



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2018 30 stp
Fakultet for realfag og teknologi

Modellering av samvirkekonstruksjoner og lastfordeling på nedgravde betongrør

Soil-structure interaction and load distribution on
buried concrete pipes

Magnus Johnsen
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved fakultetet for realfag og teknologi ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, NMBU. Oppgaven er skrevet av Magnus Johnsen og markerer avslutningen av det femårige studiet innenfor byggeteknikk og arkitektur. Omfanget av oppgaven er 30 studiepoeng og den er skrevet våren 2018.

Temaet for oppgaven er hvilke påkjenninger trafikklast fra jernbane og veg utgjør på nedgravde betongrør. Det er gjennomført et casestudium for å besvare problemstillingen ved å legge røret ved ulike overdekninger.

Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med fagpersoner fra Statens Vegvesen, BaneNor og betongindustrien ved Loe og Basal. Jeg ønsker å takke Ian Willoughby, Hauke Burkart, Shkelzen Bogdani og Murad Sani Sayd for all støtte og oppfølging.

I tillegg rettes en stor takk til Terje Reiersen og Jan Vaslestad som har gitt meg muligheten til å gjennomføre denne oppgaven og satt meg i kontakt med de rette fagpersonene. Det har betydd mye for oppgavens utvikling og gjennomføringsevne.

Det har vært en glede å samarbeide med dere. Håper vi ses igjen!

Ås, mai 2018

Magnus Johnsen

Sammendrag

Effektivisering av transportmidler spiller en viktig rolle for menneskets velferd og næringssektoren. Dette fører til at kjøretøyene skal kjøre med høyere hastighet og transportere større laster enn noen gang. For å imøtekomme utfordringer knyttet til fremtidige og nåværende problemer kreves økt forståelse av påkjenningene nedgravde rørkonstruksjoner utsettes for, og også hvordan jorden oppfører seg som en følge av trafikklaster.

Målet med denne oppgaven er å sammenlikne trafikklaster fra jernbane og veg. Det er fokusert på hvordan kreftene fordeler seg og hvilken betydning en trafikklaster som beveger seg utgjør for rør som legges ved minimum og maksimum overdekningen. Det er også fremlagt en metode for optimalisering av rørkonstruksjonen som dimensjoneres ved bruk av PLAXIS 2D, et finite element program som simulerer geotekniske problemer med en bedre tilnærming til virkeligheten. Resultatene sammenliknes med beregninger gjort etter dagens regelverk for å se mulighetene for optimalisering av rørkonstruksjoner ved bruk av en ny teknologisk tilnærming. Det er tatt i bruk et case-studie der røret legges ved ulike overdekninger for å svare på problemstillingen.

Resultatene for de vertikale akselerasjonene som er funnet stemmer godt overens med forventninger, andre fullskalaforsøk og tidligere forskning. De vertikale akselerasjonene som er presentert viser å ha en raskt nedtrappende effekt og vil for rør anlagt med liten overdekning være en kritisk faktor.

Beregningene gjennomført etter dagens regelverk sammenliknet med beregningene i PLAXIS viser gode muligheter for å øke utnyttelsen til rørkonstruksjonene. Resultatene viser et spesielt stort forbedringspotensial ved største og minste overdekning som er testet. FEM-programmer viser seg å være et godt hjelpemiddel til å gjenskape de utfordringene som oppstår i virkeligheten og gir gode indikasjoner på hvordan komplekse problemer kan løses.

Abstract

The efficiency of transport plays an important role in human welfare and the food industry. The vehicles are travelling with a higher speed and are transporting even larger loads than before. An increased understanding of the traffic load distribution is vital to meet the current and future challenges.

The main focus in this thesis is the comparison of the traffic loads by railway and roads. It focuses on the distribution of the loads, and the significance of traffic loads effect on pipelines with minimum and maximum soil covers. A method is presented to optimize the pipe design. For the optimization the software PLAXIS 2D is used, a finite element program that simulates geotechnical problems with a better approach to reality. The results of the optimization are compared with calculations made according to the current regulations. The problem is answered by creating a case, placing the pipes with different soil covers.

The results for the vertical accelerations match the expectations, other full-scale trials and previous research. The vertical accelerations presented, show that there is a rapidly decreasing effect. This will be a critical factor for pipes with minimum soil covers.

The comparison of hand calculations and the calculations done in PLAXIS shows opportunities to increase the utilization of the pipe construction. The potential of the maximum and minimum soil covers is great. FEM programs proves to be helpful with the challenges that arise in reality and provides a good indication in solving complex issues.

Innhold

Forord	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Figurliste.....	IX
Tabelliste	X
1.0 Innledning.....	1
1.1 Problemstilling.....	1
1.2 Bakgrunn	1
1.3 Avgrensninger	2
2.0 Teori	3
2.1 Historie	3
2.2 Klimaendringer.....	3
2.3 Jernbane og veg som transportmidler	4
2.4 Stive rørkonstruksjoner.....	6
2.5 Legging av betongrør.....	14
2.5.1 Utgravning og bunnforsterkning	14
2.5.2 Fundament	15
2.5.3 Sidefylling og beskyttelseslag	15
2.5.4 Gjenfylling	15
2.5.5 Frostsikring av betongrør	16
2.6 Lastvirkninger ved elastisitetsteori	16
2.7 Lastmodeller i NS-EN-1991-2.....	19
2.8 Oppbygning av veg- og jernbanekonstruksjon	20
2.9 Numerisk metode.....	20
2.9.1 Mohr-Coulomb.....	21
2.9.2 Platefunksjoner.....	23
2.9.3 Dynamisk analyse	24
2.10 Dynamisk faktor	25
2.10.1 Veg	26
2.10.2 Jernbane.....	28
2.10.3 Fullskalaforsøk	29
3.0 Forsøk.....	31
3.1 Plaxis modell	31
3.2 Trafikkklaster fra veg	32
3.3 Trafikkklaster fra jernbane	34

4.0	Resultater.....	39
4.1	Sensitivitetsanalyse.....	39
4.2	Beregninger etter dagens regelverk	42
4.3	Resultater jernbane	43
4.4	Resultater veg	49
4.5	Kontroller.....	50
4.5.1	Bruddgrensetilstand.....	50
4.5.2	Bruksgrensetilstand	53
5.0	Diskusjon.....	57
5.1	Veglaster.....	57
5.2	Toglaster	58
6.0	Konklusjon	61
7.0	Videre arbeid	63
8.0	Referanser.....	65
	Vedlegg A – Vertikale akselerasjoner.....	69
	Vedlegg B – Sammenlikning med fullskalaforsøket i Eidanger	71
	Vedlegg C – Beregninger i Matlab.....	73
	Vedlegg D – Sammenlikning av vertikale hastigheter.....	77
	Vedlegg E – PLAXIS-modell med veglaster	79
	Vedlegg F – PLAXIS-modell med jernbanelaster	86

Figurliste

Figur 1: Nedbør- og temperaturavvik, (Meterologisk institutt).	4
Figur 2: Vekst i innenlands persontransport for veg og jernbane, (SSB, 2018).	6
Figur 3: Fordeling av krefter for rør anlagt i fylling, (Vaslestad, 1992).	7
Figur 4: Fordeling av krefter for rør anlagt i grøft, (Vaslestad, 1992).	8
Figur 5: Fordeling av krefter på rør med bruk av EPS geofam, (Vaslestad, 1992).	9
Figur 6: Fordeling av krefter for rør med innlagt EPS geofam. Illustrasjon fra PLAXIS.	10
Figur 7: Diagram for bestemmelse av aktiv jordtrykkskoeffisient (Vegdirektoratet, 2010). ...	12
Figur 8: Fordeling av aksialkrefter (t.v.) og momenter (t.h.) på et betongrør.	13
Figur 9: Tankegang for beregning av terenglaster ved bruk av Boussinesq's formel i x- og y-planet.	17
Figur 10: Effektive styrkeparametere ved bruk av Mohr-Coulomb, (Brinkgreve & Vermeer, 1998).	22
Figur 11: Kjøretøyets dynamiske system på en ujevn overflate (Ludescher & Brühwiler, 2009)	27
Figur 12: Aksellast inkludert maksimum dynamisk tillegg.	33
Figur 13: PLAXIS-modell for veglaster ved 0.9m overdekning.	34
Figur 14: Tankegang for beregning av nedbøyning fra enhetslaster i Autodesk Robot (Correia et al., 2007).	34
Figur 15: Aksellastkonfigurasjoner for lokomotiv-trukket passasjertog 1.	35
Figur 16: Aksellastkonfigurasjoner for lokomotiv-trukket passasjertog 2.	35
Figur 17: Aksellastkonfigurasjonsjoner for lokomotiv-trukket godstog 5 og 6.	36
Figur 18: PLAXIS-modell for jernbanelaster ved 0.9m overdekning.	37
Figur 19: E-modulens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.	40
Figur 20: Friksjonsvinkelens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.	40
Figur 21: Poissons ratio innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.	41
Figur 22: Kohesjonens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.	41
Figur 23: Dilatans innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.	42
Figur 24: Total belastning etter håndberegninger.	43
Figur 25: Vertikal akselerasjon mot overdekning for tog 1.	45
Figur 26: Vertikal akselerasjon mot overdekning for tog 2, 5 og 6.	45
Figur 27: Vertikal akselerasjon mot dybde for tog 6.	46
Figur 28: Dynamisk faktor mot dybde for lokomotiv-trukket passasjertog 1.	47
Figur 29: Plott av total belastning mot dybde ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.	48
Figur 30: Plott av total belastning mot dybde ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.	49
Figur 31: M-N interaksjonskurve.	51
Figur 32: Kontroll mot maksimal armeringsavstand for håndberegninger.	55
Figur 33: Kontroll mot maksimal armeringsavstand for beregninger i PLAXIS.	56

Tabelliste

Tabell 1: Valgte parametere for ulike jordlag ved bruk av Mohr-coulomb jordmodell.....	23
Tabell 2: Valgte parametere for ulike jordlag ved bruk av Lineær-elastisk jordmodell.	23
Tabell 3: Parametere for plateegenskaper.	23
Tabell 4: Parametere for rør 1600.	24
Tabell 5: Støttillegg og konsentrasjonsfaktor for rør 1600mm.	33
Tabell 6: Parametere for tog modell i Autodesk Robot.	36
Tabell 7: Eksempel på multiplikatorer fra enhetslastene til lokomotiv-trukket passasjertog 1.	37
Tabell 8: Vertikale laster mot overdekning.	43
Tabell 9: Akselerasjon for forskjellige dybder og tog.....	44
Tabell 10: Dynamiske- og konsentrasjonsfaktorer mot høyde på overdekning for toglaster. .	47
Tabell 11: Total belastning fra trafikklast på jernbane ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.	48
Tabell 12: Total belastning fra trafikklast på veg ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.	49
Tabell 13: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand (Norsk Standard, 1992).....	50
Tabell 14: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegninger, veg.	51
Tabell 15: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegninger, jernbane.	52
Tabell 16: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter PLAXIS, veg.	52
Tabell 17: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter PLAXIS, jernbane.	53
Tabell 18: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand (Norsk Standard, 1992).....	53
Tabell 19: Dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstand.	54
Tabell 20: Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand.	54

1.0 Innledning

Hensikten med dette kapitlet er å gjøre rede for valgt problemstilling med en forklaring av bakgrunnen til problemet. Avgrensninger som er lagt til grunn er også besvart.

1.1 Problemstilling

Rør med innvendig diameter større enn 2.5m regnes i dag som en brokonstruksjon. Dette fører til at alle opptredende terrenglaster i teorien virker direkte på røret. Siden rør alltid anlegges med en overdekning, vil ikke jordmassenes evne til å fordele kreftene bli tatt i betraktning. Problemstillingen i denne oppgaven blir derfor å se på jordens evne til å fordele de vertikale kreftene ved et case-studie med ulike overdekninger. Terrenglastene som undersøkes er dynamiske og statiske laster som opptrer fra veg og jernbane.

For å beregne kreftene er det benyttet PLAXIS 2D, et finite element program som simulerer geotekniske problemer med en bedre tilnærming til virkeligheten. Beregningene etter dagens regelverk skal sammenliknes med beregninger gjort i PLAXIS for å se mulighetene for optimalisering av utnyttelsen til rørkonstruksjonen.

Ved bruk av case-studiet skal det legges et ovalarmert betongrør med 1600mm innvendig diameter ved forskjellige overdekninger. Røret kontrolleres mot kravene i brudd- og bruksgrensetilstand.

1.2 Bakgrunn

Hovedgrunnen for valg av problemstilling er som forklart at det i dagens standarder ikke gis mulighet til å dimensjonere rør med innvendig diameter større enn 2.5m som en rørkonstruksjon. Dette fører til at rør som betraktes som brokonstruksjoner dimensjoneres med vesentlig større tillegg for de vertikale lastene.

Bakgrunnen for at standarden kun legger til grunn trafikklast fra veg, var at det på det tidspunktet i liten grad var snakk om andre terrenglaster enn veglaster. I de senere år har det midlertidig blitt stort fokus på jernbaneutbygging. Det er blant annet vedtatt 318,9 mrd. (Stortinget, 2016-2017) kroner som økonomisk ramme satt av til jernbaneformål i perioden 2018-2029. Siden det kun legges til grunn trafikklast fra veg vil det bli prioritert å se på lastvirkninger fra jernbane.

Forskjellen mellom veg- og jernbanelaster vil i noen tilfeller ved lav overdekning ha stor innvirkning på fordeling av krefter. Dette kommer av at høyden fra lastene som opptrer etter standarden skal regnes fra bunn sville, mens det i jernbaneteknisk regelverk oppgis som høyde fra toppen av røret til overkant skinne. I tillegg er det for veglaster inkludert en dynamisk faktor og det vil for jernbanestrekninger som skal dimensjoneres for en forventet vekst i jernbanetraffikk også være et lasttillegg med en faktor $\alpha = 1,33$. Tilleggene for jernbanelaster er uspesifiserte og kan skape komplikasjoner for kjøper dersom det ikke tas med i beregningene.

Det vil bli viktig å fastlegge lastvirkningene mer nøyaktig for og gi kundene mest mulig konkurransedyktige produkter, og ikke minst konstruksjoner som er dimensjonert etter riktig forutsetninger.

1.3 Avgrensninger

Avgrensningene som er gjort er:

- Det er ikke tatt hensyn til påvirkninger fra det hydrologiske aspektet til overvannsledningen som oppgaven baseres på. I dette inngår blant annet vannets egenvekt og effekter fra vanngjennomstrømning i røret. Avgrensningen er tatt på bakgrunn av fokus på fagfeltet innen byggeteknikk og arkitektur.
- Dynamiske analyser for kjøretøy på veg er ikke gjennomført. Avgrensningen er satt på bakgrunn av tidkrevende beregninger, i tillegg til at antall mulige kombinasjoner av kjøretøysammensetninger og egenskaper er uoversiktlig og har et stort mangfold. Tendensene sammenliknet med dynamiske analyser for tog vil også stemme godt overens med samme analyser for veg, da det er mange likheter ved egenskapene og kjøretøyskonfigurasjonene til begge trafikklastene.
- Det er valgt å ikke gå i dybden for beregningene i bruksgrensetilstand etter anbefalinger fra samarbeidspartnere. Også for dimensjonering i bruddgrensetilstand er det gjort en forenkling ved å sjekke moment- og aksialkraften mot et M-N-diagram utarbeidet av Shkelzen Bogdani.
- Det er gjort en forenkling i PLAXIS-modellen, der jordlagene strekker seg over hele bredden til modellen. Det er derfor ikke tatt i betraktning andre sidemasser som i virkeligheten ville hatt andre parametere som kunne påvirket svarene.

2.0 Teori

I teorikapittelet vil det bli presentert litt historie om utvikling og bruken av betongrør som vannledninger, samt hvilke utfordringer som er i vente med tanke på klimaendringer og økte krav til konstruksjonen. Det blir gjennomgått jernbane- og veglaster som er de terrenglastene røret skal dimensjoneres etter og redegjort betydningen til den dynamiske lasten. Prosessen for legging av røret, en viktig forutsetning for å oppnå tilstrekkelig bæreevne blir gjennomgått og hvilke parametere som velges til de forskjellige jordlagene som skal simuleres i FEM-programmet PLAXIS 2D.

2.1 Historie

De første krav til utførelse av vannledninger av betong ble etablert i 1909, da rørene for første gang ble utsatt for trafikkklaster fra trikk og biler. Det stilles krav til både styrke og produksjon (overdekningens porøsitet). Problemet med mange eldre ledninger er at de har for liten armeringsoverdekning, som gjør de lettere utsatt for kjemisk nedbrytning og har følgelig lavere bruddstyrke.

Lave vedlikeholdskostnader og tilfredsstillende funksjonsevne definerer et godt ledningsnett, med et ønske om en levetid på over 100 år. Betongrør er robuste konstruksjoner og brukes i konstruksjoner med høye fyllinger, krav til stor kapasitet, og en lang levetid. Betong er det mest anvendte rørmaterialet for avløpsnettet i Norge. Mye av grunnen til dette er at de kan produseres med styrke og kapasitet som kan tilpasses den enkelte situasjonen, i tillegg til at de har minimal utvidelse ved temperaturendringer. En ulempe med betong er at rørene blir vanskeligere å håndtere på grunn av stor vekt og det kan ved undergrunn med veldig lave pH-verdier bli utsatt for kjemisk nedbrytning.

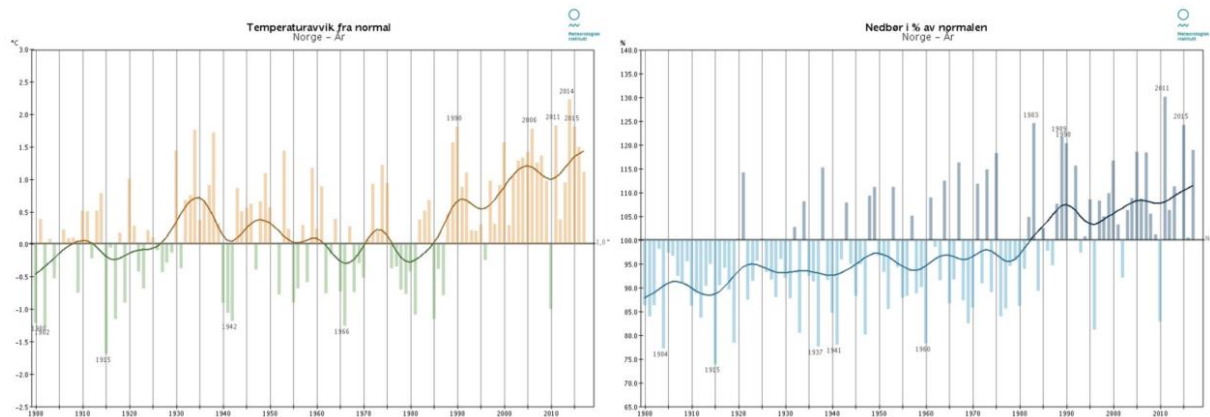
2.2 Klimaendringer

I Norge er det i dag et stort behov for utskiftning av vann og avløpsledninger. I følge Ødegård et al. (2013) har norsk ledningsnett en gjennomsnittlig lekkasjeprosent på 33 %, som er blant de høyeste lekkasjetallene i Europa. Dette medfører en økonomisk- og miljømessig belastning som bør reduseres. Estimerte verdier fra norsk vannrapport viser at investeringsbehovet frem til 2030 vil gi en kostnad på 290 mrd. kr eks mva, for å oppnå 2030-standard hos offentlige og private VA-anlegg. Dette er bare estimerte verdier, men gir en god indikasjon på hva som står i vente (Ødegård et al., 2013).

Klimaendringer spiller også en stor rolle i valg av rør, og ikke minst kapasitet og diameter på røret. Med en økt urbanisering og en forventet økning i nedbørintensitet er det store utfordringer i vente. Drenering av veg og jernbane vil øke i takt med klimaendringene og god drenering vil være viktig av trafiksikkerhetsmessige grunner og for å sikre konstruksjonens bæreevne.

Klimaendring har resultert i høyere temperaturer, mer nedbør og ikke minst en mye høyere nedbørintensitet. Figur 1 viser utviklingen i nedbør og temperaturavvik fra normalen over en periode på 115år. Dette gjør overvannshåndtering på flater med høy avrenning kritisk når det

kommer til konstruksjoner i urbaniserte områder, i sammenhenger med infrastruktur til samferdsel, eller jordoverflater med dårlig infiltrasjonsevne. Flom og oversvømmelse er konsekvenser av lengre nedbørsperioder og høyere nedbørintensitet. Fokuset på å forberede seg på konsekvenser av klimaendringer er et viktig tema i dagens samfunn for å kunne ivareta infrastruktur, bygninger, helse og miljø, og forhindre forurensning før overvannet når resipienten. Det er viktig å sette på fokus på selve utførelsen og ikke minst vedlikeholde som kommer i ettertid (Ødegaard, 2012).



Figur 1: Nedbør- og temperaturavvik, (Meterologisk institutt).

Forskning for simulering av kommuner utsatt for fremtidige klimaendringer har vist at konsekvensene er store. Som eksempel viste Hardang (2007) en simulering av konsekvensene i Fredrikstad kommune med en 15% økning i regnintensiteten i forhold til nåværende beregninger for 50-årsregn. Konsekvensene viste at antall flomskadde bygninger økte fra 67 for nåværende klima, til 115 flomskader i et fremtidig klima. En lignende undersøkelse er også gjennomført av Kringstad (2009) for Lillestrøm for beregnede effekter av klimaendringer på oversvømmelser og overløpsutslipp.

Problemene er så langt løst ved at overvannet fraktes i ledningsnett til lokale rensesanlegg, infiltreres ned i grunnen, eller følger sine naturlige dreneringslinjer frem til nærmeste vassdrag.

Bruken av lukket drenering er metoden som foretrekkes i urbane områder. Norge er et land hvor denne problematikken står veldig sentralt. Selv om Norge består av store åpne områder vil problemet oppstå på grunn av sentralisering ved at samfunnet konsentrerer seg rundt et begrenset og sentralt område.

2.3 Jernbane og veg som transportmidler

Klimautfordringene øker risikoen for skader, og vil redusere komforten til de reisende på veg- og jernbanenettet. For veg og bane vil klimautfordringene ha mange likheter og kan derfor behandles tilnærmet lik.

Klimautfordringene som er i vente kan ifølge (Nordic Council of Ministers, 2008) både ha negative og positive konsekvenser på infrastrukturen. På den ene siden kan ekstremværet føre til høye kostnader ved at antall berørte og de økonomiske konsekvensene av skader øker. På

den andre siden forventes det mindre snø, og færre tilfeller av frost, noe som senker drift- og vedlikeholdskostnader. Ekstremvær kan skape hendelser som flom, intense nedbørmengder, ulike typer skred etc.

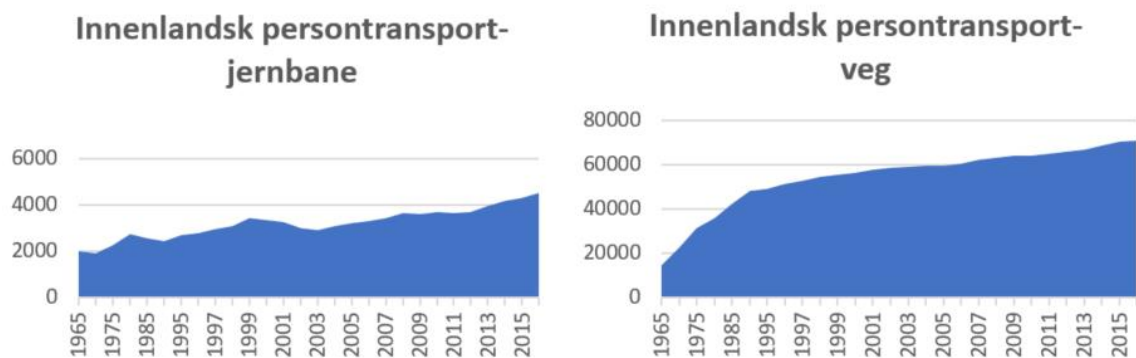
En økt gjennomsnittstemperatur fører til at temperaturen svinger oftere rundt null. Spesielt ved denne temperaturen vil det være glattere vegbaner enn vanlig, og ulykkes-frekvensen og forsinkelser kan forventes større enn normalt (Nordic Council of Ministers, 2008). Det er i hovedsak håndtering av overvann, sammen med smeltevann, is og snø, som er hovedutfordringene for veg- og jernbaneforvaltere. Høyre temperaturer øker også risikoen for ulykker på grunn av større nedbørmengder ved at evnen til å ta opp vanndamp i atmosfæren er større. Det kan for eksempel føre til overbygninger med lav bæreevne, økt slitasje på materialene, økt antall ulykker som skyldes vannplaning, og gjøre transporttjenestene generelt mindre effektive. En økning i temperaturen fører også til positive virkninger i innlandet som for eksempel redusert behov for snørydding/salting, og det gir muligheten for flere åpne veger på vinterstid ved at snøsesongen vil bli kortere. For steder i høyfjellet derimot vil denne effekten være motsatt og føre til et større snøfall. Dette vil gi et økt behov for rensing av blant annet kulverter, fordi økt snøfall forringer drenefunksjonene.

Nordic Council of Ministers (2008) konkluderer med at transport på veg og jernbane påvirkes i ubetydelig grad ved en forventet økning av årsmiddeltemperatur på 2 grader i løpet av de neste hundre årene. Konklusjonen er tatt på bakgrunn av det det noen steder vil føre til større kostnader, mens andre lavere kostnader. Størrelsen på disse kostnadene er vanskelig å sette sikre tall på, men totalt sett vil det være lite endringer. Det vil allikevel på grunn av mer ekstremvær kreve store reinvesteringer og kostnader satt av til vedlikeholdsarbeid for å oppnå ønsket standard og et robust system. Innvesteringer som går med til forberedelse av klimaendringer forventes å være kostbart.

I Sverige konkluderer SOU (2007) med at det forventes økte kostnader til forebygging av skader, spesielt om sommeren som en følge av økt nedbør som fører til hyppigere forekomster av skred, ras og erosjon. Mildere vintre som fører til mindre tele kan enten øke eller redusere kostnadene, avhengig av telens betydning for stabilisering.

Statens vegvesen (2013) sin rapport «Klima og transport» anbefaler tiltak for å tilpasse seg de ventede utfordringene ved klimaendringer. De anbefalte punktene omhandler: sikring av transportinfrastruktur, bedre forvaltningsregime, ressursforvaltning, styrke beredskap og styrke kunnskapsgrunnlag og formidling. Punktene baserer seg grovt sett på forbedring av rutiner, integrering av klimahensyn i forskjellige kontraktsformer og prosjektfaser, og bedre bruk av kartlegging og datainnsamling som gir bedre forutsetninger for riktige beslutninger. Det viktigste er å ta opp problemstillingen om klimaendringer så tidlig som mulig.

Innenlands persontransport på veg og jernbane har som Figur 2 viser økt de siste 50 årene, spesielt persontransport på veg. Persontransporten er viktig for transport i forbehold med næringssektoren og for menneskets velferd, som ifølge ECON (2006) vokser med den økonomiske utviklingen.



Figur 2: Vekst i innenlands persontransport for veg og jernbane, (SSB, 2018).

På grunn av mye utbygging av vegnettet endres blant annet de naturlige flomveiene, og det har ført til et mer sårbart veg- og jernbanenett. Samtidig har også standarden endret seg, og infrastrukturen dimensjoneres mer robuste enn før. Vegnettet har som regel fordelene av mange mulige omkjøringsveger, noe som vil øke sikkerheten ved naturskader som for eksempel ras eller flom. For jernbane vil ikke omkjøringsmulighetene være de samme, da toget er fastsatt i skinnene. Jernbane regnes som mindre utsatt for naturskader, men regnes mer sårbart på grunn av få muligheter for omkjøringer (ECON, 2006).

For jernbane fører ekstremværet til en høyere risiko for ras, kraftige vindkast kan resultere i høye konsentrasjoner av aksellaster, og det blir større fare for vann rundt sporene.

Tiltak som kan gjøres for veg og jernbane vil være å sørge for tilstrekkelig dreneringssystemer, og beredskapsapparater for å ivareta sikkerhet og trafikkavvikling. For jernbane vil også sikring mot rasfare være et viktig tiltak (Aaheim et al., 2009).

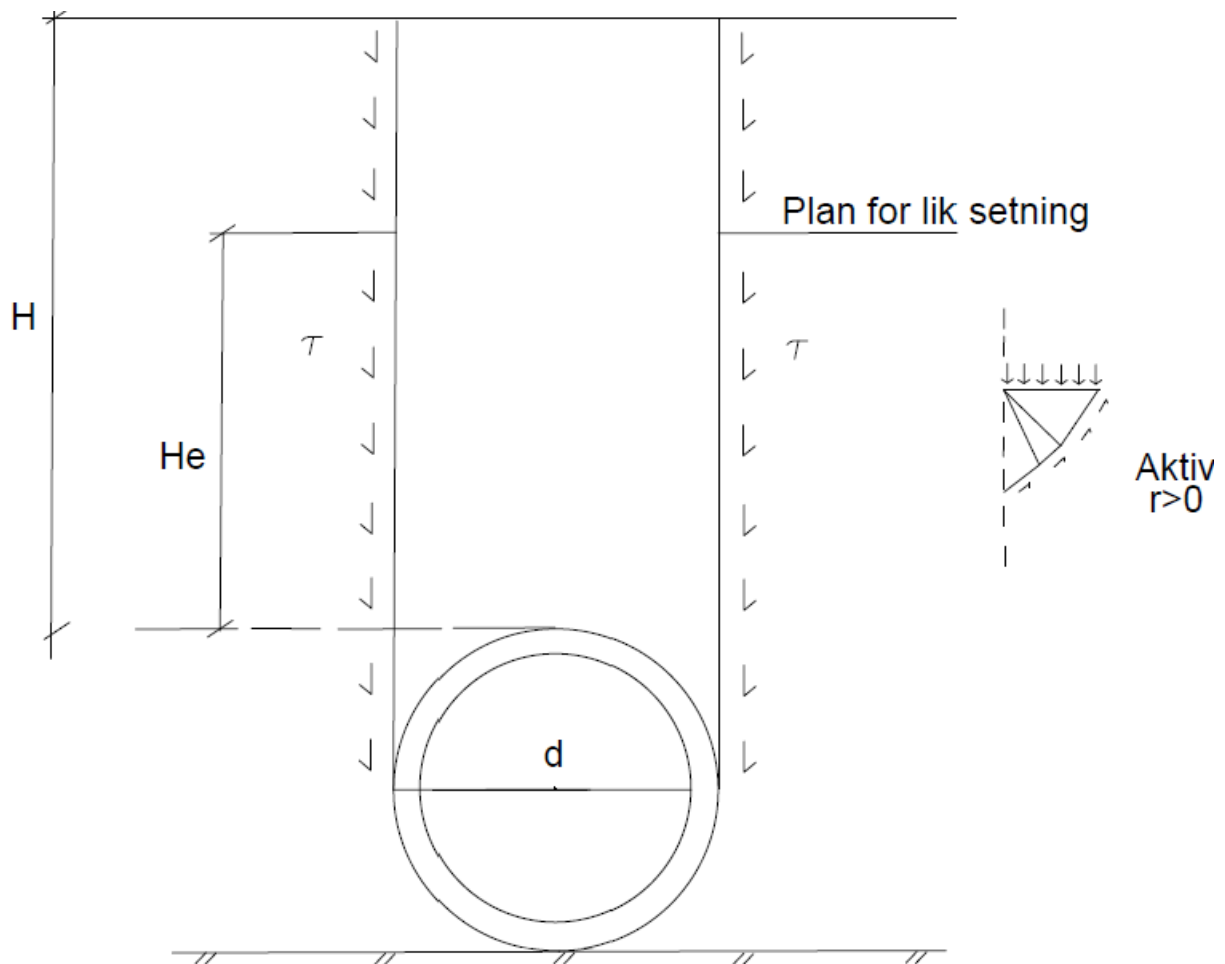
2.4 Stive rørkonstruksjoner

Rør kan klassifiseres som stive eller myke rørtyper, avhenge av den relative stivheten til røret og omkringliggende masser. Stive rør kan klassifiseres ved at de får en nedbøyning mindre enn 2%, og myke vil få en nedbøyning på minimum 2% ved belastning. Stive rørtyper kjennetegnes ved at dens stivhet er større enn omkringliggende jordmasser, og det er røret som er den bærende konstruksjonen. Motsatt vil stivheten til et mykt rør være mindre enn jordmassene og avhenger av den horisontale trykklagringen fra massene som bærer de vertikale lastene. Armerte og uarmerte betongrør er eksempler på stive rør, mens tynne stålrør eller plastikkør er eksempler på myke rørkonstruksjoner. Stive rørkonstruksjoner brukes primært på steder utsatt for høyere fyllinger, større vertikale laster generelt, eller når konstruksjonen krever større diametere.

Betong er et meget godt egnet materialet til å ta opp trykkrefter. For å gjøre konstruksjonen motstandsdyktig benyttes det ofte armering i konstruksjonen av stål, et material som kan ta opp strekkreftene. Armerte betongkonstruksjoner dimensjoneres etter bruddkriterier eller brukskriterier. Bruddkriteriene defineres enkelt nok ved tillatt påkjenning før konstruksjonene går i brudd. Brukskriteriene vil være tillatt påkjenning før konstruksjonens nedbøyning eller riss overskrider kriteriet.

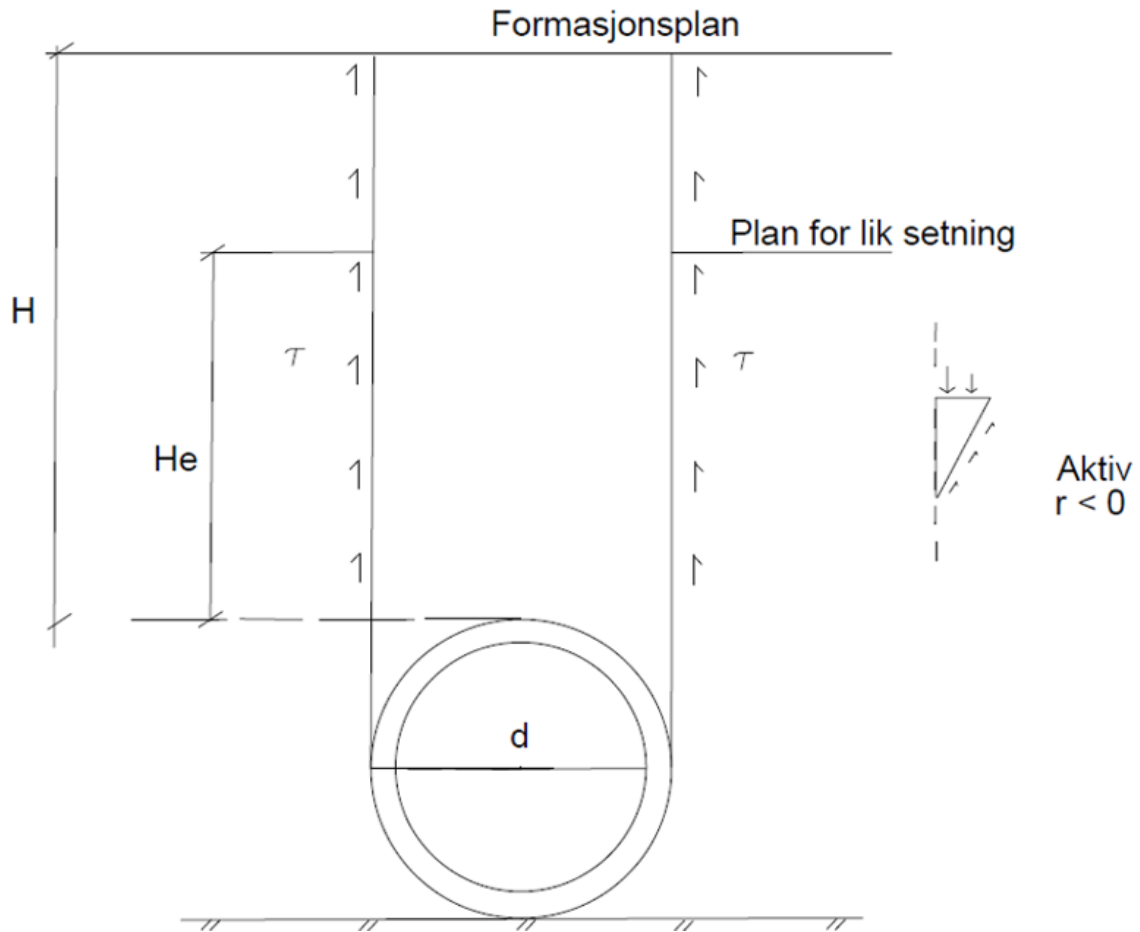
I dag bygger de fleste dimensjoneringsteorier benyttet i Europeiske forhold på modifiseringer av Marston og Spangler's teori for bestemmelse av jordlaster på stive rørkonstruksjoner. Teorien ført til at legging av rør inndeles ut ifra forskjellige lastfordelingsprinsipper. Det ble delt inn i tre ulike fordelingsprinsipper:

For betongrør anlagt i **fylling F** (vist i Figur 3) vil massene i jordsøylen over røret deformeres mindre enn de omkringliggende fyllmassene. Det betyr at massene i jordsøylen over røret vil settes mindre enn massene rundt, se Figur 7. Vekten fra jordmassene øker med skjærkreftene som opptrer langs med fyllmassene og kan beskrives som en hvelveffekt.



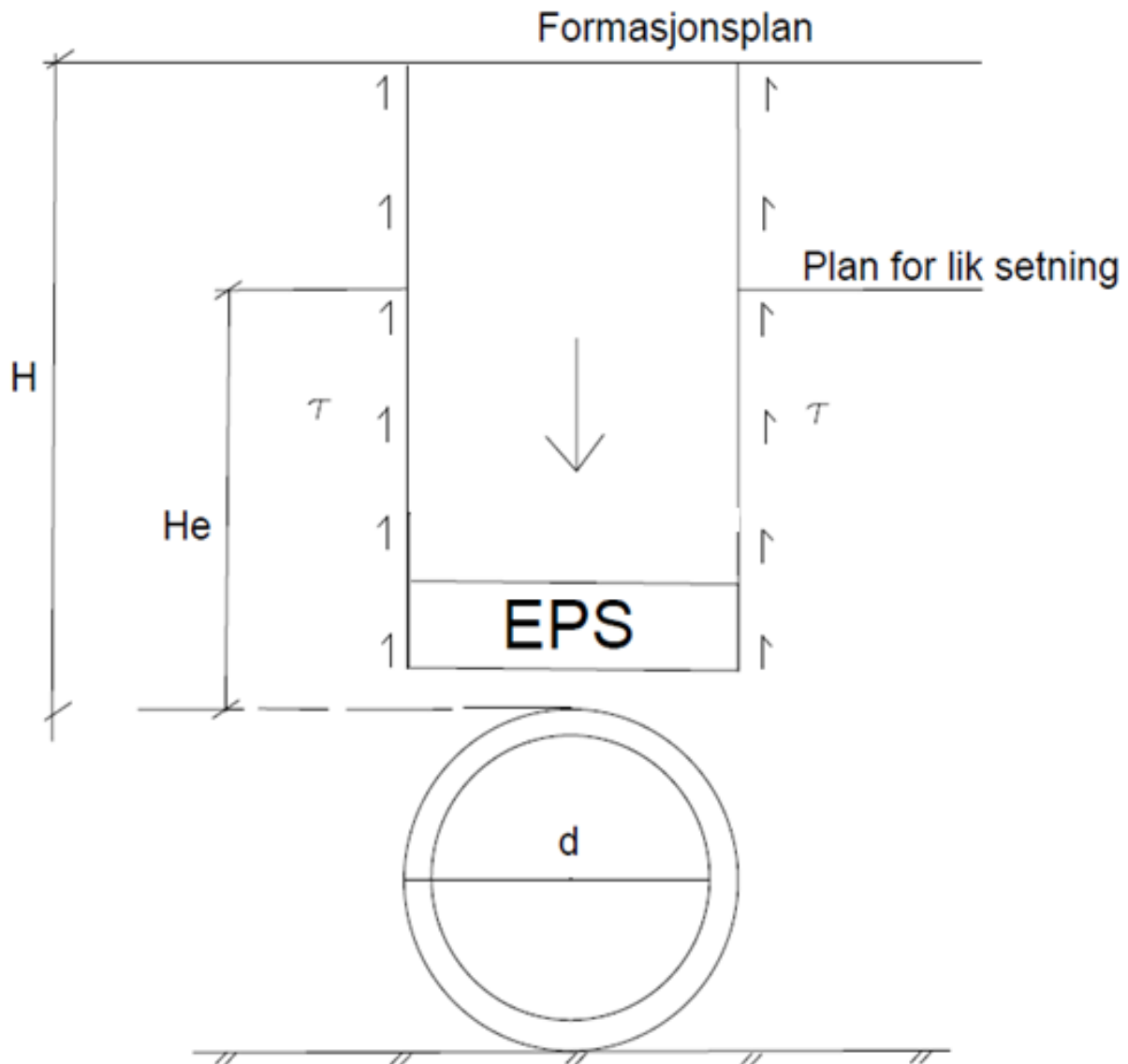
Figur 3: Fordeling av krefter for rør anlagt i fylling, (Vaslestad, 1992).

For betongrør lagt i **grøft** vil hovedforskjellen være at skjærkreftene som oppstår langs med fyllmassene vil være oppadrettede og dermed avlaste røret. De vertikale kreftene reduseres. Et stivt rør lagt i grøft forklares i Figur 4. Det vil oppstå et aktivt jordtrykk og gi en ruhet < 0 .



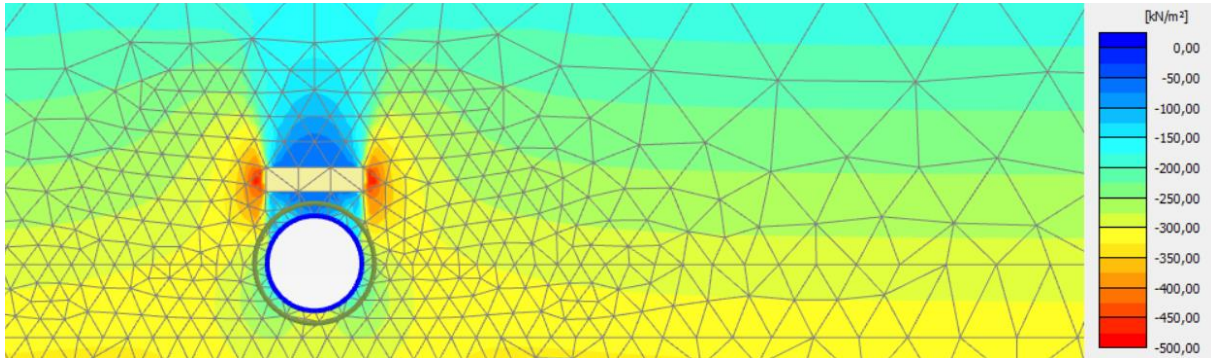
Figur 4: Fordeling av krefter for rør anlagt i grøft, (Vaslestad, 1992).

For å avlaste betongrøret ytterligere, spesielt ved høye overdekninger eller store vertikale laster kan det legges et **kompresibelt lag** over røret. Det kompressible laget har vært testet med mange ulike materialer (Vaslestad, 1990; Witthoeft & Kim, 2016). Grunnen til at de vertikale kreftene blir mindre over kronen på røret er at når det kompressible laget deformereres oppstår det en hvelvvirkningseffekt som fordeler kreftene jevnt rundt røret. Dette gjør at fyllmassene ved siden av røret får et større vertikalt trykk som en følge av et lavere vertikalt trykk på kronen (Vaslestad, 1991). Prinsippene ved bruk av EPS geofom er illustrert i Figur 5.



Figur 5: Fordeling av krefter på rør med bruk av EPS geofom, (Vaslestad, 1992).

I Norge er bruken av EPS som kompressibelt materialet mye bruk og det er utført flere fullskalaforsøk for å bekrefte teorien. I Jan Vaslestad et al. (2011) er det gjort simulering ved bruk av EPS og det konkluderes med at en viktig forutsetning er at fyllmassene har en stivhet 10 ganger større enn stivheten til EPS geoføamen. Hvelvvirkningseffekten kan illustreres ved hjelp av Figur 6 som tydelig viser at de vertikale kreftene forplanter seg til de omkringliggende massene og prinsippene ved bruk av kompressible materialer.



Figur 6: Fordeling av krefter for rør med innlagt EPS geoføam. Illustrasjon fra PLAXIS.

Bruken av EPS som kompressibelt materiale gir fordeler ved at det er:

- Brukervennlig.
- Enkelt å spesifisere materialegenskapene.
- Ingen kompostering som ellers ville vært tilfellet ved bruk av organiske materialer.
- Bevist ved fullskalaforsøk at det gir en reduksjon på vertikalt jordtrykk med ca. 25% ved bruk av granulære fyllmasser, og en reduksjon på rundt 50% i kohesive masser.
- Økt sidetrykk for mindre opptredende momenter på røret.
- Stabile målinger ved fullskalaforsøk viser at hvelvvirkningen er stabil over tid.

Vaslestad (1990) foreslo i sin doktorgradsavhandling en modifikasjon av Marstons/Spangler's teorien, basert på Janbu's (1976) friksjonstall, brukt for beregning av friksjonspeler. Friksjonstallet er en funksjon av ruhet (r), og mobilisert friksjon ($\tan \rho$). Formelen er utviklet for å kunne beregne jordtrykket på stive rør ved bruk av klassisk jordteori. Denne modifikasjonen av Marston/Spangler's teorien eliminerer svakheter ved teorien (Vaslestad & Myhre, 1987b).

Ved å introdusere høyden H_e fra topp rør til planet for lik setning, og $H_e=2B$ basert på arbeidet til Leonhardt i 1979 fås jordtrykk på stive rør lagt i fylling ved:

$$\sigma_c = C_C \cdot \gamma \cdot B^2 \text{ [kN/m]} \quad (1)$$

der $C_C = \frac{e^{2S_{vn} \frac{H}{B}-1}}{2S_{vn}}$ når $H \leq 2B$

og $C_C = \frac{e^{2S_{vn} \frac{H}{B}-1}}{2S_{vn}} + \left[\frac{H}{B} - 2 \right] e^{4S_{vn}}$ når $H > 2B$

B er gitt som rørets ytre diameter og friksjonstallet S_v for beregning av friksjon på peler beregnes etter formelen:

$$S_v = |r| \times \tan\varphi_d \times K_A$$

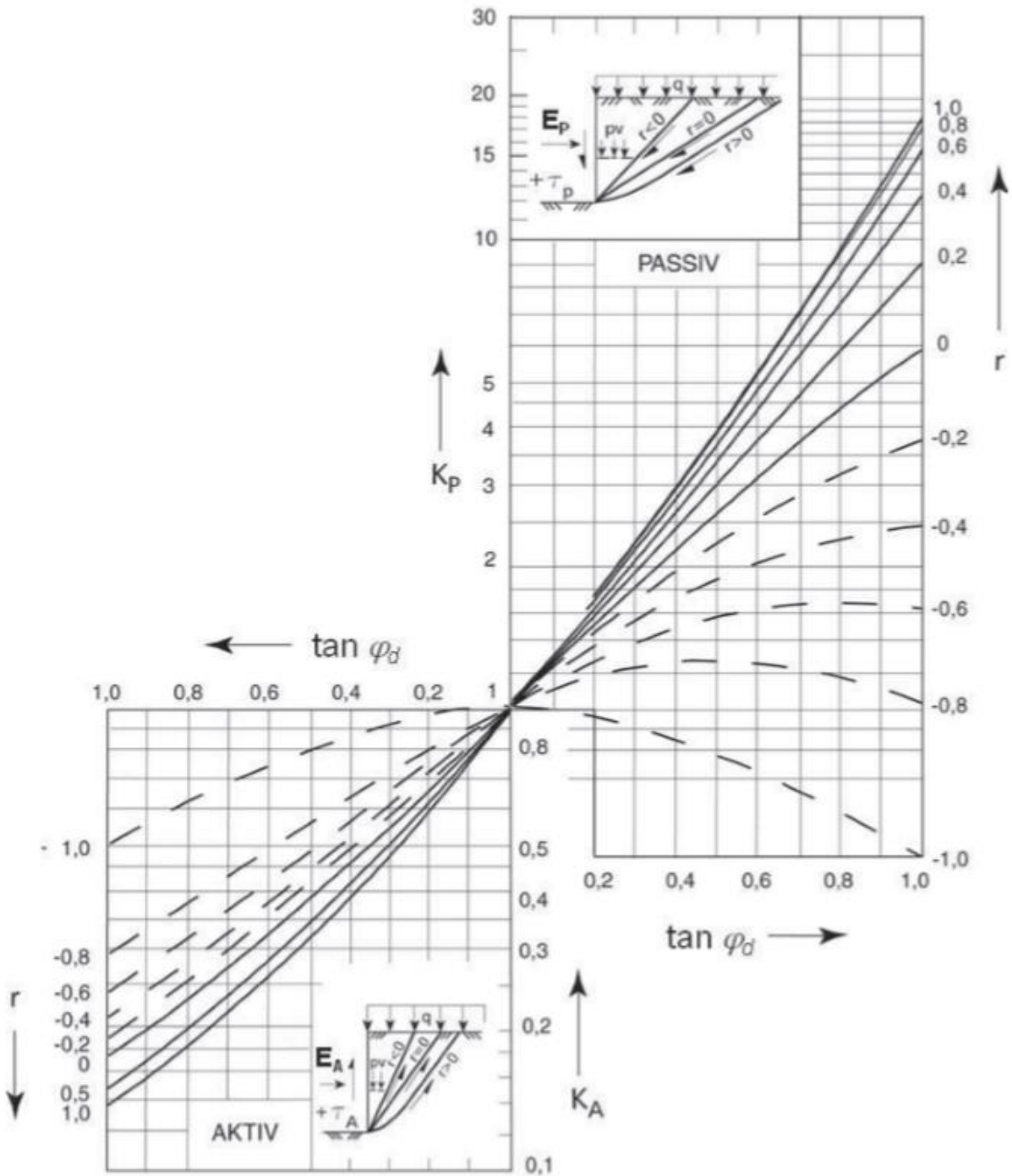
Der $\tan\varphi_d =$ mobilisert friksjon

$$\tan\varphi_d = f \times \tan\varphi$$

$f =$ mobiliseringsgrad

$r =$ ruhet

Og K_A er aktiv jordtrykkskoeffisient som bestemmes etter Figur 7 (Vegdirektoratet, 2010).



Figur 7: Diagram for bestemmelse av aktiv jordtrykkskoeffisient (Vegdirektoratet, 2010).

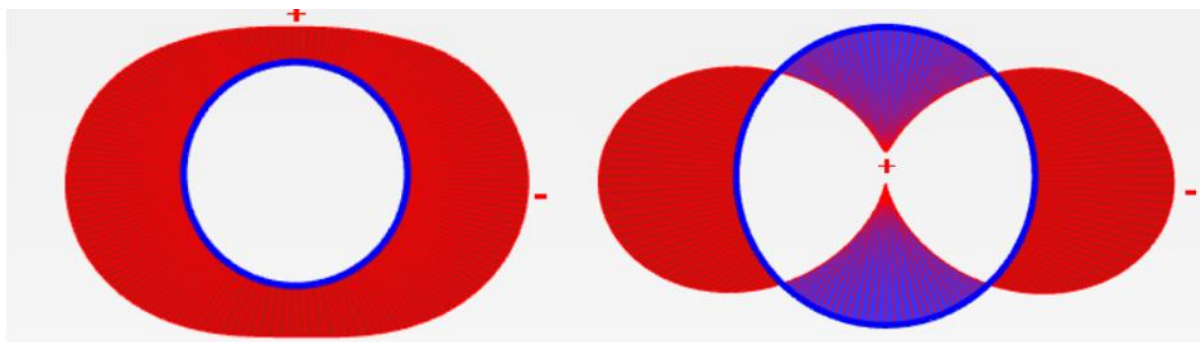
Ruheten finnes fra forholdet mellom mobilisert skjærspenning langs veggen og skjærspenningen ved likevekt i jorden. Den kan dermed uttrykkes som:

$$r = \frac{\tau}{\tau_e} = \frac{(\sigma + a)\tan\delta}{(\sigma + a)\tan\varphi_d} = \frac{\tan\delta}{\tan\varphi_d} \leq 1$$

Horisontaltrykket avhenger av de vertikale lastene på røret multiplisert med en konsentrasjonsfaktor (K). Det virker som et avlastende sidetrykk og vil gi mindre moment. Punktlast eller stripelaster som opptrer på overflaten vil også føre til en avlastende effekt siden horisontalspenningene avhenger av størrelsen på de vertikale spenningene. I Vaslestad og Myhre (1987b) diskuteres det om den avlastede effekten på grunn trafikklaster skal inkluderes. Siden norske leggeanvisninger stiller krav til komprimering av tilbakefyllingsmassene bør det vurderes om denne effekten burde tas med. Det foreslås at dersom det avlastende sidetrykket fra jordlasten regnes som hviletrykk, skal det ikke tas hensyn til effekten fra trafikklaster. Denne sidetrykksspenningen antas konstant langs med rørets høyde (Aadnesen, 1973). Horisontaltrykket kan ved en forenkling bestemmes ved:

$$Q_h = Q_v/2$$

For at røret skal være mest mulig motstandsdyktig mot de vertikale kreftene som opptrer er armeringen formet og plassert i en oval form. Det vil si at avstanden til overdekning varierer ved at armeringen legges i sonene som utsettes for strekkrefter, som tidligere nevnt er en av betongens svake sider. Figur 8 viser fordeling av aksialkrefter for illustrasjonen til venstre. Toppen av røret får en trykkbelastning som gjør at innsiden av røret må ta opp strekkrefter. På siden vil det bli motsatt virkning med strekkrefter på yttersiden av røret og trykkrefter på innsiden. Momentene røret utsettes for er vist i illustrasjonen til høyre som et resultat av de vertikale kreftene fra jordmasser og opptredende terrenglaster.



Figur 8: Fordeling av aksialkrefter (t.v.) og momenter (t.h.) på et betongrør.

Beregning av aksialkrefter på topp og siden til røret gjøres etter formelen:

$$N_0 = Q_h/2$$

$$N_{90} = Q_v/2$$

Der N_0 representerer aksialkrefter for topp og bunn rør, og N_{90} aksialkrefter på siden.

2.5 Legging av betongrør

I senere tider har det blitt påvist at det er arbeidsutfordringer ved legging av rør som har størst betydning ved bruk av moderne beregningsmetoder av tilfeller med forskjellige pakningsgrader, ulike jordtyper og belastninger. Det anbefales derfor alltid å følge leggeanvisning fra leverandør. Ved legging av rør etterstrebes det en utførelse som gir en kvartsirkulær trykkfordeling på undersiden av røret. Ved dårligere utførelse vil innflytelsesvinkelen fra fundamentet gi store spenningsfaktorer og føre til store konsekvenser for belastningen røret utsettes for. En ujevn trykkfordeling vil skape store momentspenninger i tverrsnittet og vertikalt trykk, som i de fleste tilfeller vil være grunnen til at konstruksjonen går mot brudd.

Jordens funksjon er dens evne til å bære og fordele lastene fra overflaten. Forskjellige typer jordmaterialer kan benyttes som fundament, sidefylling, og toppfylling. Det er mange parametere som må bestemmes og samvirkekonstruksjoner betraktes som et komplekst fenomen. Spesielt jordens E-modul viser å være en av de mest kontroversielle parameterne ved design av nedgravde konstruksjoner. E-modulen varierer med jordtype og kompakteringsgrad, med en verdi som kan variere fra en lokasjon til en annen selv ved samme fyllmasser og konstruksjonsmetode (CEN - European Committee for Standardization, 2007).

Jordparametere varierer ut i fra type jord, kompakteringsgrad, og tilgang til grunnvann. Ved legging av rør forutsettes det at grunnvannstanden er senket til under rørkonstruksjonen og at røret legges frostfritt. Dette vil gi veg- eller jernbanekonstruksjonen større motstand mot telehiv, da største grunnen til telehiv kommer av kapillær oppsugning kombinert med frostmengde.

Lastintensiteten og fordelingen over røret har en stor innvirkning på den strukturelle oppførselen til røret. Trykkfordelingen avhenger av rørets oppførsel og som tidligere nevnt utførelsen av rørets fundament (CEN - European Committee for Standardization, 2007).

2.5.1 Utgravning og bunnforsterkning

Utgravning vil være viktig for at røret ikke skal få uakseptable forskyvninger eller deformasjoner. Dersom grunnforholdene er dårlige kan det føre til deformasjoner eller brudd på røret ved store konsentrerte hjultrykk. Generelt skal rørstamme og eventuelle muffe legges jevnt mot fundamentet for å unngå unødvendige spenninger langs med røret (Vaslestad & Myhre, 1987a). Undergrunnens stivhet kan variere langs med rørets lengde, noe som vil føre til differensielle setninger i røret. Den samme effekten kan også oppstå ved høye fyllinger ved for eksempel legging av rør under motorveg eller liknende. Geotekniske undersøkelser vil derfor være nødvendig for å unngå slike tilfeller. Det er viktig at bunnen består av friksjonsmasser for oppnåelse av tilstrekkelig bæreevne. Dersom bunnen består av kohesjonsmasser er det nødvendig med masseutbytning, og resultatet etterstrebes å oppnå tilnærmet samme fasthet som naturlig grunn.

2.5.2 Fundament

Den viktigste delen ved legging av nedgravde rør er fundamentet, som skal sikre ønsket fordeling av oppadrettede trykkrefter. Fundamentet skal bestå av friksjonsmasser og ha samme pakningsgrad som grøftebunnen for å oppnå en fastere lagring. For å oppnå ønskelig densitet, kreves det ofte mekanisk kompaktering. Mengde tilført energi ved kompaktering skal være tilstrekkelig for å oppnå ønsket partikulær densitet som gir riktig E-modul, avhengig av jordtype, og ved tilfeller av kohesive masser, riktig fuktighetsinnhold (CEN - European Committee for Standardization, 2007; Vegvesen, 2014).

Avhengig av type jord som er i undergrunnen og kompakteringsgrad-behovet etter anlegning, vil det kreves mer eller mindre energi påført til fundamentet for å oppnå ønsket effekt. Jo mer energi som trengs, desto mer overføres til røret som fører til at røret påfører en større last og kan endre fundamentets egenskaper.

Ved tilfeller av stive rør, vil deformasjonene som følger av de nevnte effektene være små, men utførelsen av fundamentet og dets plassering og kompaktering har samme innvirkning for momenter og spenninger som oppstår. Kvaliteten til fundamentet kan sies å være en funksjon av type materiale, og installasjonsprosessen (CEN - European Committee for Standardization, 2007).

Det etterstrebes en kvartsirkulær pakking av røret for at kreftene fra undergrunnen skal fordeles over en større flate. Det er derfor vanlig å anlegge et øvre fundament, bestående av løse masser så røret kan sette seg. Dette er vanligvis ikke nødvendig for stive rørtyper, da rørets ringstivhet, samt tyngden gjør at røret setter seg i det nedre fundamentet (Basal, 2017).

2.5.3 Sidefylling og beskyttelseslag

Sonen for sidefyllingsmasser begynner fra øvre fundament og strekker seg til og med beskyttelseslaget. Sydefyllingsmassene legges lagvis og komprimeres i henhold til leggeanvisning.

Beskyttelseslaget skal ha en tykkelse på 300mm fra toppen av rørkronen og skal normalt være løst utlagt slik at kreftene fra røret gir beskyttelseslaget en naturlig komprimering. Nedgravde rør kan få store deformasjoner eller brudd under byggefasen dersom overdekningen over beskyttelseslaget ikke tilfredsstiller kravene. Årsaken er at trafikklastene virker størst øverst i vegkonstruksjonen, men vil avta raskt med dybden. Det er først og fremst ringtrykket til tunge anleggsmaskiner som kan gi konsekvenser. Ringtrykket er en vertikal spenning som kommer fra trykket i kontaktflaten mellom vegdekket og flattrykningen mot underlaget (Basal, 2017; Vegvesen, 2014).

2.5.4 Gjenfylling

Massene skal være lett komprimerbare, og ikke inneholde teleklumper, organisk materiale eller være aggressive (Vaslestad & Myhre, 1987a). God komprimering er viktig i oppfyllingssonen

for å unngå uakseptable setninger og minske belastninger på røret. Komprimering med tungt utstyr skal ikke foretas før krav om lagtykkelse er i henhold til leggeanvisning.

For jernbane og vegkonstruksjoner er minste overdekning gitt ved:

- For vegkonstruksjoner defineres overdekning fra topp rør (kronen) til overflaten. Minste overdekning settes etter håndbok N200 (Vegvesen, 2014) med overdekning lik 0.5m for betongrør utsatt for trafikkbelastning med diameter $DN \geq 400$.
- For jernbanekonstruksjoner defineres overdekning som nevnt fra toppen av røret til overkant skinne. Det er for jernbane definert en kabelfri sone som gir minste overdekning på 0.9m fra overkant skinne.

2.5.5 Frostsikring av betongrør

Det frostsikres for at røret ikke skal deformeres eller få ugunstige belastninger fra problemer som kommer av iskjøving eller telehiv under eller rundt røret. Rørene skal normalt fundamenteres frostfritt og frostsikring av rør av betong er spesielt viktig. Lukkede drengrofter skal også anlegges ved frostfri dybde slik at de drener under kalde forhold.

I tilfeller der overvannsledninger krysser vegen skal vegen sikres mot ujevne telehiv for å unngå ujevnheter. I slike tilfeller skal det benyttes ulike former for utkiling for røret avhengig av dybden fra røret til frostsone (Aksnes et al., 2016).

2.6 Lastvirkninger ved elastisitetsteori

Fordeling av aksellaster fra toget, sviller og ballast kan deles opp i belastning i langsgående og tverrgående retning. Ved beregninger i 2D vil kun kreftene som opptrer langsgående med jernbanen tas med i betraktning.

I langsgående retning vil fordeling av punktlaster etter BaneNOR (2017) ha en lastspredning med helningen 4:1. Punktlasten fordeles med 50% av lasten til underliggende sville og 25% til hver av svillene på siden. I henhold til Norsk Standard (1997), punkt 5.2.1 står det at konsentrerte laster ved overflate kan beregnes ved bruk av Boussinesq's formel.

Den analytiske beregningsmetoden som benyttes mest i dag for beregning av fordeling av overflatekrefter ned i jordmodeller er utviklet av Boussinesq i 1885. Formelen gir ulike spenninger i et elastisk medium som en følge av den vertikale punktlastens virkning på en horisontal overflate. Ved å integrere Boussinesq's løsning gis virkningen fra spenningen(e) til en eller flere punktlaster, ved en spredning av overflatelaster over et område som er en lineær funksjon av dybden. For å kunne dimensjonere røret må belastningenes og reaksjonskreftenes fordeling på røret være kjent, før snittkreftene kan bestemmes. I følge Boussinesq er vertikalspenningene under en punktlast (P) gitt ved:

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5$$

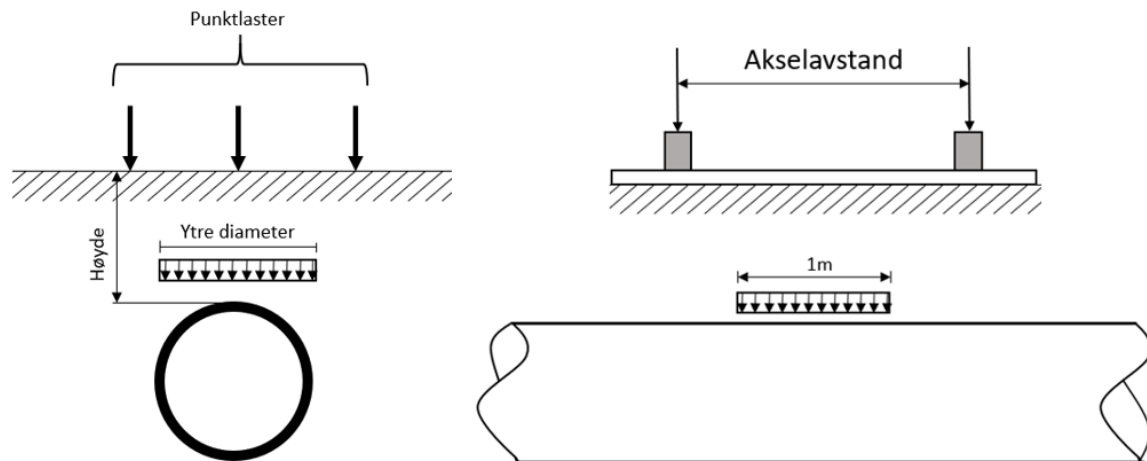
Der vinkelen β er en romvinkel og kan uttrykkes som en avstand i et tredimensjonalt diagram. Ligningen blir dermed:

$$\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

Og trafikklasten kan etter Håndbok V220 av Vegdirektoratet (2010) dimensjoneres etter formelen:

$$P_{trafikk} = \frac{\sigma_v \cdot \pi \cdot h_c}{2}$$

Det vertikale trykket uttrykkes som en ekvivalent linjelast integrert over rørets ytre diameter og 1m langs rørets lengde. Verdien, z er gitt som overdekningen og $\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ som avstanden fra angrepspunktet til lasten og punktet hvor det vertikale trykket beregnes. Ved bruk av Boussinesq's formel kan også innvirkningen fra flere punktlaster summeres, som vil være tilfellene ved trafikklaster fra veg eller jernbane der kjøretøyet har mer enn en aksel. Tankegangen for beregninger med elastisitetsteori er vist i Figur 9.



Figur 9: Tankegang for beregning av terrelaster ved bruk av Boussinesq's formel i x- og y-planet.

En negativ side ved bruk av Boussinesq's formel på flere punktlaster er at det ved de overdekningene der fordelingen av to laster sammenfattes vil føre til et ekstra tillegg i den vertikale spenningen. I teorien vil ikke dette være helt riktig, da jorden ved en elastisk oppførsel først trykkes sammen en gang når første aksel passerer også går tilbake til vanlig tilstand før

neste aksel passerer, dersom det ses bort ifra tilfeller der noe av jordmassene er i plastisk tilstand. Massene som oppnår plastisk tilstand vil uansett ikke utgjøre en så stor del at hele tillegget fra andre last kan inkluderes.

Beregningene er gjort ved bruk av programmet Matlab for å enklere finne verste tilfelle, ved å endre parametere for plassering og overdekning til røret.

I Vaslestad og Myhre (1987b) sies det at den største begrensningen ved elastitetsteorien er at den ikke tar hensyn til et stivt rørs forstyrrende effekt i et elastisk medium. Det er derfor foreslått av Janson i 1965 å legge til en konsentrasjonsfaktor, K , som varierer med forholdet H/D . H er gitt som høyden på overdekning, og D som rørets ytre diameter. Konsentrasjonsfaktoren skal alltid være større enn 1 og er derfor gitt som $(1+K)$. Konsentrasjonsfaktoren, K , er gitt etter formelen:

$$K = 0,7 \text{ for } \frac{H}{D} \geq 4,5 \quad (2)$$

$$K = \frac{0,7 H/D}{4,5} \text{ for } \frac{H}{D} < 4,5$$

Beregning av momentene røret utsettes for gjøres etter formelen:

$$M = W \cdot (Q_v - Q_h) \cdot dm$$

der motstandsmomentet, W er gitt ved:

$$W = \frac{\pi}{32 \cdot D} (D^4 - d^4)$$

og dm er den midlere rørdiameter.

Andre laster som kommer i tillegg er laster fra spor og sviller. Disse regnes etter jernbaneteknisk regelverk som en jevnt fordelt last på 20 kN/m^2 i sporets lengde og bredde (Norsk Standard, 1990). Fordelingen av punktlasten antas fordelt på en bredde lik $h/2 + 2,5\text{m}$ sentrisk om senterlinjen til sporet. Altså, en lastspredning på 4:1.

2.7 Lastmodeller i NS-EN-1991-2

Valget av lastmodeller og kalibrering av vegbroer er basert på trafikkdata innhentet fra Europeiske broer mellom 1980 og 1994. Det er benyttet ekstrapolering for å hente ut ekstremverdier og for å randomisere trafikktilfellet. For å oppnå signifikante rekonstruksjoner av lastmodellene er det viktig at broen utsettes for en tilfeldig trafikklast, og ved bruk av Monte Carlo simulering er dette mulig å gjenskape. Monte Carlo metoden er en mye brukt metode med algoritmer som anvendes for simulering av systemer, ofte anvendt i databeregninger for å trekke ut tilfeldige variabler (Croce et al., 2010). Ved bruk av de statistiske beregningene er det utarbeidet ulike lastmodeller for dimensjonering av bru. Lastmodellene er bygd opp etter forskjellige tilfeller av trafikksituasjoner som ved for eksempel spesial kjøretøy, normal trafikk eller kø. Deretter dimensjoneres broen etter vanlig prosess ved å velge det verste tilfellet av trafikksituasjon og plassering.

For jernbanelaster vil det i denne oppgaven være interessant å se på hvilke laster som gir vertikale lastvirkninger, eller som påvirker den dynamiske faktoren. Jernbaneteknisk regelverk (TRV) er oppbygd etter krav angitt i Norsk Standard (1991) for beregning av laster som opptrer grunnet jernbanedrift og kan defineres som:

- Vertikale laster.
- Dynamiske effekter.
- Sentrifugaleffekter.
- Slingrekrefter.
- Akselerasjons- og bremsekrefter.
- Aerodynamiske effekter fra passerende tog (trykk- og sugeeffekter).

Vertikale laster gis ved valg av forskjellige lastmodeller, der lastmodellen som gir størst utslag blir dimensjonerende. Lastmodellene for jernbanebroer er tilpasset Europeiske forhold med utgangspunkt i de effekter og dynamiske faktorer som kan forventes i det europeiske jernbanenettverket. Den dimensjonerende lasten er gitt etter formelen:

$$\text{Dimensjonerende last} = \alpha \cdot \varphi \cdot \text{karakteristisk jernbanelast (LM)}$$

der α – faktor som tar høyde for økning i trafikk

og φ – dynamisk faktor

For dimensjonering av jernbanelaster i Norge brukes lastmodell LM71, med unntak av Ofotbanen som utsettes for større laster hovedsakelig grunnet malmtransport.

For kjøretøy på veg er lastmodell 2 den mest brukte. Denne består av en enkelt aksellast, med dynamisk lastfaktor inkludert. Aksellasten fordeles over hjulets kontaktflate på 0,35 x 0,6m.

Forutsetningen for beregning av brulaster er at lastene virker direkte på konstruksjonen, noe som ikke er tilfellet ved legging av rør. Rør med en diameter større enn 2,5m, defineres som en brokonstruksjon. En av problemstillingene er derfor at røret defineres som en bro og at det ikke

tas hensyn til en reduksjon av den dynamiske faktoren eller fordeling av de statiske terenglastene. Dette gjør at blant annet myke rørkonstruksjoner der delvis eller hele konstruksjonen bæres av omfordelingsmassene i teorien ikke er mulig å dimensjonere og at alle rørkonstruksjoner med overdekning større eller lik kravene som er nevnt, blir overdimensjonert.

2.8 Oppbygning av veg- og jernbanekonstruksjon

Som nevnt skyldes de fleste overflatelaster trafikklaste. Felles for veg- og jernbanekonstruksjoner er at de består av en overbygning. Funksjonen til overbygningen er å fordele spenninger som oppstår av ytre påkjenning ned gjennom konstruksjonen uten uakseptable deformasjoner. Den skal også ha tilstrekkelig bæreevne gjennom alle årstider og kunne motstå påkjenninger fra det norske klimaet. Til utførelsen av overbygningen stilles det krav til kapasiteten, avhengig av hvilke laster konstruksjonen blir prosjektert for. Økonomi spiller også en viktig rolle og så lenge kravene er opprettholdt er en mulighet å velge mindre dimensjonering for konstruksjonen ved å benytte «minste krav» for å unngå unødvendig store investeringer.

Veikonstruksjonen dimensjoneres etter Håndbok N200 ut ifra ulike forutsetninger av grunnforhold, klima og nedbørsdata, trafikkmengde og trafikksammensetning (Vegvesen, 2014). Overbygningen består av:

- Dekke (slite- og bindelag) har som hovedfunksjon å være motstandsdyktig mot slitasjeskader fra vegtrafikken.
- Bærelag, ofte bestående av et øvre og et nedre lag. Har som hovedfunksjon å bære aksellastene og fordele kreftene nedover i vegkonstruksjonen.
- Forsterkningslag med tilstrekkelig tykkelse for å unngå overbelastning fra undergrunnen.

Dimensjonering av norsk jernbanenett gjøres etter BaneNOR's tekniske regelverk (BaneNOR, 2017). Sporets overbygning omfatter sporets trasé, skinner, sviller, sporveksler, skinnebefestigelse, skjøter, ballast og planoverganger. Sammen har de nevnte komponentene oppgaven å fordele lastene fra vogntoget nedover i konstruksjonen. Ballasten fungerer som den bærende konstruksjonen og skal overføre kreftene fra svillene ned til underbygningen. Det er derfor viktig at den har tilstrekkelig tykkelse for å unngå store spenninger i ballasten.

2.9 Numerisk metode

Elementmetoden er en effektiv numerisk metode til å etablere tilnærmede løsninger av randverdiproblemer innen anvendt matematikk, en metode mye brukt for å løse avanserte og komplekse konstruksjoner som krever store mengder beregninger. PLAXIS 2D er et 2-dimensjonelt FEM-program brukt for å analysere undergrunnens oppførsel og deformasjoner. Programvaren gir for geoteknikk muligheten til å bestemme mange betydningsfulle parametere sammenliknet med andre FEM-program, og vil ved riktig bruk gi gode tilnæringer lik prosjektet.

For samvirke-konstruksjoner er jord og rør erstattet av et masket nett som representerer diskrete elementer bundet sammen av knutepunkter med like materialegenskaper som det opprinnelige kontinuum. Problemet er definert ved flere differensiallikninger som gir mulighet for å beregne forskyvningen i hvert element. Hele prosessen blir beskrevet i Vaslestad (1990) som en inkrementell respons som følger av at en påsatt ytre kraft vil for hvert belastningstrinn gi en forskyvning til hvert element. Dette danner grunnlaget for beregning av spenningene som opptrer. Begrensning av avstanden mellom hvert element vil nøyaktigheten økes på grunn av et større antall frihetsgrader til hvert element (Fiskvatn, 1984).

2.9.1 Mohr-Coulomb

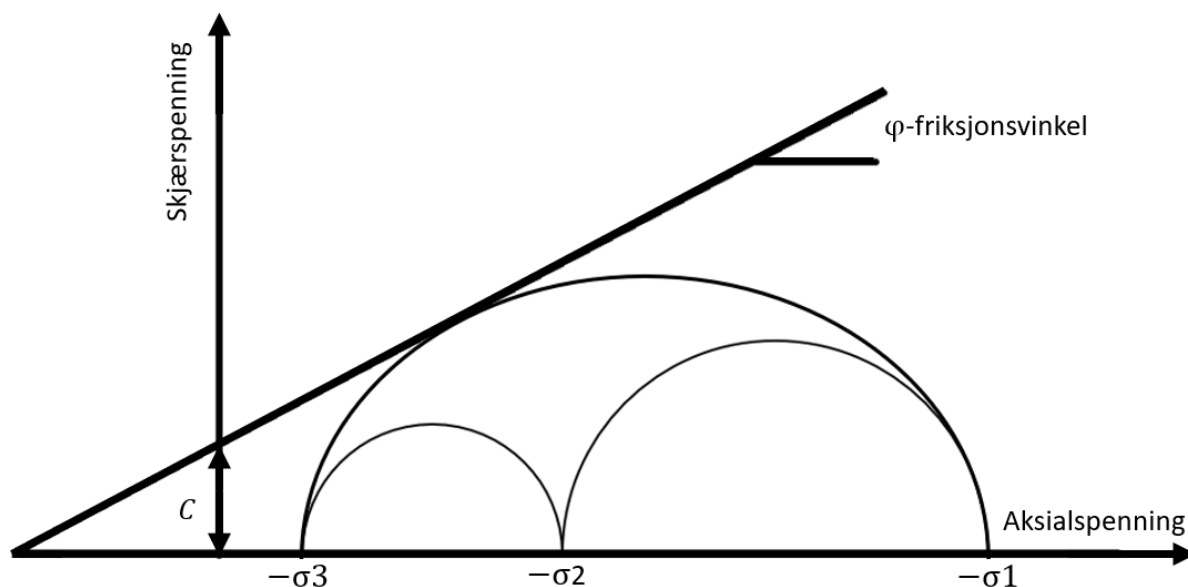
Under belastning har jorden en tendens til å oppføre seg på en ikke-lineær måte. Mohr-Coulomb modellen er satt sammen av en lineær elastisk og en perfekt plastisk del, som kan brukes til første approksimasjon av jordens oppførsel. Den lineært elastiske delen av Mohr-Coulomb modellen er basert på Hooke's lov om isotopisk elastisitet. Delen om plastisitet er knyttet til ikke-reversible tøyninger som en følge av at materialet har fått plastiske deformasjoner. For evaluering av om det oppstår plastisitet bruker jordmodellen en avkastningsfunksjon, f , som er en funksjon av spenning og tøyning som oppstår (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

Prinsippet ved en elastiskplastisk oppførsel kan forklares ved at tøyningene og tøyningensrate er delt inn i en elastisk og en plastisk del:

$$\text{Tøyninger: } \varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

$$\text{Tøyningensrate: } \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p$$

Ved bruk av Mohr-Coulomb jordmodellen er det fem viktige parametere som må velges for å gjennomføre stabilitetsanalysen. Forholdet mellom disse parameterne og normal- og skjærspenninger beskrives i Figur 10.



Figur 10: Effektive styrkeparametere ved bruk av Mohr-Coulomb, (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

Parameternes påvirkning er beskrevet som:

E-modulen er et mål på forholdet mellom fasthet og forlengelse og sier noe om materialets motstandsevne mot elastisk deformasjon. Etter PLAXIS material manual beskrives E-modulen som en faktor som skal øke når lastene økes. Verdien som er brukt er E-modul lik 40Mpa etter Basal (2017), da røret utsettes for store konsentrerte laster som vil kreve en høy stivhet i fyllingen.

Friksjonsvinkelen, φ , brukes for å modellere effektiv friksjon til jordmassene. Den settes lik 40 etter (Basal, 2017).

PLAXIS material manual anbefaler å sette verdien for **Poissons ratio** (ν) mellom 0.3 og 0.4 for lastsituasjoner. Poissons ratio beskriver den horisontale fordelingen av de vertikale kreftene, og vil for store fyllinger være en kritisk faktor. Verdien settes lik 0.3 etter Shahraki et al. (2014), en forskningsartikkel gjennomført med belastninger fra tog.

Kohesjon (c) regnes som udrenert skjærstyrke. Verdien beskrives av Shahraki et al. (2014) at kan gi urealistiske verdier ved dypere fyllinger ved bruk av høye verdier for kohesjon. Den velges derfor og settes lik 0.

For bestemmelse av **dilatans vinkel**, Ψ , anbefaler PLAXIS material manual at den bestemmes etter formelen ($\psi = \varphi - 30$). Dette gir $\psi = 10$ ved en friksjonsvinkel på 40° . Dilatans vinkelen er et mål på hvor mye i volum kornene til jordmassen øker når det blir utsatt for en endring.

Beskyttelseslaget har samme parametere som laget med fylling, men med en finere kornfordeling. Dette gir en bedre kompaktering av massene på grunn av mindre hulrom og er viktig for en lik fordeling av de vertikale lastene fra øvrige masser og eventuelt terrenglaster.

For bestemmelse av parameterne til jordlaget for ballast og fylling er det valgt like parametere som i Shahraki et al. (2014), en forskningsrapport utarbeidet av PLAXIS for simulering av

dynamiske krefter fra jernbanelaster. Håndbok N200 anbefaler at rørene følger leggeanvisning. Det er derfor valgt parametere for sprengstein som oppfyller kravene etter Basal's leggeanvisning. Som fundament er det valgt sprengstein med en finere kornfordeling. Dette gir røret muligheten til å sette seg og få en bedre fordeling av kreftene som opptrer fra under røret.

Under røret er det valgt å legge røret over en stivere sand-masse med parametere hentet fra PLAXIS brukermanualen. Valg av parametere er vist i Tabell 1 og Tabell 2.

Tabell 1: Valgte parametere for ulike jordlag ved bruk av Mohr-coulomb jordmodell.

Jordlag	γ_{sat}	γ_{unsat}	ν	ϕ'	C'	ψ	E'	Referanse
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	-	°	[kN/m ²]	°	[kN/m ²]	
Ballast	21	19	0.35	35	30	5	30x10 ³	(Shahraki et al., 2014)
Fylling	20	19.5	0.35	25	10	0	43x10 ³	(Shahraki et al., 2014)
Sprengstein	20	18	0.3	40	0	10	40x10 ³	(Basal, 2017)
Sand	18	18	0.3	37	0	0	100x10 ³	(Brinkgreve & Vermeer, 1998)

Tabell 2: Valgte parametere for ulike jordlag ved bruk av Lineær-elastisk jordmodell.

Jordlag	γ_{sat}	γ_{unsat}	ν	ϕ'	C'	ψ	E'	Referanse
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	-	°	[kN/m ²]	°	[kN/m ²]	
Asfaltet betong	21	19	0.30	35	30	5	210x10 ⁴	(Faheem & Hassan, 2014)
Skinne	20	19,5	0.35	30	0	0	210x10 ⁶	(Mellat et al., 2014)
Sville	20	18	0.3	40	0	0	31x10 ⁶	(Mellat et al., 2014)

2.9.2 Platefunksjoner

PLAXIS 2D kan ved bruk av platefunksjonen opprette konstruksjoner som ikke er jordmasser. Ved elastisk oppførsel er parameterne til en plate definert i Tabell 3.

Tabell 3: Parametere for plateegenskaper.

EA_1	Aksial stivhet
EI	Bøyestivhet
ν	Poisson's ratio

Materialets oppførsel er etter PLAXIS brukermanualen definert som forholdet mellom spenning og tøyninger ved matrisen:

$$\begin{matrix} \sigma_N & \frac{2G}{1-\nu} & \frac{2G\nu}{1-\nu} & 0 & \varepsilon_N \\ \sigma_2 & \frac{2G\nu}{1-\nu} & \frac{2G}{1-\nu} & 0 & \varepsilon_2 \\ \tau & 0 & 0 & kG & \gamma \end{matrix}$$

For å gi røret riktig egenskaper modelleres dette som to plater. Rørets egenskaper er gitt for et ovalarmert betongrør med en innvendig diameter lik 1600mm. Parameterne til platene som er brukt er gitt i Tabell 4.

Tabell 4: Parametere for rør 1600.

Parameter	Benevning	Rør 1600mm	Referanse
Tverrsnitts areal	[m ²]	0.176	(Basal)
Radius	[m]	0.976	
Vekt	[kN/m/m]	4.4	
Elastisitets modulus	[kN/m ³]	37x10 ⁶	
Tregghetsmoment	[m ⁴]	4.543x10 ⁻⁴	
Poissons ratio	-	0.2	
Aksial stivhet	[kN]	6512000	
Bøye stivhet	[kNm ²]	16809.643	

2.9.3 Dynamisk analyse

Ved bruk av Mohr-Coulomb i dynamiske beregninger velges parameterne for stivhet slik at modellen kan beregne hastigheten til bølgene som forplanter seg i jorden. Trykkbølgehastigheten, V_p , er en funksjon av stivheten, E_{oed} , massetettheten, ρ som beregnes etter uttrykket:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad (3)$$

der $E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$

og $\rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g}$

Skjærbølgehastigheten, V_s , er en funksjon av skjærstivheten, G og massetettheten, ρ som beregnes etter uttrykket:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4)$$

der $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

og $\rho = \frac{\gamma_{\text{unsat}}}{g}$

Parameterne (γ_{unsat}) er vekten til den umettede massen og (g) er gravitasjonskonstanten.

Verdiene på de vertikale hastighetene forventes å avta med dybden på grunn av at forplantningene fra vibrasjonene dempes av jorden. Material- og geometrisk demping er hovedgrunnen til at amplituden til hastigheten avtar ved økende dybder. Det er i denne modellen tatt med demping ved å legge til koeffisienten for demping (ξ) og mellom hvilke frekvenser det forventes utslag. Størrelsen på Raleigh dempingen som er en viskøs demping proporsjonal til en lineær kombinasjon av masse og stivhet regnes da ut automatisk i PLAXIS ved gitte inputs. Høyest og lavest frekvens avhenger av materialegenskaper og togets hastighet. Frekvensen til Raleigh demping koeffisientene for modellen (α og β) er antatt å ligge mellom 10 og 100 hertz, med en dempningskoeffisientene, ξ , 3.6 og 1.8 (Shahraki et al., 2014).

Siden jorden i virkeligheten vil fungere som et semi-uendelig medium er det viktig at grensebetingelsene settes riktig ved dynamiske analyser. Uten disse grensebetingelsene vil vibrasjonsbølgene bli reflektert og skape forstyrrelser. For å unngå dette settes grensebetingelsene for xMin, xMax og yMin som viskøse. Ved å sette grensebetingelsene til viskøse vil vibrasjonsbølgene bli absorbert når de forplanter seg ut til enden av modellen (PLAXIS, 2017).

2.10 Dynamisk faktor

Fordi nyttelasten ofte skyldes trafikkklaster er det naturlig å legge til et støttilllegg. Hvilke parametere som påvirker støttilletget forklares senere, men et kjent problem er at de dynamiske lastene over kort tid kan utgjøre en betydelig større last enn de statiske lastene (Nurmikolu et al., 2013). Dette støttilletget er som tidligere beskrevet uklart ved at de for veglaster er inkludert i lastmodellen, mens for jernbanelaster ikke er inkludert. Dynamiske laster oppstår først og fremst av krefter som opptrer med forskjellige eller like frekvenser som setter systemet i svingninger. Dynamiske forsterkningsfaktorer er tradisjonelt sett basert på forsøk og målinger av kjøretøyets effekt på undergrunnen. Det er en parameter som muliggjør estimering av den totale lasten på brokonstruksjoner og kulverter. Faktoren beregnes i praksis ved å se på forholdet mellom maksimal strukturell respons forårsaket av den dynamiske lasten og den

maksimal responsen forårsaket av en statisk last (McLean & Marsh, 1998). For beregning av de statiske responsene måles nedbøyningen og tøyningene som oppstår ved et kjøretøy som beveger seg ved svært lave hastigheter eller er stillestående. Det samme kjøretøyet gir så nedbøyninger og tøyninger ved høyere hastigheter og den dynamiske faktoren (DAF), kan bestemmes etter:

$$DAF = \frac{R_{dyn}}{R_{stat}}$$

der R_{dyn} og R_{stat} er maksimale dynamiske og statiske responser til kulverten.

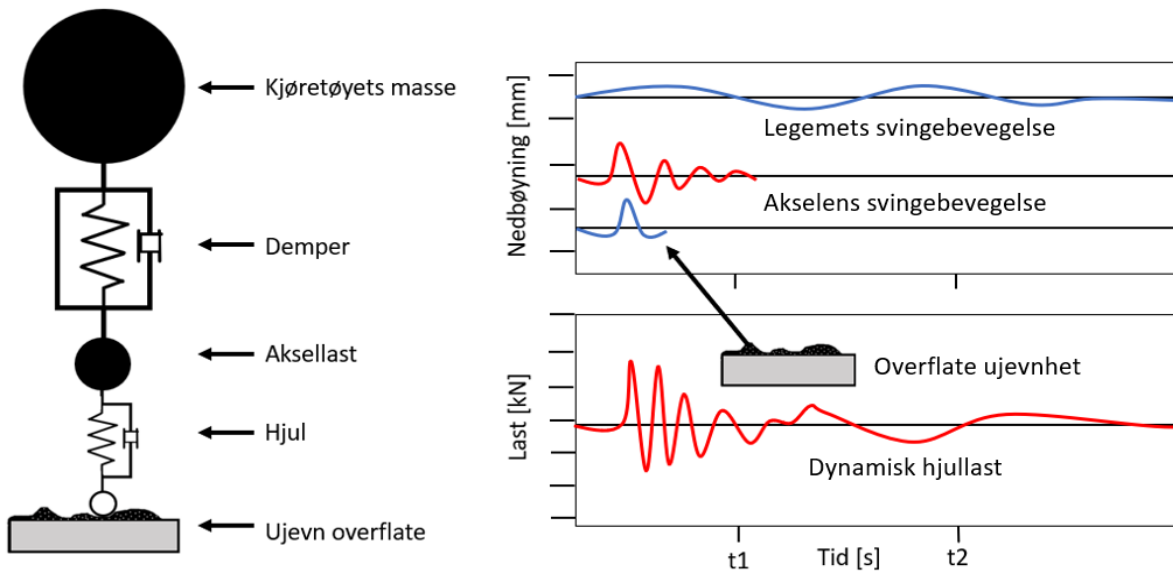
For nedgravde konstruksjoner vil overdekningen fungere som en demper i systemet. Det vil derfor ved større overdekninger ikke være nødvendig med noe ekstra tillegg fra dynamiske laster. Dette betyr også at innvirkningen har en nedtrappende effekt som diskutert i (Aadnesen, 1973; Vaslestad & Myhre, 1987b).

Å se bort ifra den nedtrappende effekten vil føre til overdimensjonerte rør ettersom at den dynamiske lasten utgjør en betydelig del av den totale lasten ved beregninger nært overflaten.

2.10.1 Veg

For veg vil de dynamiske kreftene være inkludert i lastmodellen gitt i NS-EN 1991-2, da lastmodellen er et resultat av statistiske beregninger av forsøk gjennomført for Europeiske forhold. Responsen til nedgravde strukturer fra dynamiske laster avhenger av de dynamiske karakteristikene til kjøretøyet, jordens egenskaper, rørdiameter, rørmateriale, grad av overflateujevnheter og overdekningen til røret. Andre faktorer som også påvirker den dynamiske lasten er diskutert i Ludescher og Brühwiler (2009), og kan oppstå eller variere ved vindlaster, stigningen til vegoverflaten og ulykker.

Ujevnheterne på overflaten vil oppstå på grunn av skademekanismer eller utmating som bryter ned vegen. Det dynamiske tillegget fra kjøretøy på veg kan etter dynamikkens lover beskrives ved et multibody diagram (MDOF). Som vist i Figur 11 vil den dynamiske hjul-lasten være en sammensetning av frekvensen fra systemets kjøretøy-demper, og systemet mellom aksellast-hjulet som en følge av ujevnheter i vegprofilen.



Figur 11: Kjøretøyets dynamiske system på en ujevn overflate (Ludescher & Brühwiler, 2009).

Alle de nevnte karakteristikene påvirker den dynamiske faktoren av forskjellig grad, og de vanligste faktorene for kjøretøy påvirkes av:

Kjøretøyets **hastighet**, kombinert med overflatens jevnhet påvirker den vibrerende responsen til kulvertene og forskning viser at en økning i hastighet fører til økt dynamisk faktor (Beben, 2013; Smagina, 2001).

Effekten fra kjøretøyets **dempere** vil gi forskjellige moder for vibrasjoner som er interessante ut ifra frekvensen til kjøretøyets sprettende og hjulets hoppende effekt. For en typisk trailer med luftdempere vil den sprettende effekten ha en frekvens mellom 1,5 og 4hz, og en frekvens for aksel-hopp liggende mellom 10 og 15hz (Ludescher & Brühwiler, 2009). Sammenhengen mellom vegens profil og hastigheten til kjøretøyet vil avgjøre om det er de lave eller høye frekvensene som vil være dominerende.

Kjøretøyets **vekt** vil gi variasjoner av innvirkningsfaktoren ved at vekten endrer forholdet mellom statisk og dynamisk nedbøyning/tøyning til elementet som undersøkes. Forklaringen er gitt ved at et tyngre kjøretøy gir en lavere innvirkningsfaktor, på grunn av at de dynamiske lastene øker ved økt vekt samtidig som den statiske lasten vil øke raskere. Forholdet og innvirkningsfaktoren vil derfor minke. Innvirkningsfaktorene fra lette kjøretøy vil derfor gi de største dynamiske faktorene, men er som regel ikke dimensjonerende fordi kjøretøyene har vesentlig lavere statisk last (McLean & Marsh, 1998).

Akselastfordelingen og kjøretøyets hastighet vil ha innvirkning på det dynamiske tidsintervallet og frekvensen til svingningene. Forskning sier at aksellasten fordelt på flere aksler gir en mindre dynamiske faktor (McLean & Marsh, 1998). Dette vil også avhenge av kjøretøyets masse og lengde mellom akslene.

Antall kjøretøy gir ofte en lavere dynamisk faktor. Grunnen til dette beskrives som at flere antall kjøretøy gir en høyere statiske last og forholdet mellom $\frac{R_{dyn}}{R_{stat}}$ blir lavere. Det er i tillegg

stor sannsynlighet for at svingningene som oppstår fra de forskjellige kjøretøyene er ute av fase (McLean & Marsh, 1998).

Vegens bæreevne varierer stort med årstiden. Den kritiske perioden finner sted på vårtid, da telen i vegkonstruksjonen tiner, også kalt teleløsning. I følge Aksnes et al. (2016) kan vegens bæreevne reduseres til mer enn 50% avhengig av materialer som er brukt. Dette kan føre til at vegger med dårlige materialer er spesielt sårbare for store dynamiske laster i denne perioden. Disse problemene vil derfor føre til flere ujevnheter og en økning i de dynamiske lastene, dersom det ikke tas hensyn til.

Det finnes utallige forskjellige konfigurasjoner og forskjellige parametere av kjøretøyer og vegprofiler, og det konkluderes med i Ludescher og Brühwiler (2009) at det vil finnes en unik innvirkningsfaktor for hver nye veg som bygges. Det er derfor være umulig å kunne fastsette noen eksakt metode for beregning av faktoren.

2.10.2 Jernbane

For jernbane vil de dynamiske effektene ikke være inkludert i lastmodellen. Det skal derfor legges til en dynamisk faktor for motstand mot dynamiske krefter og støttilllegg. Dynamiske laster oppstår først og fremst av krefter som opptrer med forskjellige eller like frekvenser.

Overbygningen for en jernbanekonstruksjon vil i hovedsak bestå av skinner, sviller og ballast. Faktorer for overbygningen som har innvirkning på dynamikken er for eksempel plassering av laskeforbindelser, skinneoverganger, dosering i svinger, konstruerte mellomrom i skinner med mulighet for termisk utvidelsene etc. Ujevnheter langs togs Skinner kan ikke sammenlignes med vegoverflater, men de vil ha en repeterende effekt fra nedbøyningen i skinnen på grunn av variasjon i stivheten. Svillene vil normalt ha en c/c avstand på 0,6m og kan sammenliknes med en bjelke med to opplagere. Skinnene får forskjellige nedbøyninger på grunn av en oppadrettet skjærkraft fra svillene, som setter tog-systemet i svingning. Togets konfigurasjoner vil avgjøre svingningens frekvens og størrelse som varierer på samme måte som konfigurasjoner for et kjøretøy på veg. Andre faktorer som gir en innvirkende effekt er nærmere beskrevet i punkt 6.4.2 (Norsk Standard, 1991).

Den dynamiske faktoren bestemmes etter punkt 6.4.5.2 (2a) for baner som er godt vedlikeholdt etter formelen:

$$\varphi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\varphi} - 0,2} + 0,82$$

og skal være en faktor mellom $1,00 \leq \varphi_2 \leq 1,67$.

For underjordiske konstruksjoner (rør etc.) er det ikke definert i noen faktor for inflytelseslengde L_φ . Den bestemmes etter punkt 6.4.5.3 (2):

"Where no value of L_φ is specified in Table 6.2 the determinant length should be taken as the length of the influence line for deflection of the element being considered or alternative values should be specified." - (Norsk Standard, 1991)

Eurocoden gir også muligheter for en reduksjon av φ_2 ved følgende betingelser etter punkt 6.4.5.4 for broer av betong med en overdekning på mer enn 1 m, der h er definert som høyden fra rørkronen til bunn sville for rør:

$$red\varphi_{2,3} = \varphi_{2,3} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0 \quad (5)$$

2.10.3 Fullskalaforsøk

D. Beben (2013): I Beben (2013) er det gjennomført dynamisk analyse og faktorens påvirkning på korrugerte stålkulverter og kulverter av betong under påvirkning av trafikklast fra veg. Forsøkene ga forskjellige dynamiske innvirkningsfaktorer (DAFs), ut ifra ulike hastigheter fra kjøretøyene. Det ble påvist at de dynamiske faktorene ga konsistent høyere verdier enn de statiske, der de kritiske faktorene for ulike hastigheter, lastintervaller, og lokasjoner hadde høyest innvirkning for bestemmelse av den dynamiske faktoren. Kulvertens spenn viste seg å øke lineært med de dynamiske faktorene og hadde en større innvirkning enn overdekningen. Høyden på overdekningene som ble testet var mellom 1.7 og 3m og sammenliknet med minstekrav gitt i håndbok N200 er overdekningene en god del større.

E.B. Flener & R. Karoumi (2009): For bestemmelse av dynamisk faktor fra jernbanelaster er det utført et liknende fullskalaforsøk i Flener og Karoumi (2009) på en korrugert stål kulvert i Sverige. Måleinstrumentene som ga de høyeste dynamiske faktorene ble plassert på kronen og 45° i forhold til topp rør, med en overdekning på 1780mm, definert fra topp skinne til rørets krone. Det ble også påvist i dette forsøket at togets lokasjon og hastighet hadde stor innvirkning på den dynamiske faktoren, samt bremskrefter. De ulike hastighetene toget ble testet for var 10, 30, 50, 70, og 120 km/h, og for bremsehastighetene 20, 50, 70, og 90 km/h. Største forskyvning ble målt ved den høyeste hastigheten 119.5 km/h, og som i forsøket til Beben ble det også målt et sprang ved en lavere hastighet (50 km/h). Forskyvningene oppnådd ved kronen som følge av bremskreftene ga et utslag 5% høyere enn når toget passerte med konstant hastighet. Forsøket ble også utsatt for ukontrollerte påkjenninger av tilfeldige passerende tog ved 65 km/h, som ga muligheten til å kalibrere måleinstrumentene, en viktig forutsetning for å oppnå resultater med høy validitet.

A. Nurmikolu, P. Salmenperä, S. Makitupa & K. Lane (2013): Forsøkene gjennomført i Nurmikolu et al. (2013) ved bruk av målinger og presentert som statistiske analyser av data fra togenes påvirkning fra hjullaster for tilfeldig jernbanetrafikk i Finland (2010-2011). Resultatene er basert på effekten fra aksellaster, hjulenes flattrykk, sesong og hastighet målt. Passasjertogenes maksimale hastighet er på 220km/h og godstog på 120 km/h. Gjennomsnittlig dynamisk last øker med togets hastighet som også vist i (Flener & Karoumi, 2009).

Effekten av sesongvariasjoner kan for det norske og finske klimaet sammenliknes, da det geografisk sett har mange likheter. Frost i jernbanens overbygning fører til stivere spor i de kaldeste periodene og gir et utslag på den dynamiske lasten. Det beskrives at den statiske lasten

er lik om sommer og vinter, mens den dynamiske lasten stiger fra november til februar som er den kaldeste perioden. Den dynamiske lastfaktoren viser stabile tall mellom juli og november, og øker fra 1.1 til 1.2 gjennom månedene desember til februar.

Samme sammenlikning er også brukt for å se toghastighetens påvirkning. Hastighetene på togene som ble målt varierte fra 30 til 150km/h Resultatene viser at den dynamiske faktoren øker ved økt toghastighet, men i liten grad. Hastighetene gir ved over 130km/h en økt dynamisk faktor fra 1.1 til 1.2. Som også vist i Beben (2013) og Flener og Karoumi (2009) viser det seg at det ved en bestemt hastighet (80-90km/h) forekommer en større verdi for den dynamiske faktoren lik 1.2, enn for omkringliggende hastigheter.

Z. Smagina (2001): Fullskalaforsøk testet i Smagina (2001) viste effekten av dynamisk faktor for kjøretøy på veg ved variasjon av hastigheter, størrelse på hump og aksellast. Testene ble gjennomført på blant annet betongrør med diameter på 400 og 800mm. Hastighetene, humpens størrelse og aksellaster til kjøretøyet ble testet ved henholdsvis 10-50 km/h med en økning på 10km/h, 20, 40 og 60cm høye humper med helningen 1:4 og aksellaster på 7.7 og 11.1 tonn for kjøretøyets bakre aksel.

Resultatene viste at den dynamiske faktoren har en lineær økning med hastigheten til testkjøretøyet. Ved å øke aksellasten synker den dynamiske faktoren, som tidligere forklart skjer ved at tøyningene til de statiske lastene øker hurtigere enn tøyningene fra de dynamiske lastene. Den dynamiske faktoren er for eksempel for et 800mm betongrør målt lik 1.65 og 1.55, med en aksellast på henholdsvis 7.7 og 11.1 tonn. En større hump for å simulere ujevnheter langs med vegen ga også en høyere dynamiske faktor.

Forsøkene ble også gjennomført ved bruk av stål- og plastikkør. Rørenes stivhet viste å ha lite innvirkning på den dynamiske effekten.

Oppsummering: Fra tidligere forskning kan det bli konkludert med at den dynamiske responsen på nedgravde konstruksjoner avhenger i stor grad av kjøretøyets karakteristikk, som for eksempel variasjoner av aksellaster, aksellastavstand og hastighet. Det virker som at den dynamiske lasten øker lineært med hastigheten, og at det ved noen hastigheter blir et sprang i den dynamiske faktoren avhengig av kjøretøyets konfigurasjoner. Det dynamiske tillegget målt ved forskjellige høyder overdekning viser at faktoren synker ved en økning av overdekning over rør. Denne faktoren er derimot ikke like avgjørende som spennet til røret/kulverten som vist i forsøket til Beben (2013). Andre faktorer som ble tatt opp i blant annet Ludescher og Brühwiler (2009) var større dynamiske laster ved blant annet akselererende kjøretøy. Dette ble bekreftet i forsøkene til Flener og Karoumi (2009) der et bremsende tog ga et 5% større tillegg på den dynamiske faktoren.

3.0 Forsøk

Metoden ble testet ved å gjennomføre flere ulike caser for å dimensjonere et armert betongrør ut ifra terrenglaster fra jernbane og veg ved forskjellige høyder på overdekningen. For rør som legges ved større dybder forventes det en avtagende dynamisk faktor og det skal bestemmes hvilke overdekninger røret kan plasseres ved. Fordelingen av krefter simuleres ved bruk av FEM-programmet PLAXIS 2D og snittkreftene som hentes ut brukes til dimensjonering etter rørets kriterier for SLS og ULS. For trafikkklaster fra kjøretøy på veg vil lastene bestemmes ut ifra tidligere forskning, mens det for jernbanelaster bli simulert akselerasjonene i undergrunnen fra 4 forskjellige brukte tog i Norge.

3.1 Plaxis modell

Geometrien til modellen er valgt med en bredde på 21.6m slik at jordlagene ikke kollapser ved høyere fyllingshøyder, og for at hele togmodellen skal passe inn. Mesh er satt til triangulære elementer bundet sammen av 15 noder for å oppnå høy nøyaktighet. Det er innrammet et område rundt røret for å finjustere mesh, og oppnå en mer nøyaktig fordeling av kreftene rundt røret. Punktlasten(e) er plassert på verst tenkelige tilfeller for maks belastning på røret.

Jordparameterne for de forskjellige lagene er listet opp i Tabell 1 og Tabell 2. Jordmaterialet kan simuleres enten «in situ» eller som en oppfylt/etterfylt konstruksjon. In situ betyr at jorden antas upåvirket av installasjonen. Denne modellen bygges opp som en etterfylt konstruksjon ved at fasene er lagt i rekkefølgen som skal simulere en etterfylt konstruksjon. Dette gjøres ved å legge inn flere faser som representerer rekkefølgen. Disse kan også være tidsavhengig slik at det er mulig å legge inn tiden for de enkelte stegene i et prosjekt som vist i (Jan Vaslestad et al., 2011).

Beregningsprogrammet dimensjonerer røret for den aktuelle jordtrykksfordelingen rundt rørets periferi med hensyn til egenvekt, jordmasser og trafikkklaster.

Røret modelleres som plater med 2 noder og egenskapene som vist i Tabell 4. Det aktiveres et negativt «Interface» med tykkelse 0,1m for å modellere kontakten mellom røret og jorden. Funksjonen «Interface» tar hensyn til at røret kan utsettes for strekkrefter selv om jorden ikke har denne egenskapen.

For å simulere en etterfylt konstruksjon blir i fase 1 (initialfasen) kun jordlaget under røret tatt med i beregning for å generere initialspenningene. I fase 2 aktiveres røret og omfyllingen rundt. Fase 2 og 3 er kalkulert ved bruk av plastisk drenert kalkulasjon. For videre fyllingshøyder fylles jorden opp stegvis som en jevnt utbredt last på en horisontal overflate. Dette er gjort i fase 4 etter plastisk drenert kalkulasjon.

For vegkonstruksjonen legges trafikklasten inn i en egen fase og beregnes ved bruk av plastisk drenert kalkulasjon. Ved å legge lasten i en egen fase blir det enklere å dimensjonere bruksgrenselastene, da påvirkning fra trafikklasten kan subtraheres fra jordlasten. De dynamiske tilleggene er regnet ut separat etter Formel 6 og lagt til i henhold til høyden på overdekning. Konsentrasjonsfaktoren tas ikke med i beregning, da PLAXIS selv simulerer det stive rørets forstyrrende effekt.

Beregning av lastene fra jernbane er beregnet ved bruk av dynamisk kalkulasjon. Hver aksellast er tildelt hver sin multiplikator beregnet i Autodesk Robot og tiden akselen bruker på en dynamisk lastavstand. Denne tiden avhenger som nevnt av hastigheten til toget. Det dynamiske tidsintervall bestemmer nøyaktigheten og hvor mange punkter det genereres. Et lavt dynamiske tidsintervall gjør derfor at det er større avstander før det kan avleses en endring i resultatene. Et økt dynamiske tidsintervall vil derimot føre til at beregningstiden øker betraktelig, og kan være vanskelig å gjennomføre.

Fase 6 kalkuleres etter plastisk drenert og de statiske lastkomponentene aktiveres. I Fase 7 aktiveres de dynamiske lastene med de respektive multiplikatorene og riktig tidsintervall. For at deformasjonene i fase 7 ikke skal bli tatt med videre i beregningene tilbakestilles deformasjonene. Fase 8 kalkuleres ved bruk av dynamisk kalkulasjon, men kun de statiske lastene er tatt med i beregningene. Det totale tidsintervall for dynamisk kalkulasjon er likt i fase 7 og 8. Ved å bruke dynamisk kalkulasjon tar PLAXIS i betraktning de spenningsbølgene og vibrasjonene som oppstår i undergrunnen.

Svillene plasseres med en c/c avstand 0.6m, en vanlig benyttet senteravstand til sviller. Aksellasten plasseres over jernbaneskinnen med aksellastavstander i henhold til Figur 15, Figur 16 og Figur 17.

Figurer av PLAXIS-modellene for veg og jernbane er gitt i vedlegg E og vedlegg F.

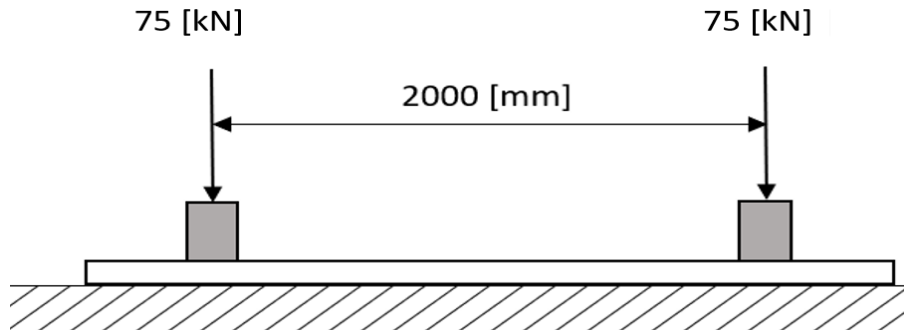
3.2 Trafikklast fra veg

Dimensjonering av betongrør utsatt fra en vegtrafikklast vil ikke kunne simuleres i noen programvare ettersom de virkelige støtkreftene som oppstår ikke er mulig å forutse. Nedbøyningen kan beregnes likt som for jernbane, men støtkrefter som oppstår på grunn av ujevnheter i vegdekke er vanskelig å gjennomføre med høy validitet. I tillegg finnes det også utallige mange kjøretøykonfigurasjoner. Som nevnt tidligere inkluderes innvirkningsfaktoren i lastmodellen oppgitt i NS-1991-2, og størrelsene på de statiske og dynamiske kreftene er uvisst siden lastmodellene bygger på statistiske beregninger. Røret vil derfor bli dimensjonert ved bruk av resultater fra tidligere forskning.

Det blir benyttet preliminære nordiske lastforskrifter for vegbruer, der det dynamiske tillegget er kjent. Tillegget som er foreslått er på 75% av den statiske lasten. Aksellasten inkludert dynamisk tillegg og utgjør 260 kN fordelt på to hjullaster med avstand 2,0 m. I Vaslestad og Myhre (1987b) blir det foreslått et mindre tillegg for den dynamiske faktoren, da det konkluderes med at den er for høy sammenliknet med amerikanske regelverk. Den dynamiske faktoren beregnes derfor etter følgende formel:

$$\varphi = 1.3 - \frac{H}{7} \quad (6)$$

Støttillegget gir 30% tillegg ved overflaten og ingen tillegg ved en overdekning større enn 2.1m. Figur 12 viser tilfellet med to hjullaster på 75 kN og aksellastavstand som er brukt i beregningene. Hjullastene er ikke inkludert dynamisk tillegg.



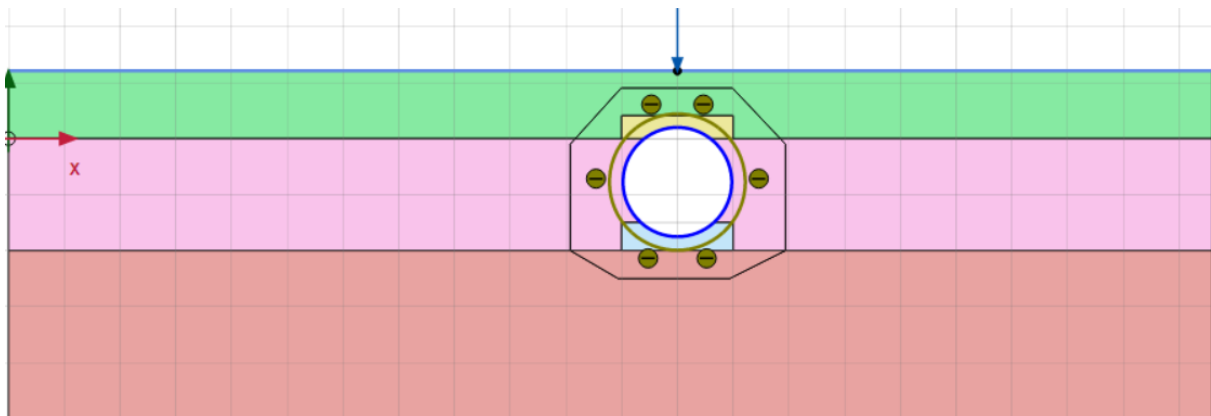
Figur 12: Aksellast inkludert maksimum dynamisk tillegg.

Støttilleggene og konsentrasjonsfaktoren for de respektive overdekninger er gitt i Tabell 5 og beregnet etter Formel 6 og Formel 2. Konsentrasjonsfaktoren tas ikke med i beregningene gjennomført i PLAXIS, da faktoren tar hensyn til rørets forstyrrende effekt i et elastisk medium. Den brukes derfor kun i beregningene gjort etter dagens regelverk.

Tabell 5: Støttillegg og konsentrasjonsfaktor for rør 1600mm.

Overdekning [m]	H/D	Støttillegg	Konsentrasjonsfaktor
0.5	0.31	1.23	0.0398
0.9	0.56	1.17	0.0717
2.1	1.31	1.00	0.1673
3	1.88	1.00	0.2391
5	3.13	1.00	0.3985
7	4.38	1.00	0.5578
9	5.63	1.00	0.70

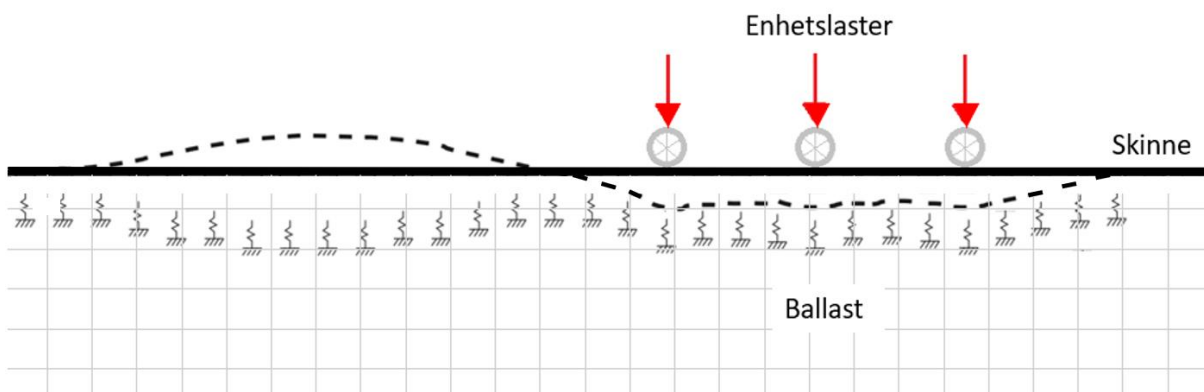
Lasten fra kjøretøy på veg er definert fra toppen av vegdekket. PLAXIS-modellen er bygd opp som vist i Figur 13.



Figur 13: PLAXIS-modell for veglaster ved 0.9m overdekning.

3.3 Trafikklaster fra jernbane

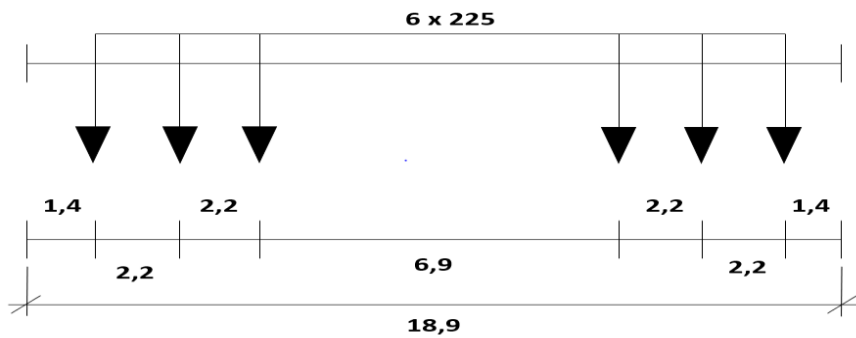
For bestemmelse av innflytelseslengden L_ϕ er det utført simuleringer av 4 togvogner som benyttes i Norge. Ved kjente hastigheter og tog-konfigurasjoner er det mulig å bestemme lastmultiplikatoren som opptrer på en bestemt avstand og det respektive tidspunkt. Simuleringene gjennomføres ved å flytte aksellastene til toget over en bjelke med egenskaper tilnærmet skinnen UIC 60 som skal etterligne effekten fra nedbøyningene på skinne og sviller gjennomført i FEM-programmet Autodesk Robot. Antall spenn beregnes ut fra Tabell 6 avhengig av modellens lengde i Robot. Det benyttes funksjonen «bar on elastic foundation» for å etterligne de dempende effektene til undergrunnen, som vist i Figur 14. For å få riktig multiplikatorer er det brukt enhetslaster i stedet for togets egentlig aksellaster. Stivheten, K , representerer forholdet mellom jordtrykket og deformasjonen til bjelken som er satt til 52,2 kPa. Når toget forflytter seg vil nedbøyningene bli representert som positive og negative lastmultiplikatorer. For hvert tidsintervall summeres alle deformasjonene fra hver aksellast, og gir den maksimale deformasjonen når akslene passerer over dem.



Figur 14: Tankegang for beregning av nedbøyning fra enhetslaster i Autodesk Robot (Correia et al., 2007).

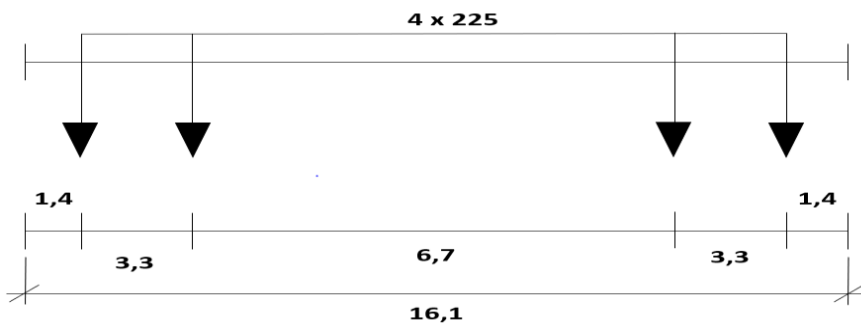
Det er valgt å se på effekten av 4 av de mest brukte togene i Norge målt etter trafikkvolum per år (BaneNOR, 2017). Vognene består av 2 lokomotiv-trukket passasjertog og 2 lokomotiv-trukket godstog. Togene har ulike sammensetninger av plassering av aksellaster, aksellaststørrelser og hastighet.

Lokomotiv-trukket passasjertog 1 etter teknisk regelverk består av 6 aksellaster av 225kN per aksel. Toget kjører i en hastighet på 200km/h. Vognens aksellastkonfigurasjoner er vist i Figur 15.



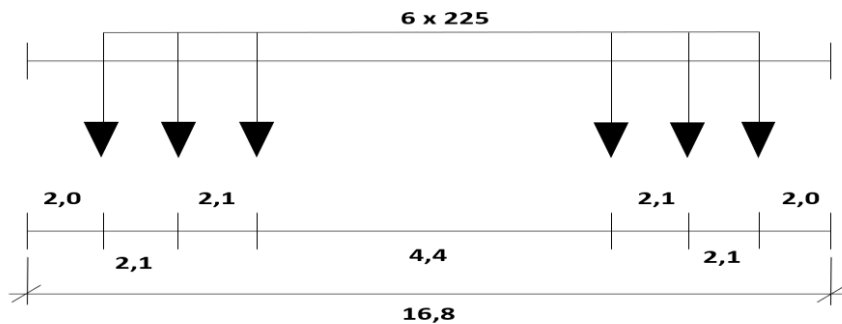
Figur 15: Aksellastkonfigurasjoner for lokomotiv-trukket passasjertog 1.

Lokomotiv-trukket passasjertog 2 etter teknisk regelverk består av 4 aksellaster av 225kN per aksel. Toget kjører ved en hastighet på 160km/h. Vognens aksellastkonfigurasjoner er vist i Figur 16.



Figur 16: Aksellastkonfigurasjoner for lokomotiv-trukket passasjertog 2.

Lokomotiv-trukket godstog 5 og 6 etter teknisk regelverk består av 6 aksellaster av 225kN per aksel. Togene har samme kofigurasjoner med kjører med ulike hastigheter. Tog 5 kjører i 80, og tog 6 i 100km/h. Vognens aksellastkonfigurasjoner er vist i Figur 17.



Figur 17: Aksellastkonfigurasjonsjoner for lokomotiv-trukket godstog 5 og 6.

For å begrense modellens lengde og beregningstid benyttes kun det første vognsettet for hvert tog. Ved å begrense antall aksellaster kan forsøkene fortsatt gjennomføres med en viss nøyaktighet uten at beregningstiden er for lang. Parametere som er brukt i Autodesk Robot for beregning av multiplikatorene er gitt i Tabell 6.

Tabell 6: Parametere for tog modell i Autodesk Robot.

Parameter	Utregning	Tog 1	Tog 2	Tog 5	Tog 6
Avstand mellom første og siste aksel	L [m]	15.7	13.3	12.8	12.8
Tilleggsavstand	$L_f=9*a*2$ [m]	10.8	10.8	10.8	10.8
Lengde mellom sviller	A [m]	0.6	0.6	0.6	0.6
Modellengde	$L_m=2L+L_f$ [m]	42.2	37.4	36.4	36.4
Antall spenn	L_m/a [m]	70.3	62.3	60.6	60.6
Dynamisk lastavstand	$a/2$ [m]	0.3	0.3	0.3	0.3
Antall dynamiske laster	$L_m/2*a$ [m]	117.2	103.8	101.1	101.1
Aksellast	[kN]	225	225	225	225
Toghastighet	[km/h]	200	160	80	100
Tid per dynamisk last	[s]	0.0054	0.00675	0.0135	0.0108

For å simulere effektene før og etter toget kjører over modellen er det lagt til en tilleggsavstand på 9 multiplikatorer for å få med en opp-/nedtrappende effekt fra nedbøyningene. Tiden tog 1, 2, 5 og 6 bruker før siste aksel har passert modellens lengde er henholdsvis 0.7596, 0.415, 1.638 og 1.3104 sekunder. Denne tiden inkluderer også effekten før og etter toget ankommer og forlater modellen.

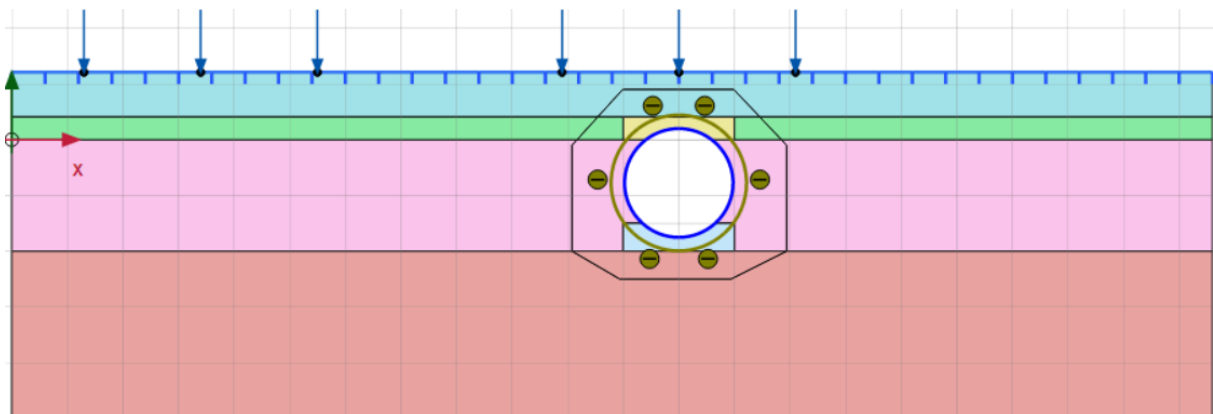
For hver enhetslast gis det i resultatene en nedbøyning til hver bjelke og hvilken posisjon som gir verdien til nedbøyningen. Alle posisjonene summeres sammen og transformeres til en

matrise for tilhørende aksel. Matrisen gir den totale multiplikatoren til hvert tidspunkt og kan for eksempel illustreres med Tabell 7 som viser en del av matrisen til første aksel for lokomotiv-trukket passasjertog 1.

Tabell 7: Eksempel på multiplikatorer fra enhetslastene til lokomotiv-trukket passasjertog 1.

Tidstrin n	Distans e [m]	Tid [s]	Multipl. 1	Multipl. 2	Multipl. 3	...	Multipl. 94	Multipl. 95
1	0	0	0	0	0		0	0
·	·	·	·	·			·	·
·	·	·	·	·			·	·
·	·	·	·	·			·	·
9	0	0	0	0	0	...	0	0
10	0.3	0.0054	-0,00033	-0,00022	-0,00013	...	0	0
11	0.6	0.0108	-0,00066	-0,00045	-0,00027	...	0	0
12	0.9	0.0162	-0,00101	-0,00068	-0,00041		0	0
·	·	·	·	·			·	·
·	·	·	·	·			·	·
·	·	·	·	·			·	·
142	56.7	0,7668	0	0	0	...	0.0000 4	0
143	57	0.7722	0	0	0	...	0	0

Den summerte deformasjonen for de respektive tidspunktene er inputten som benyttes i PLAXIS og den dynamiske analysen. Modellen for jernbanelastene er bygd opp som vist i Figur 18 eksempel med en overdekning lik 0.9m og lastene definert fra topp skinne.



Figur 18: PLAXIS-modell for jernbanelaster ved 0.9m overdekning.

4.0 Resultater

I resultatene blir det presentert PLAXIS modellen der røret useses for terrenglaster fra jernbane og veg, og med ulike høyder overdekning. Det vil også bli presentert de dynamiske akselerasjonene fra togtypene som er testet og hvilke dynamiske faktorer dette tilsvarer i henhold til Norsk Standard (1991). For å se effekten ved bruk av FEM-programmer sammenliknes resultatene med håndberegningene som er gjort ved bruk av Boussinesq's teori og beregning av laster fra sville, skinne og jordtrykk.

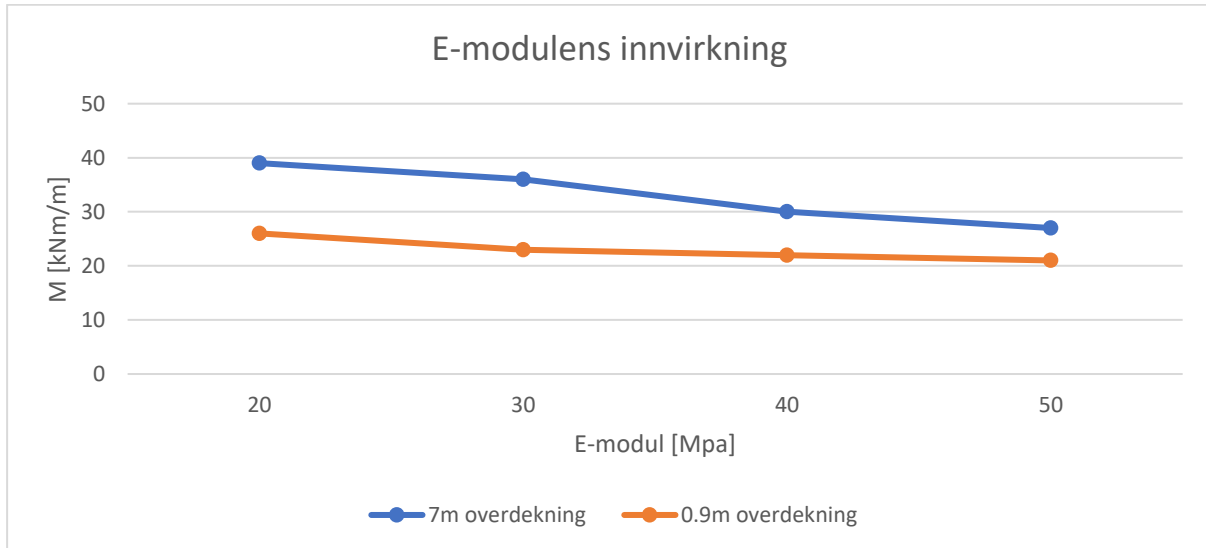
For bedre forståelse av jordens oppførsel og programmet PLAXIS 2D er det gjennomført og sammenliknet resultater med et fullskalaforsøk i Eidanger beskrevet i (Jan Vaslestad et al., 2011). Røret anlagt i Eidanger er en rørkonstruksjon med en fyllingshøyde på 14m og innlagt EPS geoføam. Til sammenlikning er det sett på målt vertikale spenning over rørets krone og deformasjonene til EPS geoføamen. Analysen er gjort over en tidsperiode på 20 år. Ved å sette inn tiden som en variabel i PLAXIS og «konsolidasjon» som kalkuleringsmetode kan det simuleres kort- eller langtidsoppførsel, et nyttig hjelpemiddel for å undersøke EPS geoføamens stabilitet over tid. Resultatene er gitt i vedlegg B.

Resultatene fra sensitivitetsanalysen som legger grunnlag for valg av parametere i jordmodellene i PLAXIS er også presentert.

4.1 Sensitivitetsanalyse

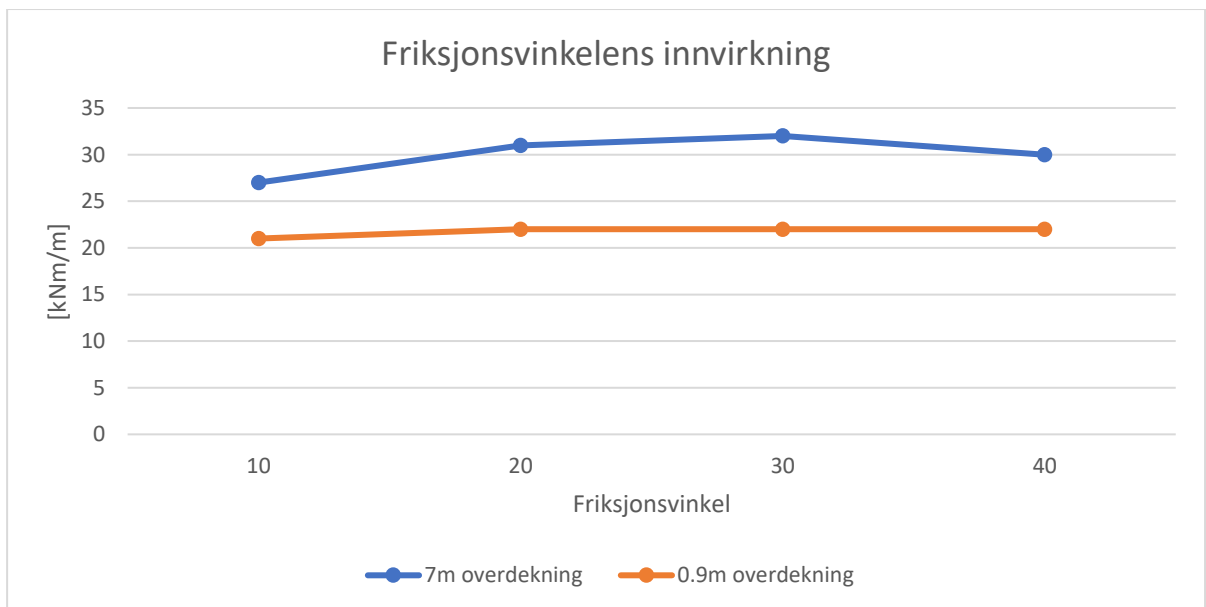
Det er gjennomført sensitivitetsanalyser for å få en bedre forståelse av parameterne til jordmassene rundt røret og dens innvirkning på momentene som opptrer ved rørets krone. Testene ble gjennomført på et 1600mm rør med overdekning 7 og 0.9m med last fra kjøretøy på veg. Det er valgt parametere etter anbefalinger i PLAXIS manualen og deretter gjort endringer for å se hver enkelt parameters innvirkning (Brinkgreve & Vermeer, 1998).

Innflytelse fra elastisitets modul: Figur 19 viser hvilke momenter kronen usettes for en variasjon i elastisitets modul, E. Variasjon i E-modulen viser å gi konstant lavere momenter ved en øke E-modul.



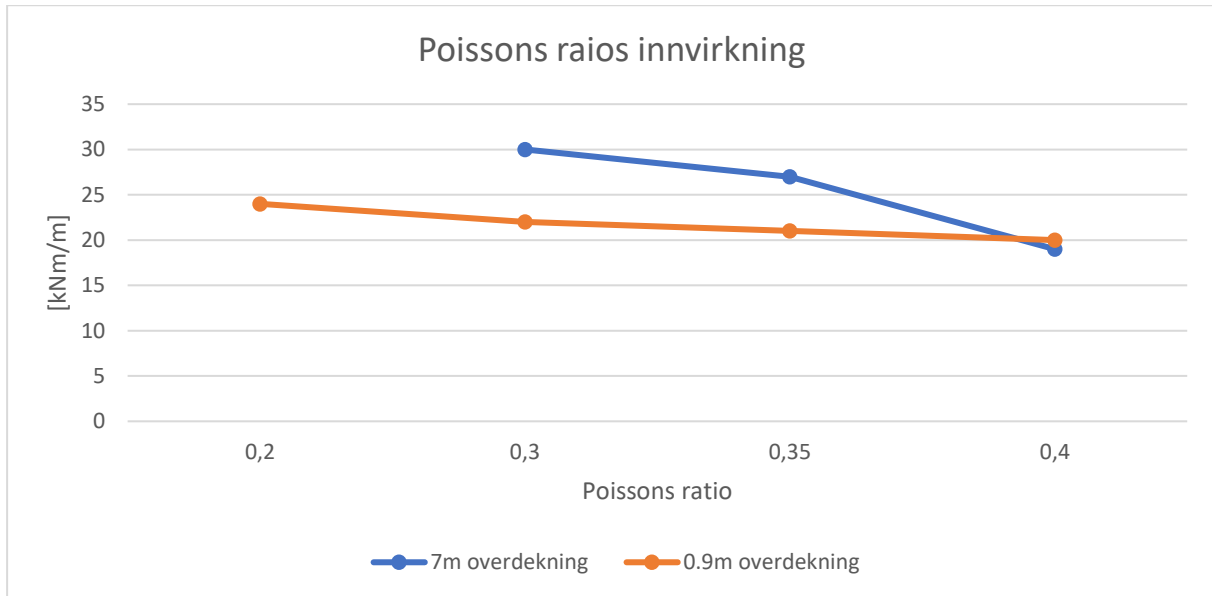
Figur 19: E-modulens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.

Innflytelse fra friksjonsvinkel: Figur 20 viser hvilke momenter kronen usettes for en variasjon av friksjonsvinkelen, φ . Momentene påvirkes ikke i stor grad ved å endre friksjonsvinkelen, men viser seg å variere mer ved en overdekning på 7m.



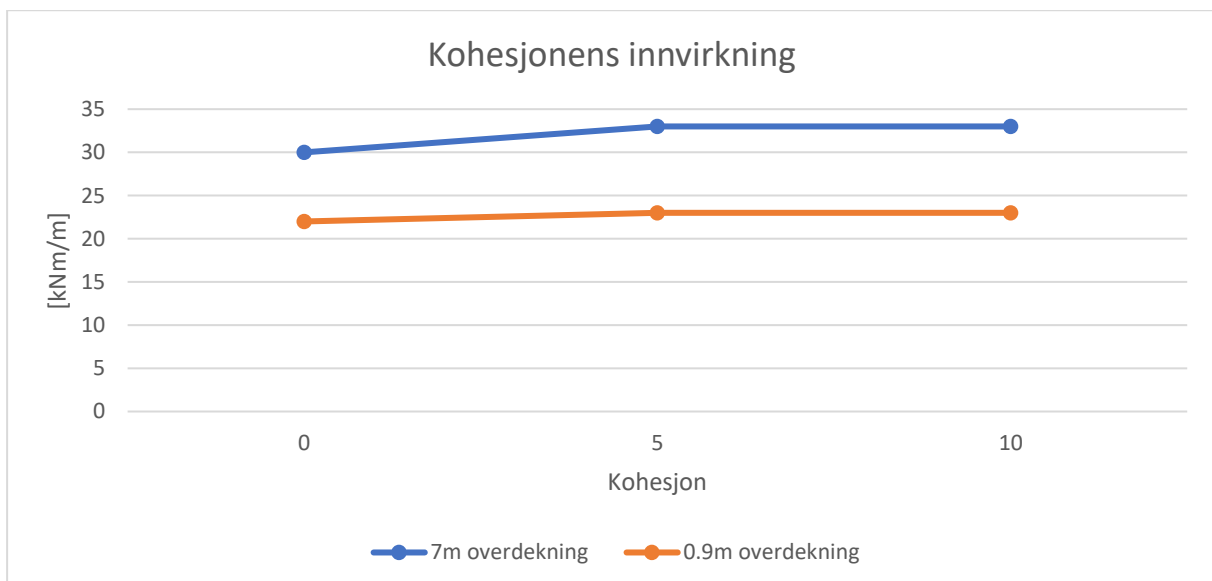
Figur 20: Friksjonsvinkelens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.

Innflytelse fra Poissons ratio: Figur 21 viser hvilke momenter kronen usettes for en variasjon av Poissons ratio, ν . Faktoren viser seg å ha en stor innvirkning, da testen for røret ved en overdekning på 7m ikke er gjennomførbart med en faktor lik 0.2. Ellers viser det seg at en økning av Poissons ratio fører til at momentene minsker.



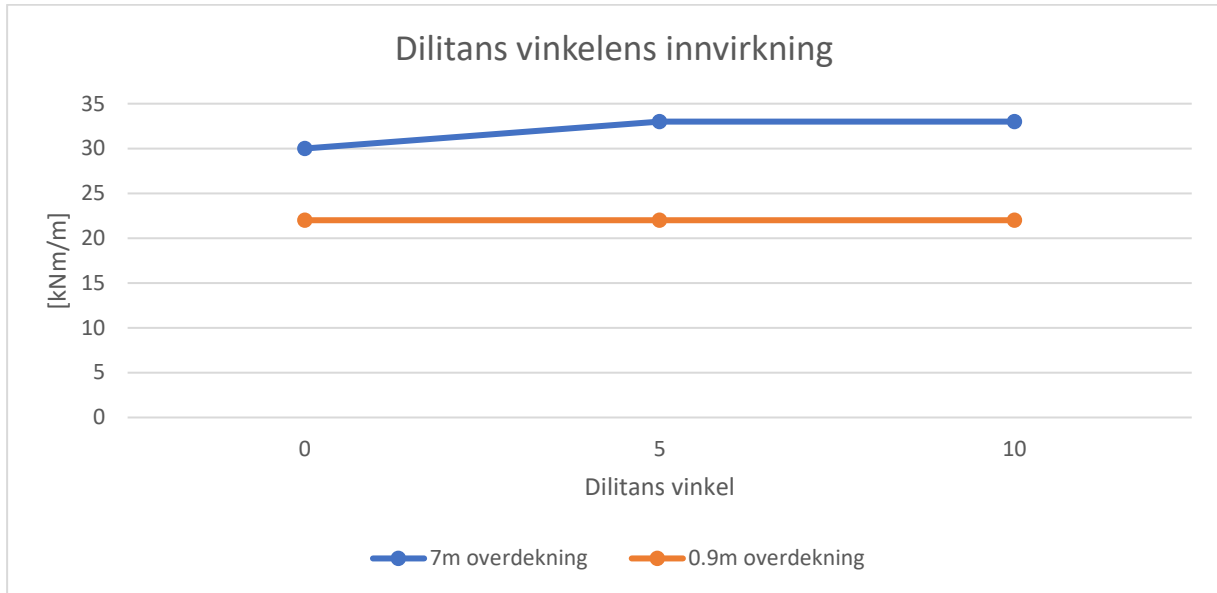
Figur 21: Poissons ratio innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.

Innflytelse fra kohesjon: Figur 22 viser hvilke aksialkrefter og momentet kronen usettes for en variasjon av kohesjonsfaktoren, c . Kohesjonens innvirkning viser seg å være relativt liten i sammenlikning med de tidligere parameterne. Innvirkningen er tilnærmet uendret for begge overdekningene.



Figur 22: Kohesjonens innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.

Innflytelse av dilatans: Figur 23 viser hvilke aksialkrefter og momentet kronen uses for en variasjon av vinkelen til dilatans, ψ . Innvirkningen av dilatans vinkelen viser seg også å gi liten innvirkning for opptredende momenter ved rørets krone.



Figur 23: Dilatans innvirkning for moment ved 7 og 0.9m overdekning.

4.2 Beregninger etter dagens regelverk

For å videre sammenlikning med svarene som fremkommer av FEM-programmet legges det til spenningene fra jordmassen, ved utregning av Formel 1, og tilleggslaster fra sviller og skinner. Verdien for beregning av jordtrykk velges etter Tabell 1 for jordlaget med «fylling» med en ruhet 0.8. Verdien for ruhet anbefales etter (Vaslestad, 1992) å ligge mellom 0.7-0.9, der en økende ruhet gir økt belastning på røret. Mobiliseringsgrad, f velges lik 0.7. Aktiv jordtrykkskoeffisient leses av fra Figur 7 lik 0.39.

Tilleggslaster fra sviller og skinner er som nevnt etter jernbaneteknisk regelverk fordelt som en jevnt fordelt last på 20 kN/m^2 i sporets lengde og en bredde lik $h/2 + 2,5\text{m}$ sentrisk om senterlinjen til sporet.

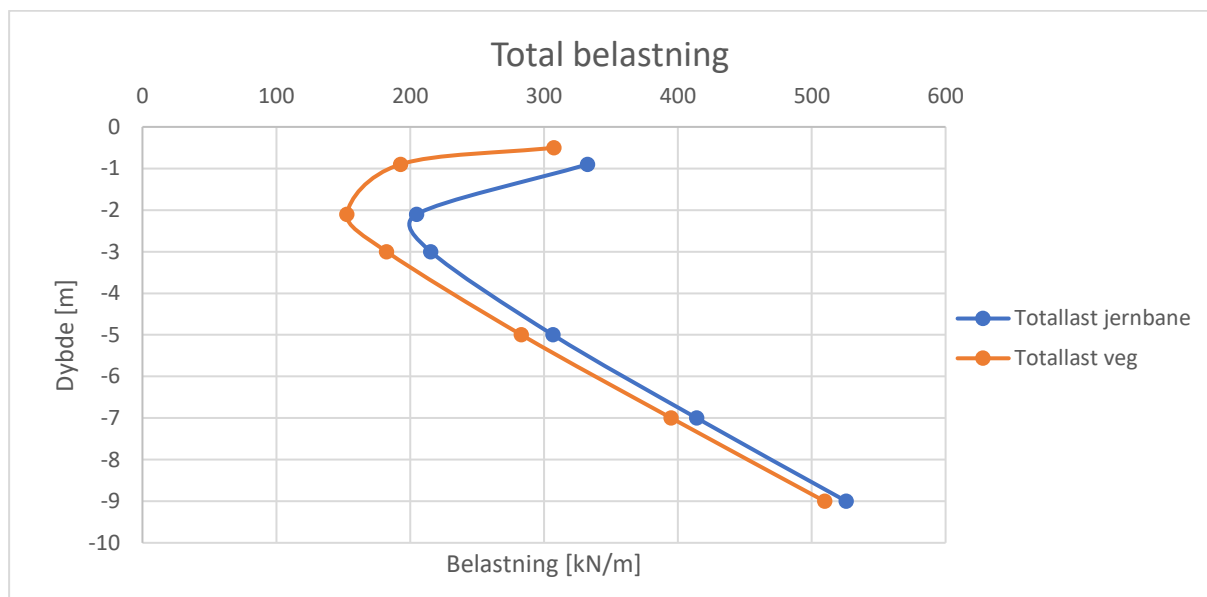
De vertikale lastene fra beregningene som er gjort er vist i Tabell 8. Det er inkludert reduksjonsfaktor for den dynamiske faktoren ved overdekninger $\geq 1\text{m}$ for jernbanelasten, og konsentrasjonsfaktorer for begge typer terrenglaster.

Alle beregninger er gjennomført i Matlab og gitt i vedlegg C.

Tabell 8: Vertikale laster mot overdekning.

Overdekning [m]	Vertikale laster [kN/m]			
	Jord	Sville og skinne	Jernbane	Veg
0.5	19.58	14.20	-	287.76
0.9	36.06	13.23	283.33	156.73
2.1	90.22	10.99	103.65	62.53
3	135.94	9.76	69.70	46.47
5	251.66	7.80	47.20	31.47
7	370.02	6.50	37.55	25.04
9	488.38	5.58	31.88	21.25

Figur 24 viser den totale belastningen utregnet for trafikklast fra jernbane og veg. Figuren viser at de totale belastningene er store ved overflaten før de avtar ved en dybde på ca. 2m og igjen vokser med dybden. Jernbanelasten er som forventet større ved små overdekninger grunnet større og flere aksler. Figuren er som forventet da trafikklastene er størst ved overflaten, men avtar rask med dybden. Punktet ved 2.1m er ca. der jordmassene går over til å bli den dominerende lasten og vil fortsette å øke med dybden. Etter at jordmassene blir den dominerende lasten nærmer grafene seg hverandre og forskjellene blir mindre.



Figur 24: Total belastning etter håndberegninger.

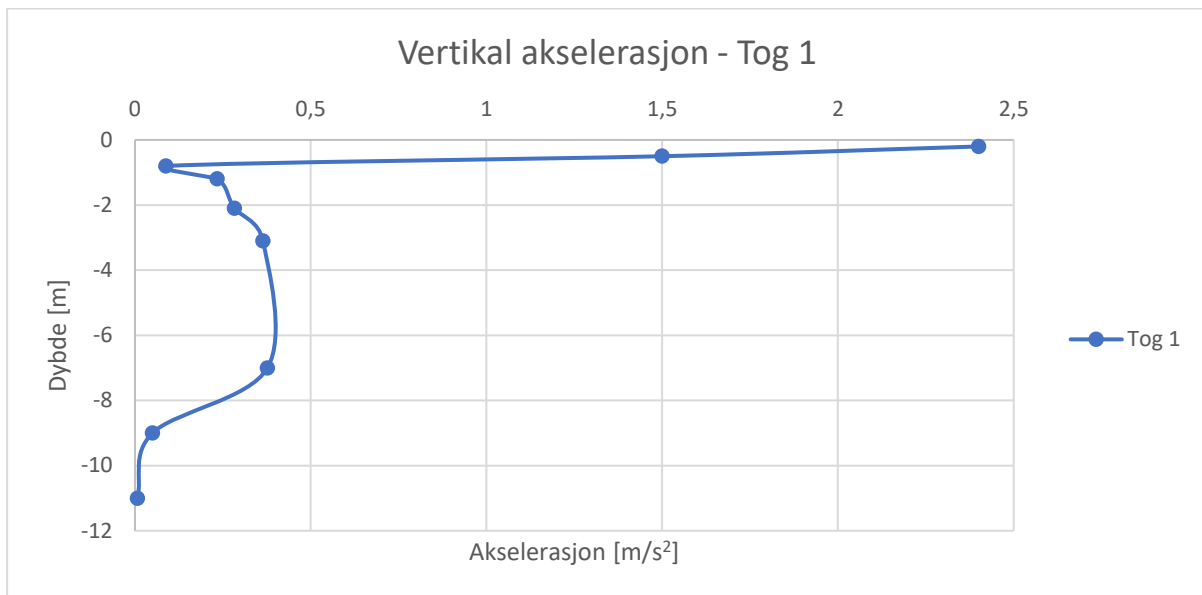
4.3 Resultater jernbane

De vertikale akselerasjonene fra togene er gjennomført ved minimumskravene for overdekning til veg og jernbane, da den nedtrappende effekten er stor. Resultatene for de forskjellige togene er gitt i Tabell 9. Det er valgt 5 forskjellige dybder å teste akselerasjonen for og se den dempende effekten til jordlaget. For alle togene er det en synlig trend at akselerasjonen synker med en økt dybde. Tabell 9 har sine verdier fra vedlegg A.

Tabell 9: Akselerasjon for forskjellige dybder og tog.

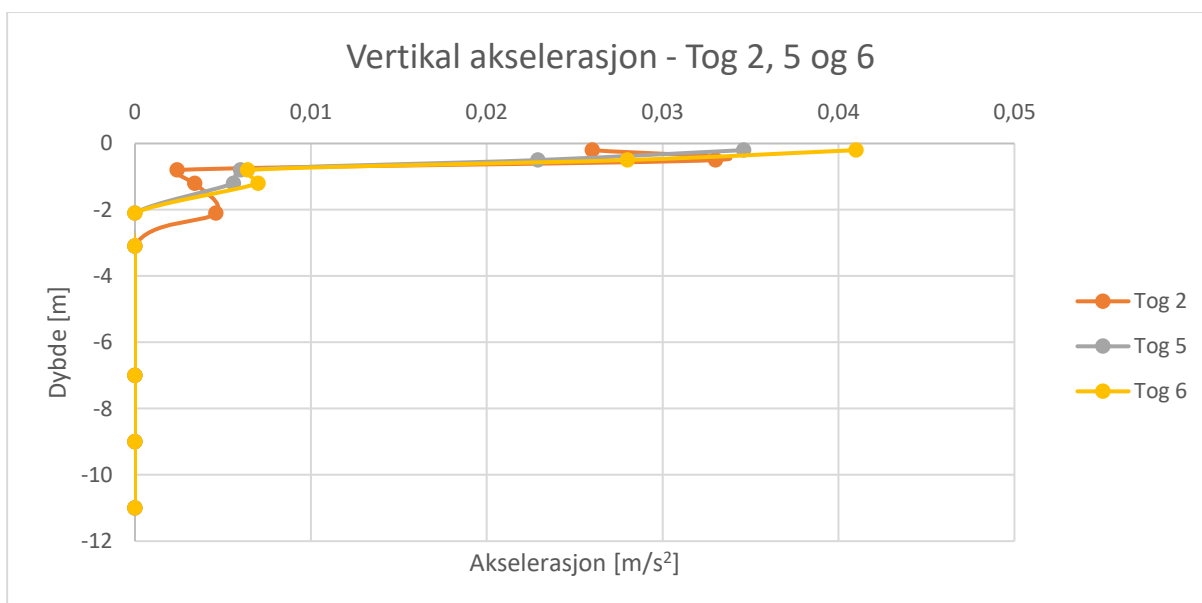
Tog	Hastighet [km/h]	Vertikal akselerasjon ved forskjellige dybder [m]								
		P1 (Y=0.2)	P2 (Y=0.5)	P3 (Y=0.8)	P4 (Y=1.2)	P5 (Y=2.1)	P6 (Y=3.1)	P7 (Y=-7)	P8 (Y=-9)	P9 (Y=-11)
1	200	2.4	1.5	0.088	0.234	0.283	0.364	0.377	0.05	0.0072
2	160	0.026	0.033	0.0024	0.0034	0.0046	-	-	-	-
5	80	0.0346	0.0229	0.006	0.0056	-	-	-	-	-
6	100	0.041	0.028	0.0064	0.007	-	-	-	-	-

Verdien for de punktene som er undersøkt er plottet og vist i Figur 25 for lokomotiv-trukket passasjertog 1. De vertikale akselerasjonene for lokomotiv-trukket passasjertog 1 viser at akselerasjonen er sterkt avtagende med dybden ned til 0.8m. Etter 0.8m øker den gradvis før den jevner seg ut og går mot null.



Figur 25: Vertikal akselerasjon mot overdekning for tog 1.

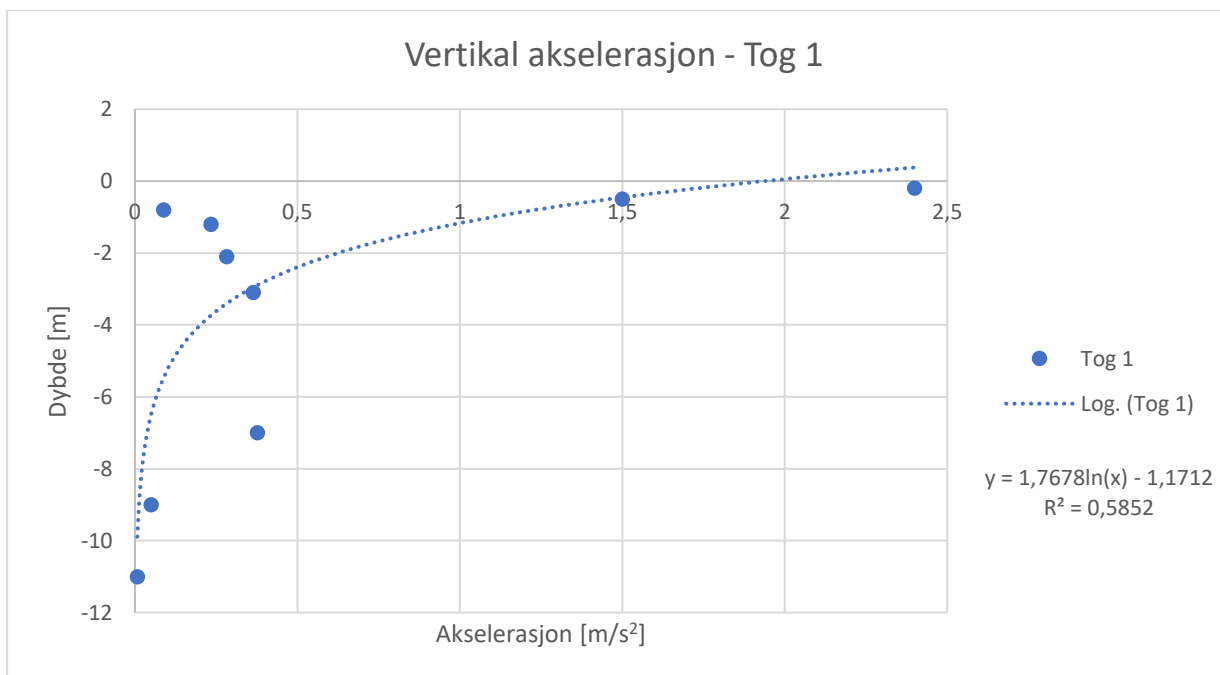
Verdiene plottet for lokomotiv-trukket passasjertog 2 og lokomotiv-trukket godstog 5 og 6 er vist i Figur 26. De vertikale akselerasjonene er mye lavere, men viser samme tendenser ved å avta til en dybde på 0.8m. Deretter stiger den og jevner seg ut, før den igjen går mot null.



Figur 26: Vertikal akselerasjon mot overdekning for tog 2, 5 og 6.

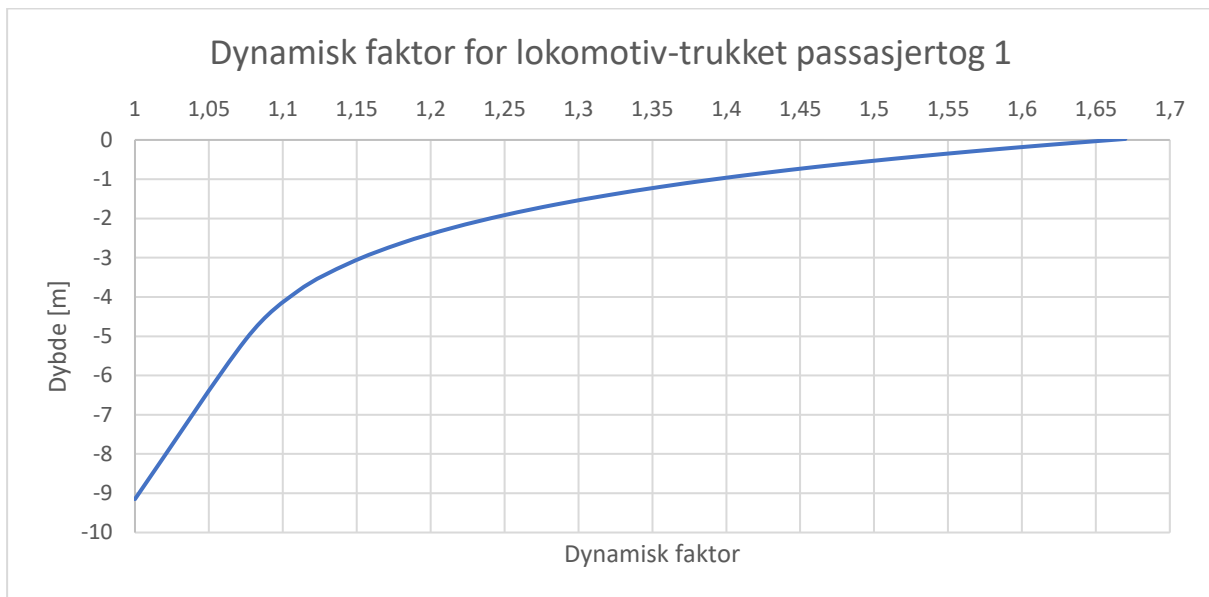
Norsk Standard (1991) anbefaler at den dynamiske faktoren ligger mellom $1,00 \leq \varphi_2 \leq 1,67$. Ved bruk av regresjon tilpasses verdiene anbefalt i Eurocoden til trenden for avtagende akselerasjon til lokomotiv-trukket godstog 6. Tog 6 gir de største akselerasjonene og det blir derfor tatt utgangspunkt i dette toget.

En logaritmisk trendlinje er valgt som best representerer punktene til kurven, som vist i Figur 27. Den er valgt med hensyn på forventninger til hvordan den vertikale akselerasjonen avtar med dybden. Trendlinjens nøyaktighet måles etter R^2 -verdien, og defineres som andel av variansen i den avhengige variabelen som er forutsigbar fra den uavhengige variabelen. Høye verdier for R^2 er ønskelig for en best mulig tilpasset linje. Funksjonen $Y = 1,7678\ln(x) - 1,1712$ er gitt for den best tilpassede linjen. Geometrien til den logaritmiske linjen beholdes for bestemmelse av den dynamiske faktoren som vist i Figur 27.



Figur 27: Vertikal akselerasjon mot dybde for tog 6.

Det velges å gå videre med togsammensetningen som gir største verdier for den dynamiske faktoren. Ved de ulike overdekningene som er testet fås verdier gitt i Tabell 10 for de dynamiske lastene. Det er også listet opp reduksjons- og konsentrasjonsfaktorer som benyttes videre i beregninger. De dynamiske faktorene for lokomotiv-trukket passasjertog 1 er vist i Figur 28.



Figur 28: Dynamisk faktor mot dybde for lokomotiv-trukket passasjertog 1.

Reduksjonsfaktoren anbefalt i Norsk Standard (1991) gjengitt i Formel 5 som er gjeldene for dybder ≥ 1 er også tatt med i beregningene. Grunnen til at den eneste overdekningen som gir en reduksjon er ved 2.1m er på grunn av kravene for bruk av reduksjonsfaktoren.

Tabell 10: Dynamiske- og konsentrasjonsfaktorer mot høyde på overdekning for toglaste.

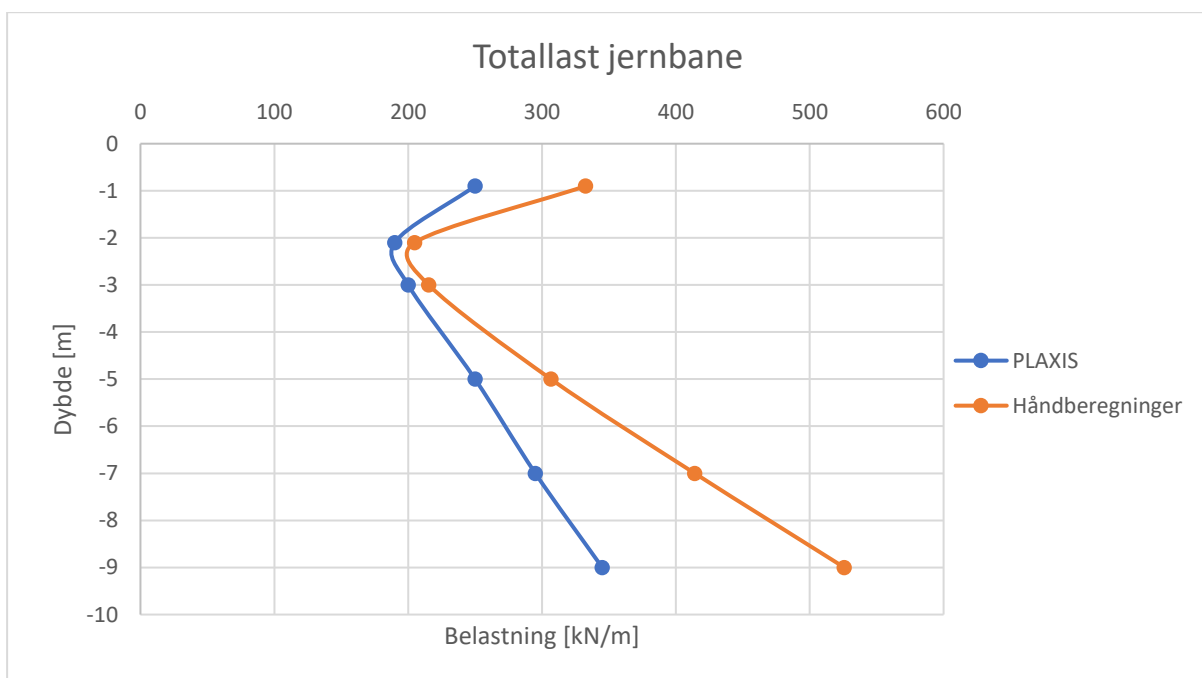
Overdekning	Dynamisk faktor	Reduksjonsfaktor	Konsentrasjonsfaktor
0.9	1.41	-	(1 + 0.0717)
2.1	1.105	0.11	(1 + 0.1673)
3	1.0	0.2	(1 + 0.2391)
5	1.0	0.4	(1 + 0.3985)
7	1.0	0.6	(1 + 0.5578)
9	1.0	-	(1 + 0.70)

Den totale belastningen for modellen med jernbane som trafikklast vist i Tabell 11 er gjennomført ved bruk av PLAXIS og håndberegninger. Konsentrasjonsfaktoren legges kun til i håndberegningene.

Tabell 11: Total belastning fra trafikklast på jernbane ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.

Overdekning [m]	Total belastning, Jernbane	
	Håndberegninger [kN/m]	PLAXIS
0.5	-	-
0.9	332.62	250
2.1	204.86	190
3	215.4	200
5	306.66	250
7	414.07	295
9	525.84	345

Resultater for total belastning på rørets krone fra trafikklast på jernbane er vist i Figur 29. Håndberegningene og resultatene fra PLAXIS viser omtrent de samme tendensene og er som forventet. Små høyder for overdekningen resulterer i store spenninger grunnet trafikklasten. Det blir deretter en avtaking til punktet hvor jordmassene har en større innvirkning enn trafikklasten. Denne dybden finner sted ved ca. 2.1m overdekning og den vertikale belastningen vil ved større dybder ha en lineær utvikling for begge beregningene. Ved 2.1m samsvarer håndberegningene og beregninger gjort i PLAXIS godt. Resultatene fra håndberegningene viser å ha en kurve med mindre stigningstall som fører til en hyppigere økning i den vertikale belastningen enn for beregningene gjort i PLAXIS.



Figur 29: Plott av total belastning mot dybde ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.

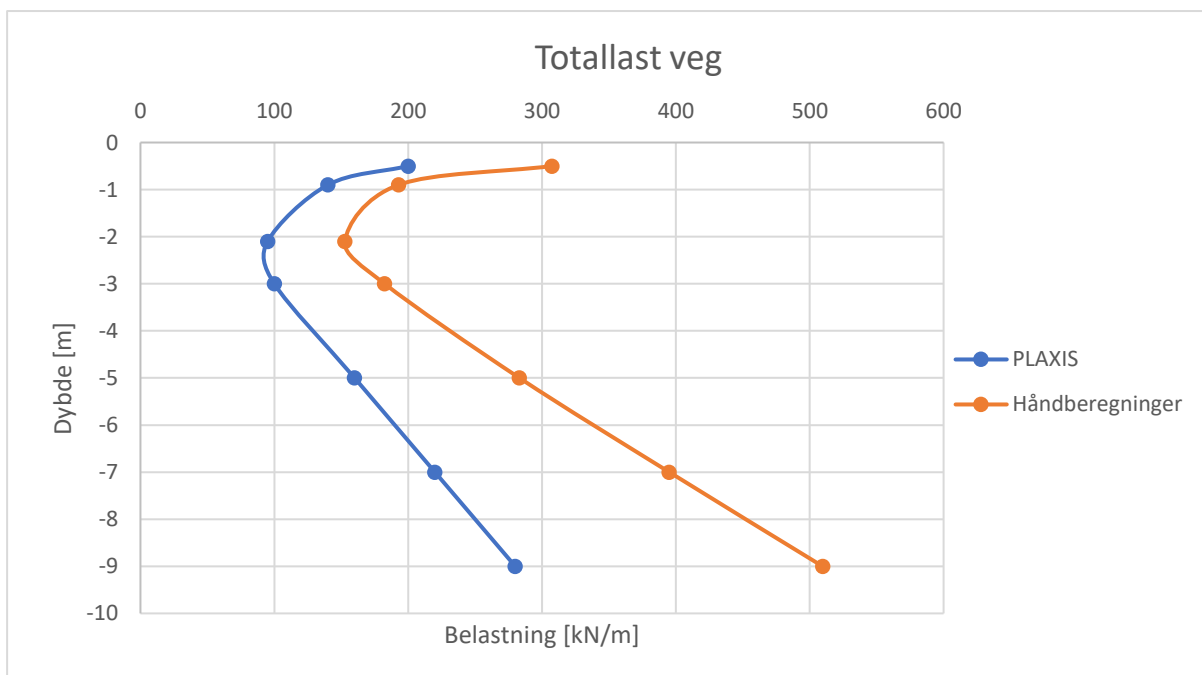
4.4 Resultater veg

For dimensjonering av røret ved trafikklast fra veg benyttes verdiene for støtt tillegg og konsentrasjonsfaktor fra Tabell 12.

Tabell 12: Total belastning fra trafikklast på veg ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.

Overdekning [m]	Total belastning, Veg	
	Håndberegninger [kN/m]	PLAXIS [kN/m]
0.5	307.34	200
0.9	192.79	140
2.1	152.75	95
3	182.41	100
5	283.13	160
7	395.06	220
9	509.63	280

Resultater for total belastning på rørets krone fra trafikklast på veg er vist i Figur 30. Håndberegningene og resultatene fra PLAXIS viser samme tendenser som for trafikklast fra jernbane. Ved små høyder på overdekningen vil den totale belastningen være større for trafikklast fra jernbane enn fra veg, da aksellastene er flere og består av større verdier. Som for jernbane blir det deretter en utjevning av lasten mellom 2.1 til 3m som er punktet hvor jordmassene får en større betydning enn trafikklaster. Resultatene viser den samme tendensen for større overdekninger der håndberegningene og har en kurve med mindre stigningstall som fører til en hyppigere økning i den vertikale belastningen enn for beregningene gjort i PLAXIS.



Figur 30: Plott av total belastning mot dybde ved bruk av håndberegninger og PLAXIS.

4.5 Kontroller

For dimensjonering av røret blir det kontrollert mot brudd- og brukskriteriene for å finne ut av hvilke høyder overdekning røret kan legges ved. Kort forklart vil bruddkriteriene ta hensyn til største tillatte last uten at konstruksjonen går i brudd, mens brukskriteriene ivaretar rørets funksjonalitet i henhold til største tillatte nedbøyning og rissvidde.

4.5.1 Bruddgrensetilstand

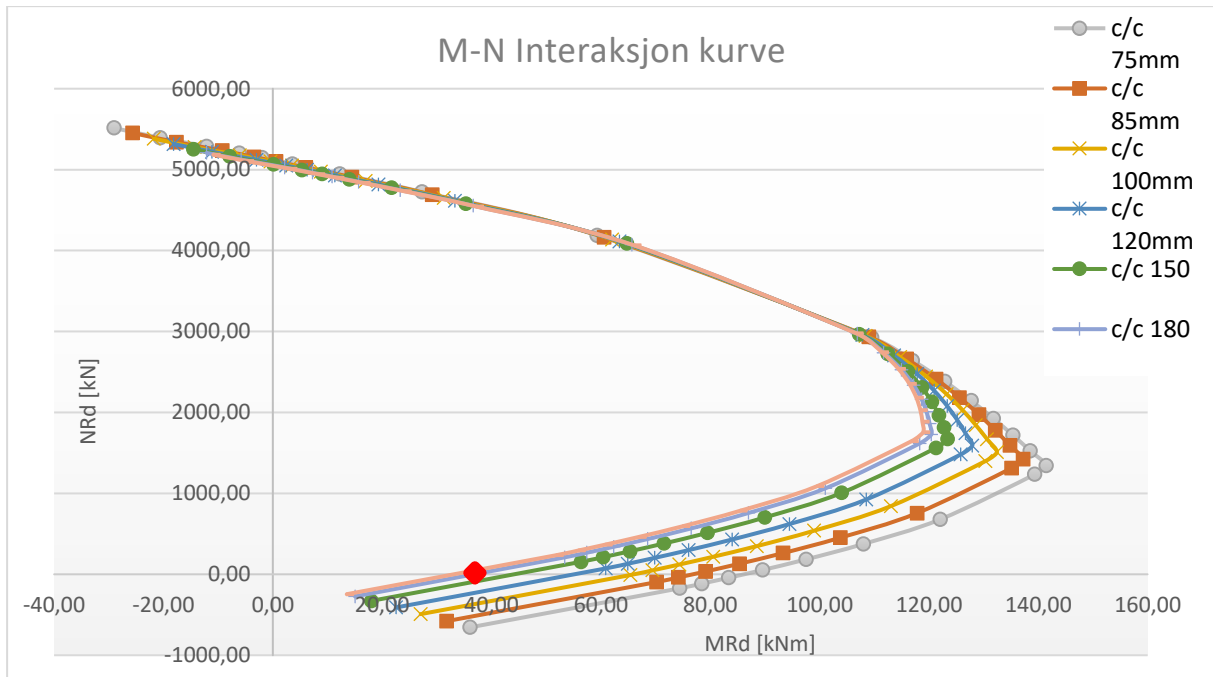
For å kontrollere rørets bruddkriterier har Shkelzen Bogdani, ansatt hos Loe betongelementer, laget et M-N diagram for kontroll av bruddlast. Området innenfor M-N kurven representerer et tillatt område for kombinasjoner av ytre moment og aksialkraft for betongrørets bruddgrensetilstand. Område som undersøkes er den kombinasjonen av aksialkrefter og momenter som er minst gunstig for røret. Som regel befinner denne seg på rørets krone der aksialkraften er minst. En lav verdi for aksialkraften vil som vist i Figur 31 tillate mindre opptredende momenter.

Balansepunktet skiller mellom trykk- og strekkbrudd og befinner seg ved kurvens største moment. Punktet kalles «balansepunktet». Brudd ved aksialkrefter høyere enn ved balansepunktet defineres som et trykkbrudd, og aksialkrefter lavere defineres som strekkbrudd. På grunn av symmetrien til røret kan M-N diagrammet speiles om N-aksen for motsatt rettede momenter.

Faktorene for lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand gitt i Tabell 13 bestemmer konstruksjonens kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialets tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. De aktuelle lastvirkningene er momenter, aksialkraft og skjærkraft og lastkombinasjoner av disse. Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand er gitt i Tabell 20.

Tabell 13: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand (Norsk Standard, 1992).

Lastkombinasjon	Permanente laster (γ_G)		Dominerende variable last ($\gamma_{\alpha 1}$)	Øvrige variable laster (γ_{Qi})
	Ugunstige	Gunstige		
B1	1.35	1.0	1.05	1.05 (0.9)
B2	1.20	1.0	1.5	1.05 (0.9)



Figur 31: M-N interaksjonskurve.

Det er presentert tabeller med de dimensjonerende momentene (MRd) og dimensjonerende aksialkreftene (NRd).

I Tabell 14 er det presentert resultatene for veglaster beregnet etter dagens regelverk og hvilke overdekninger som er i henhold til kravene. Overdekningene som er i henhold til bruddkriteriet er markert med en grønn fargekode, og overdekningene som ikke er i henhold til bruddkriteriet er markert med en rød fargekode.

Tabell 14: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegninger, veg.

Overdekning	Håndberegninger bruddgrensetilstand, veg	
	MRd [kNm]	NRd [kN]
0.5	120	77
0.9	75	48
2.1	59	38
3	71	45
5	141	70
7	154	98
9	199	127

I Tabell 15 er det presentert resultatene for jernbanelaster beregnet etter dagens regelverk og hvilke overdekninger som er i henhold til kravene. Overdekningene som er i henhold til bruddkriteriet er markert med en grønn fargekode, og overdekningene som ikke er i henhold til bruddkriteriet er markert med en rød fargekode.

Tabell 15: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegninger, jernbane.

Overdekning	Håndberegninger, jernbane	
	MRd [kNm]	NRd [kN]
0.9	129	83
2.1	79	51
3	84	53
5	119	76
7	161	103
9	205	131

I Tabell 16 er det presentert resultatene for veglaster beregnet i PLAXIS og hvilke overdekninger som er i henhold til kravene. Overdekningene som er i henhold til bruddkriteriet er markert med en grønn fargekode, som viser at røret er i henhold til kriteriet for alle overdekninger som er testet.

Tabell 16: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter PLAXIS, veg.

Overdekning	PLAXIS, veg	
	MRd [kNm]	NRd [kN]
0.5	28	16
0.9	22	16
2.1	17	21
3	16	31
5	22	62
7	30	89
9	37	113

I Tabell 17 er det presentert resultatene for jernbanelaster beregnet i PLAXIS og hvilke overdekninger som er i henhold til kravene. Overdekningene som er i henhold til bruddkriteriet er markert med en grønn fargekode, som viser at røret er i henhold til kriteriet for alle overdekninger som er testet.

Tabell 17: Dimensjonering i bruddgrensetilstand etter PLAXIS, jernbane.

Overdekning	PLAXIS, jernbane	
	MRd [kNm]	NRd [kN]
0.9	37	68
2.1	31	63
3	33.5	75
5	38	102
7	44	129
9	51	154

4.5.2 Bruksgrensetilstand

Det er gjennomført kontroll mot maksimal rissvidde og største senteravstand til armering som er den dimensjonerende kapasiteten i bruksgrensetilstand. Faktorer for lastkombinasjonen i bruksgrensetilstander er gitt i Tabell 18.

Tabell 18.: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand (Norsk Standard, 1992).

Lastkombinasjon	Permanente laster (γ_G)	Dominerende variable last (γ_{Q1})	Øvrige variable laster (γ_{Qi})
Karakteristisk	1.0	1.0	0.7
Ofte forekommende	1.0	0.7	0.6
Tilnærmet permanent	1.0	0.6	0.6

Rissviddebegrensning defineres i Norsk Standard (1992) at beregnes for å ivareta konstruksjonens egentlig funksjon, utseende og hindre at bestandigheten skades. Den velges anbefalte verdier av W_{max} etter tabell 7.1N i nasjonalt tillegg for konstruksjonsdeler som utsettes for tilnærmet permanente lastkombinasjoner som ikke er i eksponeringsklasse X0, XC1 eller XSA. Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand er gitt i Tabell 19 og Tabell 20 for bruksgrensetilstand.

Med verdien W_{max} lik $0.3k_c$ sjekkes maksimale tillatt senteravstand for armeringen. Største senteravstand bestemmes etter tabell 7.3N med k_c lik 1.3 og stålspenningen beregnes etter formelen:

$$\sigma_s = f_{yd} \cdot \frac{M_{bruk}}{M_{brudd}}$$

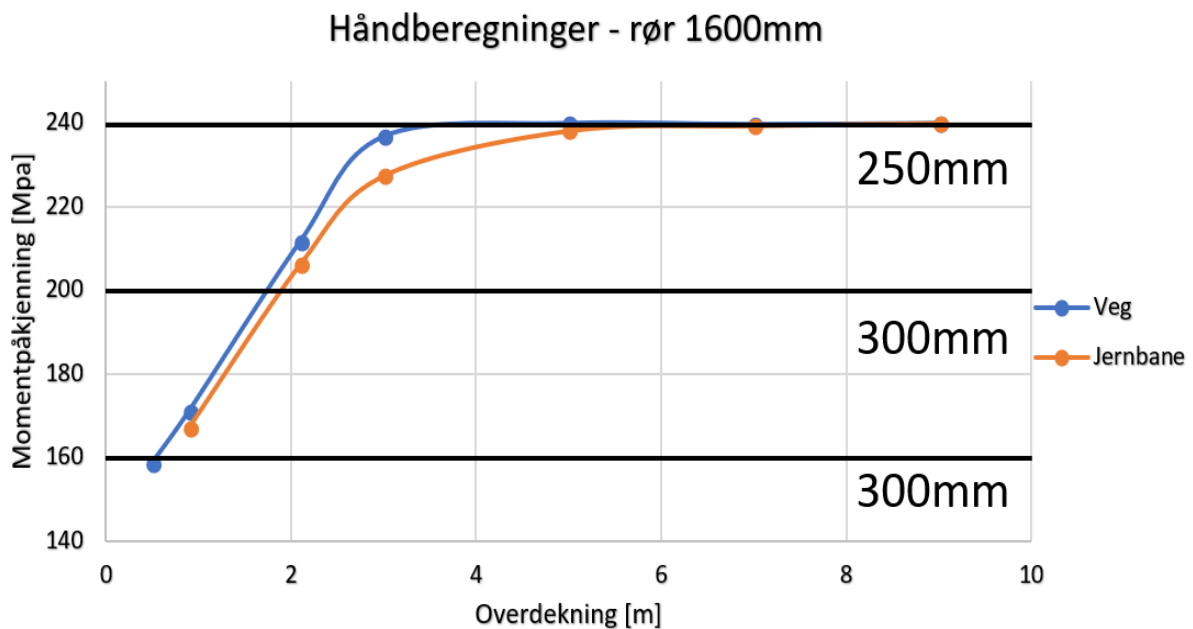
Tabell 19: Dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstand.

Dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstand				
H	Veg		Jernbane	
	Håndberegninger	PLAXIS	Håndberegninger	PLAXIS
0.50	86.40	8.00	-	-
0.90	57.00	6.65	96.81	11.13
2.10	52.34	5.70	67.76	10.00
3.00	65.87	6.60	75.60	10.40
5.00	107.00	9.38	114.12	12.90
7.00	151.00	12.50	157.13	15.60
9.00	196.76	15.50	201.51	18.65

Tabell 20: Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand.

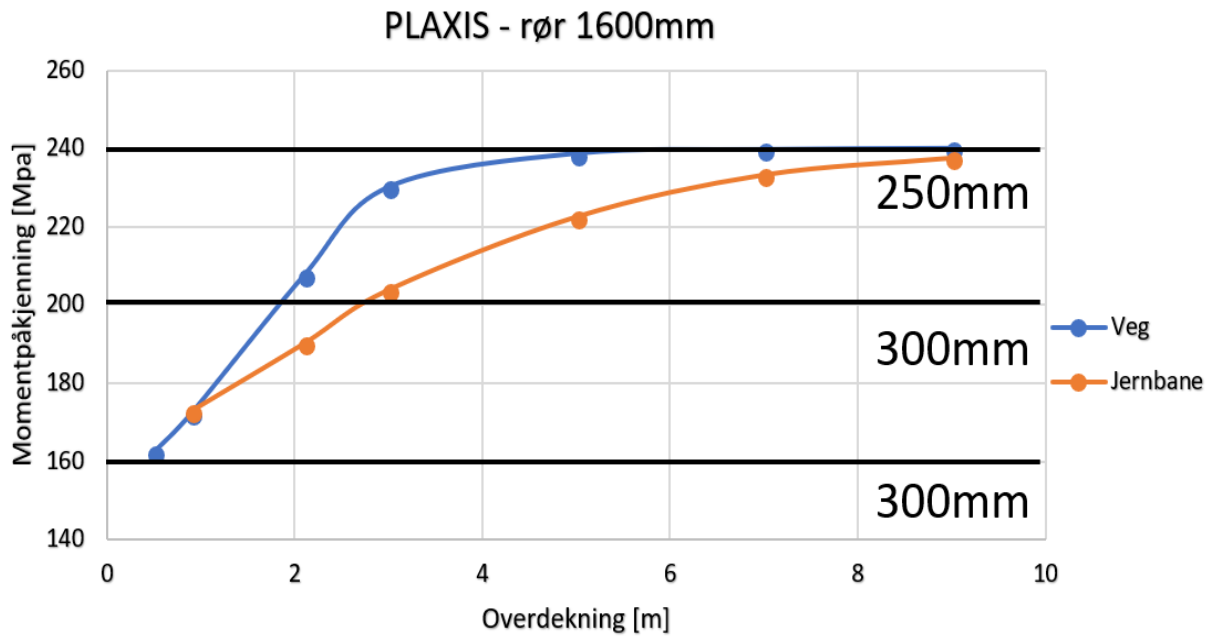
Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand				
H	Veg		Jernbane	
	Håndberegninger	PLAXIS	Håndberegninger	PLAXIS
0.50	237.00	21.43	-	-
0.90	145.00	16.79	252.00	28.00
2.10	107.60	11.95	143.00	22.88
3.00	121.00	12.48	144.65	22.20
5.00	193.61	17.10	208.43	25.23
7.00	274.00	22.69	285.53	29.11
9.00	355.20	28.10	264.00	34.17

Beregninger for krav om maksimal avstand mellom armeringsjernene er vist i Figur 32 for beregningene gjort etter dagens regelverk. De sorte linjene representerer kravene for maksimal senteravstand etter tabell 7.3N (Norsk Standard, 1992). Grafene viser at momentpåkjenningen øker med overdekningen, men er godt innenfor kravene for største senteravstand til armeringen med en maksimal avstand på 250mm.



Figur 32: Kontroll mot maksimal armeringsavstand for håndberegninger.

Beregninger for krav om maksimal avstand mellom armeringsjernene er vist i Figur 33 for beregningene gjort i PLAXIS. De sorte linjene representerer kravene for maksimal senteravstand etter tabell 7.3N (Norsk Standard, 1992). Grafene viser at momentpåkjenningen øker med overdekningen før den jevner seg ut. Kravene for største senteravstand til armeringen er opprettholdt, med en maksimal avstand på 250mm.



Figur 33: Kontroll mot maksimal armeringsavstand for beregninger i PLAXIS.

5.0 Diskusjon

I diskusjonen vil det bli drøftet resultater i forhold til forventninger og tidligere forskning, samt mulige feilkilder. Resultatene fra FEM-programmet vurderes opp mot håndberegninger gjort etter dagens regelverk for sammenlikning. Det er også diskutert forskjellene mellom lastene fra tog og veg, og hvor stor last det dynamiske tillegget utgjør.

5.1 Veglaster

Problemstillingen for veglaster kan besvares ved å se på de samme tendensene som resultatene fra simulering av jernbanelastene. Dersom det hadde blitt gjennomført forsøk med flere ulike typer kjøretøy på veg og simulert vertikale akselerasjoner ville resultatene fått samme tendenser som tidligere forskning og som vist i resultatene for jernbanelastene. Dette er fordi de egenskapene og kjøretøyskonfigurasjonene som er mulig å simulere i PLAXIS 2D vil være like for jernbane- og veglaster. Ved å øke aksellastavstanden eller senke hastigheten til kjøretøyet kan det med stor sikkerhet sies at den dynamiske lasten minket.

Sammenlikningen i Figur 30 av resultater for trafikkklaster fra veg gjort med håndberegninger og resultater fra PLAXIS viser tydelig lavere verdier for lastene utregnet i PLAXIS. Avviket mellom grafene er jevnt gjennom alle dybder.

Ved å sammenlikne jernbane- mot veglaster er resultatene som forventet. Vognene som er benyttet i analysen for jernbanetrafikk er satt sammen av flere aksler med større total aksellast enn kjøretøyet på veg. Lastkurven for jernbanelaster vist i Figur 29 beregnet i PLAXIS viser derfor samme tendenser som lastkurven for veg vist i Figur 30. Den eneste forskjellen er en litt større last gjennom mot alle dybder for jernbanelastene.

De dynamiske lastene brukt i Vaslestad og Myhre (1987b) virker fornuftige med tanke på at det ikke er gitt noen tillegg ved en dybde på 2.1m. Dersom tendensene for den vertikale akselerasjonen til togvognene som er beregnet antas å være tilnærmet lik som for kjøretøy på veg vil den dynamiske faktoren avta raskt med dybden og stemme overens med teorien som er lagt til grunn. Etter laget med ballast vil den vertikale akselerasjonen øke til ca. 15% av den største verdien for lokomotiv-trukket passasjertog 1. Den forventende kurven som fås etter Formel 6 for beregning av dynamisk last fra kjøretøy på veg stemmer godt overens med resultatene gitt i Figur 25 og Figur 26.

E-modulens innvirkning har stor betydning for momentene røret utsettes for som vist i Figur 19. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegningene vil momentene røret utsettes for være for store ved flere av overdekningene som er testet. Dimensjonering i bruddgrensetilstand vil for resultatene i PLAXIS være i henhold til bruddkriteriet på grunn av mindre opptredende momenter.

5.2 Toglaster

Sammenlikningen av resultater for trafikkklaster fra jernbane gjennomført med håndberegninger og PLAXIS viser som for veglastene en tydelig lavere verdi for alle overdekninger som er testet.

Resultatene for de vertikale akselerasjonene virker som forventet. Betragtningen er tatt på bakgrunn av sammenlikning av de vertikale hastighetene mot Shahraki et al. (2014), en simulering av et tog med veldig like egenskaper som lokomotiv-trukket passasjertog 1. Sammenlikningen er gitt i vedlegg D. Tendensene om en nedtrappende effekt som kommer av jordmassenes stivhet og tetthet stemmer godt overens med teori og forventninger. Det er derfor valgt å gå videre med disse resultatene og benytte anbefalte verdier for den dynamiske faktoren i Norsk Standard (1991) for videre dimensjonering av røret.

Ut ifra resultatene er det mulig å se at hastigheten og akselkonfigurasjoner har stor innvirkningen på den vertikale akselerasjonen. Lokomotiv-trukket passasjertog 1 viser å gi betydelig større vertikale akselerasjoner, da dette er togsettet med høyest hastighet og kortest avstand mellom akslene. Hastighetens innvirkning stemmer overens med resultater i (Flener & Karoumi, 2009; Nurmikolu et al., 2013) ved at en økt hastighet gir en økt akselerasjon og dynamisk faktor. Dette bevises ved å sammenlikne lokomotiv-trukket godstog 5 og 6. Vognene har lik plassering av aksellaster og det eneste som skiller de fra hverandre er hastigheten. Lokomotiv-trukket godstog 6 kjører i 20km/h raskere enn tog 5 og får dermed en større vertikal akselerasjon ved dybdene som er testet. Akselavstandens innvirkning ved at en større avstand fører til en lavere verdi for den dynamiske faktoren for tog er påpekt i (McLean & Marsh, 1998). Lokomotiv-trukket passasjertog 2 som har en hastighet 20km/h lavere enn lokomotiv-trukket passasjertog 1 får mye lavere verdier for den vertikale akselerasjonen. Det antas at en liten del av avtakingen kommer fra forskjell i hastighet, mens den største delen påvirkes av avstanden mellom akslene.

Grunnen til at akselerasjonene til lokomotiv-trukket passasjertog 1 vist i Figur 25 begynner å øke igjen etter 0.8m er fordi jordmassene går fra ballast til laget med fylling som har andre parametere. Det er da først og fremst trykkbølgehastigheten, V_p og skjærbølgehastigheten, V_s som påvirker dette. For ballasten regnes V_p lik 186.3 og V_s lik 89.5, mens det for fyllingen regnes V_p lik 157.7 og V_s lik 75.74 etter Formel 3 og Formel 4. Dette er mål på hastigheten til bølgene som forplanter seg i jorden, der en større hastighet fører til større akselerasjoner. Økningen til den vertikale akselerasjonen skjer gradvis ettersom ballasten innvirkning minker med dybden helt frem til den jevnes ut og begynner å synke med dybden.

De samme tendensene viser seg for lokomotiv-trukket passasjertog 2 og lokomotiv-trukket godstog 5 og 6, som vist i Figur 26 Akselerasjonene fra disse vognene er mye lavere og vil derfor gå raskere mot null enn for tilfellet til lokomotiv-trukket passasjertog 1.

Akselerasjonene som fremkommer av den dynamiske analysen tar ikke for seg alle effektene som kan gi en innvirkning. Som diskutert i blant annet Ludescher og Brühwiler (2009) og vist i Norsk Standard (1991) kan den dynamiske faktoren også bli påvirket av andre faktorer som akselerasjons- og bremskrefter, slingrekrefter, passering over laskede forbindelser, sporbytter eller ujevnheter på skinner eller hjul. Dette er scenarioer som ikke er tatt i betraktning, men dersom et verst tenkelig tilfelle inntreffer vil føre til å høyere dynamisk faktor og økt belastning på rørkonstruksjonen. Plaxis 2D vil ikke kunne behandle tilfeller med flere felt, men som nevnt i McLean og Marsh (1998) vil det sjeldent bli noe ekstra tillegg fra de dynamiske lastene, da

svingningene mest sannsynlig utlignes eller reduseres. Tillegget fra de statiske lastene er veldig lite på grunn av minimums avstand mellom spore og kjørefelt. Det er heller ikke tatt høyde for sesongvariasjoner og en stivere undergrunn, som i (Nurmikolu et al., 2013) ble påvist hadde en økende effekt på de dynamiske lastene i kalde perioder.

E-modulens innvirkning har stor betydning for momentene røret utsettes for som vist i Figur 19. Ved dimensjonering i bruddgrensetilstand etter håndberegningene vil momentene røret utsettes for være for store ved flere av overdekningene som er testet som for veg. Dimensjonering i bruddgrensetilstand vil for resultatene i PLAXIS være i henhold til bruddkriteriet på grunn av mindre opptredende momenter. De vil være større for jernbanelastene enn for modellen med veglaster.

Mulige feilkilder kan komme av at det er behandlet store mengder data, kombinert mellom 3 forskjellige programmer for å gi PLAXIS de innputtparameterne som kreves for å gjennomføre en dynamisk analyse. Fremgangsmetoden ved å benytte enhetslaster og se på nedbøyningen til en bjelke anlagt på et elastisk fundament med lik stivhet som et reelt jordlag er gjennomført av forskere for PLAXIS i (Shahraki et al., 2014).

En annen visst svakhet er jordmodellen som er benyttet. Tøyningssyklusene ved bruk av Mohr-Coulomb feilkriteriet vil kun generere elastiske tøyninger og inkluderer derfor ikke hysterisk dempning, akkumulering av tøyninger, poretrykk eller prosessen for dannelsen av væsker. Ved bruk av for eksempel HS-Small jordmodellen i de øverste lagene kan det simuleres mindre tøyninger og hysterisk dempning vil bli tatt i betraktning.

6.0 Konklusjon

- Økt hastighet på kjøretøy gir en høyere verdi for den vertikale akselerasjonen. Dette kan bevises ved å se på sammenlikning av lokomotiv-trukket godstog 5 og 6. Det eneste som skiller togvognene er hastigheten som viser at en økt hastighet gir en økt vertikal akselerasjon. Det kan derfor konkluderes med at en økt hastighet på kjøretøyet gir en økt dynamisk faktor.
- Store avstander mellom akslene til boogien viser å gi lave verdier for den vertikale akselerasjonen. Å fordele lastene over større avstander viser seg derfor å være gunstig ved at det gir et mindre dynamisk tillegg.
- Trafikklastene fra veg og jernbane og kjøretøyenes konfigurasjoner kan for den dynamiske faktoren sammenliknes, da det kun er noen egenskaper og konfigurasjoner som skiller de. Ved å variere hastighet og aksellastavstander vil de samme tendensene som er vist i resultatene for jernbanelaster også fås for trafikklasten på veg.
- FEM-programmer skal gi mer presise resultater ved å etterligne reelle problemer bedre enn for eksempel ved håndberegninger, som ofte bygger på store mengder sikkerhetsfaktorer på grunn av antakelser og fastsettelse av verdier med stor usikkerhet. Spesielt for beregninger av samvirkekonstruksjoner og jordens oppførsel er det mange antakelser som er lagt til grunn. Sammenlikning av resultatene viser at håndberegningene konsekvent gir større laster enn resultatene i PLAXIS 2D, og vil for flere av overdekningene ikke være i henhold til bruddkriteriene. Det kan derfor konkluderes med at beregninger i FEM-programmer er en metode for å optimalisere konstruksjonene og kan være både miljø- og kostnadsbesparende.
- PLAXIS 2D tar kun for seg en lastfordeling i planet og det kan derfor konkluderes med at terrenglastene røret utsettes for er større enn dersom simuleringene hadde vært gjennomført i et 3D-program. I 2D tas det kun hensyn til en fordeling i x-planet, mens det vil i 3D også tas hensyn til fordeling i y-planet. Ved en lik fordeling av krefter i 3D som i 2D vil derfor terrenglasten bli halvert ved gjennomførelse i en 3-dimensjonell programvare.

7.0 Videre arbeid

Til videre arbeid er det satt opp punktvisse anbefalinger for å videreutvikle samme fremgangsmetode som benyttet i oppgaven, med mål om å forbedre resultater og forståelse for forplantning av trafikklaster.

- Det er som nevnt tidligere mange faktorer og egenskaper som påvirker de dynamiske lasttilleggene for trafikklaster. Ved å benytte seg av flere tidsintervaller ved simuleringen av et kjøretøy som forflytter seg og legge inn flere faser i PLAXIS er det mulig å simulere de dynamiske innvirkningene som kommer fra akselerasjon- og bremskreftene til kjøretøyet.
- Bruk av HS-Small jordmodell for å simulere små tøyninger ved små fyllingshøyder kan øke nøyaktigheten på akselerasjoner i de øverste jordmassene ved at HS-Small jordmodellen tar i betraktning flere viktige faktorer som påvirker vibrasjonene, enn for Mohr-Coulomb.
- Finne sammenhengen mellom akselerasjonen og dynamisk faktor for bestemmelse av nøyaktige dynamiske faktorer og gjøre en vurdering av hvilken terrenglast som gir den største påkjenningen ved overdekninger gitt etter minimumskravene.
- Det anbefales å gjøre simuleringer av kjøretøy på veg for bestemmelse av de dynamiske lasttilleggene og velge ut forskjellige kjøretøy med ulike aksellastkonfigurasjoner for bestemmelse av de mest kritiske lastene som oppstår ved overdekninger etter minimumskrav.
- Trafikklasterne fra veg og jernbane viser seg å være tilnærmet jevnt fordelt når spenningene undersøkes under laget av asfalt og ballast. For veglaster vil det være aktuelt å implementere større deler av vegkonstruksjonen (bærelag, forsterkningslag o.l.), dersom andre typer kjøretøy med større aksellaster skal undersøkes og det ikke er tilstrekkelig med kun asfaltlaget for en jevn fordeling av punktlasten.
- Gjennomføre modalanalyse for å bestemme det kritiske frekvensområde til røret og den maksimale påkjenningen.
- Den anbefales å benytte et 3D FEM-program for videre optimalisering av underjordiske konstruksjoner, slik at trafikklasterne kan fordeles i alle retninger slik som i virkeligheten.
- Det er fortsatt uvisst hvor store forskjeller det er mellom ulike trafikklaster, men det anbefales en inndeling av trafikklasterne i gjeldene regelverk for å dimensjonere rør etter riktige forutsetninger.

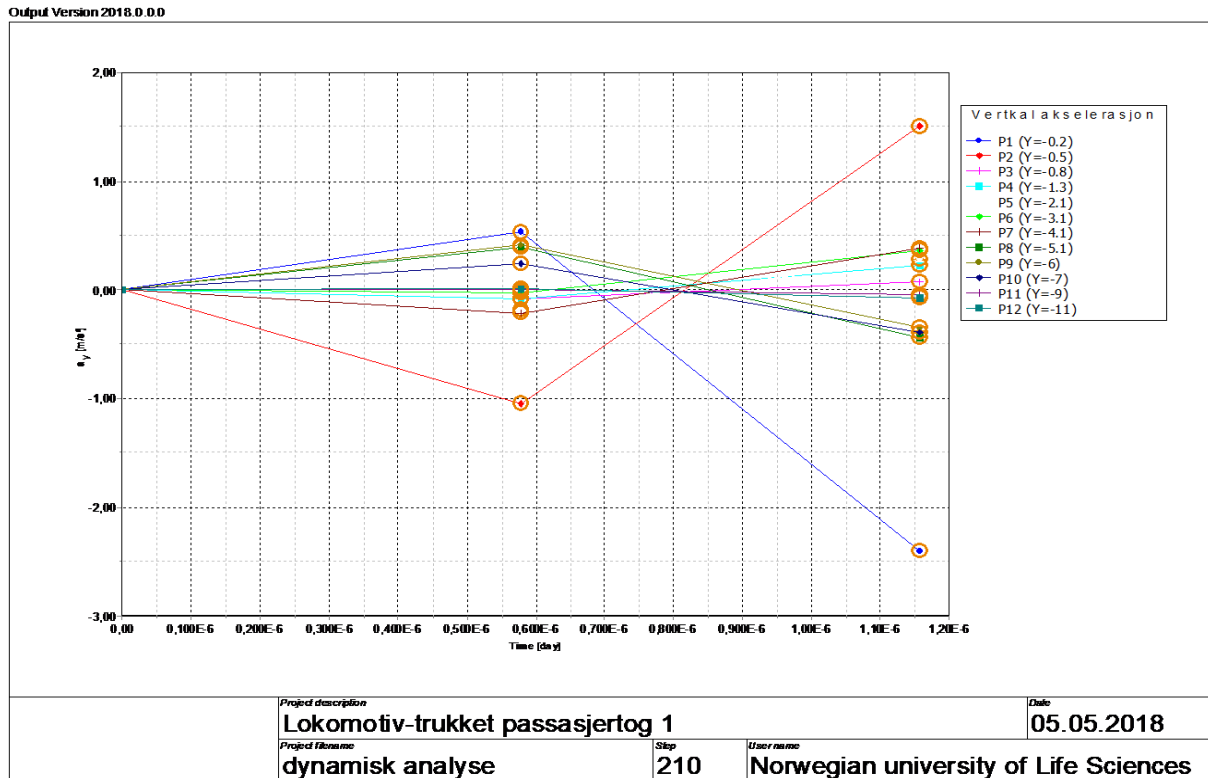
8.0 Referanser

- Aadnesen, L. (1973). *Beregning og dimensjonering av nedgravde betongrør*. <https://www.nb.no/nbsok/nb/a92b61d4be1879b76cdcae9bf41336b8?index=1#0>: Nasjonalbiblioteket (lest 11.01).
- Aaheim, H. A., Dannevig, H., Ericson, T., Oort, B. v., Innbjør, L., Rauken, T., Veennemo, H., Johansen, H., Tofteng, M. & Aall, C. (2009). Konsekvenser av klimaendringer, tilpasning og sårbarhet i Norge. Rapport til Klimatilpasningsutvalget. *Cicero Report*.
- Aksnes, J., Aurstad, J., Berntsen, G., Gryteselv, D., Johansen, T., Lindland, T., Myhre, Ø., Oset, F., Ottesen, H. B., Paulsrud, G., et al. (2016). *Lærebok vegteknologi*. Nr. 626.
- BaneNOR. (2017). *Teknisk regelverk*. Tilgjengelig fra: <https://trv.banenor.no/wiki/Forside> (lest 17.01).
- Basal. *Basal falsrør*. www.basal.no/produkt/8/falsror (lest 28.04).
- Basal. (2017). *Veiledning om bruk av rør og kummer av betong*. <http://www.basal.no/Teknisk-informasjon>.
- Beben, D. (2013). Dynamic amplification factors of corrugated steel plate culverts. *Engineering Structures*, 46: 193-204.
- Brinkgreve, R. & Vermeer, P. (1998). Plaxis manual. *Version, 7: 5.1-5.18*.
- CEN - European Committee for Standardization. (2007). *Structural design of buried pipelines under various conditions of loading Part 3: Common method*.
- Correia, A. G., Cunha, J., Marcelino, J., Caldeira, L., Varandas, J., Dimitrovová, Z., Antão, A. & SILVA, M. (2007). Dynamic analysis of rail track for high speed trains. 2D approach. *5th Intl Worksop on Application of Computational Mechanics on Geotechnical Engineering: 04-2007*.
- Croce, P., Holický, M., Marková, J., Arteaga, A., Ana de Diego, E., Peter Tanner, E., Carlos Lara, E., Diamantidis, D. & Vrouwenvelder, T. (2010). *Guidebook 2, Design of Briges*. Czech Technical University in Prague, K lokner Institute
Š olínova 7, 166 08 Prague 6, Czech Republic, b. 1. ResearchGate.
- ECON. (2006). *Rapport 2006-085*. Samfunn i endring - hva betyr dette for naturskadeordningen?
- Faheem, H. & Hassan, A. M. (2014). 2D PLAXIS finite element modeling of asphalt-concrete pavement reinforced with geogrid. *Journal of Engineering Sciences Assiut University Faculty of Engineering*, 42 (6): 1336-1348.
- Fiskvatn, A. (1984). *Elementmetoden*. Trondheim: Tapir.
- Flener, E. B. & Karoumi, R. (2009). Dynamic testing of a soil–steel composite railway bridge. *Engineering structures*, 31 (12): 2803-2811.
- Hardang, H. (2007). *Analyse av virkninger av klima på flomskader og overløpsutslipp i Veumdalen, Fredrikstad*. : UMB.
- Jan Vaslestad, N., Sayd, M. S., Johansen, T. H. & Louise Wiman, N. (2011). Load reduction and arching on buried rigid culverts using EPS Geofom. Design method and instrumented field tests.
- Kringstad, H. (2009). *Analyse av klimaeffekter på avløpssystem i Lillestrøm*. : UMB.
- Ludescher, H. & Brühwiler, E. (2009). Dynamic amplification of traffic loads on road bridges. *Structural Engineering International*, 19 (2): 190-197.
- McLean, D. I. & Marsh, M. L. (1998). *Dynamic impact factors for bridges*, b. 266: Transportation Research Board.
- Mellat, P., Andersson, A., Pettersson, L. & Karoumi, R. (2014). Dynamic behaviour of a short span soil–steel composite bridge for high-speed railways–Field measurements and FE-analysis. *Engineering structures*, 69: 49-61.

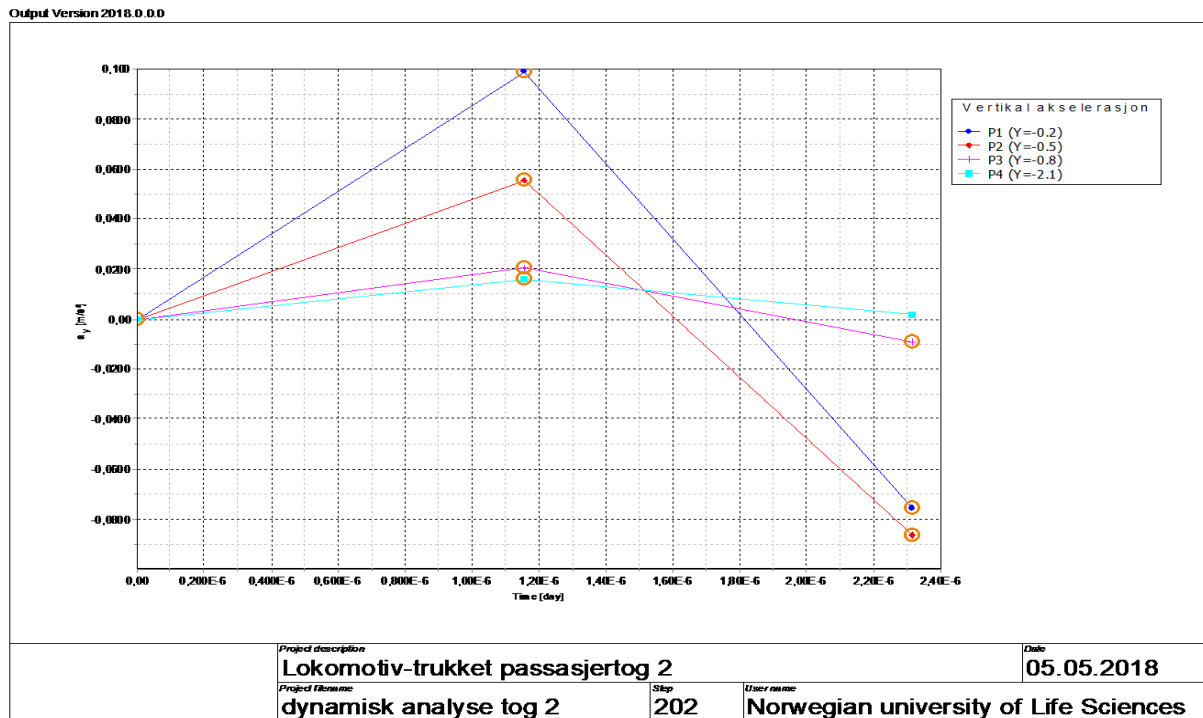
- Meteorologisk institutt. *Nedbør- og temperaturavvik i Norge*, . <https://www.met.no/vaer-og-klima/klima-siste-150-ar>.
- Moser, A. P. & Folkman, S. L. (2001). *Buried pipe design*: McGraw-Hill New York.
- Nordic Council of Ministers. (2008). *Betydningen for Norden av 2 grader global oppvarming*
Vurdering av sårbarhet og effekter av klimaendringer. www.oecd-ilibrary.org/fr/environment/betydningen-for-norden-av-2-grader-global-opppvarming_tn2008-507: Tema Nord (lest 15.03).
- Norsk Standard. (1990). *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* Tilgjengelig fra: www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324900 (lest 10.01.2018).
- Norsk Standard. (1991). *NS-EN 1991-2: 2003+ NA: 2010 Eurocode 1: Actions on structures- Part 2: Traffic loads on bridges*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/produktkatalogen/produktpresentasjon/?ProductID=425440> (lest 03.02.2018).
- Norsk Standard. (1992). *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjonern Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=353701> (lest 09.05).
- Norsk Standard. (1997). *NS-EN 1295-1:1997 Styrkeberegning av nedgravde rørledninger under forskjellige belastningsforhold - Del 1: Generelle krav* Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=683700> (lest 02.03.2018).
- Nurmikolu, A., Salmenperä, P., Mäkitupe, S. & Lane, K. (2013). *Statistical analysis of wheel impact load data and review for Finnish impact load limits*. Proceedings of the 2013 International Heavy Haul Association Conference.
- PLAXIS. (2017). *PLAXIS 2D* Tilgjengelig fra: <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>.
- Shahraki, M., Sadaghiani, M., Witt, K. & Meier, T. (2014). 3D Modelling of Train Induced Moving Loads on an Embankment. *Plaxis Bulletin*, 36: 10-5.
- Smagina, Z. (2001). *Dynamic amplification for moving vehicle loads on buried pipes: Evaluation of field-tests*.
- SOU. (2007). *Konsekvenser av klimaförändringar och extrema väderhändelser*. <http://www.regeringen.se/49bbad/contentassets/94b5ab7c66604cd0b8842fd6510b42c9/sverige-infor-klimatforandringarna---hot-och-mojligheter-kapitel-4-sou-200760>.
- SSB. (2018). *Temaside transport*. <https://www.ssb.no/statbank/table/03982/?rxid=e6a42a10-4a0a-428b-95de-b786fce72c6b>: SSB (lest 14.03).
- Statens vegvesen. (2013). *Klima og transport*. Sluttrapport for FoU prosjekt. https://www.vegvesen.no/fag/fokusomrader/forskning+og+utvikling/Avsluttede+FoU-program/Klima+og+transport/attachment/521603?ts=15282d54140&fast_title=SVV+rapport+210+Klima+og+transport+-+redig+ekst+lenker+2016-01.pdf.
- Stortinget. (2016-2017). *Innstilling fra transport- og kommunikasjonskomiteen om Nasjonal transportplan 2018–2029*. transport- og kommunikasjonskomiteen <https://www.stortinget.no/globalassets/pdf/innstillinger/stortinget/2016-2017/innstilling-201617-460s.pdf>.
- Vaslestad, J. & Myhre, Ø. (1987a). *Intern rapport nr. 1303*. Betongrør delrapport 1: Vurdering av leggeanvisninger og geoteknisk grunnlag: Veglaboratoriet.
- Vaslestad, J. & Myhre, Ø. (1987b). *Intern rapport nr. 1304*. Betongrør delrapport 2: Sammenlikning av belastningsteorier for stive rør: Veglaboratoriet.

- Vaslestad, J. (1990). *Soil Structure Interaction of Buried Culverts*: Norges tekniske høyskole.
- Vaslestad, J. (1991). *Intern rapport nr. 1516* Load reduction on buried rigid pipes below high embankments. <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/190296>: Veglaboratoriet.
- Vaslestad, J. (1992). *Intern rapport nr. 1554* Jordtrykk på betongrør. https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190326/intern_rapport_1554.pdf?sequence=1&isAllowed=y: Veglaboratoriet.
- Vegdirektoratet. (2010). *Håndbok V220*. Geoteknikk i vegbygging.
- Vegvesen, S. (2014). *Vegbygging, håndbok N200*.
- Witthoef, A. & Kim, H. (2016). Numerical investigation of earth pressure reduction on buried pipes using EPS geofam compressible inclusions. *Geosynth Int*, 23 (4): 287-300.
- Ødegaard, H. (2012). *Vann-og avløpsteknikk*: Norsk Vann.
- Ødegård, J., Persson, M. & Baade-Mathisen, T. (2013). *Investeringsbehov i vann- og avløpssektoren*. www.norsk vann.no: Norsk Vann BA.

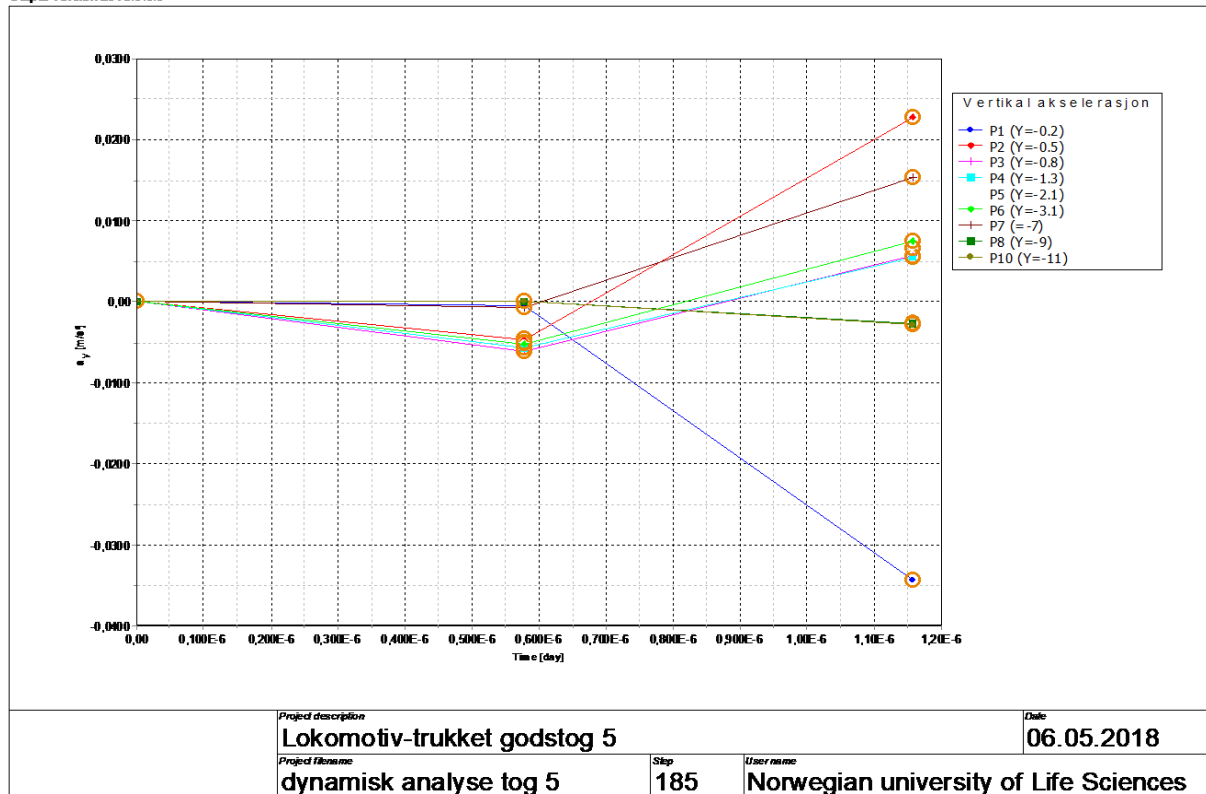
Vedlegg A – Vertikale akselerasjoner



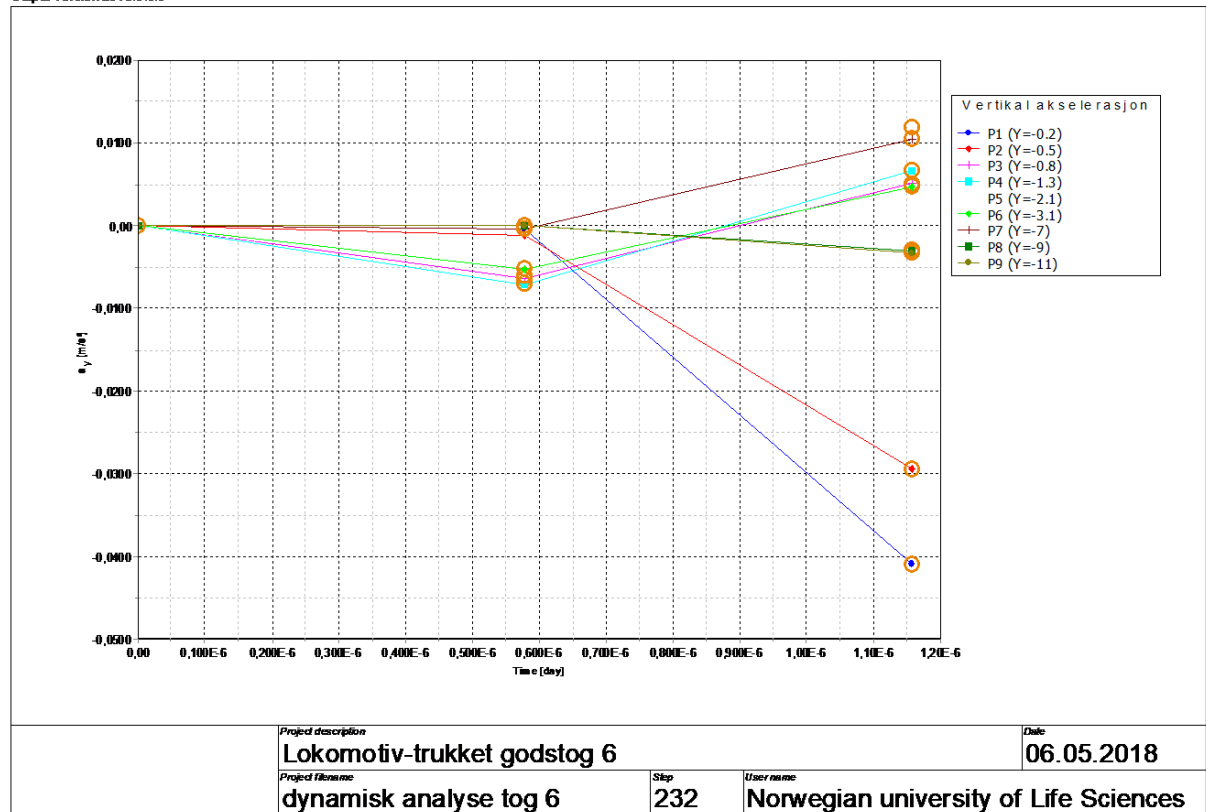
Figur A 1: Vertikal akselerasjon, lokomotiv-trukket passasjertog 1.



Figur A 2: Vertikal akselerasjon, lokomotiv-trukket passasjertog 2.

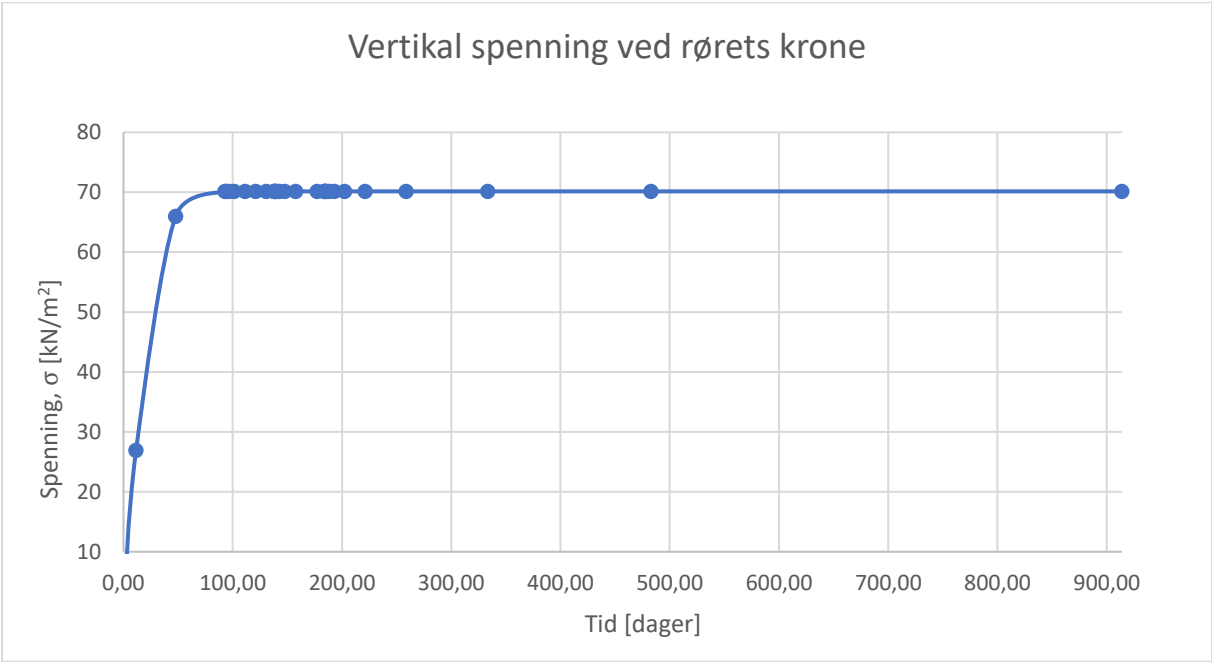


Figur A 3: Vertikal akselerasjon, lokomotiv-trukket godstog 5.

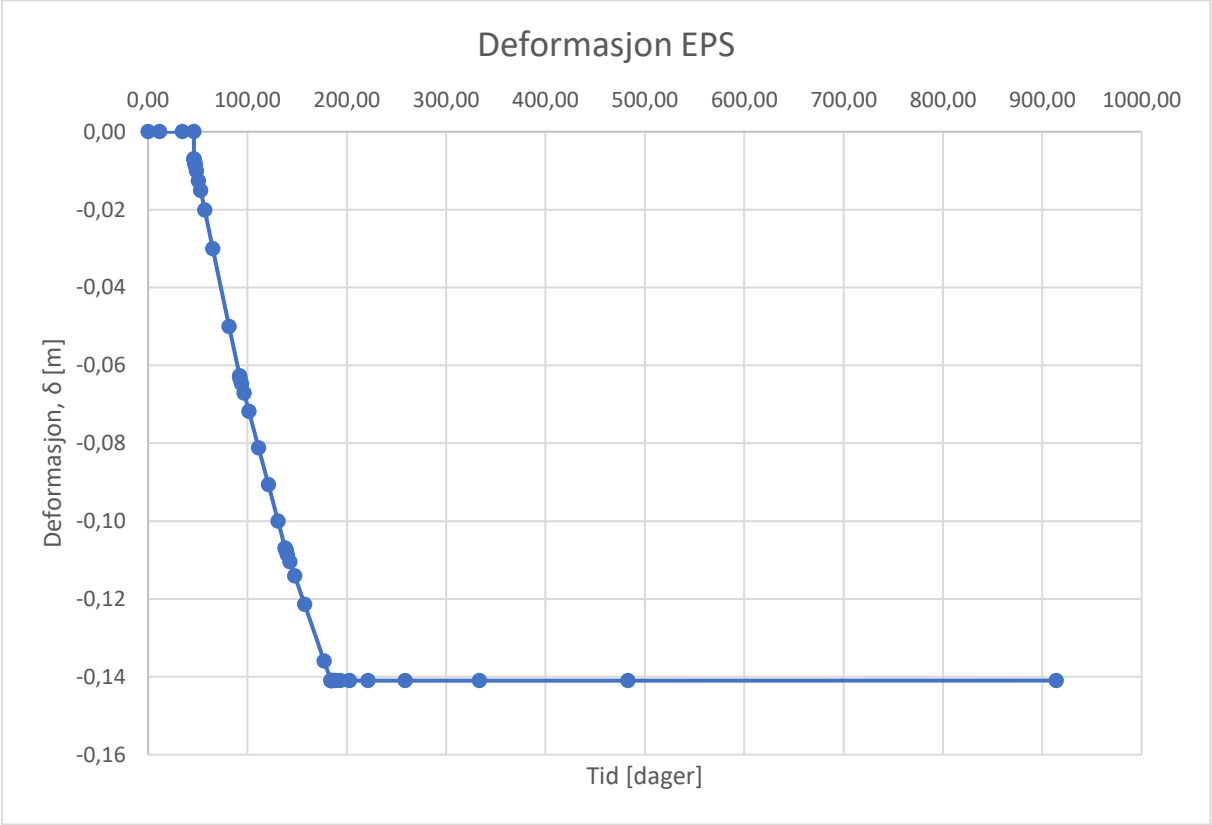


Figur A 4: Vertikal akselerasjon, lokomotiv-trukket godstog 6.

Vedlegg B – Sammenlikning med fullskalaforsøket i Eidanger



Figur B 1: Vertikal spenning ved rørets krone.



Figur B 2: Deformasjon EPS.

Vedlegg C – Beregninger i Matlab

```
% BEREGNING AV TRAFIKKBELASTNING

%Parametere
F=Varierende;           %Aksellast
df=varierende;         %Dynamisk faktor
kf=varierende;         %Konsentrasjonsfaktor (1+kf)
Pn=Qv*df*kf;          %Dimensjonerende aksellast
z=Varierende;         %Høyde overdekning
x=Varierende;         %Avstand x-retning
y=Varierende;         %Avstand y-retning
b=Varierende;         %Belastning ved senter aksel

%Beregninger
s=sqrt(x.^2+y.^2+z.^2);
Qv=(3*Pn*z^3)/(2*pi*s^5);

Pt=(Qv*pi*z)/2;
```

```

% BEREGNING AV VERTIKALT JORDTRYKK

%Parametere
B=1.952; %Ytre diameter
H=Varierende; %Høyde overdekning
gamma=19.5; %Tyngdetetthet
r=0.7; %Ruhet
fi=pi/6; %Friksjonsvinkel (30°)
e=exp(1); %Euler's konstant
f=0.7; %Mobilisert friksjon
Ka=0.39; %Leses fra figur

%Beregninger
Svn=r*f*tan(fi)*Ka;

if H<2*B
    C=((e^(2*Svn*H/B)-1)/(2*Svn));
else
    C=((e^(4*Svn)-1)/(2*Svn))+((H/B)-2)*e^(4*Svn);
end

Qv=C*gamma*B^2;

```

```
% TILLEGGSLAST FRA SVILLE OG SKINNE
```

```
%Parametere
```

```
D=1.952;
```

```
%Ytre diameter rør
```

```
h=Varierende;
```

```
%Høyde overdekning fra bunn sville
```

```
%Beregninger
```

```
ss=20;
```

```
%Jevnt fordel last [kN/m2]
```

```
b=2.5*h/2;
```

```
%Lastbredde
```

```
qss=D*b;
```

```
%Vertikal last [kN/m]
```

```
% MOMENTBEREGNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND
```

```
Qvjord=Varierende;
```

```
%Jordlast
```

```
Qvlast=Varierende;
```

```
%Trafikklast
```

```
dm=0.176;
```

```
%Midlere rørdiameter
```

```
d=1.600;
```

```
%Indre diameter
```

```
D=1.952;
```

```
%Ytre diameter
```

```
% Beregninger
```

```
Qhjord=Qvjord/2;
```

```
Qhlast=Qvlast/2;
```

```
w=(pi/(32*dm))*(D4-d4);
```

```
Qmjord=w*(Qvjord-Qhjord)*dm;
```

```
Qmlast=w*(Qvlast-Qhlast)*dm;
```

```
Mbruk=1*Qmjord+0.6*Qmlast;
```

```

% MOMENTER I BRUDDSGRENSETILSTAND

% Parametere

Qvjord=19.58;
Qvlast=287.76;
dm=0.176;
d=1.600;
D=1.952;
gamma11=1.35;
gamma21=1.05;
gamma12=1.2;
gamma22=1.5;

% Jordlast
% Trafikklast
% Midlere rørdiameter
% Indre rørdiameter
% Ytre rørdiameter
% Permanent faktor 1
% Variabel faktor 1
% Permanent faktor 2
% Variabel faktor 2

% Beregninger

Qhjord=Qvjord/2;
Qhlast=Qvlast/2;
w=(pi/(32*dm))*(D^4-d^4);

Qmjord=w*(Qvjord-Qhjord)*dm;
Qmlast=w*(Qvlast-Qhlast)*dm;

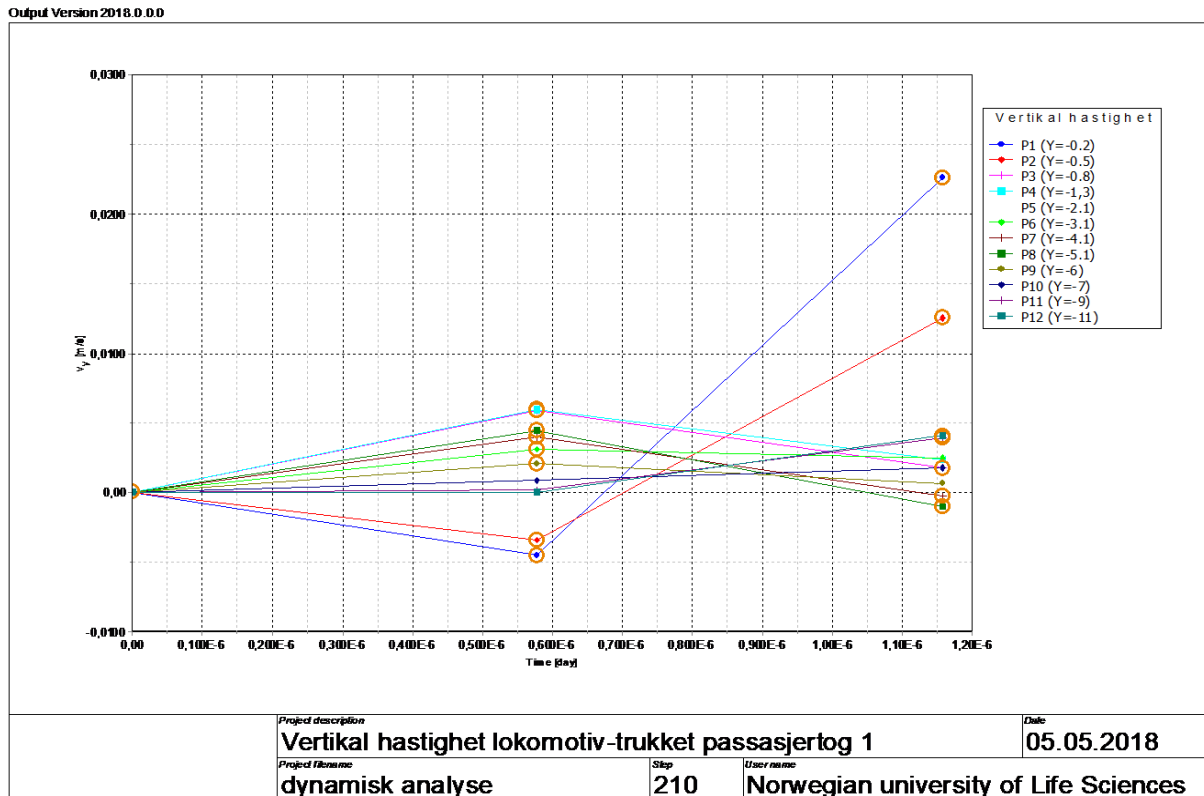
qm1=gamma11*Qmjord+gamma21*Qmlast;
qm2=gamma12*Qmjord+gamma22*Qmlast;

if qm1>qm2
    qdm=qm1;
else
    qdm=qm2;
end

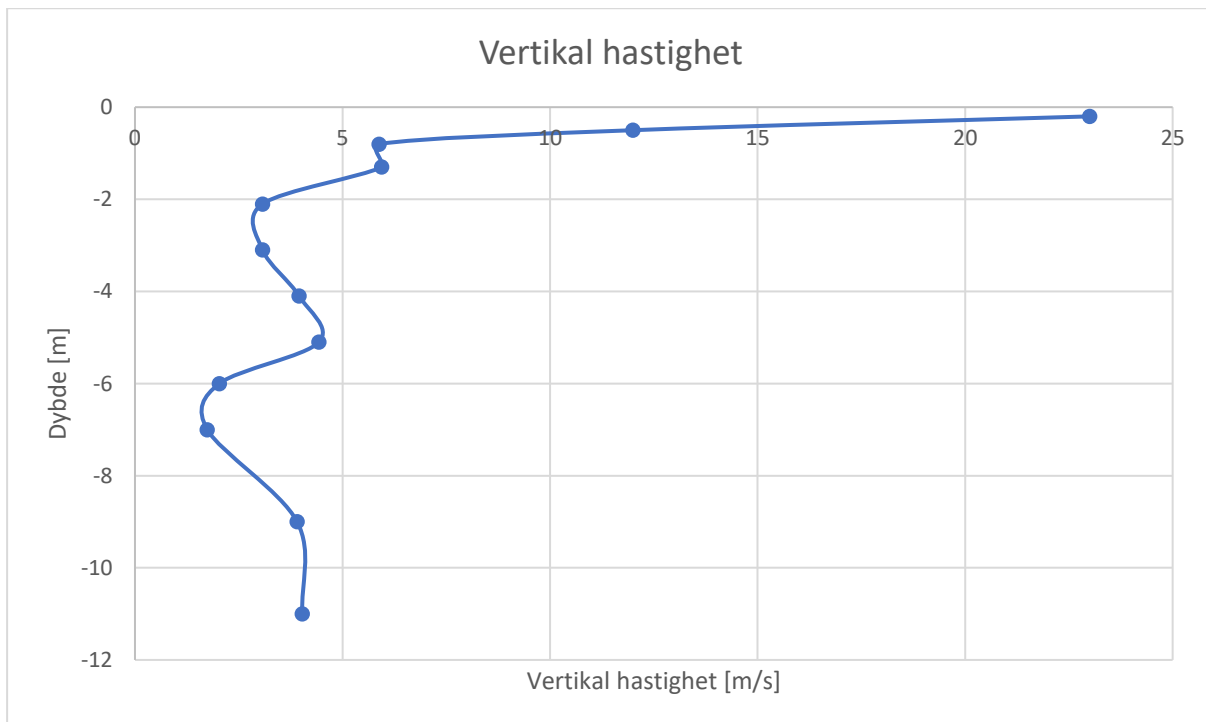
Mbrudd=qdm;

```


Vedlegg D – Sammenlikning av vertikale hastigheter

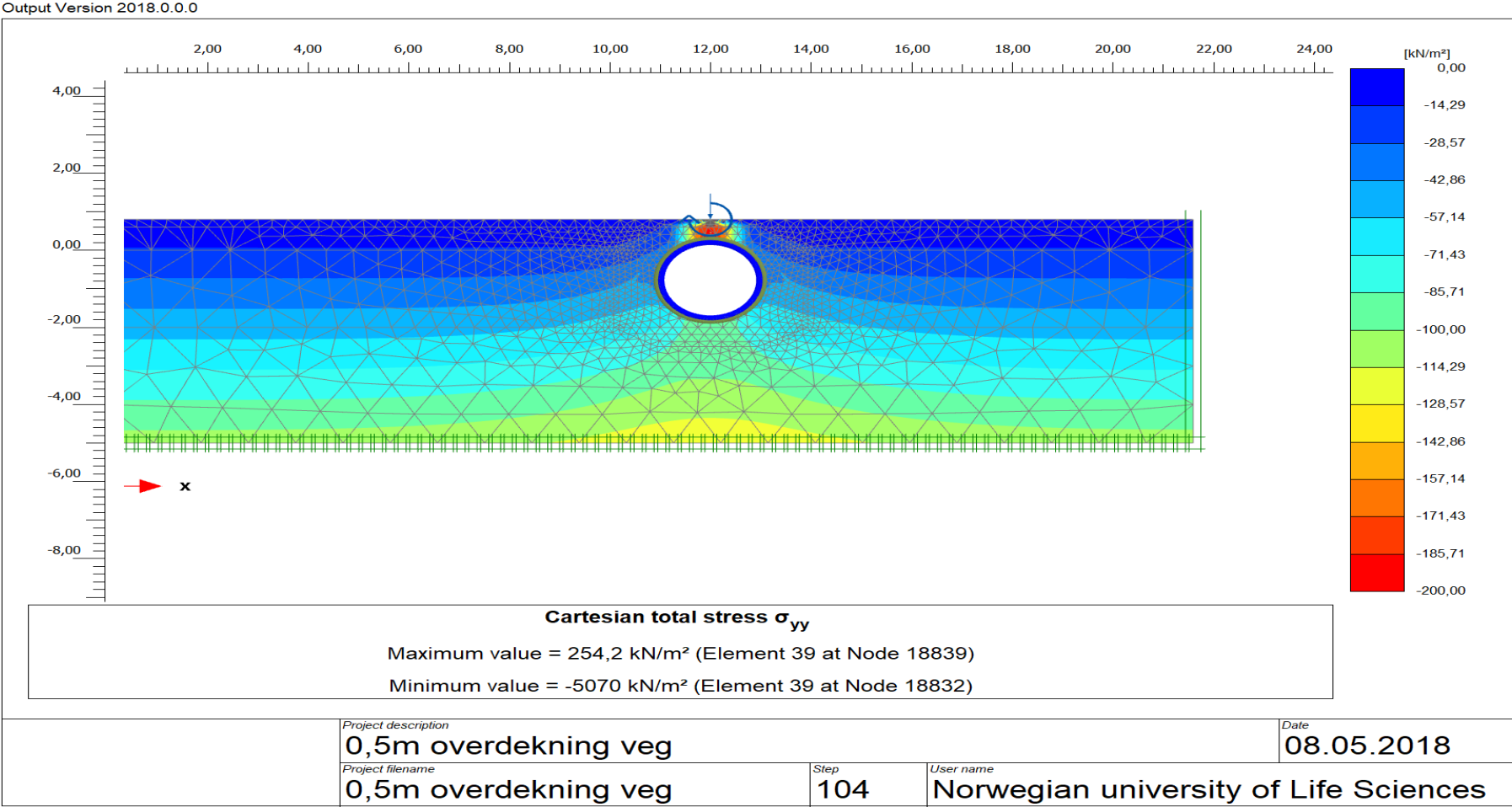


Figur D 1: Vertikal hastighet, lokomotiv-trukket passasjertog 1.

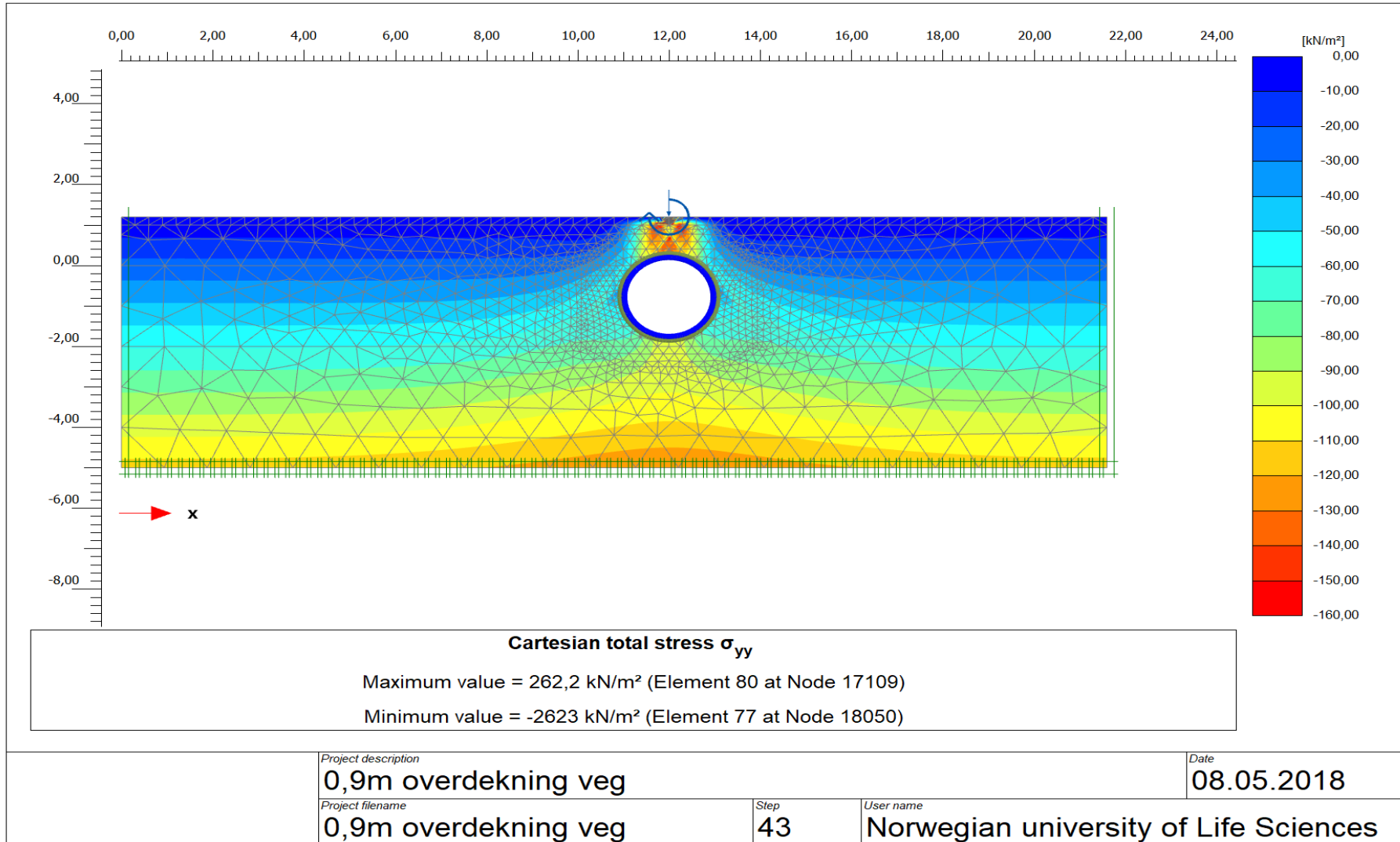


Figur D 2: Vertikal hastighet plottet med overdekning.

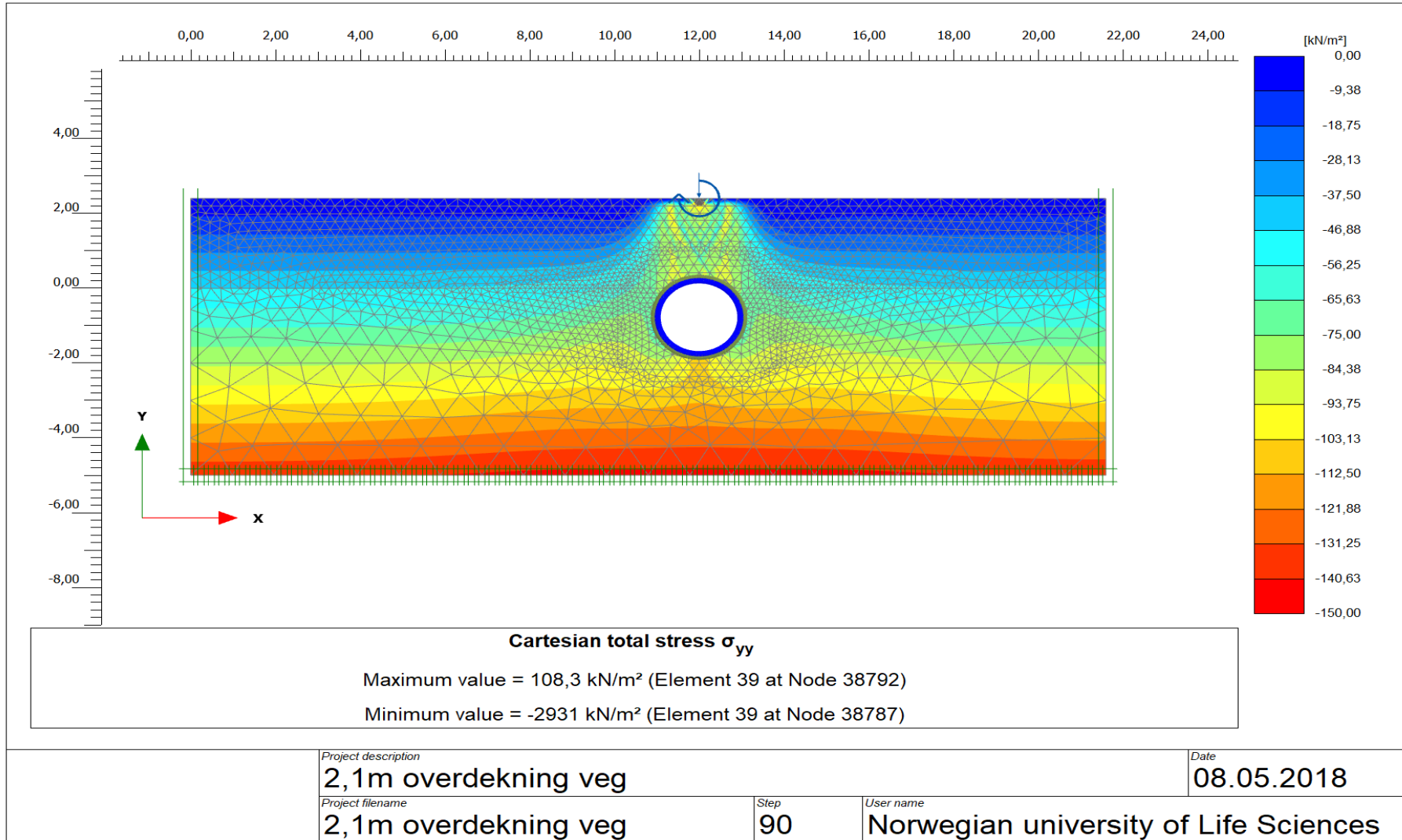
Vedlegg E – PLAXIS-modell med veglaster



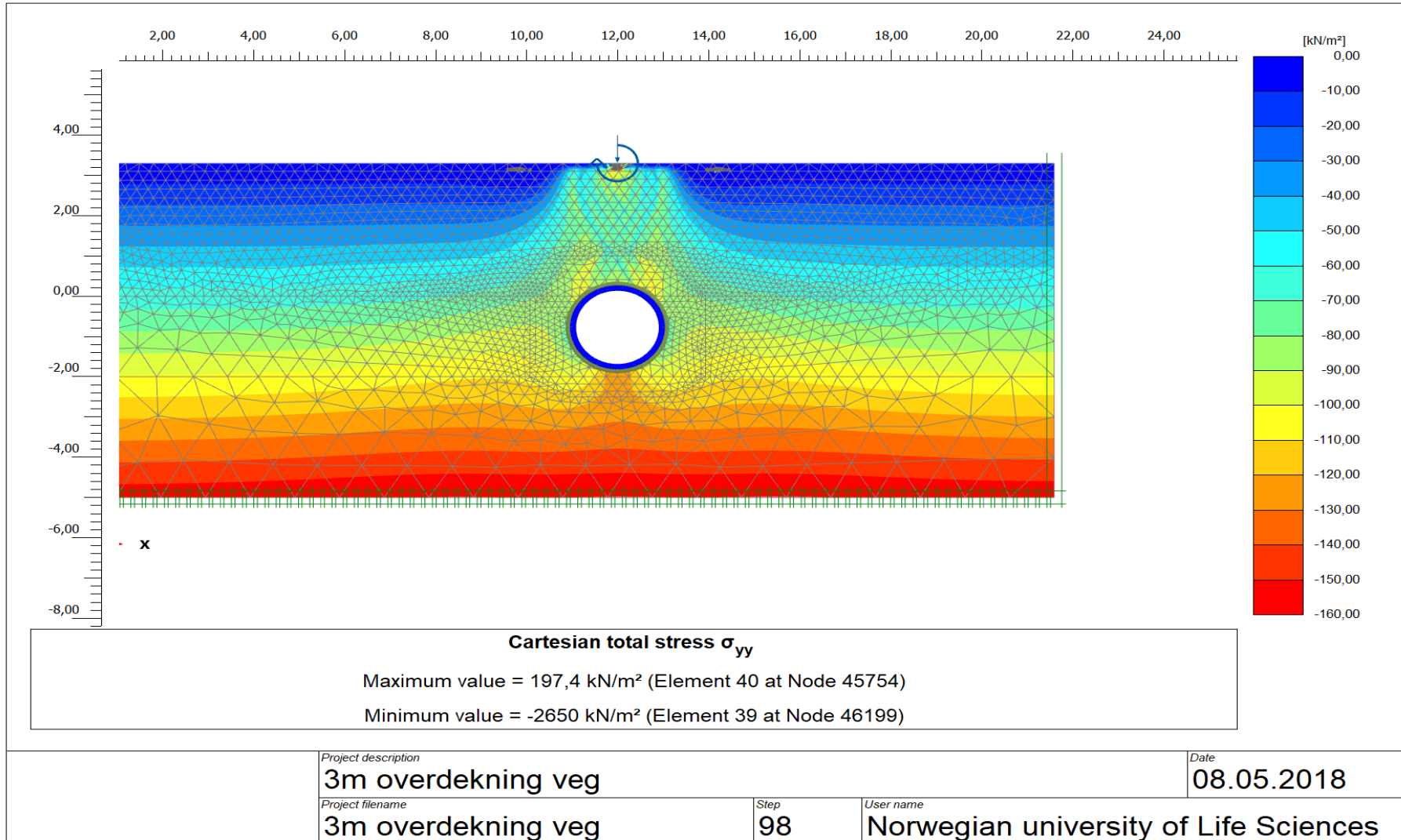
Figur E 1: 0.5m overdekning, veg



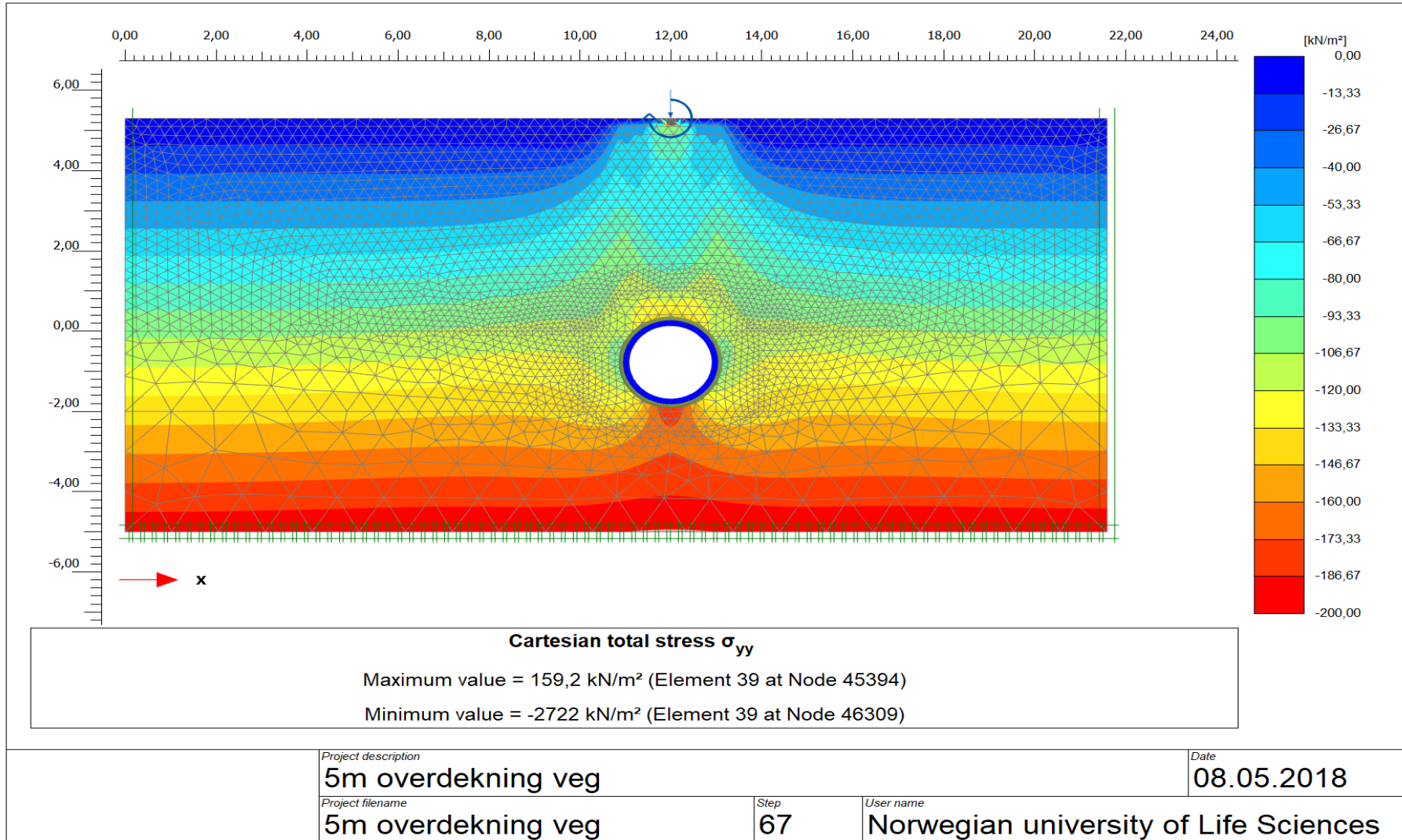
Figur E 2: 0.9m overdekning, veg.



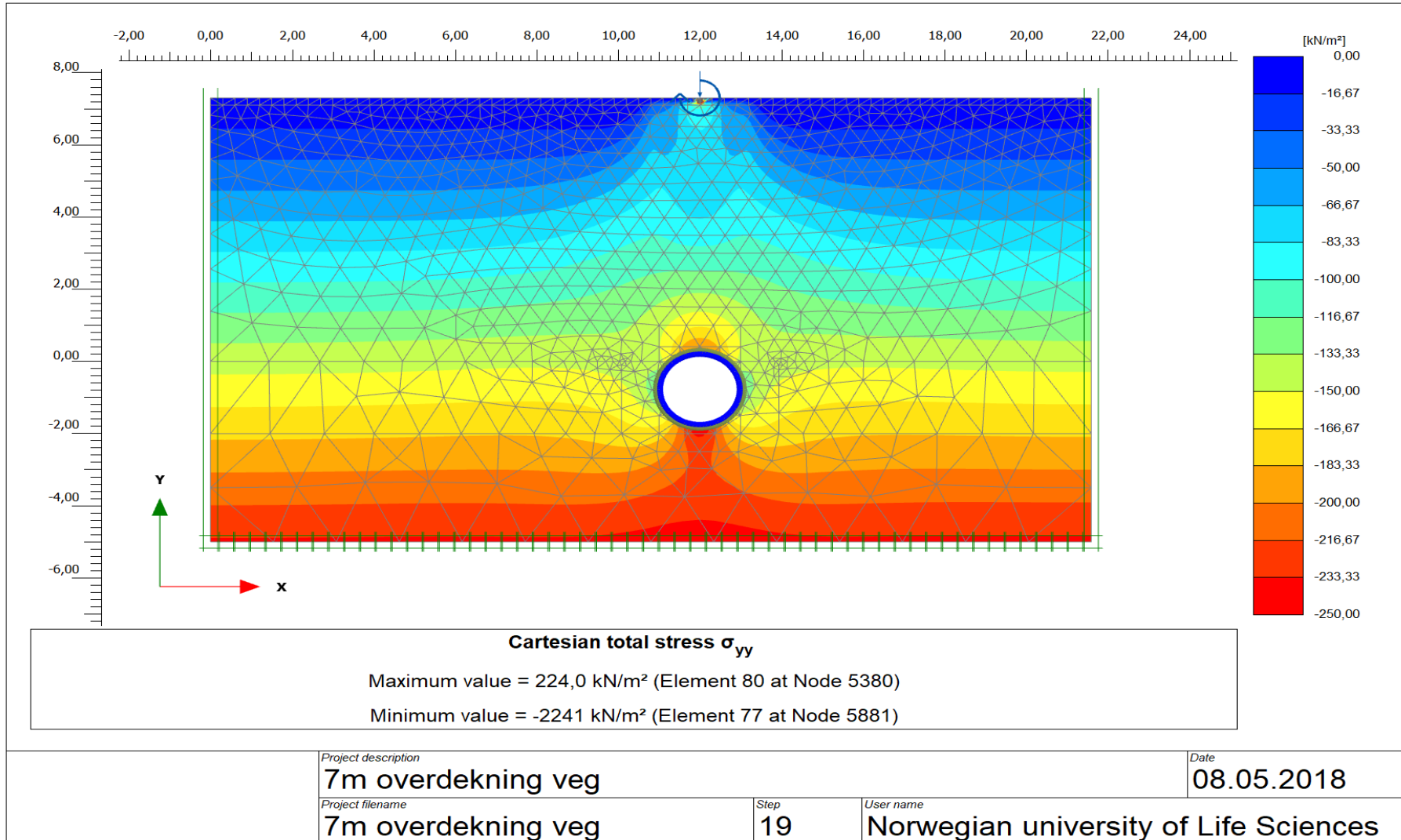
Figur E 3: 2.1m overdekning, veg.



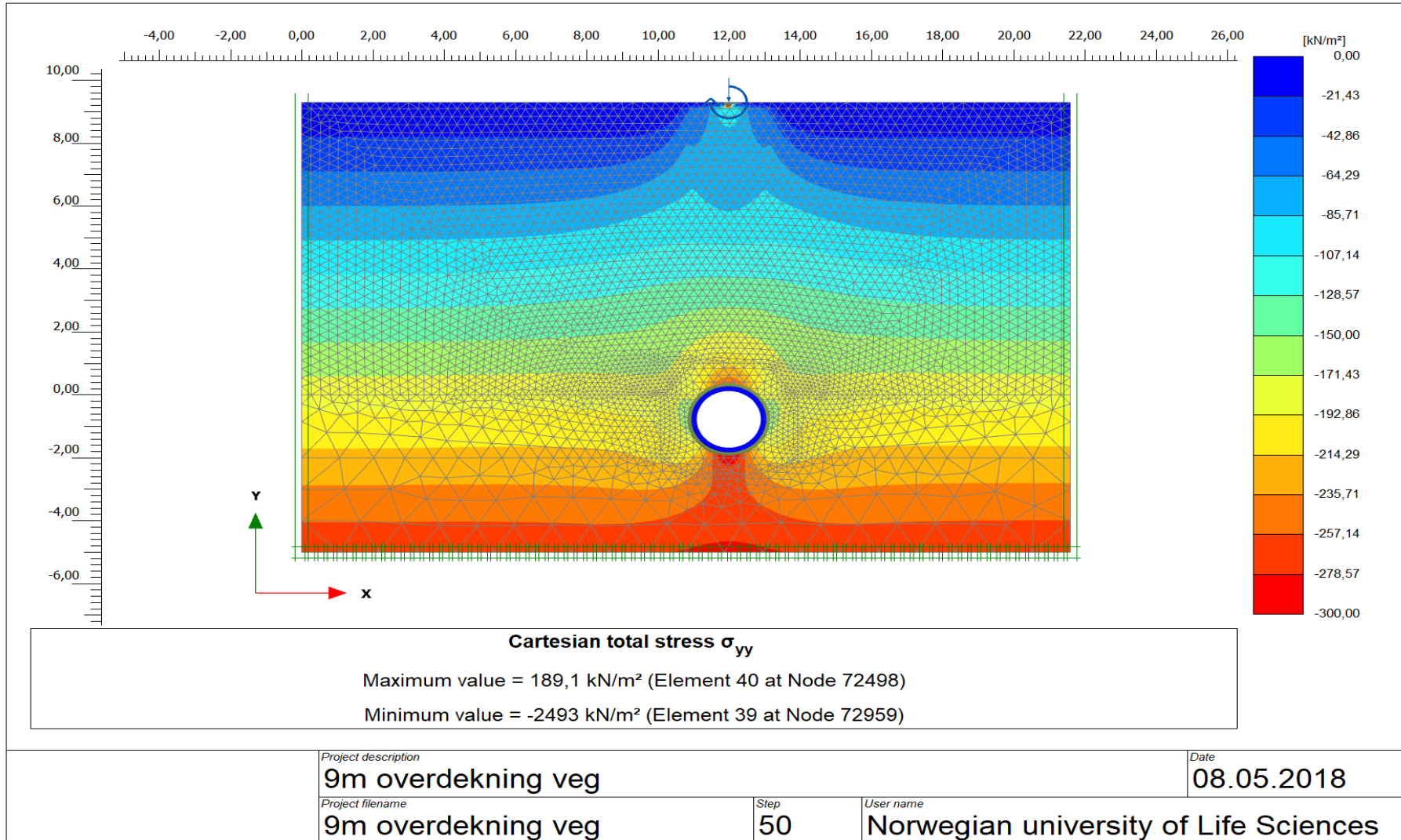
Figur E 4: 3m overdekning, veg.



Figur E 5: 5m overdekning, veg.

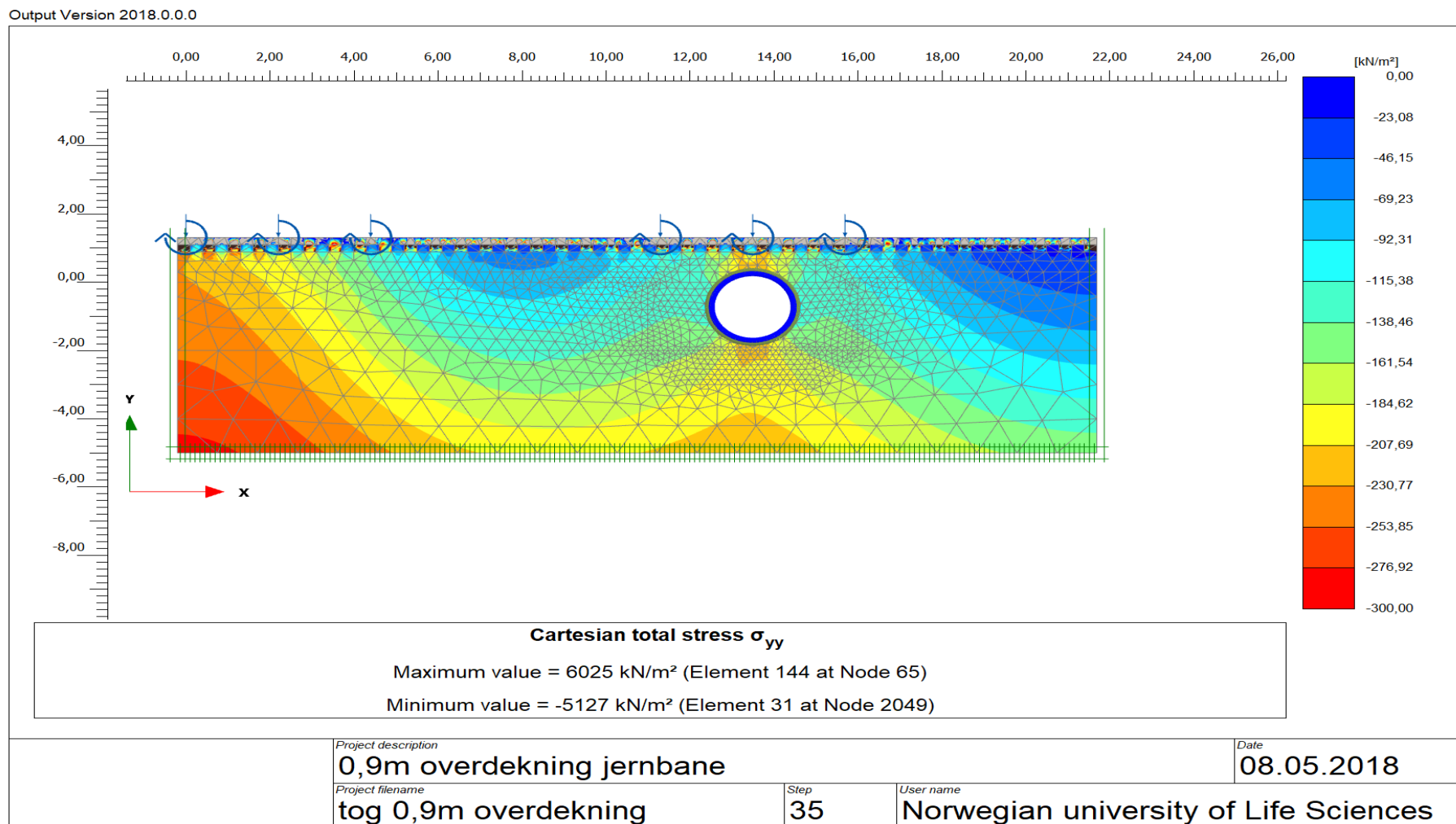


Figur E 6: 7m overdekning, veg.

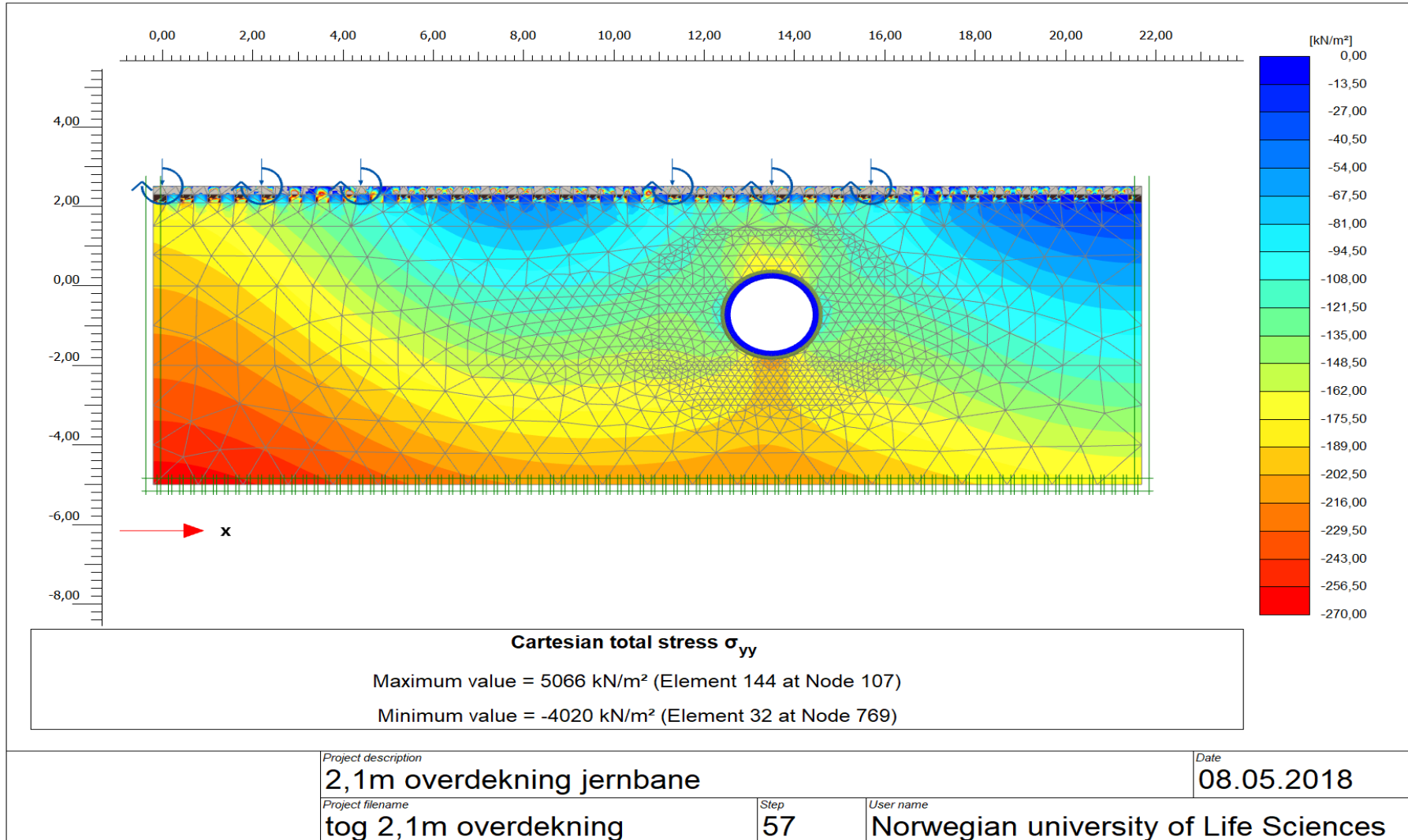


Figur E 7: 9m overdekning, veg.

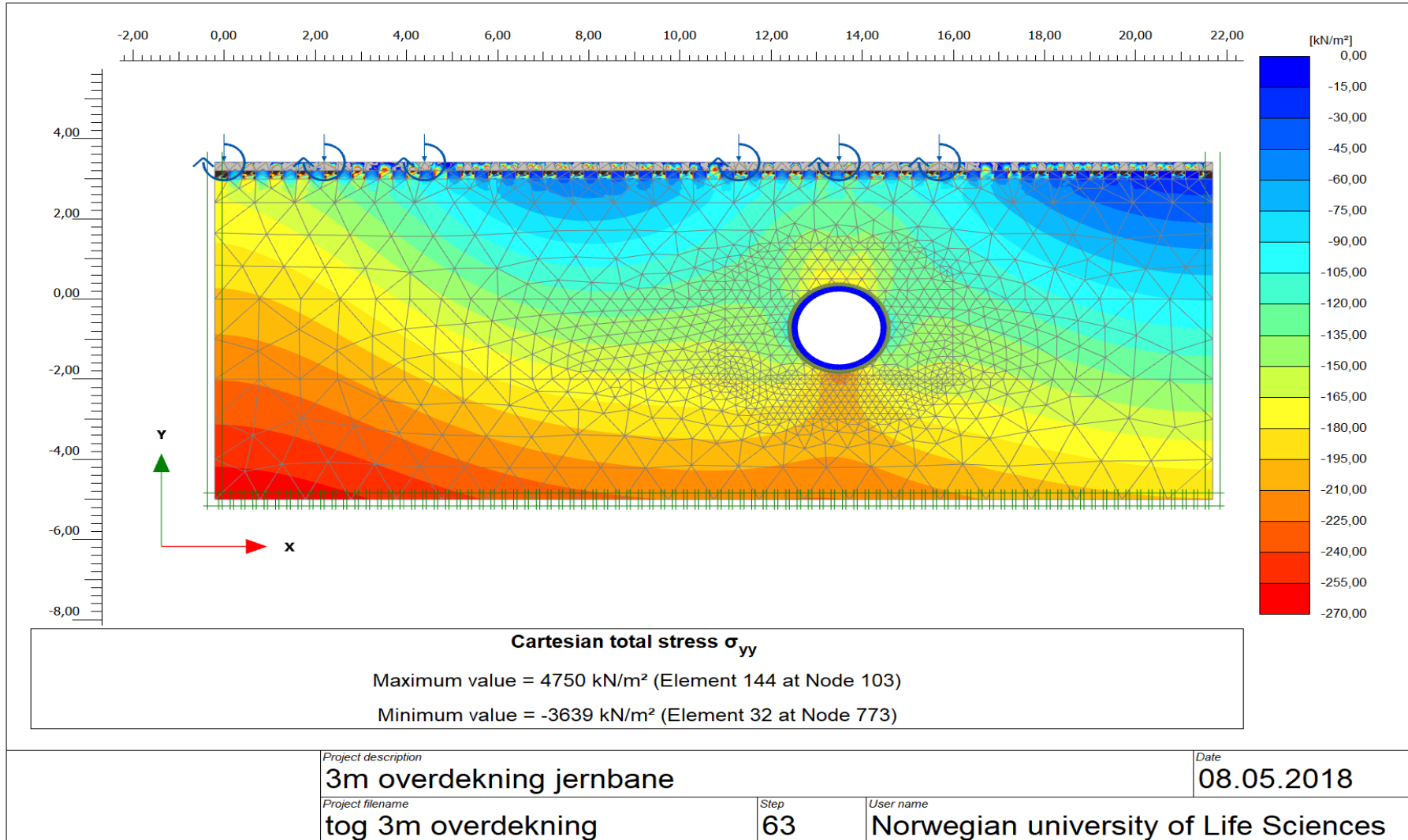
Vedlegg F – PLAXIS-modell med jernbanelaster



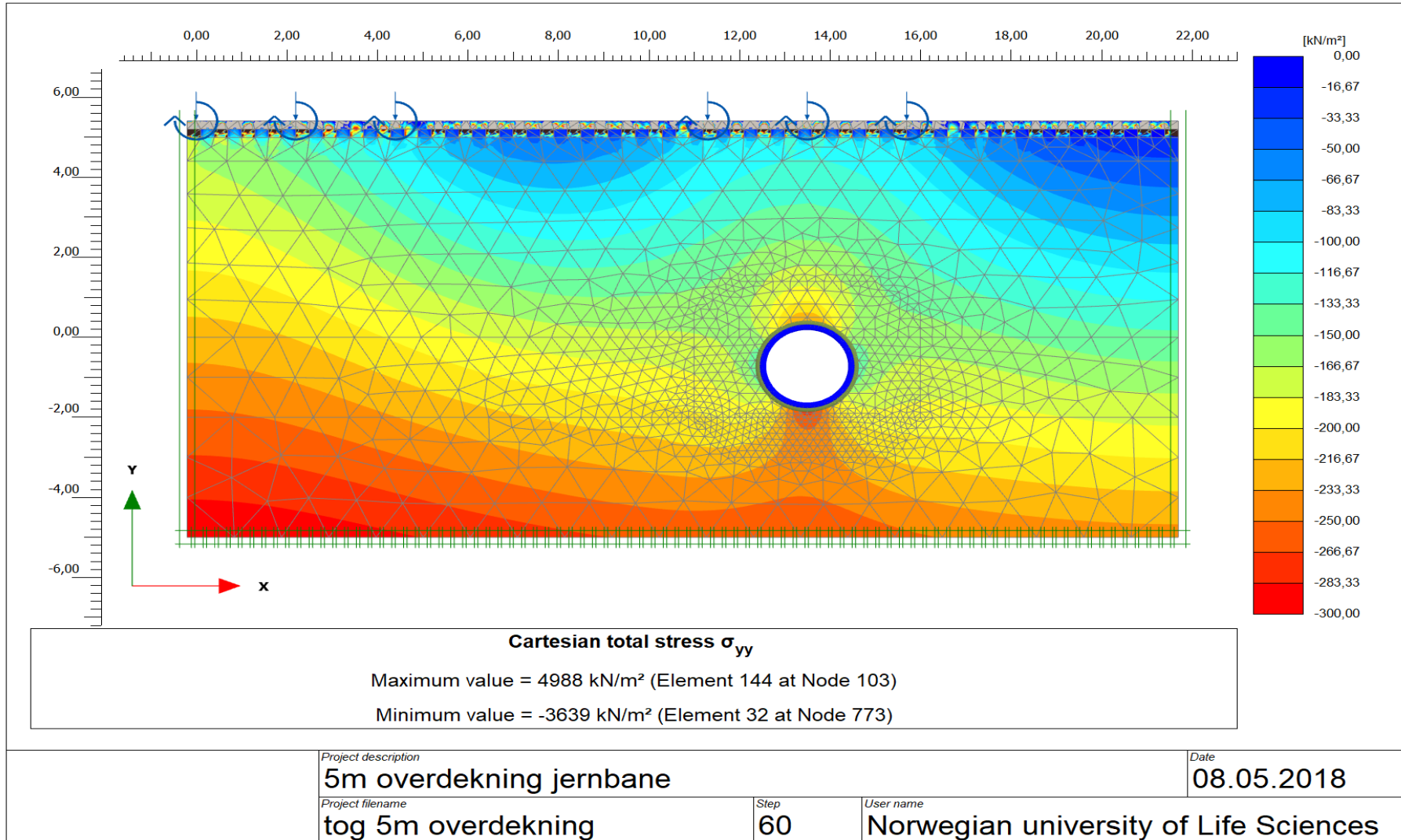
Figur E 8: 0.9m overdekning, jernbane.



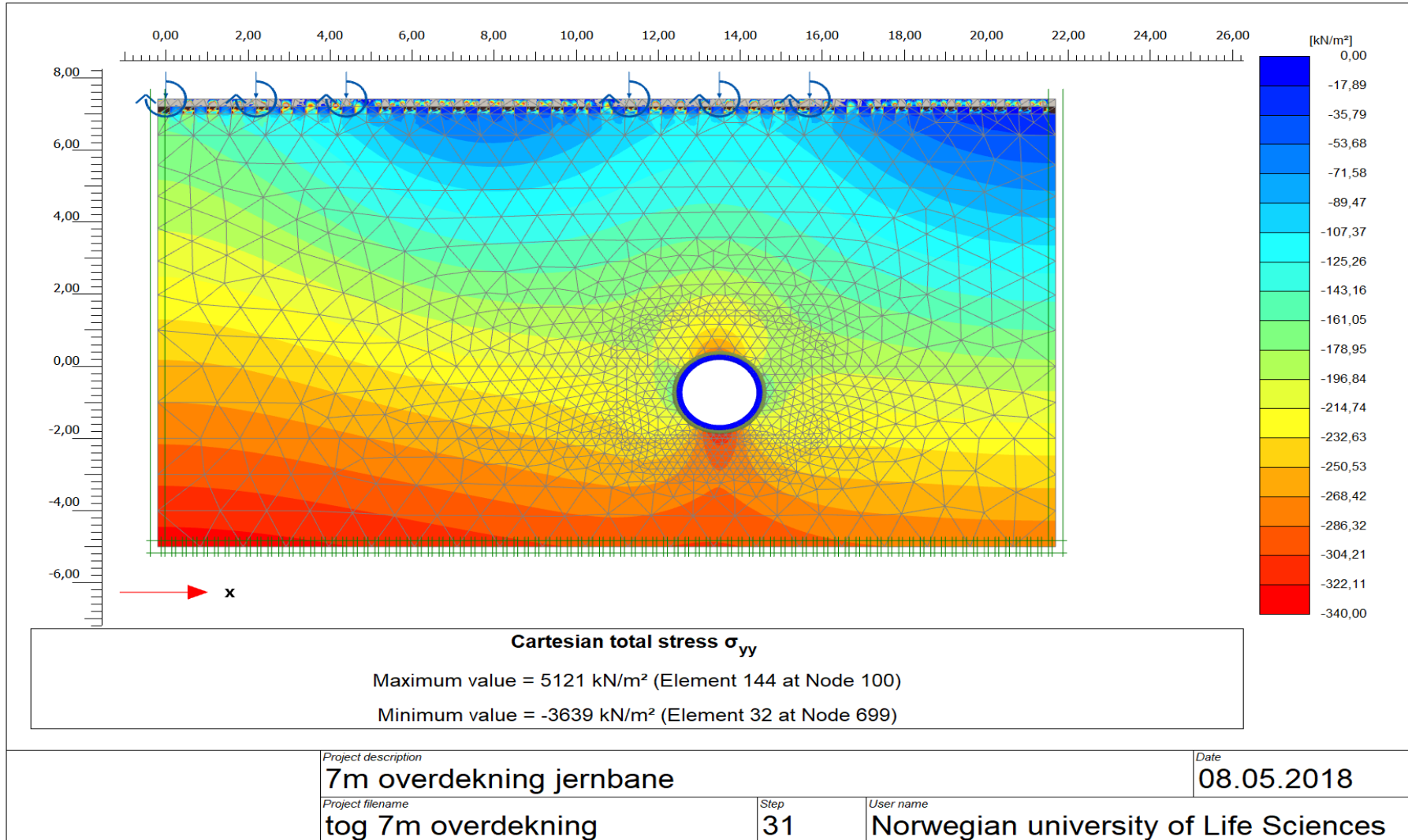
Figur E 9: 2.1m overdekning, jernbane.



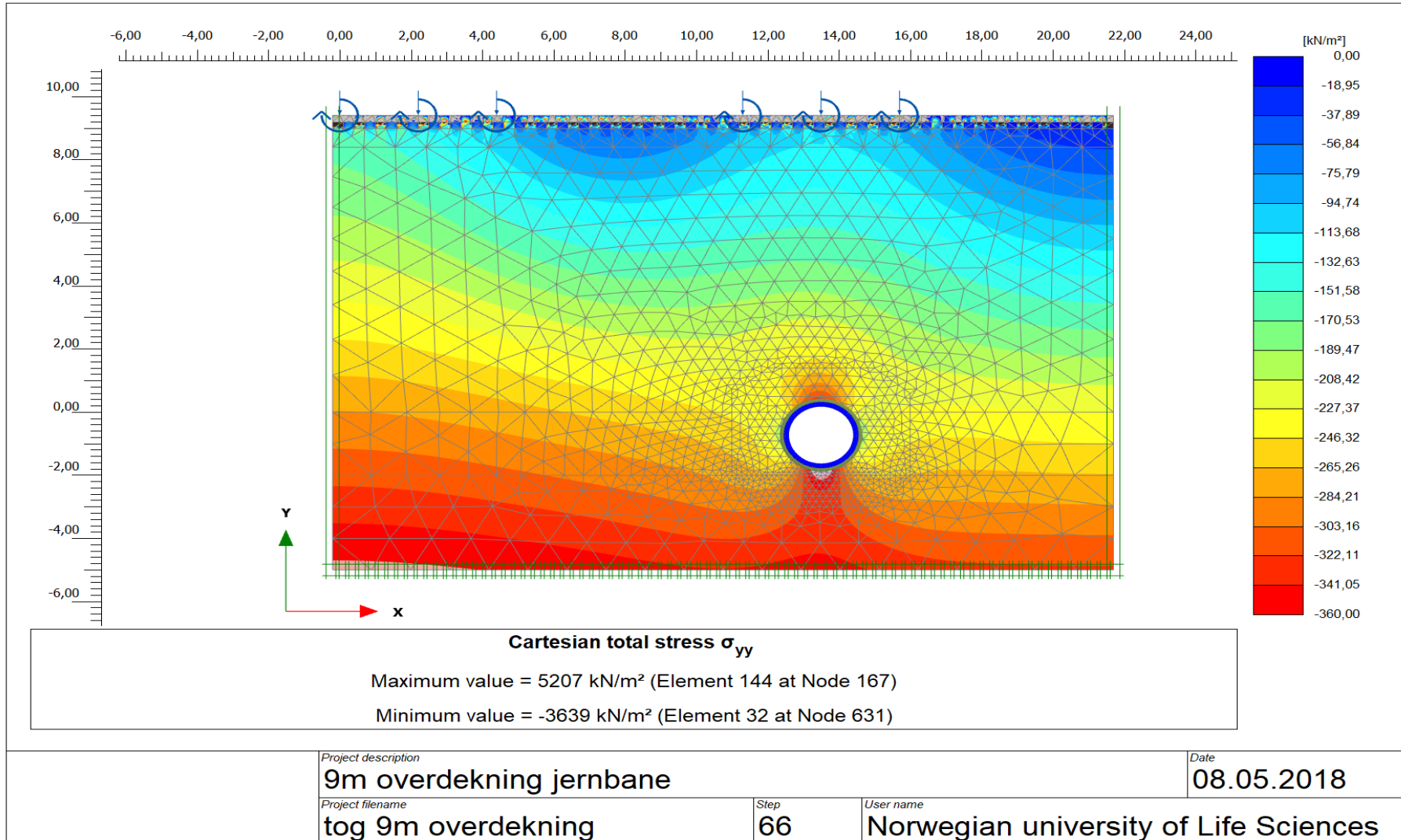
Figur E 10: 3m overdekning, jernbane.



Figur E 11: 5m overdekning, jernbane.



Figur E 12: 7m overdekning, jernbane.



Figur E 13: 9m overdekning, jernbane.



Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway