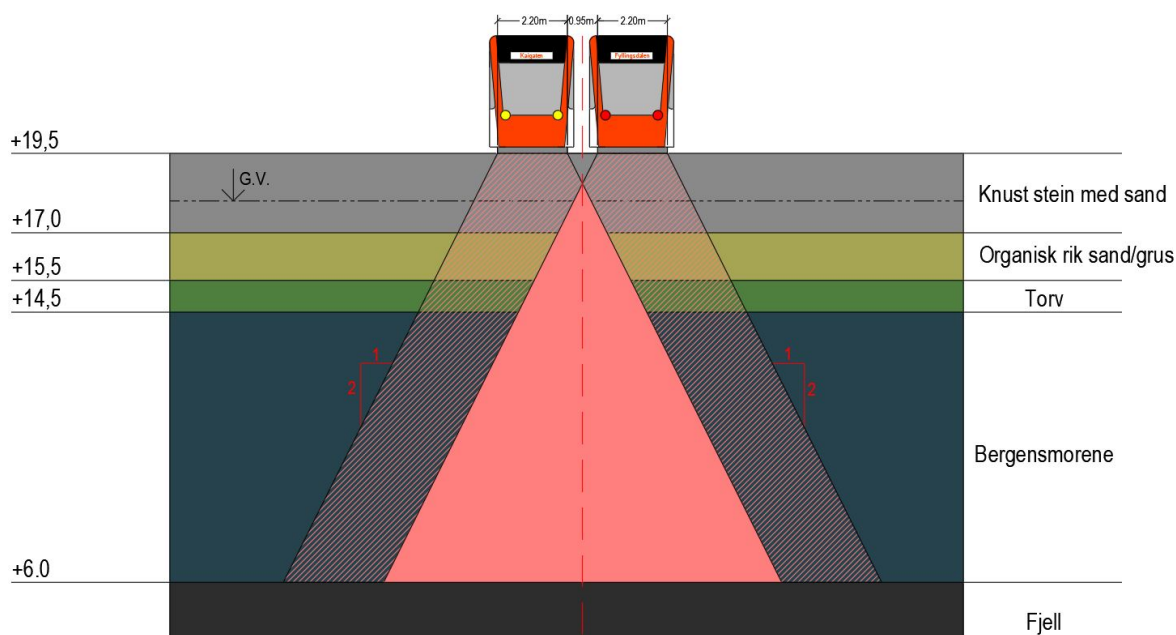
For tidsestimatene er det tatt utgangspunkt i postene fra *Kalkulasjonsnøkkelen* som ligner mest på arbeidsoperasjonene. Tiden deles på antall steder hvor det kan arbeides med samme arbeidsoperasjon samtidig, og antall arbeidere der det er gjeldende. Denne rapporten tar utgangspunkt i 10,5-timers arbeidsdager, basert på samtale med entreprenør for D12.

Tidsestimatet blir deretter omgjort til antall uker for hver arbeidsoperasjon, for å kunne føres inn i en enkel fremdriftsplan (Vedlegg 4). Der er det gjort vurderinger av hvilke operasjoner som kan pågå samtidig og hvilke som er avhengige av hverandre.

Til slutt er det laget beskrivelser for hver av metodene for å forklare hva de ulike operasjonene innebærer (Vedlegg 5).

5.3 UTEN GRUNNFORSTERKENDE TILTAK

Det er gjort beregninger i Vedlegg 2A for hvilke setninger som kommer av banelasten dersom det ikke blir gjort grunnforsterkende tiltak under banetraséen. Dette er gjort for å kunne si noe om grunnforholdene i dag og bruke resultatet som referanse senere i rapporten.



Figur 16 – Grunnforhold og spenningsspredning av Bybanen uten tiltak.

Tverrsnittet er som vist i Figur 16, med grunnforholdene fra kap. 3.1 og 3.2. Videre er banelasten slik som i Vedlegg 1A. Foruten tilleggsspenningene som kommer av banen, vil det også være vertikalspenninger fra jorden og poretrykk fra grunnvannet.

5.3.1 SETNINGER

De 2,5 øverste meterne består av knust stein med sand med middels høyt modultall. Disse lagene blir lite påvirket av vertikalspenninger fra jorden, men får derimot større lastpåkjenninger fra banen. Sammenlagt vil σ' likevel øke nedover i jorden, da økningen av jordtrykk er betydelig større enn reduksjonen av banelasten. Under øverste lag i grunnen er det 1,5 m med organisk rik sand/grus som har lavere tyngdetetthet og modultall. Setningene i dette laget er likevel i samme størrelsesorden som laget over, ca. 1 mm for hver halvmeter.

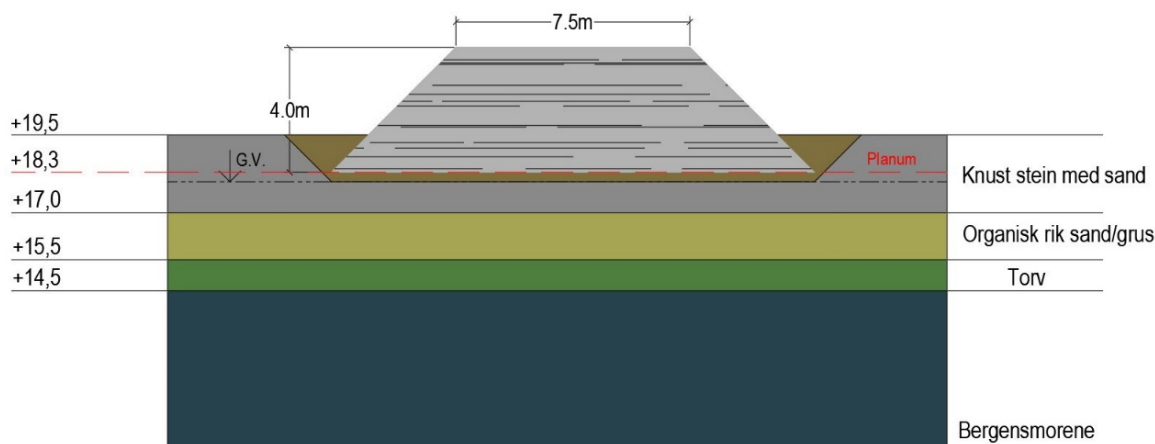
Torvlaget er det mest krevende og usikre laget i grunnen. Dette er fordi den svært lave modultallverdien har mye å si for setningene som er nesten 40 ganger så store som for overliggende lag. De neste 8,5 m med bergensmorene har svært høyt modultall, og setter seg med ca. 0,1 mm for hver halvmeter.

På grunn av usikkerheten rundt setningsberegninger av jord med høyt organisk innhold, er det valgt å gjøre en parametervurdering for torvlaget i kap. 8.1.1. Her skal forsøk med ulike modultall for torven sammenlignes for å tydeliggjøre betydningen dette har for de totale setningene.

5.4 FORBELASTNING MED GEONETT

Dette delkapittelet følger fremgangsmåtene for beregninger i kap. 5.2, hvor tilleggsspenning fra forbelastningen er som i Vedlegg 1B.

Forbelastningen skal ha overhøyde 4 m, være 7,5 m bred i overkant av forbelastningen og ha skråningshelling 1:1 slik som i Figur 17. Den blir plassert på planum 1,2 m under dagens terrengnivå.



Figur 17 – Forbelastning plassert på planum.

5.4.1 SETNINGER

For setningsberegningene av forbelastningen vises det til Vedlegg 2B. For at forbelastningen skal ha effekt som et setningsreduserende tiltak, må den virke på grunnen med en større kraft enn bybanelasten. Etersom bybanelasten påvirker terrenget med en tilleggslast $\Delta\sigma = 55 \text{ kN/m}^2$, må forbelastningen ha overhøyde på rundt 3 m ifølge tabell 3. Denne høyden vil medføre lang belastningstid og kan forlenge anleggsperioden. En forbelastning med overhøyde over minimumskravet, vil kunne gi kortere setningsforløp. På bakgrunn av dette er samtlige beregninger gjort med forutsetning av 4 meter overhøyde på forbelastningen.

Tabell 3 – Spenninger fra forbelastning ved ulik overhøyde.

| Høyde <i>m</i> | Materiale | Tyngdetetthet, γ (kN/m^3) | Tilleggslast, q (kN/m^2) |
|-------------------|-------------------------|--|--|
| 1 | Løst lagret sprengstein | 18 | 18 |
| 2 | Løst lagret sprengstein | 18 | 36 |
| 3 | Løst lagret sprengstein | 18 | 54 |
| 4 | Løst lagret sprengstein | 18 | 72 |
| 5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 90 |

Materialet for forbelastningen er valgt til løst lagret sprengstein, da det er god tilgang til dette i forbindelse med tunneldriving i byggetrinn 4. Løst lagret sprengstein er antatt med tyngdetetthet $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

5.4.2 KOSTNADER OG FREMDRIFT

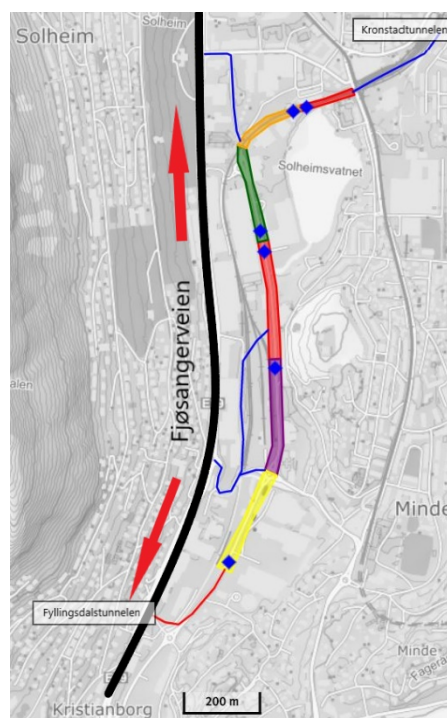
Forventede kostnader og tidsbruk for de ulike arbeidsoperasjonene kommer frem av Vedlegg 3A. Kostnader for massetransport tar utgangspunkt i priser fra arbeidsbeskrivelsen for delstrekning 2, mens priser for utføring av tiltaket hentes fra arbeidsbeskrivelse for delstrekning 1 [27] og [28]. Sammenlagte kostnader kommer frem av Vedlegg 5A.

Før utlegging av forbelastningen, forsterkes planum med geonett i to lag slik at øverste lag ligger i planum. Mellom disse legges et 30 cm tykt seperasjonslag. Etter forsterkning av planum skal grunnen komprimeres og setningsbolter installeres.

Minimum 60 setningsbolter med 25 m avstand skal måle setninger langs delstrekningens traubunn. Målingene skal pågå til det ikke lenger registreres setninger. I fremdriftsplanen (Vedlegg 4A) er det satt av ca. 28 uker fra første del blir lagt ut, til fjerningen skal begynne. Antall uker er basert på estimert setningsforløp for forbelastningen langs SLV.

Etter utlegging av setningsbolter skal løst lagret sprengstein legges over det 1,5 km lange strekket. Steinmassene utgjør forbelastningen og skal leveres fra Fyllingsdalstunnelen, Kronstadtunnelen og Årstadtunnelen. Massene legges ut i ett lag da det ikke er behov for komprimering. Totalt skal 69 000 m³ sprengstein anvendes til å forbelaste grunnen.

Fordelingen av anleggsmaskiner vil være som vist i Figur 18 hvor det arbeides fra flere fronter for å effektivisere utlegging av massene. Frontene er markert i ulike farger, mens tilkomstveier til frontene illustreres med blå linjer. Startpunkt for tipp er markert med blå firkanter. Derfra legges forbelastningen ut til frontene møtes. Rød linje viser bybanetraséen utenfor delstrekning 2.



Figur 18 – Inndeling av anleggsområdet og tilkomstveier [Norgeskart.no].

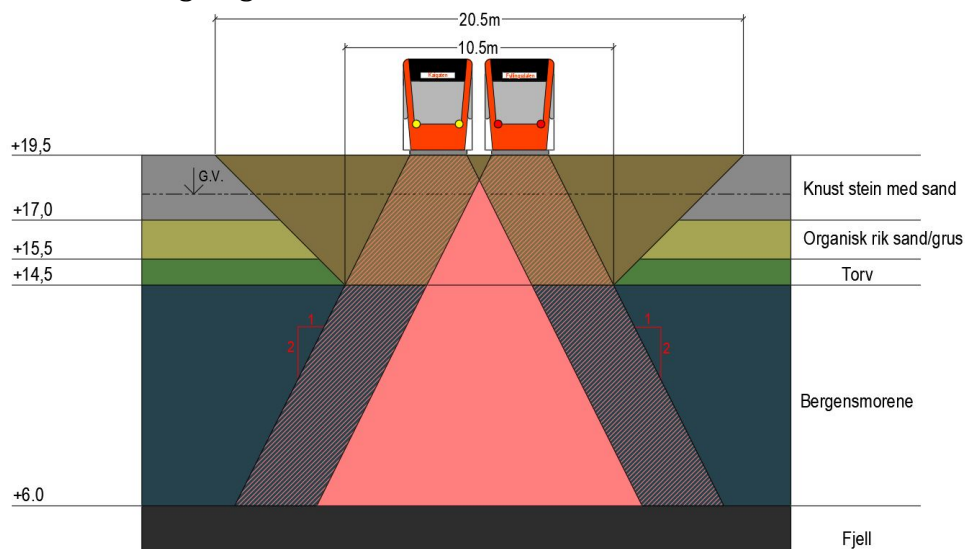
Forbelastningen legges som nevnt med overhøyde 1 m større enn nødvendig. Når setningsmålinger viser tendenser til at setningsforløpet nærmer seg slutten, fjernes den øverste meteren av forbelastningen før videre setninger overvåkes i noen uker. Dersom grunnen ikke får ytterligere setninger, er grunnen stabilisert og forbelastningen kan fjernes.

Bakgrunnen for fjerning av ekstra overhøyde før resten av forbelastningen, bygger på gode resultater fra forbelastning av delstrekning 1. Her ble det ikke målt nye setninger etter fjerning av de overflødige massene, noe som tyder på at jorden har vært nok belastet. Dette gav totalt setningsforløp på 16 uker. Til sammenligning var det regnet med at forbelastningen med minimal overbygning kom til å trenge minst 26 uker for å oppnå samme resultat [29]. Dersom forbelastning av delstrekning 2 også får kortere setningsforløp enn antatt i fremdriftsplanen, kan massene fjernes tidligere. Det er også mulig at setningsforløpet blir lengre enn antatt, selv med overhøyde større enn det minste kravet for overhøyde.

Forbelastningen fjernes ned til planum fra flere fronter, og i motsatt rekkefølge av utleggingen. Fjernede masser fra forbelastningen skal benyttes til utfylling i Store Lungegårdsvannet. Til slutt avrettes planum fortløpende.

5.5 FULLSTENDIG MASSEUTSKIFTNING

Det er som nevnt tidligere lagene med organisk materiale som hindrer optimal bæreevne i delstrekning 2. Ved fullstendig masseutskiftning byttes disse lagene, og ovenforliggende lag, ut med ny sprengstein ned til bergensmorenen slik som vist i Figur 19. En byggegrop med helning 1:1 antas å være tilstrekkelig stabiliserende og brukes derfor i beregningene.



Figur 19 – Byggegrøp med mål på bredder.

5.5.1 SETNINGER

Delkapittelet gjelder for Vedlegg 2C og følger utregningene fra kap. 5.2.

Ved å utføre masseutskiftning ned til bergensmorenen, styrkes bæreevnen ved at materialegenskapene i grunnen endres. Se tabell 4 for endringer av materialegenskapene som følger av masseutskiftningen.

Tabell 4 – Oversikt over materialegenskaper før og etter masseutskiftning.

| Tid | Materiale | Tyngdetetthet (γ) | Modultall (m) | Spenningssekspont (a) |
|-------|------------------------|----------------------------|-------------------|---------------------------|
| Før | Knust stein med sand | 19 | 300 | 0,5 |
| | Organisk rik sand/grus | 17 | 150 | 0,5 |
| | Torv | 15 | 5 | 0,5 |
| Etter | Sprengstein | 19 | 500 | 0,5 |

Fra tabellen kan man se at jord med høyt organisk innhold byttes ut med sprengstein som har høyere tyngdetetthet og modultall. Dette gir større vertikalspenninger og mindre kompressibel grunn.

Når modultallet og vertikalspenningene øker, vil deformasjonsmodulen for grunnen øke. Dette gir mindre tøyninger (ϵ) og dermed reduserte setninger

5.5.2 KOSTNADER OG FREMDRIFT

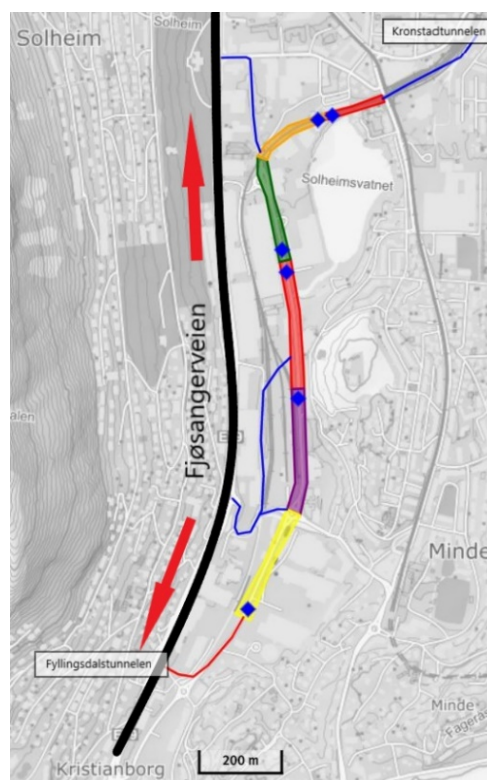
Sammenlagte kostnader som følger av masseutskiftning, kommer frem av Vedlegg 5A. Det vises til Vedlegg 4B for fremdriftsplan.

I utregninger for kostnader ved masseutskiftning (Vedlegg 3B) er tilkomst til byggegropen tenkt som i Figur 20. Her har man fire tilkomstveier til byggegropen, og muligheten til å grave ut og gjenfylle fra flere fronter. Frontene er merket med ulike farger. Tilkomstveiene er illustrert som blå linjer på kartet, mens rød linje viser banetraséen utenfor delstrekning 2. Det er tenkt at utgraving starter i områdene markert med blå firkanter på figuren.

Byggegroppen antas tørr, da pumping av grunnvann er lagt til grunn for løsningen. Dette sikrer lavere grunnvannsstand midlertidig, men blir et kostnadsdrivende tiltak. Siden oppgaven omhandler grunnforsterkning, tas kun kostnader tilknyttet gjenfylling av banens underbygning med.

Beregningene tar utgangspunkt i antall maskiner for hver arbeidsoperasjon som vist i Vedlegg 3B. For hver av gravesonene skal en gravemaskin laste på lastebiler samtidig som massene graves ut.

Total mengde masser som graves opp er beregnet til 116 250 m³. Det forventes at deler av de øverste 2,5 meterne med knust stein med sand kan gjenbrukes. Disse sendes derfor til et sorteringsverk. Resterende masser er entreprenørens eiendom og ansvar. Resultatet av sorteringen er inndelt i tre poster:

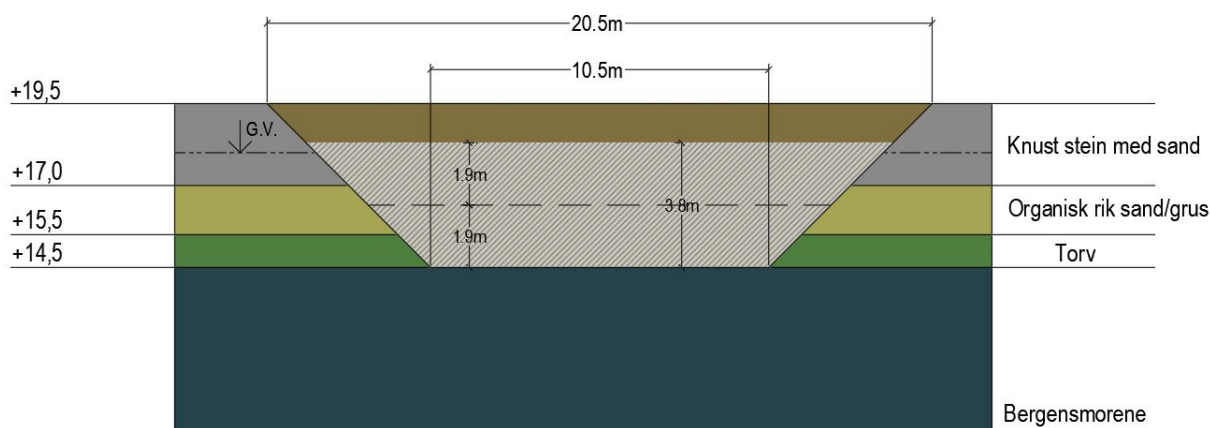


Figur 20 – Inndeling av anleggsområdet og tilkomstveier [Norgeskart.no].

- Forurensede masser < 20 mm som sendes til deponi Ragn Sells i Rådalen, ca. 10 km fra anleggsområdet.
- Rene masser < 20 mm som er entreprenørens eiendom og ansvar.
- Steinmasser > 20 mm som skal gjenbrukes.

Andelen av hver av postene er basert på beskrivelse fra Mindemyren. Totalt sendes 67 500 m³ masser til sortering, mens 48 750 m³ masser fra utgravingen er entreprenørens eiendom og ansvar, i tillegg til en andel fra sorteringen.

Planum ligger minimum 1,2 m under terrenghøyde [21]. Av 5 m jord som fjernes, fylles 3,8 m tilbake med sprengstein slik som i Figur 21. Det tilsvarer 81 510 m³. 33 750 m³ av disse er forventet å komme fra sorteringen, mens resten fylles med tilkjørt sprengstein fra Fyllingsdalstunnelen, Kronstadtunnelen og Årstadtunnelen. Oppfyllingen vil skje ved at lastebiler tipper stein i to lag, hvert på 1,9 m (ferdig komprimert). Lagene skal komprimeres av valse med dybdevirkning ned mot to meters dybde.

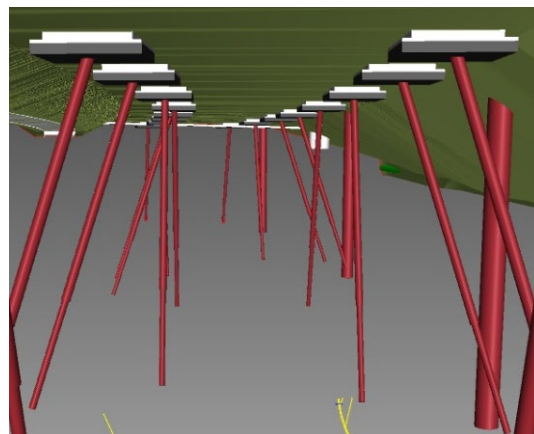


Figur 21 – Gjenfylling med sprengstein i to lag.

5.6 PELING

Peling er som nevnt innledningsvis den valgte metoden for grunnforsterkning i delstrekning 2. Her skal det benyttes stålkjernepeler og stålrørspeler i ulike dimensjoner og lengder [18]. Konsulenter har valgt dimensjoner for pelene som brukes langs delstrekningen, og disse dimensjonene ligger til grunn for denne rapportens kostnads- og fremdriftsberegninger.

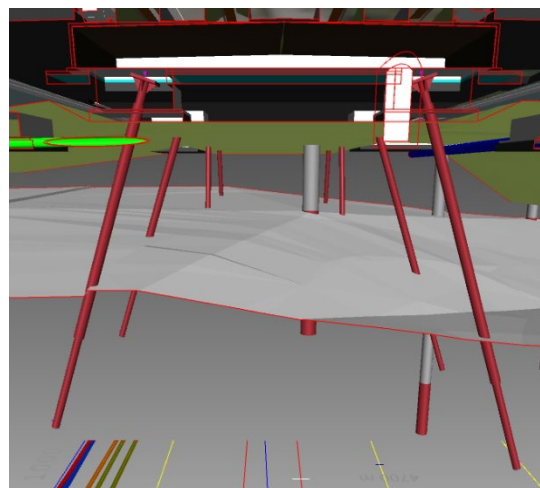
Dimensjonering av peler og vinkel fra fundament til fast grunn må vurderes ut ifra hvert profil pelene legges i. Disse vurderingene påvirker kostnaden for pelene, da de ikke vil gå vertikalt ned til fjell. På Figur 22 kan man se hvordan dette vil se ut.



Figur 22 – Peler sett fra undersiden av terrenget [22].

5.6.1 SETNINGER

Alle stålkjernerpelene rammes ned til fjell, som vist i Figur 23. På grunn av fjellets høye deformasjonsmodul, vil det i praksis ikke forekomme setninger av berggrunnen. Som nevnt i kap. 4.3, kan det likevel oppstå deformasjon av selve pelene som vil medføre setninger av banetraséen.



Figur 23 – Nedrammede peler til fjell [22].

Beregninger av pelenes elastiske deformasjon er ikke gjort i denne rapporten, da det antas at metoden innfrir kravene i kap. 3.4 ettersom den bygges i skrivende stund.

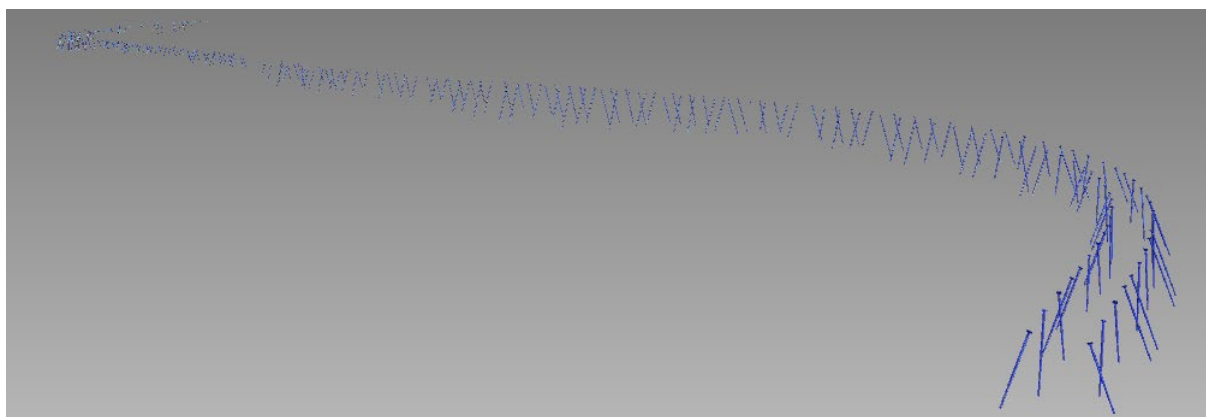
5.6.2 KOSTNADER OG FREMDRIFT

Fremdriftsplan for pelealternativet kommer frem av Vedlegg 4C. For kostnader vises det til beskrivelsen i Vedlegg 5C.

Kostnader for pelealternativet er utelukkende hentet fra arbeidsbeskrivelsen for delstrekning 2. Dette innebærer kostnader for pelene og arbeidet med disse, samt masser ned til planum som må flyttes. I tillegg kommer pelehoder, levering, opprigging, foringsrør, osv. Endret arbeidsbeskrivelse er benyttet der det er gjort endringer fra den opprinnelige beskrivelsen. Det er viktig å merke seg at beskrivelsen for pelealternativet laget i forbindelse med denne rapporten er oppsummerende for tiltaket og er kortere enn den faktiske beskrivelsen, og endringen av denne, utarbeidet av konsulenter [27] og [30].

For sammenligningens skyld tas det utgangspunkt i at det må graves ned til planum, slik som ved forbelastningen. Dette innebærer totalt 35 000 m³ masser som må graves opp. Det er også tatt med kostnader for supplerende grunnundersøkelser, samt vanntapsmålinger. Det skal brukes noen peler med Ø180 mm, mens mesteparten er Ø150 mm. Dette har endret seg fra den opprinnelige beskrivelsen, og påvirker kostnadene positivt.

Totalt er det ifølge beskrivelsen forventet å bruke 8 830 m peler [30]. Dette tallet blir trolig noe redusert, da fjell er funnet høyere enn forventet så langt i anleggsarbeidet. I Figur 24 ser man oversikt over alle peler som er planlagt til fundamentering av banen.

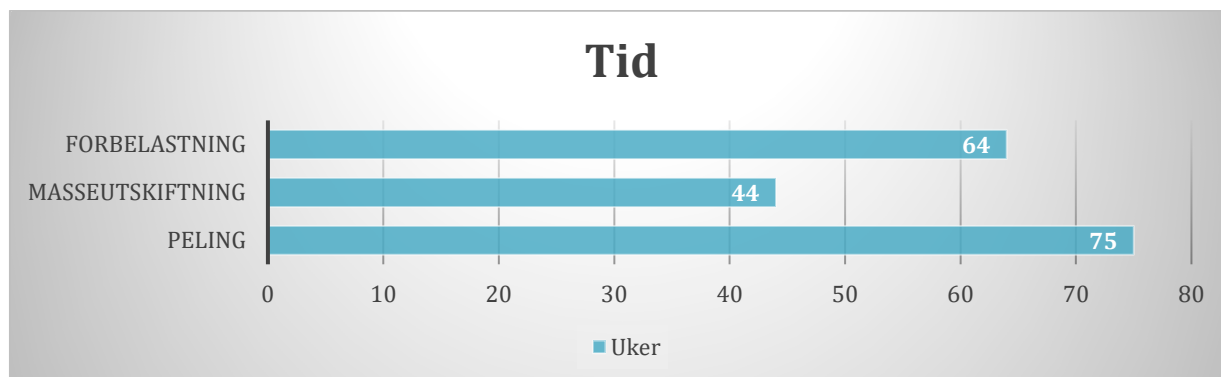


Figur 24 – Oversikt over alle prosjekterte peler [22].

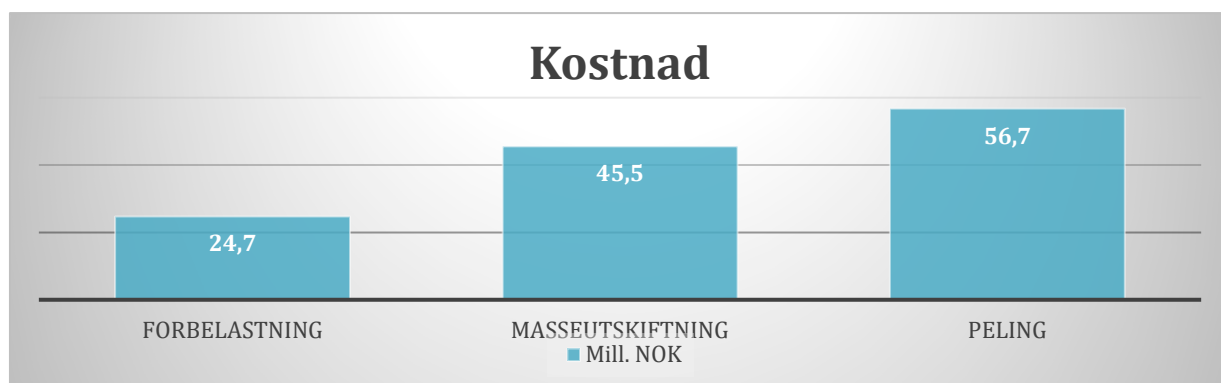
Fremdriftsplanen tar utgangspunkt i reelle tider fra pågående prosjekt [31]. Det er viktig å merke seg at fundamentering av kontaktledning (KL) også tas med i denne. KL-fundamentering må gjøres uansett hvilken grunnforsterkningsmetode som velges. Tid fra start til slutt vil likevel ikke bli særlig påvirket av dette. Fra Vedlegg 4C ser man at det er flere perioder med opphør i pelingen. Dette kan skyldes av at enkelte arbeidsoperasjoner er avhengige av andre, og at det dermed er lagt inn tid for innhenting av forsinkelser.

6 PRESENTASJON AV RESULTAT

Dette kapittelet vil gi en oppsummering av resultatene fra utregninger i vedleggene i form av diagrammer og tabeller. For å visualisere forskjellene er det laget diagrammer for total tidsbruk og kostnader for hvert av tiltakene. Disse kan man se i Figur 25 og Figur 26.



Figur 25 – Estimert tidsbruk ved de ulike metodene for grunnforsterkning



Figur 26 – Estimert kostnader for de ulike metodene for grunnforsterkning

En oppsummering av alle resultatene er gitt i tabell 5 under.

Tabell 5 – Oppsummering av resultatene av de ulike metodene. Tall fra vedlegg.

| Metode | Totalsetninger (mm) | Kostnad (mill. NOK) | Tid (uker) |
|------------------------------|---------------------|---------------------|------------|
| Forbelastning | ≈ 0 | 24,7 | < 64 < |
| Fullstendig masseutskiftning | ≈ 8 | 45,5 | 44 |
| Peling | ≈ 0 | 56,7 | 75 |

7 VURDERING AV RESULTAT

Det er viktig å påpeke at det finnes feilkilder og usikkerheter rundt resultatene fra beregningene som er presentert i kap. 6. I dette kapittelet vil resultatene vurderes med tanke på krav og gjennomførbarhet, og hvorvidt metodene i seg selv er realistiske.

Først ut er forbelastning kombinert med geonett, som er den billigste løsningen det ble sett på i denne rapporten. Prislappen går på bekostning av anleggstiden, som til gjengjeld er svært usikker og kan både være kortere eller svært mye lenger enn for de andre metodene. Dette fordi det er svært usikkert hvor store setninger man får når torvlaget belastes med tilleggsspenninger fra banelast og forbelastning. I tillegg er det uvisst hvor komprimert grunnen er fra fyllingsmasser og flere tiår med trafikklast fra Kanalveien. For totalsetninger er det forventede setninger fra banen som gir grunnlaget, så derfor er den satt til ≈ 0 . Dette er helt avhengig av at forbelastningen ligger lenge nok.

Forbelastning med geonett betraktes som gjennomførbar for delstrekning 2, da metoden vil medføre setninger tilsvarende eller større enn det banelasten vil gi. Til tross for at metoden høyst sannsynlig vil medføre setninger fra banelast innenfor kravene til totalsetninger, kan uforutsigbare kostnader tilknyttet forlenget anleggstid ha stor innvirkning på de totalkostnadene for hele delstrekningen. Det er med bakgrunn i dette valgt å vurdere forbelastning som mindre egnet for tilsvarende områder i prosjekt med knapp anleggstid.

Når det gjelder masseutskiftning kommer metoden godt innenfor kravene til totalsetninger da dårlige masser med høyt setningspotensiale er fjernet. Setningene som forekommer av denne grunnforsterkningsmetoden, skjer hovedsakelig i de nye sprengsteinmassene og blir minimale i bergensmorenen. Dette fordi bergensmorenen har høyere modultall som påvirker deformasjonsmodulen og gir lite setninger. I tillegg til svært små setninger som følge av metoden, befinner den seg prismessig mellom forbelastning og peling.

Kostnadene ved masseutskiftning er svært avhengig av tilgjengeligheten på sprengstein. Det at man kan bruke nærliggende masser, driver totalkostnadene ned. I tillegg til bruk av nærliggende masser, vil gjenbruk av stein > 20 mm virke positivt på kostnadene for metoden selv om sortering av massene vil bli en ny utgiftspost. Det er likevel knyttet uforutsigbarhet til hvor stor andel av masser < 20 mm som er forurenset. Dette er vanskelig å vite på forhånd uten svært omfattende prøvetaking. Høy forekomst av forurensete masser vil påvirke kostnadene negativt. Dette vil også være uheldig med tanke på gjenbruk av masser, da disse må kjøres til deponi istedenfor å gjenbrukes andre steder i byggetrinn 4 eller i andre prosjekt.

Kostnader for pumping av grunnvann ved fullstendig masseutskiftning er ikke medregnet i prisen for alternativet, og kan ende opp med å øke prisen med en ukjent sum. Kostnadene for pumping av grunnvann må likevel være høyere enn 10 millioner kroner for at alternativet skal bli dyrere enn pelefundamentering av banen. Metoden er å regne som god ettersom den gir middels store kostnader og tidsbruk, samtidig som den opprettholder krav til setninger.

Pelefundamentering av banefundamentet er ifølge resultatene i kap. 6 en løsning som gir totalsetninger innenfor kravene, da det nærmest ikke forekommer setninger ved riktig utført peling. Metoden gir nærmest ingen setninger, men dette kommer med en pris, nemlig at det er den dyreste grunnforsterkningsmetoden som er vurdert i denne rapporten. Totalkostnader for metoden er noe usikkert, da posten for massetransport i arbeidsbeskrivelsen inkluderer alle masser som skal flyttes. Selv om det sees helt bort ifra kostnader for massetransport, er kostnadene for pelefundamentering større enn for de andre metodene. Likevel har kostnadsbesparelsene for pelealternativet gjort metoden mer konkurransedyktig når det gjelder pris. Opprinnelig var pelealternativet estimert med en pris mer enn dobbelt så høy som det som forventes ved fullstendig masseutskiftning. Hvis de andre metodene hadde blitt prosjektert ut ifra de reviderte grunnforholdene for pelealternativet, er det mulig at de også hadde fått kostnadsbesparelser.

Fremdriftsplanen for pelefundamentering er laget ved å innhente forutsetninger for fremdrift gjort av entreprenøren. Her inkluderes kun fremdrift som har med peler å gjøre, men det er stor grunn til å tro at entreprenøren har tilpasset fremdriften her til andre aktiviteter på anleggsplassen. Derfor er det noe usikkert hvordan fremdriften ville ha vært under de samme forutsetningene som er gjort for de andre metodene i denne rapporten. I fremdriftsplanen er også postene for pelefundamentering av banen og fundamentering av kontaktledning slått sammen.

En fellesnevner for alle metodene, som for øvrig gjelder samtlige anleggsprosjekt, er at forsinkelser i en aktivitet kan gi store ringvirkninger. Mange av aktivitetene er avhengig av at en tidligere aktivitet er ferdigstilt, eller i hvert fall påbegynt. Slik kan problemer med eks. gravearbeidet i starten påvirke fremdriften for alt etterfølgende arbeid.

8 DISKUSJON

Diskusjonskapittelet bygger videre på kap. 7, men vil gå enda dypere inn på de tre vurderingskriteriene (setninger, kostnader og tid).

8.1 FORBELASTNING MED GEONETT

Forbelastning med geonett er den mest usikre metoden når det kommer til setninger og tidsbruk. Hvorfor det er slik vil bli diskutert ytterligere i dette kapittelet.

8.1.1 SETNINGER

Tidligere i rapporten ble det kommentert at torvlaget har stor innvirkning på forventede totalsetninger i delstrekning 2. Det er også kommentert at vurdering av torvlagets egenskaper er vanskelige å foreta, da det er svært usikkert hvordan materialegenskapene har endret seg etter flere år med lastpåkjenning fra steinfyllinger. Tabell 6 viser resultatene fra en parametervurdering som ble gjort for å vise hvordan modultallet for torven har innvirkning på totalsetningene ved forbelastning av banetraséen.

Tabell 6 - Parametervurdering for modultallets innvirkning på totale setninger.

| Modultall torv <i>m</i> | Totalsetninger banelast <i>(mm)</i> | Totalsetninger forbelastning <i>(mm)</i> | <i>Forbelastning</i> <i>banelast</i> |
|----------------------------|--|---|---|
| 1 | 568 | 1 458 | 2,6 |
| 2 | 291 | 741 | 2,5 |
| 5 | 124 | 310 | 2,5 |
| 10 | 69 | 166 | 2,4 |
| 50 | 24 | 51 | 2,1 |
| 100 | 19 | 37 | 1,9 |

Tabell 6 sammenligner totalsetninger etter lastpåkjenning fra Bybanen og forbelastningen. Dette er gjort for å vise at selv ved svært usikre materialegenskaper for torvlaget, vil forbelastningen ha setningspotensiale større enn banelasten. Det er derfor forventet at forbelastningen vil gi tilstrekkelige setningsreduksjoner uansett hvilke materialegenskaper torvlaget har, samt at banen får svært lite setninger etter den er bygget. Mindre modultall vil gi større setningspotensiale og dermed lengre anleggstid.

8.1.2 FREMDRIFT

Det er ikke mulig å kommentere setningsforløpet for en forbelastning konkret i forkant av tiltaket, da forbelastningen først kan fjernes når målinger viser at jorden har satt seg. Likevel kan fremdriften ved forbelastning av delstrekning 1 (Figur 27) gi et innblikk i hvordan fremdriften for delstrekning 2 kan bli. Merk at delstrekning 1 har ulike grunnforhold enn delstrekning 2. Man må derfor se på likhetene og forskjellene mellom grunnforholdene for å vurdere hvorvidt resultatene er overførbare.

Delstrekning 1 ligger øst for Store Lungegårdsvannet, og er prosjektert på en gammel steinfylling over bløte sjøsedimenter [20]. Steinfyllingen er trolig fylt uten komprimering og konsolidering pågår ennå. For å fremskynde disse setningene bestemte geoteknikere at banetraséen skulle forbelastes.

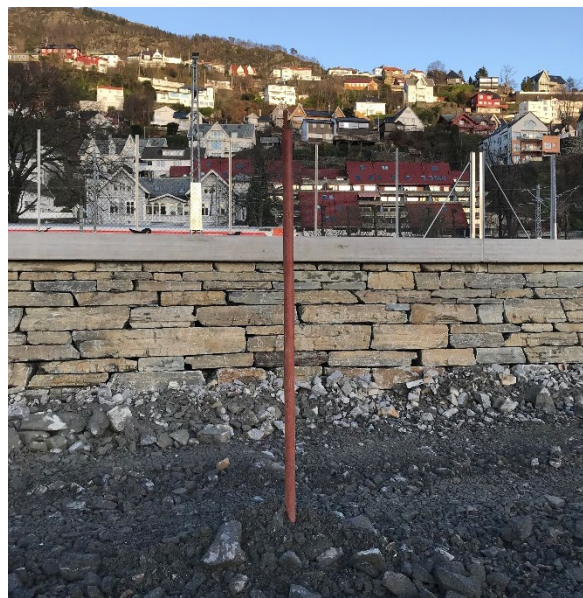


Figur 27 – Bilde av fjernet forbelastning langs Store Lungegårdsvannet. Eget foto.

I Vedlegg 6 kan man se setningsforløpet for seks målingspunkt i forbelastningen langs Store Lungegårdsvannet over 16 uker. Målingspunktene er egentlig plater som ligger på grunnen under forbelastningen. Opp fra platen står en bolt som er beskyttet av et jernrør og går gjennom hele forbelastningen. Setningene måles ved at bolten i Figur 28 og Figur 29 høydemåles. Mot høyre i diagrammet i Vedlegg 6, flater grafene ut. Dette viser at jorden under forbelastningen ikke lenger setter seg.



Figur 28 – Setningsbolt før fjerning av forbelastningen. Eget foto.



Figur 29 – Setningsbolt etter fjerning av forbelastning. Eget foto.

I Mindemyren finner man også sprengsteinfyllinger over bløte masser. En vesentlig forskjell er at de bløte massene på Mindemyren inneholder mye organisk materiale. En annen forskjell med stor betydning for setningsforløpet, er hvorvidt sprengsteinfyllingen på Mindemyren er konsolidert i dag. Kanalveien hadde i 2019 ÅDT lik 7000 med 10% andel lange kjøretøy [32]. På grunn av den relativt store trafikkbelastningen jorden har blitt utsatt for tidligere, er det grunnlag for å tro at jorden under Kanalveien er godt konsolidert allerede. Dette kan gi noe kortere anleggstid da forbelastningen kun må fremskynde det resterende setningspotensialet. Dette blir først bekreftet eller motbevist når fullstendige målinger av forbelastningens setningsforløp er gjort.

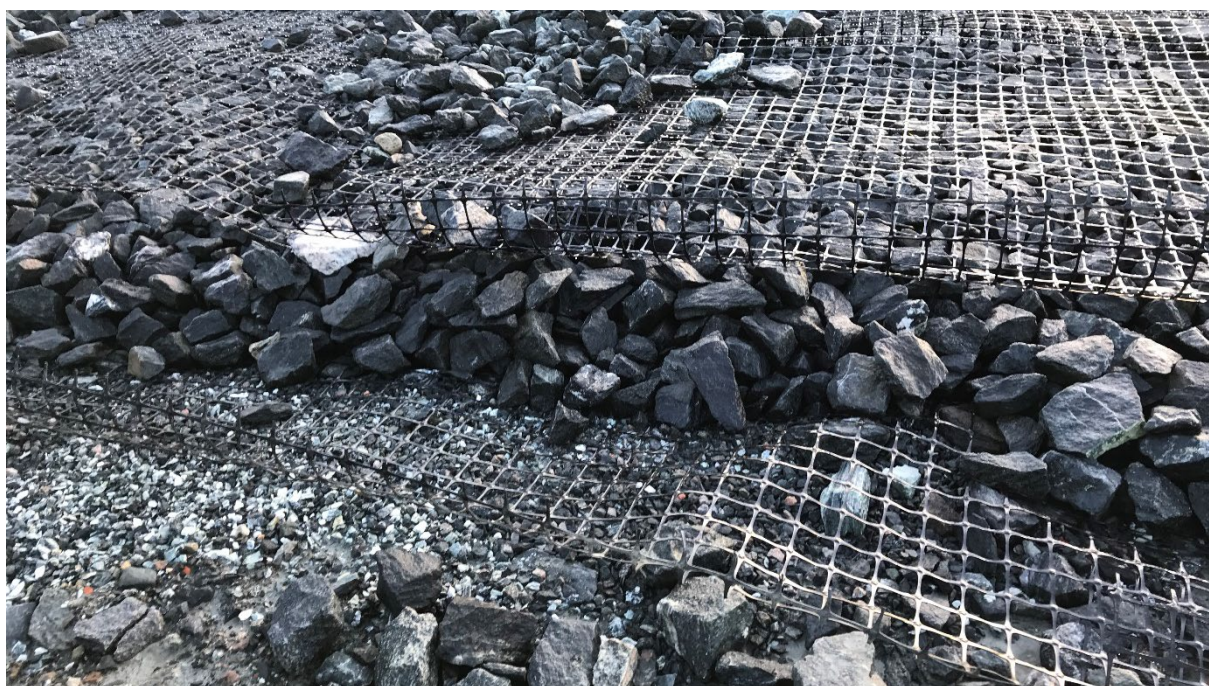
Et problem med den usikre forbelastningstiden, angår bestilling av komponenter til etterfølgende anleggsprosesser. Komponenter som banespor, kantsteiner, osv. bestilles lang tid i forveien, og vil gi opphoping i lagre ved lengre forbelastningstid enn ventet. Det er heller ikke nødvendigvis bra med en kortere anleggstid enn forventet. Dette fordi det kan forårsake dødtid mellom fjerning av forbelastningen og neste anleggsprosess fordi man må vente på komponentene.

8.1.3 KOSTNADER

Bruk av forbelastning som setningsreducerende tiltak gir en rekke kostnader knyttet til transport og måling av de tilførte steinmassene. Masser må først transporteres til Mindemyren, før de senere fjernes og brukes til utfylling i Store Lungegårdsvannet. Dette er ikke ansett å være særlig kostnadsdrivende. Forurensede masser flyttes til deponi.

For å redusere kostnader knyttet til transport, skal det brukes lokal sprengstein. Stein fra den nye Fyllingsdalstunnelen (delstrekning 3) blir ryddet ut av tunnelen ved Kristianborg. Disse massene kan kombineres med massene fra Kronstadtunnelen og Årstadtunnelen (delstrekning 1), og transporteres til Mindemyren for å brukes som forbelastning. Dette gir korte transportavstander som gir miljøgevinster samtidig som man får store tids- og kostnadsbesparelser.

Selv om differensialsetninger ikke er beregnet i denne rapporten, legges kostnader for geonett inn for tiltaket (Figur 31). Tiltaket vil ikke tilfredsstille krav til setninger uten geonett. Disse kostnadene er derfor inkludert i beskrivelsen.



Figur 30 – Geonett i to lag. Bildet er tatt før forbelastning av delstrekning 1. Eget foto.

8.2 FULLSTENDIG MASSEUTSKIFTNING

Metoden for masseutskiftning er den som gir kanskje de mest sikre resultatene. Dette fordi setningsberegningene skjer med mer forutsigbare materialer, samt at graving og fylling er de eneste større arbeidsoperasjonene.

8.2.1 SETNINGER

Setningene ved masseutskiftning er mer forutsigbar enn ved forbelastning. Ettersom usikkerheten ved organisk materiale i grunnen er fjernet, blir setningsberegningene mer pålitelige. Som vist i Vedlegg 2C, er totalsetningene beregnet til 8 mm. Dette er godt under kravet for totalsetninger tillatt under bybanesporene. De beregnede setningene forutsetter at det utføres komprimering av fyllmassene.

Utfordringene i forhold til setninger vil avhenge av bæreevnen til nærliggende terreng. Byggegroppen med dybde lik 5 meter og bunnbredde lik 7,5 meter kan by på utglidninger, setninger og hevninger av det nærliggende terrenget. Dette vil kunne gi konsekvenser på nærliggende bygg og infrastruktur, og det er derfor viktig at det foretas vurderinger av risiko for skader på eiendom.

Faren for at utglidning og setninger oppstår, avhenger av størrelsen på graveskråningene. Det er lagt inn en graveskråning 1:1 for å motvirke utglidninger og brudd i jorda, men det kan være den må utvides i områder der nærliggende terreng ikke har tilstrekkelig bæreevne.

Graving av byggegroppen vil medføre poretrykksforandringer i grunnen, som igjen fører til at stabiliteten, bæreevnen og jordtrykket av nærliggende terreng endres. Dette vil forsterkes ytterligere ved grunnvannssenkning under utbygging. For å vurdere graveskråningen med tanke på setninger og utglidninger må det brukes analysemetoder for styrken av nærliggende terreng. Drenert skjærstyrke må vurderes i sammenheng med belastningen infrastruktur og bygg har på terrenget. Dette kan føre til at ytterligere tiltak må gjøres for å hindre utglidning og setninger av terrenget, som igjen vil gi konsekvenser for kostnader og fremdrift av metoden.

8.2.2 FREMDRIFT

Fremdriften for fullstendig masseutskiftning av banetraséen i delstrekning 2 er avhengig av en tørr byggegrop. Det samme gjelder for deler av sidearealet som skal masseutskiftes for å bygge kulvert for gang- og sykkelvei, og overvann. Disse kulvertene skal bygges uansett hvilket grunnforsterkende tiltak som blir brukt for delstrekningen. Figur 32 viser at byggegropen til en slik kulvert er delvis tørr i dag. Det vil også være mulig å holde en større byggegrop tørr ved hjelp av pumper.

For å effektivisere fremdriften for delstrekningen, er det mulig å samkjøre masseutskiftning for kulverter og banen slik at gravearbeidet foregår samtidig. Dette vil gi kortere anleggstid og lavere kostnader.



Figur 31 – Byggegrøp for kulvert langs banetraséen. Eget foto.

Eventuelle forsinkelser i andre deler av byggetrinn, vil kunne gi forsinkelser for grunnforsterkning av banetraséen ved masseutskiftning av banefundamentet. Dette fordi tilbakefylling av sprengstein er svært avhengig av kontinuerlig utkjøring av masser fra tunnelene i byggetrinn. Dersom tunneldrivingen får midlertidige stopp, slik som under korona-pandemien, vil dette medføre stopp i tilbakefyllingen av sprengstein [33]. Dette vil forsinke senere prosesser og muligens åpningen av banen.

I tillegg til er det mulig å møte uforutsette hindringer når det graves i jorden. Dette kan for eksempel være gamle fundament i betong, eller større steiner som må sprenges. Slike hindringer vil trolig ha større innvirkning på kostnadene og fremdriften for fullstendig masseutskiftning enn for de andre alternativene.

8.2.3 KOSTNADER

Når det kommer til kostnader for metoden, er det mange usikkerheter som vil kunne bli utslagsgivende for total kostnadene. Deriblant andel forurensede masser, varierende avstand til bergensmorene osv. Dersom det viser seg at avstand til fjell mange steder er kortere enn 5 m, vil dette bety mindre behov for graving og derav fylling.

Det er mulig at byggegropene for masseutskiftning vil ha bredder som havner i konflikt med bygninger langs den planlagte traséen som ikke skal rives. I slike tilfeller kan spuntvegger som vist i Figur 33, benyttes uten at det påvirker kvaliteten av grunnarbeidet. Dette vil likevel gi ekstrakostnader som må vurderes opp mot andre grunnforsterkningsmetoder.



Figur 32 – Masseutskiftning ved Jæger langs Kanalveien. Eget foto.

8.3 PELING

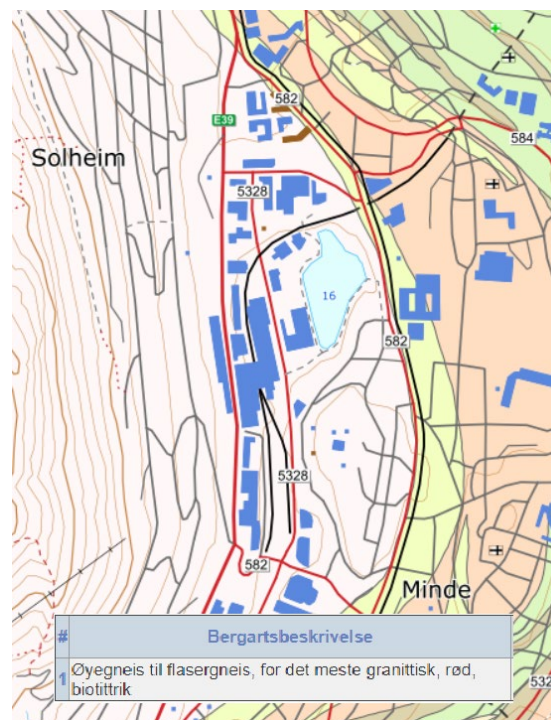
Det må igjen nevnes at for pelealternativet har ikke gruppen beregnet setninger, kostnader eller fremdrift selv. Eventuelle setninger, antall peler og tidsbruk vil derfor være bestemt utfra andre forutsetninger enn for de andre metodene. Hva resultatet ville blitt med samme grunnforhold over hele strekningen som vist i kap. 3.1 er derfor usikkert.

8.3.1 SETNINGER

Som nevnt innledningsvis i delkapittelet er det vanskelig å kommentere setningene ettersom de ikke er beregnet selv. Man kan likevel diskutere litt rundt disse.

Totalsetningene antas å være veldig små, rundt 0 mm, ettersom de rammes ned i fast fjell.

Figur 34 er sammensatt av utklipp hentet fra NGU og viser berggrunnen i anleggsområdet [34]. Fra den ser man at berggrunnen består av gneis og granitt. Ifølge Aarhaug kan granitt ha et modultall 1000 ganger høyere enn fast morene [13, s. 142]. Selv om ikke alt av grunnen er granittisk kan man likevel anta at grunnen har svært høy motstand mot setninger.



Figur 33 – Berggrunnskart fra NGU [34].

8.3.2 FREMDRIFT

Fremdriftsplanen for peling tar med KL/kontaktledning og er konstruert for å harmonere med annen aktivitet på anlegget. Det kan derfor være at fremdriftsplanen gir et feilaktig bilde sett opp mot forbelastning og masseutskiftning som er sett på i et vakuum. Disse baseres på enhetstider fra Holteportalen og et bestemt antall maskiner. For pelingen er det entreprenør som har gitt tidsoverslag.

8.3.3 KOSTNADER

Opprinnelig kostnad for peler isolert sett var estimert til 134 millioner da oppgaven ble påbegynt i samarbeid med Bybanen Utbygging. Revidert beskrivelse viser kostnadsbesparelser på 84 millioner for metoden, mye grunnet funn av kortere avstand til fjell enn tidligere antatt. Dette gjorde at kostnadene fikk en mer konkurransedyktig størrelse og at den med ett ble ganske mer aktuell sammenlignet med de andre alternativene som vurderes i denne rapporten. Nesten alle pelene med Ø180 mm ble byttet ut med Ø150 mm, noe som også er kostnadsbesparende. Basert på dette kan man spørre om sluttkostnadene i realiteten kan reduseres ytterligere.

9 KONKLUSJON

Med grunnlag i resultatene fra denne rapporten, kan det gis en samlet vurdering for grunnforsterkende metoder som hadde egnet seg ved utbygging av Bybanen langs Mindemyren. Det er ikke mulig å gi en samlet vurdering av hvilken grunnforsterkende metode som egner seg best for andre områder med lignende grunnforhold. Dette fordi antagelser og forenklinger bare til en viss grad er overførbare. Utgangspunktet for grunnforhold for forbelastning med geonett og fullstendig masseutskiftning, er ulikt det som er brukt for pelefundamentering av banen. Det ble derfor vanskelig å sammenligne totalkostnader for grunnarbeid knyttet til grunnforsterkning slik som opprinnelig tenkt.

Opprinnelig var kostnadene for pelefundamentering av Bybanen delstrekning 2 estimert til rundt 134 millioner kroner. Da nyere grunnundersøkelser viste avstand til berg som var mindre enn tidligere antatt, ble beskrivelsen revidert. Dette resulterte i kostnadsbesparelser på nærmere 84 millioner kroner, og en endelig prislapp på rundt 57 millioner kroner. Den store kostnadsreduksjonen gjorde at pelefundamentering med ett ble mer aktuell enn tidligere.

Resultatene i denne rapporten tilsier at det ville det vært mulig å oppnå gode resultater for grunnforsterkning av banetraséen ved forbelastning og masseutskiftning, og samtidig få kostnadsbesparelser i forhold til det valgte pelealternativet. Sett i sammenheng med fremdrift og totale kostnader for grunnarbeid for delstrekningen ville fullstendig masseutskiftning trolig vært det beste alternativet for grunnforsterkning av delstrekning 2. Denne vurderingen er basert på at metoden kommer best ut også når det gjelder sikkerhet ved setningsberegningene, samtidig som den tilfredsstillende krav til totalsetninger. Dette kommer på bekostning av en litt høyere pris enn forbelastningen, og større setninger enn ved peling.

Ved vurdering av grunnforsterkning i bybaneutbygging mot Åsane, kan det derfor være nyttig å utrede fullstendig masseutskiftning eller forbelastning dersom peling vurderes.

10 FORSLAG TIL VIDERE ARBEID

Ved videre arbeid kan metodene for grunnforsterkning sammenlignes ut ifra samme grunnforhold som pelealternativet er dimensjonert etter. Dette vil kreve en tettere dialog med Sweco for å kartlegge hvilke grunnforhold som brukt som utgangspunkt. Det kan dermed bli nødvendig å gjøre beregninger for differensialsetninger for de andre alternativene også. Slike beregninger vil kreve bredere geoteknisk kompetanse og vil gi et bedre sammenlikningsgrunnlag for metodene. Dette vil kunne ha positive innvirkninger for kostnader og byggetid for metodene, ettersom det er tatt et konservativt utgangspunkt for grunnforholdene.

Arbeidsoperasjonene for alternativene kan utgreies ytterligere for et mer nøyaktig resultat, som vil tydeliggjøre omfanget av disse. Her kan blant annet arbeidsoperasjoner for håndtering av grunnvann legges inn under masseutskiftning, samt supplerende arbeidsoperasjoner for å fremskynde setningsforløpet under forbelastning.

Videre kan tiltakene sammenlignes ut ifra gjennomførbarhet i større grad enn det er gjort i denne rapporten. For eksempel kan størrelsen av grøftene vurderes med tanke på bæreevne i grunnen og nærliggende bygg og infrastruktur. Graveskråningene kan beregnes og kontrolleres for å unngå utglidning og setninger i nærliggende grunn. Eventuelle tiltak mot dette kan dermed også vurderes, som for eksempel avstivning av grøftene med grøftekasser, ensidig/tosidig spunt og lignende. Dette påvirker kostnader og fremdrift.

REFERANSER

- [1] Bybanen Utbygging, «Bergen sentrum - Fyllingsdalen,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.hordaland.no/nb-NO/bybanen-utbygging/sentrum-fyllingsdalen/>, Hentet: 15.04.2020.
- [2] Bybanen Utbygging, «Bergen sentrum - Åsane,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.hordaland.no/nb-NO/bybanen-utbygging/bergen-sentrum---asane/>, Hentet: 15.04.2020.
- [3] Skyss, «Om Bybanen og vidare utbygging,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.skyss.no/kontakt-oss/Om-Skyss-utgatt/Om-Bybanen/Videre-utbygging-av-Bybanen/>, Hentet: 19.03.2020.
- [4] Bergensprogrammet, «Status for bybanenettet i Bergen,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: http://bergensprogrammet.no/bybane_page/bybanen, Hentet: 19.05.2020.
- [5] Bergensprogrammet, «Bybanefakta,» 2019. [Online]. Tilgjengelig: <http://bergensprogrammet.no/bybanefakta>, Hentet: 20.03.2020.
- [6] Hordaland Fylkeskommune, «Vil redusere kostnaden for bybane til Åsane,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.hordaland.no/nn-NO/nyheitsarkiv/2018/vil-reducere-kostnaden-for-bybane-til-asane/>, Hentet: 20.03.2020.
- [7] Miljøloftet, «Bybanen til Fyllingsdalen,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <http://miljoloftet.no/prosjektlister/kollektiv/bybanen-til-fyllingsdalen/>, Hentet: 20.04.2020.
- [8] Miljøloftet, «Ofte stilte spørsmål,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <http://miljoloftet.no/detteerMiljoloftet/Bompenger/ofte-stilte-sporsmal-og-svar/>, Hentet: 20.04.2020.
- [9] O. R. Aarhaug, *Geoteknikk og fundamenteringslære* : 2. Rud: NKI-forl., 1984.
- [10] GeoMidt AS, «Om oss,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: <https://geomidt.no/>, Hentet: 06.04.2020.
- [11] *Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*, 016, 2010.
- [12] C. E. Dahl, «E18 Kopstad - Gulli - Erfaringer ved bruk av vertikale dren,» Statens vegvesen,, 17.04.2020 2007. Tilgjengelig: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/193256?locale-attribute=en>, Hentet:
- [13] O. R. Aarhaug, *Geoteknikk og fundamenteringslære 1*, 1. utg. Trondheim: NKI, 1984.
- [14] Encyclopædia Britannica ImageQuest, «Professor Karl Terzaghi, Austrian geologist, c 1950-1960,», c 1950-1960. [Foto]. Tilgjengelig: https://quest.eb.com/search/102_530444/1/102_530444/cite
- [15] M. Budhu, *Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed.. utg. Chichester: Wiley Textbooks, 2008.

- [16] D. G. Fredlund, H. Rahardjo og M. D. Fredlund, *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. United States: Interscience, 2012.
- [17] Sweco Norge AS, «Konsekvensutredning Bybanen fra sentrum til Fyllingsdalen,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: http://bergensprogrammet.no/wp-content/uploads/2016/12/H_Konsekvensutredning.pdf, Hentet: 19.05.2020.
- [18] Sweco Norge AS, «BILAG A7 GEOTEKNISK RAPPORT rapportnr. D14 Bilag A7_Geoteknisk rapport med vedlegg,» Bybanen Utbygging, Bergen, 2019. **[Internt dokument]**
- [19] *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler*, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, 01.07.2016. **[Internt dokument]**
- [20] Sweco Norge AS, «Grunnforsterkning og setningsreducerende tiltak på banetraséen langs Store Lungegårdsvann,» Bybanen Utbygging AS, 2018. **[Internt dokument]**
- [21] Sweco Norge AS, «Vurdering av grunnforhold for endreprise D12,» Bybanen Utbygging, 2018. **[Internt dokument]**
- [22] Bybanen Utbygging, «Tverrfaglig 3D-modell,», 14.02.2020. **[Internt dokument]**
- [23] TEK17. Byggteknisk forskrift.
- [24] *Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger*, V221, 2014.
- [25] Å. R. Almås, «humus,» 2018. [Online]. Tilgjengelig: <https://snl.no/humus>, Hentet: 23.04.2020.
- [26] A. Instanes, «Personlig kommunikasjon,» 12. mars 2020.
- [27] Sweco Norge AS, «Prosjekt: BT4 Bybanen Utbygging - D14 Mindemyren,» Bybanen Utbygging, 2019. **[Internt dokument]**
- [28] Sweco Norge AS, «Prosjekt: BT4 Bybanen Utbygging - D12 Fløen - Kronstad,» Bybanen Utbygging, 2018. **[Internt dokument]**
- [29] Sweco Norge AS, «Måleprogram forbelastning,» Bybanen Utbygging, 2019. **[Internt dokument]**
- [30] Sweco Norge AS, «Prosjekt: BT4 Bybanen Utbygging - D14 Mindemyren (endringsmelding),» Bybanen Utbygging, 2019. Tilgjengelig, Hentet:
- [31] NCC, «Prosjekt: D14 Mindemyren,» Bybanen Utbygging, 2019. **[Internt dokument]**
- [32] Statens vegvesen, «Vegkart,» u.å. [Online]. Tilgjengelig: [https://www.vegvesen.no/nvdb/vegkart/v2/#kartlag:geodata/hva:\(~\(farge:'01.id:540\)\)/@-31013,6732249,12/vegobjekt:1007191819:40a744:540](https://www.vegvesen.no/nvdb/vegkart/v2/#kartlag:geodata/hva:(~(farge:'01.id:540))/@-31013,6732249,12/vegobjekt:1007191819:40a744:540), Hentet: 14.04.2020.
- [33] Bybanen Utbygging, «Bybanetunnelen til Fyllingsdalen i gang igjen,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.hordaland.no/nb-NO/bybanen-utbygging/artikkelarkiv/bybanetunnelen-til-fyllingsdalen-i-gang-igjen/>, Hentet: 11.05.2020.
- [34] Norges geologiske undersøkelse, «Berggrunn,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>, Hentet: 13.05.2020.

Vedlegg 1 a)

Spenningsspredning under banelast

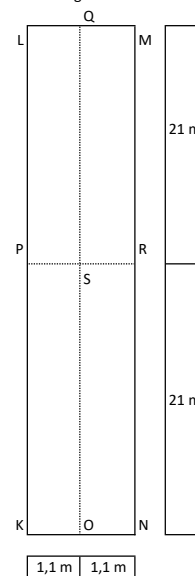
Banelast fra én bybanevogn i punkt P/R:

Banelast fra to bybanevogner i snitt som i figur 1:

| z | z/B | q' [kN/m ²] | i | $\Delta\sigma$ [kN/m ²] | $\Delta\sigma$ [kN/m ²] |
|------|------|-------------------------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| 0 | | 55 | 0,250 | 27,5 | 0,0 |
| 0,95 | 0,43 | 55 | 0,240 | 26,4 | 52,8 |
| 1 | 0,45 | 55 | 0,240 | 26,4 | 52,8 |
| 2 | 0,91 | 55 | 0,210 | 23,1 | 46,2 |
| 3 | 1,36 | 55 | 0,150 | 16,5 | 33,0 |
| 4 | 1,82 | 55 | 0,140 | 15,4 | 30,8 |
| 5 | 2,27 | 55 | 0,130 | 14,3 | 28,6 |
| 6 | 2,73 | 55 | 0,110 | 12,1 | 24,2 |
| 7 | 3,18 | 55 | 0,100 | 11,0 | 22,0 |
| 8 | 3,64 | 55 | 0,085 | 9,4 | 18,7 |
| 9 | 4,09 | 55 | 0,080 | 8,8 | 17,6 |
| 10 | 4,55 | 55 | 0,075 | 8,3 | 16,5 |
| 11 | 5,00 | 55 | 0,060 | 6,6 | 13,2 |
| 12 | 5,45 | 55 | 0,055 | 6,1 | 12,1 |
| 13 | 5,91 | 55 | 0,050 | 5,5 | 11,0 |
| 13,5 | 6,14 | 55 | 0,050 | 5,5 | 11,0 |

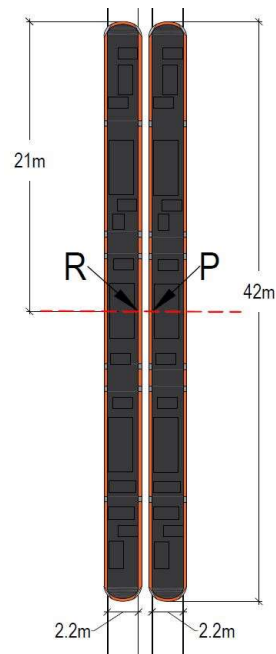
Antar at spenning utenfor lastens bredde er tilnærmet lik spenning på kanten av lasten i punkt R.

Banevognens lastflater sett ovenfra:



Banelast fra én bybanevogn i punkt S:

| z | z/B | q' [kN/m ²] | i | $\Delta\sigma$ [kN/m ²] |
|------|------|-------------------------|-------|-------------------------------------|
| 0 | 0,00 | 55 | 0,250 | 55,0 |
| 0,95 | 0,43 | 55 | 0,240 | 52,8 |
| 1 | 0,45 | 55 | 0,240 | 52,8 |
| 2 | 0,91 | 55 | 0,210 | 46,2 |
| 3 | 1,36 | 55 | 0,150 | 33,0 |
| 4 | 1,82 | 55 | 0,140 | 30,8 |
| 5 | 2,27 | 55 | 0,130 | 28,6 |
| 6 | 2,73 | 55 | 0,110 | 24,2 |
| 7 | 3,18 | 55 | 0,100 | 22,0 |
| 8 | 3,64 | 55 | 0,085 | 18,7 |
| 9 | 4,09 | 55 | 0,080 | 17,6 |
| 10 | 4,55 | 55 | 0,075 | 16,5 |
| 11 | 5,00 | 55 | 0,060 | 13,2 |
| 12 | 5,45 | 55 | 0,055 | 12,1 |
| 13 | 5,91 | 55 | 0,050 | 11,0 |
| 13,5 | 6,14 | 55 | 0,050 | 11,0 |



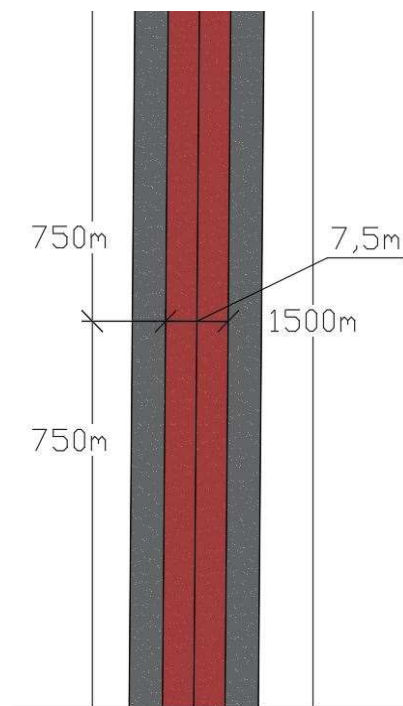
Figur 1. Spenningsspredning av banelaster med snitt illustrert med rød linje.

Vedlegg 1 b)

Spenningsspredning under forbelastning

| z | z/B | q' [kN/m ²] | i | Δσ [kN/m ²] |
|------|------|-------------------------|-------|-------------------------|
| 0 | 0,00 | 72 | 0,250 | 72,0 |
| 0,95 | 0,13 | 72 | 0,245 | 70,6 |
| 1 | 0,13 | 72 | 0,245 | 70,6 |
| 2 | 0,27 | 72 | 0,240 | 69,1 |
| 3 | 0,40 | 72 | 0,238 | 68,5 |
| 4 | 0,53 | 72 | 0,230 | 66,2 |
| 5 | 0,67 | 72 | 0,225 | 64,8 |
| 6 | 0,80 | 72 | 0,220 | 63,4 |
| 7 | 0,93 | 72 | 0,205 | 59,0 |
| 8 | 1,07 | 72 | 0,200 | 57,6 |
| 9 | 1,20 | 72 | 0,185 | 53,3 |
| 10 | 1,33 | 72 | 0,175 | 50,4 |
| 11 | 1,47 | 72 | 0,165 | 47,5 |
| 12 | 1,60 | 72 | 0,160 | 46,1 |
| 13 | 1,73 | 72 | 0,152 | 43,8 |
| 13,5 | 1,80 | 72 | 0,150 | 43,2 |

Antar at spenning utenfor lastens bredde er tilnærmet lik spenning på kanten av lasten.



Figur 1: Forbelastningens fire lastflater i rødt.

Beregning av forbelastning

| Høyde | Materiale | Tyngdetetthet | Spenning fra forbelastning |
|-------|-------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| D (m) | (-) | y (kN/m ³) | σ ₀ (kN/m ²) |
| 0 | Løst lagret sprengstein | 18 | 0 |
| 0,5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 9 |
| 1 | Løst lagret sprengstein | 18 | 18 |
| 1,5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 27 |
| 2 | Løst lagret sprengstein | 18 | 36 |
| 2,5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 45 |
| 3 | Løst lagret sprengstein | 18 | 54 |
| 3,5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 63 |
| 4 | Løst lagret sprengstein | 18 | 72 |
| 4,5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 81 |
| 5 | Løst lagret sprengstein | 18 | 90 |

Minste krav for høyde på forbelastning

Valgt høyde

Forbelastning legges på planum og er 7,5 meter bred i topp

Vedlegg 2 a)

Setningsberegning uten grunnforsterkning

| Kotehøyde | Dybde | Materiale | Tyngdetetthet | Total vertikalspenning (før last) | Poretrykk | Effektiv vertikalspenning (før last) | Tilleggsspenning under lastens hjørne | Effektiv vertikalspenning (etter last) | Total vertikalspenning (etter last) | Modultall | Spenningseksponent | Referansespenning | Deformasjonsmodul | Tøyning | Setninger |
|-----------|-------|------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--|-------------------------------------|-----------|--------------------|---------------------------------|------------------------|----------------|---------------|
| H (m) | z (m) | (-) | γ (kN/m ³) | σ_0 (kN/m ²) | u (kN/m ²) | σ'_0 (kN/m ²) | $\Delta\sigma$ (kN/m ²) | σ' (kN/m ²) | σ (kN/m ²) | m (-) | a (-) | σ_a (kN/m ²) | M (kN/m ²) | ϵ (%) | δ (mm) |
| 19,5 | 0,0 | Knust stein med sand | 19 | 0 | 0 | 0,0 | 55,0 | 55 | 55 | 300 | 0,5 | 100 | 22249 | 0,49 | |
| 19,0 | 0,5 | Knust stein med sand | 19 | 10 | 0 | 9,5 | 53,9 | 63 | 63 | 300 | 0,5 | 100 | 23887 | 0,33 | 2,0 |
| 18,5 | 1,0 | Knust stein med sand | 19 | 19 | 0 | 19,0 | 52,8 | 72 | 72 | 300 | 0,5 | 100 | 25420 | 0,27 | 1,5 |
| 18,0 | 1,5 | Knust stein med sand | 19 | 29 | 0 | 28,5 | 49,5 | 78 | 78 | 300 | 0,5 | 100 | 26495 | 0,23 | 1,3 |
| 17,5 | 2,0 | Knust stein med sand | 19 | 38 | 5 | 33,0 | 46,2 | 79 | 84 | 300 | 0,5 | 100 | 26698 | 0,21 | 1,1 |
| 17,0 | 2,5 | Knust stein med sand | 19 | 48 | 10 | 37,5 | 39,6 | 77 | 87 | 300 | 0,5 | 100 | 26342 | 0,18 | 1,0 |
| 17,0 | 2,5 | Organisk rik sand/grus | 17 | 48 | 10 | 37,5 | 39,6 | 77 | 87 | 200 | 0,5 | 100 | 17561 | 0,27 | 1,1 |
| 16,5 | 3,0 | Organisk rik sand/grus | 17 | 56 | 15 | 41,0 | 33,0 | 74 | 89 | 200 | 0,5 | 100 | 17205 | 0,22 | 1,2 |
| 16,0 | 3,5 | Organisk rik sand/grus | 17 | 65 | 20 | 44,5 | 31,9 | 76 | 96 | 200 | 0,5 | 100 | 17481 | 0,21 | 1,1 |
| 15,5 | 4,0 | Organisk rik sand/grus | 17 | 73 | 25 | 48,0 | 30,8 | 79 | 104 | 200 | 0,5 | 100 | 17754 | 0,19 | 1,0 |
| 15,5 | 4,0 | Torv | 15 | 73 | 25 | 48,0 | 30,8 | 79 | 104 | 5 | 0,5 | 100 | 444 | 7,79 | 20,0 |
| 15,0 | 4,5 | Torv | 15 | 81 | 30 | 50,5 | 29,7 | 80 | 110 | 5 | 0,5 | 100 | 448 | 7,40 | 38,0 |
| 14,5 | 5,0 | Torv | 15 | 88 | 35 | 53,0 | 28,6 | 82 | 117 | 5 | 0,5 | 100 | 452 | 7,01 | 36,0 |
| 14,5 | 5,0 | Bergensmorene | 19 | 88 | 35 | 53,0 | 28,6 | 82 | 117 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,03 | 17,6 |
| 14,0 | 5,5 | Bergensmorene | 19 | 98 | 40 | 57,5 | 26,4 | 84 | 124 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,03 | 0,1 |
| 13,5 | 6,0 | Bergensmorene | 19 | 107 | 45 | 62,0 | 24,2 | 86 | 131 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 13,0 | 6,5 | Bergensmorene | 19 | 117 | 50 | 66,5 | 23,1 | 90 | 140 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 12,5 | 7,0 | Bergensmorene | 19 | 126 | 55 | 71,0 | 22,0 | 93 | 148 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 12,0 | 7,5 | Bergensmorene | 19 | 136 | 60 | 75,5 | 20,4 | 96 | 156 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 11,5 | 8,0 | Bergensmorene | 19 | 145 | 65 | 80,0 | 18,7 | 99 | 164 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 11,0 | 8,5 | Bergensmorene | 19 | 155 | 70 | 84,5 | 18,2 | 103 | 173 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 10,5 | 9,0 | Bergensmorene | 19 | 164 | 75 | 89,0 | 17,6 | 107 | 182 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 10,0 | 9,5 | Bergensmorene | 19 | 174 | 80 | 93,5 | 17,1 | 111 | 191 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 9,5 | 10,0 | Bergensmorene | 19 | 183 | 85 | 98,0 | 16,5 | 115 | 200 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 9,0 | 10,5 | Bergensmorene | 19 | 193 | 90 | 102,5 | 14,9 | 117 | 207 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 8,5 | 11,0 | Bergensmorene | 19 | 202 | 95 | 107,0 | 13,2 | 120 | 215 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 8,0 | 11,5 | Bergensmorene | 19 | 212 | 100 | 111,5 | 12,7 | 124 | 224 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 7,5 | 12,0 | Bergensmorene | 19 | 221 | 105 | 116,0 | 12,1 | 128 | 233 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 7,0 | 12,5 | Bergensmorene | 19 | 231 | 110 | 120,5 | 11,6 | 132 | 242 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 6,5 | 13,0 | Bergensmorene | 19 | 240 | 115 | 125,0 | 11,0 | 136 | 251 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 6,0 | 13,5 | Bergensmorene | 19 | 250 | 120 | 129,5 | 11,0 | 141 | 261 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |

| | |
|-------------------|-----|
| Totalsetning (mm) | 124 |
|-------------------|-----|

----- GVS.

Vedlegg 2 b)

Setningsberegning ved forbelastning

| Kotehøyde | Dybde | Materiale | Tyngdetetthet | Total vertikalspenning (før last) | Poretrykk | Effektiv vertikalspenning (før last) | Forbelastning | Effektiv vertikalspenning (etter last) | Total vertikalspenning (etter last) | Modultall | Spenningsseksponten | Referansespenning | Deformasjonsmodul | Tøyning | Setninger |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--|-------------------------------------|-----------|---------------------|---------------------------------|------------------------|----------------|---------------|
| H (m) | z (m) | (-) | γ (kN/m ³) | σ_0 (kN/m ²) | u (kN/m ²) | σ'_0 (kN/m ²) | $\Delta\sigma$ (kN/m ²) | σ' (kN/m ²) | σ (kN/m ²) | m (-) | a (-) | σ_s (kN/m ²) | M (kN/m ²) | ϵ (%) | δ (mm) |
| 19,5 | 0,0 | Overbygning | 19 | | | | | | | | | | | | |
| 19,0 | 0,5 | Overbygning | 19 | | | | | | | | | | | | |
| 18,5 | 1,0 | Overbygning | 19 | | | | | | | | | | | | |
| 18,0 | 1,5 | Overbygning/Sprengstein | 19 | 0 | 0 | 0,0 | 72 | 72,0 | 72,0 | 300 | 0,5 | 100 | 25456 | 0,57 | 1,4 |
| 17,5 | 2,0 | Knust stein med sand | 19 | 10 | 5 | 4,5 | 71,3 | 75,8 | 80,8 | 300 | 0,5 | 100 | 26119 | 0,44 | 2,5 |
| 17,0 | 2,5 | Knust stein med sand | 19 | 19 | 10 | 9,0 | 70,6 | 79,6 | 89,6 | 300 | 0,5 | 100 | 26766 | 0,39 | 2,1 |
| 17,0 | 2,5 | Organisk rik sand/grus | 17 | 19 | 10 | 9,0 | 70,6 | 79,6 | 89,6 | 200 | 0,5 | 100 | 17844 | 0,59 | 2,5 |
| 16,5 | 3,0 | Organisk rik sand/grus | 17 | 28 | 15 | 12,5 | 69,85 | 82,4 | 97,4 | 200 | 0,5 | 100 | 18149 | 0,55 | 2,9 |
| 16,0 | 3,5 | Organisk rik sand/grus | 17 | 36 | 20 | 16,0 | 69,1 | 85,1 | 105,1 | 200 | 0,5 | 100 | 18450 | 0,52 | 2,7 |
| 15,5 | 4,0 | Organisk rik sand/grus | 17 | 45 | 25 | 19,5 | 68,8 | 88,3 | 113,3 | 200 | 0,5 | 100 | 18794 | 0,50 | 2,6 |
| 15,5 | 4,0 | Torv | 15 | 45 | 25 | 20,0 | 68,8 | 88,8 | 113,8 | 5 | 0,5 | 100 | 471 | 19,80 | 50,8 |
| 15,0 | 4,5 | Torv | 15 | 53 | 30 | 22,5 | 68,5 | 91,0 | 121,0 | 5 | 0,5 | 100 | 477 | 19,18 | 97,5 |
| 14,5 | 5,0 | Torv | 15 | 60 | 35 | 25,0 | 67,35 | 92,4 | 127,4 | 5 | 0,5 | 100 | 480 | 18,44 | 94,1 |
| 14,5 | 5,0 | Bergensmorene | 19 | 60 | 35 | 53,0 | 67,35 | 120,4 | 155,4 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,07 | 46,3 |
| 14,0 | 5,5 | Bergensmorene | 19 | 70 | 40 | 29,5 | 66,2 | 95,7 | 135,7 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,07 | 0,3 |
| 13,5 | 6,0 | Bergensmorene | 19 | 79 | 45 | 34,0 | 32,4 | 66,4 | 111,4 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,03 | 0,2 |
| 13,0 | 6,5 | Bergensmorene | 19 | 89 | 50 | 38,5 | 64,8 | 103,3 | 153,3 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,2 |
| 12,5 | 7,0 | Bergensmorene | 19 | 98 | 55 | 43,0 | 64,1 | 107,1 | 162,1 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 12,0 | 7,5 | Bergensmorene | 19 | 108 | 60 | 47,5 | 63,4 | 110,9 | 170,9 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 11,5 | 8,0 | Bergensmorene | 19 | 117 | 65 | 52,0 | 61,2 | 113,2 | 178,2 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 11,0 | 8,5 | Bergensmorene | 19 | 127 | 70 | 56,5 | 59 | 115,5 | 185,5 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 10,5 | 9,0 | Bergensmorene | 19 | 136 | 75 | 61,0 | 58,3 | 119,3 | 194,3 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 10,0 | 9,5 | Bergensmorene | 19 | 146 | 80 | 65,5 | 57,6 | 123,1 | 203,1 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 9,5 | 10,0 | Bergensmorene | 19 | 155 | 85 | 70,0 | 55,45 | 125,5 | 210,5 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,06 | 0,3 |
| 9,0 | 10,5 | Bergensmorene | 19 | 165 | 90 | 74,5 | 53,3 | 127,8 | 217,8 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,3 |
| 8,5 | 11,0 | Bergensmorene | 19 | 174 | 95 | 79,0 | 51,85 | 130,9 | 225,9 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,3 |
| 8,0 | 11,5 | Bergensmorene | 19 | 184 | 100 | 83,5 | 50,4 | 133,9 | 233,9 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,3 |
| 7,5 | 12,0 | Bergensmorene | 19 | 193 | 105 | 88,0 | 48,95 | 137,0 | 242,0 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,2 |
| 7,0 | 12,5 | Bergensmorene | 19 | 203 | 110 | 92,5 | 47,5 | 140,0 | 250,0 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,2 |
| 6,5 | 13,0 | Bergensmorene | 19 | 212 | 115 | 97,0 | 46,8 | 143,8 | 258,8 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,2 |
| 6,0 | 13,5 | Bergensmorene | 19 | 222 | 120 | 101,5 | 46,1 | 147,6 | 267,6 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,05 | 0,2 |

--- Planum z = 1,2

| | |
|--------------------------|------------|
| Totalsetning (mm) | 310 |
|--------------------------|------------|

Vedlegg 2 c)

Setningsberegning ved masseutskiftning

| Kotehøyde | Dybde | Materiale | Tyngdetetthet | Total vertikalspenning (før last) | Poretrykk | Effektiv vertikalspenning (før last) | Tilleggsspenning under lastens hjørne | Effektiv vertikalspenning (etter last) | Total vertikalspenning (etter last) | Modultall | Spenningssekponent | Referansespenning | Deformasjonsmodul | Tøyning | Setninger |
|-----------|-------|---------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--|-------------------------------------|-----------|--------------------|---------------------------------|------------------------|----------------|---------------|
| H (m) | z (m) | (-) | γ (kN/m ³) | σ_0 (kN/m ²) | u (kN/m ²) | σ'_0 (kN/m ²) | $\Delta\sigma$ (kN/m ²) | σ' (kN/m ²) | σ (kN/m ²) | m (-) | a (-) | σ_s (kN/m ²) | M (kN/m ²) | ϵ (%) | δ (mm) |
| 19,5 | 0,0 | Overbygning | 19 | 0 | 0 | 0,0 | 55 | 55 | 55 | | | | | | |
| 19,0 | 0,5 | Overbygning | 19 | 10 | 5 | 4,5 | 53,9 | 58,4 | 63,4 | | | | | | |
| 18,5 | 1,0 | Overbygning | 19 | 19 | 10 | 9,0 | 52,8 | 61,8 | 71,8 | | | | | | |
| 18,0 | 1,5 | Sprengstein | 19 | 29 | 15 | 13,5 | 49,5 | 63 | 78 | 500 | 0,5 | 100 | 39686 | 0,17 | 0,4 |
| 17,5 | 2,0 | Sprengstein | 19 | 38 | 20 | 18,0 | 46,2 | 64,2 | 84,2 | 500 | 0,5 | 100 | 40062 | 0,15 | 0,8 |
| 17,0 | 2,5 | Sprengstein | 19 | 48 | 25 | 22,5 | 39,6 | 62,1 | 87,1 | 500 | 0,5 | 100 | 39402 | 0,13 | 0,7 |
| 17,0 | 2,5 | Sprengstein | 19 | 48 | 30 | 17,5 | 39,6 | 57,1 | 87,1 | 500 | 0,5 | 100 | 37782 | 0,13 | 0,7 |
| 16,5 | 3,0 | Sprengstein | 19 | 56 | 35 | 21,0 | 33 | 54 | 89 | 500 | 0,5 | 100 | 36742 | 0,11 | 0,6 |
| 16,0 | 3,5 | Sprengstein | 19 | 65 | 40 | 24,5 | 31,9 | 56,4 | 96,4 | 500 | 0,5 | 100 | 37550 | 0,10 | 0,5 |
| 15,5 | 4,0 | Sprengstein | 19 | 73 | 45 | 28,0 | 30,8 | 58,8 | 103,8 | 500 | 0,5 | 100 | 38341 | 0,10 | 0,5 |
| 15,5 | 4,0 | Sprengstein | 19 | 73 | 50 | 23,0 | 30,8 | 53,8 | 103,8 | 500 | 0,5 | 100 | 36674 | 0,17 | 0,7 |
| 15,0 | 4,5 | Sprengstein | 19 | 81 | 55 | 25,5 | 29,7 | 55,2 | 110,2 | 500 | 0,5 | 100 | 37148 | 0,15 | 0,8 |
| 14,5 | 5,0 | Sprengstein | 19 | 88 | 60 | 28,0 | 28,6 | 56,6 | 116,6 | 500 | 0,5 | 100 | 37616 | 0,14 | 0,7 |
| 14,5 | 5,0 | Bergensmorene | 19 | 88 | 65 | 53,0 | 28,6 | 81,6 | 146,6 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,03 | 0,4 |
| 14,0 | 5,5 | Bergensmorene | 19 | 98 | 70 | 27,5 | 26,4 | 53,9 | 123,9 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,03 | 0,1 |
| 13,5 | 6,0 | Bergensmorene | 19 | 107 | 75 | 32,0 | 24,2 | 56,2 | 131,2 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 13,0 | 6,5 | Bergensmorene | 19 | 117 | 80 | 36,5 | 23,1 | 59,6 | 139,6 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 12,5 | 7,0 | Bergensmorene | 19 | 126 | 85 | 41,0 | 22 | 63 | 148 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 12,0 | 7,5 | Bergensmorene | 19 | 136 | 90 | 45,5 | 20,35 | 65,85 | 155,85 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 11,5 | 8,0 | Bergensmorene | 19 | 145 | 95 | 50,0 | 18,7 | 68,7 | 163,7 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 11,0 | 8,5 | Bergensmorene | 19 | 155 | 100 | 54,5 | 18,15 | 72,65 | 172,65 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 10,5 | 9,0 | Bergensmorene | 19 | 164 | 105 | 59,0 | 17,6 | 76,6 | 181,6 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 10,0 | 9,5 | Bergensmorene | 19 | 174 | 110 | 63,5 | 17,05 | 80,55 | 190,55 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 9,5 | 10,0 | Bergensmorene | 19 | 183 | 115 | 68,0 | 16,5 | 84,5 | 199,5 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,02 | 0,1 |
| 9,0 | 10,5 | Bergensmorene | 19 | 193 | 120 | 72,5 | 14,85 | 87,35 | 207,35 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 8,5 | 11,0 | Bergensmorene | 19 | 202 | 125 | 77,0 | 13,2 | 90,2 | 215,2 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 8,0 | 11,5 | Bergensmorene | 19 | 212 | 130 | 81,5 | 12,65 | 94,15 | 224,15 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 7,5 | 12,0 | Bergensmorene | 19 | 221 | 135 | 86,0 | 12,1 | 98,1 | 233,1 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 7,0 | 12,5 | Bergensmorene | 19 | 231 | 140 | 90,5 | 11,55 | 102,05 | 242,05 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 6,5 | 13,0 | Bergensmorene | 19 | 240 | 145 | 95,0 | 11 | 106 | 251 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |
| 6,0 | 13,5 | Bergensmorene | 19 | 250 | 150 | 99,5 | 11 | 110,5 | 260,5 | 1000 | 1 | 100 | 100000 | 0,01 | 0,1 |

Totalsetning (mm) 8,3

----- Planum z = 1,2

Vedlegg 3A

Kostnader og fremdrift - Forbelastning

| Arbeidsoperasjon | Enhet | Mengde | Enhetspris | Enhetstid (t) |
|---|----------------|--------|---------------|---------------|
| MASSER NED TIL PLANUM | m ³ | 31140 | kr [REDACTED] | 0,04 |
| MASSER UNDER PLANUM | m ³ | 7110 | kr [REDACTED] | 0,04 |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER | m ² | 46500 | kr [REDACTED] | 0,02 |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | m ³ | 7110 | kr [REDACTED] | 0,08 |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | m ³ | 69000 | kr [REDACTED] | 0,08 |
| ETABLERING AV SETNINGSBOLTER | stk | 60 | kr [REDACTED] | - |
| INN MÅLING AV SETNINGSBOLTER | RS | 1 | kr [REDACTED] | - |
| FORBELASTNINGSTID | - | - | - | 26 uker |
| FJERNING AV FORBELASTNING | m ³ | 69000 | kr [REDACTED] | 0,05 |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | m ² | 23250 | kr [REDACTED] | 0,018 |

KOSTNADER

| Arbeidsoperasjon | Pris |
|---|---------------|
| MASSER NED TIL PLANUM | kr [REDACTED] |
| MASSER FJERNET FOR SEPERASJONSLAG | kr [REDACTED] |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER | kr [REDACTED] |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | kr [REDACTED] |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | kr [REDACTED] |
| ETABLERING AV SETNINGSBOLTER | kr [REDACTED] |
| INN MÅLING AV SETNINGSBOLTER | kr [REDACTED] |
| FJERNING AV FORBELASTNING | kr [REDACTED] |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | kr [REDACTED] |
| Total byggekostnad | kr 21 506 508 |
| 15% reserve | kr 3 225 976 |
| Total kostnad | kr 24 732 484 |

FREMDRIFT

| Arbeidsoperasjon | Arbeidsform | Antall | Timer | Dager | Uker |
|---|---------------|--------|-------|-------|------|
| MASSER NED TIL PLANUM OG MASSER UNDER PLANUM | Gravemaskin | 6 | 255 | 24 | 5 |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER | Arbeidere | 12 | 78 | 7 | 1 |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPERASJONSLAG I LINJEN | Gravemaskin | 6 | 95 | 9 | 2 |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | Gravemaskin | 6 | 920 | 88 | 18 |
| FORBELASTNINGSTID | Ingen | 1 | | | 26 |
| FJERNING AV FORBELASTNING | Gravemaskin | 4 | 863 | 82 | 16 |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | Div. maskiner | 4 | 105 | 10 | 2 |

Vedlegg 3B

Kostnader og fremdrift - Masseutskiftning

| Arbeidsoperasjon | Enhet | Mengde | Enhetspris | Enhetstid (t) |
|---|----------------|--------|---------------|---------------|
| JORDMASSER TIL SORTERING | m ³ | 67500 | kr [REDACTED] | 0,100 |
| UBRUKBARE RENE MASSER | m ³ | 48750 | kr [REDACTED] | 0,100 |
| SORTERING AV MASSER MED SORTERINGSVERK | m ³ | 67500 | kr [REDACTED] | - |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, FORURENSEDE MASSER | m ³ | 25313 | kr [REDACTED] | - |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, RENE MASSER | m ³ | 8438 | kr [REDACTED] | - |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | m ³ | 33750 | kr [REDACTED] | 0,080 |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLLING I LINJEN | m ³ | 47475 | kr [REDACTED] | 0,080 |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | m ² | 30750 | kr [REDACTED] | 0,018 |

KOSTNADER

| Arbeidsoperasjon | Pris |
|---|----------------------|
| JORDMASSER TIL SORTERING | kr [REDACTED] |
| UBRUKBARE RENE MASSER | kr [REDACTED] |
| SORTERING AV MASSER MED SORTERINGSVERK | kr [REDACTED] |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, FORURENSEDE MASSER | kr [REDACTED] |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, RENE MASSER | kr [REDACTED] |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | kr [REDACTED] |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLLING I LINJEN | kr [REDACTED] |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | kr [REDACTED] |
| Total byggekostnad | kr 39 584 420 |
| 15% reserve | kr 5 937 663 |
| Total kostnad | kr 45 522 083 |

FREMDRIFT

| Arbeidsoperasjon | Arbeidsform | Antall | Timer | Dager | Uker |
|---|---------------|--------|-------|-------|------|
| JORDMASSER TIL SORTERING | Gravemaskin | 6 | 1125 | 107 | 21 |
| UBRUKBARE RENE MASSER | Gravemaskin | 6 | 813 | 77 | 15 |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | Gravemaskin | 6 | 450 | 43 | 9 |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLLING I LINJEN | Gravemaskin | 6 | 633 | 60 | 12 |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | Div. maskiner | 4 | 138 | 13 | 3 |

Vedlegg 3C

Forklaring av utregninger - FORBELASTNING

| Arbeidsoperasjon | Beregning av mengde | Enhetspris | Enhetstid (t) | Holte navn | NS-kode |
|---|----------------------------|---|---------------|---------------------------------------|------------|
| MASSER NED TIL PLANUM | $((18,5+16,1)*1,2/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,04 | Graving av byggegrøp | FD1.13110 |
| MASSER UNDER PLANUM | $((16,1+15,5)*0,3/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,04 | Graving av byggegrøp | FD1.13110 |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER | $15,5*1500*2$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,02 | Geotekstil som filter | GU5.94 |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | $((15,5+16,1)*0,3/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,08 | Fylling med tilkjørte steinmaterialer | FS1.133122 |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | $((15,5+7,5)*4/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,08 | Fylling med tilkjørte steinmaterialer | FS1.133122 |
| ETABLERING AV SETNINGSBOLTER | - | Enhetspris fra beskrivelse | - | - | - |
| INNMÅLING AV SETNINGSBOLTER | - | Enhetspris fra beskrivelse (ganget opp) | - | - | - |
| FORBELASTNINGSTID | $((15,5+7,5)*4/2)*1500$ | - | 0 | - | - |
| FJERNING AV FORBELASTNING | $((15,5+7,5)*4/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse + 41,- for opplasting, transport og tipp | 0,032 | Opplasting og transport – volum | FV2.53395 |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | $15,5*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,018 | Avretting av steinfylling | FF1.2478 |

Forklaring av utregninger- MASSEUTSKIFTNING

| Arbeidsoperasjon | Beregning av mengde | Enhetspris | Enhetstid (t) | Holte navn | NS-kode |
|---|---|----------------------------|---------------|---------------------------------------|------------|
| JORDMASSER TIL SORTERING | $((20,5+15,5)*2,5/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,100 | Graving av byggegrøp | FD1.13110 |
| UBRUKBARE RENE MASSER | $((15,5+10,5)*2,5/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,100 | Graving av byggegrøp | FD1.13110 |
| SORTERING AV MASSER MED SORTERINGSVERK | $((15,5+10,5)*2,5/2)*1500$ | Enhetspris fra beskrivelse | - | - | - |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, FORURENSEDE MASSER | $((15,5+10,5)*2,5/2)*1500*0,375$ (forhold hentet fra beskrivelse) | Enhetspris fra beskrivelse | - | - | - |
| MASSER MINDRE ENN 20 mm, RENE MASSER | $((15,5+10,5)*2,5/2)*1500*0,125$ (forhold hentet fra beskrivelse) | Enhetspris fra beskrivelse | - | - | - |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | $((15,5+10,5)*2,5/2)*1500*0,5$ (forhold hentet fra beskrivelse) | Enhetspris fra beskrivelse | - | - | - |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLLING I LINJEN | $81225-((15,5+10,5)*2,5/2)*1500*0,5$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,080 | Fylling med tilkjørte steinmaterialer | FS1.133122 |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | $1500*20,5$ | Enhetspris fra beskrivelse | 0,018 | Avretting av steinfylling | FF1.2478 |

Vedlegg 4A

Fremdriftsplan forbelastning

Forutsetninger:

Grunnvannstand ligger under planum.

Strømledninger og annen infrastruktur i grunnen er flyttet på forhånd.

Trafikkomlegging er gjort før prosessen starter.

Kantstein, asfalt og andre dekker er fjernet på forhånd.

| Arbeidsoperasjon | 1. uke | 2. uke | 3. uke | 4. uke | 5. uke | 6. uke | 7. uke | 8. uke | 9. uke | 10. uke | 11. uke | 12. uke | 13. uke | 14. uke | 15. uke | 16. uke | 17. uke | 18. uke | 19. uke | 20. uke |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| MASSER NED TIL PLANUM OG MASSER UNDER PLANUM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER OG SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORBELASTNINGSTID | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FJERNING AV FORBELASTNING | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Arbeidsoperasjon | 21. uke | 22. uke | 23. uke | 24. uke | 25. uke | 26. uke | 27. uke | 28. uke | 29. uke | 30. uke | 31. uke | 32. uke | 33. uke | 34. uke | 35. uke | 36. uke | 37. uke | 38. uke | 39. uke | 40. uke |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| MASSER NED TIL PLANUM OG MASSER UNDER PLANUM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER OG SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORBELASTNINGSTID | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FJERNING AV FORBELASTNING | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Arbeidsoperasjon | 41. uke | 42. uke | 43. uke | 44. uke | 45. uke | 46. uke | 47. uke | 48. uke | 49. uke | 50. uke | 51. uke | 52. uke | 53. uke | 54. uke | 55. uke | 56. uke | 57. uke | 58. uke | 59. uke | 60. uke |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| MASSER NED TIL PLANUM OG MASSER UNDER PLANUM | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER OG SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FORBELASTNINGSTID | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| FJERNING AV FORBELASTNING | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Arbeidsoperasjon | 61. uke | 62. uke | 63. uke | 64. uke |
|---|---------|---------|---------|---------|
| MASSER NED TIL PLANUM OG MASSER UNDER PLANUM | | | | |
| FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER OG SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPARASJONSLAG I LINJEN | | | | |
| UTLEGGING AV FORBELASTNING FRA LAGER | | | | |
| FORBELASTNINGSTID | | | | |
| FJERNING AV FORBELASTNING | | | | |
| AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | |

Vedlegg 4B Fremdriftsplan masseutskiftning

Forutsetninger:

Tørr byggegrep til en hver tid.

Strømledninger og annen infrastruktur i grunnen er flyttet på forhånd.

Trafikkomlegging er gjort før prosessen starter.

Kantstein, asfalt og andre dekker er fjernet på forhånd.

| Arbeidsoperasjon | 1. uke | 2. uke | 3. uke | 4. uke | 5. uke | 6. uke | 7. uke | 8. uke | 9. uke | 10. uke | 11. uke | 12. uke | 13. uke | 14. uke | 15. uke | 16. uke | 17. uke | 18. uke | 19. uke | 20. uke | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
| JORDMASSER TIL SORTERING OG UBRUKBARE RENE MASSER | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLING I LINJEN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Arbeidsoperasjon | 21. uke | 22. uke | 23. uke | 24. uke | 25. uke | 26. uke | 27. uke | 28. uke | 29. uke | 30. uke | 31. uke | 32. uke | 33. uke | 34. uke | 35. uke | 36. uke | 37. uke | 38. uke | 39. uke | 40. uke | |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--|
| JORDMASSER TIL SORTERING OG UBRUKBARE RENE MASSER | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLING I LINJEN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| Arbeidsoperasjon | 41. uke | 42. uke | 43. uke | 44. uke |
|---|---------|---------|---------|---------|
| JORDMASSER TIL SORTERING OG UBRUKBARE RENE MASSER | | | | |
| STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm | | | | |
| SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLING I LINJEN | | | | |
| AVRETTING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN | | | | |

| Prosjekt: Beskrivelse forbelastning | | | | | Side 01-1 |
|---------------------------------------|---|----------------|----------|------|-----------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01 | Grunnarbeider | | | | |
| 01.1 | MASSER NED TIL PLANUM a) Omfatter utgraving, opplasting, transport av masser ned til planum. Massene er entreprenørens eiendom og ansvar. | m ³ | 31140,00 | | |
| 01.2 | MASSER UNDER PLANUM a) Prosessen omfatter utgraving, opplasting og transport av masser under planum for separasjonslag. Massene er entreprenørens eiendom og ansvar. c) Det skal fjernes masser til et nivå 30 cm under planum. Dette er for å tilrettelegge for forsterkning av planum med geosynteter, samt separasjonslag. | m ³ | 7110,00 | | |
| 01.3 | FORSTERKNING AV PLANUM MED GEOSYNTETER a) Omfatter levering og forsterkning av planum med geosynteter. c) Legges i to lag med separasjonslag på 30 cm. x) Mengden måles som prosjektert behandlet areal. Overlapp i skjøter måles ikke for oppgjør. | m ² | 46500,00 | | |
| 01.4 | SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL SEPERASJONSLAG I LINJEN a) Prosessen omfatter levering og utlegging av separasjonslag av sprengt stein mellom geosynteter. | m ³ | 7110,00 | | |
| 01.5 | UTLEGGING FORBELASTNING FRA LAGER a) Prosessen omfatter opplasting, transport, tipping og utlegging av sprengt stein fra lager angitt av byggherren til forbelastning. c) Forbelastningen skal ha høyde 4m. Forbelastningen skal ha toppbredde 7,5m. Forbelastningen skal ha bunnbredde 15,5m. Helningsvinkel 1:1. | m ³ | 69000,00 | | |
| 01.6 | ETABLERING AV SETNINGSBOLTER a) Omfatter alle arbeider med levering og etablering av målepunkt for setninger av forbelastning i sportrase. b) Betongfundament med setningsbolt. x) Mengden måles som utført antall punkt. | stk | 60 | | |
| 01.7 | INNMÅLING AV SETNINGSBOLTER PÅ FORBELASTNING a) Omfatter innmåling av setningsbolter og rapportering av data. c) Innmåling og rapportering utføres etter at forbelastning er ferdig bygget. Måned 1-3: En gang pr uke Måned 4-6: En gang annenhver uke | RS | | | |
| 01.8 | FJERNING AV FORBELASTNING a) Prosessen omfatter avgraving, opplasting, transport og tipp av forbelastning. Forbelastningsmassene skal benyttes for utfylling i SLV. | m ³ | 69000,00 | | |
| Sum denne side: | | | | | |
| Akkumulert Kapittel 01 Grunnarbeider: | | | | | |

Prosjekt: Beskrivelse forbelastning

Side 01-2

Kapittel: 01 Grunnarbeider

| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
|--------------------------------|--|----------------|----------|--------|---------------|
| 01.9 | AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN a) Prosessen omfatter avretting, justering og komprimering av planum i linjen. | m ² | 23250,00 | ██████ | ██████████ |
| Sum denne side: | | | | | ██████████ |
| Sum Kapittel 01 Grunnarbeider: | | | | | 21 506 508,00 |

INNHOLDSFORTEGNELSE

01 Grunnarbeider01-1

| Prosjekt: Beskrivelse masseutskiftning | | | | | Side 1-1 |
|--|--|----------------|----------|-------------------------------|---------------|
| Kapittel: 1 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 1 | Grunnarbeider | | | | |
| 1.1 | JORDMASSER TIL SORTERING a) Gjelder fyllmasser på Mindemyren. Omfatter utgraving, opplasting, transport og tipping av masser fra skjæring i linjen til BaneNOR området for sortering. | m ³ | 67500,00 | | |
| 1.2 | UBRUKBARE RENE MASSER a) Prosessen gjelder utgraving, opplasting og transport av ubrukbare rene masser. Massene er entreprenørens eiendom og ansvar. | m ³ | 48750,00 | | |
| 1.3 | SORTERING AV MASSER MED SORTERINGSVERK a) Prosessen omfatter alle kostnader med sortering av masser. Større stein kan sorteres ut med dyrkningsskuff og kjøres direkte til fylling i linjen. c) Alle masser mindre enn 20 mm skal sorteres ut. | m ³ | 67500,00 | | |
| 1.4 | MASSER MINDRE ENN 20 mm, FORURENSEDE MASSER a) Prosessen omfatter opplasting og transport av masser til deponi i D25 entreprisen c) Deponi: Ragn Sells i Rådalen | m ³ | 25313,00 | | |
| 1.5 | MASSER MINDRE ENN 20 mm, RENE MASSER a) Massene er entreprenørens eiendom og ansvar. | m ³ | 8438,00 | | |
| 1.6 | STEINMASSER, STØRRE ENN 20 mm a) Omfatter opplasting, transport, tipping, utlegging og komprimering av stein fra sortering til fylling i linjen. Massene forutsettes gjenbrukt under traubunn. | m ³ | 33750,00 | | |
| 1.7 | SPRENGT STEIN FRA LAGER TIL FYLLING I LINJEN a) Omfatter opplasting, transport, tipping, utlegging og komprimering av sprengt stein fra lager angitt av byggherren til fylling i linjen. Omfatter også bearbeiding av massen til aktuell bruk, som sortering, pigging mv. i den grad dette er nødvendig. Prosessen omfatter også etablering og vedlikehold av tipp, samt maskiner for mottak av steinmasser. | m ³ | 47475,00 | | |
| 1.8 | AVRETNING, JUSTERING OG KOMPRIMERING AV PLANUM PÅ SPRENGT STEIN a) Omfang og prisgrunnlag Prosessen omfatter avretting, justering og komprimering av planum i linjen. | m ² | 30750,00 | | |
| | | | | Sum denne side: | |
| | | | | Sum Kapittel 1 Grunnarbeider: | 39 584 420,00 |

INNHOLDSFORTEGNELSE

| | |
|------------------------------|------------|
| 1 Grunnarbeider | 1-1 |
|------------------------------|------------|

| Prosjekt: Peling | | | | | Side 01-1 |
|----------------------------|--|----------------|----------|---------------------------------------|-----------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01 | Grunnarbeider | | | | |
| 01.1 | MASSER NED TIL PLANUM a) Omfatter utgraving, opplasting, transport av masser ned til planum. Massene er entreprenørens eiendom og ansvar. | m ³ | 35000,00 | | |
| 01.2 | SUPPLERENDE GRUNNUNDERSØKELSER SPESIFISERTE a) Prosessen omfatter supplerende totalsondringer for å kontrollere bergnivå. Registreringer som er utført framkommer i bilag A5 fra Golder. Omfang av boringer skal koordineres med byggherren. | m | 400,00 | | |
| 01.3 | RIGG FOR STÅLKJERNEPELER a) Omfatter transport, tilrigging og nedrigging av utstyr som er nødvendig for utførelse av stålkjernepeler, så som boring, tetthetskontroll, injisering, borslamhåndtering, omstøping og montering av stålkjernepelene samt nødvendig underlag/arbeidsplanum. Riggplan med angivelse av laster forelegges byggherren før arbeidene påbegynnes. | RS | | | |
| 01.4 | OPPSTILLING FOR PELEGRUPPE, BORING FOR STÅLKJERNEPELER a) Omfatter flytting, oppstilling og nøyaktig plassering av borerigg/tårn, samt kostnader forbundet med målegrunnlag, eventuelt utsetting av mal og utsetting for nøyaktig plassering av pelene. | stk | 1063 | | |
| 01.5 | OPPSTILLING FOR PELEGRUPPE, MONTERING AV STÅLKJERNEPELER a) Omfatter flytting og oppstilling for montering av stålkjernepeler. x) Mengden måles som antall pelegrupper. | stk | 1063 | | |
| 01.6 | VERTIKALE FORINGSRØR, 193,7mm b) Stålkjerne 150mm Foringsrør: 193,7 x 5,0 | m | 1150,00 | | |
| 01.7 | VERTIKALE FORINGSRØR, 273mm b) Stålkjerne 180mm Foringsrør: 273,0 x 6,3 | m | 80,00 | | |
| 01.8 | SKRÅ FORINGSRÆR, 193,7mm b) Stålkjerne 150mm Foringsrør: 193,7 x 5,0 c) Helning 5:1 | m | 7600,00 | | |
| 01.9 | VERTIKAL, 193,7mm b) Stålkjerne 150mm Foringsrør: 193,7 x 5,0 | m | 100,00 | | |
| 01.10 | VERTIKAL, 273,0mm b) Stålkjerne 180mm Foringsrør: 273,0 x 6,3 | m | 16,00 | | |
| | | | | Sum denne side: | |
| | | | | Akkumulert Kapittel 01 Grunnarbeider: | |

| Prosjekt: Peling | | | | | Side 01-2 |
|----------------------------|---|------|----------|---------------------------------------|-----------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01.11 | SKRÅ, 193,7mm b) Stålkjerne 150mm Foringsrør: 193,7 x 5,0 c) Helning 5:1 | m | 500,00 | ████████ | ████████ |
| 01.12 | TRYKKPELER, 150mm b) Dybde i berg: 1 meter under avsluttet foringsrør | m | 115,00 | ████████ | ████████ |
| 01.13 | TRYKKPELER, 180mm b) Dybde i berg: 1 meter under avsluttet foringsrør | m | 8,00 | ████████ | ████████ |
| 01.14 | STREKKPELER, 150mm a) Prosessen omfatter boring av stålkjerne i berg for strekkpeler. b) Innboring i berg: 3 - 5m | m | 3000,00 | ████████ | ████████ |
| 01.15 | INNJISERING INNTIL 200 kg SEMENT a) Omfatter levering av materialer og arbeid i forbindelse med injisering av borhullet. Materialet inkluderer inntil 200 kg sement per injisering. b) Injiseringsmassen forutsettes å bestå av Portlandsement blandet med vann og egnet tilsetnings-/hjelpstoff. Normalt startes injiseringen med et vann/sement-forhold lik 0,8. Oppnås ikke mottrykk, må injiseringsmassen fortrykkes ved blanding med lavere v/c-forhold. Resepten til injiseringsmassen forelegges byggherren før oppstart av arbeidene. c) Inisering av bunnsone i borhull utføres med injiseringssmasse, etter at borhull og foringsrør er tømt og rengjort for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft- og vannspyling eller ejetorpumpe. Injiseringen utføres med pakker plassert minst 0,5 m over underkant foringsrør. Det injiseres med et overtrykk på 1 bar (0,1 MPa) i forhold tørt poretrykket i grunnen. Injiseringstrykket holdes i 15 minutter. x) Mengden måles som antall utførte injiseringer. | stk | 300 | ████████ | ████████ |
| 01.16 | TILLEGG FOR MERFORBRUK UTOVER 200kg SEMENT a) Omfatter merforbruk av sement utover 200 kg per injisering. x) Mengden måles som medgått mengde sement utover 200 kg. | kg | 30000,00 | ████████ | ████████ |
| 01.17 | OPPBORING AV INJISERT MØRTELPROPP a) Omfatter boring gjennom injisert mørtelpropp og ned til fast berg. c) Oppboring utføres etter at injiseringsmassen er herdet. x) Mengden måles som antall utførte oppboringer. | stk | 300 | ████████ | ████████ |
| 01.18 | VANNSTANDSKONTROLL a) Omfatter kontroll av vannstand i foringsrør. x) Mengden måles som antall peler. | stk | 1063 | ████████ | ████████ |
| | | | | Sum denne side: | ████████ |
| | | | | Akkumulert Kapittel 01 Grunnarbeider: | ████████ |

| Prosjekt: Peling | | | | | Side 01-3 |
|----------------------------|--|------|---------|---------------------------------------|-----------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01.19 | VANNTAPSMÅLING a) Omfatter materialer og arbeider i forbindelse med vannstapsmåling, inklusiv rengjøring av borhull og foringsrør før vanntapsmåling.. x) Mengden måles som antall utførte vanntapsmålinger. c) Vanntapsmålinger skal utføres for 10% av trykkpeler og for alle strekkpeler. | stk | 950 | ██████ | ██████ |
| 01.20 | LEVERING AV STÅLKJERNER INKLUSIVE SKJØT, 150mm a) Omfatter levering av stålkjerner inkludert skjøting, kapp og avstandsholdere. d) Krav til retthet av stålkjerner før installasjon skal være i henhold til NS-EN 10060. Vinkelendring i peleskjøter skal være maksimalt 1:500. e) Dokumentasjon på avstandsholderne forelegges byggherren. x) Mengde måles som utført lengde stålkjerne fra bunn av berghull til prosjektert underkant av topp-plate. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. | m | 8250,00 | ██████ | ██████ |
| 01.21 | LEVERING AV STÅLKJERNER INKLUSIVE SKJØT, 180mm a) Omfatter levering av stålkjerner inkludert skjøting, kapp og avstandsholdere. d) Krav til retthet av stålkjerner før installasjon skal være i henhold til NS-EN 10060. Vinkelendring i peleskjøter skal være maksimalt 1:500. e) Dokumentasjon på avstandsholderne forelegges byggherren. x) Mengde måles som utført lengde stålkjerne fra bunn av berghull til prosjektert underkant av topp-plate. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. | m | 80,00 | ██████ | ██████ |
| 01.22 | TILLEGG FOR STREKKPELER, 150mm a) Omfatter tilleggsleveranser for strekkpeler inklusive bearbeiding av ståloverflaten i forankringssonen. c) Strekkpeler skal være utformet slik at heften øker i forankringssonen. Forankringssonen skal flammerenses og det skal legges på påleggssveis eller rilles uten at tverrsnittet svekkes mer enn 10%. x) Mengden måles som lengde av heftsone med bearbeiding. | m | 1350,00 | ██████ | ██████ |
| | | | | Sum denne side: | ██████ |
| | | | | Akkumulert Kapittel 01 Grunnarbeider: | ██████ |

| Prosjekt: Peling | | | | | Side 01-4 |
|---------------------------------------|--|------|---------|--------|-----------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01.23 | MONTERING AV STÅLKJERNER, 150mm a) Omfatter leveranser og installasjonsarbeider for montering av stålkjerner i foringsrør og boringshull. Prosessen inkluderer også endelig rensk av borhull og foringsrør før pelen monteres, samt ventetid på grunn av byggherrens kontroll før kjernen monteres. For kontroll av hver pel regnes en time venting. Nødvendig arbeidshjelp og kraner etc. samt målehjelp for byggherrens kontroll inngår også i denne prosessen. x) Mengden måles som utført lengde fra bergfot til prosjektert nivå topp stålkjerne i pelehodet. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. | m | 8250,00 | ██████ | ██████ |
| 01.24 | MONTERING AV STÅLKJERNER, 180mm a) Omfatter leveranser og installasjonsarbeider for montering av stålkjerner i foringsrør og boringshull. Prosessen inkluderer også endelig rensk av borhull og foringsrør før pelen monteres, samt ventetid på grunn av byggherrens kontroll før kjernen monteres. For kontroll av hver pel regnes en time venting. Nødvendig arbeidshjelp og kraner etc. samt målehjelp for byggherrens kontroll inngår også i denne prosessen. x) Mengden måles som utført lengde fra bergfot til prosjektert nivå topp stålkjerne i pelehodet. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. | m | 80,00 | ██████ | ██████ |
| 01.25 | KAPPING AV STÅLKJERNER, 150mm a) Omfatter kapping av stålkjerner i angitt nivå. c) Kjernen skal kappes ved kaldsaging og bearbeides slik at pelehodet og bunnflaten får tilfredsstillende anlegg, vinkelrett på pelens lengdeakse. d) Maksimalt tillatt skjevhet er $d = d:1000$, der $d =$ kjernediameter x) Mengden måles som antall kappede peler. | stk | 1055 | ██████ | ██████ |
| 01.26 | KAPPING AV STÅLKJERNER, 180mm a) Omfatter kapping av stålkjerner i angitt nivå. c) Kjernen skal kappes ved kaldsaging og bearbeides slik at pelehodet og bunnflaten får tilfredsstillende anlegg, vinkelrett på pelens lengdeakse. d) Maksimalt tillatt skjevhet er $d = d:1000$, der $d =$ kjernediameter. x) Mengden måles som antall kappede peler. | m | 8,00 | ██████ | ██████ |
| 01.27 | PELEHODE FOR TRYKKPEL, Ø150mm a) Omfatter levering og montering av pelehode for trykkpel. b) Kvadratisk 440 x 440mm Tykkelse: 65mm | stk | 235 | ██████ | ██████ |
| 01.28 | PELEHODE FOR TRYKKPEL, Ø180mm a) Omfatter levering og montering av pelehode for trykkpel. b) Kvadratisk 500 x 500mm Tykkelse: 80mm | stk | 8 | ██████ | ██████ |
| Sum denne side: | | | | | ██████ |
| Akkumulert Kapittel 01 Grunnarbeider: | | | | | ██████ |

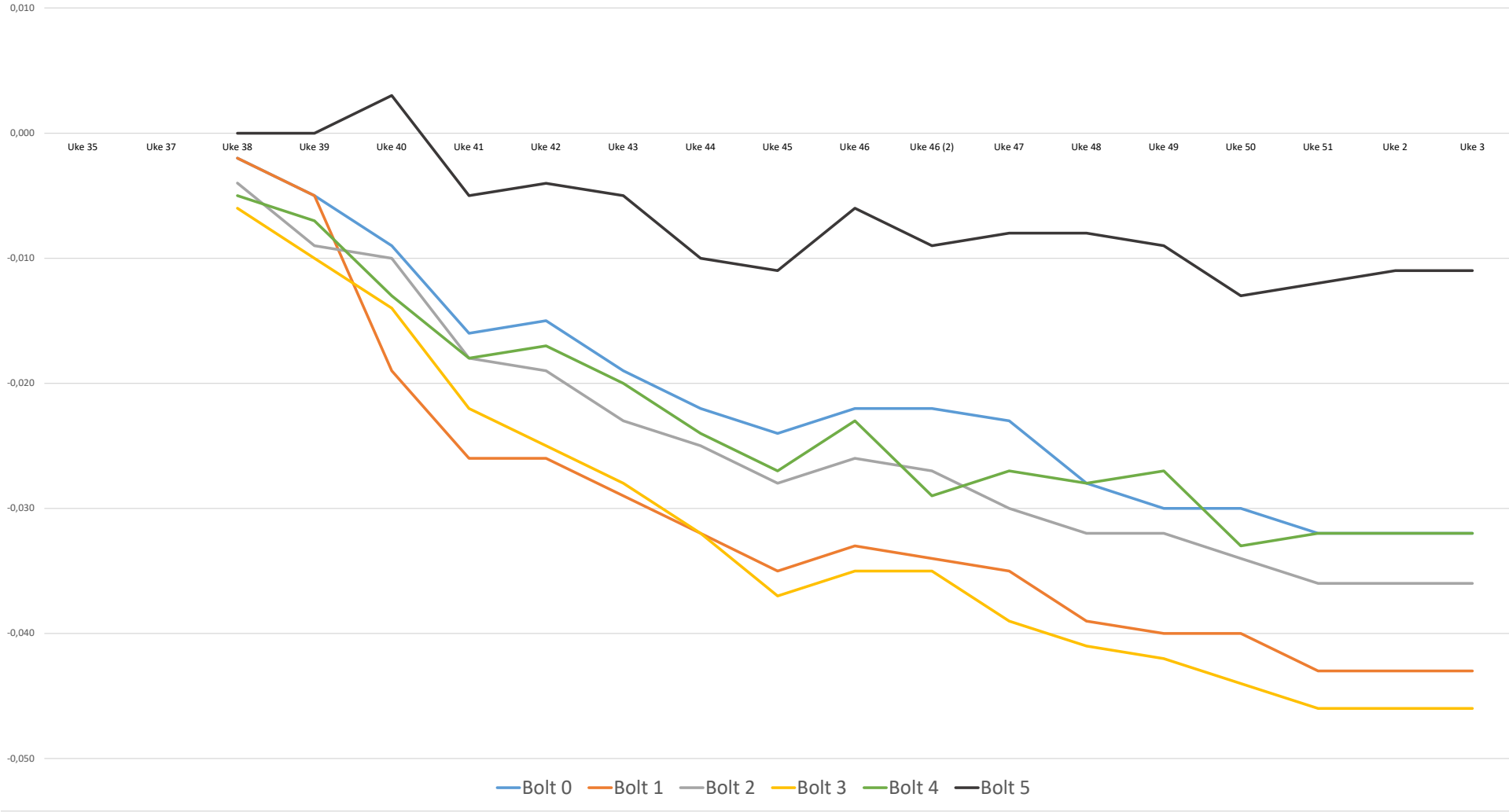
| Prosjekt: Peling | | | | | Side 01-5 |
|--------------------------------|--|------|--------|----------|---------------|
| Kapittel: 01 Grunnarbeider | | | | | |
| Postnr | NS-kode/Spesifikasjon | Enh. | Mengde | Pris | Sum |
| 01.29 | PELEHODE FOR STREKKPEL a) Omfatter levering og montering av pelehode for strekkpel. b) Kvadratisk 440 x 440mm Tykkelse: 65mm | stk | 940 | ████████ | ████████ |
| 01.30 | VENTETID FOR RIGG OG STÅLKJERNEPELER a) Omfatter uforutsatt ventetid som skyldes byggherren. c) Ventetid: Maks 8 timer pr. dag/pr. rigg x) Mengden måles som utført ventetid attestert av byggherren. | time | 400,00 | ████████ | ████████ |
| 01.31 | DRIFTSTID FOR RIGG FOR STÅLKJERNEPELER a) Prosessen kommer til anvendelse etter avtale med ekstraarbeider og ved spesielle forhold som ikke dekkes av enhetspriser. Prosessen omfatter kostnader for drift av pelerrigg med tilhørende mannskap. x) Mengden måles som utført driftstid attestert av byggherren. | time | 200,00 | ████████ | ████████ |
| Sum denne side: | | | | | ████████ |
| Sum Kapittel 01 Grunnarbeider: | | | | | 56 749 826,00 |

INNHOLDSFORTEGNELSE

01 Grunnarbeider01-1

Vedlegg 6

Setningsforløp langs Store Lungegårdsvannet



| | Uke 35 | Uke 37 | Uke 38 | Uke 39 | Uke 40 | Uke 41 | Uke 42 | Uke 43 | Uke 44 | Uke 45 | Uke 46 | Uke 46 (2) | Uke 47 | Uke 48 | Uke 49 | Uke 50 | Uke 51 | Uke 2 | Uke 3 |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Bolt 0 | | | -0,002 | -0,005 | -0,009 | -0,016 | -0,015 | -0,019 | -0,022 | -0,024 | -0,022 | -0,022 | -0,023 | -0,028 | -0,030 | -0,030 | -0,032 | -0,032 | -0,032 |
| Bolt 1 | | | -0,002 | -0,005 | -0,019 | -0,026 | -0,026 | -0,029 | -0,032 | -0,035 | -0,033 | -0,034 | -0,035 | -0,039 | -0,040 | -0,040 | -0,043 | -0,043 | -0,043 |
| Bolt 2 | | | -0,004 | -0,009 | -0,010 | -0,018 | -0,019 | -0,023 | -0,025 | -0,028 | -0,026 | -0,027 | -0,030 | -0,032 | -0,032 | -0,034 | -0,036 | -0,036 | -0,036 |
| Bolt 3 | | | -0,006 | -0,010 | -0,014 | -0,022 | -0,025 | -0,028 | -0,032 | -0,037 | -0,035 | -0,035 | -0,039 | -0,041 | -0,042 | -0,044 | -0,046 | -0,046 | -0,046 |
| Bolt 4 | | | -0,005 | -0,007 | -0,013 | -0,018 | -0,017 | -0,020 | -0,024 | -0,027 | -0,023 | -0,029 | -0,027 | -0,028 | -0,027 | -0,033 | -0,032 | -0,032 | -0,032 |
| Bolt 5 | | | 0,000 | 0,000 | 0,003 | -0,005 | -0,004 | -0,005 | -0,010 | -0,011 | -0,006 | -0,009 | -0,008 | -0,008 | -0,009 | -0,013 | -0,012 | -0,011 | -0,011 |