

Knut Kalhagen

# Teoretisk modellering av effekter på deformasjoner for steinfyllinger i sjø.

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk

Veileder: Arnstein Watn (NTNU)

Medveileder: Vidar Gjelsvik (NGI)

Juni 2023



Knut Kalhagen

# **Teoretisk modellering av effekter på deformasjoner for steinfyllinger i sjø.**

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk  
Veileder: Arnstein Watn (NTNU)  
Medveileder: Vidar Gjelsvik (NGI)  
Juni 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden



---

# Sammendrag

Denne studien ser på innflytelsen av utleggingsmetode på deformasjoner i steinfyllinger i sjø, med spesiell vekt på utvidelse av eksisterende fyllinger. Hovedfokuset er på hvordan variasjon i leggemetode og retning påvirker deformasjonene på den eksisterende fyllingen. Videre er det vurdert hvordan variasjoner i helningen til både den nye og gamle fyllingen påvirker deformasjonene. I tillegg forsøker studien å vurdere hvordan materialeegenskaper som porøsitet, kornkurve og bergartstypen til steinmaterialet påvirker oppførselen til fyllingen. Imidlertid har begrenset forskning og studier på ikke-komprimerte sprengsteinsfyllinger gjort det utfordrende å utføre en omfattende vurdering av disse faktorene. Videre er det gjennomført en vurdering av den dynamiske effekten av massedumping fra lastebiler, og om denne faktoren kan medføre deformasjoner i den gamle fyllingen som bør tas i betraktning i deformasjonsanalyser.

For å analysere innflytelsen av utleggingsmetoder på deformasjonene benyttet tre hovedmodeller i elementprogrammet PLAXIS 2D. Disse hovedmodellene simulerer følgende situasjoner: utlegging av massene ved rausing fra den gamle fyllingen, rausing fra en tenkt tidligere etablert omslutningsmolo, og bruk av en lekter for utlegging av massene. Hver hovedmodell gjennomføres med ulike undermodeller, hvor helningen til både de nye og gamle massene varierer mellom forholdene 1:1 og 1:1,3. Basert på de antagelsene og grensebetingelsene som ble benyttet i denne modellen, ble det observert en minimal forskjell i deformasjoner når massene ble utlagt ved hjelp av en lekter sammenlignet med rausing fra sjøsiden (fra en tenkt omslutningsmolo). Begge modellene vist deformasjoner i størrelsesordenen 2,0 cm. Imidlertid oppstod betydelig økte deformasjoner når massene ble rauset ut fra den allerede eksisterende fyllingen, og disse deformasjonene var omtrent dobbelt så store som i de andre tilfellene.

Det viste seg også at helningen hadde en betydelig innvirkning på deformasjonene. Økende helning medførte økte deformasjoner i alle modellene. Dette vil være spesielt kritisk i tilfeller der det er stablet stein og helningen er over den naturlige rasvinkelen.

Differansen mellom resultatene i denne oppgaven og i modellen til Norges Geotekniske Institutt antyder at grensebetingelser påvirker deformasjonene betydelig. Modelleringen av et mykt underlag vil kunne gi mulighet til deformasjon av underlaget og en rotasjon som medfører deformasjon i fyllingen. Dette underlaget skaper trolig de store avvikene mellom modellene i denne oppgaven og modellen til Norges Geotekniske Institutt.

Når det gjelder den dynamiske effekten av dumping av masser, er dette et komplekst tema. Uten faktiske målinger av rystelser fra anleggsvirksomhet er det vanskelig å konkludere sikkert om dette. Imidlertid indikerer beregningene som er gjort for å estimere vibrasjonene fra Rayleigh-bølger at det er potensial for deformasjoner som følge av anleggsvirksomhet og massedumping. Dette potensialet skyldes at vibrasjonene kan forårsake tilstrekkelig høye skjærtøyninger, som igjen kan resultere i rotasjon og glidning inne i fyllingen. Dette fører til en tettere pakking og dermed komprimering av massene. Potensialet for slike deformasjoner er spesielt høyt når porøsiteten er stor, noe som er tilfelle for ikke-komprimerte steinfyllinger i sjøområder.

---

# Abstract

This study examines the influence of placement method on deformations in rock fillings in marine environments, with particular emphasis on the expansion of existing fillings. The primary focus is on how variations in placement method and direction affect the deformations in the existing filling. Furthermore, the study evaluates how variations in the slope of both the new and old fillings impact the deformations. Additionally, the study attempts to assess how material properties such as porosity, grain size distribution, and the type of rock material affect the behaviour of the filling. However, limited research and studies on uncompacted rock fillings have posed challenges in conducting a comprehensive assessment of these factors. Moreover, an evaluation of the dynamic effect of mass dumping from trucks has been conducted to determine whether this factor can lead to deformations in the existing filling that should be considered in deformation analyses.

To analyse the influence of placement methods on deformations, three main models are employed using the PLAXIS 2D finite element program. These main models simulate the following scenarios: placement of the masses by gravity dumping from the existing filling, gravity dumping from a hypothetically established surrounding breakwater, and the use of a barge for mass placement. Each main model is executed with different sub-models, where the slope of both the new and existing masses varies between ratios of 1:1 and 1:1.3.

Based on the assumptions and boundary conditions applied in this model, there was observed minimal difference in deformations between using a barge for placement compared to gravity dumping from the seaward side (from a hypothetical surrounding breakwater). Both models exhibited deformations on the order of 2.0 cm. However, significantly increased deformations occurred when the masses were gravity dumping from the already existing filling, with these deformations being approximately twice as large as in the other cases.

It was also found that the slope had a significant impact on the deformations. Increasing slope resulted in increased deformations in all models. This will be particularly critical in cases where stones are stacked, and the slope exceeds the natural angle of the material.

The difference between the results in this study and the model by the Norwegian Geotechnical Institute suggests that boundary conditions significantly influence the deformations. Modelling a soft subsoil can allow for deformation of the subsoil and rotation, resulting in deformations within the filling. This subsoil is likely responsible for the significant discrepancies between the models in this study and the model by the Norwegian Geotechnical Institute.

When it comes to the dynamic effects of mass dumping, it is a complex subject. Without actual measurements of vibrations caused by construction activities, it is difficult to draw definitive conclusions. However, calculations estimating vibrations from Rayleigh waves indicate that it is a potential for deformations resulting from construction activities and mass dumping. This potential arises from the fact that vibrations can generate sufficiently high shear stresses, which in turn can lead to rotation and sliding within the filling. This process results in a denser packing and compaction of the materials. The potential for such deformations is particularly high when the porosity is high, as is the case with uncompacted rock fillings in marine environments.

---

## Forord

Masteroppgaven er skrevet våren 2023 i forbindelse med faget “TBM4900 Bygg- og miljøteknikk, masteroppgave” for bygg- og miljø-teknikk ved Norges Tekniske-Naturvitenskaplige Universitet, NTNU. Masteroppgaven er den avsluttende delen av sivilingeniørstudiet i bygg- og miljøteknikk, med en spesialisering innen konstruksjon og hovedprofil innen geoteknikk, og tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgavens tema ble foreslått av veileder Arnstein Watn, med bakgrunn i kjennskapen hans og veileder Vidar Gjelsvik hadde til rettssaker der deformasjoner oppstod på et bygg som følge av arbeidet med utvidelsen av fyllingen det sto på. Opprinnelig var planen å sammenligne deformasjonene med en faktisk fylling, men på grunn av manglende målinger og data ble oppgaven omdannet til en teoretisk tilnærming.

Jeg ønsker å rette en stor takk til mine veiledere, Arnstein Watn og Vidar Gjelsvik, for deres dyktige veiledning, konstruktive diskusjoner og informative samtaler gjennom hele oppgaveperioden. En spesiell takk rettes også til Anteneh Biru Tsegaye ved NGI for hans hjelp med modellen og informative og hyggelige samtaler.

Jeg vil også rette en stor takk til familie og venner for deres støtte, korrekturlesing og oppmuntring gjennom hele prosessen.



*Knut Kalhagen*  
Trondheim, juni 2023

# Innholdsfortegnelse

<b>Sammendrag</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>ii</b>
<b>Forord</b>	<b>iii</b>
<b>Figurliste</b>	<b>vii</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>ix</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn . . . . .	1
1.2 Problemstilling . . . . .	1
1.3 Bakgrunnsmateriale og metode . . . . .	1
1.4 Oppbygging av oppgaven . . . . .	2
1.5 Avgrensning . . . . .	2
1.6 Definisjoner . . . . .	3
<b>2 Teori</b>	<b>4</b>
2.1 Mekanismer for deformasjoner i steinfyllinger . . . . .	4
2.1.1 Setninger . . . . .	4
2.2 Porøsitet . . . . .	6
2.2.1 Lagring . . . . .	8
2.2.2 Materialtype . . . . .	9
2.2.3 Dyp komprimering . . . . .	10
2.3 Anleggsteknisk . . . . .	11
2.4 Dynamisk effekt . . . . .	13
2.4.1 Bølger . . . . .	14
2.4.2 Vibrasjoner . . . . .	15
2.5 Mohr Coulomb . . . . .	17



---

2.6	Hardening Soil . . . . .	19
<b>3</b>	<b>Bakgrunn</b>	<b>21</b>
3.1	Bodø - Langstranda . . . . .	21
3.1.1	Grunnforhold . . . . .	22
3.1.2	Fyllingsarbeid . . . . .	23
3.1.3	NGI modell . . . . .	25
3.2	Sjøhuset Gismerøya . . . . .	26
3.2.1	Grunnforhold . . . . .	26
3.2.2	Fyllingsarbeid . . . . .	27
<b>4</b>	<b>Metode</b>	<b>28</b>
4.1	Modeller . . . . .	29
4.1.1	Modell - Rausing fra gammel fylling . . . . .	29
4.1.2	Modell - Rausing fra molo . . . . .	30
4.1.3	Modell - Utlegging fra lekter . . . . .	31
4.2	Materialparametere . . . . .	31
4.3	Dynamisk effekt . . . . .	33
<b>5</b>	<b>Resultat</b>	<b>36</b>
5.1	Rausing fra gammel fylling . . . . .	38
5.2	Rausing fra molo . . . . .	46
5.3	Utlegging fra lekter . . . . .	54
5.4	Dynamisk effekt . . . . .	64
5.5	Sensitivitets analyse . . . . .	65
<b>6</b>	<b>Diskusjon og hovedkonklusjon</b>	<b>66</b>
6.1	Diskusjon av modeller . . . . .	66
6.2	Dynamisk effekt . . . . .	71
6.3	Hovedkonklusjon . . . . .	73

---

---

<b>7 Videre arbeid</b>	<b>75</b>
<b>Referanser</b>	<b>76</b>

## Figurliste

1	Endring i porevolum før og etter komprimering . . . . .	4
2	Modultallets avhengighet av $K'_0$ og $P_r$ . . . . .	5
3	Skjematisk tegning av faseforhold . . . . .	6
4	Sammenheng mellom $e$ og $n$ . . . . .	7
5	Porøsitet og Modultall . . . . .	8
6	Skjæring av løs og kompakt sand til critica state . . . . .	9
7	Fuller-kornkurve . . . . .	10
8	Volumendringer; fast, løs og anbrakt tilstand . . . . .	12
9	Deformasjonsmøster for en S-bølge . . . . .	14
10	Deformasjonsmøster for en P-bølge . . . . .	14
11	Deformasjonsmøster for en Rayleigh-bølge . . . . .	15
12	Harmonisk svingende bølge. . . . .	15
13	Coulomb kriteriet . . . . .	17
14	Reel styrke tilnærmet ved en rett linje . . . . .	18
15	Mobilisert styrke $\tan\rho$ . . . . .	18
16	Spenning-tøynings kurven for et drenert triaksforsøk . . . . .	19
17	Definisjon av $E_{50}^{ref}$ og $E_{ur}^{ref}$ for et drenert triaksforsøk . . . . .	20
18	Definisjon av $E_{oed}^{ref}$ for et ødometerforsøk . . . . .	20
19	Flyfoto av Langstranda 5B . . . . .	21
20	Prinsippskisse opprinnelig fylling med bygg, løsmasser og berg . . . . .	22
21	Målinger av antatte totale deformasjoner på Langstranda 5B . . . . .	23
22	Dumping av masser ved Langstranda . . . . .	24
23	Illustrasjon av effekten av å legge ut med gravemaskin vs dumpe fra lastebil . . . . .	24
24	NGI sin modell av langstranda . . . . .	25
25	Flyfoto av Sjøhuset Gismerøya . . . . .	26
26	Skisse av situasjonen på Gismerøya . . . . .	27
27	Modell av gammel fylling . . . . .	29
28	Rausing fra gammel fylling . . . . .	30
29	Rausing fra molo . . . . .	30
30	Utlekking med lekter . . . . .	31
31	Den maksimalt anbefalte fiksjonsvinkelen for sprengningsmaterialer. . . . .	33
32	Relative energikilder . . . . .	34

---

33	Resultat: Sammenstilling vertikal deformasjon 0m . . . . .	36
34	Resultat: Sammenstilling horisontal deformasjon 0m . . . . .	37
35	Resultat: A1RF $ u $ . . . . .	38
36	Resultat: A1RF vertikal deformasjon av punkter . . . . .	39
37	Resultat: A1RF horisontal deformasjon av punkter . . . . .	39
38	Resultat: A2RF $ u $ . . . . .	40
39	Resultat: A2RF vertikal deformasjon av punkter . . . . .	40
40	Resultat: A2RF horisontal deformasjon av punkter . . . . .	41
41	Resultat: B1RF $ u $ . . . . .	41
42	Resultat: B1RF vertikal deformasjon av punkter . . . . .	42
43	Resultat: B1RF horisontal deformasjon av punkter . . . . .	42
44	Resultat: B2RF $ u $ . . . . .	43
45	Resultat: B2RF vertikal deformasjon av punkter . . . . .	43
46	Resultat: B2RF horisontal deformasjon av punkter . . . . .	44
47	Resultat: RF vertikal deformasjon 0m . . . . .	45
48	Resultat: RF horisontal deformasjon 0m . . . . .	45
49	Resultat: A1RM $ u $ . . . . .	46
50	Resultat: A1RM vertikal deformasjon av punkter . . . . .	47
51	Resultat: A1RM horisontal deformasjon av punkter . . . . .	47
52	Resultat: A2RM $ u $ . . . . .	48
53	Resultat: A2RM vertikal deformasjon av punkter . . . . .	48
54	Resultat: A2RM horisontal deformasjon av punkter . . . . .	49
55	Resultat: B1RM $ u $ . . . . .	50
56	Resultat: B1RM vertikal deformasjon av punkter . . . . .	50
57	Resultat: B1RM horisontal deformasjon av punkter . . . . .	51
58	Resultat: B2RM $ u $ . . . . .	51
59	Resultat: B2RM vertikal deformasjon av punkter . . . . .	52
60	Resultat: B2RM horisontal deformasjon av punkter . . . . .	52
61	Resultat: RM vertikal deformasjon 0m . . . . .	53
62	Resultat: RM horisontal deformasjon 0m . . . . .	54
63	Resultat: A1L $ u $ . . . . .	55
64	Resultat: A1L vertikal deformasjon av punkter . . . . .	55
65	Resultat: A1L horisontal deformasjon av punkter . . . . .	56
66	Resultat: A2L $ u $ . . . . .	57

---

67	Resultat: A2L vertikal deformasjon av punkter . . . . .	57
68	Resultat: A2L horisontal deformasjon av punkter . . . . .	58
69	Resultat: B1L $ u $ . . . . .	59
70	Resultat: B1L vertikal deformasjon av punkter . . . . .	59
71	Resultat: B1L horisontal deformasjon av punkter . . . . .	60
72	Resultat: B2L $ u $ . . . . .	61
73	Resultat: B2L vertikal deformasjon av punkter . . . . .	61
74	Resultat: B2L horisontal deformasjon av punkter . . . . .	62
75	Resultat: L vertikal deformasjon 0m . . . . .	63
76	Resultat: L horisontal deformasjon 0m . . . . .	63
77	Prinsippskisse for hvordan kreftene fra de nylig utlagte masse fordeler seg. . . . .	68
78	Spennings- og deformasjons-felt for et udrenert bæreevne problem. . . . .	70

## Tabelliste

1	Definisjoner. . . . .	3
2	Størrelsesorden av modultall . . . . .	5
3	Måletilstand for massene . . . . .	11
4	Volumendringsfaktor for ulike masser . . . . .	12
5	Nødvendige parametere for bruk av Hardening Soil . . . . .	20
6	Resultater fra NGI sin modell Langstranda . . . . .	25
7	Tegn forklaring for modellene. . . . .	28
8	Materialparametere for HS modellen. . . . .	33
9	Volum og energimengder til beregning av vibrasjoner. . . . .	34
10	Horisontal og vertikal deformasjon til de forskjellige modellene. . . . .	37
11	Resultater fra formlene til SVV og Attewell. . . . .	64
12	Oppfriskning av volum og energimengder til beregning av vibrasjoner. . . . .	64
13	Resultat fra sensitivitets analyse. . . . .	65

---

# 1 Innledning

Dette innledende kapittelet har til hensikt å presentere en oversikt over problemstillingen og formålet med oppgaven. Det gir en innføring i relevant bakgrunnsmateriale, diskuterer strukturen til oppgaven og fastsetter avgrensninger og definisjoner.

## 1.1 Bakgrunn

De siste årene har det vært en økende trend både nasjonalt og internasjonalt med utfylling av masser i sjøområder for å utvide landarealer. Dette er gjort for eksempel i Marina Bay i Singapore, flyplassene i Nice i Frankrike og i Hong Kong, samt opprettelsen av kunstige øyer utenfor Kina. Disse prosjektene er imponerende og omfattende og er noen av de største innenfor internasjonale rammer. På nasjonalt nivå har det også blitt stadig vanligere å benytte steinfyllinger i sjøen for å utvide eksisterende landarealer til formål som industri eller boligbygging. Senere i studien vil det bli presentert flere eksempler på slike prosjekter, inkludert Bergen Postterminal (Vegdirektoratet 2014) og fyllingsprosjekter i Bodø og på Gismerøya ved Grimstad.

## 1.2 Problemstilling

Denne oppgaven har som hovedfokus å undersøke innflytelsen av utleggingsmetode på deformasjoner i steinfyllinger i sjø, med spesiell vekt på utvidelse av eksisterende fyllinger. Videre er det vurdert hvordan variasjoner i helningen til både den nye og gamle fyllingen påvirker deformasjonene. I tillegg er det gjennomført en vurdering av den dynamiske effekten av massedumping fra lastebiler, og om denne faktoren kan medføre deformasjoner i den gamle fyllingen som bør tas i betraktning i deformasjonsanalyser.

## 1.3 Bakgrunnsmateriale og metode

Veilederne, Arnestein Watn og Vidar Gjelsvik, har vært kjent med de to prosjektene i Bodø og på Gismerøya. Mye av litteraturen som omhandler disse prosjektene er blitt innhentet gjennom veilederne eller gjennom rettssaken som de har innsikt i.

En betydelig del av denne studien er basert på en litteraturstudiet, der størsteparten av litteraturen er hentet fra anerkjente forfattere med betydelig faglig kompetanse. Det finnes en omfattende mengde forskning og litteratur om steinfyllinger, med særlig fokus på fyllingsdammer. Utfordringen med dette er at steinfyllingsdammer i realiteten har helt forskjellige materialegenskaper, ettersom de blir jevnlig komprimert og har betydelig lavere porøsitet enn det som kan forventes av en steinfylling lagt ut i sjø. En betydelig begrensning er at det mangler tilstrekkelig dokumentasjon og oppfølging av steinfyllinger i sjø. Derfor har ulike aspekter knyttet til steinfyllinger og utlegging av steinfyllinger blitt undersøkt for å danne grunnlaget for oppbyggingen av modellene i denne studien.

---

## 1.4 Oppbygging av oppgaven

Masteroppgaven er strukturert i tre hoveddeler. Første del er dedikert til en grundig litteraturstudie, hvor nødvendig teori innenfor emnet blir presentert. Andre del presenterer bakgrunnen for oppgaven ved å gi en gjennomgang av prosjektene i Bodø og Gismerøya. Den tredje delen fokuserer på metoden som ble benyttet og presenterer resultatene fra de numeriske beregningene utført i PLAXIS 2D, samt håndberegninger for å vurdere den dynamiske effekten. Til slutt inkluderes en bibliografi som gir en oversikt over de kildene som er benyttet i studien.

## 1.5 Avgrensning

Opprinnelig hadde oppgaven til hensikt å modellere en eksisterende fylling. Imidlertid, på grunn av utilstrekkelige målinger og data, ble oppgaven forandret til en rent teoretisk tilnærming. Denne tilnærmingen fokuserer på å analysere effekten av utlegging og ulike bidrag til deformasjoner i fyllinger.

- I denne studien er det spesifikt fokusert på fyllingen som en isolert enhet. Som et resultat har grensebetingelsene blitt satt til faste langs bunnen, og horisontale forskyvninger er ikke tillatt på vertikale grenser.
- Fyllingens høyde er fastsatt til 18 meter, dette er gjort for å lettere kunne sammenligne resultatene med modellen utviklet av Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Det skal bemerkes at helningen i bakkant av den gamle fyllingen ikke er vurdert, og heller ikke fyllingens utstrekning. Dette avgrenser oppgaven til et rimelig omfang. Imidlertid kan mye av den teoretiske tilnærmingen som er brukt, danne et solid fundament for videre modellering som inkluderer disse aspektene.
- En betydelig begrensning i oppgaven har vært mangel på relevant litteratur. Det er svært begrenset forskning og studier som har blitt utført på sprekkefyllinger i sjø som ikke er komprimert. De fleste undersøkelser som er tilgjengelige, fokuserer på komprimerte fyllinger. Derfor ble det brukt betydelig tid på å identifisere relevant litteratur og kilder som kunne benyttes i oppgaven.

---

## 1.6 Definisjoner

I denne oppgaven har det vært gjentatte referanser til relevante håndbøker og offentlige institusjoner, og følgende forkortelser er brukt:

*Tabell 1: Definisjoner.*

<b>Omtales som:</b>	<b>Originaltittel:</b>
Håndbok V220	Geoteknikk i vegbygging (Vegdirektoratet 2022)
Håndbok V221	Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (Vegdirektoratet 2014)
Fyllingsdamveiledere	Veileder for fyllingsdammer (energidirektorat 2012)
NGI	Norges Geotekniske Institutt
SVV	Statens Vegvesen
NVE	Norges Vassdrags- og Energidirektorat



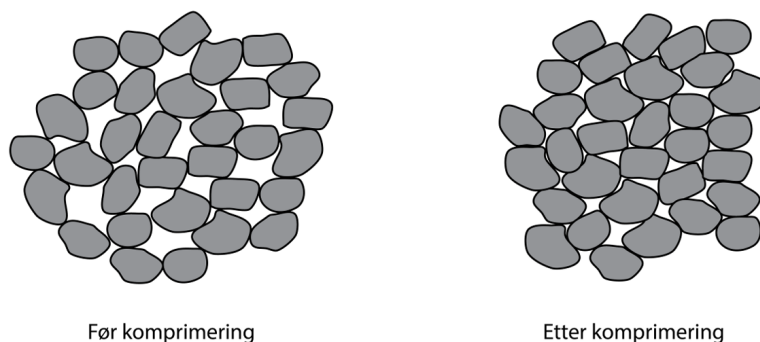
---

## 2 Teori

I dette kapitlet gjennomgås den sentrale teorien for deformasjon av steinfyllinger. Dette omfatter en gjennomgang av mekanismene som ligger til grunn for deformasjonene, påvirkningen av fyllingens porøsitet, effekten av anleggsarbeidet på fyllingen, den dynamiske effekten av å dumpe masser på fyllingen, samt en presentasjon av grunnleggende informasjon om Mohr-Coulomb og Hardening Soil-modellene. Gjennomgangen gir en nødvendig forståelse av de ulike faktorene som påvirker deformasjonene i steinfyllinger.

### 2.1 Mekanismer for deformasjoner i steinfyllinger

I følge modellen presentert i (Oldecop og Alonso 2001), er første stadiet i deformasjon av en steinfylling glidning og rotasjon av kornene. Dette medfører at porøsiteten synker og fortsetter å synke helt til omstrukturering i kornskjellettet blir blokkert. Dette logiske første steget er det konsensus for i litteraturen, dette er også første steget i modellen til (McDowell og Bolton 1998) etterfulgt av steg som "clastic yielding", "clastic hardening" og "comminution limit of small particles". Porøsiteten til fyllingen har derfor selvsagt mye å si for deformasjonene i det første trinnet.



*Figur 1: Endring i porevolum før og etter komprimering, hentet fra (Fladvad og Aksnes 2014).*

Rapporten (Fladvad og Aksnes 2014) forklarer som kjent at ved komprimering minker porevolumet, kontaktflatene mellom kornene blir større og derav blir friksjonskreftene større. Dette gjør massen mer stabil noe som er gunstig i for eksempel en fylling.

#### 2.1.1 Setninger

Friksjonsjordarter er naturlig mer permeable enn kohesjonsjordarter, noe som forenkler beregningen av setninger betydelig. I motsetning til kohesjonsjordarter, oppstår det ingen konsolidering i friksjonsjordarter, og setningsforløpet er preget av spenningsavhengige deformasjoner. Dette resulterer i at setninger i steinfyllinger hovedsakelig skyldes omlagring av korn og knusing i kontaktpunktene, noe som er konsistent med funnene og konklusjonene presentert i flere relevante kilder, inkludert (Oldecop og Alonso 2001), (Hunter og Fjell 2002), (Jendeby 2016), og (Vegdirektoratet 2022). Ifølge håndbok V220, (Vegdirekt-

oratet 2022) har de tidsavhengige deformasjonene mindre praktisk betydning og kan derfor neglisjeres. Imidlertid viser litteratursøket fra prosjektoppgaven at dette ikke nødvendigvis gjelder for høye fyllinger som ikke er komprimert med en setningsfølsom konstruksjon på fyllingen, men dette blir ikke behandlet her.

I håndboken V220, (Vegdirektoratet 2022), anbefales det å beregne setningene ved hjelp av Janbus modulkonsept. Deformasjonsmodulen,  $M$ , kan uttrykkes ved Janbus tilpassingsformel som vist i ligning (1), hvor parameteren  $a$  er satt til 0.5 for friksjonsjordarter. Setningene kan deretter beregnes ved hjelp av ligning (2).

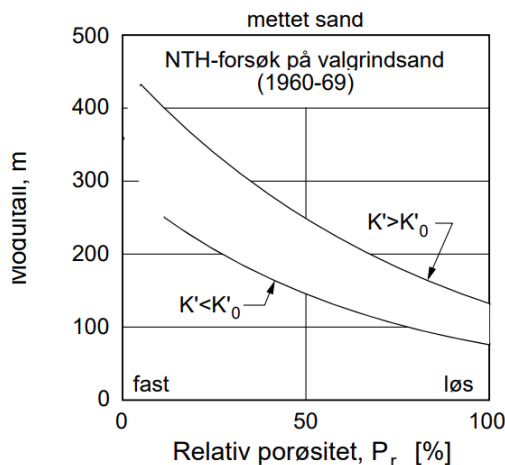
$$M = \frac{d\sigma'}{d\epsilon} = m \cdot \sigma_a \left( \frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-a} \Rightarrow m \cdot \sqrt{\sigma_a \cdot \sigma'} \quad (1)$$

Ved å sette inn endringen i spenning som  $\Delta\sigma'$  får vi  $\sigma' = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$ , og ved å løse for tøyningen får vi en formel for setning:

$$\epsilon = \frac{1}{am} \left[ \left( \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_a}} \right)^a - \left( \sqrt{\frac{\sigma'_0}{\sigma_a}} \right)^a \right] \Rightarrow \epsilon = \frac{2}{m} \left( \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_a}} - \sqrt{\frac{\sigma'_0}{\sigma_a}} \right) \quad (2)$$

Tabell 2: Størrelsesorden av modultall, hentet fra (Emdal 2020).

	Modultall, $m$
Løs, fin	<150
Middels	150 - 250
Fast, grov	>250



Figur 2: Modultallets avhengighet av hovedspenningsforholdet  $K'_0$  og relativporøsitet  $P_r$ , hentet fra Emdal 2020 men originalt fra (Janbu 1970).

Tabell 2 presenterer anbefalte verdier for modultall i samsvar med anbefalingene fra (Emdal 2020). Disse verdiene er også i samsvar med sammenstillingen fra (Janbu 1970), som er illustrert i figur 2. Figuren viser også sammenhengen mellom sandtypen (kornform,

kornstyrke, kornfordeling), lagringsdensitet og sidestøtte ( $K' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ ). Relativ porøsitet, som representeres på x-aksen i figur 2, kan beregnes ved hjelp av ligning (5). Ut fra ligning (1) kan vi konkludere med at stivheten øker parabolisk med økende belastningsendring når spenningssekspONENTEN ligger i området  $0 < a < 1.0$ .

“Vurdering av egensetninger i steinfyllinger er hovedsakelig basert på erfaringer og empiriske korrelasjoner fra steinfyllingsdammer” (Vegdirektoratet 2022). En studie utført av (Hunter og Fjell 2002) foreslår en metode for å estimere setninger tilsvarende  $0,1\%H$ , der  $H$  representerer høyden av fyllingen. På den annen side foreslår (Høeg mfl. 1996) verdier på  $1,7\%$  av fyllingshøyden for fyllinger som ikke blir vannet under komprimering, og  $0,17\%$  av fyllingshøyden for moderne fyllinger som gjennomgår vanning og komprimering. I tillegg advarer håndbok V220 (Vegdirektoratet 2022) om at setninger kan oppstå som et resultat av vibrasjoner eller endringer i grunnvanns- og lastforhold. Dette gjelder spesielt for materialer som består av silt, sand, grus og stein med høy porøsitet og dårlig komprimering.

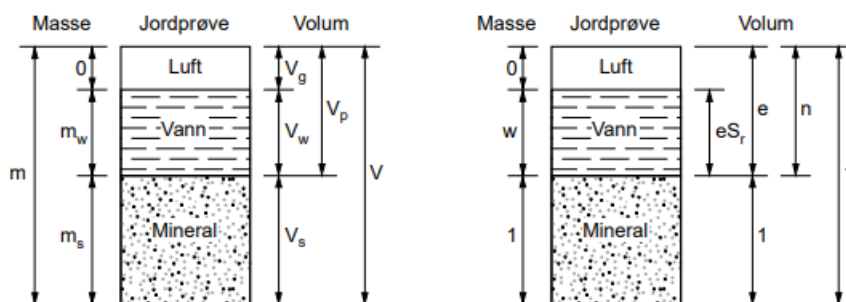
## 2.2 Porøsitet

Noe av teorien om porøsitet er hentet fra prosjektoppgaven og er videre utarbeidet i masteroppgaven.

”Porøsiteten er et *volumforhold* som angir den delen av totalvolumet som består av porer. Disse porene kan inneholde luft, gass eller vann” (Emdal 2020). I tilfellet med en steinfylling under vann vil hele porevolumet være fylt med vann. Porøsiteten blir i geoteknikk omtalt som,  $n$ , og oppgis i prosent. Ligningen viser hvordan porøsiteten blir regnet ut.

$$n = \frac{V_p}{V} \quad [\%] \quad (3)$$

Der  $V_p$  er volumet av porene og  $V$  er det totale volumet i prøven. Figur 3 illustrerer fordelingen av disse fasene i jordprøven.



Figur 3: Skjematisk tegning av faseforhold i jord, hentet fra (Emdal 2020).

Poretallet, betegnet som  $e$ , er også et volumforhold som brukes til å beskrive porøsiteten i et materiale. På samme måte som porøsiteten kan poretallet beregnes ved hjelp av en

ligning (4), der  $V_p$  og  $V_s$  er definert i figur 3. Figuren viser også forskjellen mellom poretallet og porøsiteten. I elementmetodeprogrammet PLAXIS er  $e_{init}$  en materialeparameter som må angis for flere av modellene.

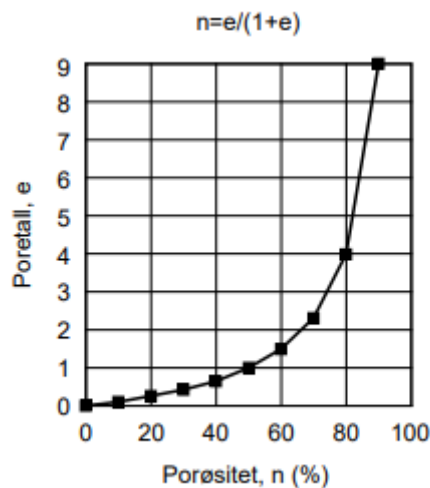
$$e = \frac{V_p}{V_s} \quad (4)$$

Et alternativt mål på porøsitet er relativ porøsitet, som også er anvendt i figur 2 over. Relativ porøsitet benyttes i tilfeller der det er utfordrende å måle den in situ-porøsiteten, slik som det er for sand og friksjonsmaterialer, da det er utfordrende å hente opp uforstyrrede prøver. Derfor brukes relativ porøsitet ( $P_r$ ) som en indikator på sandens evne til å omorganisere korn, endre volum og reagere på eksterne påvirkninger på ulike måter, (Emdal 2020).

$$P_r = \frac{n - n_{min}}{n_{max} - n_{min}} \quad (5)$$

Ligning 6 viser den matematiske sammenhengen mellom porøsiteten og poretallet som, som er illustrert grafisk i figur 4.

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \text{eller} \quad e = \frac{n}{1 - n} \quad (6)$$



Figur 4: Sammenheng mellom  $e$  og  $n$ , hentet fra (Emdal 2020).

University of British Columbia (UBC) har presentert en metode for å beregne porøsiteten ved å bruke det totale volumet  $V_t$ , tettheten av fluiden eller væsken som finnes i porene  $d_f$ , tettheten av det faste stoffet  $d_s$ , og den målte bulk tettheten  $d_b$ , (UBC eoas350 2022). Denne tilnærmingen gir muligheten til å estimere porøsiteten av en steinfylling ved å kjenne massen av materialet som er lagt ut, volumet av fyllingen, tettheten av væsken (for eksempel vann), og tettheten av det faste stoffet.

---

Den totale massen kan uttrykkes ved:

$$V_t \cdot d_b = n \cdot d_f + (1 - n) \cdot V_t \cdot d_s \quad (7)$$

Videre sier (*UBC eoas350 2022*), at formelen for "mikse lov" (Mixing Law) gir en sammenheng mellom bulk tettheten og porøsiteten ved hjelp av fluiddensiteten og tettheten til det faste stoffet. Den kan uttrykkes som følger:

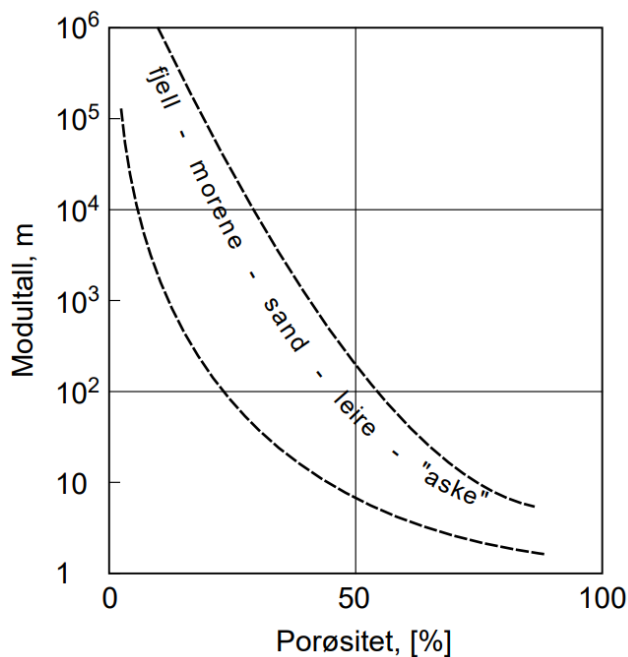
$$d_b = n \cdot d_f + (1 - n)d_s \quad (8)$$

Kombinasjon av ligning (7) og (8) gir det endelige uttrykket for porøsitet:

$$n = \frac{d_s - d_b}{d_s - d_f} \quad (9)$$

### 2.2.1 Lagring

"For like store kuler plassert i sin løseste og fasteste lagring vil man teoretisk kunne finne at:  $n_{max} = 47,6\%$  og  $n_{min} = 25,9\%$ " (Janbu 1970). Ut fra dette konkluderer Janbu med at sandige, inorganske sedimenter vil ha en porøsitet,  $n$ , som ligger rundt 30% til 50%.

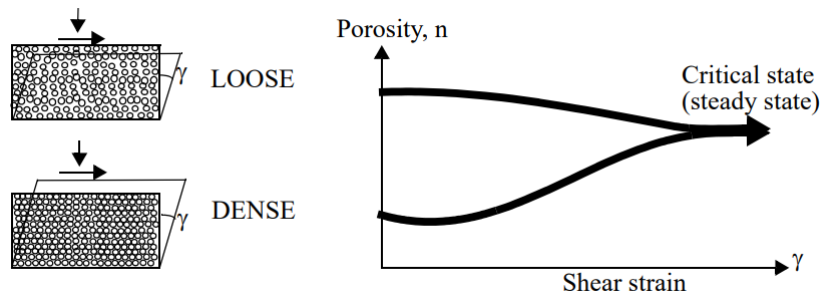


Figur 5: Sammenheng mellom porøsitet og modultall, hentet fra Emdal 2020 originalt fra (Janbu 1970).

Figuren 5 ble først presentert av (Janbu 1970) og viser en tydelig sammenheng med hvordan modultallet øker etter hvert som porøsiteten synker. Dette indikerer at sjøfyllinger har større potensial for deformasjon, siden komprimering ikke gjennomføres på samme måte som på land.

Ifølge (Nordal 2020) er ”critical state” eller ”steady state” tilstanden der jorden kan få betydelig skjærtøyning uten endring i effektivspenning eller volum. Dette fører til store deformasjoner uten endring i poretall. I fasen som leder opp til ”critical state” endres porevolumet: for porøse masser fører det til lavere porevolum og lavere effektivspenninger, mens for kompakte masser fører det til økt porevolum og økte effektivspenninger. Dette fenomenet kalles henholdsvis kontraktant og dilatant oppførsel.

Videre presenterer (Nordal 2020) at for udrenerte materialer betraktes kontraktante brudd som farligere enn dilatante brudd, ettersom effektivspenningene avtar ved kontraktante brudd, og det er effektivspenningene som gir stabilitet. Til motsetning vil effektivspenningene øke ved dilatant brudd, da partiklene må gli over hverandre og dermed skape en mer stabil tilstand. Sprengsteinsfylling er ikke et udrenert materiale, men kornene vil få en lavere potensiell energi dersom de faller mer sammen og komprimeres mer, og de må øke sin potensielle energi hvis de skal gli over hverandre. Dette medfører at porøse materialer lettere deformeres enn materialer med lav porøsitet. Dette er illustrert i figur 6.

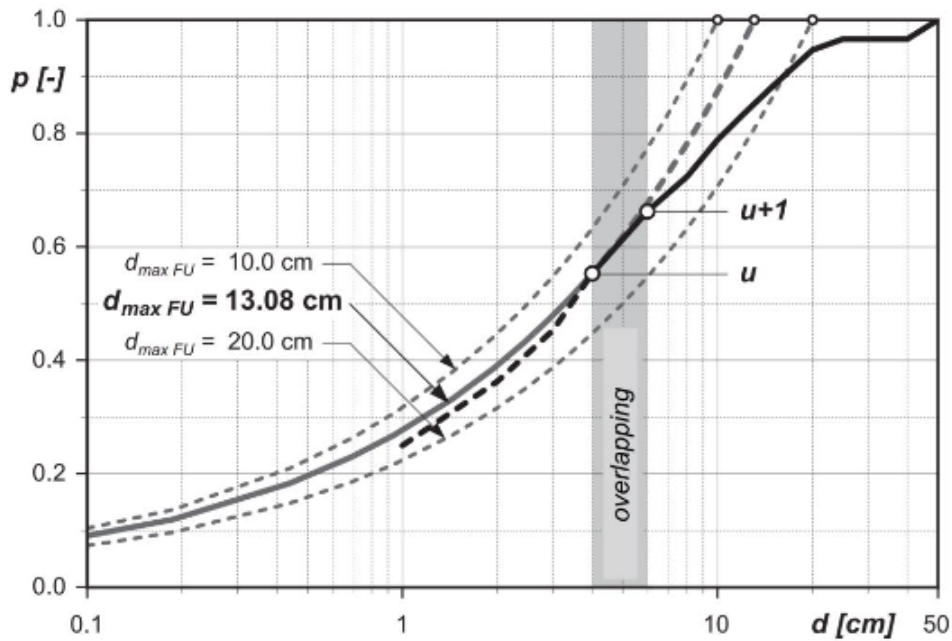


Figur 6: Illustrasjon av skjæring av løs og kompakt sand mot critical state med konstant volum, hentet fra (Nordal 2020).

### 2.2.2 Materialtype

Når man diskuterer materialtype, refererer det til kornfordeling, kornform og geologisk opprinnelse av materialet.

Kornfordelingen beskriver den maksimale kornstørrelsen, andelen av finstoff og graden av kornstørrelsesfordeling. Kornfordelingen bestemmes gjennom en sikteanalyse og representeres vanligvis ved hjelp av en kornfordelingskurve. I kornfordelingskurven er siktesatsen angitt logaritmisk på x-aksen, mens prosentandelen av kornene som har passert den aktuelle siktesatsen er angitt på y-aksen. Et eksempel på en kornfordelingskurve er Fuller-kurven, som er en kurve som er anerkjent for å gi optimal pakningstetthet og er mye brukt for tilslag i betong, (Jendeby 2016). Det bør bemerkes at denne spesifikke kornfordelingen gir flere kontaktpunkter mellom kornene, noe som resulterer i lavere kontaktspenninger og derfor er gunstig med tanke på motstand mot knusing. Figur 7 viser en slik kornfordelingskurve. Fuller-kurven er bestemt av ligning (10), der  $p_i$  representerer prosentandelen som passerer sikten med nummer  $i$ ,  $d_i$  er åpningsstørrelsen til sikten med nummer  $i$ , og  $D$  er den maksimale partikkelstørrelsen.



Figur 7: Kornkurve eksempel med Fuller-kurve med forskjellige maksimal størrelse, hentet fra (NVE 2019).

$$p_i = \left(\frac{d_i}{D}\right)^{0.5} \quad (10)$$

Bergartens egenskaper spiller også en viktig rolle for kvaliteten av fyllingen. Bergarter som er sterkt forskifret, forvitret og/eller har et høyt innhold av glimmer, bør i størst mulig grad unngås. Hvis slike bergarter likevel skal brukes, må en grundig vurdering gjøres i forhold til fyllingshøyde, fyllingskråning, krav til stabilitet, permeabilitet og setninger for å avgjøre om massene er egnede eller ikke. Bergarter som har høy styrke på enkeltkornnivå er generelt å foretrekke, eksempler på slike bergarter inkluderer Gneis, Gabbro og Granitt. Bergarter som burde unngås kan være fyllitt, glimmerskifer og andre sterkt forvitrede bergarter, (Vegdirektoratet 2014).

### 2.2.3 Dyp komprimering

Under etableringen av fyllingen i Bergen postterminal ble det gjennomført dypkomprimering som en del av prosessen. Fyllingen ble etablert i et lite vannområde der størstedelen av massene ble liggende under vannivået. Dette forhindret en konvensjonell lagvis komprimering, som vanligvis benyttes på landbaserte fyllinger. I stedet ble det benyttet dypkomprimering med fallodd, der det ble fastsatt spesifikke krav til fallenergi til loddet. Området ble delt inn i to seksjoner, der det sørlige området hadde en angitt fallenergi på 1000 kNm/slag, mens det nordlige området skulle ha en energi på 3200 kNm/slag. Dette tilsvarer en fallhøyde på henholdsvis 7 og 20 meter for det 16 tonn tunge støpejernsloppet som ble benyttet. Et rutenett med dimensjonene 4x4 meter ble brukt for hele området med 8 slag per punkt. Deretter ble det anvendt et sekundært rutenett med dimensjonene 2x2 meter og 8 ytterligere slag per punkt i den sørlige delen av området. For den nordlige

---

delen ble det gjennomført to passeringer med et rutenett på 3x3 meter og 6-8 slag per punkt, (Vegdirektoratet 2014).

I henhold til rapporten presentert i håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), ble porøsiteten av fyllingen målt til omtrent 30% før komprimeringen og ca. 20% etter komprimeringen. Resultatene viser at komprimeringsprosessen førte til en betydelig reduksjon i porøsiteten og en samlet volumreduksjon på overflaten tilsvarende 12%.

I en annen forskningsstudie (Bjerre og Stordal. 2019), ble det funnet at dyp dynamisk komprimering (DDC) kan resultere i deformasjoner på 5-15% av fyllingshøyden. Etter gjennomført DDC-prosess ble det også observert krypsetninger på 0.05-0.1% av fyllingshøyden.

## 2.3 Anleggsteknisk

Etableringen av steinfyllinger i sjø blir ofte etablert i samsvar med et annet prosjekt i området der det blir overskuddsmasser. På grunn av tilgjengeligheten når det utføres utsprenkning eller tunneldriving fører det til billige priser og en får ikke så stort utvalg i berg-kvaliteten, men bruker det som er tilgjengelig i området.

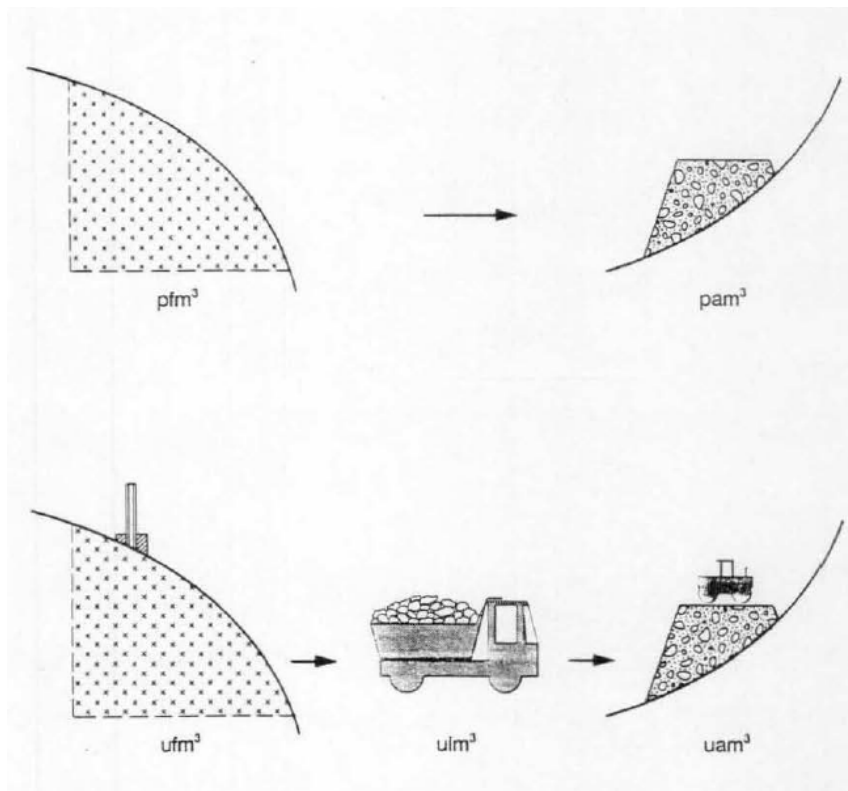
Densiteten til fyllingsmaterialet har stor variasjon i de forskjellige tilstandene, fra fast berg til ferdig utfylt masse. Fra anleggsteknikk-kompendiet (Johannessen og Bruland 2016), kommer det fram at det er snakk om 3 volumtilstander: fast tilstand, løs tilstand og anbrakt tilstand. Når det er snakk om fast tilstand, er dette tilstanden før løsgjøring fra naturlig tilstand. For sprengsteinsfyllinger der dette tilstanden før pigging eller sprengning da massene er fast berg. I fast tilstand er det snakk om faste kubikkmeter  $fm^3$ . Massene blir omtalt som løs tilstand fra de er frigjort fra sin naturlige tilstand til de blir tippet (anbrakt). Massen blir omtalt som løse kubikkmeter,  $lm^3$ , fra det tidspunktet da massen er ferdig opplastet på transportmiddel til de er dumpet, under transporten vil rystelser føre til at volumet til de løse massene endrer seg under transport. Til slutt er massene i anbrakt tilstand etter de er transportert og tipping. Eventuell bearbeiding, for eksempel kompaktering må angis i tillegg, for sjøfyllinger der det sjelden gjort dypvannskomprimering.

Under prosjektering av byggeprosjekt og utførelsen av byggeprosjektet er det ikke nødvendigvis samsvar mellom de volumene som er prosjektert og de volumene som faktisk blir håndtert ute i prosjektet. Det må da poengteres om det er snakk om prosjektert eller utført mengde. Vi får da denne oversikten i tabell 3 og figuren under 8 viser hva det tilsvarer.

Tabell 3: Måletilstand for massene, hentet fra (Johannessen og Bruland 2016).

Måletilstand	Prosjektert	Utført
<b>Fast</b>	$pfm^3$	$ufm^3$
<b>Løs</b>	-	$ulm^3$
<b>Anbrakt</b>	$pam^3$	$uam^3$





Figur 8: Volumendringer; fast, løs og anbrakt tilstand, hentet fra (Johannessen og Bruland 2016).

Ut fra disse tilstandsendringene kommer volumendriftsfaktorene. Volumendriftsfaktorene gjør det mulig å kjenne måletilstandene. Vi har da utvidelsesfaktoren gitt ved  $k_{v1} = \frac{ulm^3}{ufm^3}$ , kompakteringsfaktoren er gitt ved  $k_{v2} = \frac{uam^3}{ulm^3}$  og sammenhengen mellom utførte faste kubikkmeter og utførte anbrakte kubikkmeter er gitt ved  $k_{v3} = \frac{uam^3}{ufm^3} = k_{v1} \cdot k_{v2}$ .

I tabellen 4 under er hentet fra (Johannessen og Bruland 2016) der er det oppgitt erfaringsdata fra masseforflyttingsarbeider. Volumendringene har utgangspunktet i  $1m^3$  i fast tilstand.

Tabell 4: Volumendriftsfaktor for ulike masser, hentet fra (Johannessen og Bruland 2016).

Massetype	$ufm^3$	$ulm^3$	$uam^3$
<b>Fjell</b>	1.0	1.55-1.65	1.35-1.5*
<b>Morene</b>	1.0	1.3-1.4	1.0-1.1
<b>Grus</b>	1.0	1.1-1.2	1.0
<b>Leire</b>	1.0	1.3-1.4	1.0-1.2

\*For steinfyllinger i sjø har denne vist seg å være 1.50-1.55 (Vegdirektoratet 2014).

Valg av relevante faktorer avhenger av egenskapene til massene, metoden som brukes og utstyret som benyttes under masseforflyttingen. Velgraderte masser vil generelt oppleve større volumendringer enn ensgraderte masser. I tilfeller der steinfyllinger etableres i forbindelse med tunnelutgraving eller dagbrudd, er det mest aktuelt å vurdere verdier for fjell i den øverste raden. Disse faktorene er veiledende og kan variere betydelig, avhengig

---

av anleggstypen, lokale forhold, faglig ekspertise og mer. Det er vanlig at masser som kommer fra tunnelutgraving inneholder betydelige mengder subbus, som må sorteres ut før materialene kan brukes i en fylling under vann.

Ved utfylling i sjø eller vann er det viktig å være oppmerksom på at det er betydelig avvik mellom  $uam^3$  og de teoretisk beregnede profilene i  $pam^3$ . Disse avvikene kan være så høye som 20% på grunn av flere faktorer. Dette inkluderer unøyaktigheter under utfyllingsprosessen, kraftige strømmer, forskyvning av løsmasser og setninger i fyllingen, (Vegdirektoratet 2014).

## 2.4 Dynamisk effekt

Det finnes ulike metoder for å etablere en steinfylling i sjøen. Den mest vanlige metoden innebærer å legge massene ut fra en tipp enten over vannstanden eller 1 meter under planum, i samsvar med retningslinjene gitt av håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014). Dette kan gjøres ved å skyve massene ut over tippområdet ved hjelp av doser eller ved å plassere dem med en gravemaskin. Hvis dette ikke er mulig, kan massene bli lagt ut fra en lekter. Disse ulike metodene for etablering av steinfyllinger i sjøen er beskrevet i detalj i håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014).

Imidlertid blir ikke alltid disse etableringsmetodene fulgt i praksis. Det er og har vært tilfeller der massene blir dumpet direkte i sjøen fra lastebiler, som illustrert i figur 22. Denne metoden er raskere og innebærer færre prosesser, noe som gjør den mer attraktiv for entreprenører. Det er imidlertid viktig å merke seg at en direkte dumping av massene i sjøen fører til en fylling med høyere porøsitet, som vist i figur 23. Dette kan ha negative konsekvenser for fyllingens egenskaper.

Metoden med direkte dumping av masser i sjøen fra lastebilen kan medføre dynamiske effekter i form av rystelser når massen treffer bakken fra lasteplanet. Det plutselige sammenstøtet mellom massene og underlaget ved landing genererer vibrasjoner som sprer seg gjennom massen og vannet. Disse vibrasjonene forplanter seg som bølger og bølgeenergi, og kan påvirke fyllingen ved å føre til en vis grad av komprimering.

Vibrasjoner fra anleggsvirksomhet kan skyldes ulike årsaker, som beskrevet i håndbok V220, (Vegdirektoratet 2022). Disse årsakene inkluderer sprenging, peling og spunting, komprimering og pigging. Disse aktivitetene kan generere betydelige vibrasjoner som kan påvirke omgivelsene.

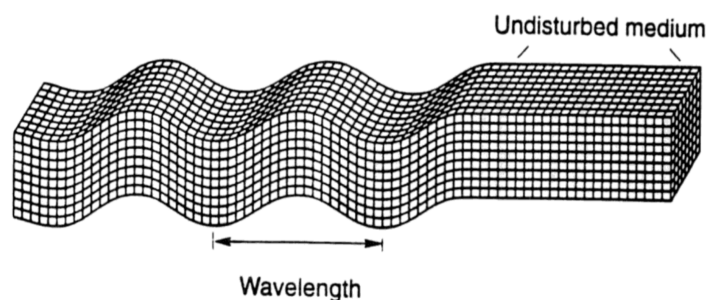
Videre kan vibrasjoner også oppstå som følge av vegtrafikk. Flere faktorer knyttet til vegbanens egenskaper og kjøretøyene som brukes, kan bidra til vibrasjoner. Disse faktorene inkluderer vegbanens jevnhet, størrelsen på kjøretøyene, kjøretøyets hastighet, samt vegoverbygning og vegunderbygning, (Vegdirektoratet 2022).

Imidlertid påpeker håndbok V220 (Vegdirektoratet 2022), at vibrasjonene fra vegtrafikk vanligvis er av mindre størrelsesorden sammenlignet med vibrasjonene generert av anleggsvirksomhet. Dette betyr at selv om vegtrafikk kan forårsake vibrasjoner, er det vanligvis ikke like omfattende eller intense som vibrasjonene som oppstår som følge av anleggsvirksomhet.

---

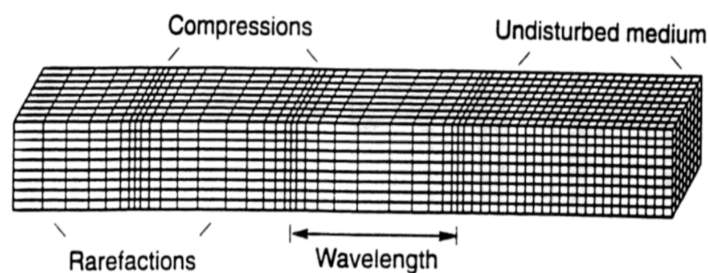
### 2.4.1 Bølger

**S-bølger** er også referert til som sekundærbølger, skjærbølger eller tverrgående bølger, er en type mekaniske bølger som forplanter seg gjennom et medium ved å indusere skjærtøyning i materialet. Som deres navn antyder, sprer disse bølgene seg normalt, eller vinkelrett, på retningen de beveger seg, ved hjelp av skjærdeformasjoner. I S-bølgen beveger hver partikkel seg normalt i forhold til retningen for bølgens utbredelse. Siden S-bølgen er avhengig av overføring av skjærkrefter, krever dens utbredelse et medium som er i stand til å overføre skjærkrefter. Som et resultat kan S-bølger ikke forplante seg gjennom fluider som vann, da fluider mangler evnen til å overføre skjærkrefter, (Kramer 1996).



Figur 9: Deformasjonsmøster for en S-bølge, hentet fra (Woods 1997).

**P-bølger** er også kjent som primærbølger, kompresjonsbølger eller lengdebølger, er mekaniske bølger som forplanter seg ved å forårsake strekking og komprimering av materialet i retning av bølgens utbredelse. P-bølger differensierer seg fra S-bølger ved at de ikke er avhengige av skjærtøyning for å utbre seg, og derfor kan de også forplante seg gjennom fluider, (Kramer 1996).

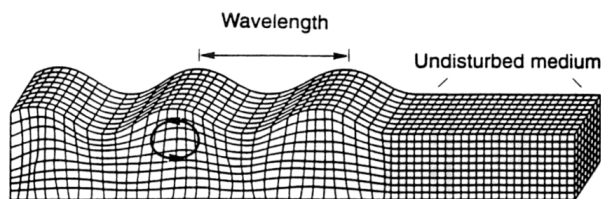


Figur 10: Deformasjonsmøster for en P-bølge, hentet fra (Woods 1997).

**Love-bølger** er en type sekundær-bølge som oppstår som et resultat av interaksjonen mellom den horisontale komponenten til S-bølger i to elastiske lag med ulik stivhet. Disse bølgene har ikke noen vertikalkomponent, (Kramer 1996).

**Rayleigh-bølger** er en type sekundær-bølge som oppstår i overflaten ved interaksjon mellom P-bølger og den vertikale komponenten fra S-bølger. Disse bølgene avtar raskt

med dybden og består av horisontal og vertikal forskyvning som fører til at partiklene har en elliptisk forskyvning, (Kramer 1996). Av sekundærbølgene er der Rayleigh-bølgene som bærer hoveddelen av energien og det er denne som skaper størst problemer for bygninger og andre konstruksjoner på terreng. (Vegdirektoratet 2022).



Figur 11: Deformasjonsmøster for en Rayleigh-bølge, hentet fra (Woods 1997).

## 2.4.2 Vibrasjoner

Når en bølge forplanter seg i et materiale, kommer det deformasjonsendinger også kalt vibrasjoner. Disse vibrasjonene kan registreres som en dynamisk forskyvning, svingehastighet eller akselerasjon. Ligningene under, (11) - (13), viser sammenhengen mellom forskyvning,  $\delta$ , svingehastighet,  $v$ , og akselerasjon,  $a$  i ett punkt, (Vegdirektoratet 2022).

$$\delta = A_0 \cdot \sin(2\pi ft) \quad (11)$$

$$v = A_0 2\pi f \cdot \cos(2\pi ft) \quad (12)$$

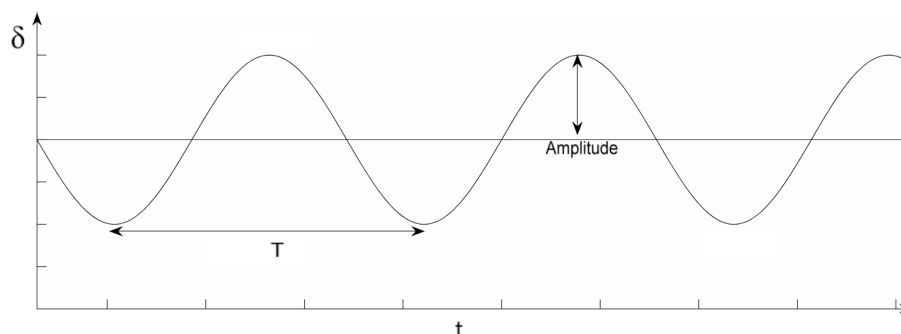
$$a = -A_0 \cdot 4\pi^2 f^2 \cdot \sin(2\pi ft) \quad (13)$$

Hvor:

$A_0$  = Maksimal forskyvningsamplitude

$f$  = frekvens ( $f = \frac{1}{T}$ )

$t$  = tid



Figur 12: Harmonisk svingende bølge.

Maksimalgrensen for vibrasjoner er ofte bestemt med hensyn til den maksimale svingningshastigheten. Dette skyldes at skader på bygninger har vist seg å være i stor grad proporsjonale med svingningshastigheten. Et eksempel på et slikt krav er grenseverdien

som er fastsatt for å sikre trygghet mot utløsning av kvikkleireskred. Denne frekvensveide grenseverdien, gjelder for det spesifikke målepunktet og i den retningen hvor verdien er størst. For å sikre mot lokale sammenbrudd er denne grenseverdien satt til  $v_s = 45\text{mm/s}$ , som et konservativt estimat, (Vegdirektoratet 2022).

Ut fra et rent geometrisk perspektiv vil intensiteten av vibrasjonene avta betydelig med økende avstand fra kilden. Dette skyldes at energien må fordeles over en større overflate etter hvert som avstanden øker. For Rayleigh-bølger vil denne reduksjonen være proporsjonal med kvadratroten av avstanden  $r$  fra kilden. I tillegg vil det også være energitap på grunn av ulike mekanismer i jorden, som kan samlet refereres til som indre friksjon i materialet. Basert på dette viser håndbok V220 (Vegdirektoratet 2022) en empirisk formel, (14), som beskriver amplitudehøyden  $A_r$  for Rayleigh-bølger.

$$A_r = A_0 \cdot \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\frac{2\pi \cdot f \cdot D}{C_R} \cdot (r-r_0)} \quad (14)$$

Her er  $A_0$  og  $A$  er amplituder,  $r_0$  og  $r$  er avstander fra kilden. Som over er  $f$  frekvensen og  $C_R$  er utbredelsfarten for Rayleigh-bølgene og  $D$  er en energitap- eller dempningskoeffisient, (Vegdirektoratet 2022). Dette er en teoretisk formel og Håndboken anbefaler å utføre målinger i prosjekter der vibrasjoner kan ha stor betydning.

For friksjonsjordarter finnes det en veldefinert nedre grense, hvor det ikke forekommer setning eller poretrykkoppbygging dersom tøyningene holder seg under grensen. “Både forsøk, og teoretiske betraktninger viser at denne terskeltøyningen er omtrent  $\gamma_{th} = 10^{-4}$ .” (Vegdirektoratet 2022). Setter en dette og ligningen for skjærspenning fra en syklisk last (15) sammen med ligningen for terskelhastighet i ligning (16). Kommer det frem at toppverdien for svingehastighet som ikke fører til irreversible endringer i jordens kornskjellet kan bli uttrykt fra ligning (17), (Vegdirektoratet 2022).

$$\tau_{cy} = -\rho \cdot C_s \cdot v \quad (15)$$

$$\gamma_{cy} = \frac{\tau_{cy}}{G} = \frac{\rho \cdot C_s \cdot v}{\rho \cdot C_s^2} = \frac{v}{C_s} \quad (16)$$

$$v_{th} = C_s \cdot 10^{-4} \quad (17)$$

I håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014), presenteres en ligning (18) som gir en metode for å estimere svingehastigheten,  $v$ , ved en radiellavstand  $r$  fra kilden. Denne ligningen har som formålet å estimere vibrasjonene som oppstår som følge av dypkomprimering. Formelen tar i bruk massen til fallodden, angitt i tonn,  $G_f$ , sammen med fallhøyden  $H$  i meter, samt den radielle avstanden  $r$ , for å beregne svingehastigheten  $v$  i enheten  $[cm/s]$ .

$$v = 7 \left( \frac{\sqrt{G_f \cdot H}}{r} \right)^{1,4} \quad [cm/s] \quad (18)$$

Attewell og Farmer (Attewell og Farmer 1973) presenterte også en ligning (19) for å estimere effekten av vibrasjoner forårsaket av peledriving. I ligningen representerer  $v$  top-

phastigheten til partiklene i mm/s,  $E_0$  representerer energien per slag eller syklus i J (Joule eller  $N \cdot m$ ),  $r$  er den radielle avstanden i meter mellom kilden og det aktuelle punktet, og  $k$  er en empirisk bestemt konstant. I deres studie satte Attewell et konservativt estimat for  $k$  til 1,5 for å tilnærme anslaget fra peledriving.

$$v = k \frac{\sqrt{E_0}}{r} \quad [mm/s] \quad (19)$$

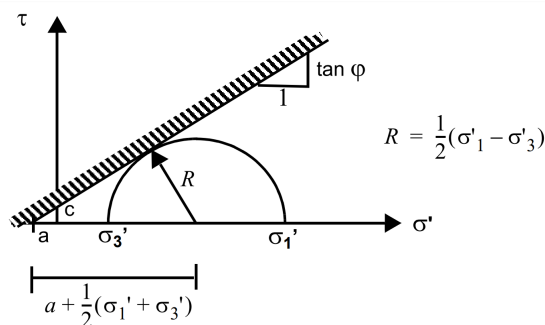
## 2.5 Mohr Coulomb

Mohr Coulomb kriteriet anses som det mest betydningsfulle kriteriet for å vurdere styrken til jordmasser (Nordal 2020). Dette kriteriet danner grunnlaget for mange jordmekaniske modeller og blir ofte omtalt bare som Coulomb-kriteriet.

Kriteriet ble opprinnelig presentert av Coulomb (Coulomb 1773) og er matematisk uttrykt gjennom ligning (20). I figur 13 illustreres Coulomb-kriteriet, der materialet blir ansett å nå bruddpunktet når halvsirkelen krysser bruddlinjen definert ved  $\tan\varphi$ . Dette kriteriet utgjør et sentralt verktøy for analyse og forståelse av jordstyrke og bruddegenskaper.

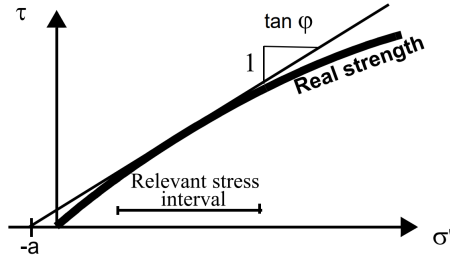
$$\tau_f = c + \sigma' \tan\varphi = (\sigma' + a) \tan\varphi \quad (20)$$

- $\tan\varphi$  = friksjons-koeffisient
- $a$  = attraksjon
- $c$  = kohesjon ( $c = a \cdot \tan\varphi$ )



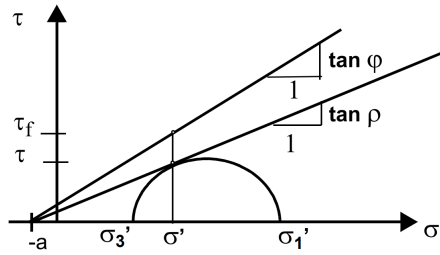
Figur 13: Coulomb kriteriet, hentet fra (Nordal 2020).

Parameterne  $a$  (eller alternativt  $c$ ) og  $\tan\varphi$  kan betraktes som tilpasningsparametere for kurven, da den faktiske styrken til jorden vil avvike noe fra kriteriet slik som det er illustrert i figur 14. Derfor blir parameterne  $a$  og  $\varphi$  brukt for å tilpasse kriteriet og justere det for å reflektere styrken i det relevante styrkeintervallet i den aktuelle problemstillingen.



Figur 14: Reel styrke tilnærmet ved en rett linje fra Mohr Coulomb kriteriet, hentet fra (Nordal 2020).

Basert på Mohr-Coulomb-kriteriet er det videre definert et redusert styrkekriterium som tar høyde for mobilisert friksjonsvinkel,  $\rho$ , i stedet for den opprinnelige friksjonsvinkelen,  $\varphi$ . Dette reduserte styrkekriteriet tillater en beskrivelse av den aktuelle spennings situasjonen ved hjelp av en mobiliseringsgrad,  $f$ . Mobiliseringsgraden er definert i henhold til ligning (21). Det er verdt å merke seg at den ultimate styrken svarer til  $f = 1$ , når  $\varphi = \rho$ . Ved å fastsette en forhåndsbestemt maksimal tillatt mobiliseringsgrad kan denne graden fungere som en sikkerhetsfaktor, da den angir hvor nær den ultimate styrken materialet blir mobilisert. Hvordan denne mobiliseringsgraden er i forhold til bruddkriteriet til Mohr Coulomb er vist i figur 15.



Figur 15: Mobilisert styrke  $\tan\rho$ , hentet fra (Nordal 2020).

$$f = \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{(\sigma' + a)\tan\rho}{(\sigma' + a)\tan\varphi} = \frac{\tan\rho}{\tan\varphi} \quad (21)$$

Plastiske skjærtøyninger øker med økende mobiliseringsgrad og etter hver som den nærmer seg Coulomb-bruddkriteriet. Derfor blir den mobiliserte friksjonsvinkelen,  $\tan\rho$ , betraktet som en betydningsfull parameter i klassiske beregninger av bruddgrensetilstand og i jordmodellering for numeriske analyser (Nordal 2020).

## 2.6 Hardening Soil

Modellen som er brukt er Hardening Soil (HS) modellen i PLAXIS. Denne modellen er foretrukket over Mohr Coulomb-modellen dersom deformasjoner i jorden er en viktig del av analysen, (Nordal 2020). Det er viktig å merke seg at Mohr Coulomb-modellen i PLAXIS ikke er det samme som styrkekriteriet som er beskrevet tidligere. Hardening Soil modellen kombinerer spenningsavhengig stivhet med skjærherding ved hjelp av Coulomb kriteriet og volumetrisk herding relatert til prekonsoidering. Parameterene som krevers for å kunne bruke HS i PLAXIS 2D er gitt i tabellen 5.

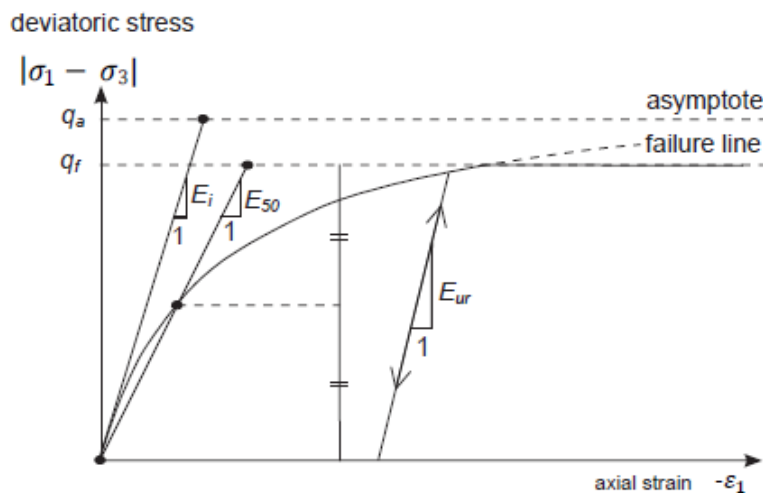
Det som gjør at Hardening Soil er en mer presis måte å beskrive jorden sin respons på, er ved definisjonen av de tre uavhengige stivhetsparameterene; triaksstivhet for primær pålastning,  $E_{50}^{ref}$  (22), ødometerstivheten,  $E_{oed}^{ref}$  (23) og triaksstivhet for pålastning/avlastning,  $E_{ur}^{ref}$  (24).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (22)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma_1 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (23)$$

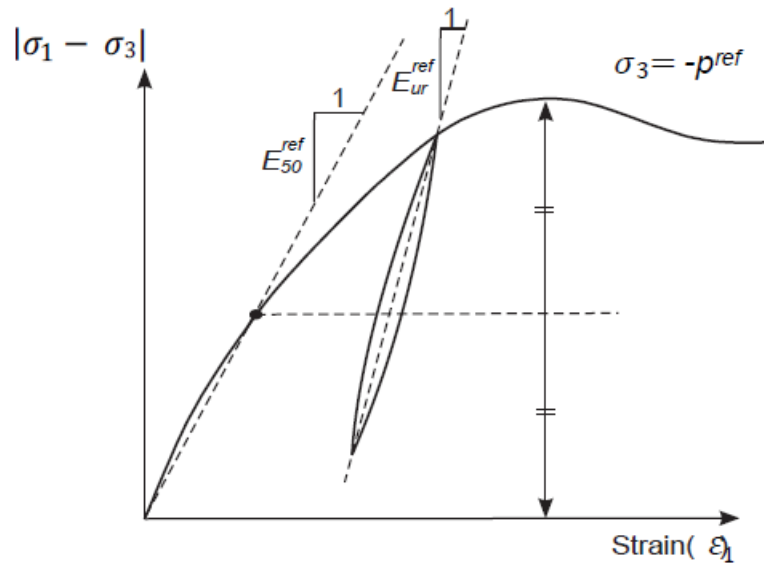
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + a}{p_{ref} + a} \right)^m \quad (24)$$

Hvor indeksen  $m$  er normalt satt lik 1 for leire og 0,5 for sand,  $p_{ref}$  er lik referanse spenningen for forsøket (standard lik 100 kPa) og  $a$  er attraksjonen.  $E_{50}$  og  $E_{ur}$  er en funksjon av  $\sigma_3$ , mens  $E_{oed}$  er avhengig av  $\sigma_1$ , som kan sees av ligningene over. Figurene 16, 17 og 18 viser hvordan disse tre stivhetsparameterene kan bestemmes ut fra drenert triaksforsøk og ødometerforsøk. Ligningene (22), (23) og (24) viser sammenhengen mellom de ulike stivhetene og en gitt spenningstilstand, samt relasjonen til en referansespenning, normalt sett til 100 kPa.

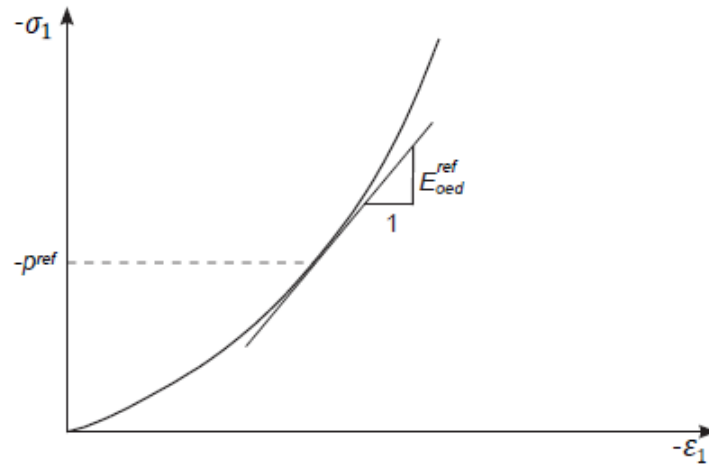


Figur 16: Spenning-tøynings kurven for et drenert triaksforsøk, hentet fra (Plaxis 2022).





Figur 17: Definisjon av  $E_{50}^{ref}$  og  $E_{ur}^{ref}$  for et drenert triaksforsøk, hentet fra (Plaxis 2022).



Figur 18: Definisjon av  $E_{oed}^{ref}$  for et ødometerforsøk, hentet fra (Plaxis 2022).

Tabell 5: Nødvendige parametere for bruk av Hardening Soil, (Plaxis 2022).

Parameter	Beskrivelse
$c$	Kohesjon
$\varphi$	Friksjonsvinkel
$\psi$	Dilatansvinkel
$E_{50}^{ref}$	Sekantstivhet for et drenert triaksforsøk
$E_{oed}^{ref}$	Tangentstivhet for et ødometerforsøk
$E_{ur}^{ref}$	Avlastning-/pålastningsstivhet
$m$	Spenningssekspont
$\nu_{ur}$	Poisson-tallet for avlastning/pålastning (standard: $\nu_{ur} = 0,2$ )
$p_{ref}$	Referansespenning for stivhet (standard: $p_{ref} = 100$ kPa)
$K_0^{nc}$	Hviletrykkskoeffisient (standard: $K_0^{nc} = 1 - \sin\varphi$ )

---

### 3 Bakgrunn

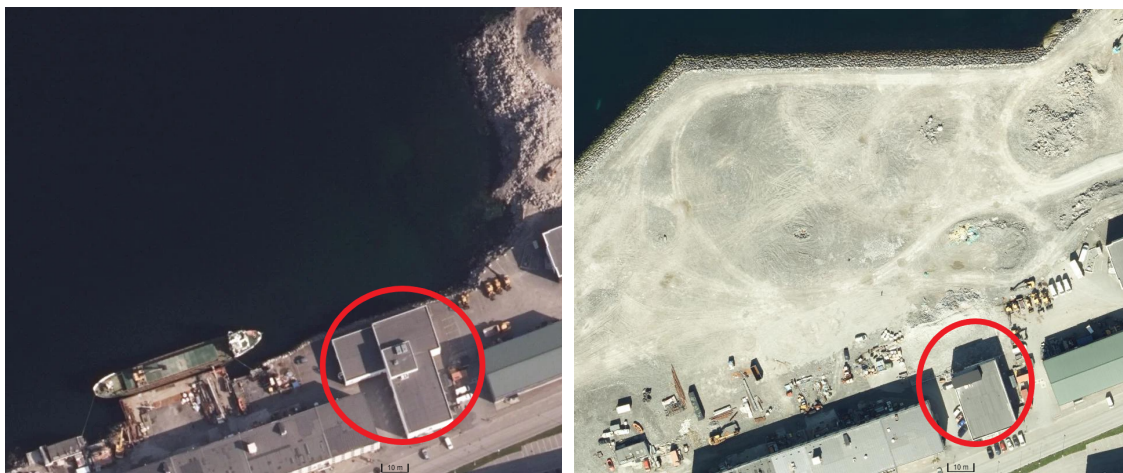
Dette kapittelet presenterer to prosjekter der det har oppstått setninger på steinfylling i sjø i direkte tilknytning til anleggsarbeidet for utvidelse av fyllingen. Disse prosjektene er kjent gjennom veilederne Arnstein Watn og Vidar Gjelsvik, og har vært med å danne grunnlaget til oppgaven.

De to prosjektene omhandler en fylling på Langstranda i Bodø og en fylling på Gismerøya ved Grimstad i nærheten av Mandal i Lindesnes kommune. En fellesnevner for begge prosjektene er at det befant seg bygninger langt ute på den eksisterende fyllingen, og disse bygningene fikk setningsskader når utfyllings- og anleggsarbeidet var igangsatt.

#### 3.1 Bodø - Langstranda

Langstranda befinner seg vest for Bodø, nord for den nåværende flyplassen. Det ble planlagt og utført en utvidelse av en eksisterende fylling på initiativ fra Nordland Betong AS med flere, der det var aktuelt med flere kaier i tilknytning til utvidelsen av fyllingen, (Multiconsult 2014a).

I henhold til (Multiconsult 2017) ble det utført utfyllingsarbeid ved Langstranda 5B i Bodø i tidsperioden mellom april 2015 og januar 2017. Under utførelsen av fyllingsarbeidet oppstod det deformasjoner på et bygg ca. 2,5 meter fra fyllingsfronten. Etter fullføringen av arbeidet i 2017 ble det observert betydelige deformasjoner, der størrelsesordenen er illustrert i figur 21. Figurene 19a og 20 viser tydelig at bygget ligger svært nær fyllingsfronten, som hadde en svært bratt stigning på nesten 1:1.



(a) Langstranda 2015

(b) Langstranda 2018

Figur 19: Flyfoto av Langstranda 5B, hentet fra (kart.finn.no 2023).

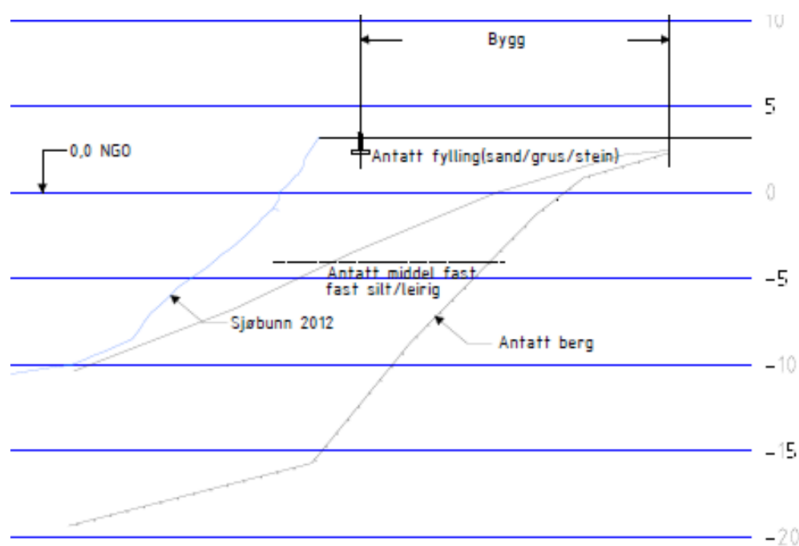
Fyllingsarbeidet ble påbegynt i april 2015 med utfylling av avgrensingssjete og oppfylling av denne frem til 3. oktober 2016. Deretter ble det etablert adkomstveger til avgrensingssjete frem til 10. oktober 2016, etter dette ble området mellom avgrensingssjete og fyllingen fylt opp.

Det var først den 7. november 2016, fem uker etter at oppfyllingsarbeidet innenfor moloen hadde startet, at setningsskadene ble oppdaget. Etter at skadene ble oppdaget, ble det installert setningsbolter for å kunne overvåke deformasjonsutviklingen. Ytterveggen som vendte mot den nye fyllingen viste en total vertikal deformasjon på omtrent 10 cm og en horisontal deformasjon på omtrent 7 cm, (Watn 2021).

### 3.1.1 Grunnforhold

Bygget stod på den gamle fyllingen som trolig var etablert i flere utleggingsfaser, (Watn 2021). Fronten hadde en svært bratt helning som gjennomsnittlig var på 1:1 og en tilnærmet helning på 2:1 i øvre del hvor steinen var stablet, (Watn 2021), noe som er brattere enn 1:1,25 som er det håndboken V221, (Vegdirektoratet 2014), anbefaller som bratteste stabile stigning over vann og 1:1.3 under vann. Dette medfører at mobiliseringsgraden var høy samtidig som at eventuelle deformasjoner i steinfyllingen kunne føre til setningsskader på bygget som oppå. Foten av den gamle fyllingen lå på kote ca. -10, noe som gjorde den gamle fyllingen 12 til 13 meter høy, som det kommer frem av notatet til Multiconsult, (Multiconsult 2017).

Fra rapportene til Multiconsult, (Multiconsult 2014a) & (Multiconsult 2014b) kommer det frem at fra sjøbunnen er det generelt to lag. Ett lag med bløte masser utover sjøen har en mektighet på 3-6 meter og avtar til mindre enn 2 meter inn mot land og er stedvis kvikk. Under dette bløte laget er det et fastere lag som ved få untak er over 10 meter tykt. Under fyllingsfoten til den gamle fyllingen "...løsmassene under fyllingen består av fast til middels fast leire/silt med tykkelse over 10m under fyllingsfronten av fyllingen" (Watn 2021). Dette kommer også frem i NGI sin modell som er vist i figur 24.



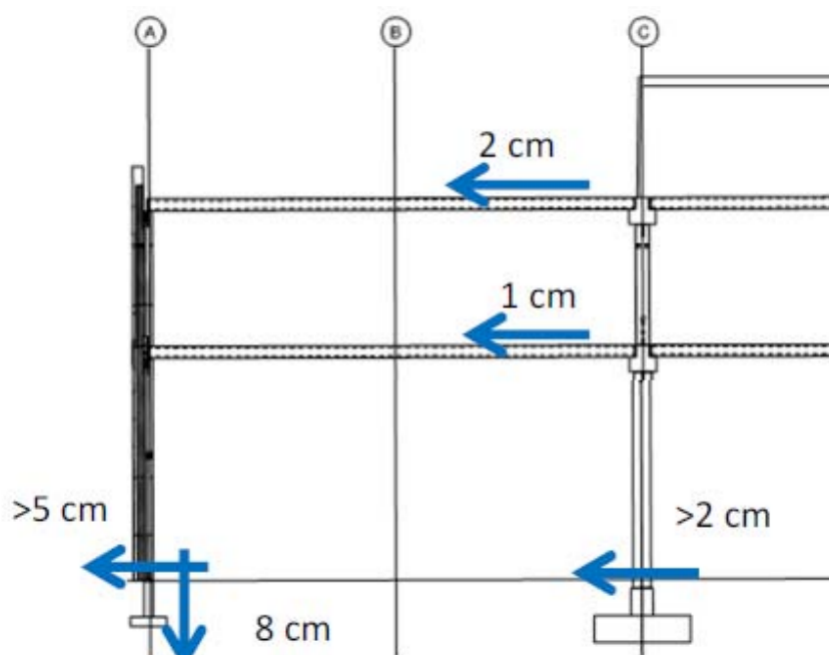
Figur 20: Prinsippskisse opprinnelig fylling med bygg, løsmasser og berg, hentet fra Multiconsult 2017.

### 3.1.2 Fyllingsarbeid

Som presentert tidligere startet fyllingsarbeidet med å lage en omslutningsmolo med oppstart april 2015. Dette ble gjort ved å først mudre bort massene og deponere mudringsmassene på innsiden av moloen. Arbeidet med å mudre og føre opp moloen ble utført i tiden april til september 2015.

“Fra 12. oktober 2016 startet arbeidet med fylling fra land utenfor Langstranda 5b, der første trinn var en molo langs en undersjøisk rygg med relativt faste masser ca. 20 meter vest for bygget. Oppfyllingen til ca. kote 2 utenfor Langstranda 5b var avsluttet før mødio november. Deretter var det opphold i fyllingsarbeidene inntil restoppfylling til ca. kote 3 ble gjennomført den 10. januar”, (Multiconsult 2017).

1. februar 2017 var deformasjonen slik som vist i figur 21. Slik som det står i notatet til Watn, (Watn 2021) “Det må også bemerkes at det ble igangsatt tiltak for å redusere skadeutviklingen på bygget ved at ytre del av bygget (som fikk deformasjoner) ble forankret inn i den bakre delen av bygget. Dette har med stor sannsynlighet påvirket deformasjonsutviklingen for bygget fordi dette vil ”holde igjen” bygget spesielt de horisontale deformasjonene. Setningsforløp for fyllingen og bygget vil dermed ikke nødvendigvis følge hverandre hverken mht. størrelse eller tidsforløp.” Figur 21 er derfor ikke helt representativ for deformasjonene i fyllingen har utartet seg, men fortsatt viser de størrelsesordenen og en minste verdi.



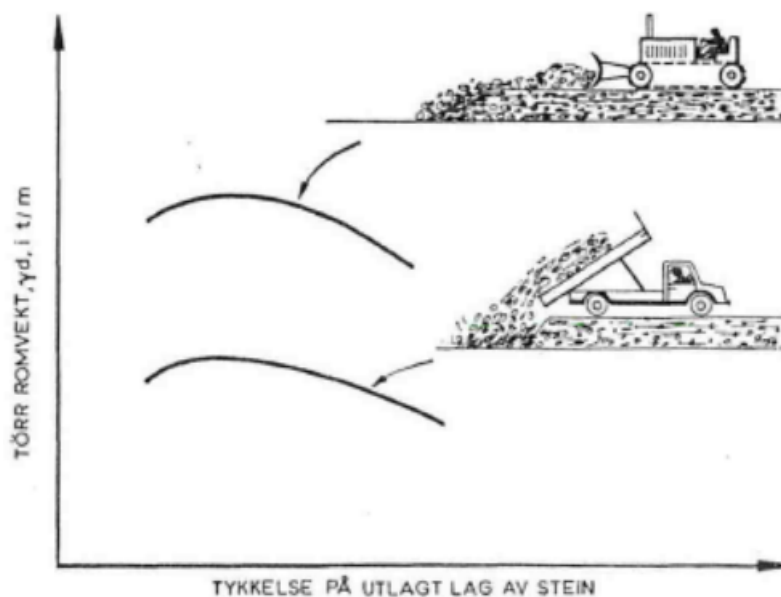
Figur 21: Målinger av antatte totale deformasjoner på Langstranda 5B, hentet fra (Multiconsult 2017).

Som det kommer frem av figur 22, så ble ikke fyllingsarbeidet utført i henhold til anbefalingene til håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014). Bildene viser en blokk på over  $10m^3$  som blir dumpet direkte ut i sjøen. Dette er da større blokker enn det som er anbefalingen og de er dumpet rett i sjøen og ikke lagt ut med gravemaskin eller doser, noe som hadde

gitt en lavere porøsitet i fyllingen, ifølge figur 23.



Figur 22: Bildene viser at på minst en anledning har det blitt dumpet en blokk på  $10\text{m}^3$ , hentet fra (Multiconsult 2017).



Figur 23: Illustrasjon av effekten av å legge ut med gravemaskin vs dumpe fra lastebil, hentet fra (Bjerrum mfl. 1968).

### 3.1.3 NGI modell

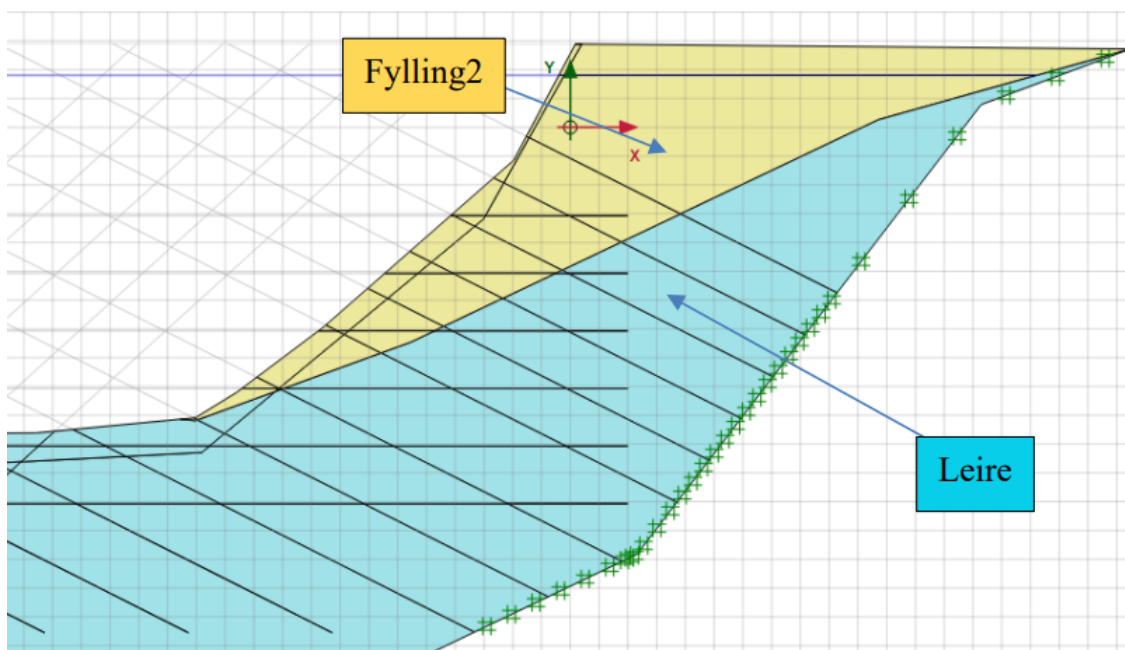
NGI har presentert 2 beregningsmodeller, en i TN1 (NGI 2021) og en revidert i TN2 (NGI 2022) som tar hensyn til informasjonen om mudringsmassene som kom frem i etterkant av at TN1 var utarbeidet.

Modellen til NGI tar for seg forskjellige utleggingsmetoder og hvordan disse påvirker deformasjonene kommer frem i tabell 6, (NGI 2021).

De forskjellige metodene er:

- M1 Fylling mot sjø
  - M1a På tipp
  - M1b Flovis
- M2 Fylling flovis fra sjø (mot stigende terreng/sjøbunn)
- M3 Fylling på tipp fra sjø
- M4 kombinasjon, M2 opp til kote -3 før M1a

De forskjellige utleggingsmetodene er modellert ved å aktivere forskjellige jordsegmenter i modellen vist i figur 24.



Figur 24: NGI sin modell av Langstranda, hentet fra (NGI 2021).

Tabell 6: Resultater fra NGI sin modell Langstranda, hentet fra (NGI 2021).

	M1a	M1b	M2	M3	M4
Vertikal setning [mm]	-107	-3.5	4	8.4	-10
Horisontal forskyvning [mm]	-96	-9.4	-2.2	4.6	-13

---

## 3.2 Sjøhuset Gismerøya

Våren 2019 ble det utført fyllingsarbeid i Gismerøyveien 207, Sjøhuset Gismerøya, like utenfor Mandal i Mandal kommune. Slik som ved saken i Bodø så eksisterte det også her en tidligere etablert fylling med en bygning på toppen. Arbeidet som ble gjort for å utvide fyllingen førte til deformasjoner på den eksisterende bygningen og saken gikk til retten. Den gamle fyllingen ble etablert i 2001 og bygget som det er snakk om vart oppført i 2008, (COWI 2019).

“Den 26. mars 2019 kom det brev fra eier av Sjøhuset om at prosjektet hadde gitt setninger på bygget” (COWI 2019). Figur 25, viser resultatet av fyllingsarbeidet som ble utført i 2019. I rapporten er det også opplyst om at etter meldingen som setningsskadene ble det utført lodding av bunn og prosjekt, sett opp vibrasjonsmålere og utført daglige målinger av setninger. Bygget hadde den 27.03.2019 fått vertikale deformasjoner i størrelsesordenen 7,4 cm, (NGI 2019).



(a) Gismerøya 2014

(b) Gismerøya 2021

Figur 25: Flyfoto av Sjøhuset Gismerøya, hentet fra (kart.finn.no 2023).

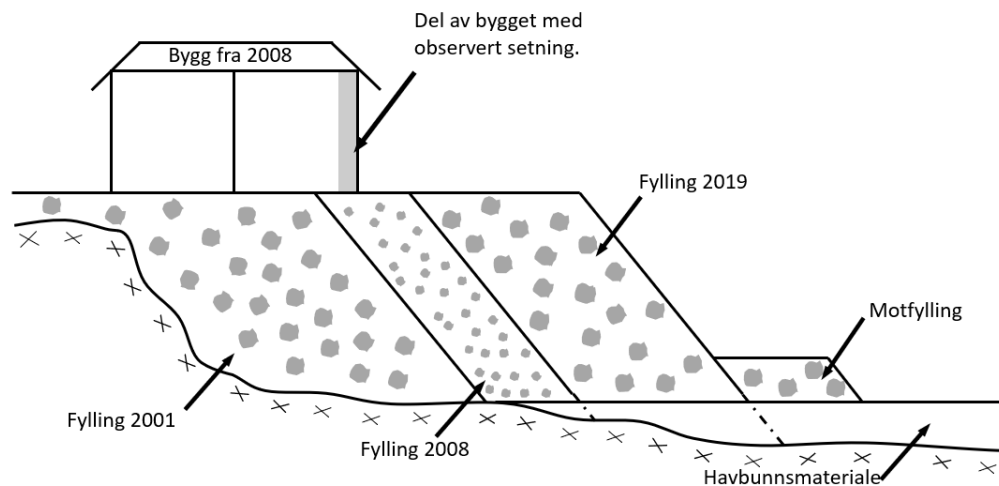
### 3.2.1 Grunnforhold

Som det står fremlagt i rapporten, (COWI 2019), så stod en liten del av bygget på en fylling som ble etablert 3 måneder før oppføring av bygget, resten av bygget stod på fyllingen som ble etablert i 2000/2001. Se figur 26. NGI antar at fyllingen som ble etablert i 2008 i forkant av byggingen mest sannsynlig er sprengsteinsfylling, (NGI 2019). COWI sier seg uenig og vurderer at det ikke foreligger noen geotekniske undersøkelser og fyllingen sin natur er derfor ukjent, (COWI 2019).

Det har blitt utført grunnundersøkelser inne i bukta og løsmassene er beskrevet som skjell

---

med sand eller skjellsand med mindre lag med leire i enkelte punkter, (NGI 2019).



Figur 26: Skisse av situasjonen på Gismerøya

### 3.2.2 Fyllingsarbeid

Frem til medlingen om at det hadde oppstått setningsskader på bygningen ble noe av fyllingsarbeidet utført med tipp og noe med lekter. Arbeidet som er utført fra tipp er utført fra sør mot nord i følge, (COWI 2019).

Etter det ble gjort oppmerksom på at det hadde oppstått setninger på bygningen ble det resterende av fyllingsarbeidet utført med lekter. Det resterende fyllingsarbeidet ble utført ved å bygge opp fra sjøsiden og inn mot land. Noe som skulle ha en mer stabiliserende effekt, (COWI 2019).



---

## 4 Metode

I dette kapittelet presenteres metoden og modellene som er benyttet for beregning av deformasjoner og rystelser.

Fyllingen som blir modellert er en idealisert representasjon av fyllingen i Bodø, med fokus kun på steinfyllingen, det er derfor valgt å bruke faste grensebetingelser. Formålet med å lage beregningsmodellen er å undersøke effekten av ulike metoder for masseutlegging, variasjoner i aktivering av jordelementer og endringer i helning har på den eksisterende fyllingen. Tre ulike scenarioer er vurdert i analysen, der disse er å rause ut massene fra den gamle fyllingen, rause ut massene fra sjøsiden for eksempel fra en omslutningsmolo og å legge ut massene fra en lekter.

For å modellere utlegging av steinfyllingen er elementprogrammet PLAXIS 2D valgt. Dette programmet er anerkjent som et av de mest brukte i bransjen. Sammen med Hardening Soil modellen skal modellen kunne tilstrekkelig beskrive fyllingens mekaniske oppførsel.

Totalt er det laget 12 PLAXIS-modeller med variasjoner i utleggingsmetode og helning av både ny og gammel fyllmasse. Disse modellene er gitt navn basert på en kombinasjon av bokstaver som beskrives i tabell 7, avhengig av hvilke egenskaper og forhold modellen representerer. Det er benyttet "update mech" i alle modellene for å forhindre eventuelle forskjeller som kunne oppstå på grunn av dette.

Tabell 7: Tegn forklaring for modellene.

Tegn	Forklaring
R	Massene <b>R</b> auset ut
L	Massene er lagt ut med <b>L</b> ekter
F	Massene er lagt ut fra den <b>g</b> amle fyllingen (land side)
M	Massene er lagt ut fra en <b>o</b> mslutningsmolo (sjø side)
1	De <b>g</b> amle massene har en helning som er <b>1:1,3</b>
2	De <b>g</b> amle massene har en helning som er <b>1:1</b>
A	De <b>n</b> ye massene har en helning som er <b>1:1,3</b>
B	De <b>n</b> ye massene har en helning som er <b>1:1</b>

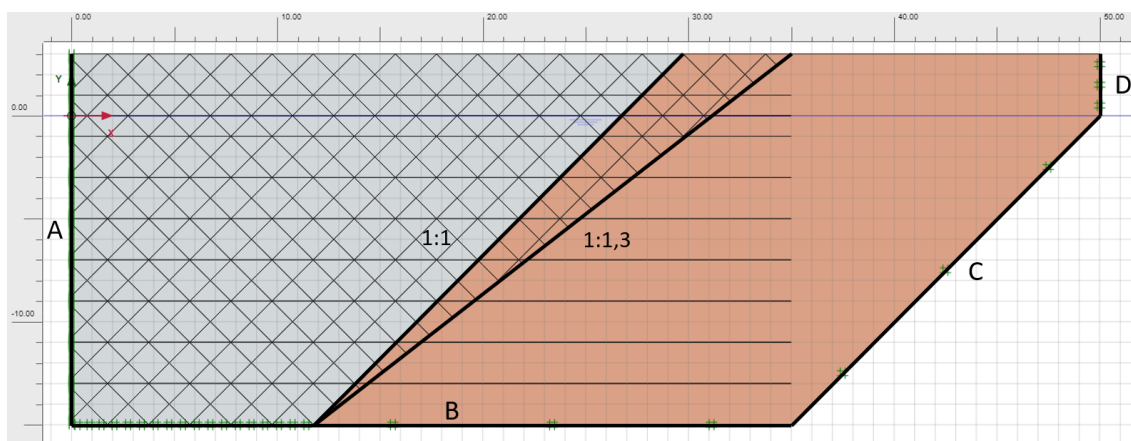
Som en tilnærming for å estimere vibrasjonene som oppstår ved dumping av masser fra en lastebil, er det valgt å benytte ligning (18) fra SVV og ligning (19) fra Attewell & Farmer. Disse ligningene gir oss en indikasjon på de forventede vibrasjonsnivåene og danner grunnlaget for diskusjonen. Ved å anvende disse ligningene kan vi få innsikt i de potensielle vibrasjonsmengdene og vurdere om de krever ytterligere undersøkelser eller om de kan håndteres med andre konservative antagelser.

---

## 4.1 Modeller

I PLAXIS er det vurdert 3 forskjellige hoved scenarioer. Disse er å rause ut den nye steinfyllingen fra den gamle steinfyllingen, å rause ut den nye steinfyllingen fra en omslutningsmolo og å legge ut den nye steinfyllingen med lekter. Hver av disse scenarioene består av fire undermodeller, som er ulike kombinasjoner av fyllingsfrontens helning. Fyllingsfrontene kan ha en helning på enten 1:1, som tilsvarer en skråning med rasvinkel, eller 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann, som er i samsvar med retningslinjene gitt i håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014).

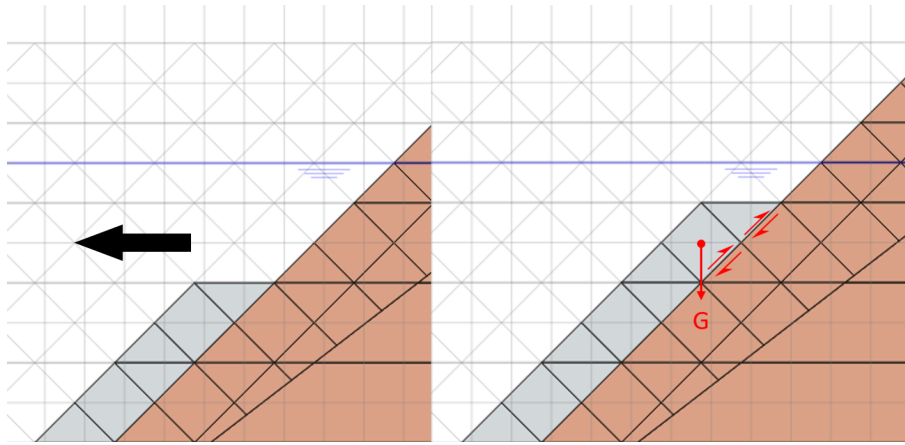
I figur 27 nedenfor vises et utklipp av modellen i PLAXIS. Modellen simulerer en fylling som går 15 meter under havoverflaten og er 3 meter over havnivået, noe som gir en total høyde på 18 meter. Modellen er utformet ved hjelp av flere trekantede jordpolygoner for å gjøre den fleksibel og i stand til å simulere etableringen av den nye fyllingen gjennom flere scenarioer med samme geometri. Den gamle fyllingen er etablert på høyre side av modellen. Den har tåspiss i punktet (11.75, -15) og går opp til punktet (29.75, 3) eller (35, 3) alt etter om fyllingsfronten er på hhv. 1:1 eller 1:1,3.



Figur 27: Modell av gammel fylling, utklipp fra PLAXIS modell.

### 4.1.1 Modell - Rausing fra gammel fylling

De utførte modellene der en rause fra gamle fyllingen, omfatter fire ulike konfigurasjoner med varierende kombinasjoner av helning på den nye og gamle fyllingen. Alle modellene er utformet ved at en aktiverer et 2 meters tykt lag for hver fase. Dette resulterer i bruk av totalt 10 faser for å etablere et horisontalt lag som strekker seg fra en dybde på -15 meter til 3 meter over sjønivå. Hvert horisontalt lag er enten 2 meter eller 2,6 meter bred, avhengig av helningen til den nye fyllingen som blir etablert. Figur 28 illustrerer aktiveringen et 2 meters lag i modellen, der den gamle fyllingen har en helning på 1:1 og den nye fyllingen har en helning på 1:1, den generelle leggeretningen til modellen er vist med svart pil.

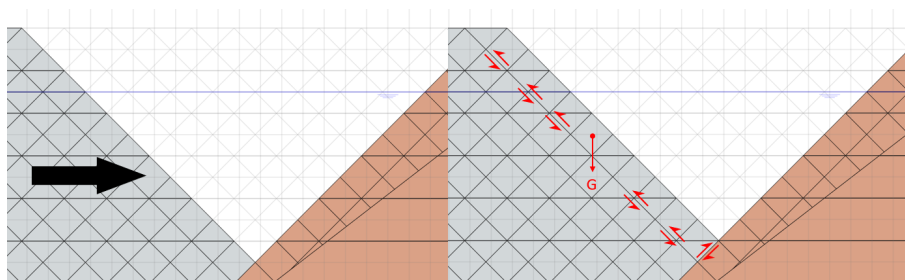


Figur 28: Utklippet fra PLAXIS viser den trinnvise utleggingen fra den gamle fyllinge.

Den nye fyllingen blir etablert i flere stadier, der hvert stadium innebærer å fylle opp et lag med en høyde på 2 meter. Denne høyden samsvarer med høyden på hvert lag som legges ut fra lektere. Dette fører til at det kreves 10 faser for å fylle opp fyllingen til toppen i hver omgang. I figur 28 illustreres et slikt trinn, som er en av de 10 fasene i det første horisontale laget. Det siste trinnet i modellen med en helning på 1:1 for både den nye og gamle fyllingen vises i figur 27 over. Dette trinnet består av totalt 15 horisontale lag, som er etablert gjennom 113 faser.

#### 4.1.2 Modell - Rausing fra molo

De utførte modellene der en rausert fra en tidligere etablert molo, omfatter fire ulike konfigurasjoner med varierende kombinasjon av helning på den nye og gamle fyllingen. Alle modellene er utformet ved at en aktiverer et og et horisontalt lag. Dette resulterer i betydelig færre faser sammenlignet med modellene for rausing fra gammel fylling. I denne modellen der helningen på gammel og ny fylling er 1:1, er det bare 24 faser involvert. Figuren 29 nedenfor viser et eksempel på hvordan fasene i modellen er utformet. Den generelle leggeretningen er også her illustrert med sort pil.

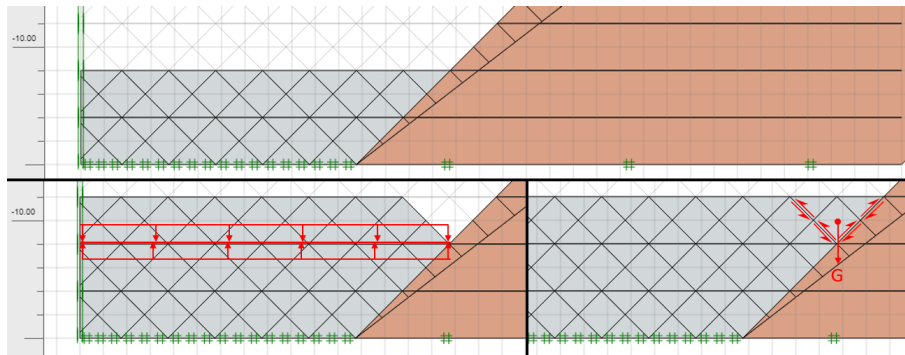


Figur 29: Utklippet fra PLAXIS viser den trinnvise utleggingen fra en tidligere etablert molo.

---

### 4.1.3 Modell - Utlegging fra lekter

Her blir det modellert at en legger ut med lekter noe som typisk blir gjort dersom det er fare for stabilitet eller andre hensyn som blir tatt for å velge at en legger ut med lekter. De utførte modellene der en legger ut med lekter, omfatter fire ulike konfigurasjoner med varierende kombinasjon av helning på den nye og gamle fyllingen. Hvert lag som legges ut har en høyde på 2 meter, med unntak av laget fra -1 til 0 meter og fra 0 til 1 meter. Hvert horisontale lag blir etablert i henhold til prosessen som illustrert i figur 30. Her blir hele det horisontale laget frem til fyllingen etablert i én fase, og deretter blir den resterende ”trekanten” etablert i den påfølgende fasen. Som et resultat bruker hvert horisontale lag 2 faser for å bli etablert, og det blir totalt 18 faser i modellen.



Figur 30: Utklippet fra PLAXIS viser den trinnvise utleggingen lekter.

## 4.2 Materialparametere

Som tidligere nevnt ble *Hardening Soil* modellen valgt for å utføre de numeriske analysene ved hjelp av PLAXIS 2D. Parameterne for jordmodellen er vist under og ble vurdert sammen med veileder som representative. Ettersom det ikke er vurdert mot en faktisk fylling i denne oppgaven er selve valget av parametere ikke så viktig annet enn at de skal realistisk representere en steinfylling lagt ut i sjø. Alle parametere er også gitt i tabell 8 under.

Ut fra håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014), så er poretallet fra ukomprimerte steinfyllinger i sjø 0,5-0,55. Dette tilsvarer en porøsitet på 33%, som samsvarer med den opprinnelige porøsiteten rapportert i postterminalprosjektet i Bergen, som tidligere ble omtalt i oppgaven. Ved å anvende et poretall på 0,5 og en korndensitet på  $\gamma_s = 27[kN/m^3]$ , kan ligningen (25) fra (Emdal 2020) brukes til å beregne den mettede jordens densitet som:

$$\gamma = \gamma_s \frac{1 + w}{1 + e} = 27 \frac{1 + 0}{1 + 0,5} = 18,0 \quad (25)$$

Korndensiteten er valgt som en representativ verdi for gneis i henhold til (Sintef 2003). Bergarten Gneis er valgt fordi det er en sterk bergart som egner seg godt til en steinfylling og er Norges vanligste bergart, (*Norges fylkessteiner - Naturhistorisk museum* 2023).

---

Stivhetsparameterne  $E_{50}^{ref}$  og  $E_{oed}^{ref}$  er valgt for å være i samsvar med de erfaringsbaserte parameterverdiene som ble brukt av NGI i deres modell, (NGI 2021).

NGI sine valgte parametere er i samsvar med anbefalingene presentert i (Nordal 2020). Der kommer det frem at  $E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref}$  og for løse til faste sandarter, bør parameteren ligge i området  $E_{50}^{ref} = 15 - 50[MPa]$ . Siden steinfyllingen i dette tilfellet er ganske porøs og ikke består av sand, vil en verdi på  $E_{50}^{ref} = 25[MPa]$  være et passende estimat.

En vanlig antakelse for  $E_{ur}^{ref}$  er at den er lik  $3 \cdot E_{50}^{ref}$ . Denne standardverdien er anbefalt både i Plaxis 2022 og i (Nordal 2020). Det er viktig å merke seg at denne antakelsen gjelder dersom det ikke foreligger målinger eller tester som indikerer at verdien bør være annerledes.

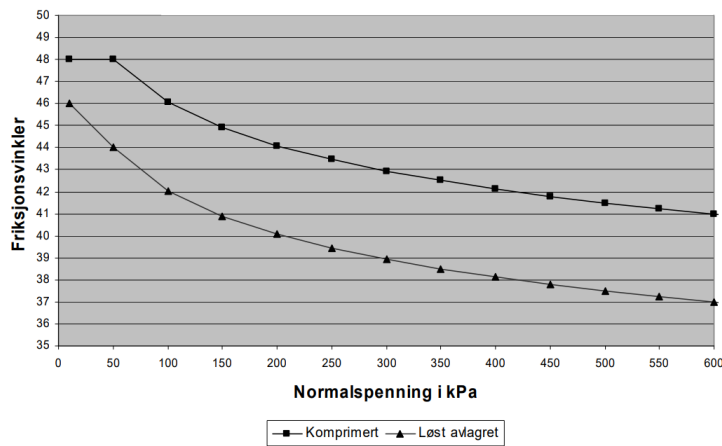
For å kunne etablere en fylling med en helning på 1:1 kreves en minimumsfriksjonsvinkel på 45 grader. Som det kommer frem av figur 14 og 31 varierer friksjonsvinkelen med spenningssituasjonen, og ved lavere spenninger har materialet en høyere friksjonsvinkel. Ettersom det er toppen og fronten av fyllingen som er av interesse, så er det områder med lave spenninger som er av interesse. I henhold til fyllingsveilederen, (energidirektorat 2012), kan friksjonsvinkelen ved lave spenninger i en ikke-komprimert fylling, erfaringsbasert settes til 46 grader.

Imidlertid anbefaler håndbok V220, (Vegdirektoratet 2022), en lavere friksjonsvinkel på 42 grader for tilførte komprimerte masser bak og foran landkar og støttemurer, og 42-45 grader for tilførte komprimerte masser under landkarsåle og støttemur. Dette er en lavere verdi enn det som er valgt her, men håndboken gir også mulighet for å velge en høyere verdi avhengig av steinstørrelse og gradering.

For at modellen ikke skal kollapse når helningen settes til 1:1, er det nødvendig å innføre en kunstig kohesjon som en materialtilpasningsparameter. Dette er gjennomført som vist i figur 14, for å unngå at det skal være en urealistisk høy friksjonsvinkel i hele fyllingen. I tilfeller som Langstranda i Bodø, kan det forekomme fyllinger med brattere helning enn 1:1. Dette var tilfelle i Bodø, og i henhold til håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014), kan fyllingen ha en brattere helning dersom steinene blir stablet. Det er antatt at dette ble gjort i Bodø for å oppnå den bratte helningen som vises i NGI sin modell.

Tabell 8: Materialparametere for HS modellen.

Parameter	Gammel fylling	Ny fylling
Materialtype	Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$	18,0	18,0
$\gamma_{sat}$	18,0	18,0
$e_{init}$	0,5	0,5
$E_{50}^{ref}$	$25 \cdot 10^3$	$25 \cdot 10^3$
$E_{oed}^{ref}$	$25 \cdot 10^3$	$25 \cdot 10^3$
$E_{ur}^{ref}$	$75 \cdot 10^3$	$75 \cdot 10^3$
$m$	0,5	0,5
$c$	3	10
$\varphi$	45	45
$\psi$	0	0
$K_0^{nc}$	0,31	0,31



Figur 31: Den erfaringsbaserte karakteristisk maksimalt anbefalte fiksjonsvinkelen for sprengningsmaterialer, hentet fra (energidirektorat 2012).

### 4.3 Dynamisk effekt

Beskrivelse av vibrasjoner i jord og deres påvirkning er en utfordrende oppgave, selv for ramming av peler, er det vanlig å benytte empiriske formler for å estimere vibrasjonene.

Dette emnet er faktisk svært komplekst. For å gi en grov vurdering av omfanget av de dynamiske rystelsene forårsaket av en dumpelastebil, er det valgt å benytte ligning (18) for dypkomprimering fra håndbok V221, (Vegdirektoratet 2014), samt ligning (19) fra (Attewell og Farmer 1973), som omhandler peling. Ingen av disse formlene beskriver spesifikt effekten av masseutlasting fra en lastebil, men tanken bak er at de kan gi en indikasjon på størrelsesordenen av energimengden involvert og om dette er et aspekt som fortjener ytterligere undersøkelse.

Ved å variere inputparametrene i ligning (18) fra SVV og ligning (19) fra Attewell & Farmer, kan vi få en forståelse for omfanget av vibrasjoner og rystelser, og deretter kunne

vurdere om disse deformasjonene kan neglisjeres eller kompenseres for gjennom andre konservative antagelser, eller om det er nødvendig å utføre grundigere undersøkelser på dette området.

Ved å anvende samme korndensitet som i modellen og en faktor på 1,55 basert på tabell 4, kan det konkluderes med at massen per kubikkmeter er  $1742 \text{ kg/m}^3$  ( $2700 \cdot \frac{1}{1,55}$ ). Massene i tabell 9 er beregnet ved å multiplisere denne verdien med volumet av lastekassen.

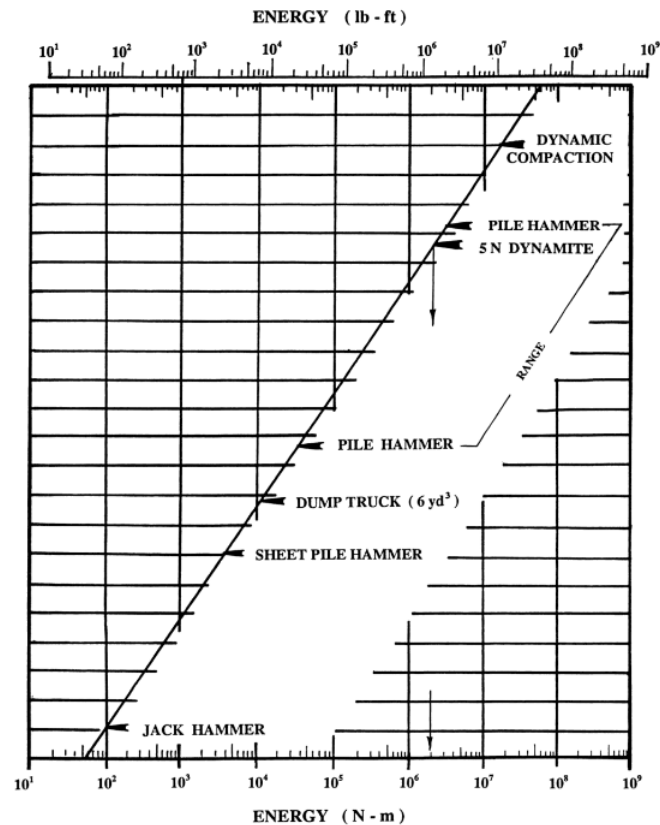
Energiene er avledet ved avlesning i figur 32. Dette gir energimengden for en lastebil med et volum på  $6 \text{ yd}^3$ , som ved omregning til kubikkmeter tilsvarer  $4.587329 \text{ m}^3$ . Ved å dele energimengden med antall kubikkmeter, oppnår vi en energiverdi på  $2180 \text{ J per m}^3$ . Ved å multiplisere denne verdien med de ulike volumene til lastekassene, beregnes energimengdene for hver enkelt kassevolum.

Tabell 9: Volum og energimengder til beregning av vibrasjoner.

Volum av lastekasse $\text{m}^3$	masse i lastekasse [kg]	$E_0^*$ [J]
4.587329**	7 991	10 000
5	8 710	10 917
10	17 419	21 834
20	34 839	43 668
40	69 677	87 336

\*Energien er beregnet ut fra den avleste verdien for  $6 \text{ yd}^3$  og skalert til de forskjellige  $\text{m}^3$ .

\*\*  $6 \text{ yd}^3 = 4.587329 \text{ m}^3$



Figur 32: Relative energikilder, hentet fra (Woods 1997).

---

Figuren 32, som er presentert i (Woods 1997), illustrerer energimengdene forbundet med ulike kilder til vibrasjoner.

Ligning (18) fra SVV involverer tre variabler som kan justeres: vekten  $G_f$ , den radielle avstanden  $r$ , og fallhøyden  $H$ . Ved å anvende formelen for potensiell energi  $E_p = mgh$  og sette den avleste energien fra figur 32 lik ved 7991kg, kan vi konkludere med at høyden massen må slippe fra er 0.13 meter. Dette er betydelig lavere enn den faktiske høyden massene dumpes fra en lastebil, som er omtrent 1 meter. Av denne grunn har vi valgt å beregne vibrasjonen ved bruk av ligning (18) for både 0.13 meter og 1 meter.

I samsvar med kravene som ble benyttet under prosjektet for Nationaltheatret stasjon og presentert under fjellsprengningsdagen i 1997 (Arntsen 1997), ble vibrasjonsgrensen satt til 20 mm/s eller mer for bygninger fundamentert på løsmasser. Dette anses som en mer realistisk kravverdi, da forskningen til (Lacy og Gould 1985) viste at vibrasjoner på så lite som  $v = 2.5mm/s$  fra pele-hamring kunne forårsake deformasjoner i rene sandområder med en relativ densitet på 50-55%. Selv om at steinfyllinger ikke er ensgradert sand, indikerer dette at grenseverdien for vibrasjoner på  $v_f = 45mm/s$  som er fastsatt av SVV for utløsning av skred, ikke kan betraktes som en representativ terskelverdi for når kompaktering oppstår i friksjonsmaterialer.



## 5 Resultat

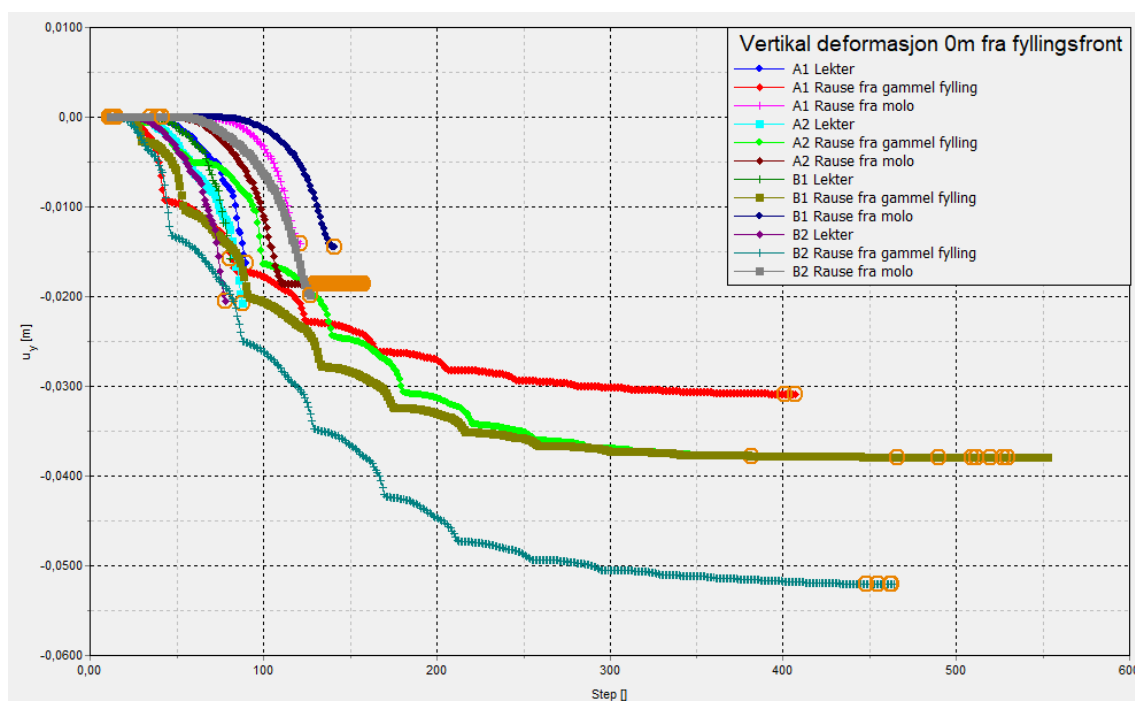
I dette kapitlet blir resultatene fra modellen presentert, videre blir de diskutert i det påfølgende kapitlet.

Figurene 33 og 34 presenterer en sammenstilling av resultatene fra alle modellene ved punktet som er i toppen av den gamle fyllingsfronten helt i grensen der de nye massene kommer. Observasjonene indikerer at de modellene der fyllingen etableres ved rausing fra den gamle fyllingen, viser de største deformasjonene.

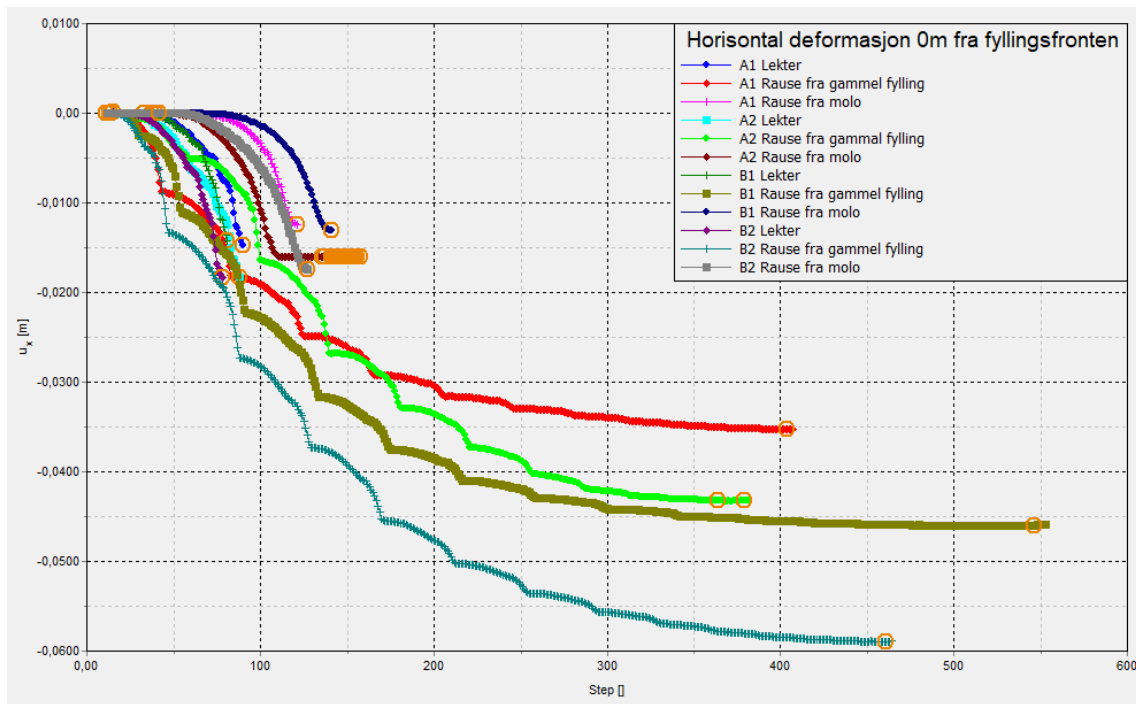
Tabell 10 presenterer horisontale og vertikale forskyvninger i millimeter ved forskjellige avstander fra fyllingsfronten (0-5 meter). Resultatene viser at modellen der massene rauses fra den gamle fyllingen og helningen mellom den nye og gamle fyllingen er 1:1, oppnår de største deformasjoner. Denne modellen får en horisontal forskyvning på 59 mm og en vertikal forskyvning på 52 mm. Det bemerkes at deformasjonene øker i alle modellene når den gamle fyllingen har en brattere helning.

Som en oppfriskning betyr forkortelsene:

- A Ny fylling har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann
- B Ny fylling har helning 1:1 over hele overflaten
- 1 Gammel fylling har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann
- 2 Gammel fylling har helning 1:1 over hele overflaten
- R Fyllingen er etablert ved å rausse massene ut
- L Fyllingen er etablert ved å legge massene ut med lekter
- F Fyllingen er etablert ved å legge massene ut fra gammel fylling
- M Fyllingen er etablert ved å legge massene ut fra omslutningsmolo



Figur 33: Sammenstilling av vertikal deformasjon,  $U_y$ , 0m fra fyllingsfronten, alle modeller.



Figur 34: Sammenstilling av horisontal deformasjon,  $U_x$ , 0m fra fyllingsfronten, alle modeller.

Tabell 10: Tabellen viser horisontale og vertikale deformasjoner til de forskjellige modellene i millimeter.

Avstand [m]	Vertikal deformasjon [mm]						Horisontal deformasjon [mm]					
	0m	1m	2m	3m	4m	5m	0m	1m	2m	3m	4m	5m
A1L	-16	-14	-12	-9	-8	-7	-15	-14	-14	-12	-11	-9
A2L	-21	-19	-16	-13	-11	-9	-18	-18	-18	-16	-14	-11
B1L	-16	-14	-11	-9	-8	-6	-14	-14	-13	-12	-10	-9
B2L	-21	-18	-16	-13	-11	-9	-18	-18	-18	-16	-13	-11
A1RF	-31	-25	-21	-18	-15	-13	-35	-29	-25	-21	-18	-15
A2RF	-38	-33	-28	-23	-18	-15	-43	-37	-34	-29	-23	-19
B1RF	-38	-31	-25	-21	-17	-14	-46	-36	-30	-25	-20	-17
B2RF	-52	-45	-35	-26	-21	-16	-59	-52	-46	-33	-26	-20
A1RM	-14	-12	-10	-8	-7	-6	-12	-12	-11	-10	-9	-8
A2RM	-19	-16	-14	-11	-9	-7	-16	-16	-15	-14	-12	-9
B1RM	-15	-13	-10	-9	-7	-6	-13	-13	-12	-11	-9	-8
B2RM	-20	-18	-15	-12	-10	-8	-17	-17	-17	-15	-13	-10

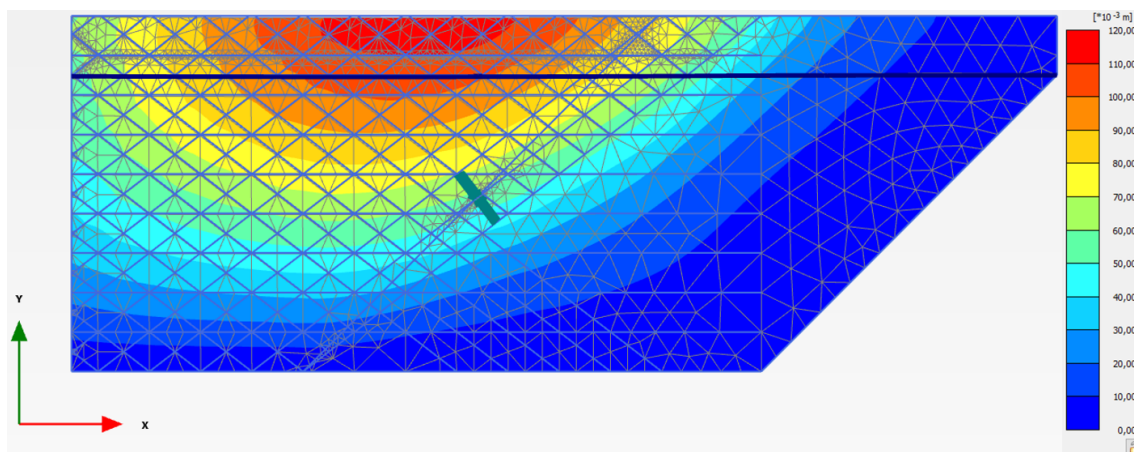
---

## 5.1 Rausing fra gammel fylling

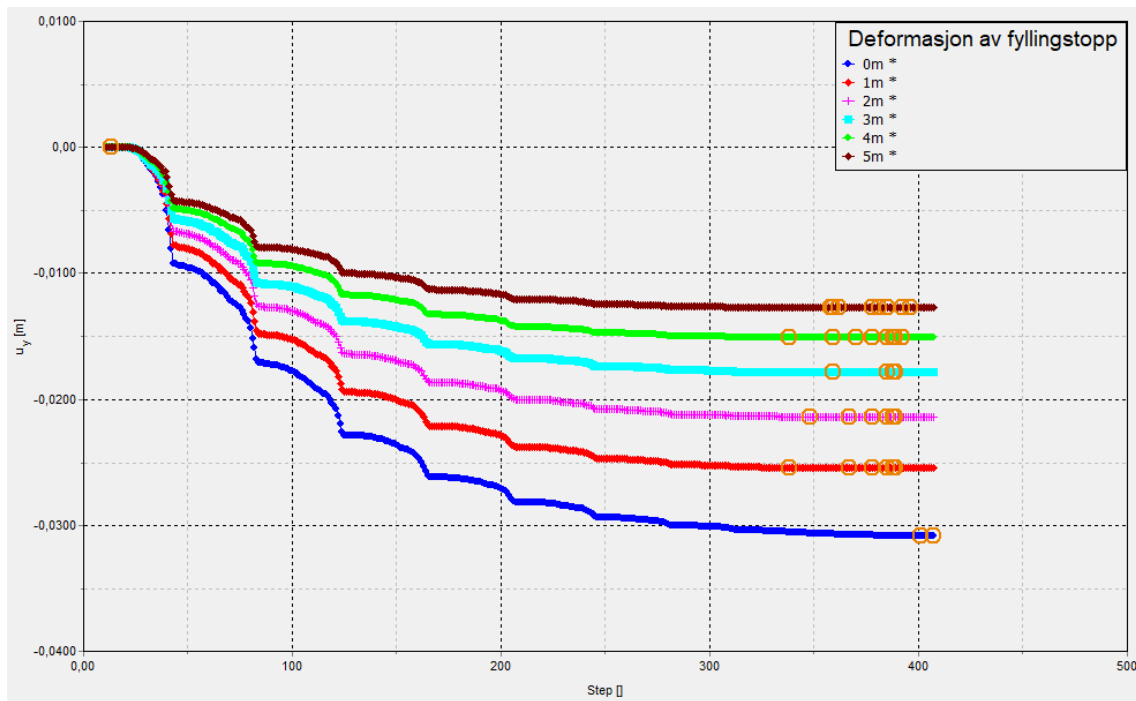
Dette delkapittelet presenterer resultatene fra modellene der utleggingen av materiale blir gjort ved rausing fra eksisterende fylling.

**A1RF** Figurene 35, 36 og 37 under, viser resultatene fra modellen der nye og gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er det som håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) sier at kan regnes som stabil helning på en sprengsteinfylling i sjø og er derfor et eksempel på en teoretisk prosjektert steinfylling.

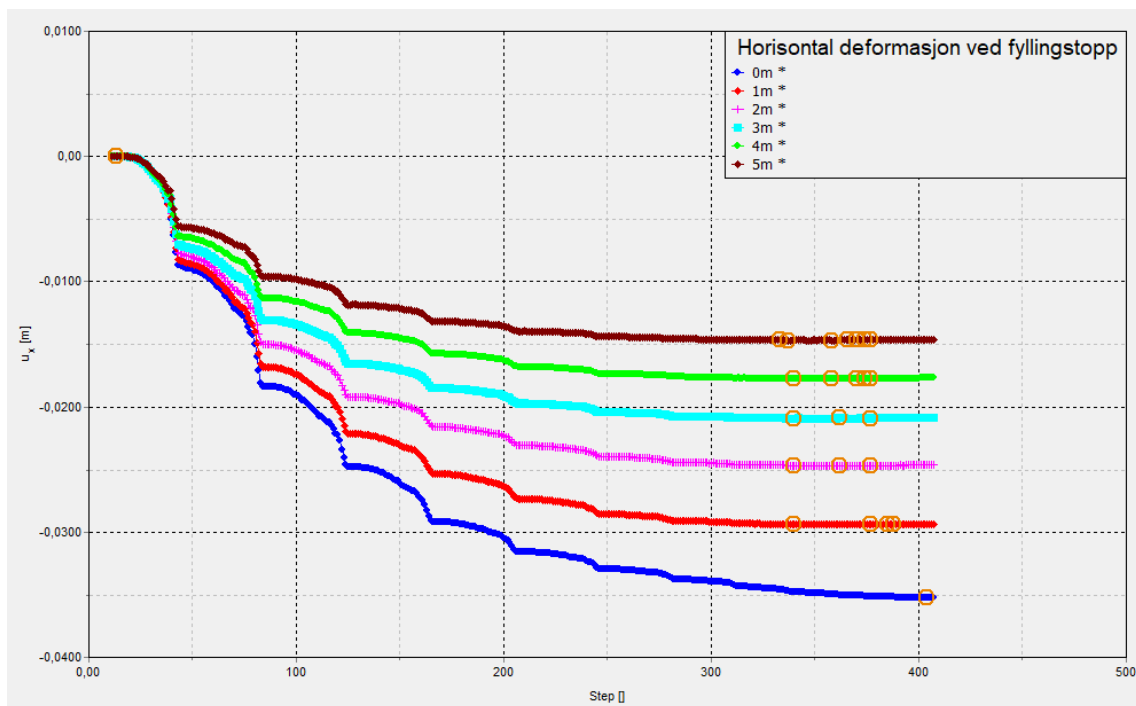
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 36 og horisontale deformasjoner i Figur 37 tyder på at de horisontale deformasjonene er større enn de vertikale deformasjonene.



Figur 35: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1,3.



Figur 36: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.

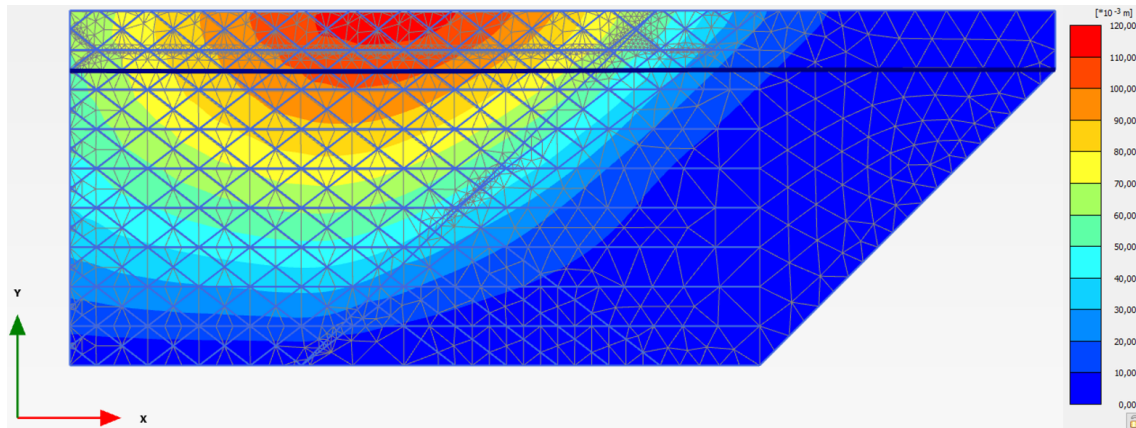


Figur 37: Horisontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.

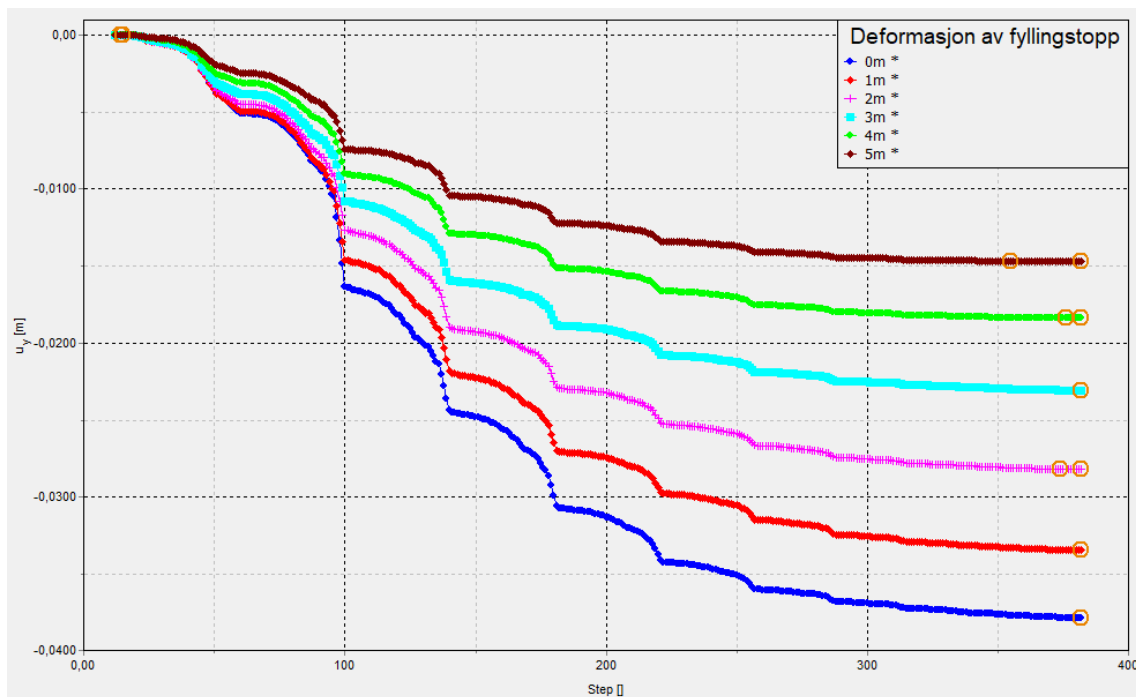
**A2RF** Figurene 38, 39 og 40 presenterer resultatene fra en modell der den nye fyllingen har en helning på 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann, mens den gamle fyllingen har en helning på 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den

gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekterende benytter seg av denne anbefalingen.

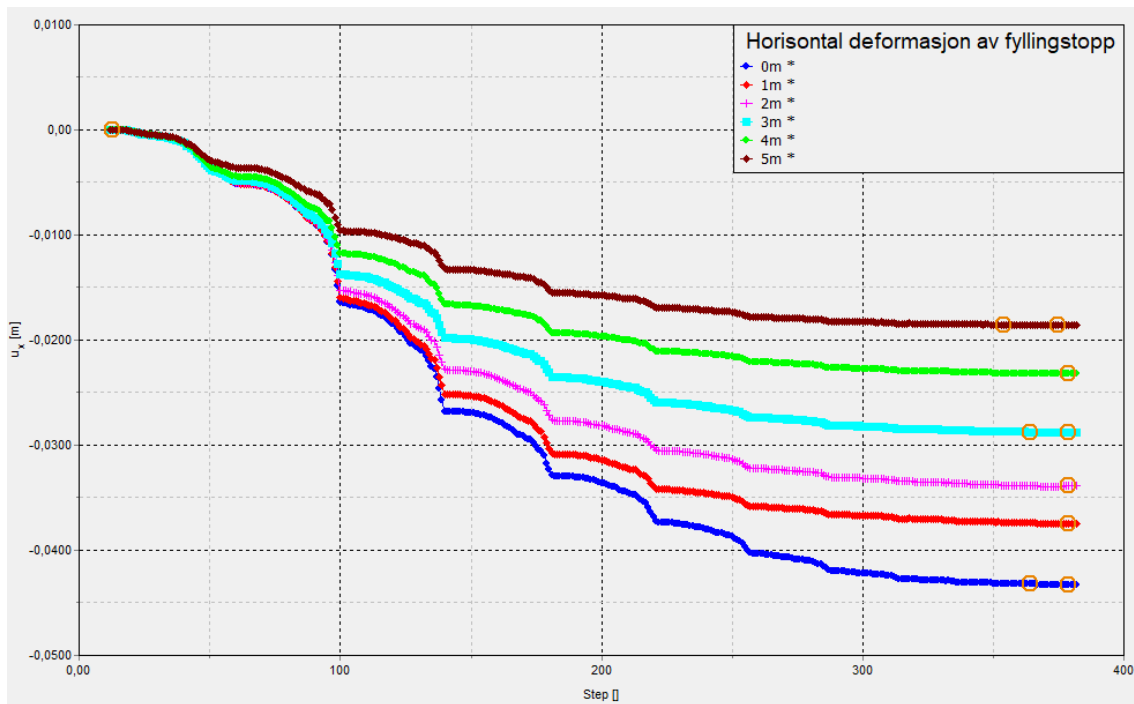
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 39 og horisontale deformasjoner i Figur 40 tyder på at de horisontale deformasjonene er større enn de vertikale deformasjonene.



Figur 38: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1,3 og gammel fylling har helning 1:1.



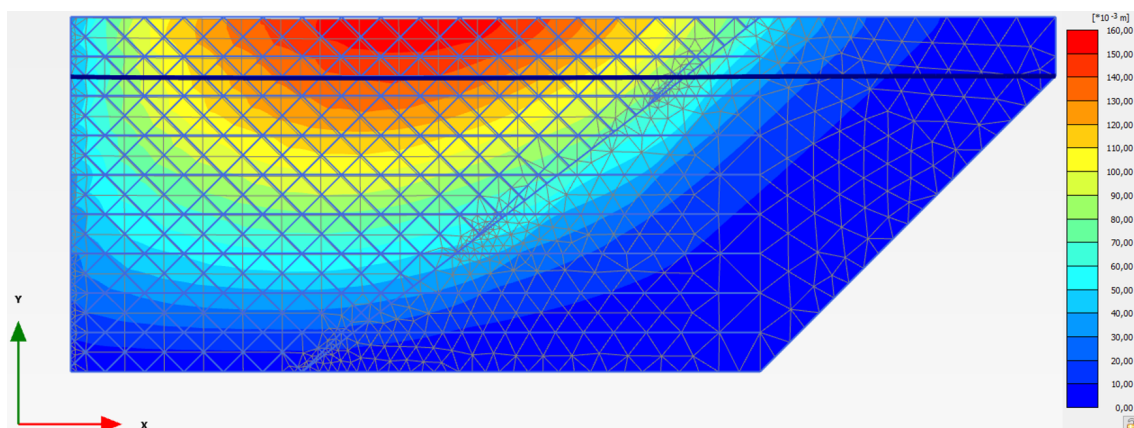
Figur 39: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.



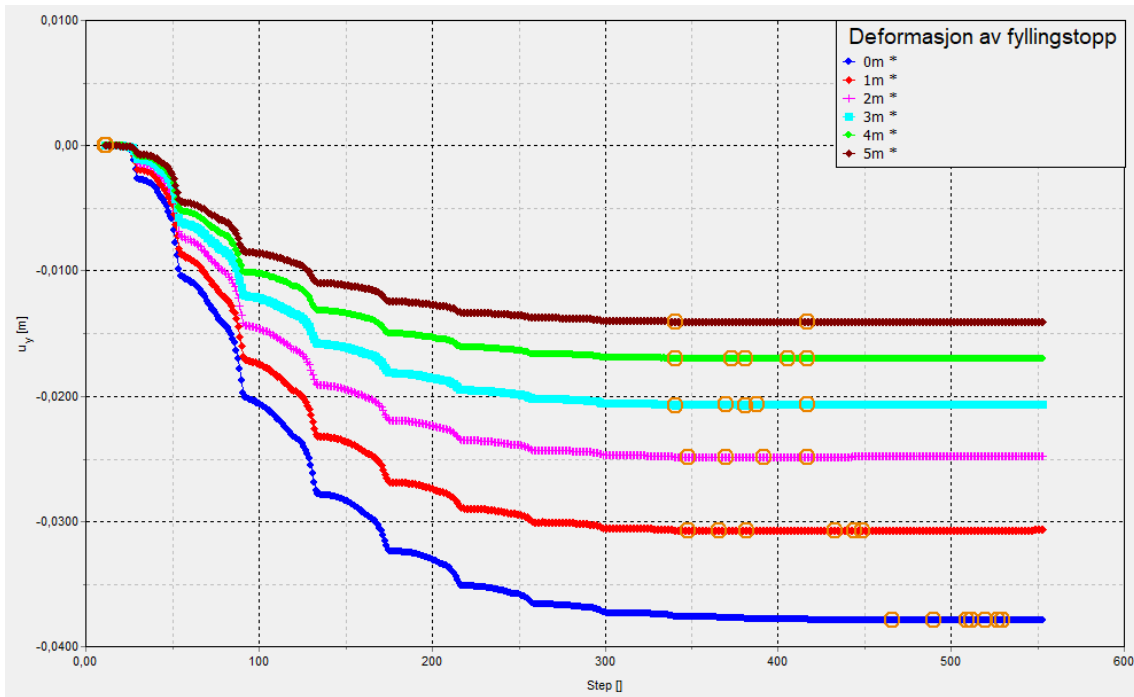
Figur 40: Horizontal deformasjon av punkter X meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.

**B1RF** Figurene 41, 42 og 43 under, viser resultatene fra modellen der den nye fyllingen har helning 1:1 langs hele overflaten og den gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er et typisk eksempel der den gamle fyllingen følger anbefalingene til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved utrausing.

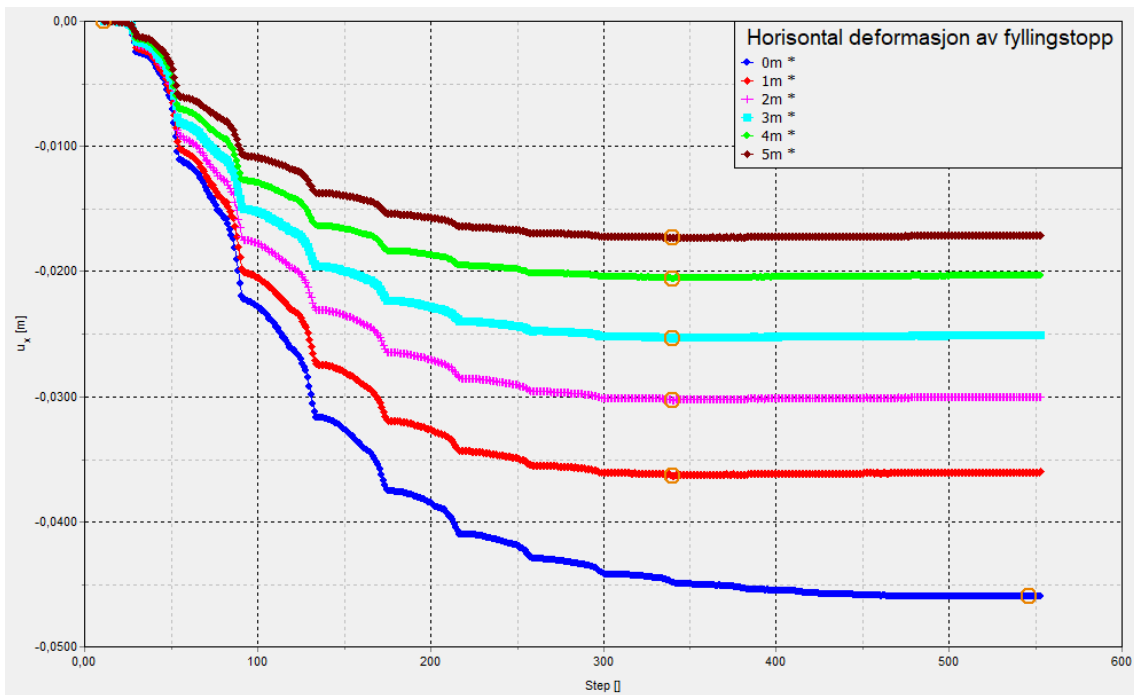
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 42 og horisontale deformasjoner i Figur 43 tyder på at de horisontale deformasjonene er større enn de vertikale deformasjonene.



Figur 41: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1 og gammel fylling har helning 1:1,3.



Figur 42: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.

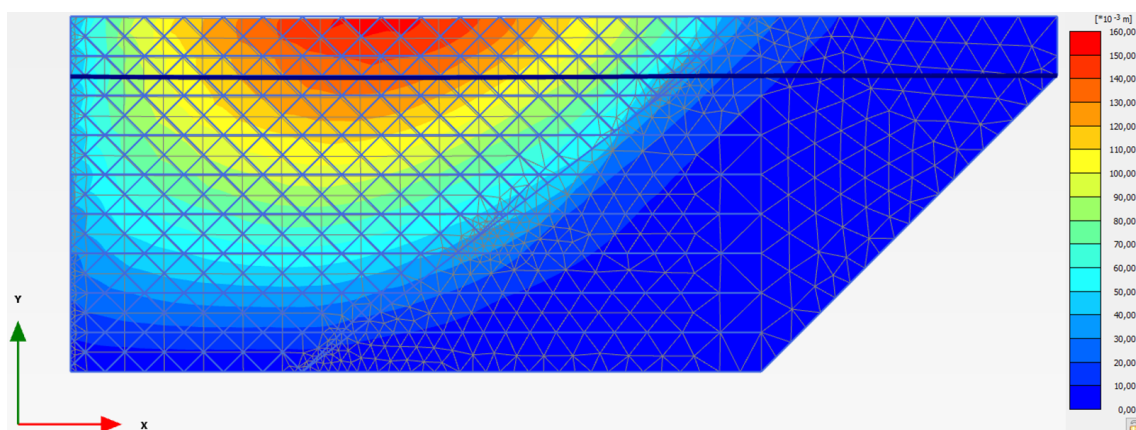


Figur 43: Horizontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.

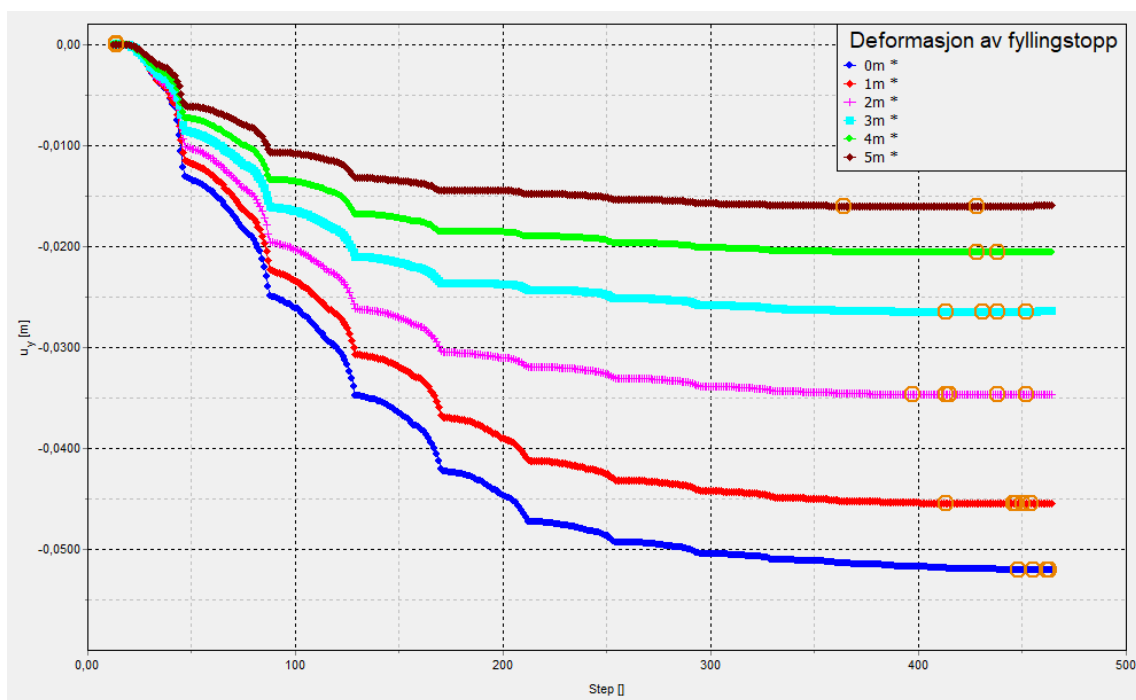
**B2RF** Figurene 44, 45 og 46 under, viser resultatene fra modellen der den nye og den gamle fyllingen har helning 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i

henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved utrasing.

Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 45 og horisontale deformasjoner i Figur 46 tyder på at de horisontale deformasjonene er større enn de vertikale deformasjonene for punktene lengst ute på den gamle fyllingen. Figur 44 illustrerer at influensområdet for deformasjoner på omtrent 2 cm strekker seg rundt 5-6 meter inn i den gamle fyllingen.

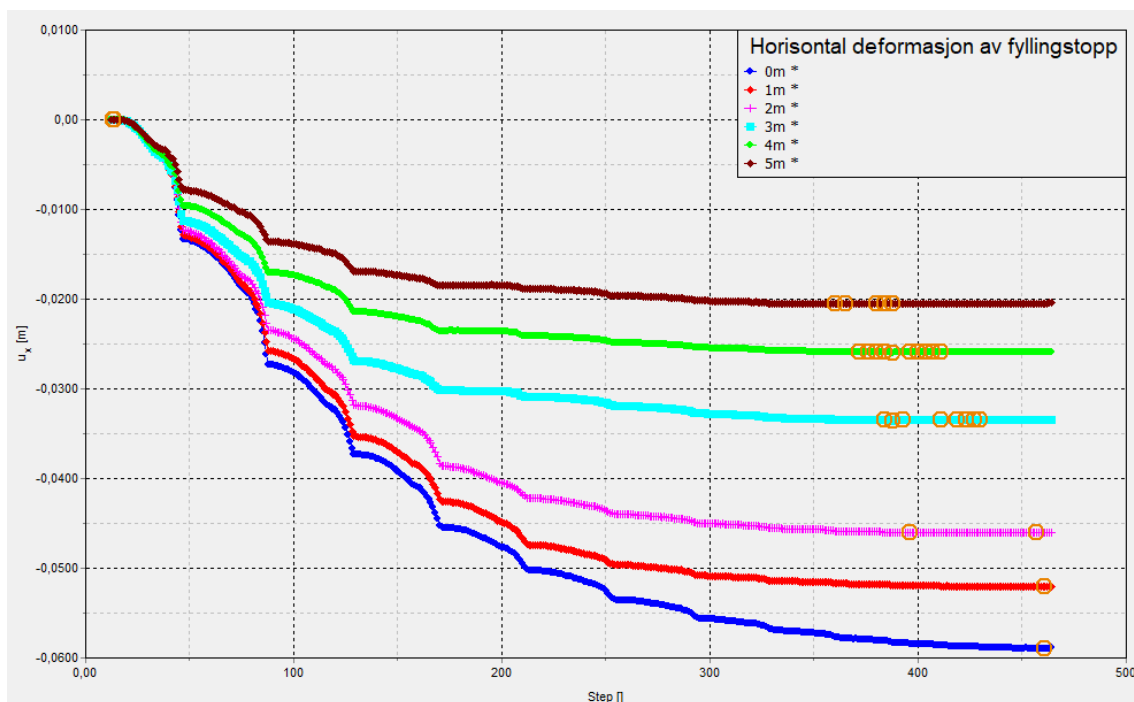


Figur 44: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1.



Figur 45: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1.

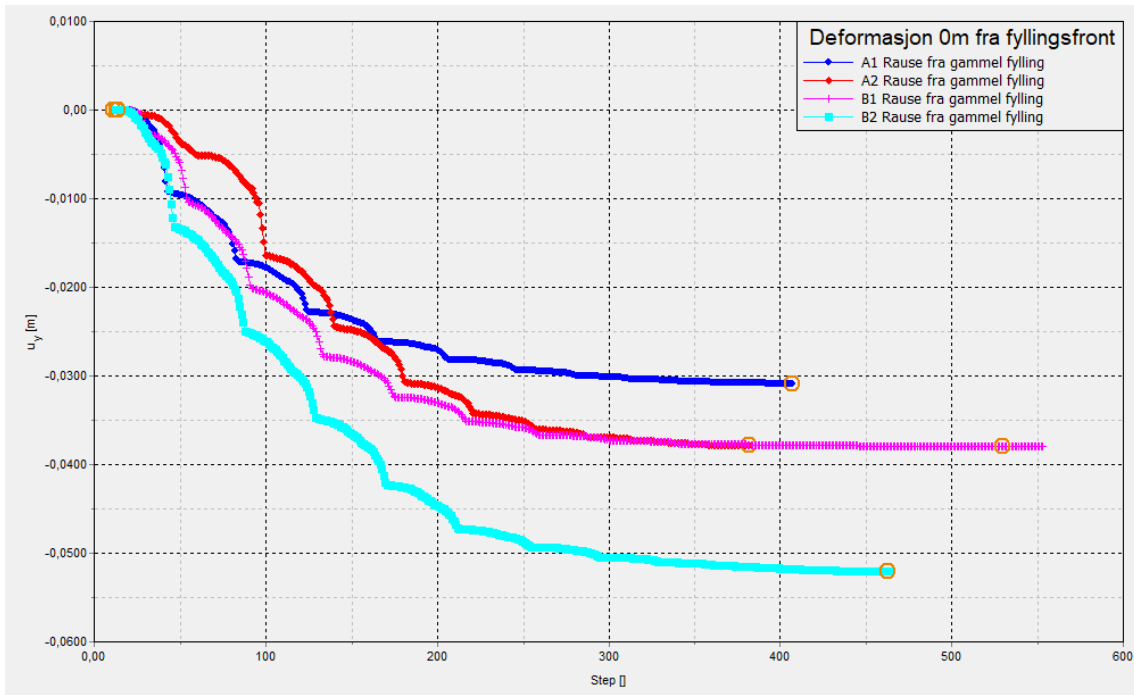




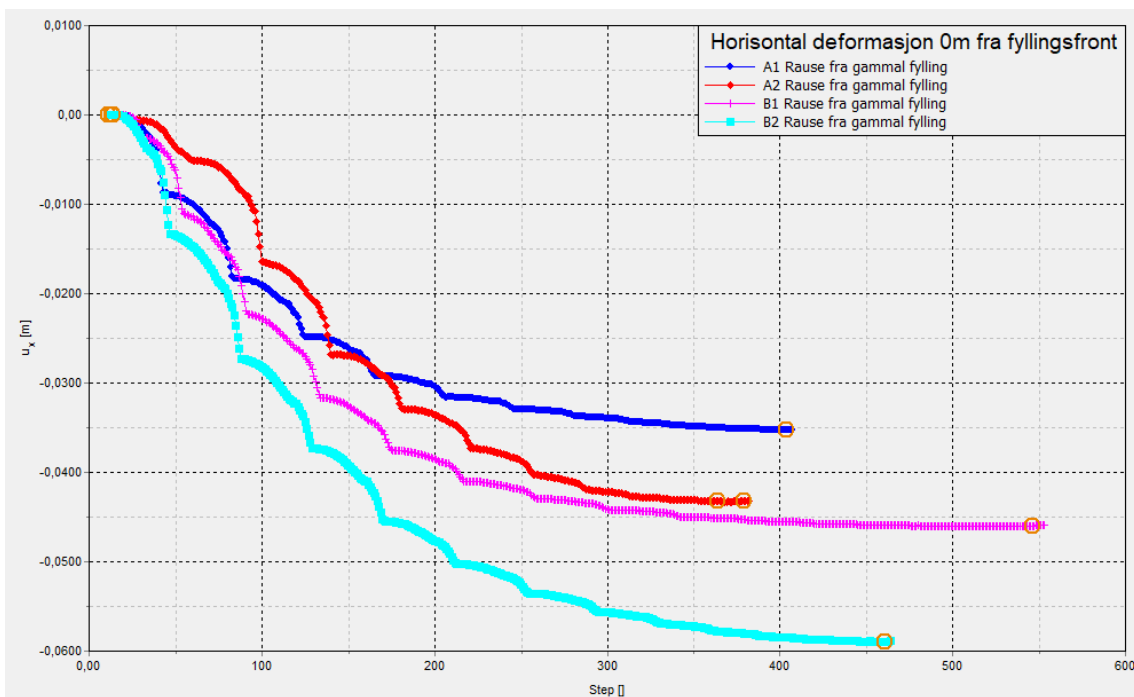
Figur 46: Horizontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstopp, der gammel og ny fylling har helning 1:1.

**Sammenstilling - rausing fra gammel fylling** Deformasjoner fra ulike modeller der en rauser fra den gamle fyllingen kan observeres i Figurene 47 og 48. Fra figurene kommer det frem at den største deformasjonen oppstår når både den gamle og den nye fyllingen har en helning på 1:1. Videre viser resultatene en mindre forskjell mellom modellene B1 og A2. I modell B1 har den gamle fyllingen en helning på 1:1,3, mens den nye fyllingen har en helning på 1:1. I modell A2 har derimot den gamle fyllingen en helning på 1:1, og den nye fyllingen har en helning på 1:1,3.

Blant de forskjellige modellene er det modell A1 som demonstrerer de minste deformasjonene ved fyllingsfronten. I denne modellen har både den nye og den gamle fyllingen en helning på 1:1,3.



Figur 47: Sammenstilling av vertikal deformasjon,  $U_y$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut fra gammel fylling.



Figur 48: Sammenstilling av horisontal deformasjon,  $U_x$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut fra gammel fylling.

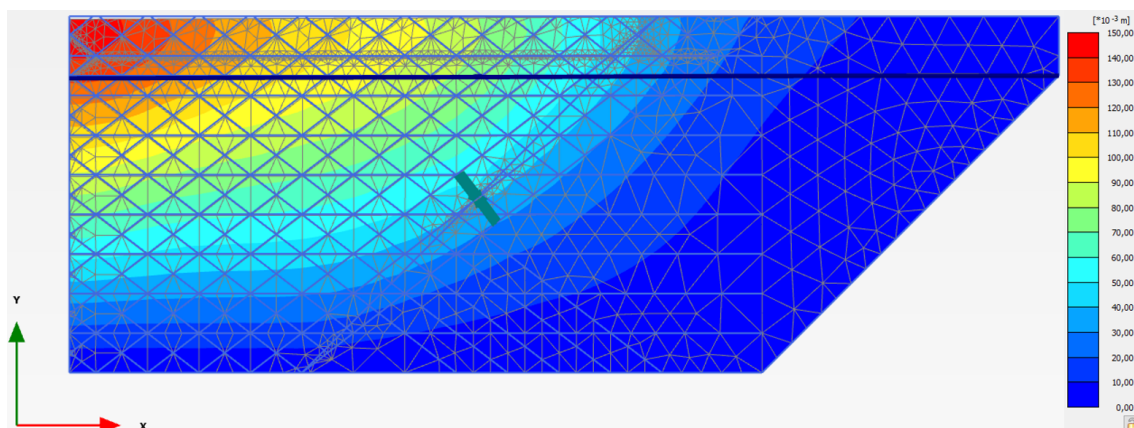
---

## 5.2 Rausing fra molo

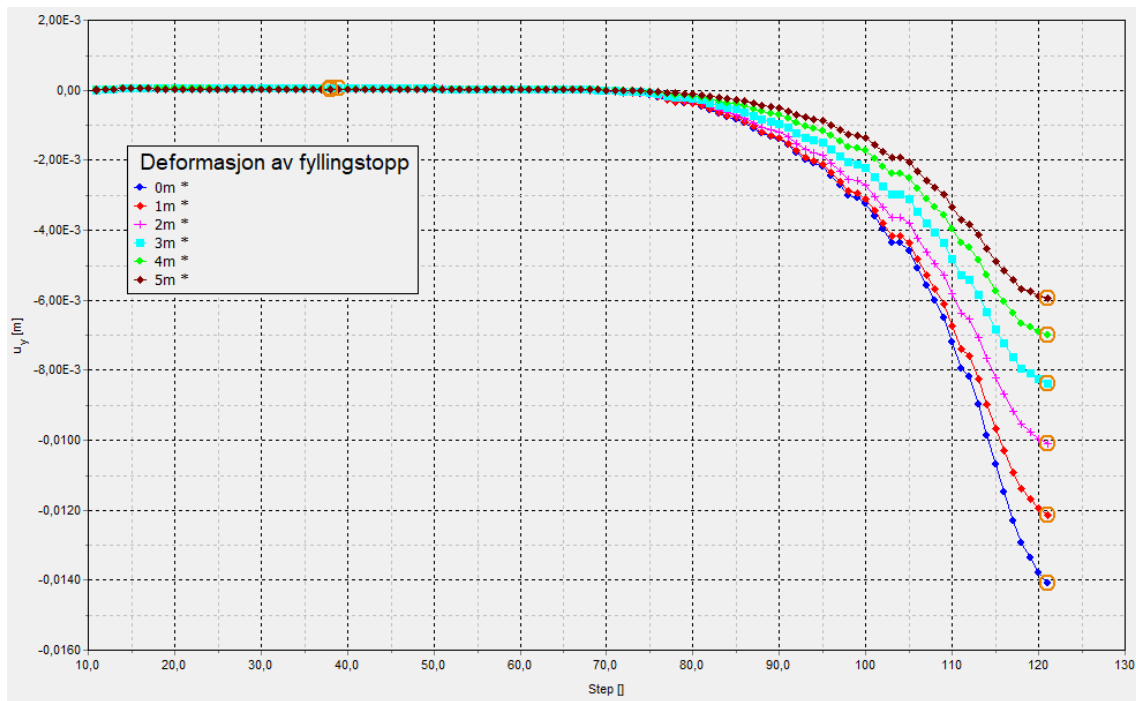
Dette delkapittelet presenterer resultatene fra modellene der utleggingen av materiale blir gjort ved rausing fra omslutningsmoloen sin side.

**A1RM** Figurene 49, 50 og 51 under, viser resultatene fra modellen der nye og gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er det som håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) sier at kan regnes som stabil helning på en sprengsteinfylling i sjø og er derfor et eksempel på en teoretisk prosjektert steinfylling.

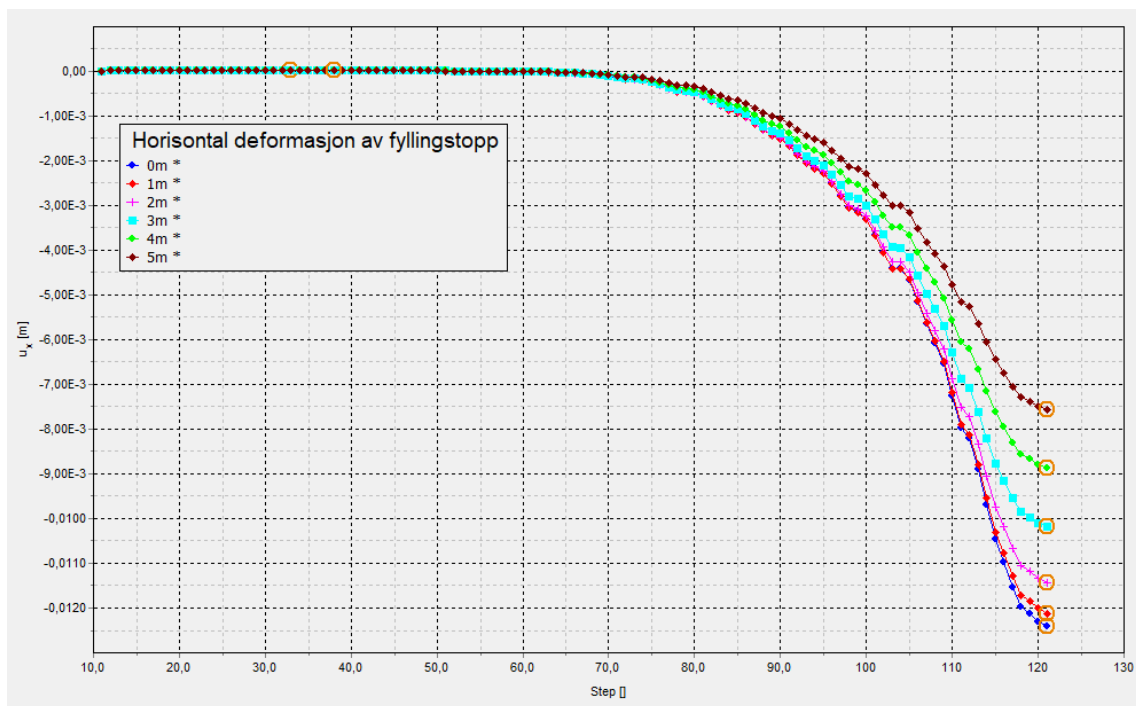
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. En sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 50 og horisontale deformasjoner i Figur 51 antyder en større variasjon i de vertikale deformasjonene. Spesifikt viser vertikale deformasjoner en verdi på 14 mm ved en avstand på 0 meter fra fyllingsfronten, og denne verdien reduseres til 6 mm ved en avstand på 5 meter fra fyllingsfronten. På den annen side viser de horisontale deformasjonene en mindre variasjon, med verdier som varierer fra 12 mm til 8 mm. Videre er det verdt å merke seg at det kun er innenfor en avstand på 0 til 1 meter fra fyllingsfronten at de vertikale deformasjonene er mest utpreget.



Figur 49: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1,3.



Figur 50: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.

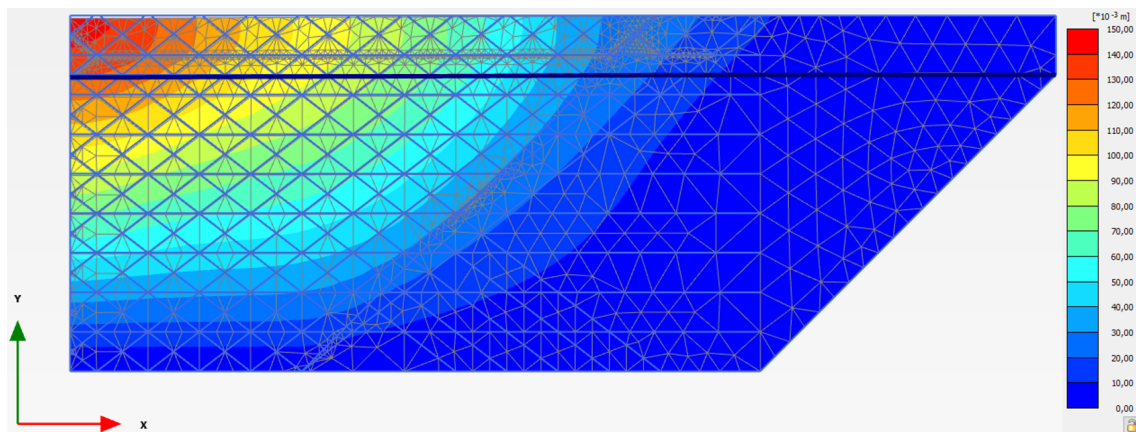


Figur 51: Horizontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.

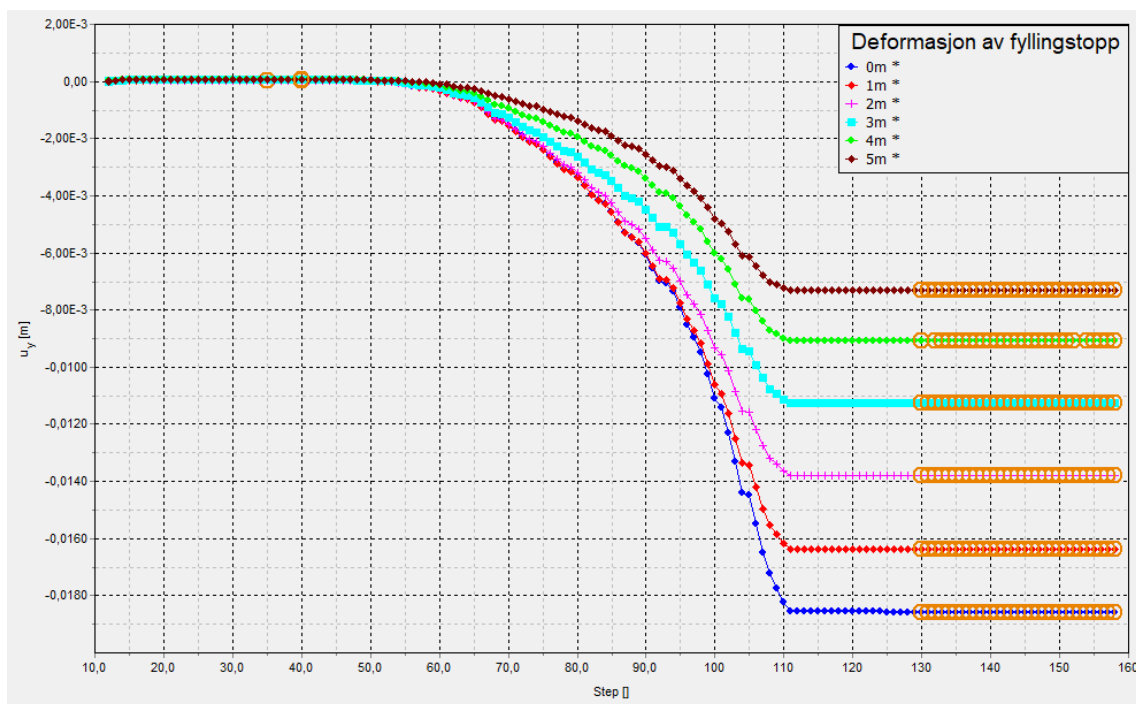
**A2RM** Figurene 52, 53 og 54 presenterer resultatene fra en modell der den nye fyllingen har en helning på 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann, mens den gamle fyllingen har en helning på 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den

gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekterende benytter seg av denne anbefalingen.

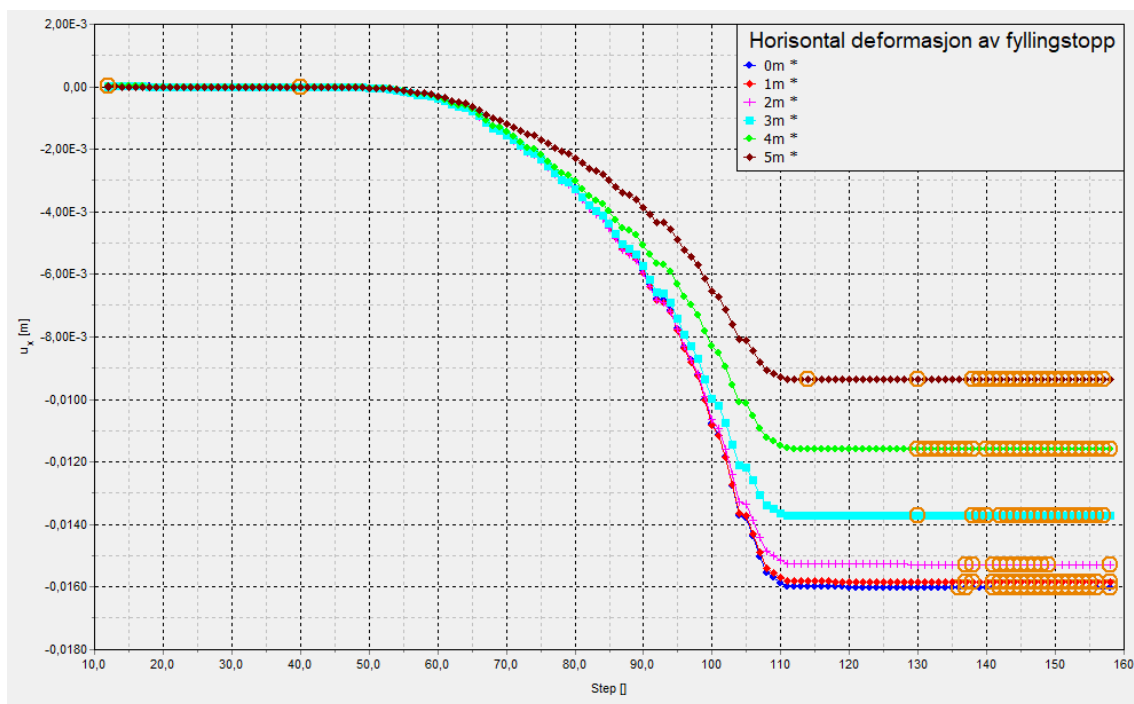
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. En sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 53 og horisontale deformasjoner i Figur 54 antyder en større variasjon i de vertikale deformasjonene. Spesifikt viser vertikale deformasjoner en verdi på 19 mm ved en avstand på 0 meter fra fyllingsfronten, og denne verdien reduseres til 7 mm ved en avstand på 5 meter fra fyllingsfronten. På den annen side viser de horisontale deformasjonene en mindre variasjon, med verdier som varierer fra 16 mm til 9 mm. Videre er det verdt å merke seg at det kun er innenfor en avstand på 0 til 1 meter fra fyllingsfronten at de vertikale deformasjonene er mest utpreget.



Figur 52: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1,3 og gammel fylling har helning 1:1.



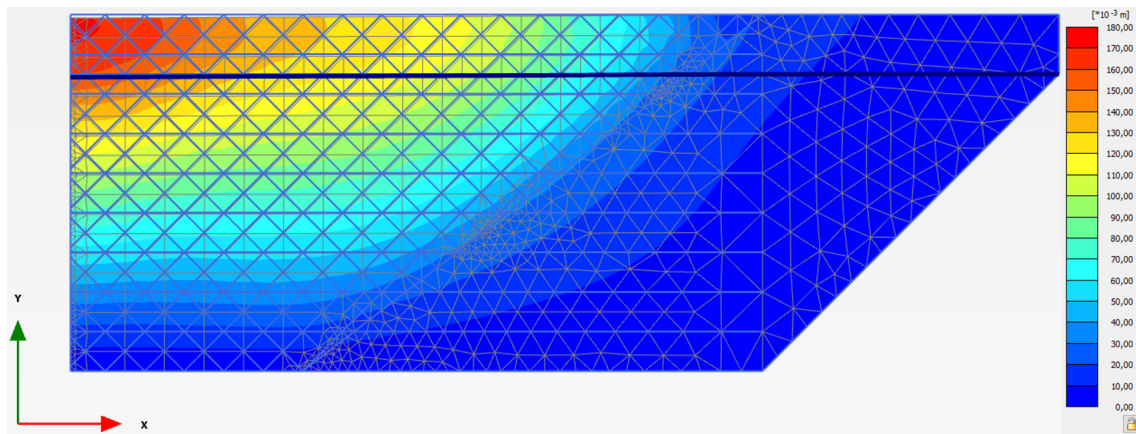
Figur 53: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.



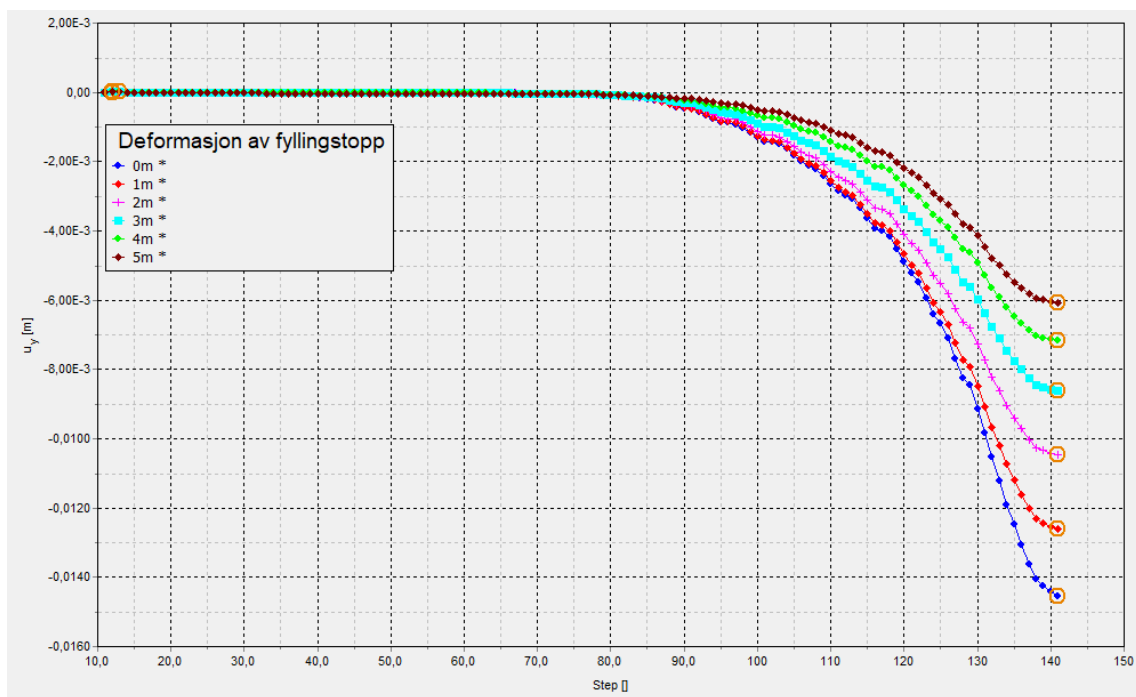
Figur 54: Horisontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.

**B1RM** Figurene 55, 56 og 57 under, viser resultatene fra modellen der den nye fyllingen har helning 1:1 langs hele overflaten og den gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er et typisk eksempel der den gamle fyllingen følger anbefalingene til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved uttrausing.

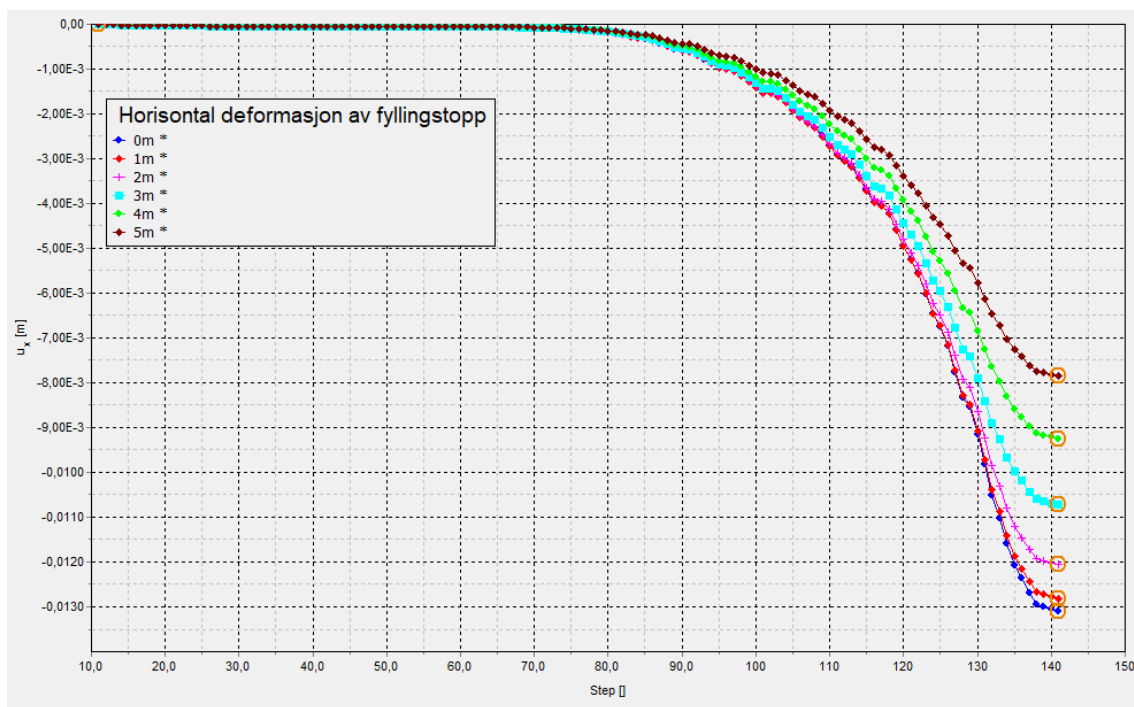
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. En sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 56 og horisontale deformasjoner i Figur 57 indikerer en større variasjon i de vertikale deformasjonene, samtidig som de horisontale deformasjonene generelt sett ser ut til å være større. Det er kun ved det ytterste punktet at de vertikale deformasjonene overskrider de horisontale deformasjonene i størrelse.



Figur 55: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1 og gammel fylling har helning 1:1,3.



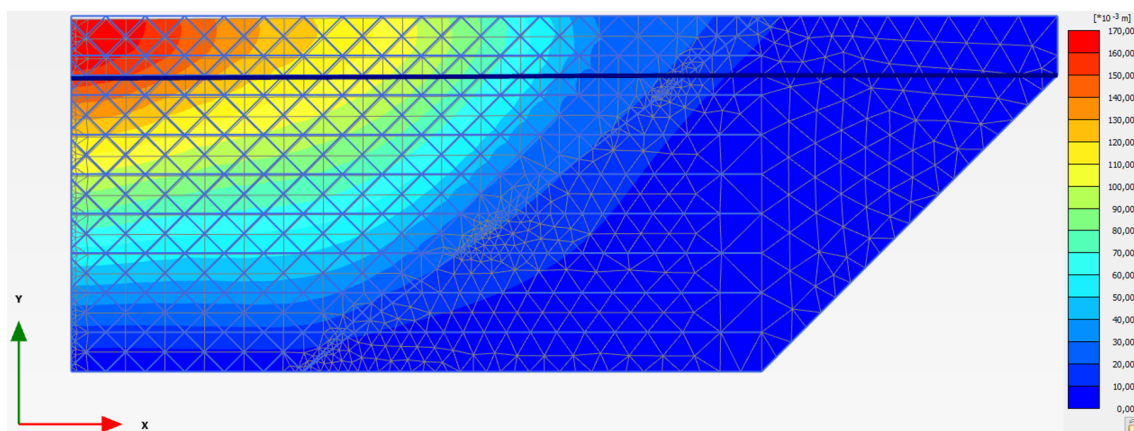
Figur 56: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.



Figur 57: Horizontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.

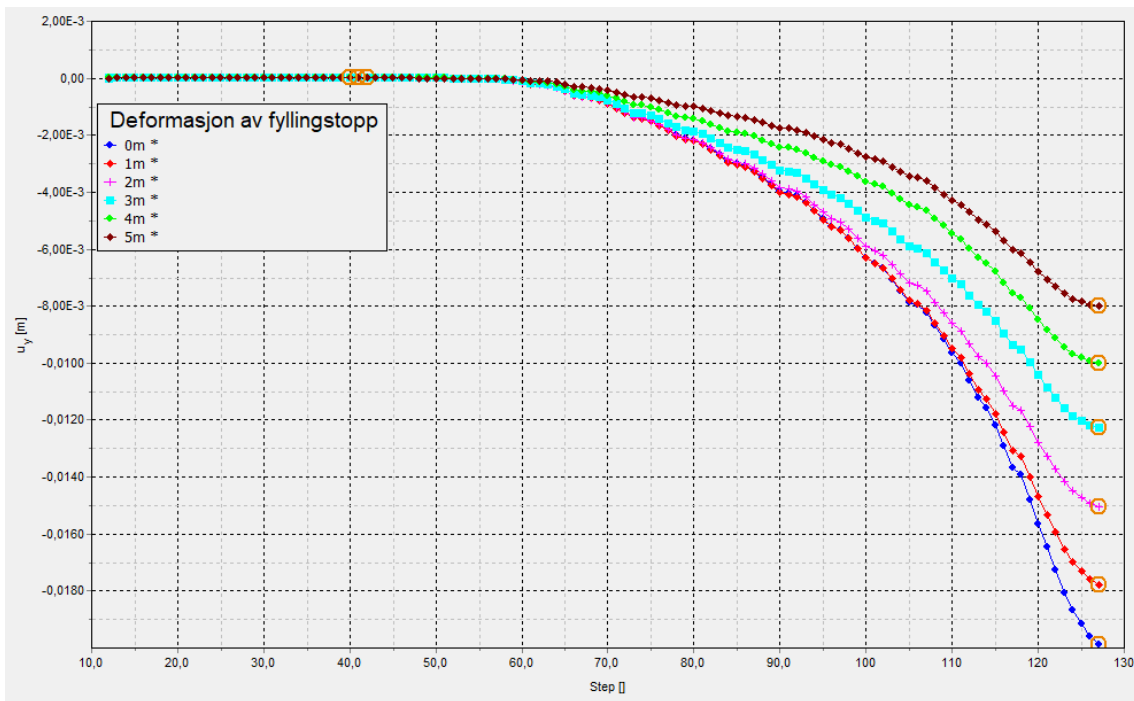
**B2RM** Figurene 58, 59 og 60 under, viser resultatene fra modellen der den nye og den gamle fyllingen har helning 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved utrasing.

Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 59 og horisontale deformasjoner i Figur 60 tyder på at de horisontale deformasjonene generelt sett er større enn de vertikale deformasjonene for punktene vist i figuren under.

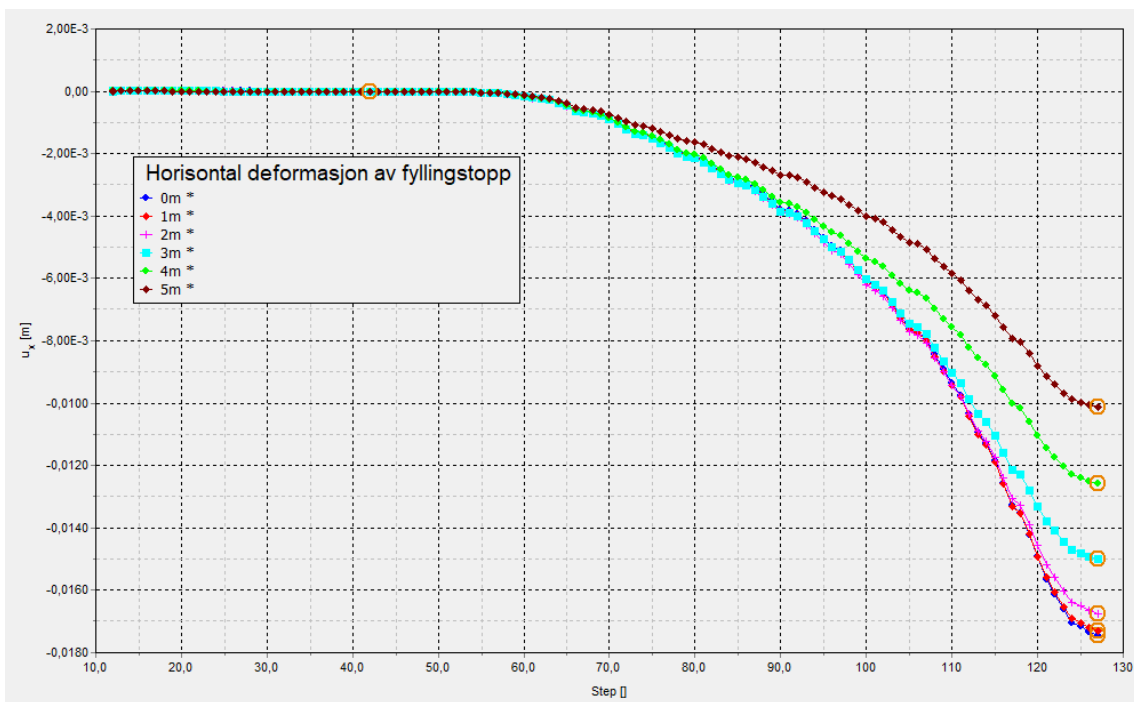


Figur 58: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1.





Figur 59: Vertikal deformasjon av punkter X meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1.

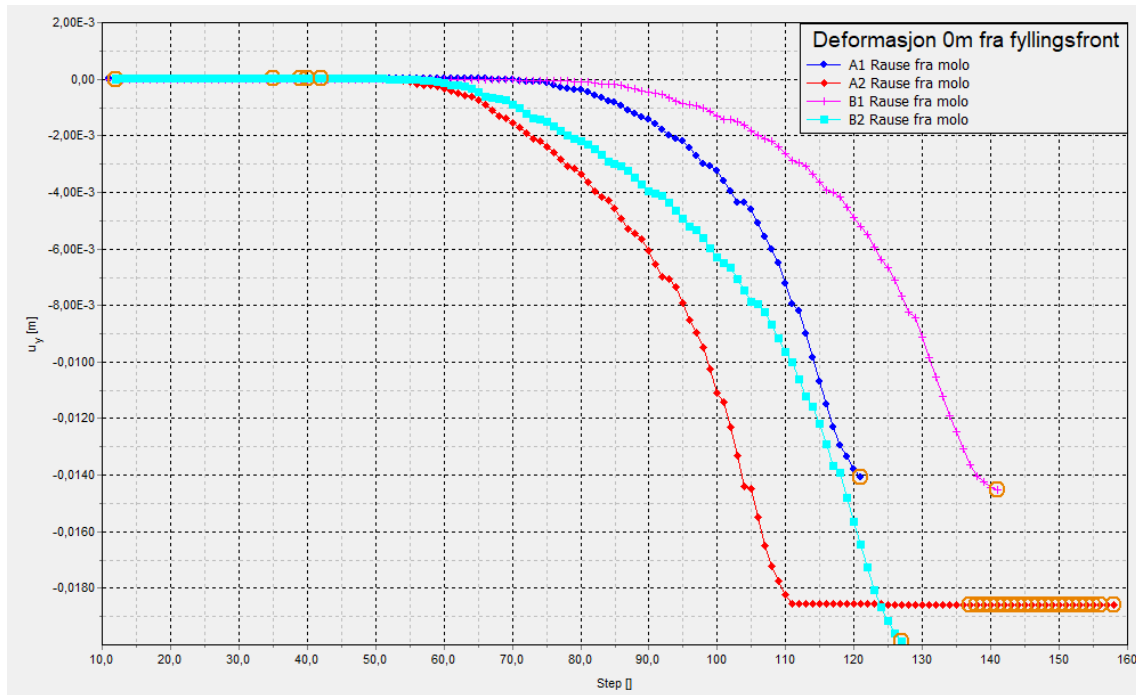


Figur 60: Horisontal deformasjon av punkter X meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1.

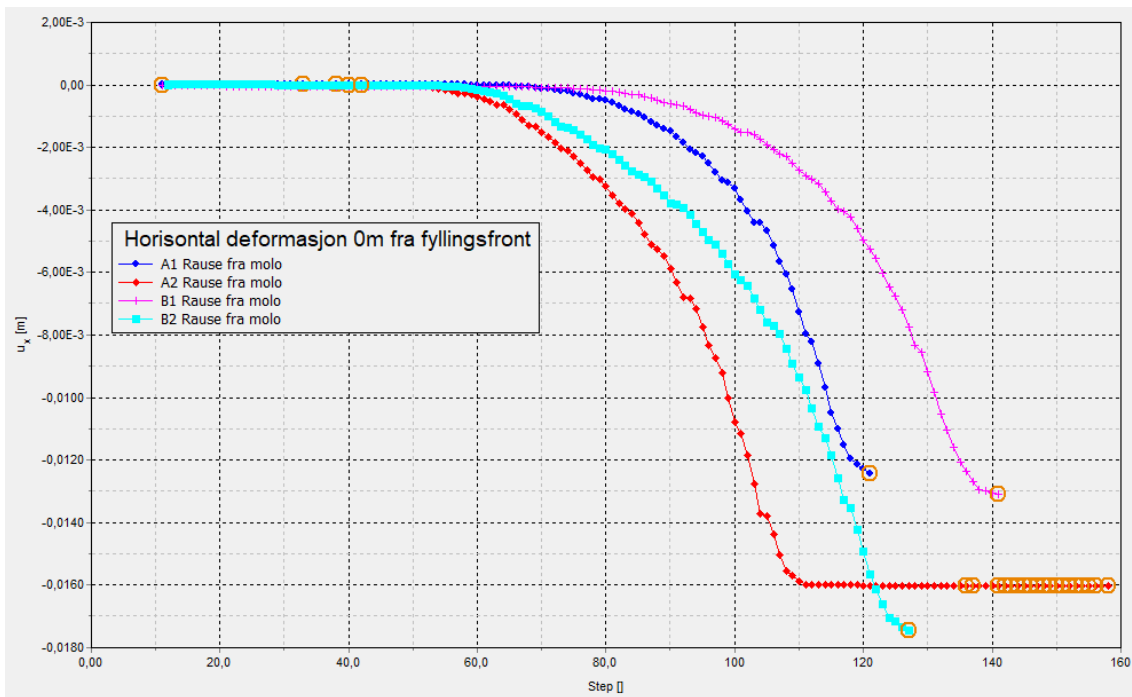
**Sammenstilling - rausing fra omslutningsmolo** Deformasjoner fra ulike modeller der en rauser fra omslutningsmolo kan observeres i Figurene 61 og 62. Fra figurene kommer det frem at den største deformasjonen oppstår når både den gamle og den nye fyllingen

har en helning på 1:1. Deretter er det nest størst deformasjon når gamle fyllingen har helning på 1:1 og nye fyllingen har helning 1:1,3.

Det kan bemerkes at det er en minimal forskjell i deformasjonsnivåene når den gamle fyllingen har en helning på 1:1,3, men det er størst deformasjon i kombinasjon med at den nye fyllingen har helning 1:1. Den kombinasjonen som gir minst deformasjoner er når den nye og den gamle fyllingen har helning på 1:1,3.



Figur 61: Sammenstilling av vertikal deformasjon,  $U_y$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut fra omslutningsmolo.



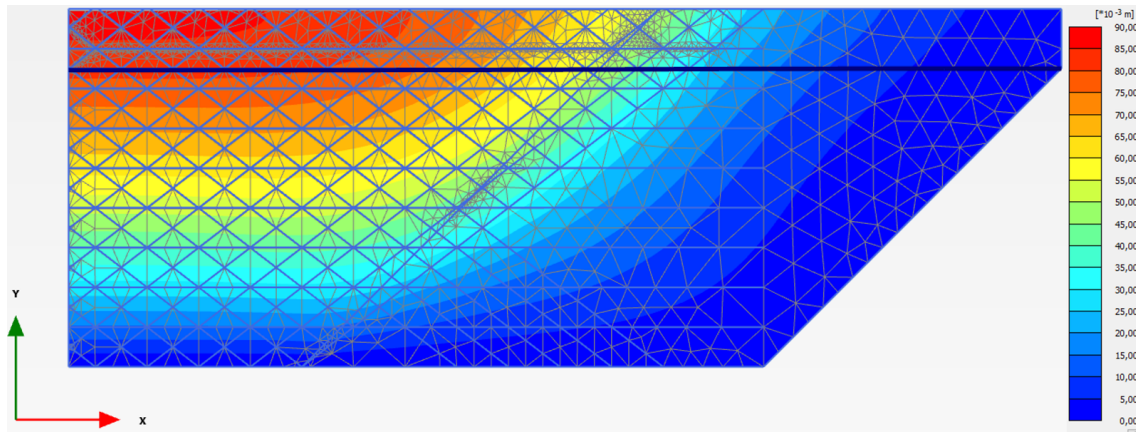
Figur 62: Sammenstilling av horisontal deformasjon,  $U_x$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut omslutningsmolo.

### 5.3 Utlegging fra lekter

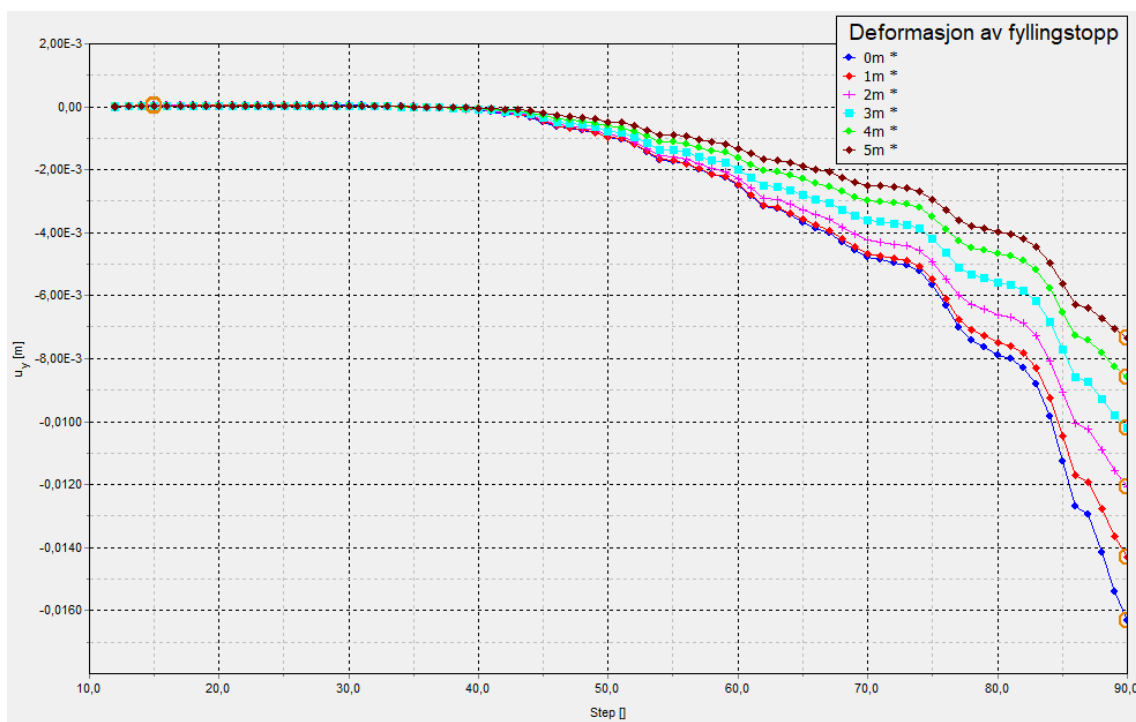
Dette delkapittelet presenterer resultatene fra modellene der utleggingen av materiale forekommer ved bruk av lekter.

**A1L** Figurene 63, 36 og 37 under, viser resultatene fra modellen der nye og gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er det som håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) sier at kan regnes som stabil helning på en sprengsteinfylling i sjø og er derfor et eksempel på en teoretisk prosjektert steinfylling.

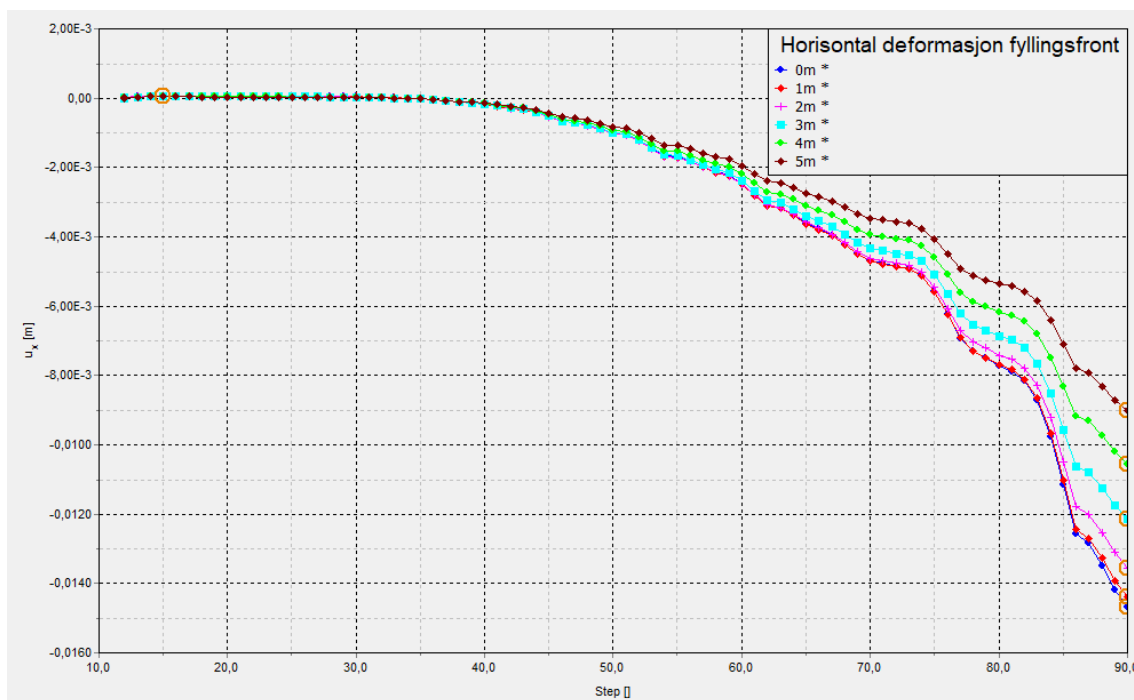
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 64 og horisontale deformasjoner i Figur 65 indikerer en større variasjon i de vertikale deformasjonene. Spesielt innenfor de første 2 meterne av den gamle fyllingen er det de vertikale deformasjonene som dominerer før de horisontale deformasjonene tar over som den dominerende delen av deformasjonene.



Figur 63: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1,3.



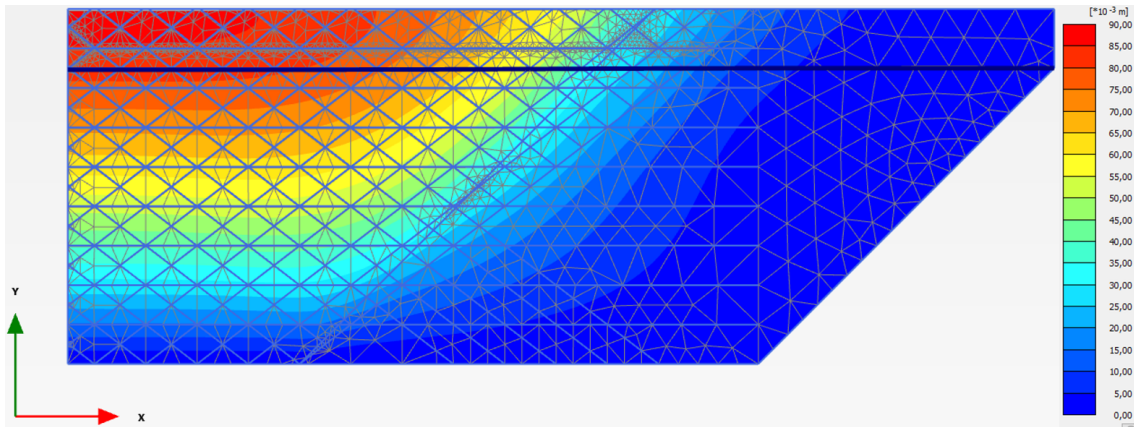
Figur 64: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.



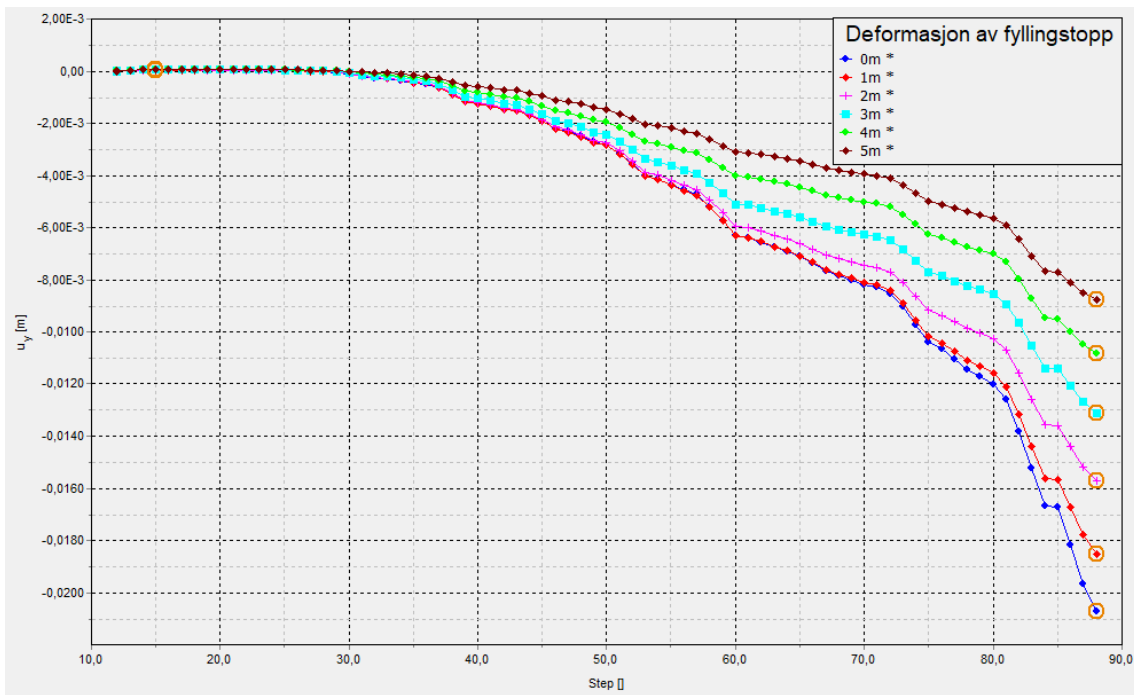
Figur 65: Horizontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1,3.

**A2L** Figurene 66, 67 og 68 presenterer resultatene fra en modell der den nye fyllingen har en helning på 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann, mens den gamle fyllingen har en helning på 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekterende benytter seg av denne anbefalingen.

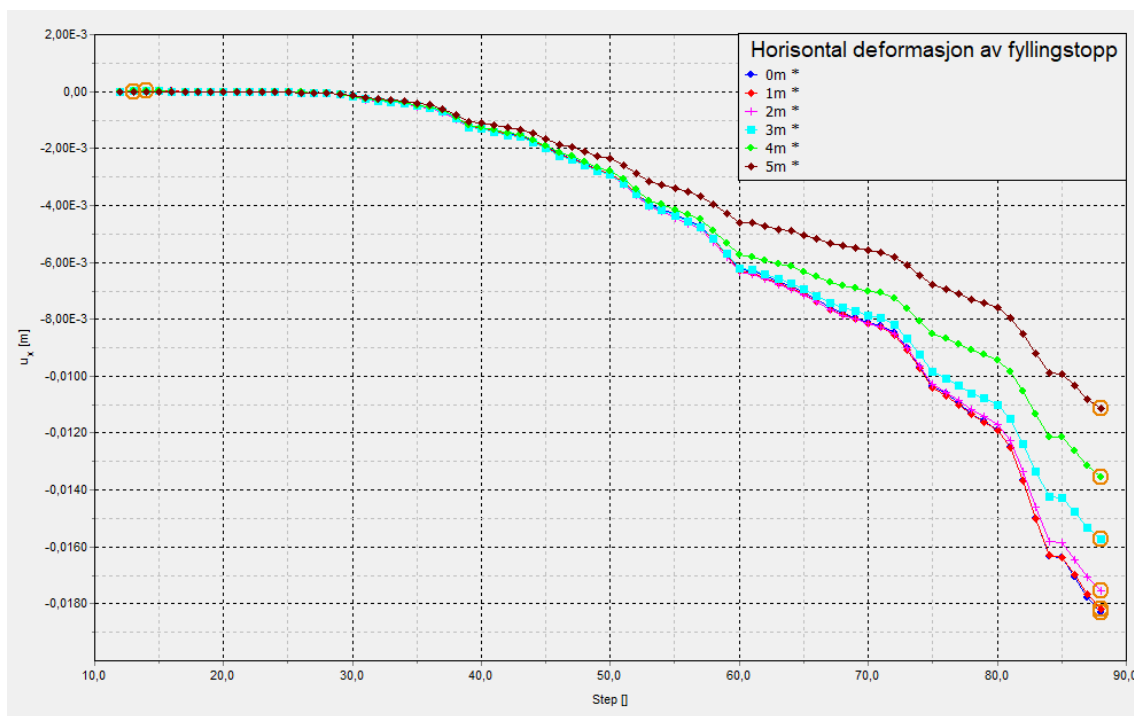
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. En sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 67 og horisontale deformasjoner i Figur 68 antyder at de vertikale deformasjonene avtar raskere enn de horisontale, med økende avstand fra den gamle fyllingsfronten. De vertikale deformasjonene avtar konstant, mens det de horisontale deformasjonene avtar lite frem til 2 meter fra fyllingsfronten, før de avtar betraktelig mer og konstant etter dette punktet.



Figur 66: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1,3 og gammel fylling har helning 1:1.



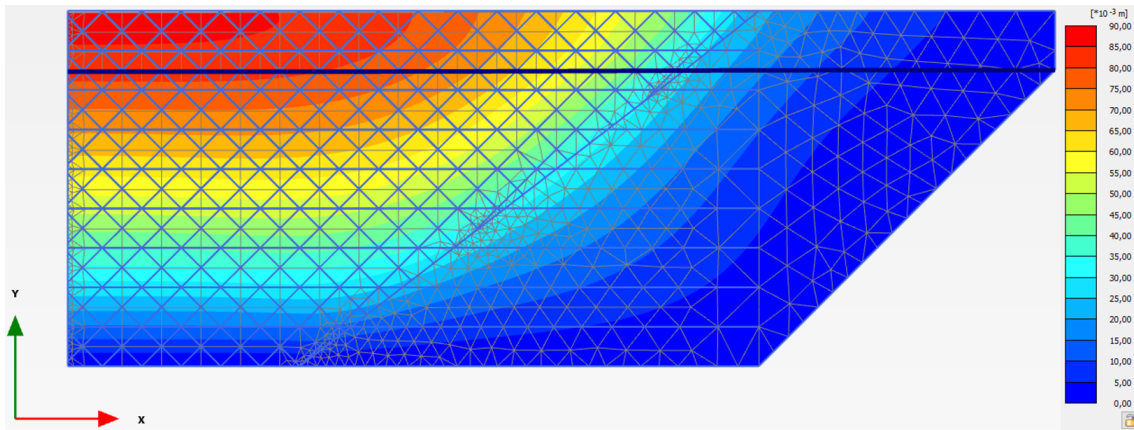
Figur 67: Vertikal deformasjon av punkter X meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.



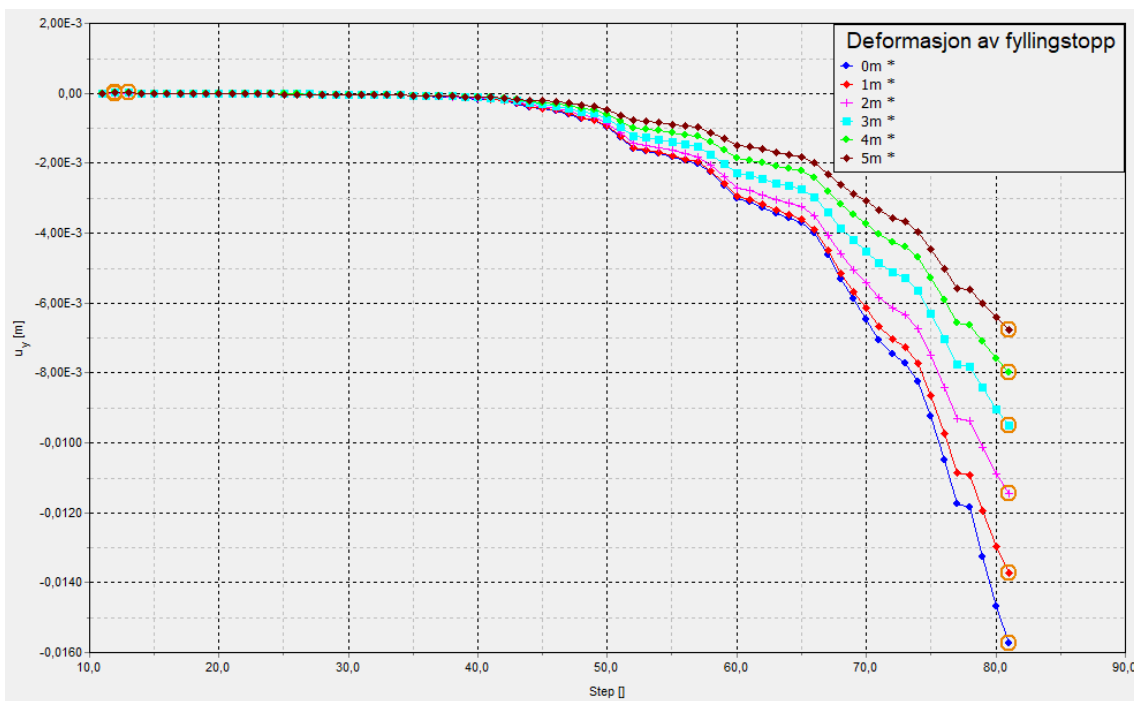
Figur 68: Horisontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1 og ny fylling har helning 1:1,3.

**B1L** Figurene 69, 70 og 71 under, viser resultatene fra modellen der den nye fyllingen har helning 1:1 langs de utlagte lagene og den gamle fyllingen har helning 1:1,3 under vann og 1:1,25 over vann. Dette er et typisk eksempel der den gamle fyllingen følger anbefalingene til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved utrasing.

Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. En sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 70 og horisontale deformasjoner i Figur 71 indikerer at deformasjonene originalt er større vertikalt, men avtar forttere sammenlignet med de horisontale. Som en konsekvens av dette, ved en avstand på 1 meter inn i den gamle fyllingen, er de horisontale og vertikale deformasjonene omtrent like. Deretter observeres det at de horisontale deformasjonene blir større enn de vertikale deformasjonene.

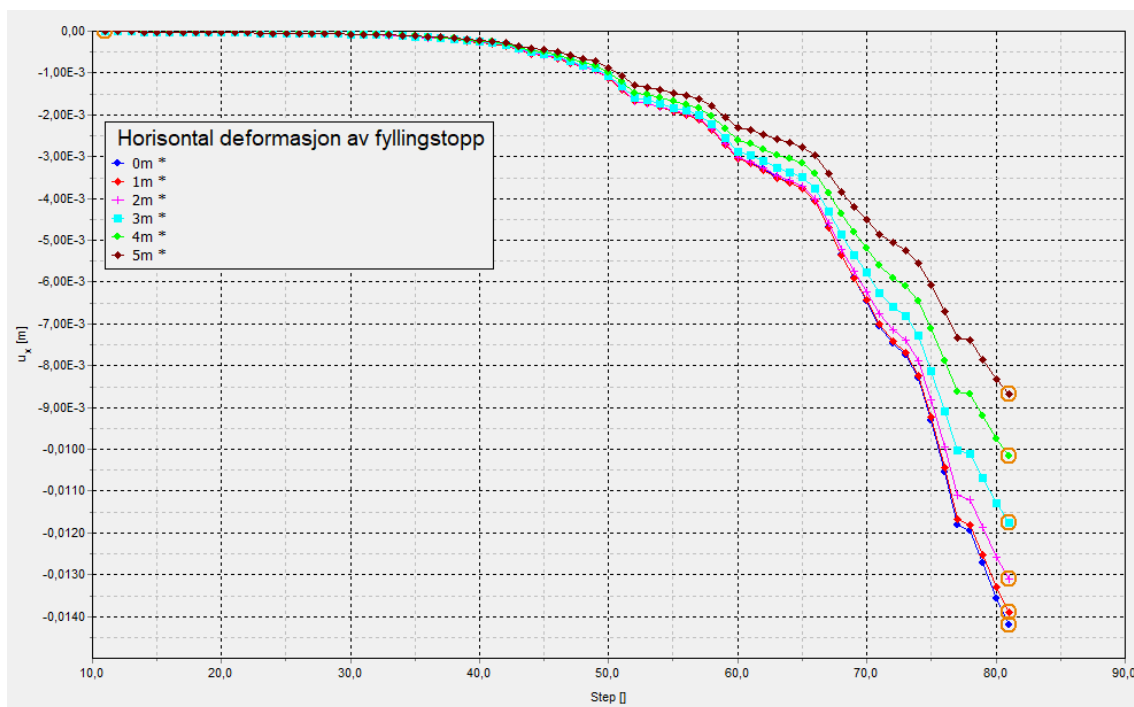


Figur 69: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny fylling har helning 1:1 og gammel fylling har helning 1:1,3.



Figur 70: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.

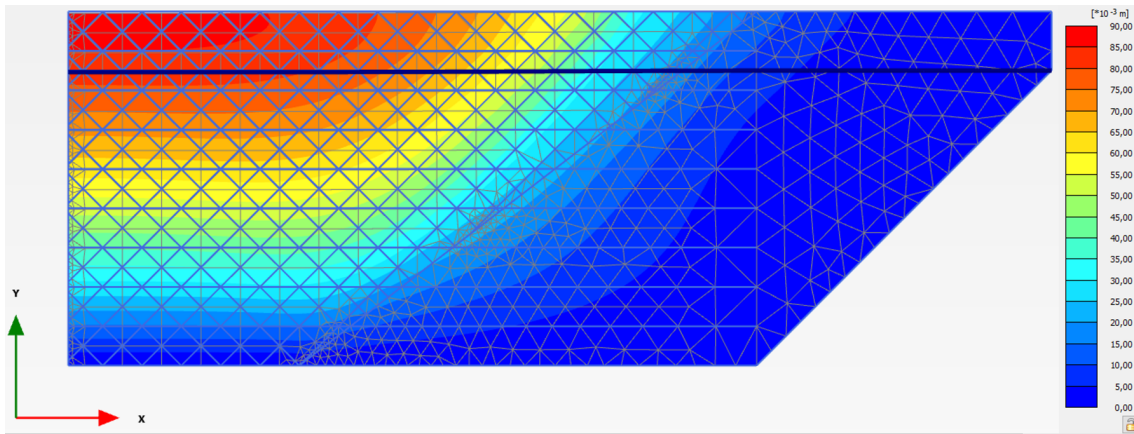




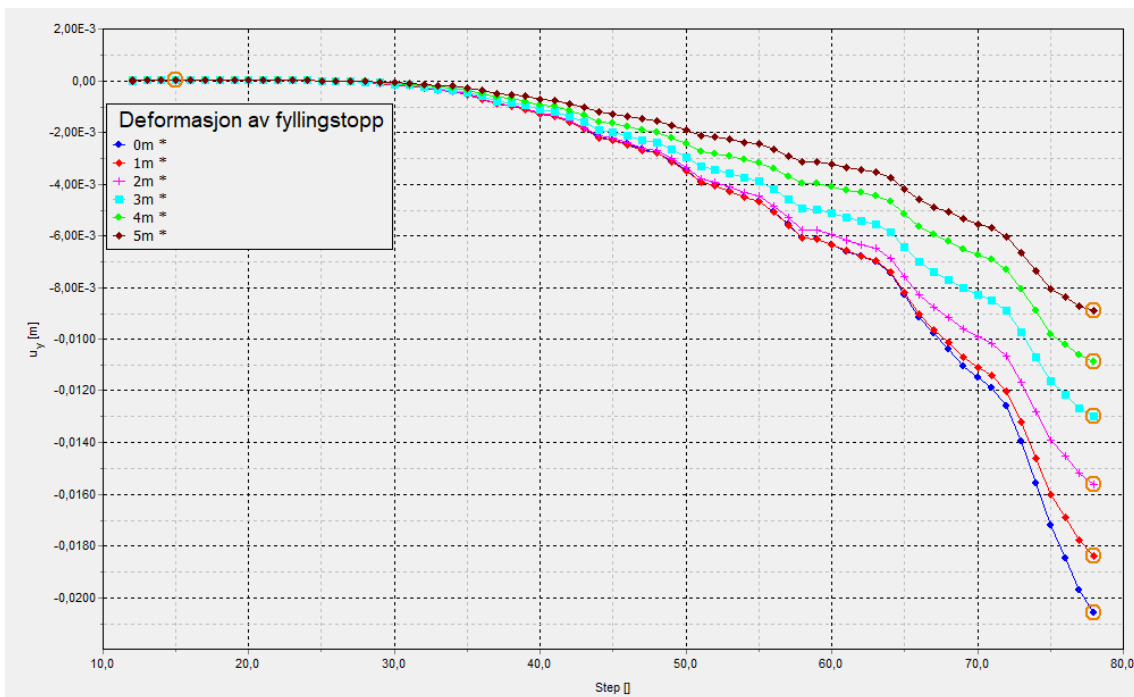
Figur 71: Horisontal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel fylling har helning 1:1,3 og ny fylling har helning 1:1.

**B2L** Figurene 72, 73 og 74 under, viser resultatene fra modellen der den nye og den gamle fyllingen har helning 1:1 langs hele overflaten. Dette eksempelet tar hensyn til en situasjon der den gamle fyllingen av ulike årsaker ikke oppfyller anbefalt helning i henhold til håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014), samtidig som prosjekteringen av den nye fyllingen er realistisk da massene vil naturlig legge seg i bruddvinkel ved utrausing.

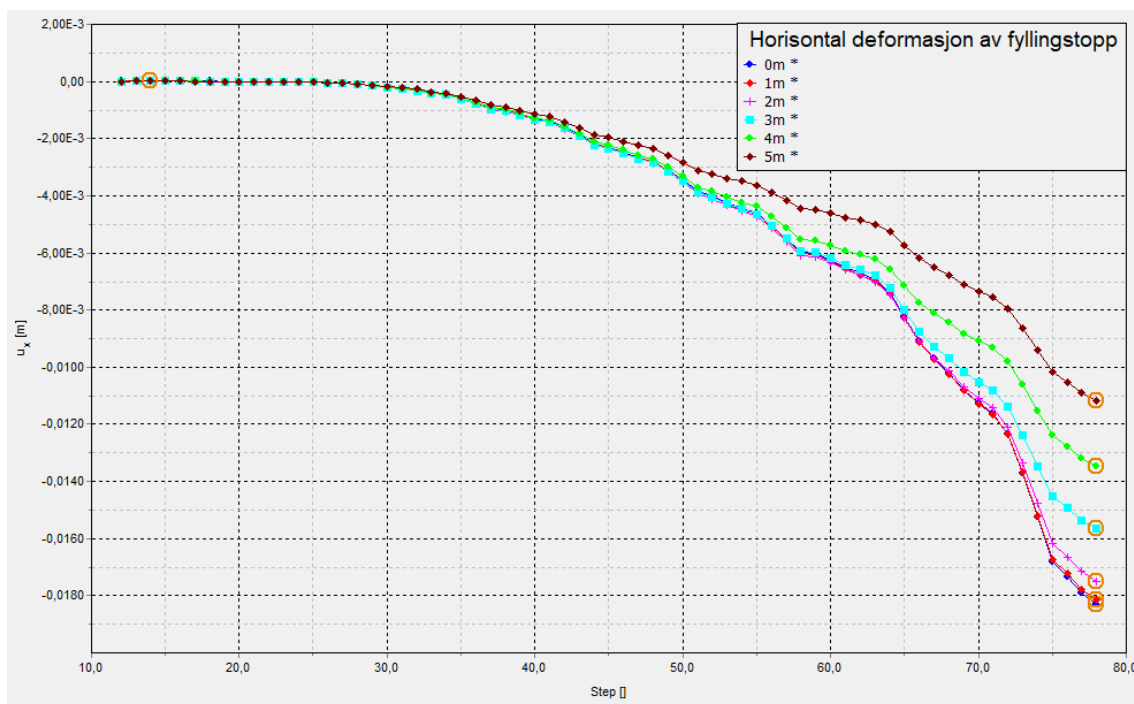
Resultatene i figurene indikerer at deformasjonene er mest utpreget ved fyllingsfronten og reduseres gradvis innover den eldre delen av fyllingen. Videre sammenligning av vertikale deformasjoner i Figur 73 og horisontale deformasjoner i Figur 74 indikerer at deformasjonene originalt er større vertikalt, men avtar fortere sammenlignet med de horisontale. Som en konsekvens av dette, ved en avstand på 1 meter inn i den gamle fyllingen, er de horisontale og vertikale deformasjonene omtrent like. Deretter observeres det at de horisontale deformasjonene blir større enn de vertikale deformasjonene.



Figur 72: Total forskyvning,  $|u|$ , av modell der ny og gammel fylling har helning 1:1.



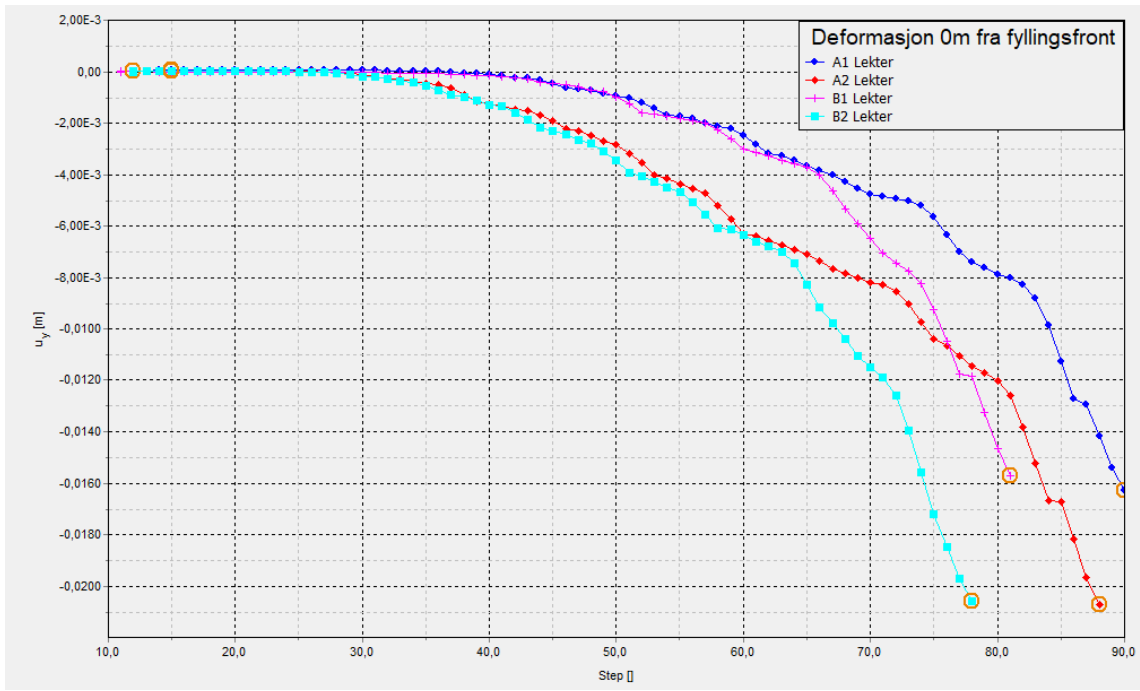
Figur 73: Vertikal deformasjon av punkter  $X$  meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1.



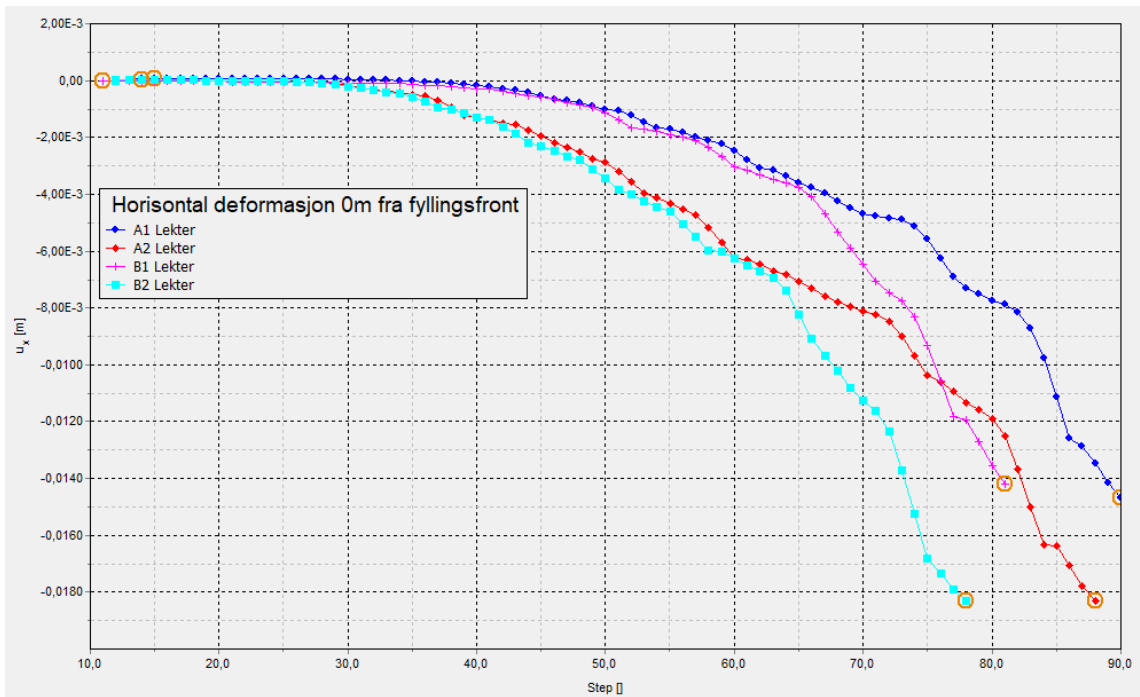
Figur 74: Horisontal deformasjon av punkter X meter fra fyllingsfronten langs fyllingstoppen, der gammel og ny fylling har helning 1:1.

**Sammenstilling – utlegging fra lekter** Deformasjoner fra ulike modeller der en legger ut massene fra lekter kan observeres i Figurene 75 og 76. Fra figurene indikerer det at deformasjonene er mest markante i de modellene der den gamle fyllingen har en helning på 1:1, og det er minimal forskjell i deformasjonene når den nye fyllingen har enten en helning på 1:1 eller 1:1,3.

I modellene der den gamle fyllingen har helning 1:1,3 observeres det liten variasjon i deformasjon dersom en varierer om den nye fyllingen har helning 1:1 eller 1:1,3.



Figur 75: Sammenstilling av vertikal deformasjon,  $U_y$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut fra lekter.



Figur 76: Sammenstilling av horisontal deformasjon,  $U_x$ , 0m fra fyllingsfronten, der massene er lagt ut lekter.

## 5.4 Dynamisk effekt

I tabell 11 under er det brukt ligningene (18) og (19) fra SVV og Attewell & Farmer for å beregne vibrasjoner ved ulike radielle avstander. I radene for SVV-ligningen, der høyden er satt til 0.13 og vekten er satt til 7.99, er energimengden, i henhold til potensiell energiformelen, den samme som  $E_0$  i Attewell & Farmer-ligningen. Dette kan observeres ved  $E_p = mgh = 7991 \cdot 9.81 \cdot 0.13 = 10190 \approx 10000$ . Vi kan videre se sammenhengen mellom massene, energimengdene og kassestørrelsene i tabell 12.

Resultatene i tabellen viser at vibrasjonene avtar raskere med SVV-ligningen sammenlignet med Attewell & Farmer-ligningen. Det kommer også frem at ligningen fra SVV gir lavere vibrasjonsnivåer for samme energimengde, samtidig som vibrasjonene avtar raskere med økende avstand.

Tabell 11: Resultater fra formlene til SVV og Attewell.

Formel	Vibrasjoner [mm/s]					
Avstand fra opprinnelse, $r$ [m]	1m	2m	3m	4m	5m	10m
Attewell: $v = k \frac{\sqrt{E_0}}{r}$						
$E_0$ [J]						
10000	150	75	50	38	30	15
10917	157	78	52	39	31	16
21834	222	111	74	55	44	22
43668	313	157	104	78	63	31
87336	443	222	148	111	89	44
SVV: $7 \left( \frac{\sqrt{G_f \cdot H}}{r} \right)^{1,4} \cdot 10$						
$G_f$ [tonn] $H$ [m]						
7.99      0.13	72	27	15	10	8	3
8.71      0.13	76	29	16	11	8	3
17.42      0.13	124	47	27	18	13	5
34.84      0.13	202	76	43	29	21	8
69.68      0.13	327	124	70	47	34	13
7.99      1	300	114	64	43	32	12
8.71      1	318	121	68	46	33	13
17.42      1	517	196	111	74	54	21
34.84      1	841	318	181	121	88	33
69.68      1	1365	517	293	196	143	54

Tabell 12: Oppfriskning av volum og energimengder til beregning av vibrasjoner.

Volum av lastekasse $m^3$	masse i lastekasse [kg]	$E_0$ [J]
4.587329 ( $6yd^3$ )	7 991	10 000
5	8 710	10 917
10	17 419	21 834
20	34 839	43 668
40	69 677	87 336

## 5.5 Sensitivitets analyse

Det er gjennomført en rask sensitivitets analyse for å gi innblikk i hvordan forandring av forskjellige parametere gir utslag i modellen. Det er valgt å gjøre analysen på B2RF-modellen, ettersom den hadde de største deformasjonene, og derfor ville effektene av parameterendringer være mest markante i denne modellen. Fokuset i analysen var på å vurdere hvordan endringer i porettall og styrkeparametere påvirket modellens respons. For alle modellene er  $E_{ur}^{ref}$  satt til  $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot (E_{50/oed}^{ref})$ . Resultatene er presentert i tabell 13.

Tabell 13: Resultat fra sensitivitets analyse.

B2RF												
	Vertikal deformasjon [mm]						Horisontal deformasjon [mm]					
[m] fra fyllingsfront	0m	1m	2m	3m	4m	5m	0m	1m	2m	3m	4m	5m
Original	-52	-45	-35	-26	-21	-16	-59	-52	-46	-33	-26	-20
$e_{init} = 0.55$	-50	-44	-33	-26	-20	-15	-56	-51	-43	-32	-26	-20
$E_{50}^{ref} \& E_{oed}^{ref} = 15 \cdot 10^3$	-86	-76	-57	-44	-34	-26	-97	-87	-75	-56	-44	-34
$E_{50}^{ref} \& E_{oed}^{ref} = 20 \cdot 10^3$	-65	-57	-42	-33	-26	-20	-73	-67	-55	-42	-32	-25
Få faser	-56	-47	-39	-31	-24	-19	-68	-55	-48	-40	-31	-24

I tabellen over er original raden de resultatene som kommer fra den originale B2RF modellen, for å kunne sammenligne utslaget.

$e_{init}$  representerer endringen i porøsitet og dermed også massenes tetthet. Dette er den eneste parameteren som er endret, selv om styrken også burde gå ned når porøsiteten øker. Resultatene viser derfor som forventet en nedgang i deformasjonene.

Når det gjelder raden med “få fasene”, innebærer B2RF-modellen bare en enkelt påføring av horisontale lag, slik som det gjøres i RM-modellene. Her går deformasjonene litt opp noe som kan tyde på at det ikke er noen suksessiv komprimering og pådragskrefter fra at modellen har mange faser. Det kan også indikere at modellen ikke klarer å simulere denne tenkte effekten på en nøyaktig måte.

---

## 6 Diskusjon og hovedkonklusjon

I dette kapittelet blir resultatene av modellen diskutert, samt de valgte materialparametere og grensebetingelsene som ble benyttet i modellen. Videre blir modellen sammenlignet med NGIs modell fra Langstranda i Bodø (NGI 2021), for å oppnå en helhetlig vurdering av deformasjonene i steinfyllinger og identifisere de faktorene som har størst innvirkning.

### 6.1 Diskusjon av modeller

I denne oppgaven er det begrenset til bruk av PLAXIS 2D-modeller, til tross for at problemet i virkeligheten er tredimensjonalt. Punktene som er sett på i oppgaven befinner seg så nær fyllingsfronten at det ikke vil være mulig eller praktisk hensiktsmessig å legge ut massene ved lastebil ute forbi punktene. Derfor er det egentlig ikke korrekt å anvende en 2D-modell for å simulere dette tredimensjonale problemet.

Når dette er poengtert, vil noe av den samme effekten oppnås ved å starte fyllingen på siden av et eventuelt bygg og jobbe seg inn fra siden. Selv om dette trolig vil resultere i noe mindre deformasjon, er hensikten med 2D-modellen i oppgaven å gi et inntrykk av effektene og deres størrelsesforhold i forhold til hverandre.

**Materialparametere** - Valg av materialparametere har betydelig innvirkning på modellens oppførsel. I denne oppgaven er det ikke presentert noen kjent sammenheng mellom poretalet og styrken til steinfyllinger med høy porøsitet. Lite litteratur som adresserer forholdet mellom høye poretalet og styrke i en sprengsteinsfylling er årsaken til dette. Porøsiteten har imidlertid en tydelig påvirkning, da det eksisterer krav om at komprimerte steinfyllinger skal ha en stivhet på 150 MPa ifølge rapporten til COWI, (Jendebø 2016). I denne oppgaven er en stivhet på  $E_{50} = 25$  MPa valgt, noe som indikerer at stivheten minimum kan økes med en faktor på 6 ved god komprimering og passende materiale. Til tross for at det ikke ble funnet eksplisitt litteratur som angir den forventede stivheten til en ukomprimert fylling, understreker dette behovet for ytterligere forskning for å bedre forstå materialegenskapene til sprengsteinsfyllinger.

Friksjonsvinkelen som er valgt i modellen er relativt høy, men nødvendig for å simulere en helning på 1:1. Håndbok V221 (Vegdirektoratet 2014) nevner også muligheten for stabile fyllinger med skråninger brattere enn 1:1,3 når store steiner stables. På prosjektet i Bodø var helninger så bratt som 2:1, ved det bratteste, (NGI 2021) og (Multiconsult 2014b). Derfor kan en friksjonsvinkel på 45 grader anses som realistisk i tilfellet der målet er å modellere oppførselen til en sprengsteinsfylling uten nødvendige sikkerhetsmarginer for dimensjonering.

Som tidligere nevnt i oppgaven var det nødvendig å tillegge en kunstig eller tilsynelatende kohesjon,  $c$ , for å forhindre kollaps i modellen. Denne var sett til  $10kN/m^3$ , for at modellen skal i best mulig grad kunne etterligne den virkelige oppførselen til fyllingen i det aktuelle spenningsområdet. Slik som vist i hvordan friksjonsvinkelen endrer seg med spenningen i figur 14.

---

**Valg av helning** - Basert på sammenstillingsfigurene 33, 34, 47, 48, 61, 62, 75 og 76, observeres det en økning i deformasjoner når mobiliseringen av den gamle fyllingen øker. Dette samsvarer med funnene presentert av (Nordal 2020), som sier at deformasjonene øker med økende mobilisering og nærhet til bruddgrensetilstanden.

Når massene rases fra den gamle fyllingen antyder resultatene at deformasjonene øker i takt med mobiliseringen. Resultatene indikerer at det er denne utfyllingsmetoden som gir størst setninger, der den modellen (B2RF) som gav størst setninger var på -5,9 cm horisontalt og -5,2cm vertikalt. Til sammen ligning er dette nesten en dobling av deformasjonene til A1RF som hadde lavest helning på de nye og gamle fyllmassene.

Modellen for dette scenarioet viser at mobiliseringen av de nye fyllingsmassene har større innvirkning på deformasjonene enn det resultatene indikerer for utfylling med lekter eller fylling fra omslutningsmolo.

Dette kan muligens forklares av at når massene rases ut fra den gamle fyllingen vil en brattere helning på de nye massene føre til en større ugunstig last-økning oppe på den gamle fyllingen. Dette vil føre til høyere spenninger inne i den gamle fyllingen som resulterer i høyere spenninger innenfor den gamle fyllingen, som igjen fører til økt komprimering og deformasjon av den gamle fyllingen.

Det bemerkes også at modellen viser liten forskjell mellom å legge ut massene i mange faser eller i færre faser, som vist i tabell 13. Dette indikerer at det ikke er betydelige deformasjoner som oppstår når de nye massene legges ut trinnvis og komprimerer den gamle fyllingen gradvis. Om dette faktisk skulle være tilfellet klarer ikke modellen å simulere effekten av de nye massene som suksessivt trekker den gamle fyllingen nedover. Dermed tyder resultatene på at det primært er endringen i spenningsfeltet som resulterer i komprimering av den gamle fyllingen og utgjør hovedårsaken til deformasjonene i denne modellen.

Når det gjelder utfylling fra omslutningsmolo, viser resultatene også en økning i deformasjoner i tråd med mobiliseringen av den gamle fyllingen. Imidlertid er deformasjonene i denne metoden omtrent halvparten så store som de ved rusing fra den gamle fyllingen. De største deformasjonene observeres ved fyllingsfronten og er på omtrent 2 cm. Selv om disse deformasjonene kan anses som relativt små, ligger de likevel i grenseområdet der vurdering opp mot bygninger bør tas i betraktning.

De vertikale deformasjonene avtar relativt raskt, og etter 2-3 meter inn i den gamle fyllingen er de halvert i størrelse. På den annen side avtar ikke de horisontale deformasjonene like raskt og er tilnærmet konstante 3 meter inn i den gamle fyllingen. Grunnen til at de horisontale deformasjonene ikke avtar like raskt som de vertikale deformasjonene kan skyldes at deformasjonene er i retning av den frie siden, og steinfyllingen har ikke evnen til å utvikle strekkrefter. Det er vanskelig å fastslå hvordan disse deformasjonene påvirkes av trykket fra overliggende bygninger, men dette kan potensielt skape problemer dersom strekkreftene som bygningene utsettes for blir tilstrekkelig store til å forårsake sprekker i fundamentet.

I modellen der massene ble rausert ut fra den gamle fyllingen, var de horisontale deformasjonene generelt litt større enn de vertikale deformasjonene. Størrelsen av de horisontale

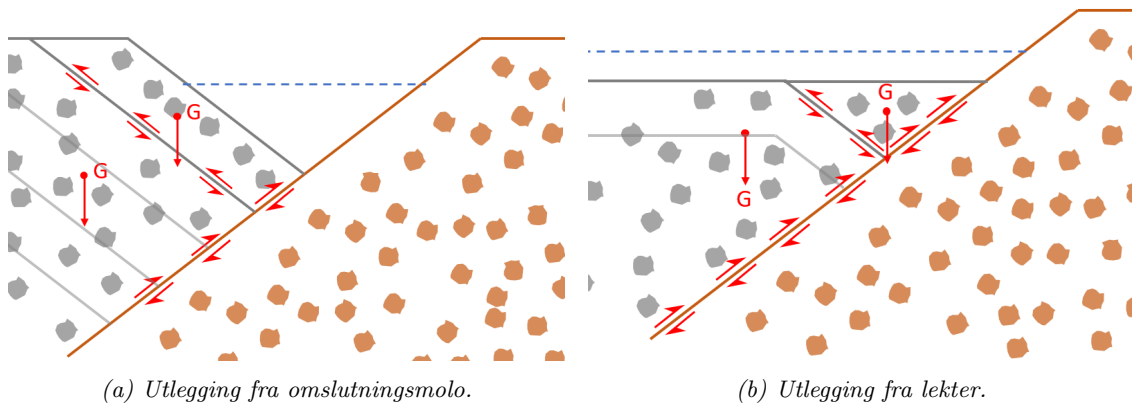


og vertikale deformasjonene indikerer at forholdet mellom de horisontale og vertikale deformasjonene var litt større når helningen til den gamle fyllingen var 1:1,3 sammenlignet med 1:1. Dette kan tyde på at tøyingsvektoren er relatert til normalvektoren til planet av den gamle fyllingsfronten. Denne normalvektoren vil ha en lik forholdsmessig størrelse mellom vertikale og horisontale komponenter, eller en lengre horisontal komponent for de aktuelle planene. Dette vil si at forholdsmessig er de horisontale deformasjonene litt større sammenlignet med de vertikale for en slakere helning. For de to andre modellene var de horisontale deformasjonene mindre enn de vertikale deformasjonene lengst ute på fyllingen. Dette kan skyldes at utleggingsmetodene i større grad støttet opp om de horisontale deformasjonene etter hvert som massene ble lagt ut.

Resultatene for utfylling med lekter indikerer at mobiliseringen av den gamle fyllingen er den viktigste faktoren for deformasjonene, på samme måte som ved utfylling fra omslutningsmolo. Deformasjonene som observeres i denne modellen er svært lik de som ble observert i modellen der massene ble lagt ut fra omslutningsmolo. Det ser ut til at med dette oppsettet av modellen ikke medfører store forskjeller, enten massene ble lagt ut lagvis fra bunnen av eller lagvis fra sjøsiden (omslutningsmoloen).

Mekanisk sett er det flere likheter mellom utleggingsmetoden med lekter og utfylling fra omslutningsmolo. Dette kan også observeres i figur 77, der de nye fyllmassene komprimeres etter hvert som mer masse legges ut. Samtidig blir vekten av de nye massene fordelt i både den nye og den gamle fyllingen. Kraftene påført den gamle fyllingen er ganske like i de to utleggingsmetodene, noe som forklarer de lignende deformasjonene.

Generelt sett kan det observeres at vertikale deformasjoner er omtrent 50-60% i 3 meter inn i den gamle fyllingen. Horisontale deformasjoner opprettholdes lenger i modellen der massene ble lagt ut med lekter og utfylling fra omslutningsmolo, men dette kan også skyldes mindre deformasjoner i utgangspunktet i disse to modellene.



Figur 77: Prinsippskisse for hvordan kreftene fra de nylig utlagte masse fordeler seg.

Som det har kommet frem var deformasjonene for modellen der massene ble lagt ut ved rausing fra sjøsiden og lagt ut med lekter tilnærmet like, dette kan også sees i tabell 10. Ved å sammenligne deformasjonene der massene blir lagt ut fra den gamle fyllingen kommer det frem at deformasjonene i gjennomsnitt blir 2 ganger så store i alle punkter. Spesifikt utgjør gjennomsnittlig deformasjon 47% av deformasjonene som oppstår ved utfylling fra den gamle fyllingen. Det er viktig å merke seg at da ulike høyder for fyllingen ikke ble

---

vurdert, kan det ikke konkluderes sikkert om denne observasjonen gjelder for alle høyder.

**Sammenligning med NGI sin modell** - Resultatene som fremkommer i denne oppgaven, viser betydelige forskjeller sammenlignet med resultatene fra NGI-prosjektet i Bodø. Oppsummeringen av NGI-resultatene i tabell 6 viser at forskjellene i deformasjon er mye større ved ulike utleggingsmetoder enn det som kommer frem i modellene i denne oppgaven. For modellen som tilsvare rasing fra den gamle fyllingen, viser NGI-modellen en vertikal forskyvning på -107 mm og en horisontal forskyvning på -96 mm ved punktet som er 2,1 meter fra fyllingsfronten. Disse verdiene er mer enn dobbelt så store som deformasjonene som vises i modellene i denne oppgaven. Selv om den bratte helningen i Bodø kan bidra til en del av forskjellene, kan den ikke forklare den betydelige differansen i utleggingsmetode.

Det største avviket oppstår i scenariet der massene blir lagt ut fra sjøsiden (omslutningsmolo). Modellen i denne oppgaven har gitt tilnærmet like verdier for utlegging fra sjøsiden som ved utlegging med lekter på ca. -15 mm vertikalt og ca. -17 mm horisontalt. Til sammenligning viser NGI-modellen en oppadgående deformasjon på 8,4 mm og en forskyvning mot høyre på 4,6 mm, for modellen som tilsvare rasing fra sjøsiden. Dette er et helt annet deformasjonsmønster som ikke samsvarer med det som vises i denne oppgavens modell.

NGI sin modell, M2, som tilsvare scenarioet der utlegging foregår med lekter i denne oppgaven, indikerer også at en slik utleggingsmetode ville føre til en oppadgående deformasjon på punktet 2,1 meter inn i den gamle fyllingen. Der viser NGI-modellen deformasjoner på 4 mm vertikalt og -2,2 mm horisontalt i dette tilfellet.

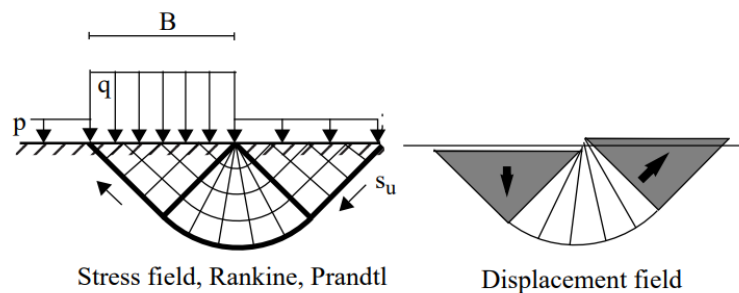
Den mest sannsynlige årsaken til disse forskjellene ligger i forskjellige grensebetingelser for modellene. I denne oppgaven er det faste grensebetingelser under steinfyllingen, og det tillates ingen horisontale deformasjoner langs de vertikale grensene. Dette begrenser deformasjonen i grunnen som følge av utlegging av de nye massene.

I modellen til NGI antas underlaget å være udrenert og får dermed ingen volumetrisk tøyning. Dette betyr imidlertid ikke at hver enkelt tøyningsskomponent er lik null. I henhold til (Nordal 2020) har vi den kjente formelen for volumetrisk tøyning:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2\varepsilon_3 \quad (26)$$

Dette betyr at i grunn at en kan få en umiddelbar deformasjon i grunnen under fyllingen. I Bodø var dette leire, som har en mye lavere stivhet. Vekten av den nye massen vil da føre til deformasjon i materialet under fyllingen og skape en rotasjon som gir større deformasjoner. Dette prinsippet illustreres i figur 78, hvor det økte trykket fra den nye massen resulterer i en økt mobilisering i leiren, som igjen fører til deformasjon og rotasjon i undergrunnen.

Denne rotasjonen vil trolig kunne føre til en forstørret differanse i utleggingsmetode. Dette er indikert dersom en sammenligner NGI-modell M1 med B2RF-modellen presentert i denne oppgaven. Som tidligere nevnt, var differansen betydelig til tross for at begge



Figur 78: Spennings- og deformasjons-felt for et udrenert bæreevne problem, hentet fra (Nordal 2020).

modellene hadde tilnærmet de samme styrkeparametere. En del av denne forskjellen kan antas å stamme fra den svært bratte helningen og den resulterende høye mobiliseringen i toppen av fyllingen. Denne helningen har vist seg å ha en betydelig innvirkning i denne oppgaven. Det er imidlertid vanskelig å fastslå i hvilken grad deformasjonen skyldes den høye mobiliseringen kontra deformasjon og rotasjon i undergrunnen.

Ved å se på NGI-modellene som simulerer utlegging fra omslutningsmolo og utlegging med lekter (M3 og M2), er det antageligvis enklere å vurdere effekten av rotasjon i undergrunnen. Disse modellene hadde en brattere helning enn modellene i denne oppgaven, og i tråd med resultatene her skulle de ha større deformasjoner. Dette er imidlertid ikke tilfelle, da NGI-modellene indikerer at fyllingen ville hevet seg i punktet 2,1 meter inn i den gamle fyllingen dersom massene ble lagt ut fra omslutningsmoloen eller med lekter.

Dette er en differanse på minimum 30 mm for metoden for rausing fra sjøsiden, mellom modellen til NGI og den i denne oppgaven. Ettersom modellen i oppgaven her fikk deformasjoner i størrelsesordenen -20 mm og en brattere helning skal føre til større deformasjoner. Dette er ikke tilfelle og disse deformasjonene har blitt kompensert for ved deformasjon og rotasjon i grunnen.

**Forutsetninger** - Basert på den tidligere diskusjonen, hvor modellen i denne oppgaven ble sammenlignet med NGI-modellen, kan det se ut til at grensebetingelsene sannsynligvis har like stor innvirkning på deformasjonene som helningen til både den nye og den gamle fyllingen. Differansen i deformasjoner er større ved endring av grensebetingelser enn ved ending av helningen på ny eller gammel fylling. Selv ved å redusere stivheten til fyllingen ned til 3/5 i sensitivitetsanalysen var deformasjonene ikke like store som det fremkommer av NGI-modellen. Dette indikerer at grensebetingelsene har mye å si for resultatene og oppførselen av steinfyllingen.

Den faktoren som gav nest mest utslag på resultatene i modellene i denne oppgaven var helningen på den gamle fyllingen. Disse resultatene ser ut til å være mest markante i de modellene der massene ble rauset ut fra den gamle fyllingen. Dette kan muligens skyldes at de nye massene som ble lagt ut, komprimerte og påvirket de gamle massene på en måte som “drar” dem med seg og genererte skjærkrefter. I modellen var materialparameterne for de to fyllingsmaterialene like med unntak for kohesjonen. Kohesjonen ble satt til  $c = 10kN/m^3$  for den nye fyllingen og  $c = 3kN/m^3$  for den gamle fyllingen.

---

Dersom den gamle fyllingen hadde blitt modellert med en noe høyere stivhet og lavere porøsitet etter en viss tid, kunne denne effekten blitt mer betydelig. Dette ville føre til at den nye fyllingen da lettere ville blitt komprimert og en differanse ville oppstått i overgangen mellom de to materialene. Som nevnt i kapittelet om anleggsteknikk, vil massene som lastes på en lastebil ha en høyere utvidelsesfaktor ved lasting sammenlignet med når de ankommer destinasjonen. Tilsvarende kan det også være tilfellet for etablering av steinfyllinger i sjø, hvor massene har en høyere porøsitet når de blir deponert og gradvis blir mer komprimert etter hvert som flere masser legges oppå.

Det er mulig at denne effekten ikke er tilstrekkelig tatt hensyn til i modellen, og det kunne vært hensiktsmessig å endre stivheten og porøsiteten til fyllingen etter hvert som mer masser ble dekket av. Nøyaktigheten av denne antagelsen er imidlertid vanskelig å fastslå uten målinger og sammenligning med virkelige prosjekter, som dessverre ikke var tilgjengelig for denne oppgaven.

**Mekanismer** Som tidligere diskutert, er det sannsynlig at mekanismene for rausing fra sjøside og utlegging med lekter være svært like. Nye masser vil gradvis spre seg innover den eksisterende fyllingen og begynne med å stabilisere tå-partiet av den gamle fyllingen. Etter hvert som mer og mer masser legges over den eksisterende fyllingen, vil vekten fordeles mellom de nye og gamle massene. Den eksisterende fyllingen opplever økende vekt og dermed økte spenninger, noe som vil føre til deformasjoner.

Dersom massene legges ut fra toppen av den eksisterende fyllingen, som ikke er i en rasvinkel, vil massene bli liggende i toppen av den gamle fyllingen. Dette vil resultere i økt mobilisering og økte spenninger i den eksisterende fyllingen, samt deformasjoner som strekker seg nedover i fyllingen. Hvis massene derimot faller ned til tå-partiet av den eksisterende fyllingen, vil de bidra med ekstra vekt der. Hvis grensebetingelsene tillater det, kan dette føre til deformasjon i underlaget som gradvis roterer og skaper deformasjoner i den eksisterende fyllingen.

Det er mulig at dette scenarioet kan ha skjedd i tilfellet med fyllingen på Gismerøya, der fyllingen fra 2008 ble lagt ut kort tid før bygget ble etablert. Hvis det var mykere masser i tå-partiet av fyllingen fra 2008, kan disse massene ha deformert seg og forårsaket rotasjon som resulterte i setningsskadene som oppstod i bygget.

Et slikt mykt underlag kan også medføre økt rotasjon etter hvert som flere masser legges ut, i tillegg til komprimering av massene i tå-partiet av fyllingen.

## 6.2 Dynamisk effekt

I virkeligheten er dette emnet utrolig komplekst. En rekke faktorer spiller inn på energioverføringen i dumping av masser. Noe av energien går tapt som friksjon på glidningen i lastepanet, noe forblir i massene når de ruller nedover skråningen, noe blir overført til skråningen når massene kolliderer med den tidligere steinfyllingen, noe går tapt til vannflytning og strømning, og noe går til produksjon av p-bølger og s-bølger, der mengden vibrasjoner som forårsaker deformasjoner er ukjent.

---

Som en forenkling kan man betrakte den potensielle energien massene har på toppen av lasteplanet når de begynner å falle. Denne potensielle energien blir helt omgjort til kinetisk energi når massene treffer bakken. Deretter bruker en i denne oppgaven ligningene fra SVV og Attewell & Farmer, som vist i ligningene 18 og 19, til å estimere vibrasjonene.

Ligningen fra SVV er ment å beregne vibrasjoner som oppstår på grunn av dypkomprimering. Når dypkomprimering utføres, slippes et lodd fra en relativt stor høyde for å generere en energimengde som overføres til bakken. Denne energioverføringen skjer mye raskere enn når all energien må overføres fra massene i et lasteplan. Når massene dumpes fra lasteplanet, tar det mye lengre tid fra de første massene treffer bakken til de siste massene treffer bakken, sammenlignet med tiden det tar for energien fra et lodd å treffe bakken og overføre energien til bakken.

Dette betyr at dersom man kun tar hensyn til massen av massene på lasteplanet og høyden av massene når de begynner å gli på lasteplanet, vil en mest sannsynlig få altfor store verdier for vibrasjonene. Ved å betrakte impulsloven (Hofstad 2022):

$$F \cdot t = m \cdot v \quad (27)$$

En betydelig redusert tidsperiode vil resultere i en nødvendigvis høyere kraft for å opprettholde samme kinetiske energi. Selv om opprinnelsen og påliteligheten av informasjonen om de relative energikildene til (Woods 1997) er ukjente, så gir det mening å ikke anvende den fulle høyden for massene på et lasteplan i SVV-formelen.

I (Woods 1997) presenteres ligningen til (Wiss 1981),  $v = k[D/\sqrt{E_n}]^{-n}$ , der  $n = 1.5$  for jordklasse II og  $n = 1.1$  for jordklasse III (klasse II: mulighet for graving med spade, klasse III: bruk av spett nødvendig). Basert på dette kan man observere en betydelig likhet mellom SVV-formelen og Attewell & Farmer-formelen når  $k = 7$  og  $n = 1.4$ . Med tanke på jordklassifiseringen fremstår det rimelig å anta at  $n$  er redusert noe for steinfyllinger, men å begrense den til ikke mindre enn  $n = 1.4$  som i SVV-formelen er en konservativ vurdering. Det er ikke kommet med noen anbefalt verdier for  $k$  i (Wiss 1981) eller (Woods 1997), men det ser ut til at SVV har satt  $k = 7$ , noe som indikerer at formelen fra Attewell & Farmer ikke er konservativ med  $k = 1.5$  og  $n = 1$ .

Som diskutert i modellkapittelet, er en terskelverdi på 20 mm/sek valgt for å identifisere når komprimering kan oppstå i steinfyllinger på grunn av vibrasjoner. I (Lacy og Gould 1985) ble det påvist at vibrasjoner helt ned til  $v = 2.5$  mm/sek førte til deformasjoner i løs sand. Siden friksjonsvinkelen og kontaktkreftene er høyere i en steinfylling sammenlignet med løs sand, antas det at denne terskelverdien sannsynligvis er høyere for steinfyllinger, og at man heller kan basere seg mer på verdien som ble brukt i (Arntsen 1997).

Ved å vurdere resultatene med en terskelverdi på 20 mm/sek, fremgår det fra tabell 11 at Attewell & Farmers formel har potensial for komprimering hele 10 meter fra opphavet, selv for lastebiler med et kassevolum på  $10m^3$ .

Dersom vi antar at massene som blir dumpet, danner lag med en bredde på 3 meter inn i planet og massene bygger oppå hverandre i samsvar med modell B2RF, vil det være nødvendig å fylle omtrent  $150m^3$  med fyllmasse, for å fylle opp ett horisontalt lag.

---

Antallet lastebillass som kreves, vil variere avhengig av størrelsen på lastekassen. I tillegg vil intensiteten av vibrasjonene også variere i takt med størrelsen på lastekassen. For eksempel vil en lastebil med et lastekassevolum på  $10m^3$  trenge 15 utdumpinger for å fylle opp et horisontalt lag på  $150m^3$ . Ifølge Attewell & Farmers ligning kan dette resultere i komprimering i et punkt som er 2 meter inn i den gamle fyllingen i totalt 60 dumpinger. Dette medfører at ifølge den formelen vil massene i det punktet bli komprimert i 60 sykluser.

SVV-formelen viser derimot at det bare vil være 15 dumpinger som gir deformasjoner med samme energinivå. Hvorvidt dette vil føre til betydelig komprimering er usikkert. Imidlertid, hvis det er SVV-formelen med energien tilsvarende 1 meter høyde som faktisk gir realistiske vibrasjoner, vil det være et betydelig større potensial for deformasjoner med de forutsetningene som er gjort her.

Uten faktiske målinger av rystelser fra anleggsvirksomhet, er det vanskelig å konkludere sikkert om dette emnet. Det formelene viser er imidlertid at det absolutt er potensial for deformasjon på grunn av anleggsvirksomhet og masse dumping. Dette er et område som fortjener ytterligere undersøkelser og feltmålinger for å kunne gi mer pålitelig informasjon.

### 6.3 Hovedkonklusjon

Gjennom arbeidet som er gjort i denne oppgaven, har det blitt tydelig at det er mange faktorer som spiller inn på deformasjonene i steinfyllinger, og blant disse er den dynamiske effekten av masseutlegging en av de mest komplekse. Oppgaven har primært bestått av teoretisk modellering av effektene som utleggingsmetoden og helningen har på deformasjonene i steinfyllinger. Modellen er diskutert opp mot seg selv og i sammenheng med NGIs modell for Langstranda i Bodø.

I denne oppgaven ble det utført modellering av utvidelsen av en eksisterende steinfylling med en høyde på 18 meter. Modelleringen involverte tre ulike tilnærminger: utlegging av massene ved rausing fra den gamle fyllingen, rausing fra en tenkt tidligere etablert omslutningsmolo, og bruk av en leker for utlegging av massene. Hver av disse tilnærmingene ble utført med ulike undermodeller, der helningen til både de nye og gamle massene ble varierte mellom forholdene 1:1 og 1:1,3.

- Resultatene fra modellene indikerer at det er liten forskjell mellom utlegging med leker og rausing fra en omslutningsmolo. Mekanismen og lastsituasjonen for den gamle fyllingen er tilnærmet lik for begge tilfellene. Hovedinnflytelsen på deformasjonene er helningen til den gamle fyllingen. For modellene med en helning på 1:1, var deformasjonene på i størrelsesordenen 2,0 cm, mens de var 1,5 cm for modellene med en helning på 1:1,3.
- I tilfellet der massene ble rauset ut fra den gamle fyllingen, var deformasjonene i gjennomsnitt dobbelt så store som for de 2 andre situasjonene. Her spilte helningen til den gamle fyllingen en dominerende rolle, men helningen til de nye massene hadde også betydelig innvirkning. En brattere helning førte til raskere oppbygging av ugunstig vekt på den gamle fyllingen, som igjen økte mobiliseringen og deformasjonene. De største deformasjonene i denne modellen var på omtrent 5-6 cm.

- 
- De horisontale deformasjonene viste seg å være av samme størrelsesorden som de vertikale deformasjonene i alle modellene, og deres nedgangshastighet var langsommere enn den for de vertikale deformasjonene. Derav kan de horisontale deformasjonene være en betydelig faktor med tanke på setningsskader lenger inn i fyllingen. Dette gjelder spesielt når massene blir utgravd fra den gamle fyllingen, der de horisontale deformasjonene generelt var litt større enn de vertikale deformasjonene.
  - Differansen mellom resultatene i denne oppgaven og i modellen til NGI antyder at grensebetingelser påvirker deformasjonene betydelig. Modelleringen av et mykt underlag vil kunne gi mulighet til deformasjon av underlaget og en rotasjon som medfører deformasjon i fyllingen. Dette underlaget skaper trolig de store avvikene mellom modellene i denne oppgaven og modellen til NGI. Dette førte nok til at deformasjonene vart dobbelt så store og er en betydelig faktor når en ser på fyllingen sin oppførsel som en helhet.
  - Den dynamiske effekten av dumping av masser er et komplekst tema. Uten faktiske målinger av rystelser fra anleggsvirksomhet, er det vanskelig å konkludere sikkert om dette emnet. Det formlene som ble brukt fra SVV (Vegdirektoratet 2014) og Attewell & Farmer (Attewell og Farmer 1973) viser er imidlertid at det absolutt er potensial for deformasjon på grunn av anleggsvirksomhet og masse dumping. Dette er et område som fortjener ytterligere undersøkelser og feltmålinger for å kunne gi mer pålitelig informasjon.

---

## 7 Videre arbeid

Dersom dette arbeidet skal videreføres, anbefales det sterkt å utføre feltnmålinger på en aktuell fylling.

- En vesentlig begrensning i denne oppgaven har vært mangel på feltdata. Det hadde vært interessant å gjøre densitet tester underveis i utleggingsprosessen for å overvåke porositetsendringer og deres påvirkning på fyllingens egenskaper.
- Mangelen på litteratur om styrken til steinfyllinger med høy porøsitet har ført til at denne oppgaven måtte basere seg på erfaringsparametere fra NGI. Utførelse av feltforsøk for å bestemme styrkeparametere for fyllinger med typiske norske bergarter ville være svært nyttig.
- I denne oppgaven ble ikke innvirkningen av fyllingens høyde studert, dette vil nok ha en klar innvirkning på deformasjonene og er noe som kan videreutvikles.
- Utstrekningen eller helningen i bakkant av den gamle fyllingen er ikke vurdert i denne oppgaven. Det ville være interessant å undersøke om disse faktorene har en påvirkning på deformasjonene.
- Underlaget ble ikke vurdert i denne oppgaven, men gjennom sammenligning med NGI sin modell ble det åpenbart at underlaget har en betydelig innvirkning på umiddelbare deformasjoner.
- Mangelen på vibrasjonsmålinger gjorde det spesielt utfordrende å vurdere den dynamiske delen av problemet. For å kunne gi en sikker vurdering av den dynamiske effekten på komprimering i steinfyllinger, anbefales det å utføre vibrasjonsmålinger i felt.



---

## Referanser

- Arntsen, Øyvind (1997). 'Krevende sprengningsarbeider i Oslo sentrum'. In: *Fjellsprengningsdagen*.
- Attewell, PB og I. Farmer (1973). 'Attenuation of Ground Vibrations from Pile Driving'. In: *Ground engineering*.
- Bjerre, J. og A. Stordal. (2019). 'Deep dynamic compaction with falling weight in Norway - Experience and recommendations for application'. en. In: *Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* Geotechnical Engineering, foundation of the future, pp. 2807–2814. DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-0547. URL: <https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0547> (visited on 19th Dec. 2022).
- Bjerrum, L. mfl. (1968). *Publikasjon nr. 73*. Publikasjon.
- Coulomb, C (1773). 'Test on the applications of the rules of maxima and minima to some problems of statics related to architecture'. In: *Mem. Math. Phys* 7, pp. 343–382.
- COWI (2019). *Geotekniske vurderinger i forbindelse med setninger av sjøhuset Gismerøya, A109694*. Rapport.
- Emdal, Arnfinn (2020). *Introduksjon til Geoteknikk*. Kompendium TBA4100.
- energidirektorat, Norges vassdrags- og (2012). *Veileder for fyllingsdammer [Veileder nr. 4/2012]*. NVEs hustrykkeri.
- Fladvad, Marit og Jostein Aksnes (2014). *Planlegging og utførelse av komprimeringsarbeid : varige veger 2011-2014*. Statens vegvesen. URL: <https://hdl.handle.net/11250/2658779>.
- Høeg, K. mfl. (1996). *Publikasjon nr. 197*. Publikasjon.
- Hofstad, Knut (19th Jan. 2022). *impuls – fysikk*. In: *Store norske leksikon*. URL: [https://snl.no/impuls-\\_fysikk](https://snl.no/impuls-_fysikk) (visited on 19th June 2023).
- Hunter, G. og R. Fjell (2002). *The Deformation behaviour of rockfill*. UNICIV Report No. R-405. The University of New South Wales.
- Janbu, N. (1970). *Grunnlag i Geoteknikk*. Tapir akademisk forlag, Trondheim.
- Jendeby, Leif (2016). *Egensättningar hos bankar*. Rapport.
- Johannessen, Odd og Amund Bruland (2016). *Anleggsteknikk GK Kompendium - del II*. Kompendium TBA4150.
- kart.finn.no (2023). *Historiske bilder fra kart.finn.no*. URL: <https://kart.finn.no/>.
- Kramer, Steven Lawrence (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall. 653 pp. ISBN: 978-0-13-374943-4.
- Lacy, Hugh S. og James P. Gould (1985). 'Settlement from Pile Driving in Sands'. In: pp. 152–173.
- McDowell og Bolton (1998). 'On the micromechanics of crushable aggregates'. In: *Géotechnique* 48.5, pp. 667–679.
- Multiconsult (2014a). *Rapport Langstranda Bodø, 712120-RIG-RAP-2*. Rapport.
- (2014b). *Rapport Langstranda Bodø, 712120-RIG-RAP-2*. Rapport.
- (2017). *Langstranda 5B, 712120-2-RIG-NOT-003*. Teknisk notat.
- NGI (2019). *Kommentar til COWI sitt notat og prosjekteringsrapport [20190436-03-TN]*. Teknisk notat.
- (2021). *Langstranda 5, 20210723-01-TN*. Teknisk notat.
- (2022). *Langstranda 5, 20210723-02-TN*. Teknisk notat.
- Nordal, Steinar (2020). *Geotechnical engineering advanced course*. Kompendium.
- Norges fylkessteiner - Naturhistorisk museum (2023). URL: <https://www.nhm.uio.no/kunnskapsunivers/geologi/bergarter/fylkesstein> (visited on 15th June 2023).

- 
- NVE (2019). *Modul F1.004: Bestemme kornfordeling ved hjelp av linjeprove*. Modul F1.004. URL: <https://sikringshandboka.nve.no/moduler/modul-f1-004-bestemme-kornfordeling-ved-hjelp-av-linjeprove/>.
- Oldecop og Alonso (Mar. 2001). ‘A model for rockfill compressibility’. In: *Géotechnique* 51.2. Publisher: ICE Publishing, pp. 127–139. ISSN: 0016-8505. DOI: 10.1680/geot.2001.51.2.127. URL: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.2001.51.2.127> (visited on 11th Dec. 2022).
- Plaxis (2022). *PLAXIS CONNECT Edition V22.01 Material Models Manual*. Manual.
- Sintef (2003). *typiske materialdata for naturstein*. upload. URL: [https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi\\_og\\_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf](https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi_og_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf).
- UBC eoas350 (2022). URL: <https://www.eoas.ubc.ca/courses/eosc350/content/foundations/properties/density.htm> (visited on 17th Dec. 2022).
- Vegdirektoratet, Statens vegvesen (2014). *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger : [Håndbok V221]*. Statens vegvesen.
- (2022). *Geoteknikk i vegbygging : veiledning [Håndbok V220]*. Statens vegvesen.
- Watn, Arnstein (2021). *Langstranda, Bodø. Skade på bygg ved utfyllingsarbeid*. Teknisk notat.
- Wiss, John F (1981). ‘Construction vibrations: state-of-the-art’. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 107.2, pp. 167–181.
- Woods, Richard D. (1997). *Dynamic Effects of Pile Installations on Adjacent Structures*. Google-Books-ID: ooiN9zf9iwC. Transportation Research Board. 96 pp. ISBN: 978-0-309-06109-4.

