

Kristian Marthinsen Kjærstad
Martin Keiserås Haugen

Konsekvenser av installasjonsavvik for KS-peler i en byggegrop

Med bruk av Parametrisk Modellering og Plaxis

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk

Veileder: Yutao Pan

Medveileder: Per-Anders Mortensen

Juni 2022



Kristian Marthinsen Kjærstad
Martin Keiserås Haugen

Konsekvenser av installasjonsavvik for KS-peler i en byggegrop

Med bruk av Parametrisk Modellering og Plaxis

Masteroppgave i Bygg- og Miljøteknikk
Veileder: Yutao Pan
Medveileder: Per-Anders Mortensen
Juni 2022

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



Kunnskap for en bedre verden

Akronymer

CAD	Computer-Aided Design
CAUA	Udrenert Treksial Trykktest
CAUP	Udrenert Treksial Strekktest
COV	Coefficient of Variation
CPTU	Cone Penetration Test Undrained
CSH	Calcium Silicate Hydrate
DSS	Direkte Simpel Skjærttest
FA	Flyveaske
FEA	Fixed-End Anchor
FEM	Finite Element Method
FOPS	Forinstallert Omvendt Pelsondering
KS	Kalksement
N2N	Node-2-Node
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NTNU	Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet
NURBS	Non-Uniform Rational B-Spline
OCR	Overkonsolideringsforhold
SVV	Statens Vegvesen
ULS	Ultimate Limit State

Symboler

α	Asimutvinkel
β	Pelhelning
κ	Jordtrykkskoeffisient
μ	Forventningsverdi
ν	Poissontall
ϕ	Friksjonsvinkel
ψ	Dilatansvinkel
σ	Standardavvik
τ_0	Initiell skjærspenning
a	Dekningsgrad og Attraksjon
c	c/c-avstand for KS-ribb og Kohesjon
c_u/s_u	Udrenert skjærstyrke
d	Peldiameter
E	Elastisitetsmodul
F	Sikkerhetsfaktor for materialfasthet og Bruddfunksjon
f	Mobiliseringsgrad
G	Skjærmodul
H	Utgravingsdybde
I	2. Arealmoment
I_p	Plastisitetsindeks
K_0	Hviletrykkskoeffisient
L	Pellengde
p'_v	Effektiv vertikalspenning
Q	Plastisk potensialfunksjon
r	Ansett og Ruhetsforhold

Sammendrag

I Drammen skal Bane NOR bygge dobbeltsporet jernbane fra Drammen til Kobbervikdalen. Veidekke AS er totalentreprenør på delentreprisen UDK02 Kulvert og løsmassetunnel. NGI er rådgivende geotekniker for prosjektet og har prosjektert en byggegrep med innvendige stivere og KS-stabilisering i passiv sone. Ved installasjonen av KS-pelene har utførelsen blitt dokumentert med hensyn til GPS-koordinater og utsatt pellingde. Denne masteroppgaven skal undersøke hvordan installasjonsavvikene påvirker KS-ribbene sin konstruktive effekt, og etablere partialfaktorer som kan anvendes i fremtidig prosjektering for å inkludere disse avvikseffektene. Et modelloppsett med beregningsfaser og jordmodeller som repliserer prosjekteringen fastsettes og anvendes i samtlige analyser.

Beregningsprinsipper for å inkludere KS-stabiliseringens materialfasthet betraktes i den innledende analysen med hensyn til håndberegninger, Plaxis 2D og Plaxis 3D. Resultatene forskjeller diskuteres med hensyn til stiverkrefter, sikkerhetsfaktor for materialfastheten og spuntens maksimale skjærkraft, bøyemoment og horisontalforskyvning. De forskjellige mesh-kvalitetene Plaxis tilbyr undersøkes, og et minimumskrav fastsettes til hovedanalysen som skal inkludere installasjonsavvik.

Det har blitt tildelt sannsynlighetsfordelinger til hver avviksparameter basert på innmålte installasjonsdata fra UDK02. Avviksparameterne utgjør ansett, asimut, pelhelning og lengdeavvik. KS-ribber med avvik etableres ved hjelp av parametrisk modellering, som eksporteres til Plaxis for beregningsfasene. Hovedanalysen tar for seg installasjonsavvikene og undersøker hvordan de påvirker KS-ribbene.

Konverteringen fra Plaxis 3D med installasjonsavvik til Plaxis 3D med KS-ribber som rektangulære prizmer, gjøres ved å anvende partialfaktorer i størrelsesorden 1,000-1,362, avhengig av byggegrepens komponent. Dette gjelder for basistilfellet og studiet om endret modellgeometri. KS-ribber med ekstreme avvik lik 95%-persentilene fra sannsynlighetsfordelingene overgår maksimal verdi for disse simuleringene, som bekrefter at et økt antall simuleringer er nødvendig for å oppnå verst mulig kombinasjon av installasjonsavvik. Den

mest kritiske modellparameteren er utgravingsdybden, der en økning i dybden på 2 m fra basistilfellet resulterer i eksempelvis en partialfaktor lik 3,5 for spuntens horisontalforskyvning. Resultatet fra analysen om lastoverføring viser at økte installasjonsavvik vil gi økt kompressibilitet og økte horisontalforskyvninger. Spenningskonsentrasjonene langs ribben vil også variere i en større grad ved installasjonsavvik.

Installasjonsavvik har en betydelig effekt på resultatene og kan utgjøre titalls prosent forskjell, sammenlignet med uten avvik. Forskjellene mellom å modellere i 2D og 3D er signifikant, da forskjeller på 400% er bekreftet. Håndberegninger for det statisk ubestemte systemet er upålitelige og ulike programvarer anbefales benyttet. Installasjonsavvikenes effekter er lite forsket på og oppgaven konkluderer med at fremtidig prosjektering må inkludere en større sikkerhet enn hva som er dagens tilfelle.

Abstract

In Drammen, Bane NOR are going to construct a double-track railway from Drammen to Kobbervikdalen. Veidekke AS are the overall contractor for the subcontract of UDK02 Culvert and loosematerial-tunnel. NGI are the geotechnical engineers for the project and have dimensioned an excavation pit with struts and deep mixing panels for the passive zone. The installation process have been documented for the lime-cement columns regarding GPS-coordinates and the length of the columns. This master thesis are investigating how the geometrical imperfections affects the lime-cement panels and establishes partial factors which can be included in future projects to take into account installation errors. A model setup with calculation phases and soil models are established to replicate the project and are implemented in all of the analysis.

Calculation principles to include the strength of stabilization by lime-cement are considered in the initial analysis by introducing hand calculations, Plaxis 2D and Plaxis 3D. The difference of the results are discussed regarding strut forces, safety factor and the bending moment, shear force and horizontal displacement for the retaining wall. Different mesh-types in Plaxis are put to test and minimum requirements are determined for the main analysis, which includes the geometrical imperfections.

Probability distributions have been allocated to each parameter of the geometrical imperfections, based on data from UDK02. The parameters are offset, azimuth, length of the column and length deviation. Panels with these errors are constructed with parametric modelling, which are exported to Plaxis for the calculation steps. The main analysis does include geometrical imperfections and investigates how these affects the stabilization method.

Conversion from Plaxis 3D with installation errors to Plaxis 3D with panels of rectangular prisms can be done by utilizing partial factors in the range of 1,000-1,362, depending on the excavation pits component. This is applicable for the basis model setup and the study of varied model geometry. The panels regarding the 95%-percentiles from the probability

distributions exceeds the maximum value from these simulations, which confirms that an increase in simulations are necessary to establish a panel with maximum installation errors. The most critical model geometry is the excavation depth, where an increase in depth by 2 meters results in a partial factor of 3,5 for the horizontal displacement of the retaining wall. The result from the investigation of the load transfer shows an increased compressability and displacement when the geometrical imperfections increases. The stresses through the panels varies in a larger extent when geometrical imperfections are included.

Installation errors have a significant effect on the results and can increase forces and displacements by tens of percents, compared to no imperfections. The difference of modelling in 2D and 3D are also significant, where differences of 400% are confirmed. Hand calculations for the statistical undetermined system are doubtful and implementing different software-programs are recommended. The phenomenon of geometrical imperfections is not studied to a large extent and this thesis concludes that future projects must include larger safety than what is included until now.

Forord

Denne masteroppgaven er blitt produsert ved Instituttet for Bygg- og Miljøteknikk på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim, våren 2022. Masteroppgaven er basert på tilhørende fordypningsoppgave fra høsten 2021, som var en forberedelsesstudie.

Vi ønsker å takke vår veileder på NTNU, Yutao Pan, for veiledningen han har bidratt med. Hans ekspertise og kunnskap har vært til stor nytte under arbeidet med problemstillingen. Vi vil også takke Kenneth Sundli for hjelpen vi har fått med beregningskraft og supercomputere.

Videre vil vi takke NGI for å ha komponert og utviklet en spennende og relevant problemstilling om grunnforsterkning og parametrisk modellering. Deres målinger, data, erfaring og ekspertise har vært helt essensiell for å kunne fullføre masteroppgaven. En spesiell takk rettes til Per-Anders Mortensen som har vært vår eksterne veileder. Våre spørsmål til oppgaven og utfordringer underveis har alltid blitt besvart på en forståelig og utfyllende måte.

En siste takk rettes til våre familier for å ha støttet oss under studietiden vår på NTNU. Deres støtte og motivasjon i perioder med mye jobb blir verdsatt høyt.

Innhold

Sammendrag	III
Abstract	V
Forord	VII
Figurer	XVI
Tabeller	XVIII
1 Innledning	1
1.1 Motivasjon	1
1.2 Målsetning	2
1.3 Begrensninger	2
1.4 Metode	3
1.5 Kapittelinndeling	4
2 UDK02 Kulvert og løsmassetunnel	5
2.1 Feltundersøkelser	6
2.2 Grunnforsterkning med KS-peler	7
3 Grunnforsterkning med kalksement	9
3.1 Kalksementpeler	10
3.1.1 Anvendelsesområder	10
3.1.2 Installasjon	11
3.1.3 Bindemiddel	13
3.1.4 Forstyrrelse av nærliggende jord	14
3.1.5 Installasjonsavvik	15
3.1.6 Litteratursøk	16
3.2 Prosjektering	17
3.2.1 Undersøkelser av KS-stabilisering	17

3.2.2	Dimensjonering	17
3.2.3	Stivhet til stabilisert leire	18
3.2.4	Kontroll av stabilisert masse	19
4	Geotekniske betraktninger	21
4.1	Aktivt- og passivt jordtrykk	21
4.2	Innvendig avstivet byggegrop	23
4.2.1	Håndbok fra Statens Vegvesen	23
4.2.2	Publikasjoner	25
4.3	Elastoplastisitet	26
4.4	Materialmodeller	28
4.4.1	Mohr-Coulomb	28
4.4.2	NGI-ADP	29
5	Øvrig teori	32
5.1	Programvare	32
5.1.1	Rhinoceros/Grasshopper	32
5.1.2	Plaxis 2D	33
5.1.3	Plaxis 3D	33
5.1.4	Validitet	35
5.2	Elementmetoden	36
5.3	Sannsynlighetsfordelinger	38
5.3.1	Normalfordeling	38
5.3.2	Weibullfordeling	39
5.3.3	Cauchyfordeling	40
6	Metodikk for parametrisk modellering	42
6.1	Datainnsamling	42
6.2	Prosedyre i Grasshopper	43
7	Metodikk for FEM-analyse	47
7.1	Datainnsamling	47
7.2	Beregning og simulering	48
7.3	Innhenting av resultater	49
7.4	Beregningsfaser	49
7.5	Modelloppsett	50
7.6	Plaxis 2D	52
7.7	Plaxis 3D	53

8 Innledende analyser	55
8.1 Sannsynlighetsfordelinger for installasjonsavvik	55
8.2 Håndberegninger	59
8.3 Plaxis 2D	60
8.4 Håndberegninger mot Plaxis 2D og 3D	61
8.5 Betydning av Mesh-type i Plaxis 3D	64
8.6 Funn i den innledende analysen	65
9 Fremgangsmåte - Hovedanalyse	66
9.1 Modelloppsett med en KS-ribb	66
9.2 KS-peler med avvik	68
9.3 Deterministiske variabler	69
9.4 Endrede parametere	69
9.4.1 Modellgeometri	69
9.4.2 Numeriske kontrollparametere	70
9.5 Kraftoverføring i KS-ribb - Forenklet modell	70
10 Resultater - Hovedanalyse	72
10.1 KS-peler med installasjonsavvik	72
10.2 Peler av polygon mot rektangulær prismeformet ribb	75
10.3 Ekstremt tilfelle	76
10.4 Endret modellgeometri	76
10.5 Lastoverføring	78
10.5.1 Fullskala modell	78
10.5.2 Forenklet modell	80
11 Diskusjon	82
11.1 Etablering av modell og KS-ribber	82
11.2 Innledende analyse	85
11.2.1 Sannsynlighetsfordelingene	85
11.2.2 Håndberegninger	86
11.3 Kvalitet på mesh	87
11.4 Simuleringer fra hovedanalysen	88
11.4.1 Tilfeldige variabler	88
11.4.2 Ekstremt tilfelle	89
11.4.3 Endret modellgeometri	90
11.4.4 Sikkerhetsanalyse	91
11.4.5 Lastoverføring	94

<i>INNHold</i>	XI
11.5 Prosjektering av KS-ribber med installasjonsavvik	98
11.5.1 Installasjonsavvik i 2D-beregninger	98
11.5.2 Installasjonsavvik i 3D-beregninger	100
12 Konklusjon	102
12.1 Videre arbeid	103
A Parametrisk modellering	109
B Inputparametere for Plaxis modellen	112
B.1 KS-peler	112
B.2 Jordmateriale	114
B.3 Interface	115
B.4 Støttekonstruksjon	115
C Supplerende resultater fra den innledende analysen	117
D Supplerende resultater fra hovedanalysen	120
D.1 Tilfeldige variabler	120
D.2 Sikkerhetsanalyse	126
D.3 Ekstremt tilfelle	131
D.4 Endret geometri	132
D.5 Lastoverføring	134

Figurer

1.1	Flytdiagram for utførelsen av oppgaven.	3
2.1	Oversiktsbilde av byggegrop med kalksement-stabilisering. Rosa indikerer installerte KS-peler, blått indikerer planlagt installasjon og gul indikerer prøvetaking [Mortensen, 2021].	6
2.2	Dybdeprofil med lagdeling for arbeidsområdet, utarbeidet av Mortensen [2020].	7
2.3	8 meter utgraving gjennom etablert KS-stabilisering inne i byggegropen. . .	8
2.4	Innvendig avstivet spuntkonstruksjon med KS-stabilisering i passiv sone. . .	8
2.5	Etablert tunnel av betong i byggegropen.	8
3.1	Ende-flate struktur av leir-partikler [Emdal, 2018].	9
3.2	Utgraving med spuntvegg og kalksement-stabilisering.	11
3.3	Prosedyre for etablering av kalksementpeler [Norcem, u.d.].	11
3.4	Vanlige visper for installasjon av KS-peler [Eggen et al., 2012].	12
3.5	Ulike mønster av KS-peler.	12
3.6	Installasjonsavvik til en KS-pel Haugen and Kjærstad [2021].	15
3.7	Illustrasjon av ribbens bidrag til dekningsgraden.	18
3.8	Elastisitetsmodul E_{50} fra enaksialt trykkforsøk.	18
4.1	Passivt jordtrykk [Eiksund and Grimstad, 2021]	21
4.2	Aktivt og passivt jordtrykk [Eiksund and Grimstad, 2021]	21
4.3	Definisjon av positiv ruhet [Eiksund and Grimstad, 2021].	22
4.4	Bruddmekanisme fra Terzaghi et al. [1996].	23
4.5	Seksjonsvis utgraving og installasjon av innvendige stivere [Statens Vegvesen, 2018].	24
4.6	Målt jordtrykk langs spuntkonstruksjonen [Statens Vegvesen, 2018].	24
4.7	Inndelt jordtrykk for hvert stivernivå [Karlsrud and Andresen, 2005].	26
4.8	Prinsipp for bunnoppressing [Terzaghi et al., 1996].	26

4.9	Bruddflate F og plastisk potensialflate Q for lineært elastisk perfekt plastisk tilfelle.	27
4.10	Mohr-Coulomb kriteriet i τ - σ planet.	29
4.11	Et typisk bruddkriterium i todimensjonalt plan for NGI-ADP modellen [Grimstad et al., 2010].	30
5.1	Aksialkrefter, skjærkrefter og bøyemoment for plate i Plaxis 3D [Brinkgreve et al., 2021].	33
5.2	Lokale og globale akser.	34
5.3	Forenklet profil til en spuntvegg.	34
5.4	6- og 15-noders triangulært element, og 10-noders tetrahederelement.	37
5.5	Ulike normalfordelingskurver	39
5.6	Weibullfordelinger med ulike formfaktorer og skalafaktorer.	40
5.7	Ulike Cauchyfordelingskurver	41
6.1	Flytdiagram for ekskluderingen av ikke-representative peler Haugen and Kjærstad [2021].	43
6.2	Etablering av punktsky i topp av pelene, avhengig av ansett og asimutvinkel.	44
6.3	Linje mellom topp og bunn pel, som presenterer pelens sentrum.	45
6.4	En ribb sett fra siden med et tydelig lengdeavvik og helning.	45
6.5	En ribb sett skrått på, inkludert samtlige installasjonsavvik.	45
6.6	En KS-ribb sett ovenfra med installasjonsavvik.	46
7.1	Modelloppsett av byggegropen i 2D. Illustrasjonen viser tilfellet etter andre utgravning.	51
7.2	Modelloppsett av byggegropen sett ovenfra.	52
8.1	Plassering av KS-pel fra terrengnivå, sett fra pelens lengderetning. Toleransekravet er hentet fra Tabell 3.1.	56
8.2	Sannsynlighetstetthetsfunksjonen for ansett [Haugen and Kjærstad, 2021].	56
8.3	Målte data og tilfeldig ansett basert på Tabell 8.1 [Haugen and Kjærstad, 2021].	56
8.4	Ansett og asimut illustrert [Haugen and Kjærstad, 2021].	57
8.5	Målt asimut fra UDK02 [Haugen and Kjærstad, 2021].	57
8.6	Forslag til sannsynlighetstetthetsfunksjon for lengdeavvik.	58
8.7	Sammenligning av tilfeldige variabler og målinger av lengdeavvik.	58
8.8	Sannsynlighetsfordelinger fra Eramo and Modoni [2011] og Croce and Modoni [2007] mot egendefinert uniform fordeling.	58
8.9	Horisontalforskyvning av spuntten	61

8.10	Momentdiagram for spunten	61
8.11	Skjærkraftdiagram for spunten	61
8.12	Horisontalt jordtrykk for spunten	61
8.13	Sikkerhetsanalyse	62
9.1	KS-ribb av rektangulær form.	67
9.2	KS-ribb med peler av 8-kantede polygoner.	67
9.3	KS-ribb med peler av 8-kantede polygoner med installasjonsavvik.	67
9.4	Geometri for både opprinnelig- og valgt KS-ribb for tredimensjonale beregninger.	68
9.5	Illustrasjon av forenklet modell sett fra perspektiv.	71
10.1	Resultater fra 100 simuleringer med polygoner og installasjonsavvik sammenlignet med rektangulær prismeformet ribb, peler av polygon uten avvik og et ekstremt tilfelle med 95%-persentiler.	73
10.2	Glidende gjennomsnitt, 5%- og 95%-persentil for stiverkraft 1, stiverkraft 2, skjærkraft, bøyemoment, horisontalforskyvning og sikkerhetsfaktor fra 100 simuleringer med tilfeldige variabler.	74
10.3	Konvergensutvikling for 5 tilfeldige simuleringer med installasjonsavvik.	75
10.4	Utgravingsdybde plottet mot komponentenes partialfaktor i intervallet $x \in [5, 11]$	77
10.5	Utgravingsdybde plottet mot komponentenes partialfaktor i intervallet $x \in [9, 5, 12, 5]$	77
10.6	Stiveravstand plottet mot komponentenes partialfaktor.	77
10.7	Symmetrisk modellbredde plottet mot komponentenes partialfaktor. Doblet modellbredde tilsvarende byggegrøpens totale bredde.	77
10.8	Horisontal spenning i KS-ribb fra en simulering med avvik sett fra topp.	78
10.9	Horisontal spenning i KS-ribb uten avvik sett fra topp.	78
10.10	Horisontal spenning i KS-ribb fra en simulering med avvik sett fra perspektiv.	79
10.11	Horisontal spenning i KS-ribb uten avvik sett fra perspektiv.	79
10.12	Horisontalt snitt midt i tilsvarende KS-ribb med og uten avvik, som illustrerer fordelingen av horisontale spenninger langs med ribben.	79
10.13	Maksimal horisontale spenninger i KS-ribb etter andre utgraving.	80
10.14	Fordeling av horisontale spenninger i KS-ribb for en utvalgt forenklet modell.	80
10.15	Horisontal deformasjon for en utvalgt forenklet modell.	81
10.16	Horisontal deformasjon for forenklet modell.	81
10.17	Horisontal spenning i KS-ribb for forenklet modell.	81

11.1	Mindre pelvolum i Plaxis som ikke er satt til å være behandlet leire.	84
11.2	Kvalitet på mesh for en utvalgt modell med installasjonsavvik.	87
11.3	Kvalitet på mesh for modell uten installasjonsavvik.	88
A.1	Et excel-ark med kolonner av ulike installasjonsavvik importeres til Grasshopper og organiseres til lister av ansett, helning, lengdeavvik, asimut topp og bunn. Importen kan inneholde installasjonsavvik eller sette disse tilnærmet lik null.	109
A.2	Listene fra Figur A.1 splittes ut ifra antall peler i x- og y-retning, som i tillegg har input fra Figur A.4. Dataene overføres til Figur A.5 og A.6.	110
A.3	Opprettelse av peldiameter, overlapp, utstrekning av pelen, avstand mellom hver ribb og antall ribber gjennomføres. Dataene er input til Figur A.4. . .	110
A.4	Figuren tar input fra Figur A.3 og bestemmer totalt antall peler og etablerer lister av korrekt inndeling og størrelse for oppsettet av peler i x- og y-retning. Dataene er input for Figur A.2 og A.5	110
A.5	Figuren tar inn input fra Figur A.4 og A.2. Modellen etablerer ansett og asimut i toppen av pelene. Dataen overføres videre til Figur A.6 og A.7. . .	111
A.6	Figuren tar input fra Figur A.2 og A.5. Pelhelningen etableres med asimut bunn som representerer retningen på helningen. En linje gjennom pelens senter opprettes. Dataen eksporteres til Figur A.7.	111
A.7	Figuren tar input fra Figur A.6 og oppretter polygonformede peler. Løsningen eksporteres til Rhinoceros, deretter til Plaxis.	111
B.1	Ekvivalent skjærstyrke og stivhet for den stabiliserte massen under todimensjonale beregninger Haugen and Kjærstad [2021].	113
C.1	Grovt mesh for modell med 4 KS-ribber.	117
C.2	Medium mesh for modell med 4 KS-ribber.	117
C.3	Fint mesh for modell med 4 KS-ribber.	118
C.4	Veldig fint mesh for modell med 4 KS-ribber.	118
C.5	Grovt mesh for modell med 24 KS-ribber.	118
C.6	Fint mesh for modell med 24 KS-ribber.	119
D.1	Deformasjon av situasjon 20 for fase 4, skalert opp 10 ganger.	120
D.2	KS-ribb med installasjonsavvik i fase 1 for situasjon 20.	121
D.3	KS-ribb med installasjonsavvik i fase 4 for situasjon 20. Utgraving gjennom stabilisert masse.	121
D.4	KS-ribb sett ovenfra i fase 1 for situasjon 20.	121
D.5	KS-ribb sett ovenfra i fase 4 for situasjon 20.	122

D.6 Forekomster av bøyemomentet i støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.	122
D.7 Forekomster av skjærkraft i støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.	122
D.8 Forekomster av stiverkraft 1 for avviksanalysen isolert.	122
D.9 Forekomster av stiverkraft 2 for avviksanalysen isolert.	122
D.10 Forekomster av horisontalforskyvning av støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.	123
D.11 Forekomster av sikkerhetsfaktor for avviksanalysen isolert.	123
D.12 Sikkerhetsanalyse for 5 tilfeldige simuleringer med installasjonsavvik. Antall steg er satt til 2000.	126
D.13 Deformasjonsmønster for situasjon 18 med 2000 steg, i reell skala.	127
D.14 Inkrementelle tøyninger for situasjon 18 med 2000 steg.	127
D.15 Deformasjonsmønster for situasjon 19 med 2000 steg, i reell skala.	127
D.16 Inkrementelle tøyninger for situasjon 19 med 2000 steg.	127
D.17 Deformasjonsmønster for situasjon 20 med 2000 steg, i reell skala.	128
D.18 Inkrementelle tøyninger for situasjon 20 med 2000 steg.	128
D.19 Deformasjonsmønster for situasjon 45 med 2000 steg, med skaleringsfaktor lik $6 \cdot 10^{-6}$	128
D.20 Inkrementelle tøyninger for situasjon 45 med 2000 steg.	128
D.21 Deformasjonsmønster for situasjon 50 med 2000 steg, i reell skala.	129
D.22 Inkrementelle tøyninger for situasjon 50 med 2000 steg.	129
D.23 Deformasjonsmønster for situasjon uten installasjonsavvik med 250 steg, i reell skala.	129
D.24 Inkrementelle tøyninger for situasjon uten installasjonsavvik med 250 steg.	129
D.25 Deformasjonsmønster for situasjonen med rektangulær prismeformet ribb, skalert opp to ganger	130
D.26 Inkrementelle tøyninger for situasjonen med rektangulær prismeformet ribb.	130
D.27 Deformasjonsmønster for utvalgt simulering.	135
D.28 Total deformasjon for tilsvarende utvalgt simulering.	135

Tabeller

3.1	Toleransekrav for installasjonsavvik av en KS-pel [Eggen et al., 2012].	16
3.2	Parametere som inngår i stivheten til stabilisert leire.	19
4.1	Materialparametere for Mohr-Coulomb [Brinkgreve et al., 2021].	29
4.2	Materialparametere for NGI-ADP [Brinkgreve et al., 2021].	30
4.3	Anbefalte anisotropifaktorer [Thakur et al., 2014].	31
7.1	Beregningsfaser i Plaxis	50
8.1	Fordelingsparametere for Weibullfordelingen fra Figur 8.2 [Haugen and Kjærstad, 2021].	57
8.2	Fremgangsmetoder for løsning av spuntvegg med flere innvendige stivere fra ulike publikasjoner.	59
8.3	Sammenligning mellom Plaxis 2D med N2N stivere mot Plaxis 2D med fixed-end anchor (FEA). N2N benytter full modellbredde, mens FEA krever symmetrisk byggegrop.	60
8.4	Sammenligning av ulike metoder. Verdiene er maksimalverdier av undersøkt komponent.	62
8.5	Resultater fra ulike mesh-konfigurasjoner av Plaxis-modell med 4 KS-ribber.	64
9.1	Geometriparametere til KS-pelene.	68
9.2	95% - Persentiler for installasjonsavvikene.	69
9.3	Verdien til en og en geometriparameter som er endret per simulering. Den uthevede fonten indikerer basistilfelle for modelloppsettet, som presentert i Kapittel 7.5.	70
9.4	Endrede numeriske parametere for enkelte beregningsfaser og modeller.	70
10.1	Middel-, maksimal- og minimalverdi fra Figur 10.1.	75
10.2	Plaxis 3D modell med én ribb av rektangulær prismeform, og polygonformede peler med og uten installasjonsavvik.	75

10.3	Middel-, maksimal- og minimalverdi for 20 simuleringer med 95%-persentiler av sannsynlighetsfordelingene for de fleste avviksparameterne. Asimut er beholdt uniform fordelt.	76
10.4	Sammenligning mellom middelverdien til Plaxis-komponentene med tilfeldige variabler og KS-ribben som er brukt i analysen om endret modellgeometri. .	77
11.1	Sammenligning av Plaxis 2D beregninger med en vektet udrenert skjærstyrke og FEA mot Plaxis 3D beregninger inkludert installasjonsavvik med maksimal verdi som resultater.	99
11.2	Sammenligning av Plaxis 3D resultater som inkluderer rektangulære prismeformede KS-ribber mot Plaxis 3D beregninger inkludert installasjonsavvik med maksimal verdi som resultater.	100
B.1	Jordparametere for stabilisert masse i todimensjonale beregninger.	112
B.2	Jordparametere for KS-peler i tredimensjonale beregninger.	113
B.3	Jordparametere for leire 1 og leire 2.	114
B.4	Jordparametere for interface av leire 1 og leire 2.	115
B.5	Inputparametere for spunten AZ36-700N for tredimensjonale beregninger. .	115
B.6	Inputparametere for spunten AZ36-700N for todimensjonale beregninger. .	116
B.7	Materialparametere for putene.	116
B.8	Materialparametere for stivere.	116
D.1	Resultater fra 100 simuleringer med forskjellig oppsett av installasjonsavvik.	126
D.2	Resultater for hver simulering av KS-ribber med 95%-persentil som installasjonsavvik.	131
D.3	Resultater for endret modellgeometri for KS-ribb av polygoner med installasjonsavvik.	132
D.4	Resultater for endret modellgeometri for KS-ribb av rektangulær prismeform uten installasjonsavvik.	132
D.5	Partialfaktor mellom KS-ribb av polygoner med installasjonsavvik mot KS-ribb av rektangulær prismeform uten installasjonsavvik, fra Figur D.3 og D.4.	133
D.6	Deformasjon og spenning i ribb for simuleringer med den forenkla modellen.	134

Kapittel 1

Innledning

1.1 Motivasjon

Grunnforsterkning med kalksement-peler (KS-peler) er ofte anvendt som et prosjekterings-tiltak for å redusere forskyvning av en spuntvegg og sikre stabilitet i en byggegrop. Prosedyren for installasjonen av en KS-pel er komplisert, og en rekke installasjonsavvik vil kunne oppstå under feltarbeidet. Erfaringer tilsier at enkelte peler ikke installeres og det er vanskeligheter med å plassere hver enkelt pel helt vertikalt og nøyaktig i forhold til prosjektert løsning. Installasjonsavvikene produserer ubehandlede jordvolum i ribbene, som resulterer i en ribb som i mindre grad er i stand til å utføre sine hensynsmessige oppgaver.

De presenterte komplikasjonene tas ikke hensyn til i fastsettelsen av dekningsgraden og forårsaker usikkerhet når det kommer til nøyaktigheten av dimensjoneringen av pelene. Forskning på dette problemet sikrer tryggere prosjektering av denne grunnforsterkningsmetoden ved fremtidige prosjekter og bidrar til økt bevissthet av hvordan installasjonseffektene påvirker en byggegrop med spuntvegg og innvendige aksialstivere.

FEM-programmene Plaxis 2D og Plaxis 3D benyttes for geoteknisk beregning av problemstillingen. Bestemmelsen for oppnådd karakteristisk styrke av ribbene i 2D er en vektet funksjon av løsmassenes opprinnelige- og stabilisert styrke, basert på dekningsgraden til ribbene. I motsetning til 2D, kan hver KS-ribb modelleres direkte i 3D med korrekt plasserte aksialstivere. Dessuten, kan ikke installasjonsavvikene modelleres i 2D og usikkerheten rundt effektene er ikke tidligere blitt besvart.

1.2 Målsetning

Hensikten med problemstillingen, er å bestemme effektene installasjonsavvikene har på en byggegrop med innvendige stivere. Partialfaktorer som kan benyttes i 2D- og 3D analyser etableres for å inkludere avvikenes konsekvenser. Forskjeller mellom modellering av KS-ribber i 2D og 3D blir belyst, med tanke på lastoverføring, partialfaktorer, modellering-begrensninger, resultatenes kvalitet og etterprøvbarehet. Målet er å benytte sannsynlighet i analysene for å etterligne KS-installasjon på norsk sokkel.

1.3 Begrensninger

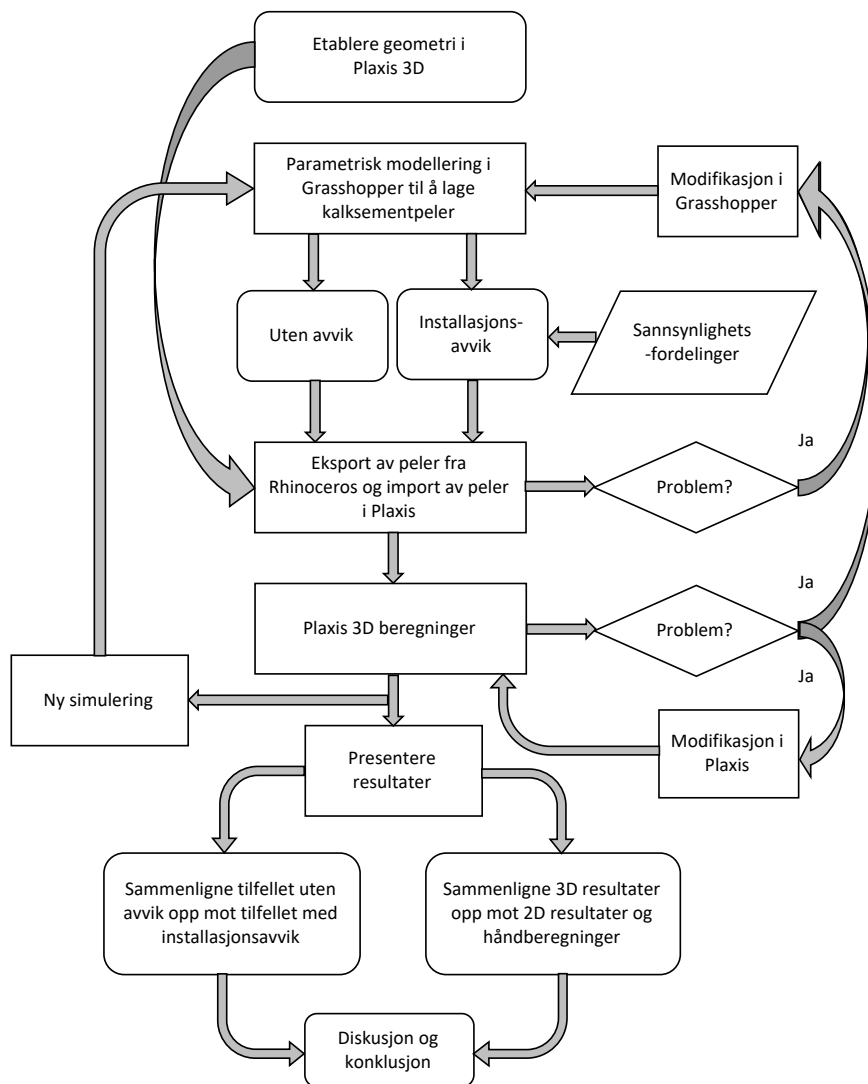
De overleverte dataene fra NGI sitt prosjekt UDK02 Kulvert og løsmassetunnel har ikke innmålte data for samtlige avviksparametere, og antatte sannsynlighetsfordelinger er tildelt best mulig basert på publikasjoner og forskningsartikler. Litteratur angående installasjonsavvik i Norge er bortimot ikke-eksisterende og utenlandske studier er benyttet til dette formålet. Sannsynlighetsfordelingene er dessuten fastsatt med bakgrunn i kun ett prosjekt. Ytterligere datasett med norske grunnforhold burde vært analysert fra andre prosjekter for å undersøke nøyaktigheten til de oppnådde fordelingene fra UDK02.

Ved å etablere tilfeldige variabler fra sannsynlighetsfordelinger, kreves det et stort antall realiseringer av variabler. På grunn av lang kjøretid av simuleringene, er det ikke opprettet nok simuleringer for å garantere resultater av absolutt nøyaktighet. Den lange kjøretiden har i tillegg lagt begrensninger på benyttelsen av varierte jordmodeller, for å undersøke effekten installasjonsavvikene har på hver modell. Dessuten, har det kun blitt benyttet ett sett med deterministiske verdier for styrkeparameterne til jordmassene, spuntveggen, putene og aksialstiverne.

Forenklinger med hensyn til etableringen av KS-ribbene i et parametrisk modelleringsverktøy er nøye forklart underveis i rapporten. Antagelser angående import av ribbene til Plaxis er belyst og vurdert med tanke på kvalitet og konsekvens for resultatene. Beregningene i Plaxis er dessuten ikke absolutt nøyaktig og må vurderes kritisk.

1.4 Metode

Problemstillingen er utformet i samarbeid med Norges Geotekniske Institutt (NGI) og baserer seg på innhentet data fra prosjektet UDK02. Analyse av disse dataene skal bidra til å reprodusere KS-ribbene med installasjonsavvik ved hjelp av parametrisk modellering, og importere geometrien til et FEM-program for geotekniske beregninger. Flytdiagrammet i Figur 1.1 illustrerer en forenklet fremgangsmåte av tilnærmelsen til problemstillingen.



Figur 1.1 – Flytdiagram for utførelsen av oppgaven.

Et parametrisk skript konstrueres for å generere geometrien til ribber med KS-peler. Det importeres en excel-fil som inkluderer avviksparameterne sine verdier basert på sannsynlighetsfordelinger. Dersom det skal antas perfekt installerte peler, settes verdiene lik null.

Ribbene eksporteres videre til Plaxis 3D som inneholder byggegropen med tilhørende spuntvegg og innvendige stivere. Beregninger i Plaxis blir utført og simuleringer gjennomføres til grunnlaget er stort nok for å sikre troverdige resultater.

1.5 Kapittelinndeling

En gjennomgang og beskrivelse av UDK02 Kulvert og løsmassetunnel gis i Kapittel 2. I tillegg presenteres tilknyttede feltundersøkelser og grunnforsterkningen av KS-peler. Generell teori om grunnforsterkning med kalksementpeler etableres i Kapittel 3, der det nevnes blant annet anvendelsesområder, installasjonsprosedyre, installasjonsfeil, kjemisk bakgrunnsinformasjon og prosjektering av kalksementpeler i henhold til veiledere.

Ytterligere teori angående geotekniske betraktninger og beregningsprinsipper for KS-peler presenteres i Kapittel 4. Teori om elastoplastisitet og benyttede materialmodeller i simuleringene gis også her. FEM-programmet Plaxis 2D og 3D, inklusivt elementmetoden, inkluderes i Kapittel 5 med teori om sannsynlighetsfordelinger. Validiteten til programvaren diskuteres også.

I Kapittel 6 og 7 fremstilles metodikken til henholdsvis den parametriske modelleringen og FEM-analysene. Prosedyren for den parametriske modelleringen med tanke på innsamlingen av nødvendige variabler og implementeringen av Grasshopper blir diskutert. For FEM-metodikken blir datainnsamlingen, simuleringene, modelloppsettet og beregningsfasene diskutert og vurdert. Styrker og svakheter for de ulike metodene blir også nevnt.

Kapittel 8 presenterer de innledende analysene, der relevante resultater benyttes i hovedanalysen. Nødvendige resultater fra fordypningsoppgaven gjengis, og oppdaterte resultater knyttet til disse vil bli belyst. I tillegg inkluderes håndberegninger, Plaxis 2D og 3D beregninger for en sammenligning mellom metodene. Andre analyser i Plaxis gjennomføres for å bestemme modellstørrelse og type mesh som må benyttes i hovedanalysen. En kort diskusjon gis underveis i hvert delkapittel og en konklusjon gis i det siste delkapittelet.

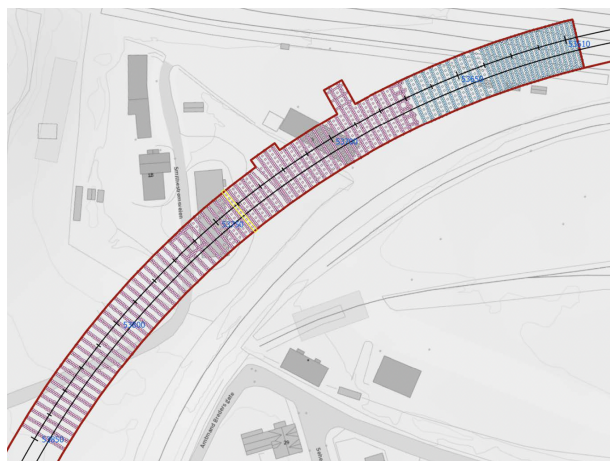
I hovedanalysen fokuseres det på større og mer tidkrevende Plaxis 3D simuleringer som inkluderer installasjonsavvik. Fremgangsmåten og metodikken for hovedanalysen vil bli gitt i Kapittel 9, før resultatene og tilhørende diskusjon presenteres i henholdsvis Kapittel 10 og 11. Sammenligning av teori mot oppnådde resultater fra den innledende analysen, oppgis også i Kapittel 11. Konklusjon og anbefalinger til videre arbeid gis i Kapittel 12.

Kapittel 2

UDK02 Kulvert og løsmassetunnel

Bane NOR er byggherre for utbyggingsprosjektet av nytt dobbeltspor for strekningen fra Drammen til Kobbervikdalen. Hensikten med utbyggingen er at Vestfoldbanen skal tilby flere togavganger og bedre effektiviteten av togtrafikk ved å innføre høyhastighetsbane. Arbeidet startet opp høsten 2019 og er tiltenkt ferdig høsten 2025. Prosjektet består av 300 m tunnel i løsmasse og 600 m betongkulvert gjennom leire og morene, hovedsakelig under grunnvannstand. Veidekke er tildelt totalentreprisen fra Bane NOR, der NGI er engasjert som geoteknisk rådgiver for den åpne byggegropen av betongkulverten. Tiltakene som er introdusert for en sikker byggegrop er spuntvegg med to stivernivå, og kalksementstabilisering av gropen. Byggegropen strekker seg fra km 53,600 til 54,140, der km 53,600 til 53,850 inneholder KS-stabilisering, fremstilt i Figur 2.1.

Grunnundersøkelser er inkludert for å bestemme materialparametere for stabilisert og ustabilisert område. Disse skal senere implementeres i Plaxis som skal gjenspeile byggemetoden til prosjektet. Stabiliseringen med KS-peler skal inneholde de registrerte installasjonsavvikene fra arbeidsområdet, som er innmålt ved installasjon. Prosjektet UDK02 Kulvert og løsmassetunnel skal derfor eksakt repliseres og effekten av installasjonsavvik skal undersøkes i detalj. Informasjon som er nødvendig for dette formålet blir grovt presentert i dette kapitlet og i detalj i senere kapitler, der det er behov for ytterligere opplysninger. Prosjektbeskrivelse med opplysninger er utdelt fra NGI, som også medvirker som ekstern veileder. Kontinuerlig dialog er opprettholdt underveis for å sikre god kvalitet på oppnådde resultater i denne masteroppgaven.



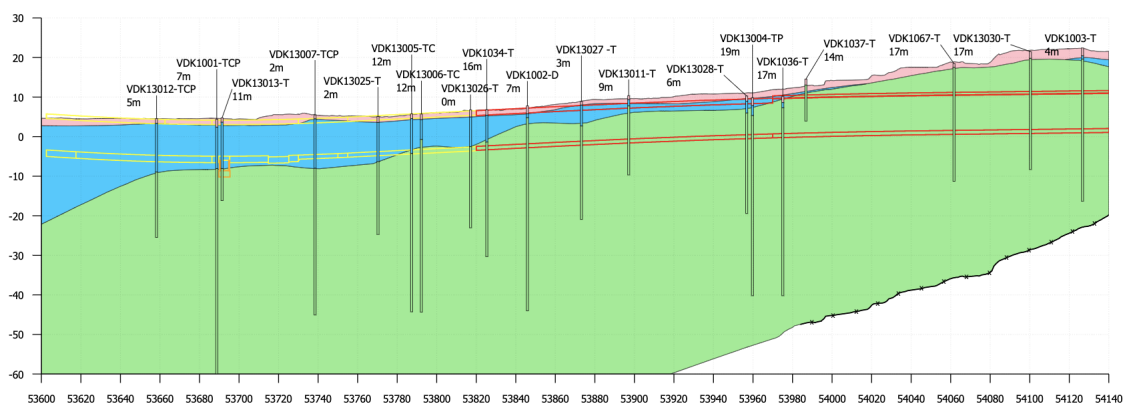
Figur 2.1 – Oversiktsbilde av byggegrop med kalksement-stabilisering. Rosa indikerer installerte KS-peler, blått indikerer planlagt installasjon og gul indikerer prøvetaking [Mortensen, 2021].

2.1 Feltundersøkelser

Tolkning av grunnforholdene og fastsettelse av de geotekniske dimensjoneringsparameterne er utført av NGI, fra rapport av Mortensen [2020]. Jordparametere er tolket ut fra CPTU sonderinger og laboratorieundersøkelser, mens total- og dreietrykkssonderinger anvendes til bestemmelse av dybde til faste lag og berg. Bane NOR utførte grunnundersøkelser av området i perioden 2015-2019, som bestod av følgende undersøkelser:

- 87 totalsonderinger
- 12 CPTU
- 27 poretrykksmålere i til sammen 9 borhull
- 4 dreietrykkssonderinger
- Prøvetaking i 12 borhull
- 13 brønner

Grunnundersøkelsene vil bidra til å gi et klart bilde på hvilke løsmasser som befinner seg i dybden. Tolkningen av dybdeprofilen baserer seg på rapport fra Mortensen [2020], illustrert i Figur 2.2. Blå indikerer leire, grønn indikerer morenemasser og rosa indikerer topplag bestående av tørrskorpeleire i nord (til venstre på figuren) og sand i sør. De gule linjene indikerer tak- og bunnplate på kulverten med rektangulært tverrsnitt, og de røde linjene indikerer ett sirkulært tverrsnitt. Dybdeprofilen illustrerer morenemasser under et varierende lag av leire, hvor andelen leire minker i sørgående retning. Det er ikke boret til berggrunn i nord, som antyder et svært dypt lag av morenemasser. Laboratorieundersøkelsene og totalsonderingene antyder leire med sprøbruddegenskaper i nord. Grunnvannstanden synker fra nord til sør, henholdsvis fra kote +3,5 til kote +2,4. Bestemmelsen av jordparametere og modelloppsettet for analysene blir gjort rede for i Kapittel 7.



Figur 2.2 – Dybdeprofil med lagdeling for arbeidsområdet, utarbeidet av Mortensen [2020].

2.2 Grunnforsterkning med KS-peler

Ved det gule området i Figur 2.1 er det tatt ut prøver av de stabiliserte massene for å undersøke fastheten ved laboratorieundersøkelser. Det ble tatt ut 3 prøveserier fra 3 ulike peler, som bestod av 50/50 multicem og 70 kg/m³ innblandingsmengde. Det har blitt utført 6 enaksiale trykkforsøk og 7 direkte simpel skjærforsøk. Resultatene tyder på en tolket skjærstyrke i intervallet 600-800 kPa etter cirka 8 måneder herding.

Arbeidet med Vestfoldbanen skal gjennomføres med en åpen byggegrop. For å sikre nok stabilitet mot bunnoppressing og bæreevne for maskinarbeidet, grunnforsterkes det med kalksementpeler i passiv sone, vist i Figur 2.3. Det er påvist sprøbruddmateriale i området, som også har påvirket dette valget da KS-stabilisering bidrar til å forenkle anleggsgjennomføringen i bløt leire. Det er installert 17,5 m lange spuntvegger på hver ende av byggegropen med to avstivernivå for å kompensere for det horisontale jordtrykket. Det første nivået er i toppen av spunten og det andre nivået ligger 4,5 m under toppen. Avstiverne er montert i horisontale bjelker/puter for å overføre spenninger fra spunten, vist i Figur 2.4. Total utgravingsdybde er 10 m og avstanden fra utgravingsbunnen til stivernivå 2 er 6,5 m. I byggegropen skal det etableres en kulvert som allerede er utført i området vist på Figur 2.5. Underveis i etableringen av KS-pelene, har utførende entreprenør logget GPS-koordinater for utsettelsen av pelene ved terrengnivå og dybden til hver pel. Et datasett med disse opplysningene blir anvendt for å bestemme avviket hver pel er utsatt med i forhold til dimensjonert utførelse. Helningen til hver pel er derimot ikke registrert under installasjonen.



Figur 2.3 – 8 meter utgraving gjennom etablert KS-stabilisering inne i byggegroppen.



Figur 2.4 – Innvendig avstivet spuntkonstruksjon med KS-stabilisering i passiv sone.



a) Kulvert - sirkulært tverrsnitt



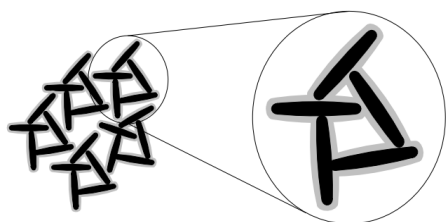
b) Kulvert - rektangulært tverrsnitt

Figur 2.5 – Etablert tunnel av betong i byggegroppen.

Kapittel 3

Grunnforsterkning med kalksement

Store deler av arealet på norsk sokkel ble presset under havnivået under forrige istid for over 10 000 år siden. Bevegelse av isen førte til abrasjon som opprettet masser med ulike kornstørrelser. Erosjon transporterte fraksjonene til isfronten, som ble avsatt ved havkanten i et saltholdig miljø. Basert på fraksjonsstørrelsen vil de største fraksjonene bli avsatt tidlig og de minste avsettes lengst unna vannets utløp. Fine partikler som leir ble avsatt i dette undersjøiske området. Ved slutten av istiden trakk isen seg tilbake og avlastet grunnen, noe som førte til landheving. Ifølge Emdal [2018] hevet overflaten seg opp mot 200 m i forhold til havnivået på Østlandet, og nivået betegnes som marin grense. Disse løsmassene har derfor tidligere opplevd en spenningstilstand, som betegnes prekonsolideringsspenning, og kategoriseres som overkonsoliderte løsmasser.



Figur 3.1 – Ende-flate struktur av leirpartikler [Emdal, 2018].

Leirpartiklene i marin leire forholder seg til hverandre i en ende-flate struktur, som vist i Figur 3.1. Etter landhevingen vil denne marine leiren finne seg over havnivået og saltet vaskes ut av grunnvannstrømmer i form av ferskvann. Resultat er et materiale som er meget sensitiv for omrøring og betegnes som kvikkleire. Ved tilstrekkelig forstyrrelse av denne ende-flate strukturen, kan oppsettet kollapse og leirpartiklene vil

flyte i sitt eget porevann. Dette geologiske fenomenet eksisterer i store deler av Skandinavia og bidrar til utfordrende grunnforhold i store deler av Norge.

Norsk jord består ofte av løsmasser med lav skjærstyrke og høy sensitivitet for omrøring. Det eksisterer derfor områder med dårlige forutsetninger for etablering av ny infrastruktur. Ifølge publikasjon av Kirch and Bell [2013] kan følgende tiltak iverksettes for å kunne

gjennomføre ulike prosjekter med tilfredsstillende sikkerhet:

- Flytte infrastrukturen til et område med bedre geotekniske forutsetninger.
- Tilpasse konstruksjonen ut ifra grunnforholdene.
- Erstatte de dårlige grunnforholdene med et bedre materiale.
- Modifisere og stabilisere eksisterende grunn.

Ofte er de to første punktene utelukket, som betyr at modifisering av grunnforholdene kan være en løsning. Ved å stabilisere eksisterende grunnforhold kan en installere infrastruktur på nesten hvilket som helst område. Grunnforsterkning øker skjærstyrke, bæreevne og densitet, og minimerer deformasjoner og permeabiliteten til jordmaterialet. Stabiliseringsmetoden kan være fysisk, kjemisk, biologisk eller mekanisk, men denne oppgaven fokuserer hovedsakelig på den kjemiske stabiliseringsmetoden med injisering av kalksement direkte inn i løsmasser.

3.1 Kalksementpeler

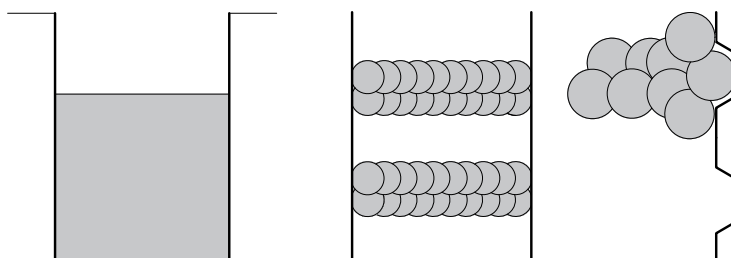
Grunnforsterkning med tilførsel av kalksement er ifølge Eggen [2013] blitt benyttet i Norge og Sverige siden 80-tallet. Prosessen og maskinene var på dette stadiet under utvikling, men opplevde store teknologiske fremskritt på begynnelsen av 90-tallet. Maskinene kunne bore dypere med bredere visp som nå kunne injisere en blanding av kalk og sement i løsmassene. Denne progresjonen fortsatte ved årtusensskifte, i tillegg til at logging av helning, GPS-koordinater, installasjonstrykk og rotasjonshastighet ble dokumentert. På lik linje med Norge, som benytter tørr metode, blir grunnforsterkning med tilsetning av kalksement også benyttet i Japan og Europa. I Japan er maskinene større og inneholder flere visper på tårnet, mens i Europa blir våt metode benyttet på grunn av fastere grunnforhold [Eggen, 2013]. Prosessen og installasjonen for både våt- og tørr metode presenteres i delkapitlene under.

Stabilisering med kalksement går ut på å injisere en sammensetning av kalk og sement in-situ i løsmassene. En kjemisk reaksjon mellom porevannet, eksisterende jord og bindemiddelet igangsettes, og resulterer i løsmasser med en betydelig økning i både skjærstyrke og stivhet. Mengden, sammensetningen og type bindemiddel varierer ut ifra grunnforholdene og formålet med stabiliseringen [Eggen et al., 2012].

3.1.1 Anvendelsesområder

Kalksementpeler er anvendbart i de fleste geotekniske problemstillinger, eksempelvis fyllinger, skråninger, avstivede byggeproper, reduksjon av setninger/deformasjon og jordavstiv-

ning. I UDK02 har NGI dimensjonert en avstivet byggegrop med spuntvegg, stivernivåer og KS-stabilisering. En fremstilling av KS-peler i en byggegrop er illustrert i Figur 3.2, med inspirasjon fra Eggen et al. [2012].

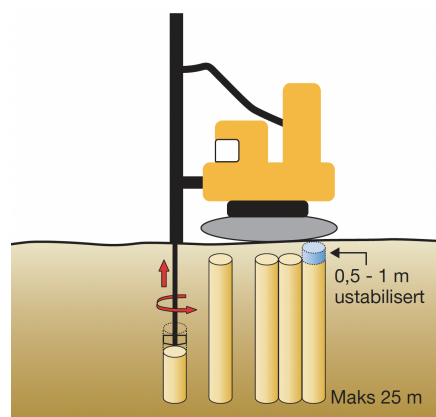


Figur 3.2 – Utgraving med spuntvegg og kalksement-stabilisering.

Installasjon av enkle eller doble ribber i byggegropen mellom spuntveggene bidrar til å redusere spuntens horisontale forskyvning og øke sikkerheten mot bunnoppresing, i tillegg til å øke fremkommeligheten på passiv side [Eggen et al., 2012]. For å sikre god heft mellom spuntveggen og KS-ribben, installeres det ytterligere peler inntil spunten, som vist i Figur 3.2.

3.1.2 Installasjon

Installasjonen av en kalksementpel er illustrert i Figur 3.3. En beltegående rigg består av en visp, ett tårn og en tank som inneholder bindemiddelet. Tanken er enten på selve beltevognen eller på en tilhenger. Fra terrengnivået roteres vispen fra tårnet ned i grunnen til en ønsket maksimal dybde på 25-30 m [Statens Vegvesen, 2014]. Bindemiddelet injiseres ved vispen samtidig som rotasjonen opprettholdes, og vispen heves til det gjenstår 0,5-1 m fra terrengnivået. Dette er for å unngå unødvendig utblåsning av bindemiddelet i fri luft.



Figur 3.3 – Prosedyre for etablering av kalksementpeler [Norcem, u.d.].

Veilederen fra Eggen et al. [2012] legger frem sentrale krav og fremgangsmåte for installasjon av pelene:

- Rotasjonshastighet omkring 50-210 omdr/min.
- Stigningshastighet av visp mellom 15-25 mm/omdr.

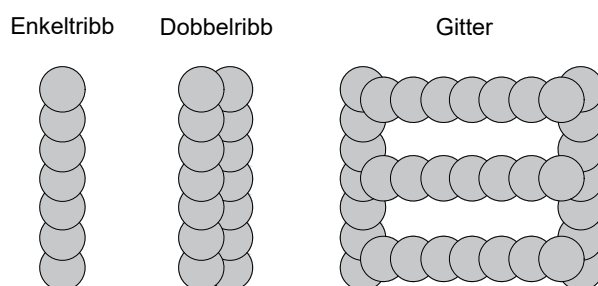
- Marktrykk fra maskin og materialtanksvogn er henholdsvis 24-50 kN/m² og 40-60 kN/m².
- Installasjonstrykk av matriksen på 3-4 bar ved 10 m dybde, 6-10 bar ved 20 m dybde og opp til 15 bar ved 30 m dybde.
- Terrenghelning inntil 1:10, avhengig av maskinens størrelse og fremkommelighet.

Diameteren på pelen bestemmes naturligvis ut ifra diameteren på vispen, og er i størrelsesorden 0,5-1 m. Figur 3.4 viser eksempler på ulike visper, men ifølge Statens Vegvesen [2014] er det ingen standard visp for installasjon av KS-peler. Kilden hevder også at vispenes diameter reduseres inntil et par centimeter grunnet slitasje og skal for øvrig erstattes ved dette nivået av slitasje.



Figur 3.4 – Vanlige visper for installasjon av KS-peler [Eggen et al., 2012].

Etablering av ulike mønster av KS-peler avhenger av formålet med grunnforsterkningen. Som Figur 3.5 illustrerer er det ifølge Eggen et al. [2012] nødvendig med en overlapp på cirka 20% for å sikre en homogen dobbel ribbe uten ubehandlede soner. Fullstendig vertikal installasjon av hver pel bidrar også til en full behandlet dobbel ribbe også i dybden.



Figur 3.5 – Ulike mønster av KS-peler.

Injisering av bindemiddelet baserer seg på enten tørr- eller våt metode. Våt metode injiserer en sementslurry bestående av vann og sement, som kan inneholde andre tilsetningsstoffer.

Denne metoden er lite brukt i Norge, da tørr metode er den metoden som blir mest anvendt i Skandinavia [Statens Vegvesen, 2014]. Ved tørr metode injiseres sammensetningen av tørr kalk og sement ved hjelp av trykkluft via en dyse. Kalksementen blandes med porevannet til løsmassene, som ved herding resulterer i forbedrede jordegenskaper. Ifølge Eggen [2013] kan vann tilsettes ved vispen for stabilisering over grunnvannstanden eller ved fastere jordlag. Ved installasjon skal det dokumenteres navn på fører og arbeidsleder, uregelmessigheter, utførelsesdato og identifikasjon av installert pel.

3.1.3 Bindemiddel

Bindemiddelet som blir anvendt for KS-peler er en sammensetning av kalk og sement. Blandingsforholdet avhenger av grunnforholdene og hvilke geotekniske krav som må tilfredsstilles med tanke på skjærstyrke, deformasjoner og permeabilitet. Leire med høyt saltinnhold, stor mengde organisk materiale eller høyt siltinnhold krever større mengde sement samtidig som innblandingsmengden øker. I dag anvendes hovedsakelig et bindemiddel med 50% Multicem kombinert med sement, der Multicem består av brent kalk med andre kalsinerte mineraler [Statens Vegvesen, 2014]. En innblandingsmengde av kalk og sement over 75 kg/m^3 anbefales ifølge Eggen et al. [2012] for å oppnå tilstrekkelig fasthet.

Sement:

Portland sement og FA sement benyttes oftest ved KS-stabilisering [Eggen et al., 2012]. Portland sement inneholder fasene Alitt, Belitt, Aluminat og Ferritt, som spiller en sentral rolle i hydratiseringsprosessen med vann [Jacobsen et al., 2016]:

- **Alitt** inneholder størst andel av CaO og reagerer raskt med vann. Fasen bidrar til både rask og langsiktig styrke. Portlandssementen inneholder typisk 50-70% alitt.
- **Belitt** reagerer tregere med vann, men bidrar mest til produksjon av CSH-gel og bidrar derfor også til langsiktig styrke. Portlandssement inneholder typisk 15-30% belitt.
- **Aluminat** reagerer raskt med vann, men innhold av gips bidrar til å redusere denne hastigheten for å hindre rask herding. Aluminat bidrar betydelig til varmereproduksjon som resulterer i en eksotermisk reaksjon. Portlandssement inneholder typisk 5-10% Aluminat.
- **Ferritt** danner mye av de samme egenskapene som Aluminat, men reagerer tregere med vann. Ferritt bidrar i tillegg til at sementen er grå i farge. Portlandssement inneholder typisk 5-15% Ferritt.

CSH-gel oppstår under hydratiseringsprosessen, og gir fasthet, stivhet og bestandighet til materialet [Eggen et al., 2012]. Porøsiteten avhenger derimot av v/c-tallet, som betegner forholdet mellom mengden vann og sement som vektenhet. Økende porøsitet oppnås av et høyt v/c-tall.

Multicem:

Multicem (Cement Kiln Dust) oppstår i forbindelse med sementproduksjon, og inneholder brent kalk og andre kalsinerte mineraler [Eggen et al., 2012]. Mineralene er reaktive og bidrar til fasthetsegenskaper ved innblanding av vann. Multicem [2020] fremhever at anvendelse av Multicem bidrar til et lavere CO₂-utslipp per tonn i forhold til sement.

Brent kalk:

Brent kalk er kalsiumoksid (CaO) som stammer fra forbrenning av kalkstein (CaCO₃). I forbindelse med vann danner brent kalk fasthetsegenskaper ved å produsere hydratkalk og reaksjonen frigir varme [Eggen et al., 2012]. Kilden stiller 3 krav som må tilfredsstilles for bruk av brent kalk i en KS-pel:

- Kornstørrelse 0-0,2 mm
- CaO-innhold > 80%
- Flytbarhet > 70%

Lesket kalk (Ca(OH)₂) oppstår når brent kalk reagerer med porevannet til løsmassene. Stabilisering forårsaker fasthetsegenskaper ved en uttørking av massene. Lesket kalk reagerer deretter med CSH-gel fra sement-vann reaksjonen som bidrar til ytterligere fasthetsutvikling [Eggen et al., 2012].

Pozzolan:

Et alternativ til kun standard portlandsement er bruk av Standard FA som inneholder biproduktet flyveaske fra forbrenningsprosesser. Flyveasken i seg selv genererer ikke fasthetsegenskaper i kontakt med vann, men silisiumdioksid (SiO₂) reagerer med lesket kalk som bidrar til økt mengde CSH-gel [Jacobsen et al., 2016]. Tilsetning av pozzolan i bindemiddelet reduserer behovet for sement og gir både økonomiske og miljømessige fordeler.

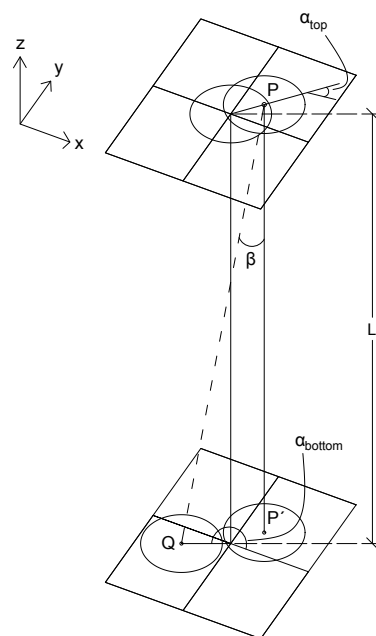
3.1.4 Forstyrrelse av nærliggende jord

Matetrykk fra trykkluft, visping av massene og injisering av bindemiddel er hovedårsakene til økt poretrykk og totalspenninger i omkringliggende masser som er med på å redusere

fastheten [Eggen et al., 2012]. Ifølge Eggen [2013] er den viktigste faktoren for å redusere svekkelsen av nærliggende jord å kontrollere innblåsningstrykket av bindemiddelet. De anbefaler videre at innblåsningstrykket ikke skal være større enn det som er nødvendig for at bindemiddelet skal sette seg fast i rørene. Tilføring av nytt materiale skaper for øvrig forskyvning i horisontalretning av omkringliggende masser. Tøyninger oppstår, noe som er med på å forstyrre sensitive masser med sprøbruddegenskaper. Både under- og overkant pel opplever en fasthetsreduksjon etter installasjon av KS-peler. Dysen for trykkluft befinner seg i tuppen av vispen, som gir soner i underkant pel med manglende forsterkning. En reduksjon i kvalitet øverst på pelen finner sted på grunn av reduksjonen i matetrykket.

3.1.5 Installasjonsavvik

Selv ved en vellykket installasjon av KS-peler, forekommer ubehandlede jordvolum i ribber med KS-stabilisering [Larsson [2005] & Pan et al. [2019]]. Dette forårsakes av installasjonsavvik, som gir negative forutsetninger for samvirke mellom enkeltpelene for ribben som en helhet. De primære avvikene er plassering ved terrengnivå (ansett og asimut), pelhelning med asimut og endringer i pellingde, illustrert i Figur 3.6. Pelhelningen har stor betydning for svært dype KS-peler, da en helning på 1° for en 15 m dyp pel forårsaker en forflytning på cirka 260 mm i forhold til en pel som er installert vertikalt. For en pel med 1 m diameter, tilsvarer dette 26% forskyvning. Endringer i pellingde vil kunne ha svært store konsekvenser, da en kortere pel vil sørge for et mindre volum som er stabilisert. Årsaken til installasjonsavvikene er ifølge Olsen [2011] og Haugen and Kjærstad [2021] erfaringen til maskinføreren, topografien, grunnforholdene og unøyaktig plassering av hver pel fra terrengnivået. Andre faktorer som kan spille inn er innholdet av sand eller silt i leiren, og plastisiteten til leiren. Endringer i pellingde ansees derimot å være forårsaket av for stor motstand fra kompakte lag som kan inneholde stein. Toleransekrav for installasjonsavvikene er listet opp i Tabell 3.1, basert på prosedyre fra Statens Vegvesen [2014].



Figur 3.6 – Installasjonsavvik til en KS-pel Haugen and Kjærstad [2021].

Tabell 3.1 – Toleransekrav for installasjonsavvik av en KS-pel [Eggen et al., 2012].

Ansett [mm]	Helning [mm/m]	Overlapp [%]
100	20	20

3.1.6 Litteratursøk

Fra ulike byggeplasser i Korea, har Park et al. [2019] tolket KS-installasjoner på marine og landlige lokasjoner og analysert trykkfastheten etter herdetid på 28 døgn. Av 44 blokkundersøkelser foreslår de en log-normal- eller normalfordeling med forventningsverdi på 3,59 MPa og standardavvik på 1,31 MPa. Dette impliserer en kovarians på 0,37, som ifølge kilden er lavere i forhold til andre land. Basert på litteratursøket deres, legger de til grunn normalfordeling for romvekten og jordtrykket med varierende kovarians lik 0,03 og 0,1. Forskning på KS-peler med installasjonsavvik er ikke eksisterende på norsk sokkel. Fordelingsparametrene til installasjonsavvikene baserer seg kun på utenlandske forskningartikler.

Jetpeler som avviker fra perfekte installerte peler kommer hovedsakelig av varierende peldiameter og endring i akseretningene [Croce and Modoni, 2007]. For en varierende mengde av kornfraksjoner, kan variasjoner i peldiameteren observeres. En kovarians på 0,02-0,05 betraktes for masser av leir og silt. Kalksementpeler installeres med en visp, som gjør at kovariansen minker i forhold til jetpeler. En kovarians mindre enn 0,02 vil mest sannsynlig forekomme.

Pelhelningen er symmetrisk rundt 0° med ett standardavvik på $0,07^\circ$ for leire [Croce and Modoni, 2007]. En symmetrisk pelhelning betyr at asimut kun varierer i intervallet $0-180^\circ$. Kilden hevder at installasjonen ble gjennomført med høy nøyaktighet, som førte til peler med liten helning. Eramo and Modoni [2011] støtter seg på disse observasjonene, men tildeler standardavviket $0,16^\circ$ for løsmasser av sand og silt.

Ifølge Croce and Modoni [2007], Eramo and Modoni [2011] og Pan et al. [2019], er asimutvinkelen uniform fordelt i området $0-180^\circ$. Transformert til bestemmelsene i denne oppgaven tilsvarer dette $0-360^\circ$. De oppførte kildene, med ytterligere litteratursøk, har ikke tatt hensyn til ansett eller lengdeavvik og variablene forblir ukjente. Tolkning av figurer tilsier at publikasjonene antar ansett lik null og at asimutvinkelen bestemmer retningen på pelhelningen.

3.2 Prosjektering

3.2.1 Undersøkelser av KS-stabilisering

Punkt 5.5(1) fra Eurokode 7 Del 1 [2020] presiserer at feltundersøkelser av grunnforholdene skal gjennomføres før arbeidet med grunnforsterkningen iverksettes. Eurokode 7 Del 2 [2007] inneholder retningslinjer for metodikken til felt- og laboratorieundersøkelsene, i tillegg til datarapport. Eggen et al. [2012] har etablert følgende minimumskrav for undersøkelser før KS-stabilisering:

- Lagdeling med type løsmasser, faste eller vannførende lag.
- Udrenert skjærstyrke, sensitivitet, vanninnhold og humusinnhold.
- Grunnvann og poretrykk.
- Testresultater av stabiliserte masser som er produsert i laboratoriet.

Foruten rutineundersøkelser, spesifiserer i tillegg Statens Vegvesen [2014] at undersøkelser av saltinnhold er nødvendig for å bestemme om leiren er kvikk, og bestemmelse av E-modul for setningsberegninger.

Laboratorieundersøkelser i form av enaksielle trykkforsøk bør utføres både med og uten innblandet bindemiddel i massene [Statens Vegvesen [2014] og Eggen et al. [2012]]. Forskjellig type og mengde bindemiddel testes ut for å undersøke hvordan styrkeparametere utvikler seg etter 7, 28 og 90 døgn. Lagringen av stabiliserte prøvestykker skal ifølge Eggen et al. [2012] oppbevares ved 6-8°C godt pakket inn i plast gjennom herdetiden. Hensikten bak undersøkelsen er å bestemme om massene oppnår tilstrekkelig styrke og for å optimalisere KS-stabiliseringen med tanke på økonomiske og miljømessige prinsipper. For å etterligne spenningstilstanden in-situ kan for øvrig treaksielle trykkforsøk gjennomføres til dette formålet.

3.2.2 Dimensjonering

KS-peler regnes som et sprøbruddmateriale på grunn av herdet sement sine egenskaper, og kan derfor kun ta opp trykk- og skjærkrefter. Strekkpåkjenning i form av et bøyemoment eller ren strekk fører til brudd, selv ved lav påkjenning. Bestemmelsen av karakteristisk skjærfasthet for stabiliserte masser baserer seg på en vektet funksjon mellom jordens opprinnelige og stabiliserte skjærstyrke, basert på dekningsgraden (a) illustrert i Ligning 3.1 [Eggen et al., 2012]. Den karakteristiske skjærfastheten anvendes for det stabiliserte området ved 2D-analyser.

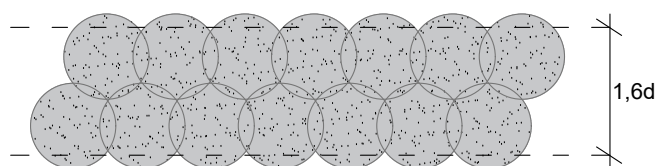
$$c_{u;m} = a \cdot c_{u;pel} + (1 - a) \cdot c_{u;jord} \quad (3.1)$$

Dekningsgraden er et forholdstall mellom ribbens andel delt på det totale arealet av behandlet og ubehandlet masse. Statens Vegvesen [2014] har utarbeidet empiriske formler for enkle og doble ribber, illustrert henholdsvis ved Ligning 3.2 og 3.3, der d er peldiameter og c er avstanden mellom hver ribb. Referansen stiller krav til begrensningen $c - d \leq 3 m$ for enkeltribber og $c - b \leq 3 m$ for doble ribber, der b er bredden av ribben.

$$a = \frac{0,85 \cdot d}{c} \quad (3.2)$$

$$a = \frac{1,60 \cdot d}{c} \quad (3.3)$$

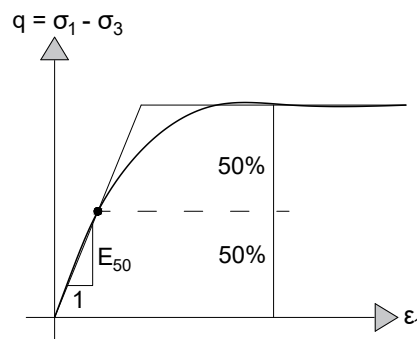
Med en overlapp mellom hver pel både horisontalt og vertikalt på 20%, illustrerer Figur 3.7 betydningen av faktoren 1,6d på dekningsgraden for doble ribber. Faktoren 1,6 er med på å eliminere deler av ribbens overflate for å fylle områder som ikke inneholder KS-stabilisering grunnet den sirkulære utformingen av hver enkeltpel. Ett større areal trekkes fra doble ribber kontra enkle ribber grunnet overlappen mellom peler på tvers i tillegg til lengderetning.



Figur 3.7 – Illustrasjon av ribbens bidrag til dekningsgraden.

3.2.3 Stivhet til stabilisert leire

Hydratiseringsprosessen mellom sement og vann skaper fasthetsegenskaper som utvikler seg over flere år etter installasjon. Erfaringer fra Eggen et al. [2012] tilsier at utviklingen av fasthetsegenskaper reduseres betydelig etter 0,5-3 måneder, avhengig av kalk-sement forholdet. Trykkfastheten til den stabiliserte massen undersøkes etter 28 døgn, og brukes som karakteristisk fasthet for dimensjonering [Jacobsen et al. [2016] og Eggen et al. [2012]]. Stivheten kan bestemmes ut ifra treaksialforsøk der de horison-



Figur 3.8 – Elastisitetsmodul E_{50} fra en-aksialt trykkforsøk.

tale spenningene holdes konstante, og er definert i Figur 3.8. Sett fra et inkrementelt perspektiv impliserer dette et enaksielt trykkforsøk av den stabiliserte massen.

Stivheten i de todimensjonale beregningene for stabiliserte masser bestemmes ut fra generelle geotekniske prinsipper. Ligning 3.4 - 3.7 legges til grunn. I tillegg benyttes en sammenfallende ligning som Ligning 3.1 hvor skjærfastheten byttes ut med stivheten til jorden og KS-pelene.

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (3.4) \quad \tau_0 = \frac{1}{2}(p'_v - K_0 p'_v) \quad (3.5)$$

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (3.6) \quad E = G[2(1 + \nu)] \quad (3.7)$$

Ligning 3.4 er hentet fra Eurokode 7, gitt at overkonsolideringsraten OCR er lik 1 [Eurokode 7 Del 1, 2020]. Initiell skjærspenning τ_0 beregnes ut fra effektiv vertikalspenning p'_v og effektiv horisontalspenning som er gitt ut fra hviletrykkskoeffisienten K_0 og p'_v . Skjærmodulen G bestemmes ut fra differansen i skjærspenning og skjærtøyning, hvor initiell skjærspenning og skjærstyrken til det aktuelle materialet inngår i $\Delta\tau$. Ligning 3.7 fra Nordal [2020] definerer stivheten ut fra skjærmodulen og Poisson-tallet ν . Tabell 3.2 oppsummerer hvilke materialparametere som inngår i stivheten til den stabiliserte massen.

Tabell 3.2 – Parametere som inngår i stivheten til stabilisert leire.

Parameter	Forklaring
K_0	Hviletrykkskoeffisienten
τ_0	Initiell skjærspenning
p'_v	Effektiv vertikalspenning
E og G	Elastisitets- og skjærmodul
γ	Skjærtøyning
ν	Poissontallet

3.2.4 Kontroll av stabilisert masse

Punkt 5.5(3) i Eurokode 7 Del 1 [2020] definerer viktigheten av gjennomførelse av kontroll av grunnforsterkningen for å bekrefte at jordegenskapene har oppnådd tilstrekkelige verdier. Kontrollen av KS-stabiliseringen etter installasjon avhenger av prosjektets størrelse, formålet med stabiliseringen og geoteknisk kategori. Basert på disse forholdene kan en ved hjelp av Eggen et al. [2012] bestemme kontrollomfanget som en prosent av pelantallet.

De vanligste kontrollmetodene i dag er FOPS (Forinstallert omvendt pelsondering), CPT (Trykksondering) og prøvetaking.

FOPS:

Før installasjon av en enkeltpel presses sonden 0,5 m under pelens forventede dybde, bestående av en trekkwire og en vinge. Metoden baserer seg på trekking av vingen gjennom en herdet pel for å måle skjærfasthet og homogenitet av pelen. Trekkingen bør skje 1 - 7 døgn etter installasjon for å ikke overstige maskinens maksimale kapasitet, ifølge Eggen et al. [2012].

CPT:

I motsetning til FOPS, begynner CPT-målingene fra terrengnivået og går gjennom pelene fra topp til bunn. Trykksonderingen måler spissmotstand, sidefriksjon og poretrykk som ved hjelp av korrelasjonsformlene til Karlsrud et al. [2005] omformuleres til skjærfasthet. Erfaringsmessig gir $N_{kt} = 15$ samsvar mellom laboratorieforsøk og FOPS [Statens Vegvesen, 2014]. Trykksonderinger anvendes også for å undersøke om installasjon av KS-peler har svekket nærliggende grunn.

Prøvetaking:

Prøvetaking av pelen går ut på å ta med deler av den stabiliserte jorden tilbake til laboratoriet for analyse. En kan benytte seg av 54 mm sylinderprøve, kjerneprøve eller oppgraving av pel for å ta ut prøvestykkene. Man kan også heise opp en hel pel for å analysere lagdeling, sprekker, kvaliteten på innblandingen m.m.

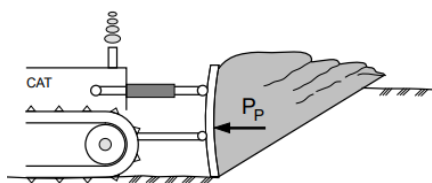
Kapittel 4

Geotekniske betraktninger

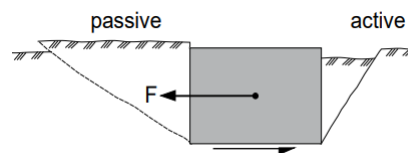
Kapittelet har som formål å gjøre rede for geotekniske prinsipper og løsningsmetoder som anvendes i de senere analysene. Teori angående jordtrykk og fremgangsmetoder blir først presentert med prinsipper for hvordan en skal forholde seg til problemstillingen om en statisk ubestemt støttekonstruksjon med ulike stivernivå i utgravingsfasen. Deretter inkluderes teori om elastoplastisitet og de ulike materialmodellene som benyttes i analyseverktøyene.

4.1 Aktivt- og passivt jordtrykk

Installasjon av en spunt med utgraving av jordmassene på en av sidene fører til en avlastning på utgravings siden. Spenningene på baksiden av spunten er fortsatt til stede og virker normalt og parallelt på spunten. Jordtrykk betegnes derfor som normal- og skjærspenninger som oppstår mellom jorden og spunten, ifølge Eiksund and Grimstad [2021]. Et passivt jordtrykk oppstår når jordvolumet presses opp og innover i terrenget, illustrert ved Figur 4.1. Betegnelsen passiv er ment som at jorden oppfører seg passivt til den aktive bevegelsen. Det aktive jordtrykket er derfor det som fører til bevegelsen og oppstår på baksiden av en spunt i de fleste tilfellene. En visualisering av et passivt og aktivt jordtrykk er illustrert i Figur 4.2.



Figur 4.1 – Passivt jordtrykk [Eiksund and Grimstad, 2021]

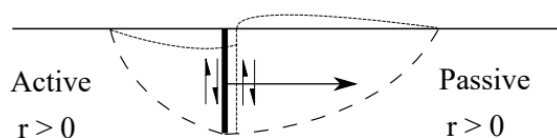


Figur 4.2 – Aktivt og passivt jordtrykk [Eiksund and Grimstad, 2021]

På grunn av nedover- eller oppoverrettet bevegelse av jorden, oppstår det i tillegg til normalspenninger også skjærspenninger på spunten. For den aktive delen peker spenningen nedover og motsatt vei for den passive ved et positivt ruhetsforhold. Den maksimale spenningen begrenses av jordens styrke og ruheten til veggen. Hvis en bruddmekanisme oppstår langs veggen, er skjærkraften lik den kritiske skjærspenningenn til jorden. Hvis dette ikke er tilfelle, er ruhetsforholdet mellom 0 og 1 (retningsorientert), og er definert i Ligning 4.1. En ruhet lik 0 defineres som en glatt vegg som ikke tar opp skjærspenninger fra nærliggende jord.

$$r = \frac{\tau}{\tau_c} = \frac{\tau}{\frac{S_u}{F}} \quad (4.1)$$

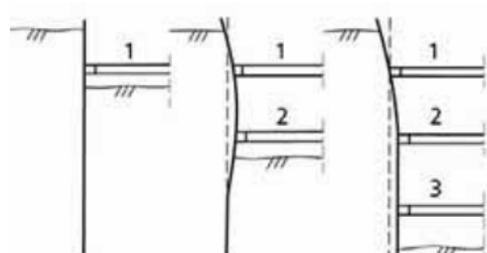
Ruhetsforholdet kan være forskjellig fra passiv og aktiv side, og varierer langs veggen. For simpelhetens skyld antas det konstant midlet ruhet på begge sider av veggen, konstant mobilisering og vekten av veggen bæres av spissmotstanden [Eiksund and Grimstad, 2021]. Retningen, eller fortegnet, til ruhetsforholdet kan variere dersom et komplekst system med stag eller avstivere introduseres og avhenger av veggens relative deformasjon. Det er derfor definert et basistilfelle med positiv ruhet for aktiv og passiv side, vist i Figur 4.3, ved å tilføre en horisontal kraft på veggen. Positiv ruhet på aktiv side defineres som at jorden beveger seg nedover som sørger for en skjærspenning med samme retning. Positiv ruhet på passiv side defineres som at jorden beveger seg oppover, som resulterer i en skjærspenning som peker oppover.



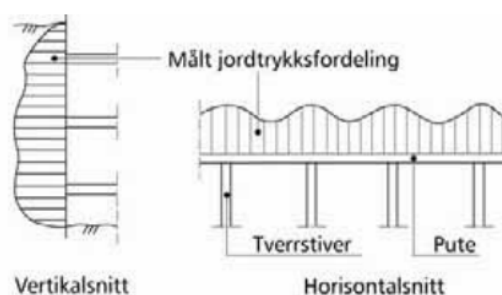
Figur 4.3 – Definisjon av positiv ruhet [Eiksund and Grimstad, 2021].

Bestemmelsen av hvordan jordtrykket fordeler seg langs spuntveggen med dagens teori er ikke eksakt. Ulike teorier er analytiske eller numeriske, og anvendes som et estimat for beregningene. Grunnleggende teori fra Coloumb (1776) og Rankine (1857) antar en plan bruddmekanisme med et lineært fordelt jordtrykk langs dybden [Terzaghi et al., 1996]. Feltundersøkelser antyder at dette ikke er tilfelle, da jordtrykket og bruddmekanismen er kurveformet [Wang, 2000]. Ifølge Terzaghi et al. [1996] minker validiteten til Coloumbs antagelse om en plan bruddmekanisme dersom ruhetsforholdet øker. Kilden presenterer en bruddmekanisme bestående av en logaritmisk spiral for den nedre delen og plan bruddmekanisme for den øvre delen, som illustrert i Figur 4.4.

vanntrykk tas hensyn til. Moment-, horisontal- og vertikallikevekt benyttes for å bestemme stagkraften og fastslå om antatt ruhet og sikkerhetsfaktor er korrekt. Hvis dette ikke er tilfelle, endres disse faktorene til likevekt er oppnådd. Neste utgraving utføres, og samme prosedyre benyttes ved å anta at samme stiverkraft for de øvrige stiverne oppstår også for denne utgravingen. Kilden hevder at ved flere enn to stivernivå, vil stiverkraftene underdimensjoneres og andre metoder bør i tillegg benyttes for en sammenligning. En visualisering av den seksjonsvise utgravingen er vist i Figur 4.5.



Figur 4.5 – Seksjonsvis utgraving og installasjon av innvendige stivere [Statens Vegvesen, 2018].



Figur 4.6 – Målt jordtrykk langs spuntkonstruksjonen [Statens Vegvesen, 2018].

Figur 4.6 illustrerer hvordan jordtrykk fordeles langs spuntet etter at alle stiverne er installert, basert på målte verdier. Ut ifra disse målingene ser det ut som det opptredende jordtrykket i vertikalsnittet er tilnærmet konstant langs dybden [Terzaghi et al. [1996], Karlsrud and Andresen [2005] og Statens Vegvesen [2018]]. Det har derfor blitt utarbeidet en empirisk formel som baserer seg på dette prinsippet. Det aktive jordtrykket fastsettes med ruhet lik 0 og sikkerhetsfaktor lik 1. Det antas at det passive- og aktive jordtrykket under utgravingsnivået utligner hverandre. Størrelsen på den konstante jordtrykksfordelingen beregnes ved hjelp av Ligning 4.2, der E_A er den aktive jordtrykksresultanten, m settes som 2,1 for totalspenningsanalyse og 1,6 for effektivspenningsanalyse, og D er utgravingens dybde. Dersom det aktive jordtrykket er større enn den konstante jordtrykksfordelingen ved nedre del av utgravingen, benyttes det aktive jordtrykket for dette området. Stiverkreftene kan beregnes ved å anta ledd i bunnen av utgravingen og ved stivernivå 2 i Figur 4.5. Ved å splitte opp konstruksjonen over og under leddet, kan de statiske likevektsligningene benyttes for å bestemme stiverkreftene for hver del lokalt og summeres opp for den globale løsningen. For å balansere den ujevne jordtrykksfordelingen foreslår Statens Vegvesen [2018] å øke stiverkreftene med 20-30%.

$$p_h = \frac{m \cdot E_A}{D} \quad (4.2)$$

Sikkerhet mot bunnoppressing

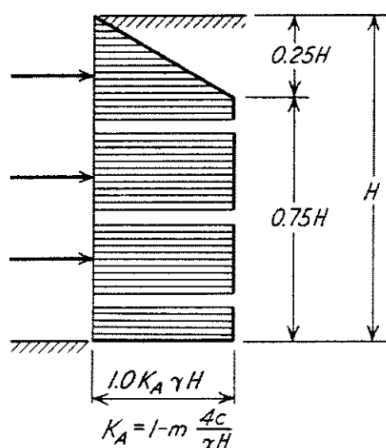
Ifølge Statens Vegvesen [2018] skal stabilitet ved bunnen av byggegropen undersøkes med tanke på bunnoppressing, hydraulisk grunnbrudd og bunnheving, der hydraulisk grunnbrudd kun gjelder for effektivspenningsanalyse. Sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing av byggegropen baserer seg på totalspenningsanalyse i bruddgrensetilstand og er gjengitt i Ligning 4.3. N_c er bæreevnefaktor, c_u er representativ udrenert skjærstyrke, γ er tyngdetetthet, z er utgravingsdybde, q_d er dimensjonerende terrenglast og p_d er dimensjonerende trykk mot byggegropens bunn. Den representative udrenerte skjærstyrken er gjennomsnittet av styrken ved bunn utgraving og en dybde $2/3 B$ under utgravingens bunn. Bæreevnefaktoren fastsettes basert på dybde-breddeforholdet og bredde-lengdeforholdet. Sikkerhetsfaktoren som oppnås er en partialfaktor for materialfastheten.

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d} \quad (4.3)$$

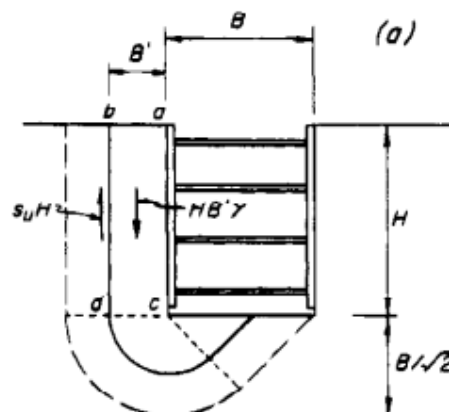
Ifølge håndbok V221 fra Statens Vegvesen [2014] skal bunnoppressing kontrolleres gjennom den stabiliserte massen og byggegropen som en helhet. Kompresjon av den ikke-stabiliserte massen skal kontrolleres ved å beregne bunnoppressing av bredden av denne massen. Innsparking av spuntfoten skal også kontrolleres ved å forutsette momentlikevekt om den nederste stiveren.

4.2.2 Publikasjoner

Empiriske metoder fra Terzaghi et al. [1996] og Karlsrud and Andresen [2005] støtter prinsippet om et konstant jordtrykk, men med ulik fremgangsmåte. Det aktive jordtrykket bestemmes ved å anvende formlene i Figur 4.7. Innmålte data kan bekrefte at m settes til 0,4 i Oslo-området, ifølge Karlsrud and Andresen [2005]. Tildelingen av det aktive jordtrykket til aksialstiverne utføres ved å dele opp spenningene mellom hver stiver som figuren illustrerer. Horisontallikevekt mellom de inndelte jordtrykkene og den aktuelle stiveren anvendes for å isolere stiverkraften som den eneste ukjente. Denne prosedyren utføres på samtlige stivere og det aktuelle inndelte jordtrykket. På grunn av retningen av det horisontale jordtrykket, vil aksialstiverne alltid være i trykk. Det stilles krav om at distansen mellom den nederste stiveren og utgravingsbunn ikke overstiger 20% av den totale utgravingen [Karlsrud and Andresen, 2005]. For å løse den statisk ubestemte bjelken, støtter publikasjonen antagelsen om å sette inn et fast opplager ved stivernivåene og fast innspenning ved utgravingsbunnen.



Figur 4.7 – Inndelt jordtrykk for hvert stivernivå [Karlsruud and Andresen, 2005].



Figur 4.8 – Prinsipp for bunnoppresing [Terzaghi et al., 1996].

Terzaghi et al. [1996] har undersøkt om traubunnen går til brudd grunnet heving. Jorden langs spuntveggen forårsaker forskyvninger av jorden under spunten opp mot byggegropens bunn. Hvis jorden opplever et bæreevnebrudd fører dette til bunnoppresing. Bæreevnefaktoren settes lik 5,7 ved å anta lang utstrekning med en ru vegg. For en økende bredde B' , minker sikkerhetsfaktoren og bredden kan ikke være større enn $\sqrt{2}B$, som illustrert i Figur 4.8. Dette er fornuftig, da bruddflaten ville gått utenfor byggegropen. Disse betraktningene fører til en formel for sikkerhetsfaktoren til materialfastheten gitt av Ligning 4.4.

$$F = \frac{1}{H} \cdot \frac{5,7 \cdot S_u}{\left(\gamma - \frac{S_u \sqrt{2}}{B}\right)} \quad (4.4)$$

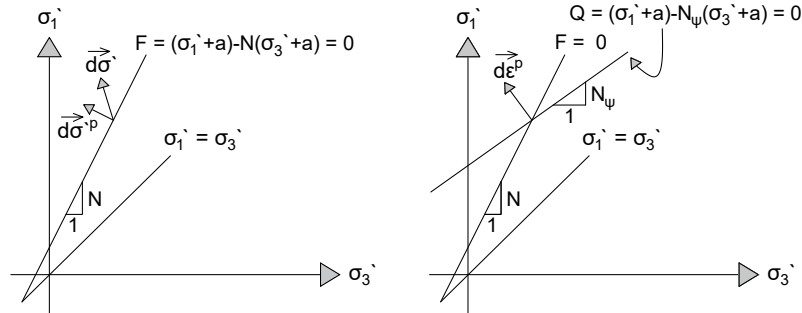
4.3 Elastoplastisitet

Elastoplastisitet baserer seg på at tøyningen kan inndeles i to ulike tøyningkomponenter, elastisk og plastisk tøyning. Ligning 4.5 viser fremgangsmåten [Nordal, 2020]. Den elastiske tøyningen kan sies å være reversibel, mens den plastiske tøyningen er permanent.

$$\epsilon^{total} = \epsilon^{elastisk} + \epsilon^{plastisk} \quad (4.5)$$

Sentralt i elastoplastisitetsteorien finner man flytregelen. Den beskriver hvordan de plastiske tøyningene utvikler seg når spenningssituasjonen til et materiale overstiger bruddbetingelsene [Nordal, 2020]. En spenningsøkning $d\vec{\sigma}$ slik venstre illustrasjon i Figur 4.9 illustrerer medfører både plastiske og elastiske tøyninger. En dekomponering av denne langs bruddflaten vil føre til to komponenter, en plastisk komponent $d\vec{\sigma}^p$ og en elastisk komponent $d\vec{\sigma}^e$.

Den plastiske spenningsøkningen er normalt på bruddflaten, mens den elastiske går langs bruddflaten.



Figur 4.9 – Bruddflate F og plastisk potensialflate Q for lineært elastisk perfekt plastisk tilfelle.

I realiteten vil ikke materiale kunne stå imot den plastiske spenningsøkningen $d\vec{\sigma}^p$ ved brudd, noe som fører til at $d\vec{\sigma}^p$ blir lik null [Nordal, 2020]. Til tross for dette vil man få plastiske tøyninger grunnet et forsøk på å belaste materiale ytterligere. Teoretisk vil man ved brudd ha null plastisk stivhet, som kunne ha ført til uendelige plastiske tøyninger hvis materiale hadde klart å stå imot spenningsøkningen.

En tøyningøkning $d\vec{\epsilon}^p$ vist i høyre illustrasjon i Figur 4.9 kan defineres ved hjelp av flytregelen i Ligning 4.6 [Nordal, 2020]. I nevnte figur og ligning er Q den plastiske potensialfunksjonen, som har samme struktur og oppbygning som bruddfunksjonen F . Parameteren $d\lambda$ er en herdeparameter som blir kalt *plastic multiplier*. Stigningstallet til den plastiske potensialfunksjonen er lik N_ψ der ψ er dilatansvinkelen, $N_\psi = \frac{1+\sin\psi}{1-\sin\psi}$.

$$d\vec{\epsilon}^p = \begin{bmatrix} d\epsilon_1^p \\ d\epsilon_3^p \end{bmatrix} = d\lambda \begin{bmatrix} 1 \\ -N_\psi \end{bmatrix} = d\lambda \begin{bmatrix} \frac{\delta Q}{\delta \sigma_1'} \\ \frac{\delta Q}{\delta \sigma_3'} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

Med en dilatansvinkel lik friksjonsvinkelen vil N bli lik N_ψ , og bruddfunksjonen F sammenfaller med den plastiske potensialfunksjonen Q . Det vil si at økingen i plastisk tøyning er proporsjonal med den plastiske spenningsøkningen. I en slik situasjon hvor $\psi = \phi$ har man assosiert flyt med tilhørende assosiert flytregel. I Ligning 4.6 kan man derfor bytte ut Q og N_ψ med F og N .

I virkeligheten vil et jordmateriale sjeldent ha plastiske tøyninger og deformasjoner i henhold til assosiert flytregel, og Ligning 4.6 vil i de aller fleste tilfeller være gjeldende [Nordal, 2020]. Dette kalles for ikke-assosiert flytregel, og i dette tilfellet er $\psi \neq \phi$. Dilatansvinkelen har derfor en viktig påvirkning på de plastiske tøyningene, der den beskriver volumøkningen

eller volumredueringen grunnet plastisk flyt. Ved negativ dilatansvinkel vil man få volumreduering ved plastisk flyt. Dilatansvinkelen er ofte bare noen få grader, og av den grunn forenkles den ofte til å være lik null, spesielt hvis det forekommer lite materialgrunnlag. Dette vil kunne skape unøyaktigheter og numeriske problemer, og en nøyaktig dilatansvinkel er derfor å foretrekke.

4.4 Materialmodeller

4.4.1 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulomb modellen er en lineær elastisk perfekt plastisk modell [Brinkgreve et al., 2021]. Det er en enkel jordmodell som ofte brukes som første anslag for å simulere jordens oppførsel. Hookes lov danner grunnlaget for den lineære elastiske oppførselen, mens Mohr-Coulomb kriteriet danner grunnlaget for den plastiske oppførselen.

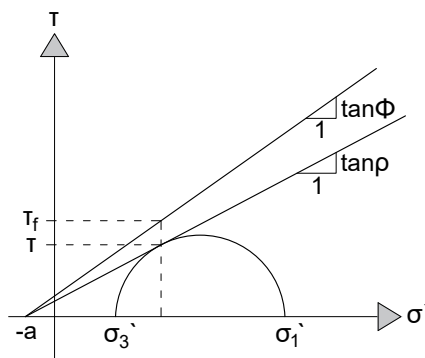
Mohr-Coulomb kriteriet kan formuleres på mange måter. Den mest vanlige måten å formulere kriteriet på er ved Ligning 4.7, illustrert grafisk i Figur 4.10. Bruddkriteriet τ_f kan altså beskrives ved hjelp av attraksjonen a , den effektive spenningen σ' og friksjonsvinkelen ϕ .

$$\tau_f = (\sigma' + a)\tan\phi \quad (4.7)$$

Innenfor kriteriet vil jorden oppføre seg elastisk og alle deformasjoner er reversible. Langs bruddkriteriet vil jorden oppføre seg plastisk, og irreversible deformasjoner oppstår. Figur 4.10 viser også ett tilsvarende kriterie som Ligning 4.7, bare definert ved $\tan\rho$ kontra $\tan\phi$. Her er styrken til jorden redusert ved hjelp av en mobilisert styrkeparameter for å kunne introdusere en sikkerhetsfaktor mot brudd, ofte referert til som *graden av mobilisering* - f [Nordal, 2020]. Graden av mobilisering kan defineres ut fra Ligning 4.8.

$$f = \frac{\tau}{\tau_f} = \frac{(\sigma' + a)\tan\rho}{(\sigma' + a)\tan\phi} = \frac{\tan\rho}{\tan\phi} \quad (4.8)$$

Kriteriet som er gitt er gyldig ved drenerte tilfeller. Ved udrenerte tilfeller vil skjærstyrken τ_f være konstant og bruddkriteriet forenkles til $\tau_f = s_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$, også kjent som Tresca-kriteriet. Materialparametere i Plaxis for Mohr-Coulomb modellen er gitt i Tabell 4.1.



Figur 4.10 – Mohr-Coulomb kriteriet i τ - σ planet.

Tabell 4.1 – Materialparametere for Mohr-Coulomb [Brinkgreve et al., 2021].

Materialparameter	Forklaring	Benevning
E	Elastisitetsmodul	[kN/m ²]
ν	Poissontallet	[-]
c	Kohesjon	[kN/m ²]
ϕ	Friksjonsvinkel	[°]
ψ	Dilatansvinkel	[°]
σ_t	Tension cut-off og strekkstyrke	[kN/m ²]
G	Skjærmodul	[kN/m ²]
E_{oed}	Ødometermodul	[kN/m ²]

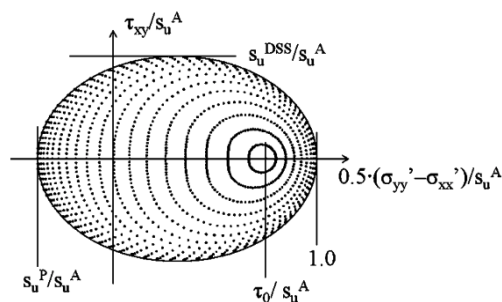
4.4.2 NGI-ADP

NGI-ADP modellen er en mer avansert jordmodell som tar hensyn til anisotropien til jorden. Leire vil ofte vise en anisotropisk oppførsel for udrenert styrke og stivhet, noe som Grimstad et al. [2010] underbygger. Denne elastoplastiske modellen benytter både den aktive-, passive- og direkte skjærstyrken til leiren for å kunne inkludere den anisotropiske oppførselen. Andre jordmodeller er ofte basert på effektivspenninger, noe som gjør at man kun utreder indirekte verdier for udrenert skjærstyrke. Den aktive-, passive- og direkte skjærstyrken vil kunne bli avdekket ved utførelse av udrenerte treaksiale strekktester (CAUP), treaksiale trykktester (CAUA) og direkte simpel skjærttester (DSS) som er blitt konsolidert anisotropisk til in-situ effektivspenninger [Grimstad et al., 2010].

Formuleringen av modellen er avansert, og for å få en fullverdig forståelse henvises leseren videre til Grimstad et al. [2010]. En kort modellformulering vil bli oppsummert her. Utredningen starter med Tresca-kriteriet, som i tredimensjonalt rom plottes som en sekskantet

prisme. Hjørnene vil kunne skape numeriske problemer, og det er derfor i NGI-ADP modellen benyttet en tilnærming til Tresca fra Billington, sammen med en modifisert plastisk von Mises potensialfunksjon [Grimstad et al., 2010]. Flytekriteriet og den plastiske potensialfunksjonen er begge uavhengig av midlere spenning, noe som fører til at den plastiske volumtøyningen blir lik null. Et Poisson's tall på 0,5 vil også sørge for å unngå elastiske volumtøyninger.

Flytekriteriet til NGI-ADP modellen kan representeres både endimensjonalt, todimensjonalt og tredimensjonalt. Felles for dem alle er at de blir definert ut fra den nevnte Tresca-tilnærmingen. Et typisk bruddkriterium i todimensjonalt plan er gitt i Figur 4.11. Langs konturene innenfor bruddkriteriumet oppstår det konstante plastiske skjærtøyninger [Grimstad et al., 2010]. Materialparametere som inngår i NGI-ADP modellen i Plaxis er gitt i Tabell 4.2.



Figur 4.11 – Et typisk bruddkriterium i todimensjonalt plan for NGI-ADP modellen [Grimstad et al., 2010].

Tabell 4.2 – Materialparametere for NGI-ADP [Brinkgreve et al., 2021].

Parameter	Forklaring	Benevning
G_{ur}/s_u^A	Avlastning/pålastning skjærmodul over aktiv skjærstyrke	[-]
y_f^C	Skjærtøyning i treaksial trykk	[%]
y_f^E	Skjærtøyning i treaksial strekk	[%]
y_f^{DSS}	Skjærtøyning i direkte simpel skjær	[%]
$s_{u,ref}^A$	Referanseverdi for aktiv skjærstyrke	[kN/m ²]
z_{ref}	Referansenivå hvis økende/synkende skjærstyrke	[m]
$s_{u,inc}^A$	Økning/senkning av aktiv skjærstyrke med dybden	[kN/m ² /m]
s_u^P/s_u^A	Passiv skjærstyrke over aktiv skjærstyrke	[-]
T_0/s_u^A	Initiell mobilisering	[-]
s_u^{DSS}/s_u^A	Direkte simpel skjærstyrke over aktiv skjærstyrke	[-]
ν_u	Udrenert Poisson-tall	[-]
ν'	Effektivt Poisson-tall	[-]

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) i samarbeid med Statens vegvesen (SVV) og Bane Nor (tidligere Jernbaneverket) har gitt ut en rapport med anbefalinger om bruken av anisotropifaktorer for norske leirer [Thakur et al., 2014]. Disse anbefalingene er basert på erfaringer, og vil kunne benyttes hvis laboratorieforsøk fra prosjektlokasjonen gir svake resultater. Rapporten fremviser at lavplastiske leirer vil vise større anisotropi kontra høyplastiske leirer. Tabell 4.3 er hentet fra samme rapport og gir anbefalte verdier knyttet til anisotropifaktorer basert på plastisitetsindeksen I_p .

Tabell 4.3 – Anbefalte anisotropifaktorer [Thakur et al., 2014].

Plastisitetsindeks I_p	s_u^{DSS}/s_u^A	s_u^P/s_u^A
$I_p \leq 10\%$	0,63	0,35
$I_p > 10\%$	$0,63 + 0,00425(I_p-10)$	$0,35 + 0,00375(I_p-10)$

Kapittel 5

Øvrig teori

Dette teori-kapittelet tar for seg teori som utbreder seg utover det geotekniske fagfeltet. Kapittelet inkluderer innhentet informasjon angående analyseverktøy og prinsipper innenfor sannsynlighetsvurderinger. Bakgrunnsinformasjon om programvarene Rhinoceros, Grasshopper og Plaxis presenteres med hensyn til validitet og dimensjonale forskjeller. Elementmetoden som anvendes i FEM-programmer presenteres med hensyn til beregningsprinsipper. Teori og grafisk fremstilling av de ulike sannsynlighetsfordelingene som blir brukt i analysene blir til slutt gjort rede for.

5.1 Programvare

5.1.1 Rhinoceros/Grasshopper

Rhinoceros, ofte kalt Rhino, er et tredimensjonalt CAD-program som er basert på NURBS (Non-uniform rational B-spline) matematiske modell, og som i stor grad baserer seg på friforms overflatemodellering [Robert McNeel & Associates, u.d.a]. Noen god oversettelse av NURBS til norsk er ikke å finne. Med Rhino kan man generere kurver, flater, volum, punktskyer, SubD (subdivision) geometri og polygonmesh ved hjelp av NURBS for å representere kurver og flater. Denne masteroppgaven vil ikke gå mer inn på NURBS og dens matematiske modell, men er forklart og oppsummert av både Altmann [u.d.] og Robert McNeel & Associates [u.d.b]. Med Rhino er det mulig å eksportere ønsket geometri, volum, punktsky og mesh til andre programvarer ved å benytte seg av ulike eksportformat [Robert McNeel & Associates, u.d.a].

Grasshopper er et grafisk algoritmeprogram som er inkludert i Rhino [Robert McNeel & Associates, u.d.a]. En rekke forhåndsdefinerte komponenter benyttes til å programmere og generere algoritmer som kobles opp mot Rhino. Det er også mulig å ta i bruk Gh-

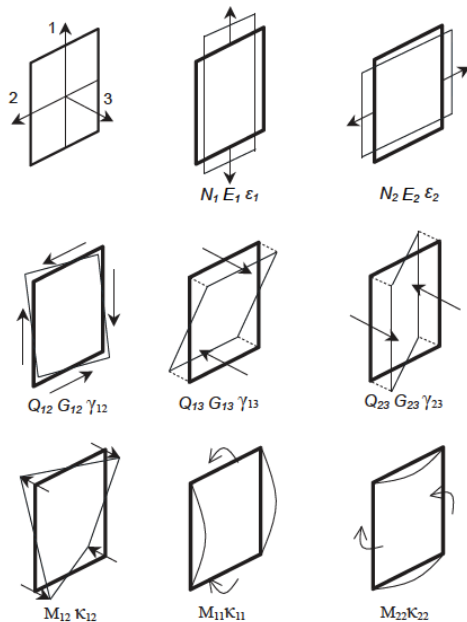
Python, Grasshoppers tilkoblede Python komponent, for å lage dynamiske script og egne komponenter. Rhino og Grasshopper benyttes i dette tilfellet til å generere geometri til kalksementpeler.

5.1.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D er et todimensjonalt elementmetodeprogram som er utviklet for å analysere deformasjon, stabilitet og grunnvannstrømning i geotekniske problem [Brinkgreve et al., 2021]. Beregninger kan både bestemmes ved plan tøyning og aksesymmetriske problem. Ved plan tøyning vil tøyningen inn i planet, ϵ_z , være neglisjerbar og lik null [Gouw, 2014]. Denne antagelsen gjelder når utstrekningen inn i planet (z-retning) er mye større enn utstrekningen i planet (x- og y-retning), noe som Plaxis 2D legger til grunn.

5.1.3 Plaxis 3D

Plaxis 3D er et tredimensjonalt elementmetodeprogram som har samme funksjonalitet som Plaxis 2D, men den evnen til å modellere fullskala tredimensjonale modeller [Brinkgreve et al., 2021]. For en byggegrøp med spuntvegger og stivere, vil det være en viss forskjell i materialparametere mellom Plaxis 2D og 3D.

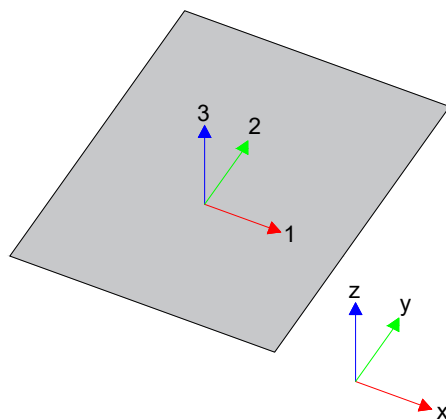


Figur 5.1 – Aksialkrefter, skjærkrefter og bøyemoment for plate i Plaxis 3D [Brinkgreve et al., 2021].

Det er i all hovedsak spuntveggen som bidrar til denne ulikheten. Plaxis 2D opererer med stivhetsparametere som aksialstivhet EA og EA_2 , og bøyestivhet EI i henhold til referansemanualen [Brinkgreve et al., 2021]. Ved isotropiske forhold vil EA og EA_2 være lik. Plaxis 3D baserer seg på elastisitetmodulene E_1 og E_2 , og skjærmodulene G_{12} , G_{13} og G_{23} . Figur 5.1 viser både retningen stivhetsparametere virker ut fra akse 1, 2 og 3, men også retning og virkning på aksialkraft, skjærkraft og bøyemoment.

Indeksene 1, 2 og 3 referer til aksenummeret som Plaxis forholder seg til, hvor fargekoder er benyttet for å definere aksenummerene illustrert ved Figur 5.2. Rød akse forholder seg til global x-akse og lokal akse

1, grønn akse til global y-akse og lokal akse 2, og blå akse til global z-akse og lokal akse 3 [van der Sloot, 2013]. I Plaxis 2D opereres det kun med rød og grønn akse.

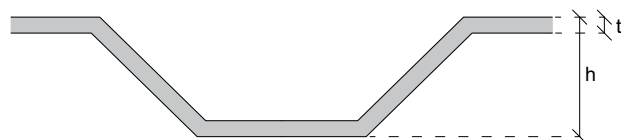


Figur 5.2 – Lokale og globale akser.

I Plaxis 3D er plater antatt å ha rektangulært tverrsnitt [van der Sloot, 2011]. Spuntvegger har en viss profil, og det er nødvendig med en endring i inputparametere for å benytte seg av materialparametere fra produsenten av spuntveggen. I Plaxis 2D beregnes en ekvivalent tykkelse til spuntveggen ut fra aksialstivheten og bøyemomentet ved hjelp av Ligning 5.1.

$$d_{eq} = \sqrt{12 * \frac{EI}{EA}} \quad (5.1)$$

En ekvivalent tykkelse til spuntveggen i Plaxis 3D beregnes ikke, men settes lik høyden h fra Figur 5.3. Den faktiske tykkelsen t vil ofte være mye mindre enn den ekvivalente tykkelsen $d = h$.



Figur 5.3 – Forenklet profil til en spuntvegg.

Følgende formler av van der Sloot [2011] legges til grunn:

$$E_1 = \frac{12E_{stål}I_1}{d^3} \quad (5.2)$$

$$E_2 = \frac{12E_{stål}I_2}{d^3} \quad (5.3)$$

$$G_{12} = \frac{6E_{stål}I_{12}}{(1 + \nu_{stål})d^3} \quad (5.4) \quad G_{13} = \frac{E_{stål}A_{13}}{2(1 + \nu_{stål})d} \quad (5.5)$$

$$G_{23} = \frac{E_{stål}A_{23}}{2(1 + \nu_{stål})d} \quad (5.6)$$

Forenklete formler kan utledes ved å anta $\frac{I_1}{I_2} \approx 20$, $\frac{I_1}{I_{12}} \approx 10$ og $\nu_{stål} \approx 0$ [van der Sloot, 2011]. I tillegg er det mulig å anta at det effektive arealet som virker mot skjærdeformasjon i henholdsvis vertikal og horisontal retning er lik $\frac{1}{3}$ og $\frac{1}{10}$ av tverrsnittsarealet, $A_{13} = \frac{A}{3}$ og $A_{23} = \frac{A}{10}$. Ligning 5.3, 5.4, 5.5 og 5.6 kan da omformuleres til:

$$E_2 = \frac{E_1}{20} \quad (5.7) \quad G_{12} = \frac{6E_{stål}I_1}{10d^3} \quad (5.8)$$

$$G_{13} = \frac{E_{stål}A}{6d} \quad (5.9) \quad G_{23} = \frac{E_{stål}A}{20d} \quad (5.10)$$

5.1.4 Validitet

Selv med et grundig og velutviklet beregningsprogram som Plaxis vil man kunne stille spørsmål om validiteten av resultatene. Bentley, utvikleren av Plaxis, nevner dette i sine Plaxis manualer [Brinkgreve et al., 2021]. Det er blitt gjennomført grundige testsimuleringer hvor man har sett på pålitelighet og validitet med gode resultater, men det kan ikke garanteres at Plaxis er feilfri. Et slikt elementmetodeprogram vil kunne få numeriske feil og modelleringsfeil, og validiteten av resultatene er derfor høyst avhengig av brukeren av programvaren. Forståelse av jordmodellene, modelleringen, materialparametere, begrensinger og evnen til å diskutere påliteligheten og logikken i resultatene er helt sentralt [Brinkgreve et al., 2021].

En sentral numerisk parameter i Plaxis er *tolerated error*, hvor standardinnstillingen er satt til å være 1%. Denne tolererte feilen skal sørge for at globale og lokale likevektsfeil holder seg under en viss verdi som er tett tilknyttet til denne *tolererte feilen* [Brinkgreve et al., 2021]. Prinsippene for elementmetoden blir presentert i neste delkapittel. Med en høy tolerert feil vil beregningene være mer tidseffektive, men nøyaktigheten vil bli redusert. Det motsatte vil skje ved en lav tolerert feil. I de fleste valideringstestene utviklerne har gjennomført har den tolererte feilen blitt satt lavere enn standardinnstillingen. Fra disse testene har man fått gode resultater, men ved å benytte en høyere tolerert feil vil utfallet kunne være upålitelig.

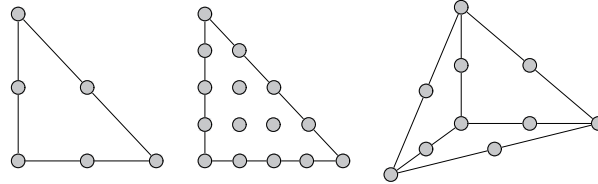
For å kunne stole på resultatene vil det sikreste alternativet være å observere utfallet fra den virkelige situasjonen. En sammenligning mellom Plaxis og virkelighet vil gi gode indikasjoner på om de numeriske beregningene er pålitelige. Ekici and Huvaj [2014] har i sin artikkel samlet sammen tre felteksperiment som har blitt sammenlignet med Plaxis 3D simuleringer. Det geotekniske problemet gjelder sidebelastede passive peler, og vil ikke direkte kunne si noe om et utgravningsproblem. Konklusjonen fra denne artikkelen er at utfallet av 3D simuleringene er nokså realistiske til å anslå det virkelige utfallet, og vil mer eller mindre være pålitelig. Et lignende tilfelle med sidebelastede peler er utført av Dao [2011]. Et annet modelloppsett er tatt i betraktning, men de aller fleste resultatparameterene er korresponderende. Også her vil simuleringene i Plaxis gi et forholdsvis likt utfall som i virkeligheten. Noe avvik oppstår, men dette er å forvente. Disse artiklene gir ikke grunnlag for å trekke en konklusjon hvorvidt validiteten til Plaxis er god nok for et utgravningsproblem, men de kan være med på å styrke troverdigheten.

5.2 Elementmetoden

Elementmetoden, ofte forkortet FEM (finite element method), er en numerisk metode anvendt for å løse en rekke ingeniørrelaterte problemer, deriblant geotekniske problemstillinger [Nordal, 2020]. Forskyvningsmetoden er en teoretisk metode som blir brukt i både konstruksjonsteknikk og geoteknikk, som innebærer at man påfører last på en struktur og analyserer forskyvningen og deformasjonen lasten gir. Forskyvningsmetoden kan generaliseres til å ikke bare gjelde forskyvning, men også varmefluks og væskestrøm. Det betyr at i problemer med vannsig kan forskyvningen erstattes med hydraulisk potensial, og man kan beregne både senkning av grunnvannsnivå og tilhørende poretrykksendring. For forskyvningsmetoden er det aldri mulig å spesifisere både last og deformasjon, da disse to variablene påvirker hverandre.

Elementmetoden innebærer en forenkling av modellen fra den virkelige verden. Dette gjør at den numeriske metoden vil ha avvik og mangler, men den kan gi oss en god pekepinn på utfallet av en problemstilling. For et geoteknisk problem vil for eksempel forenklinger knyttet til lagdeling, materialparametere, modellgeometri og grensebetingelser gi utslag på resultatet [Nordal, 2020]. I FEM blir også såkalte *errors* introdusert, siden elementmetoden i seg selv inneholder unøyaktigheter. For dårlige element og et svakt mesh, eller lite til ingen konvergens av iterasjonene kan føre til beregningsfeil og konvergensproblemer. Løsningen vil være å ha flere og finere elementer som gir et bedre mesh, men selv med dette vil forenklinger knyttet til modellen og materialparametere kunne gi svake resultater.

Elementer er selve grunnlaget i FEM. Plaxis 2D benytter seg av 6- eller 15-noders triangulære elementer, og Plaxis 3D benytter seg av 10-noders tetraeder-elementer [Brinkgreve et al., 2021]. Figur 5.4 viser de ulike elementene benyttet i Plaxis.



Figur 5.4 – 6- og 15-noders triangulært element, og 10-noders tetrahederelement.

Et elementmetodeprogram som Plaxis gjennomfører en rekke ulike operasjoner [Nordal, 2020]. Det første steget er at programmet danner en stivhetsmatrise for hvert enkelt element, som igjen benyttes til å danne en global stivhetsmatrise for hele problemet. Deretter beregnes en inkrementell økning i forskyvning basert på lastvektoren og lastøkningen som er påført. Økningen i tøyning kan så bestemmes, som brukes for å beregne den inkrementelle spenningen. Hvis dette konvergerer, blir den inkrementelle forskyvningen og spenningen inkludert i den totale forskyvningen og spenningen. Disse prosessene gjentar seg helt til det oppstår brudd, eller til den totale lasten er påført. Hver inkrementelle lastøkning vil ha flere iterasjoner, siden en slik prosess vil kunne skape unøyaktigheter. Derfor benytter man en såkalt *ubalansert kraft* for å sjekke nøyaktigheten. Forskjellen mellom den interne kraften fra integrasjon av jordspenningene og den ytre kraften er den ubalanserte kraften. Med store forskjeller mellom intern og ytre kraft vil unøyaktigheten bli stor, og nye iterasjoner kjøres for å minske den ubalanserte kraften som sørger for at nøyaktigheten for hver lastøkning er akseptabel.

De interne kreftene og forskyvningene til hvert element bestemmes av de tilhørende verdiene i x-, y- og z-retning i hver node. For et 2-dimensjonalt tilfelle ser man kun på x- og y-retning. Tar man utgangspunkt i Figur 5.4 og et 6-noders triangulært element vil man få 12 forskyvningsverdier. Disse inkrementelle forskyvningsverdiene blir kalt frihetsgrader, da det sier noe om elementenes frihet for et deformasjonsmønster [Nordal, 2020]. La oss si at frihetsgradene er representert som en vektor $\Delta\vec{v}$. Gitt $\Delta\vec{v}$ kan man finne den inkrementelle lastvektoren $\Delta\vec{F}$ ved hjelp av elementstivhetsmatrisen \mathbf{k} , $\mathbf{k} \cdot \Delta\vec{v} = \Delta\vec{F}$. For et element med 6 noder og 12 frihetsgrader vil \mathbf{k} være en 12x12 matrise. De inkrementelle forskyvningene og kreftene tas med inn i de globale forskyvningene og kreftene. Det er viktig å huske på at elementstivhetsmatrisen vil endre seg for hver lastøkning, ved for eksempel nært brudd hvor stivheten vil reduseres.

Elementstivhetsmatrisen defineres ut fra bestemte deformasjonsmønstre til elementet [Nordal, 2020]. Disse deformasjonsmønstrene bestemmes ut fra elementets formfunksjoner, hvor hver node vil ha sin egen formfunksjon. Frihetsgradene representerer forskyvningen i nodene, og ved å benytte formfunksjonene kan man altså bestemme en vilkårlig forskyvning i elementet. Denne vilkårlige forskyvningen $\Delta\vec{u}$ kan settes lik $\vec{N} \cdot \Delta\vec{v}$, hvor \vec{N} innehar node-nes formfunksjoner. Med forskyvningen $\Delta\vec{u}$ kan man finne tøyningene $\Delta\vec{\epsilon}$ og spenningene $\Delta\vec{\sigma}$ ut fra grunnleggende mekanikkklære. Stivhetsmatrisen kan nå finnes ved å anta at det interne arbeidet, definert ved $\Delta\vec{\epsilon}$ og $\Delta\vec{\sigma}$, må være lik det ytre arbeidet definert ved $\Delta\vec{v}$ og $\Delta\vec{F}$.

Frihetsgradene og tilhørende krefter i nodene til elementet er lokale parametere. Globalt vil flere elementer danne et mesh, og meshet vil som tidligere nevnt være avhengig av størrelsen på elementene. Ved dannelsen av meshet vil det være to viktige forutsetninger [Nordal, 2020]. De lokale frihetsgradene må samsvare med de globale frihetsgradene i nodene, og det må være likevekt av krefter. Jo mindre elementer, desto bedre mesh. Jo flere noder, desto mer frihet for deformasjon og mindre sjanse for feil. Problemet med å benytte mindre elementer, flere noder og et finere mesh er lengre beregningstid, noe som gjelder både for hånd og for et elementmetodeprogram som Plaxis. Derfor er det viktig å kunne balansere antall elementer og elementstørrelse for å oppnå akseptabel beregningstid.

5.3 Sannsynlighetsfordelinger

5.3.1 Normalfordeling

Normalfordelingen er en av de mest velkjente og benyttede sannsynlighetsfordelingene. Fordelingen er versatil og kan anvendes i mange tilfeller. Kurven for en tilfeldig variabel i normalfordelingsfunksjonen er bestemt av forventningsverdien μ og variansen σ^2 , hvor kvadratroten av variansen er det kjente standardavviket σ [UiO, 2020b].

Normalfordelingskurven er bestemt av sannsynlighetstetthetsfunksjonen gitt i Ligning 5.11. Denne beskriver sannsynlighetsfordelingen til en tilfeldig normalfordelt variabel [NT-NU, u.d.a]. Figur 5.5 illustrerer flere normalfordelingskurver med ulike forventningsverdi og standardavvik.

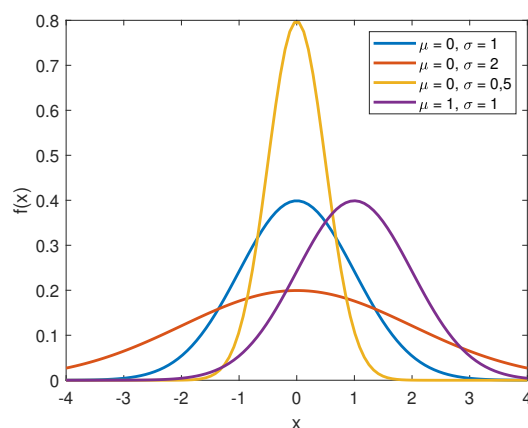
$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (5.11)$$

Den kumulative fordelingsfunksjonen er lik integralet av sannsynlighetstetthetsfunksjonen, se Ligning 5.12 [UiO, 2020b]. Når $x \rightarrow \infty$ vil $F(x) \rightarrow 1$, som betyr at arealet under

normalfordelingskurven $f(x)$ er lik 1. Den kumulative funksjonen kan bestemme sannsynligheten for at en tilfeldig variabel innfaller seg i et visst intervall.

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (5.12)$$

Et sentralt teorem innad i normalfordelingen er sentralgrenseteoremet. Den sier at et gjennomsnitt eller summen av uavhengige tilfeldige variabler vil gå mot en normalfordeling når antall variabler i gjennomsnittet eller ledd i summen går mot uendelig [NTNU, u.d.b.]. Det er dermed ikke av stor betydning hvilken fordeling hver enkel variabel har, summen eller gjennomsnittet vil uansett gå mot en normalfordeling.



Figur 5.5 – Ulike normalfordelingskurver

5.3.2 Weibullfordeling

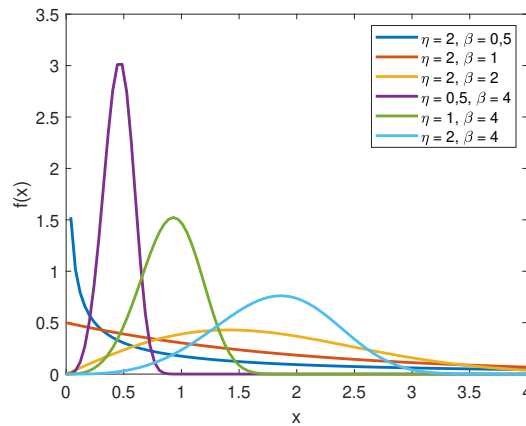
Weibullfordelingen er bestemt av sannsynlighetstetthetsfunksjonen i Ligning 5.13, og har en rekke anvendelsesområder som blant annet feilanalyse, levetid og meteorologi [Nielsen, u.d.].

$$f(x) = \begin{cases} \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{x}{\eta}\right)^{\beta-1} e^{-(x/\eta)^\beta}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad (5.13)$$

Parameterene β og η er henholdsvis en formparameter og skalaparameter, hvor $\beta > 0$. Formfaktoren har stor påvirkning på formkarakteristikken, mens skalafaktoren har stor påvirkning på utstrekningen langs x-aksen. Tilsvarende som for normalfordelingen har Weibullfordelingen en kumulativ fordelingsfunksjon. Denne er gitt i Ligning 5.14.

$$F(x) = \begin{cases} 1 - e^{-(x/\eta)^\beta}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

Figur 5.6 illustrerer ulike Weibullfordelinger med varierende formfaktor og skalafaktor. Det er bevist at ved en formfaktor $2,6 < \beta < 3,7$ vil kurven være tilnærmet lik normalfordelingen [Nielsen, u.d.]. Ved lavere formfaktor vil kurven være høyretung, og vice versa for høyere formfaktor. Forventningsverdien og variansen til en Weibullfordeling kan uttrykkes ved hjelp av gammafunksjonen Γ . Disse ligningene kan hentes fra Nielsen [u.d.].



Figur 5.6 – Weibullfordelinger med ulike formfaktorer og skalafaktorer.

5.3.3 Cauchyfordeling

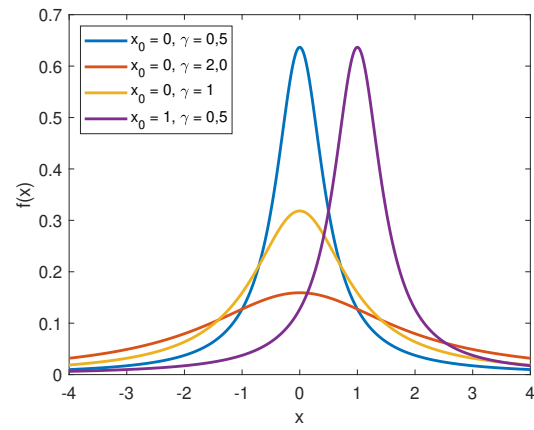
Sannsynlighetstetthetsfunksjonen til Cauchyfordelingen er gitt i Ligning 5.15 [UiO, 2020a].

$$f(x) = \frac{1}{\pi\gamma} \left(\frac{\gamma^2}{(x - x_0)^2 + \gamma^2} \right) \quad (5.15)$$

Her er γ en skaleringsfaktor og x_0 en lokaliseringsfaktor. Lokaliseringsfaktoren bestemmer hvor toppunktet på kurven befinner seg. Som for normal- og Weibullfordelingen har Cauchyfordelingen en kumulativ fordelingsfunksjon, gitt i Ligning 5.16.

$$F(x) = \frac{1}{\pi} \arctan\left(\frac{x - x_0}{\gamma}\right) + \frac{1}{2} \quad (5.16)$$

Cauchyfordelingen har verken forventningsverdi eller varians, og skiller seg derfor litt ut fra både normal- og Weibullfordelingen. Med en skaleringsfaktor på 1 og lokaliseringsfaktor på 0 får man en standard Cauchyfordeling. Figur 5.7 illustrerer ulike Cauchyfordelinger med forskjellig skalering- og lokaliseringsfaktor. Gul kurve tilsvarende en standard Cauchyfordeling.



Figur 5.7 – Ulike Cauchyfordelingskurver

Kapittel 6

Metodikk for parametrisk modellering

Å arbeide med fremstilling av tilfeldig valgte variabler og etablere et stort antall KS-peler med overlapp, en bestemt diameter og installasjonsfeil er arbeidskrevende å utføre i Plaxis. Det er derfor valgt å introdusere parametrisk modellering for å fremstille geometrien til hver KS-pel både med og uten tilhørende installasjonsfeil. Hver enkeltpel plasseres slik at det etableres KS-ribber som kan eksporteres til Plaxis for beregninger. Et vellykket parametrisk skript inneholder en rekke forhåndsbestemt input-parametere som en kan variere avhengig av hvilket oppsett av KS-ribbene som er ønskelig.

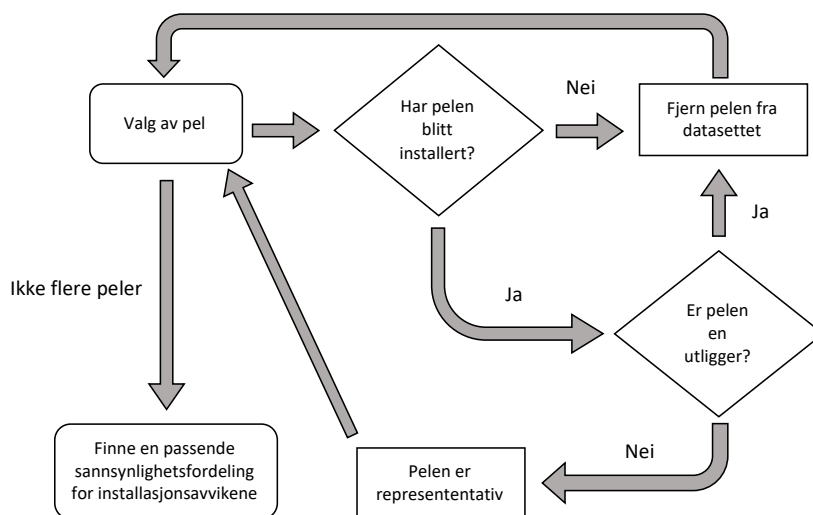
6.1 Datainnsamling

Forutenom et tilfelle med perfekt installerte ribber, vil hver pel ha et unikt installasjonsavvik. Dette installasjonsavviket er bestemt ut fra en sammensetning av tolkede- eller antatte avviksfordelinger. Fra UDK02 har NGI innhentet data for GPS-koordinater og plassert dybde av hver pel. Disse opplysningene er blitt modifisert til asimutvinkel, ansett og lengdeavvik. Disse dataene ble benyttet i fordypningsoppgaven til å generere passende sannsynlighetsfordelinger [Haugen and Kjærstad, 2021], og fordelingene er brukt til å etablere tilfeldige variabler for hvert avvik til hver enkelt KS-pel. Helningen på KS-pelene ble ikke målt og å tilpasse fordelinger basert på empiriske data er ikke gjennomførlig for denne variabelen. Istedet er det antatt en uniform fordeling basert på maksimal helning tillatt gitt i Tabell 3.1.

At de resulterende fordelingene vil være representative for et annet prosjekt er usannsynlig. Jordmateriale, terrenghelning, nærliggende hindringer og nøyaktigheten til maskinføreren er faktorer som påvirker installasjonen og varierer fra prosjekt til prosjekt. En datainnsam-

ling fra andre prosjekter med andre forutsetninger er nødvendig for å generalisere fordelingene og tolke eventuelle avvik mellom eksempelvis kohesjons- og friksjonsjordarter. Ikke minst vil målte data på helningen bedre validiteten til de geometriske imperfeksjonene betraktelig.

I datapakken for installasjonsprotokollene fra NGI ble det opprinnelig installert 3365 KS-peler. Noen av pelene manglet nødvendig informasjon, og disse ble derfor ekskludert fra tolkningene. For de gjenværende pelene ble det generert et boksplokk med tilhørende punkter utenfor akseptable verdier (outliers). Disse representerer peler med en relativ stor differanse fra medianen og øvre- og nedre kvantil, og ble ekskludert fra fordelingene. Hvis en skulle ha benyttet disse målepunktene ville det med stor sannsynlighet blitt problemer knyttet til halene av fordelingene som eksempelvis kunne ha produsert ansett lik peldiameteren. Dette hadde ført til sannsynlighetsfordelinger som ikke hadde vært realistiske fra et praktisk perspektiv. Et flytdiagram lignende som gitt i Haugen and Kjærstad [2021] av denne prosessen er gitt i Figur 6.1. Ytterligere informasjon for resultatene av sannsynlighetsfordelingene er gitt i Kapittel 8.1



Figur 6.1 – Flytdiagram for ekskluderingen av ikke-representative peler Haugen and Kjærstad [2021].

6.2 Prosedyre i Grasshopper

Et godt parametrisk skript inneholder en rekke input-variabler som kan varieres for å etablere KS-ribber med ulik utforming. For hver enkeltpel gjelder dette diameter og overlapp, mens for KS-ribbene gjelder dette avstand mellom hver ribb, lengde og antall ribber, i tillegg til intallasjonsavvikene asimutvinkel, ansett og lengdeavvik. Formålet med skriptet er å danne en algoritme i Grasshopper som tar inn disse input-parameterne og genererer

forhåndsbestemte KS-ribber. Et lignende program som Dynamo kunne også blitt brukt, da mulighetene er stort sett de samme. For vår problemstilling har Grasshopper et bedre brukergrensesnitt og ble anbefalt fra NGL.

Sannsynlighetsfordelingene som ble etablert er av typen Weibull-, Cauchy- og uniform fordeling. Generering av vektorer med tilfeldige etablerte variabler opprettes ved å bruke kommandoene `cauchypdf()`, `wblrnd()` og `rand()` i matlab med tilhørende fordelingsparametere. Disse eksporteres til et excel-ark for videre eksport til Grasshopper. Ved et perfekt tilfelle uten installasjonsavvik settes variablene til 0,001 for å unngå syntaksfeil i Grasshopper.

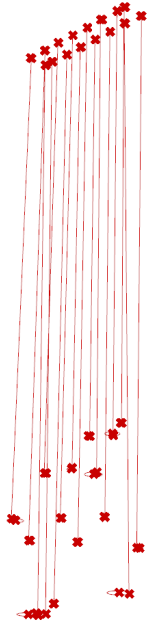
For å etablere KS-pelene, begynner prosedyren med å sette ut punkter i topp av pelen som avhenger av størrelsen på overlapp og peldiameteren, som vist i Figur 6.2. For hvert punkt settes det ut en sirkel med radius avhengig av størrelsen på ansett. Asimutvinkelen på pelen bestemmer hvor et nytt punkt utsettes på denne sirkelen. Opprettelsen av denne punktskyen fastsetter forskjellen i hvor tiltenkt plassering av KS-pelen i praksis skulle settes ut, mot hvor den faktisk ble satt ut avhengig av ansett og asimutvinkel. Dette gjelder dermed for utsetting ved terrengnivået. I endene av hver KS-ribb plasseres det ut en ekstra pel for å få full heft mellom ribb og spuntveggen.



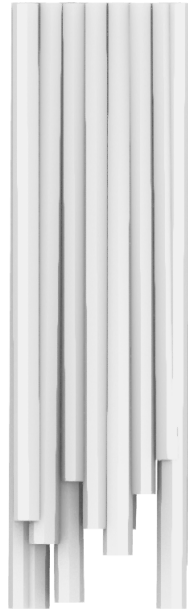
Figur 6.2 – Etablring av punktsky i topp av pelene, avhengig av ansett og asimutvinkel.

De nye punktene, som avhenger av ansett og asimutvinkelen, forskyves langs lengderetningen til pelen og avhenger av pellingde og lengdeavviket. En ny sirkel etableres rundt dette punktet der radiusen bestemmes av helningen, altså lengde pel multiplisert med tangens av helningen. Plasseringen av et nytt punkt på sirkelen bestemmes så av asimutvinkelen. For hver pel, er det nå generert et punkt i topp og bunn av pel avhengig av ansett, asimutvinkel, helning og lengdeavvik. En linje trekkes mellom punktene for hver enkeltpel og tolkes som pelens senter, se Figur 6.3. Det utsettes 8-kantede polygoner med disse punktene som sentrum. Hvorfor polygoner foretrekkes fremfor et sirkulært tverrsnitt blir nevnt senere i

diskusjon. Funksjonen *loft* brukes for å sammenkoble polygonene i topp og bunn, funksjonen *Solid Union* etablerer peler som er lukket langs dybden og *Brep Join* produserer enkeltpeler med et lukket volum, se Figur 6.4 og 6.5.



Figur 6.3 – Linje mellom topp og bunn pel, som presenterer pelens sentrum.

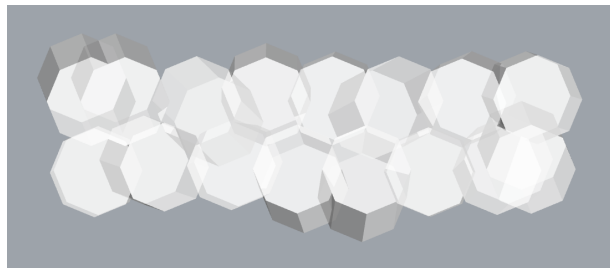


Figur 6.4 – En ribb sett fra siden med et tydelig lengdeavvik og helning.



Figur 6.5 – En ribb sett skrått på, inkludert samtlige installasjonsavvik.

Figur 6.6 illustrerer en ribb med tilfeldig genererte verdier for installasjonsavvikene. Eksempelvis for enkeltpelen nederst til venstre representerer det lyse området pelens topp, mens det mørke området illustrerer pelens helning mot en dybde på 14,5 meter med retning ned mot venstre. Figuren gir også en forståelse av hvordan hver pel er utsatt ulikt ved terrengnivået og at helningen har en tilfeldig retning. Det kommer også tydelig frem at det utsettes to peler ovenfor hverandre i ribbens ender, mens resten er utsatt i et annet mønster.



Figur 6.6 – En KS-ribb sett ovenfra med installasjonsavvik.

Eliminering av overlappende volum og eksport av geometrien til Plaxis har vist seg å være en stor utfordring, og det har blitt eksperimentert med ulike eksportmetoder. Eksempelvis har funksjonen *Boolean union* blitt anvendt i Rhinoceros for å merge hver enkeltpel i hver ribb til å bli ett sammenfallende volum. For dette tilfellet sliter Rhinoceros med å definere overlappen mellom pelene og utfører ikke kommandoen den opprinnelig skal på samtlige KS-ribber. Det viser seg at Plaxis har en innebygd funksjon som kan utføre denne kommandoen, ved å eksportere enkeltpeler til programmet. Løsningen falt dermed på å anvende *Bake Solution* i Grasshopper som eksporterer geometrien fra Grasshopper til Rhinoceros, og videre eksportere pelene fra Rhinoceros til Plaxis som en STEP-fil. Videre metode brukt i Plaxis gjøres rede for i Kapittel 7.

Parametrisk modellering handler mest om logikk, problemløsning og forståelse av hva som skal produseres. Det er flere veier til mål og vårt skript anses derfor ikke som unikt. Sluttresultatet vil uansett bli det samme basert på et felles mål. Det er vanskelig å peke på svakheter ved vår metode, forutenom at koding kan forenkles i en god del tilfeller. Den eneste antagelsen som er foretatt er at endene på hver ribb har to enkeltpeler ovenfor hverandre. Dette er logisk og blir også anvendt ved installasjonen av pelene. Antagelsen for bruk av 8-kantede polygoner er hovedsakelig ment for å kunne meshe modellen i Plaxis. Polygoner med lik radius som en sirkel vil ha et mindre totalvolum og være konservative når de betraktes i Plaxis-beregningene. Et godt sluttresultat har blitt oppnådd og svarer godt på delmålet som er forutsatt for bruk av parametrisk modellering. Skriptet regnes som helt parametrisk, der enkeltvariabler kan endres for å oppnå ulike KS-ribber med forskjellige forutsetninger. Skriptet er forsøkt inndelt i figurer i Vedlegg A med Figur A.1-A.7, for å gjøre koden mer lesbar. En forklaring til sammenhengen mellom figurene og fremgangsmåten er gitt i figurteksten.

Kapittel 7

Metodikk for FEM-analyse

Resultatene fra denne masteroppgaven er basert på FEM-analyse i Plaxis. Kvantitative analyser krever et fast oppsett og en klar struktur. Metodikken for FEM-analysen vil derfor videre bli presentert, og våre valg knyttet til analysen vil bli diskutert. Kapitlet vil fremlegge et modelloppsett med benyttede beregningsfaser og jordmodeller som blir anvendt i samtlige Plaxis simuleringer i den innledende- og hovedanalysen. Dersom modelloppsettet endres, vil dette formidles der det er aktuelt i senere kapitler.

7.1 Datainnsamling

Den generelle problemstillingen fra NGI krever ikke en fast modellgeometri, sett bort fra at det involverer en byggegrøp med spuntvegg, puter og stivere. Utgravingsdybde, bredde og lengde på modellen er geometriparametere som kan varieres. Det samme gjelder type støttekonstruksjoner og materialparametere. Variasjonen her kan være veldig forskjellig for ulike prosjekter, og i en masteroppgave vil en forenkling være hensiktsmessig. Derfor ble denne oppgaven tildelt prosjektdata fra UDK02.

Prosjektdataen inkluderer modellgeometri, type støttekonstruksjon, materialmodeller og materialparametere, noe som blir presentert senere. Fordelene med å få tildelt data fra ett enkelt prosjekt er som tidligere nevnt at datagrunnlaget blir mindre, noe som vil forenkle og spesifisere problemstillingen i høy grad. Dette gjør at en kan fokusere mer på resultatene fra FEM-analysen, og mindre på modelloppsettet med materialparametere. Troverdige resultater søkes, og ved å legge ytterligere vekt på ett spesifikt modelloppsett styrker dette påliteligheten av utfallet fra denne analysen. Ved å innhente data bør man i de fleste tilfeller være kritisk. Derfor ble de gitte materialmodellene og parameterene fra NGI vurdert om de var de mest passende ut fra teori, laboratorieforsøk og geotekniske rapporter.

Selv om påliteligheten av resultatene fra det ene modelloppsettet vil bli styrket, vil det fortsatt være mangler tatt problemstillingen i betraktning. Problemstillingen krever at det svares på om installasjonsavvik for KS-peler vil ha påvirkning på utfallet av et bestemt utgravningsproblem med spuntvegger og stivere. Vår tilnærming til problemstillingen gjelder ett prosjekt med en unik modellgeometri. Svakheten til resultatene vil derfor være hva som blir utfallet hvis man benytter et annet modelloppsett. Forhåpentligvis vil det være en viss korrelasjon, men det vil som sagt kreve separate FEM-analyser, noe denne masteroppgaven ikke inneholder grunnet ekstremt tidkrevende simuleringer. Kapittel 12 redegjør for dette problemet, hvor en anbefaling om videre arbeid gis. Det er gjort enkeltforsøk med endrede modellparametere, men en sikker konklusjon kan ikke tas ut fra disse resultatene.

7.2 Beregning og simulering

Beregningene i Plaxis er basert på mange valg innad i beregningsprogrammet. Dette gjelder blant annet modellfaser, numeriske kontrollparametere, oppbygning av modellen, type mesh og valg av noder. Det å være konsekvent i simuleringene er viktig for påliteligheten av beregningene, og for å unngå unødvendige feilkilder. Ved store ulikheter og avvik i programmet vil ikke simuleringene kunne sammenlignes. Dette gjør det ekstra viktig å redegjøre for de valgene som er tatt.

De ulike modellfasene er utarbeidet for å kunne etterligne prosjektfasene som i realiteten er utført. Det å gå fra realitet til numerisk simulering krever noen forenklinger, og det vil oppstå en del usikkerhet og feilkilder. Det er vanskelig å se bort fra dette uten at det blir modellfaser som krever mye beregningskraft og tid, og det viktigste er derfor å simulere de samme modellfasene for å skape standhaftige resultater. Numeriske kontrollparametere har i stor grad blitt holdt på standardverdier integrert i Plaxis hvor dette har vært mulig. Det er en fordel å endre minst mulig på disse da enkelte parametere vil kunne ha stor påvirkning på resultatet. Ved feil i simuleringene grunnet lite konvergens og/eller simuleringskrasj, har det blitt endret noe på simuleringene for å få beregningene til å kjøre. Disse valgene er blitt tatt varsomt slik at de har lite til ingen påvirkning på utfallet, og de har også vært nødvendige for å få fullført enkelte beregninger. Valgene av endrede kontrollparametere er nevnt i Kapittel 9.

Sett bort fra kalksementpelene er modellen lik for alle simuleringene i hovedanalysen, med unntak av enkeltkjøringene med endrede modellparametere. For å redusere kjøretiden er det blitt benyttet en symmetrisk modell som halverer antall elementer i forhold til en fullskala modell. Fra opparbeidede erfaringer vil en symmetrisk modell under rette modellforhold og innstillinger gi et likt resultat som for en fullskala modell. Dette gir gode forhold for å

kunne kjøre flere simuleringer og styrke resultatene. Ved å ikke modellere hele geometrien kan man gå glipp av variasjoner mellom høyre og venstre side av byggegroppen, men disse vil sannsynligvis være av liten betydning noe fordypningsoppgaven presiserer [Haugen and Kjærstad, 2021]. Denne sannsynligheten tar ikke hensyn til variasjonen mellom Plaxis 2D og 3D, og i den grad kan det være av interesse å se på utfallet av en fullskala modell i videre arbeid.

Antall elementer spiller altså en stor rolle med tanke på kjøretid. Den eneste måten å endre antall elementer er enten å øke/reducere modellen eller endre type mesh. Meshet er av stor betydning for å få gode resultater, og store variasjoner her vil kunne skape urealistiske avvik. Valg av modellstørrelse og type mesh er diskutert i Kapittel 8, hvor funnene i den innledende analysen benyttes. Ved bestemmelse av sikkerhetsfaktor velges det ut en node man ønsker å fokusere på. For å få et best mulig grunnlag for sammenligning er det valgt å fokusere på noder med samme referansekoordinater. Detaljer og nærmere forklaring om modelloppsettet i Plaxis gis i Kapittel 7.5, og i Kapittel 9 rettet mot hovedanalysen.

Import av kalksementpelene fra den parametriske modelleringen er blitt nøye utarbeidet. Det er blitt forsøkt å importere i ulike filformat som Plaxis støtter, hvor valget falt på STEP filformat. Dette muliggjør bruken av *combine* funksjonen i Plaxis, som vil kunne merge alle kalksementpelene i en ribb til ett volum. En slik mulighet vil redusere antall elementer og forenkle modelleringen i Plaxis, og er helt nødvendig når det er utfordringer med å merge kalksementpelene i den parametriske modelleringen.

7.3 Innhenting av resultater

De ønskede resultatene fra Plaxis hentes ut og kopieres inn i Excel. Excel er et godt verktøy for å plote grafer, men for denne problemstillingen er Matlab blitt benyttet. Matlab gir bedre og enkelt tolkbare figurer som bidrar til å øke forståelsen og inntrykket til leseren. Grafer gir et godt sammenligningsgrunnlag, og i denne masteroppgaven er fremstillingen av resultatene og dens korrelasjon ekstremt viktig. Forutenom grafer er det blitt benyttet tabeller for å enkelt presentere viktige resultater. Dette gjelder blant annet ekstremalverdier som er blitt hentet direkte ut fra Plaxis.

7.4 Beregningsfaser

Fasene i Plaxis er unike for prosjektet og endres ikke underveis i oppgaven, med unntak av enkeltkjøringer i sensitivitetsanalysen med endret modellgeometri. Beregningsfasene er

bestemt ut ifra hva som i praksis er utført i prosjektet. Byggegroppen inneholder to avstivningsnivåer og derav utføres det to utgravinger. Avslutningsvis simuleres en sikkerhetsanalyse av den siste utgravingen. Fasenes rekkefølge og beskrivelse er gjort rede for i Tabell 7.1. Sikkerhetsanalysen er kjørt med 250 steg, med unntak av situasjonen med KS-ribb av rektangulær prismeform som er kjørt til brudd med 500 steg. Grunnen til at det er valgt 250 steg og ikke flere er på grunn av tidsbruken Plaxis bruker på sikkerhetsanalysen. Med et stort antall simuleringer blir dette tidkrevende.

Tabell 7.1 – Beregningsfaser i Plaxis

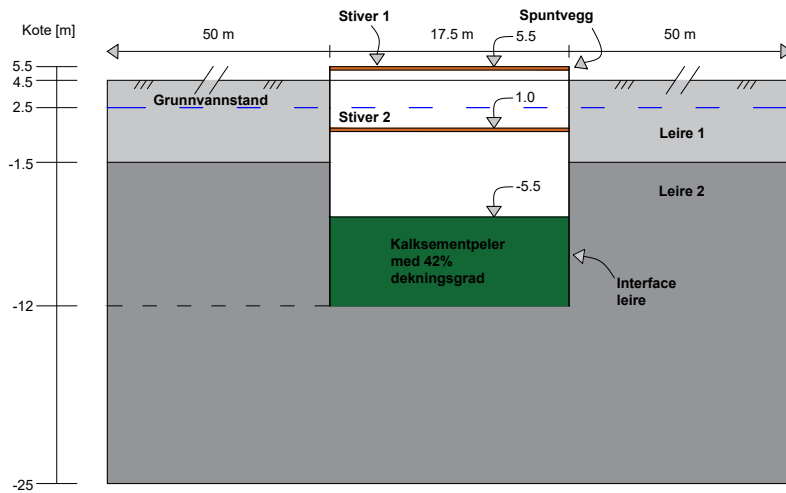
Fase	Beskrivelse
0	Etablering av initielle effektive spenninger med K0 prosedyre
1	Aktivere spuntvegg, stivernivå 1 med tilhørende pute, KS-peler og interface
2	Utgraving del 1, med en utgravingskote på +0,0m
3	Aktivere stivernivå 2 med tilhørende pute
4	Utgraving del 2, med en utgravingskote på -5,5m
5	Analyse av sikkerhetsfaktor (c - ϕ reduksjon)

For å automatisere og effektivisere prosessen med å kjøre et stort antall Plaxis-filer, ble en oppstart- og avslutningskommando kodet i programmet Notepad++. Filer som er klare til analyse ble lagt i kø og oppstart av ny fil ble kodet når en annen avsluttet. På denne måten kan Plaxis anvendes døgnet rundt, så lenge det er tilstrekkelig med filer.

7.5 Modelloppsett

Modellen som opprettes i Plaxis har som formål å reprodusere den fysiske geometrien av byggegroppen i 2D og 3D. Enkelte parametere som avstand mellom stivernivå, byggegroppens dybde og modellens bredde varieres i en sensitivitetsanalyse for å undersøke faktorenes påvirkning på resultatene. En todimensjonal fremstilling av det faktiske modelloppsettet fra byggeplassen er illustrert i Figur 7.1 etter andre utgravning. Bjelkene/putene som går inn i planet langs med stiverene er ikke illustrert, men vises godt i Kapittel 2. Modellbredden i de tredimensjonale beregningene målt fra senterlinje byggegropp og utover settes til 25 m. Dette for å begrense antall mesh-elementer i modellen. Ytterligere informasjon om modelloppsettet i den innledende analysen og hovedanalysen gis i henholdsvis Kapittel 8 og 9.

Byggegroppen er 17,5 m bred med en 17,5 m høy spuntkonstruksjon. Lengde inn i planet er tiltenkt tilnærmet uendelig på grunn av etableringen av ny jernbane. Total utgravingsdybde er 10 m med en 6,5 m dyp kalksement-stabilisering av jordmassene fra byggegroppens bunn. Stabiliseringen ble installert ved en dybde på 2 m, som betyr at utgravingen fra dybde 2 til

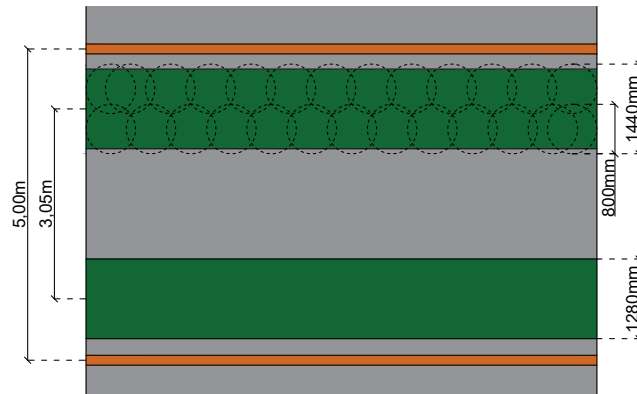


Figur 7.1 – Modelloppsett av byggegropen i 2D. Illustrasjonen viser tilfellet etter andre utgraving.

10 m måtte utføres gjennom den stabiliserte massen. Utgravingen i seg selv ble utført i to trinn. Første utgraving ble utført ned til en dybde på 4,5 m og andre utgraving ned til 10 meters dybde, på grunn av installasjon av de innvendige stiverne ved 1 m over terrengnivå og 3,5 meters dybde.

Et illustrasjonsbilde av byggegropen sett ovenfra er vist i Figur 7.2. Senteravstand mellom ribbene er satt til 3,05 m og senteravstand mellom stiverene til 5 m. Diameter til ribbene er på 800 mm, med en overlapp på 20% både horisontalt og vertikalt. Ved bruk av rektangulære prismer som ribber følger modellen det fargede området med stabilisert leire. Ved bruk av faktiske peler vil det stabiliserte området følge pelenes geometri. Dette nevnes fordi det kjøres både simuleringer med rektangulære prismeformede ribber og faktiske peler i Plaxis 3D.

Stivernivå 1 består av $\varnothing 508 \times 10$, mens stivernivå 2 er av $\varnothing 610 \times 12,5$. Stiverne modelleres som fixed-end (FEA) eller node-2-node (N2N) stivere, avhengig om det benyttes en symmetrisk modell om midten av byggegropen. Positiv stiverkraft indikerer alltid strekk og negativt fortegn indikerer alltid trykk. Antagelsen om FEA eller N2N som stiver påvirker hvordan putene overfører bøyemoment til de innvendige stiverne. Stivernes senteravstand modelleres direkte i Plaxis 3D, men forenkles i 2D ved å anvende en ekvivalent aksialstivhet per meter inn i planet. Stivernivå 1 og 2 monteres inntil puter av henholdsvis HEB360 og HEB800 som antas kontinuerlige i lengderetningen. Putene monteres direkte på spuntveggen, som er av type AZ36-700N. På grunn av spuntens utforming, må materialparameterne endres fra 2D til 3D. Tilhørende materialparametere for spuntkonstruksjonen med puter og innvendige



Figur 7.2 – Modelloppsett av byggegropen sett ovenfra.

stivere er listet opp i Tabell B.5 - B.8. Stiverne, putene og spunten er forhåndsbestemte og fastsettes som konstante gjennom samtlige simuleringer. Ingen endringer av senteravstand eller materialparametere vil forekomme.

7.6 Plaxis 2D

Materialparametere og valg av jordmodeller som er blitt benyttet i Plaxis 2D beregningene er gjort rede for i fordypningsoppgaven [Haugen and Kjærstad, 2021]. Disse er også kort oppsummert i Vedlegg B. Det er blitt gjort noen modifikasjoner på materialparameterne udrenert skjærstyrke og stivhet for de stabiliserte massene. Stivheten til den stabiliserte leiren i de nye beregningene bestemmes ut fra punkt 3.2.3. Siden KS-pelene befinner seg på passiv side, må passiv udrenert skjærstyrke benyttes for å finne $\Delta\tau$ og skjærmodulen G . Den passive skjærstyrken beregnes ut fra den gitte aktive skjærstyrken, der en benytter seg av anisotropiforholdene i Tabell 4.3. Aktiv skjærstyrke er tolket ut fra et aktivt treaksialforsøk med prøver fra prosjektlokasjonen [Mortensen, 2020]. Det er verdt å merke seg at for et passivt tilfelle vil fortegnet for initiell skjærspenning og skjærstyrke være ulikt grunnet testsituasjonen med strekktesting. Dette kan enkelt ses ut fra utførte passive treaksialforsøk.

Differansen i skjærtøyning $\Delta\gamma$ vil være skjærtøyningen til brudd ved passive treaksialforsøk γ_f^E . Skjærtøyning ved brudd og diverse deformasjonsparametere fra utførte laboratorieforsøk er oppsummert i geoteknisk rapport utarbeidet av Mortensen [2020]. Med gitt skjærmodul kan man beregne stivheten til den ubehandlede leiren. Et Poissonstall for udrenert tilstand på 0,495 benyttes for å unngå numeriske komplikasjoner med uendelige verdier i stivhetsmatrisen [Brinkgreve et al., 2021]. Med dette kan man finne den ekvivalente stivheten til den behandlede leiren ved å benytte seg av en tilsvarende ligning som Ligning 3.1 med

stivhetsparametere istedenfor skjærstyrkeparametere. Med en økning i aktiv skjærstyrke og initiell skjærspenning langs dybden vil også stivheten øke langs dybden. Stivhetsparametere er sammenfattet i Tabell B.1. Det er antatt en lineær økning til stivheten for å kunne inkludere dette i Plaxis 2D beregningene.

Istedenfor å benytte en midlere ekvivalent skjærstyrke $c_{u;m, \text{midlere}}$, inkluderes økningen i ekvivalent skjærstyrke grunnet en økning i aktiv udrenert skjærstyrke s_u^A for leire 2. Den ekvivalente skjærstyrken bestemmes ut fra KS-veilederen og Ligning 3.1 [Eggen et al., 2012]. Som for stivheten må passiv skjærstyrke for leiren benyttes i beregningene. Ekvivalent skjærstyrke og stivhet langs dybden for den stabiliserte massen kan ses i Figur B.1, og skjærstyrkeparameterene er oppsummert i Tabell B.1.

7.7 Plaxis 3D

Materialparametere som er benyttet i hovedanalysen og Plaxis 3D er gitt i Vedlegg B. Fordypningsoppgaven går mer inn i dybden på valgene bak disse parameterene, og det er derfor valgt å gi en overordnet oppsummering i masteroppgaven.

For leiren er de fleste parameterene basert på laboratorieundersøkelser gitt i geoteknisk rapport fra Mortensen [2020]. Skjærtøyningene ved brudd for henholdsvis aktiv, passiv og direkte tilstand har blitt verifisert ved å benytte Soil Test i Plaxis 2D sammen med resultater fra CAUC, CAUE og DSS av prøvene med best kvalitet. Skjærstyrken ved aktiv tilstand er blitt utarbeidet fra CAUC og CPTU-målinger. ADP-faktorene relatert til relasjonen mellom aktiv, passiv og direkte skjærstyrke er blitt hentet fra NVE, SVV og Bane Nor sin rapport [Thakur et al., 2014]. Resterende faktorer er blitt satt til *default* verdier gitt i Plaxis. NGI-ADP modellen er blitt benyttet på grunn av dens kompatibilitet med myke leirer, som ofte viser en anisotropisk oppførsel [Grimstad et al., 2010]. På grunn av lav permeabilitet i leire og kortsiktig tidshorisont anses udrenert som den aktuelle dreneringssituasjonen.

Mellom spunt og leire er det valgt å inkludere *interface*. Dette på grunn av mangler ved NGI-ADP modellen. Muligheten til å nullstille strekkspenningene (tension cut-off) er ikke tilgjengelig i NGI-ADP modellen, noe som betyr at man kan få strekkspenninger lik $2s_u$ i overgangen mellom spunt og leire. Dette vil man unngå, noe som fører til at et interface-materiale for leire 1 og 2 opprettes. I tillegg har man fra erfaring funnet ut at NGI-ADP modellen vil kunne skape problemer knyttet til mobilisert skjærkraft mellom spunt og leire. Maksimal skjærkraft må derfor legges inn separat, og interface vil gi denne muligheten. Med bakgrunn i dette er altså Mohr-Coulomb modellen benyttet. Maksimal skjærkraft defineres ut fra Ligning B.2, og siden ruheten er inkludert i skjærstyrken settes ruheten til 1.

Stivheten til interface-materialene er basert på ligningen for udrenert stivhet for normalkonsoliderte leirer fra Termat, Vermeer and Vergeer (1985) [Nordal, 2020]. Det er gjort et grovt overslag ved å ha antatt en plastisitetsindeks på 10% fra Mortensen [2020] og midlet direkte skjærstyrke s_u^{DSS} på 20 kPa. Uavhengig av dette vil ikke stivheten ha noe nevneverdig betydning for resultatet.

For KS-pelene er Mohr-Coulomb modellen anvendt som materialmodell. Grunnen til dette er at MC er en oversiktlig modell med få input-parametere. Det er utført en god del forskning på KS-materialet og dens egenskaper, men mye er fortsatt uklart. Derfor er det ikke sikkert at en avansert jordmodell med flere input-parametere vil gi en mer nøyaktig fremstilling av KS-materialet. I tillegg kan utgravningsproblemet ses på som et grensetilstandsproblem (ULS) ved sikkerhetsanalyser, noe som passer MC-modellen godt. Et likhetstrekk med den stabiliserte massen i Plaxis 2D er at dreneringssituasjonen er satt til å være *non-porous*. Hovedårsaken bak dette er å undersøke om vanntrykk vil bidra til å trykke KS-ribben (den stabiliserte massen i 2D) opp. I realiteten vil KS-pelene ha mer eller mindre lik permeabilitet som leiren, og en udrenert dreneringstilstand kunne også blitt benyttet. Selve materialparameterene er bestemt ut fra konservative estimat og rapporten fra Mortensen [2021]. Rapporten er basert på en innblandingmengde av kalk og sement på 70 kg/m^3 som ble benyttet i de sørlige områdene på prosjektlokasjonen. Basert på disse resultatene ble innblandingmengden justert ned til 50 kg/m^3 for delene av byggegroppen som beregnes her. Det er likevel valgt å benytte samme romvekt som laboratorieprøvene i nevnte rapport viser.

For å simulere et udrenert tilfelle settes friksjonsvinkelen ϕ lik null. Skjærstyrken og elastisitetsmodulen til KS-pelene er satt til et meget konservativt estimat, selv med en reduksjon i innblandingmengde. Mortensen [2021] illustrerer både enaksielle trykkforsøk og DSS forsøk der sluttresultatene ligger godt over valgt skjærstyrke. Det samme kan sies om valgt elastisitetsmodul. Ved å beregne faktisk stivhet fra de enaksielle trykkforsøkene ser man at valgt verdi er et konservativt estimat.

Siden KS-pelene og spuntveggen ikke vil danne en stiv forbindelse er det ønskelig å nedjustere ruheten. Valgt ruhet til KS-pelene har ingen betydning i Plaxis modellen da det benyttes interface leire 1 og 2. Disse vil overstyre valgt ruhet, og skjærkapasiteten mellom spunt og KS-pel vil bli lik skjærkapasiteten mellom spunt og leire. Dette vil være konservativt da det vil gi en lavere skjærkapasitet enn det teorien viser til. I realiteten vil man også ikke kunne installere KS-pelene tett opp mot spunten siden det vil kunne ødelegge vispen. Det betyr at man vil ha leire som nærliggende materiale langs spunten, noe som rettfærdiggjør valget i stor grad.

Kapittel 8

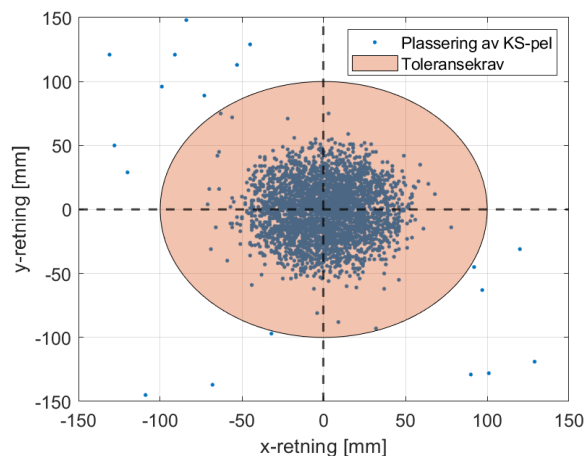
Innledende analyser

De innledende analysene presenterer resultater fra tidligere utførte beregninger fra fordypningsoppgaven med analyser i Plaxis 3D knyttet til modellstørrelse, mesh-type og konvergens for analyser av sikkerhetsfaktor. Prinsipper for håndberegninger av det statisk ubestemte systemet sammenlignes med FEM-beregninger. Hensikten er også å sammenligne Plaxis 2D og 3D for å forstå hvordan antagelsene som 2D-analysene baserer seg på påvirker resultatene i forhold til 3D og håndberegninger. I tillegg, blir mesh-type og modellstørrelse bestemt for å optimalisere kjøretid versus kvalitet. Resultatene blir brukt som utgangspunkt for hovedanalysen, der det inkluderes installasjonsavvik for hver KS-pel.

Formålet med fordypningsoppgaven var å etablere sannsynlighetsfordelinger for installasjonsavvikene til KS-pelene fra UDK02 og gjennomføre både Plaxis 2D beregninger og innledende håndberegninger for byggegruppen. Det har blitt utført ytterligere arbeid fra fordypningsoppgaven, der nye og forbedrede resultater vil bli inkludert i den innledende analysen. For enkelthets skyld, vil resultater som er nødvendige for denne masteroppgaven bli presentert i dette kapitlet. Alle resultater fra håndberegninger, Plaxis 2D og Plaxis 3D hentes ut etter andre utgravning.

8.1 Sannsynlighetsfordelinger for installasjonsavvik

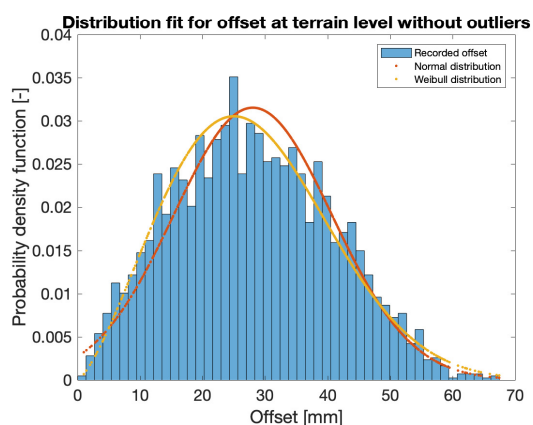
I det opprinnelige dokumentet fra NGI, angående pel-installasjonen, ble posisjonen til pelene oppgitt i xy-koordinater i forhold til tiltenkt plassering. Subtraksjonen tilsvarer derfor endringen i x- og y-retning, som er plottet i Figur 8.1. Dimensjonert perfekt plassert pel befinner seg i origo og det oransje området definerer toleransekravet for ansett fra Eggen et al. [2012]. XY-koordinatene kan videre omgjøres til ansett og asimutvinkel.



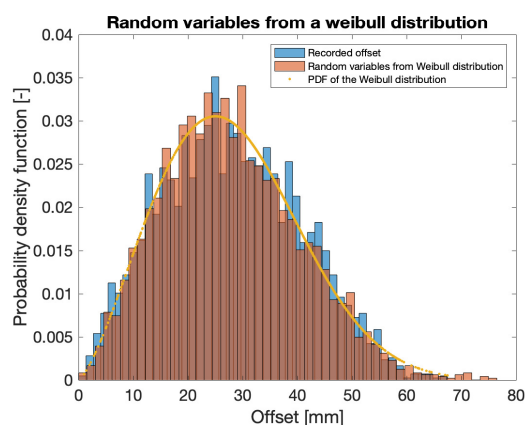
Figur 8.1 – Plassering av KS-pel fra terrengnivå, sett fra pelens lengderetning. Toleransekravet er hentet fra Tabell 3.1.

Ansett:

Variabelen ansett betraktes som avstanden mellom tenkt utsatt pel og installert pel. Målt ansett med tilpasset normal- og Weibullfordeling er vist i Figur 8.2, og er hentet fra fordypningsoppgaven. Weibullfordelingen passer bedre til målingene og vil bli benyttet i denne masteroppgaven med fordelingsparameterne fra Tabell 8.1. Figur 8.3 illustrerer tilfeldige etablerte verdier for ansett ut ifra den tilpassede Weibullfordelingen, som passer svært godt med de innmålte dataene.



Figur 8.2 – Sannsynlighetstetthetsfunksjonen for ansett [Haugen and Kjærstad, 2021].



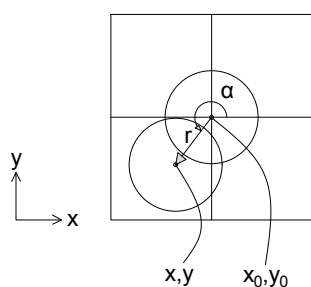
Figur 8.3 – Målte data og tilfeldig ansett basert på Tabell 8.1 [Haugen and Kjærstad, 2021].

Tabell 8.1 – Fordelingsparametere for Weibullfordelingen fra Figur 8.2 [Haugen and Kjærstad, 2021].

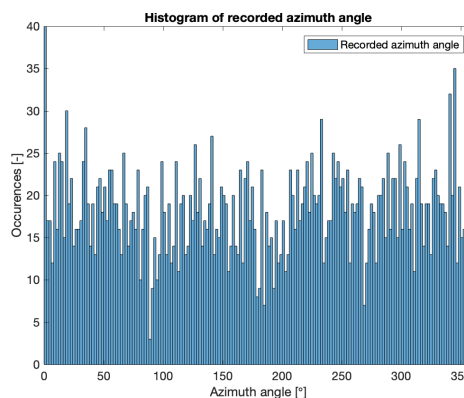
Parametere	η	β
Parameterverdi	31.611	2.360
95% konfidensintervall	[31.124 , 32.105]	[2.295 , 2.427]

Asimut:

Sett normalt på pelens topp, er asimut illustrert i Figur 8.4 med tilhørende ansett som er henholdsvis α og r . Asimut gjelder også for bunn av pelen, som bestemmer retningen på pelens helning. Målt asimut fra UDK02 er ifølge Haugen and Kjærstad [2021] tilnærmet uniform fordelt i intervallet $[0^\circ, 360^\circ]$, vist i Figur 8.5.



Figur 8.4 – Ansett og asimut illustrert [Haugen and Kjærstad, 2021].



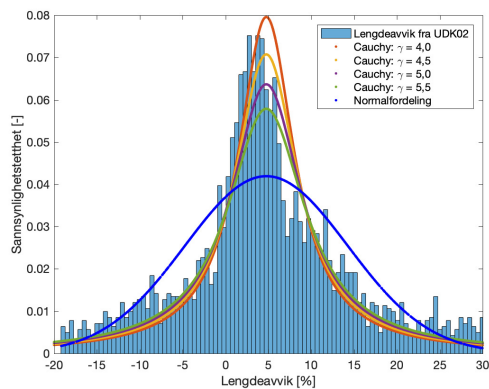
Figur 8.5 – Målt asimut fra UDK02 [Haugen and Kjærstad, 2021].

Lengdeavvik:

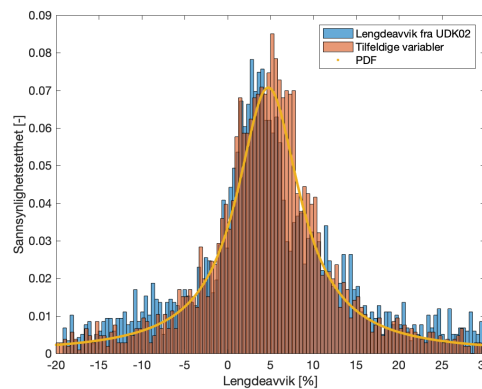
Tilpasset sannsynlighetsfordeling til installasjonsavviket for pelengde passet svært dårlig, som forklart i fordypningsoppgaven [Haugen and Kjærstad, 2021]. Det har derfor blitt utført ytterligere analyse av innmålingene fra UDK02 og tilpasset ny fordeling til variabelen. Tilpasset fordeling fra fordypningsoppgaven anses videre som utgått og erstattes med følgende opplysninger.

Forskjellige fordelingsparametere med Cauchyfordelingen har blitt prøvd ut for å reflektere innmålingene av lengdeavvik. I Figur 8.6 er det plottet forskjellige verdier i intervallet 4,0-5,5 for skaleringsparameteren γ med tilpasset normalfordeling fra fordypningsoppgaven og målte verdier fra UDK02. Ekstremalverdiene til Cauchyfordelingene er nokså like, mens det er stor variasjon i amplituden til forventningsverdien. En Cauchyfordeling med skale-

ringtparameter på 4,5 og forventningsverdi lik 4,761 blir anvendt videre i masteroppgaven. Figur 8.7 viser de tilfeldige genererte variablene sammenlignet med målingene fra UDK02 for lengdeavviket.



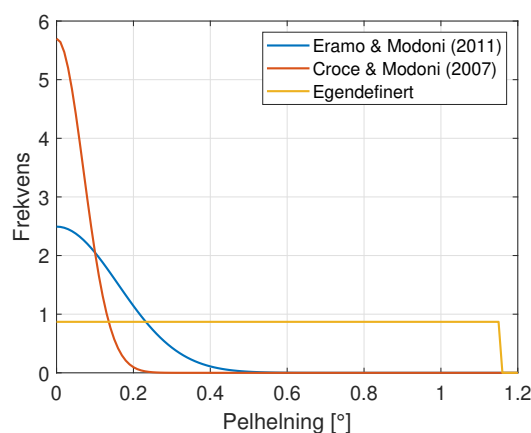
Figur 8.6 – Forslag til sannsynlighetstetthetsfunksjon for lengdeavvik.



Figur 8.7 – Sammenligning av tilfeldige variabler og målinger av lengdeavvik.

Helning:

Ifølge Haugen and Kjærstad [2021] er sannsynlighetsfordelingen til pelhelningen ukjent. Pelhelningen antas derfor uniform fordelt med toleransekrav fra Eggen et al. [2012] som øvre grense, se Tabell 3.1. En sammenligning mellom antagelsen mot publikasjoner er presentert i Figur 8.8. Retningen til pelhelningen er også uniformt fordelt, på lik linje som asimut. Ved å kombinere disse to avviksparameterne, kan helningen av pelene etableres på en effektiv måte.



Figur 8.8 – Sannsynlighetsfordelinger fra Eramo and Modoni [2011] og Croce and Modoni [2007] mot egendefinert uniform fordeling.

8.2 Håndberegninger

Håndberegningene fra fordypningsoppgaven viser seg i etterkant å være unøyaktige med fortegnsfeil som svekker troverdigheten. Det presiseres at disse må ses bort ifra og nye beregninger blir presentert i dette delkapittelet. Beregningsprinsipper for det statisk ubestemte systemet følger publikasjoner fra Terzaghi et al. [1996], Statens Vegvesen [2014], Karlsrud and Andresen [2005] og Statens Vegvesen [2018] for å estimere jordtrykket med sikkerhet mot bunnoppressing. Det er valgt å legge hovedfokuset, enn så lenge, på resultater for stiverkreftene og sikkerhetsfaktoren til materialfastheten. Resultater for stiverkreftene og sikkerhetsfaktoren for de ulike fremgangsmåtene er presentert i Tabell 8.2.

Tabell 8.2 – Fremgangsmetoder for løsning av spuntvegg med flere innvendige stivere fra ulike publikasjoner.

Kilde & prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	F [-]
Statens Vegvesen [2018] - Forankret spunt	846	415	1,515
Statens Vegvesen [2018] - Empirisk formel	5765	-6245	1,000
Karlsrud and Andresen [2005] - Empirisk formel	222	2979	1,000
Karlsrud and Andresen [2005] - Bjelkeprogram	27,8	-891	1,000
Karlsrud and Andresen [2005] - Sikkerhetsfaktor, empirisk	-	-	1,250
Statens Vegvesen [2014] - Total bunnoppressing	-	-	3,020
Statens Vegvesen [2014] - Bunnoppressing, ubehandlet jord	-	-	0,640
Terzaghi et al. [1996] - Total bunnoppressing	-	-	0,927

Metodene som er fremstilt i Tabell 8.2 baserer seg på forenklinger eller empiriske formler for å løse det statisk ubestemte systemet. Forskjellene i resultatene for stiverkrefter er derfor motstridende med hensyn til fortegn og verdi. Foruten direkte bruk av metodene, er det aktive jordtrykket fra Karlsrud and Andresen [2005] blitt påsatt en bjelke med opplager som representerer de innvendige stiverne i et bjelkeprogram. Ifølge kilden er resultatene fra metoden kun representative dersom avstanden mellom den nederste stiveren og utgravingsbunnen er under 20% av utgravingsdybden. Dette er ikke tilfelle i dette hendelsesforløpet og resultatene fra Statens Vegvesen [2018] blir anvendt i videre sammenligninger. Den empiriske metoden antar sikkerhetsfaktor lik 1,0, som gjør at en direkte sammenligning av stiverkreftene med Plaxis-resultater bortfaller. Det er derfor den forankrede-metoden som representerer håndberegningene i videre analyser.

For total oppressing er det antatt en vektet udrenert skjærstyrke med hensyn til forhold mellom ubehandlet og behandlet jordmasse. For bunnoppressing av det ubehandlede jord-

volumet, er det kun benyttet den udrenerte skjærstyrken til det ubehandlede jordvolumet. Forskjellene i publikasjonene er store og ut fra beregningene er bunnoppressing en kritisk bruddmekanisme.

8.3 Plaxis 2D

Det ble gjennomført Plaxis 2D beregninger i fordypningsoppgaven, der stivheten og den udrenerte skjærstyrken til KS-ribbene ble midlet langs dybden [Haugen and Kjærstad, 2021]. Dette er ikke eksakt med hva som er tilfelle for UDK02 og nye 2D beregninger blir utført for å bedre nøyaktigheten til resultatene for senere sammenligninger. Det forventes at denne endringen ikke fører til store forskjeller mellom resultatene fra fordypningsoppgaven og de presenterte resultatene under den innledende analysen.

I UDK02 ble stiverne etablert som leddet mot putene og tar ikke opp et bøyemoment, som tilsvarer node-to-node (N2N) stivere i Plaxis 2D. Ved å implementere installasjonsfeil for KS-pelene i hovedanalysen krever dette lang kjøretid. Det er derfor av interesse å modellere en symmetrisk byggegrop med symmetrilinje i midten av gropen for å halvere modellen. Dette krever at stiverne blir modellert som fixed-end anchors (FEA), som ikke har momentløse endepunkter. Dette modelloppsettet antas å få konsekvenser i resultatbehandlingen og må undersøkes nærmere. Det opprettes to modeller i Plaxis 2D; en uten symmetrilinje med N2N-stivere og en med symmetrilinje med FEA-stivere. Veldig fint mesh etableres med en grovhetsfaktor på 0,2 i området nærliggende byggegropen. Resultater fra disse simuleringene er oppsummert i Tabell 8.3.

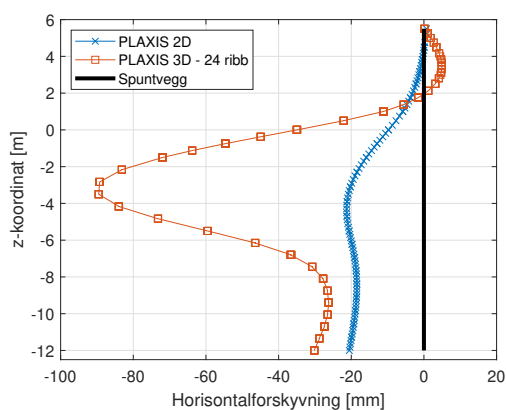
Tabell 8.3 – Sammenligning mellom Plaxis 2D med N2N stivere mot Plaxis 2D med fixed-end anchor (FEA). N2N benytter full modellbredde, mens FEA krever symmetrisk byggegrop.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Plaxis 2D - N2N	265,0	-1680,5	238,9	283,4	21,3	1,544
Plaxis 2D - FEA	457,8	-1674,5	242,1	321,7	19,8	1,449

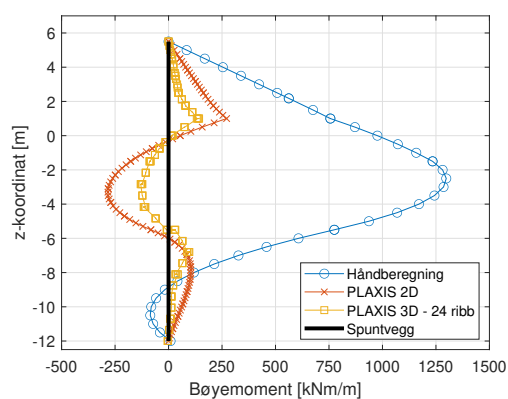
Den mest markante forskjellen mellom N2N og FEA som stivere oppstår for stiver 1 med en økning på 72,8%, mens stiver 2 er tilnærmet uforandret. Bøyemomentet øker med 13,5%, mens skjærkraften er nesten uforandret for FEA i forhold til N2N. Spuntens horisontalforskyvning og den globale sikkerhetsfaktoren for FEA minker med cirka 7% i forhold til N2N. Ved å bruke FEA-stivere ved senere anledning i Plaxis 2D, konkluderes resultatene som noe konservative i forhold til modeller med N2N-stivere.

8.4 Håndberegninger mot Plaxis 2D og 3D

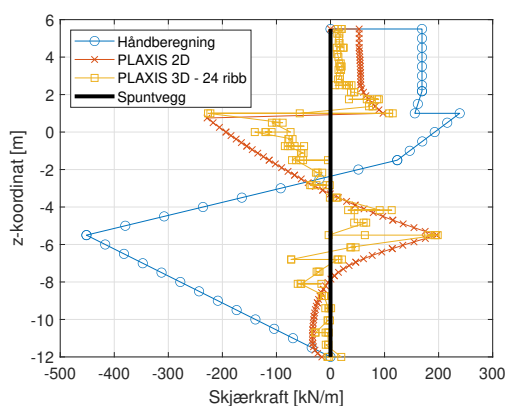
En modell med 24 KS-ribber med en utstrekning på 73,2 m opprettes i Plaxis 3D for å tilnærme plan tøyings antagelse om uendelig utstrekning. KS-ribbene er prismeformede, illustrert i Figur C.5 og C.6. Stiverne i Plaxis 2D blir gitt en ekvivalent aksialstivhet ved å oppgi senteravstanden mellom hver innvendig stiver. Det kan følgelig benyttes fixed-end stivere i både Plaxis 2D og 3D. I motsetning til 2D, etableres stiverne direkte i 3D med opprinnelig aksialstivhet montert på en bjelke/pute. Håndberegningene er utført med bakgrunn i teori om plan tøyning der materialfastheten for stabilisert og ustabilisert grunn er vektet med bakgrunn i Ligning 3.1. Det er derfor mulig å sammenligne resultatene fra Plaxis 2D med håndberegningene direkte. For å undersøke hvordan resultatene til håndberegningene, Plaxis 2D og 3D varierer langs dybden, er disse plottet i Figur 8.9 - 8.13. Verdiene fra Plaxis 3D er hentet ut helt ved enden av modellen, rettene sagt fra y-koordinat 0-0,4 m for å sikre tilstrekkelig antall verdier. Maksimalverdiene for hvert resultat er oppsummert i Tabell 8.4



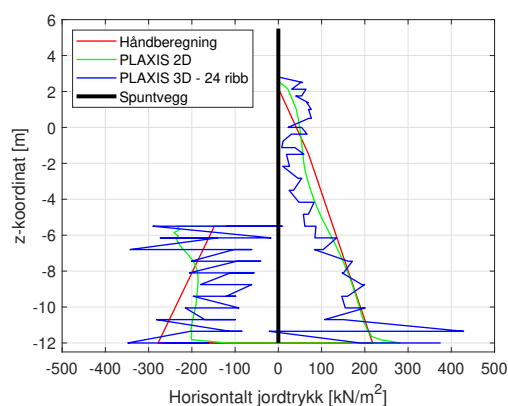
Figur 8.9 – Horisontalforskyvning av spunten



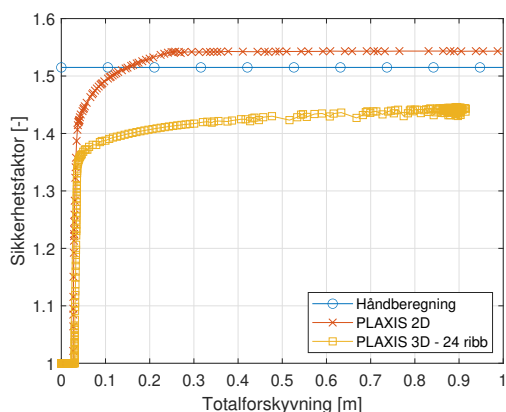
Figur 8.10 – Momentdiagram for spunten



Figur 8.11 – Skjærkraftdiagram for spunten



Figur 8.12 – Horisontalt jordtrykk for spunten



Figur 8.13 – Sikkerhetsanalyse

Tabell 8.4 – Sammenligning av ulike metoder. Verdiene er maksimalverdier av undersøkt komponent.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Håndberegning	846,3	415,2	451,5	1298,2	-	1,515
Plaxis 2D	457,8	-1674,5	242,1	321,7	19,8	1,449
Plaxis 3D	80,8	-1343,0	226,6	142,7	89,5	1.416

Aksialkraften i stiver 1 underdimensjoneres betraktelig i Plaxis 3D i forhold til 2D. Forskjellen på 466,6% er så markant at den må settes et utropstegn ved siden av. Dette gjelder også for horisontalforskyvningen, som har en endring på 352%. Maksimal horisontalforskyvning i 3D-analysen forekommer i bakkant av spunten, ett par meter ovenfor utgravingsbunnen. Dette forekommer i 2D, men noen få meter under utgravingsbunnen. Disse signifikante forskjellene oppstår muligens på grunn av forskjellen i modelloppsettet når det kommer til puter og stivere. Bøyemomentet i Plaxis 3D er lavere enn i 2D og kommer av at putene kan ta opp deler av bøyemoment, i likhet med skjærkraften. Antagelsen i Plaxis 2D, basert på stiverne, er at de plasseres ut for hver meter med en redusert aksialstivhet. Dette er ikke tilfelle i Plaxis 3D der de plasseres ut for hver femte meter mot en kontinuerlig pute. Dette antas å være kilden til ulikhetene, da en stiver med et spenn på 5 meter kontra 1 meter er avgjørende når en betrakter sammensetningen av kreftene. Det er nevneverdig å opplyse om at sikkerhetsfaktoren er nok så like mellom simuleringene. Forskyvningen og bøyemomentet langs spunten i Plaxis 3D holder seg relativt konstante, mens skjærkraften og jordtrykket varierer noe mer. Veldig små ulikheter observeres der man har KS-ribber kontra ubehandlet leire, og en slutning kan ikke trekkes ut fra dette. Noe som kan bemerkes er at skjærkraften påvirkes mer av stiverne enn bøyemomentet, hvor en liten kraftøkning

observeres ved lokasjonen av stivere på stivernivå 2.

Håndberegningene sammenlignet med Plaxis 2D og 3D viser tydelige forskjeller i hvordan horisontalforskyvning, bøyemomentet og skjærkraften utløper seg langs dybden av spunten. Fortegnet på stiver 2 er motsatt av simuleringene i Plaxis, noe som gir disse nevnte forskjellene, selv om jordtrykket er relativt likt. Plaxis-beregningene stemmer derimot relativt godt overens med hverandre, med unntak av horisontalforskyvningen. Håndberegningene resulterte i et ruhetsforhold på 0,6 med en bruddmekanisme som var et rotasjonsbrudd. Antagelsen tar utgangspunkt i at metoden bruker statisk likevekt om den nederste stiveren for å estimere partialfaktoren for materialfastheten. Bruddmekanismen i Plaxis 2D og 3D anses derimot som en sammensetning av utglidning, bunnoppressing og innsparking av spuntfot, basert på skjærtøyninger. Allikevel, ble sikkerhetsfaktorene relativt like med en senkning på 4,4% mellom håndberegningene og Plaxis 2D. Det kan bety at bruddmekanismen er nærmere innsparking av spuntfot på grunn av stor avstand mellom stiver 2 og utgravingsbunnen. En lavere sikkerhetsfaktor for Plaxis 3D observeres, som forårsakes av at en har svake områder mellom hver KS-ribb som har en negativ effekt på det totale systemet.

I positiv forstand overestimerer metoden fra Håndbok V220 den maksimale skjærkraften og bøyemomentet i stor grad. Dette skyldes den store forskjellen i stiverkraft 1, som resulterer i et stort bøyemoment på grunn av den lange momentarmen. Derimot underestimerer metoden stiverkraft 2 betraktelig, som for øvrig er den største stiverkraften i Plaxis 2D og 3D. Kreftene varierer derfor stort i tillegg til fortegnet, som får store konsekvenser i dimensjoneringen av spuntens og stivernes kapasitet med nødvendigheten for å beregne knekking.

Å beregne horisontalforskyvning av spunten kan utføres for hånd ved å bruke teori om bjelkens differensialligning. Ved integrasjon viser det seg at konstantene ikke kan bestemmes, da systemet ikke har tilstrekkelig med randbetingelser. Antagelser om null forskyvning kunne blitt antatt enkelte steder, men ville ikke vært nok for å bestemme forskyvningen til hele spunten.

Det er for øvrig viktig å ikke avskrive resultatene fra de todimensjonale beregningene i Plaxis. Mange byggeprosjekter er blitt prosjektert basert på en lav utsmørt styrke, i forhold til faktisk styrke og stivhet som KS-pelene bidrar med. Denne lave utsmørte styrken er basert på strenge krav om antatt skjærstyrke gitt i Håndbok V221 [Statens Vegvesen, 2014]. At slike strenge krav eksisterer kan være et tegn på at beregningene i seg selv ikke er konservative, og med svært strenge krav kan dette føre til et mer konservativt estimat. At disse kravene til antatt skjærstyrke skal inkluderes i tredimensjonale beregninger er ikke nevnt spesifikt.

Derfor kan det hende at en økt skjærstyrke og stivhet er mer representativt, da det er mulig at tredimensjonale beregninger er mer konservative. Samtidig var det ønskelig å undersøke forskjellen mellom 2D og 3D direkte uten å endre på materialparameterene, da Håndbok V221 ikke nevner noe om dette. Med en økt styrke og stivhet i 3D-beregningene ville isåfall ulikheten økt, med unntak av forskyvningen til spuntveggen og sikkerhetsfaktoren.

8.5 Betydning av Mesh-type i Plaxis 3D

En god konfigurasjon av elementer er avgjørende for å oppnå resultater med tilstrekkelig validitet. Ett oppsett med få elementer på en stor FEM-modell kan forårsake upålitelige resultater som varierer stort fra simulering til simulering. Denne feilkilden kan elimineres ved å utføre en sensitivitetsanalyse basert på de ulike mesh-typerne Plaxis tilbyr. Mesh av typen grov, medium, fint og veldig fint blir satt på prøve for å undersøke hvilket minimumskrav som burde stilles med tanke på kjøretid versus resultat kvalitet for senere analyser i 3D. Figur C.1 - C.4 illustrerer modellen som er opprettet for å undersøke denne problemstillingen med mesh-oppsett. Modellen inneholder 4 ribber med KS-stabilisering med tilhørende spunt, stivere, puter og lagdeling. Ekstremalverdier for horisontalforskyvning, bøyemoment, skjærkraft og sikkerhetsfaktor for de ulike mesh-typerne er oppsummert i Tabell 8.5.

Tabell 8.5 – Resultater fra ulike mesh-konfigurasjoner av Plaxis-modell med 4 KS-ribber.

Mesh-type	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Grovt	87.1	-1360	194.5	149.5	89.67	1.436
Medium	85.2	-1357	195.3	152.4	91.40	1.421
Fint	85.2	-1366	198.5	156.3	92.27	1.410
Veldig fint	84.4	-1371	226.6	157.6	92.57	1.405

Påkjenningene øker tilnærmet likt, rent prosentvis, med en smal margin ved en økende grad av mesh-kvalitet for stiverkraft 2 og påkjenningene på spuntkonstruksjonen. Overgangen mellom fint og veldig fint mesh er lav for horisontalforskyvning, moment og stiverkrefter i forhold til overgangen mellom grovt og medium mesh. Dette gjelder derimot ikke for maksimal skjærkraft og sikkerhetsfaktor. En økende grad av elementer, og dermed mesh-kvalitet, sikrer stort sett større ekstremalverdier på krefter, bøyemoment og forskyvninger. Når det kommer til kjøretid versus mesh-kvalitet oppleves det en dobling i kjøretid fra fint til veldig fint mesh. Resultat kvaliteten er såpass lav i forhold til kjøretiden og å redusere kjøretiden er hovedprioritert, spesielt når importerte volum forekommer i hovedanalysen. Basert på disse opplysningene stilles det som krav at minimum fint mesh benyttes ved videre simuleringer.

8.6 Funn i den innledende analysen

For sammenlignbare plot av skjærkraftdiagram og horisontalt jordtrykk er det essensielt at fint mesh benyttes i hovedanalysen. I betraktningen kjøretid versus resultat kvalitet, bidrar et finere mesh til en betydelig forbedring av resultatene til tross for noe lengre kjøretid. Det viser seg at sikkerhetsfaktoren for Plaxis 3D med prismeformede KS-ribber er mindre enn håndberegningene og Plaxis 2D, som benytter prinsippet om plan tøyning med en vektet udrenert skjærstyrke. Denne antagelsen resulterer i større maksimal skjærkraft, bøyemoment og stiverkraft enn hva som faktisk oppstår i en 3-dimensjonal modell. Det konkluderes derfor med at det er konservativt å benytte Plaxis 3D i hovedanalysen til sikkerhetsanalysen, men gir mindre opptredende krefter på spunten. Forskjellen oppstår hovedsakelig på grunn av oppsettet av stivere og puter i Plaxis 3D, i motsetning til å plassere ut en stiver per meter som utføres i Plaxis 2D.

Forskjellen i resultatene på en modell med stor kontra liten utstrekning er neglisjerbar. For å utføre tilstrekkelig antall simuleringer i hovedanalysen og redusere kjøretid, kan det være nødvendig med en 3D-modell med kun én ribb. Ut ifra den innledende analysen, er det diskutert hvordan en mindre modell produserer en lavere sikkerhetsfaktor med større maksimal horisontalforskyvning og bøyemoment. Denne betraktningen konkluderes derfor også som konservativ og er anvendbar i senere analyser.

Håndberegningene viser seg å etablere stivere med ulikt fortegn, noe som forårsaker andre moment- og skjærkraftdiagram enn det som er tilfelle i Plaxis. Teorien fra Statens Vegvesen [2018] kan derfor antas som svært upresis når det kommer til å beregne statisk ubestemte systemer av spunt med mer enn én innvendig stiver. Dessuten, tar ikke håndberegninger hensyn til forspenning, selv om dette ikke er benyttet i dette tilfelle i Plaxis-beregningene. Svakheten med håndberegningene kan i dette tilfelle skyldes avstanden mellom stiver 2 og utgravingsbunnen. Spunten vil rotere grunnet denne avstanden, som etablerer strekk i det øverste stivernivået. Ved å introdusere flere stivere under stiver 2, hadde disse kreftene blitt redusert.

Kapittel 9

Fremgangsmåte - Hovedanalyse

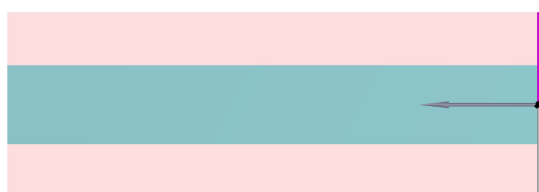
Hovedanalysen har som hensikt å gjøre rede for hvordan KS-ribber med installasjonsavvik påvirker byggegropen med spuntkonstruksjonen fra UDK02. Studiet gjennomføres ved å opprette modeller i Plaxis 3D med import av KS-ribber fra Rhinoceros/Grasshopper. Resultatene fra den innledende analysen benyttes for å etablere mesh-type og modellstørrelse i hovedanalysen. Dette kapitlet fokuserer derfor på fremgangsmåten og metodikken som er anvendt for å komme frem til troverdige resultater. Oppsettet av rektangulær prismeformet ribb, og sirkulære peler med og uten installasjonsavvik betraktes i Kapittel 9.1 med forenklinger som er utført. Metodikken for simuleringer av KS-peler med avvik, det deterministiske tilfelle og endrede parametere fremstilles i Kapittel 9.2, 9.3 og 9.4. Fremgangsmåten for å vurdere kraftoverføringen mellom KS-peler fremlegges i Kapittel 9.5.

9.1 Modelloppsett med en KS-ribb

Innledningsvis vil en modell med kun én KS-ribbe bli modellert, der stabiliseringen består av enten en rektangulær prismeformet ribb, perfekte sirkulære peler eller sirkulære peler med installasjonsavvik, illustrert i Figur 9.1 - 9.3. Plaxis håndterer sirkler dårlig ved etablering av mesh og sirkler erstattes av 8-kantede polygoner. Ribber uten installasjonsavvik med rektangulær prismeform etableres ofte i prosjekteringsfasen i Plaxis 3D av rådgivende ingeniører. Direkte sammenligninger mellom denne prosedyren og 8-kantede polygoner inklusiv installasjonsavvik danner grunnlaget for å konkludere hvilke sikkerhetsfaktorer som burde bli lagt til grunn ved fremtidig prosjektering.

Modellens utstrekning er satt til å være lik senteravstanden mellom ribbene, totalt 3,05 m. På grunn av den begrensede utstrekningen i lengderetningen av byggegropen, vil modellen bestå av en stiver i hvert stivernivå med en ekvivalent aksialstivhet. Det vil være et forholdstall på $\frac{3,05}{5}$ basert på modellens utstrekning og opprinnelig senteravstand mellom

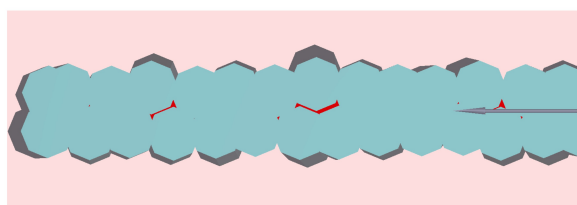
stiverene. Modellene tar for seg halvparten av det ubehandlede jordvolumet på hver side av ribben, da det er disse påhengskreftene ribben blir belastet med fra den ubehandlede massen. Type jordmodeller, modelloppsett, beregningsfaser, spunt-, bjelke- og stivermateriale som er tidligere diskutert i Kapittel 7 er konstant for samtlige simuleringer. Ved langsiden er forskyvningen inn i modellen begrenset til å være lik null, for å gjenskape kompresjonen som det utvalgte volumet utsettes for i en bred byggegrop.



Figur 9.1 – KS-ribb av rektangulær form.



Figur 9.2 – KS-ribb med peler av 8-kantede polygoner.

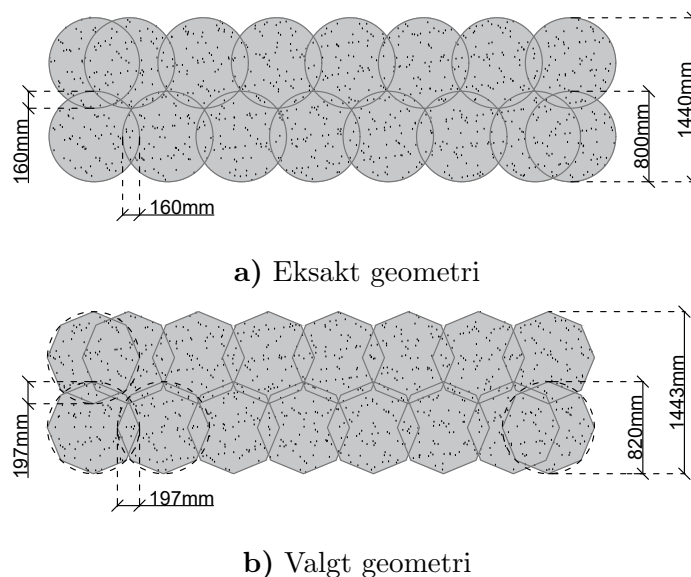


Figur 9.3 – KS-ribb med peler av 8-kantede polygoner med installasjonsavvik.

Den innledende analysen stiller krav til minimum fint mesh for å optimalisere kjøretid versus kvalitet på resultatene. Grovt mesh benyttes derimot på hele modellen i dette tilfellet med en grovhetsfaktor på 0,1 for området rundt og i selve ribben. Sammenligner en antall elementer fra den innledende analysen med hva som blir opprettet i denne modellen, vil modellen fra den innledende analysen totalt sett ha færre elementer. Dette faktumet baserer seg ene og alene på en særdeles lav grovhetsfaktor. Det opprettes rundt 250 000 elementer med 380 000 noder for hver modell.

KS-ribben importeres fra Rhinoceros og enkelte forenklinger og antagelser oppstår. Ved symmetrilinjen av byggegropen blir topp KS-ribb plassert 100 mm inn i modellen, forutsatt at bunn KS-ribb ikke er plassert nærmere enn 10 mm fra symmetrilinjen. I et slikt tilfelle vil bunn KS-ribb plasseres 10 mm fra symmetrilinjen. Forenklingen kommer av at Plaxis ikke er i stand til å kjøre simuleringen når det importerte volumet krysser eller tangerer modellranden. I tillegg overgår KS-ribben spuntet i ribbens lengderetning for å etablere full kontakt mellom ribben og spuntkonstruksjonen. KS-volumet som går forbi spuntet tildeles materialet som hovedsakelig er til stede, altså leire 1 og 2.

Geometrien for KS-pelene er gitt i Figur 9.4, der det er illustrert en ribb uten installasjonsavvik. Parameterene som er lagt til grunn er gitt i Tabell 9.1. Som vist er det avvik mellom opprinnelig- og valgt geometri. Bakgrunnen for dette blir nevnt senere i diskusjonen. Kort oppsummert handler det om Plaxis sine begrensninger knyttet opp mot modelleringen av modellmeshet.



Figur 9.4 – Geometri for både opprinnelig- og valgt KS-ribb for tredimensjonale beregninger.

Tabell 9.1 – Geometriparametere til KS-pelene.

Parameter	Opprinnelig modell	Valgt modell
Tverrsnitt	Sirkel	Oktogon
Diameter [mm]	800	820
Overlapp [%]	20	24

9.2 KS-peler med avvik

Siden installasjonsavvikene baserer seg på sannsynlighetsfordelinger, må det etableres flere Plaxis-modeller med tilfeldige verdier for hver KS-pel. Dette gjennomføres ved å opprette 100 Plaxis-modeller med import av en KS-ribb med tilfeldig genererte verdier for installasjonsavvikene til hver pel fra Rhinoceros. Det etableres dermed ulike oppsett av KS-ribber, der hver ribb er unik. Estimert kjøretid per modell er satt til 24 timer grunnet den fine inndelingen av elementer rundt og i ribben, der mesteparten av tiden går med til sikkerhetsanalysen. En kode har blitt etablert for å opprette automatiske kommandoer for oppstart av en

ny modell med lagring av den forrige modellen. Fra hver modell hentes det ut, som tidligere, ekstremalverdier for bøyemoment, skjærkraft, stiverkraft 1 og 2, horisontalforskyvning og sikkerhetsfaktor.

9.3 Deterministiske variabler

Å tilfeldig etablere verst tenkelig scenario for en KS-ribbe er usannsynlig å oppnå ved å kun simulere 100 modeller med tilfeldige genererte avviksverdier. Ved å eliminere tilfeldigheten og konsekvent tildele avviksparameterne deterministiske verdier, etableres KS-peler med ekstreme avvik. Dette utføres ved å tildele hver avviksparameter den deterministiske 95%-persentilen, der dette er hensiktsmessig. Persentilverdiene for ansett og lengdeavvik er tolket fra Figur 8.3 og 8.7, asimut er beholdt uniform fordelt og pelhelningen er satt til å være toleransekravet fra Tabell 3.1. Antagelsen om at asimut er beholdt uniformt fordelt, gjør at deler av modellen ikke er deterministisk. Dette forutsetter at flere enn én simulering opprettes med generering av tilfeldige verdier for asimut. Det etableres derfor 20 Plaxis modeller med parameterverdier fra Tabell 9.2.

Tabell 9.2 – 95% - Persentiler for installasjonsavvikene.

Ansett [mm]	Asimut [°]	Helning [mm/m]	Lengdeavvik [%]
55,5	Uniform: $\alpha \in [0, 360]$	20	17,5

9.4 Endrede parametere

9.4.1 Modellgeometri

Forskjellige modellparametere er variert i Plaxis for å undersøke effekten geometrikomponentene har på resultatene. Det er hovedsakelig endringer i bredden av byggegroppen, utgravingsdybden og avstanden mellom stiver 1 og 2 som utføres. Stiver 1 antas konstant i topp av spunten, mens stiver 2 omplusseres ut ifra avstanden til stiver 1. En og en geometriparameter endres av gangen for å isolere effekten det får på systemet. Hensikten er å etablere grafer som kan anvendes for å predikere effekten installasjonsavvikene har på eksempelvis maksimalt bøyemoment. Verdier for de ulike geometriparameterne er presentert i Tabell 9.3. På grunn av antagelsen om en symmetrisk byggegrop, er reell bredde for byggegroppen dobbel så stor som listet opp i tabellen. KS-ribben som benyttes til denne analysen er konstant for samtlige simuleringer og inneholder installasjonsavvik. Pelens variabler er derfor hentet fra sannsynlighetsfordelinger, som forklart i Kapittel 10.1, kun en gang. Det er også blitt simulert eksemplarer med en rektangulær prismeformet ribb for å danne et

sammenligningsgrunnlag.

Tabell 9.3 – Verdien til en og en geometriparameter som er endret per simulering. Den uthevede fonten indikerer basistilfelle for modelloppsettet, som presentert i Kapittel 7.5.

Parameter	Situasjon 1	Situasjon 2	Situasjon 3	Situasjon 4
Modellbredde [m]	4	6	8,75	10
Utgravingsdybde [m]	6	8	10	12
Stiveravstand [m]	2,5	4,5	6,5	8,5

9.4.2 Numeriske kontrollparametere

For enkelte modeller har simuleringene stoppet opp og/eller krasjet på grunn av numeriske feil. I disse tilfellene har mange av de samme feilmeldingene dukket opp for de ulike beregningsfasene. For å få løst dette har det blitt endret på enkelte numeriske parametere innad i de aktuelle beregningsfasene som ikke påvirker sluttresultatet i noen grad. Disse er vist i Tabell 9.4.

Tabell 9.4 – Endrede numeriske parametere for enkelte beregningsfaser og modeller.

Parameter	Original	Endret
Solver type	Picos	Classic
Max unloading steps	5	15
Desired max number of iterations	15	30

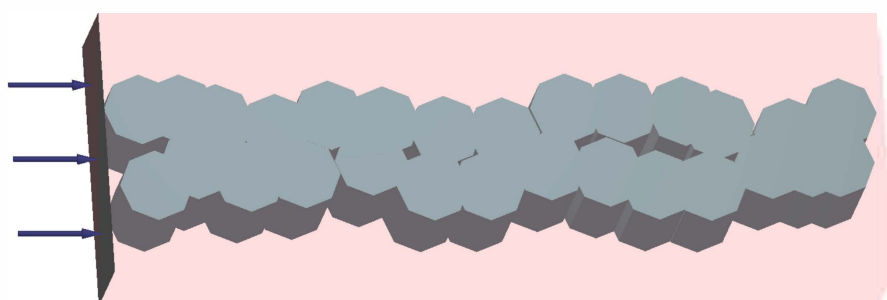
De to siste parameterene har blitt endret i takt med hverandre, mens *solver type* har blitt endret på uavhengig av disse. Det betyr at parameterene i Tabell 9.4 ikke trenger å ha blitt endret på i en og samme beregningsfase.

9.5 Kraftoverføring i KS-ribb - Forenklet modell

Som geoteknikere og sivilingeniører vil man ofte forenkle problemstillingen for å kunne rasjonalisere årsakene bak det gitte problemet. Den forenklete modellen er blitt etablert ved å danne en 1,1 m dyp modell med bredde 3,05 m og lengde 8,75 m, med én KS-ribb med dybde 1 m i modellen. Ved den ene kortsiden påføres det en horisontal last på 50 kPa som bidrar til å trykke modellen i lengderetning, samtidig som modellen har frihet til å bevege seg oppover i vertikal retning. Normalt på den andre kortsiden og normalt på ribbens lengderetning har modellen begrensninger, og ingen deformasjon finner sted i disse retningene. Det har blitt antatt jordegenskaper ekvivalent til leire 1 for omkringliggende

jord, med en antagelse om vektløs jord. Vektløs tilstand er også antatt for KS-materialet. En illustrasjon av den forenklete modellen med avvik er vist i Figur 9.5.

NGI-ADP jordmodellen krever at volumet til leiren er konstant i alle faser, og modellens frihet til å deformere seg i vertikal retning bidrar til dette. Grunnen til at modellen har en større dybde enn ribbene er at det vil oppstå numeriske problemer i Plaxis med importert volum som tangerer de ytre grensene til modellen. Av den grunn har også ribbene blitt plassert 1 mm fra den ene kortsiden. Dette fører til at en liten volumdel langs den andre kortsiden vil forbli ubehandlet, som illustrert i Figur 9.5.



Figur 9.5 – Illustrasjon av forenklet modell sett fra perspektiv.

Den forenklete modellen undersøker i hvilken grad installasjonsavvik vil påvirke deformabiliteten og ribbens evne til å overføre krefter, uavhengig av ytre faktorer som type spunt og stivere. Det har derfor blitt tatt i betraktning åtte ulike variabelinnstillinger, hver med en ulik ansett. Siden asimut er antatt å være uniformt fordelt har det blitt etablert tilfeldige asimutverdier. Av den grunn har det blitt produsert fem modeller for hver av de åtte variabelinnstillingene for å kunne gi en viss antydning på variasjonene innad i hver modell. I tillegg til modellene med avvik har det også blitt kjørt en simulering med en rektangulær prismeformet ribb samt en simulering med et tilfelle uten avvik. Det er også forsøkt å kjøre simuleringene til brudd, uten å få gode resultater. Numeriske problemer og spesielle forskyvninger bidrar til dette, og er nærmere forklart under diskusjonen. Ingen resultater herfra inkluderes.

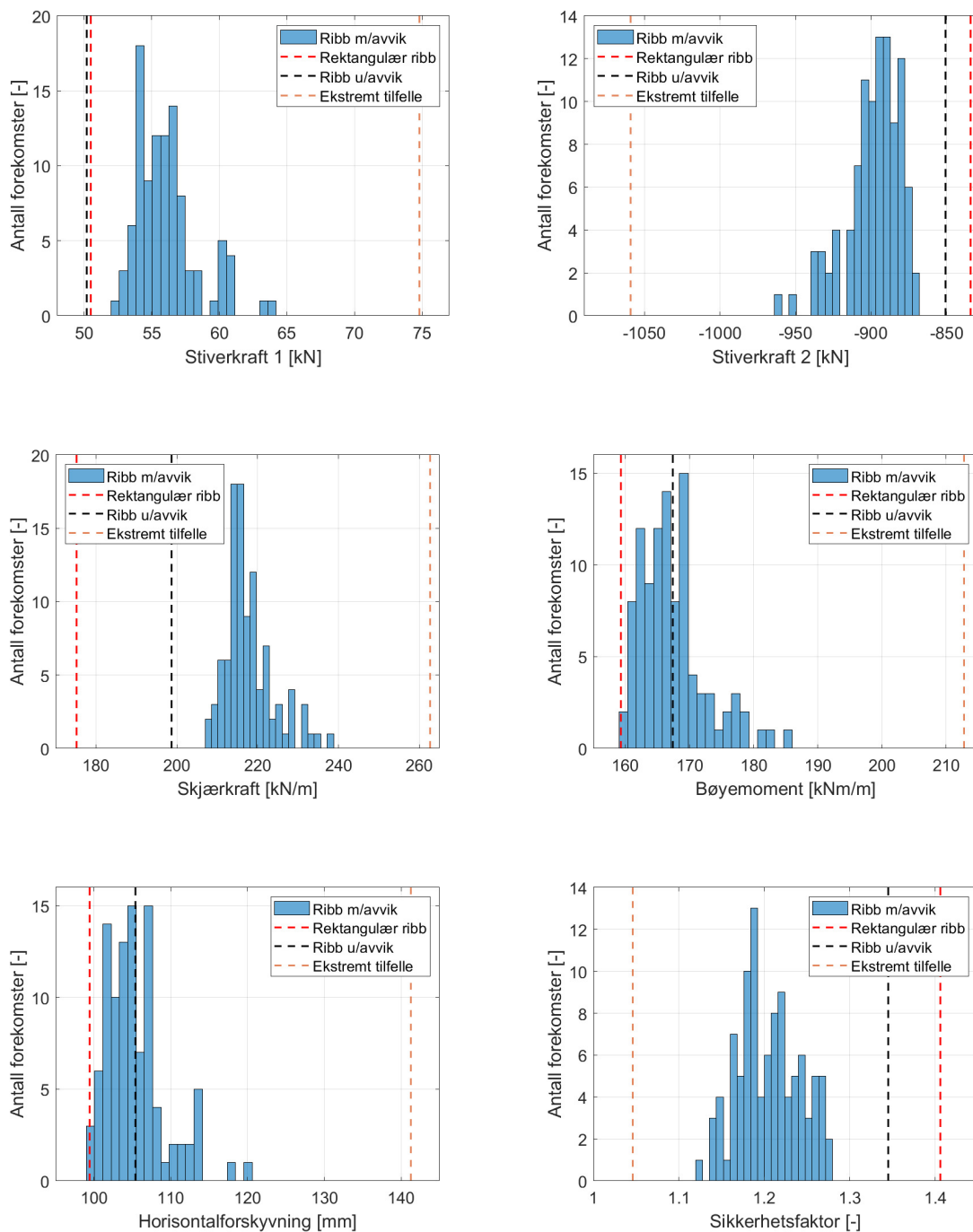
Kapittel 10

Resultater - Hovedanalyse

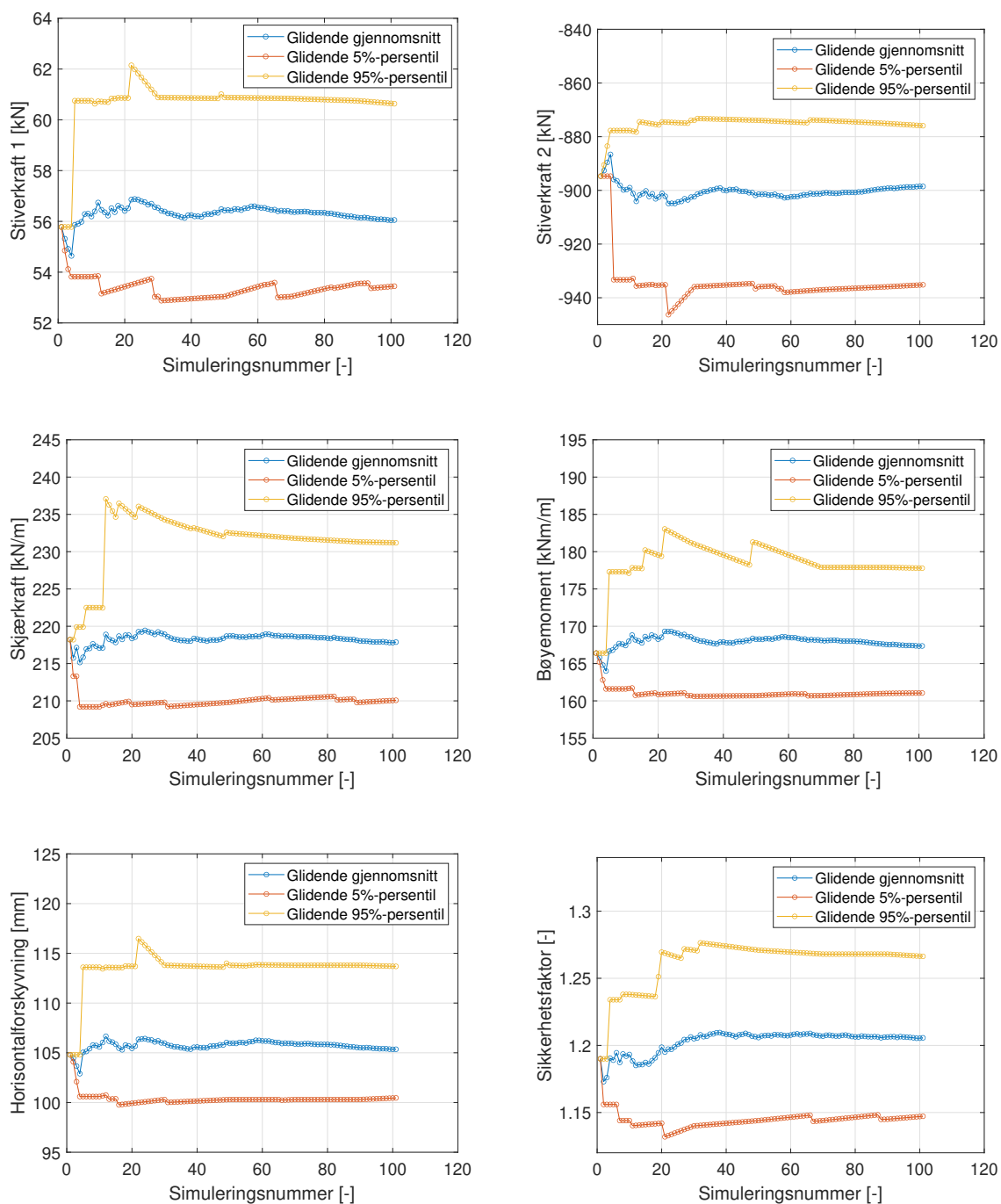
Dette kapittelet fremlegger resultatene fra fremgangsmåten beskrevet i Kapittel 9. Hensikten er å dokumentere installasjonsavvikenes effekter på en spuntkonstruksjon med innvendige stivere. Dette gjennomføres ved å simulere KS-ribber med tilfeldig genererte verdier for avviksparameterne i Kapittel 10.1 og 10.2, og deretter etablere en deterministisk situasjon med ekstreme installasjonsavvik beskrevet i Kapittel 10.3. Konvergensdokumentasjon inkluderes fra enkelte simuleringer. I Kapittel 10.4 endres geometriparameterne for Plaxis-modellen for å undersøke konsekvensen hver parameter har på sluttresultater. Avslutningsvis, vurderes KS-ribbenes evne til å overføre laster med og uten installasjonsavvik i Kapittel 10.5. Tolkning og refleksjon rundt resultatene blir presentert i Kapittel 11 og en konklusjon etableres i Kapittel 12.

10.1 KS-peler med installasjonsavvik

Resultatene fra de 100 Plaxis simuleringene som inneholdt KS-peler med installasjonsavvik fra sannsynlighetsfordelingene er listet opp i Tabell D.1. Resultatene for hver komponent i støttekonstruksjonen, inkludert tilfellene med en rektangulær prismeformet ribb og en ribb uten avvik, er plottet i Figur 10.1. I Vedlegg D, Figur D.6 - D.11, er de samme figurene vist uten stiplede indikatorer for rektangulær prismeformet ribb, ribb uten avvik og ribb med ekstreme avvik. Glidende gjennomsnitt, 5%- og 95%-persentiler for nøyaktigheten av resultatene er etablert i Figur 10.2. Modellens deformasjonsmønster, mesh-konfigurasjon, installasjonsavvik sett ovenfra og utgraving gjennom KS-stabiliserte masser er i tillegg inkludert i vedlegget i Figur D.1 - D.5.



Figur 10.1 – Resultater fra 100 simuleringer med polygoner og installasjonsavvik sammenlignet med rektangulær prismeformet ribb, peler av polygon uten avvik og et ekstremt tilfelle med 95%-persentiler.

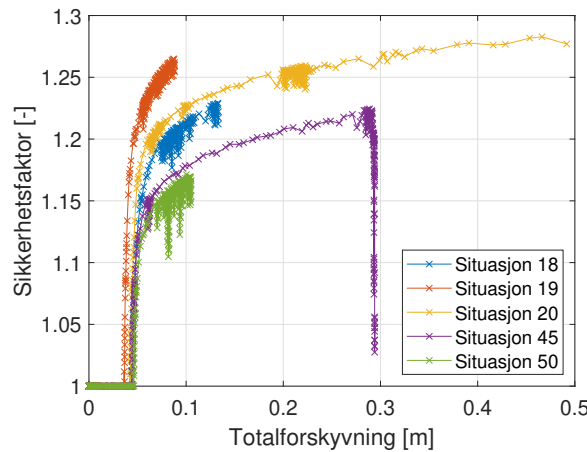


Figur 10.2 – Glidende gjennomsnitt, 5%- og 95%-persentil for stiverkraft 1, stiverkraft 2, skjærkraft, bøyemoment, horisontalforskyvning og sikkerhetsfaktor fra 100 simuleringer med tilfeldige variabler.

Middel-, maksimal- og minimalverdi for resultatene i Figur 10.1 er listet opp i Tabell 10.1. En illustrasjon av konvergeringsutviklingen til enkelte simuleringer med installasjonsavvik er vist i Figur 10.3. Sikkerhetsfaktoren for materialfastheten er plottet mot de fiktive totalforskyvningene.

Tabell 10.1 – Middel-, maksimal- og minimalverdi fra Figur 10.1.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Minimalverdi	52,3	-868,9	207,7	159,3	99,4	1,280
Middelverdi	56,1	-898,5	217,9	167,4	105,4	1,206
Maksimalverdi	64,0	-961,9	238,7	185,8	120,5	1,122



Figur 10.3 – Konvergensutvikling for 5 tilfeldige simuleringer med installasjonsavvik.

10.2 Pelers av polygon mot rektangulær prismeformet ribb

Variablene i modellene med rektangulær prismeformet ribb og polygon uten avvik er deterministiske og kun én simulering er hensiktsmessig. Resultatene er presentert i Tabell 10.2 inklusiv middelverdien til resultatene fra modellene med installasjonsavvik fra Figur 10.1.

Tabell 10.2 – Plaxis 3D modell med én ribb av rektangulær prismeform, og polygonformede peler med og uten installasjonsavvik.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Rektangulær KS-ribb	50,5	-834,2	175,2	148,1	92,4	1,406
Polygon u/avvik	50,2	-850,8	198,7	154,5	95,8	1,345
Polygon m/avvik	56,1	-898,5	217,9	167,4	105,4	1,206

10.3 Ekstremt tilfelle

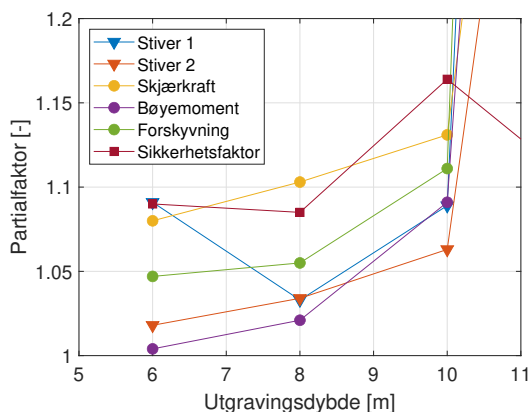
Middel-, maksimal- og minimalverdi til de 20 simuleringene med 95%-persentiler som avviksverdier fra sannsynlighetsfordelingene er presentert i Tabell 10.3. Den navngitte raden *sammenligning* tar for seg forholdstallet mellom middelveiden til de tilfeldige variablene i Tabell 10.1 og middelveiden i denne tabellen. Resultatene fra hver simulering er listet opp i Tabell D.2.

Tabell 10.3 – Middel-, maksimal- og minimalverdi for 20 simuleringer med 95%-persentiler av sannsynlighetsfordelingene for de fleste avviksparameterne. Asimut er beholdt uniform fordelt.

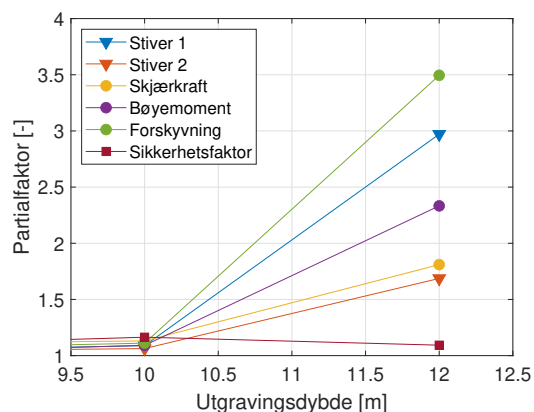
Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Minimalverdi	62,0	-958,7	225,9	182,5	116,1	1,113
Middelveidi	74,8	-1059,2	262,7	212,8	141,3	1,046
Maksimalverdi	92,8	-1186,0	315,4	253,4	175,9	1,001
Sammenligning	1,333	1,179	1,206	1,271	1,341	0,867

10.4 Endret modellgeometri

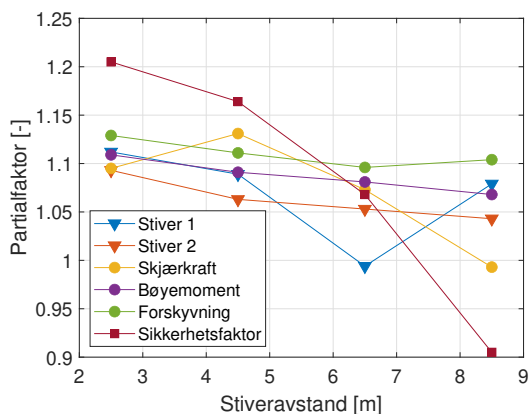
Sensitivitetsanalysen som angår modellgeometrien tar for seg forskjellige utgravingsdybder, modellbredde og stiveravstand mellom stivernivå 1 og 2, antatt at øverste stiver er plassert i topp av spuntveggen. Resultater for utgravingsdybden er presentert i Figur 10.4 og 10.5, stiveravstand i Figur 10.6 og modellbredde i Figur 10.7. Figurenes y-akse presenterer forholdstallet mellom KS-peler av polygon med installasjonsavvik og rektangulær prismeformet KS-ribb uten installasjonsavvik, som betegnes partialfaktor. Plottene er inndelt i ulike intervaller, dersom det oppstår unormalt store partialfaktorer. Hver partialfaktor er listet opp i Tabell D.5, som presenterer resultatene i Tabell D.3 dividert med Tabell D.4.



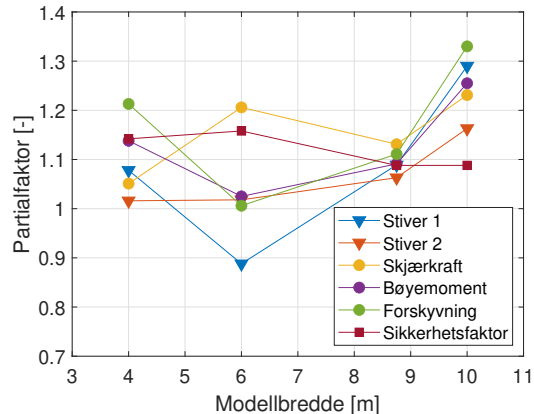
Figur 10.4 – Utgravingsdybde plottet mot komponentenes partialfaktor i intervallet $x \in [5, 11]$.



Figur 10.5 – Utgravingsdybde plottet mot komponentenes partialfaktor i intervallet $x \in [9, 5, 12, 5]$.



Figur 10.6 – Stiveravstand plottet mot komponentenes partialfaktor.



Figur 10.7 – Symmetrisk modellbredde plottet mot komponentenes partialfaktor. Doblet modellbredde tilsvarer byggegrepens totale bredde.

Det har blitt benyttet en realisering av tilfeldige variabler for KS-ribben, for samtlige simuleringer. En sammenligning mellom middelerdien til simuleringene fra Kapittel 10.1 og denne KS-ribben presenteres i Tabell 10.4.

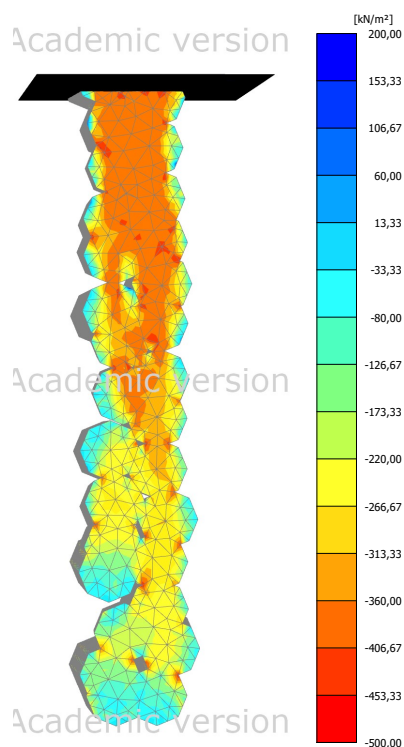
Tabell 10.4 – Sammenligning mellom middelerdien til Plaxis-komponentene med tilfeldige variabler og KS-ribben som er brukt i analysen om endret modellgeometri.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Polygon m/avvik	56,1	-898,5	217,9	167,4	105,4	1,206
Anvendt KS-ribb	54,9	-888,4	219,8	164,7	103,4	1,210

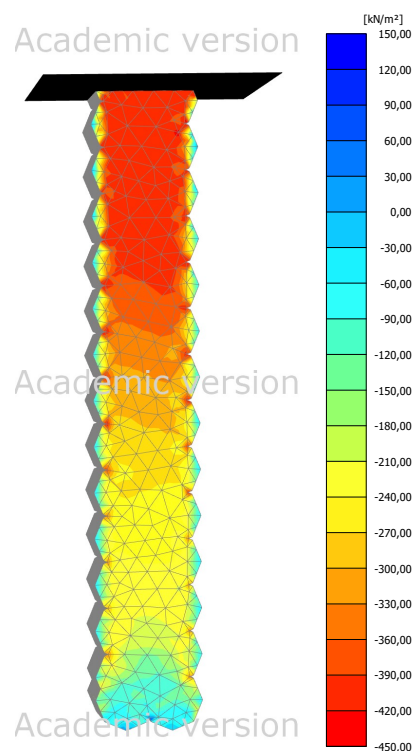
10.5 Lastoverføring

10.5.1 Fullskala modell

For å kunne studere lastoverføringen i byggegropen og KS-ribbens funksjon har det blitt hentet ut fire skjermtklipp fra Plaxis, vist i Figur 10.8 - 10.11, som illustrerer hvordan spenningene vil kunne utbre seg horisontalt langs med KS-ribben etter andre utgraving.



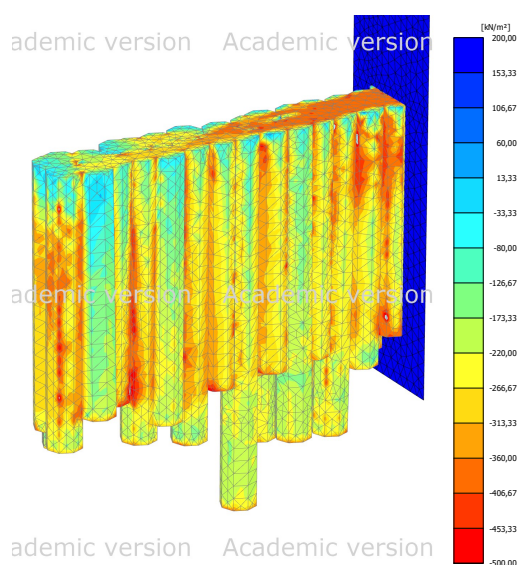
Figur 10.8 – Horisontal spenning i KS-ribb fra en simulering med avvik sett fra topp.



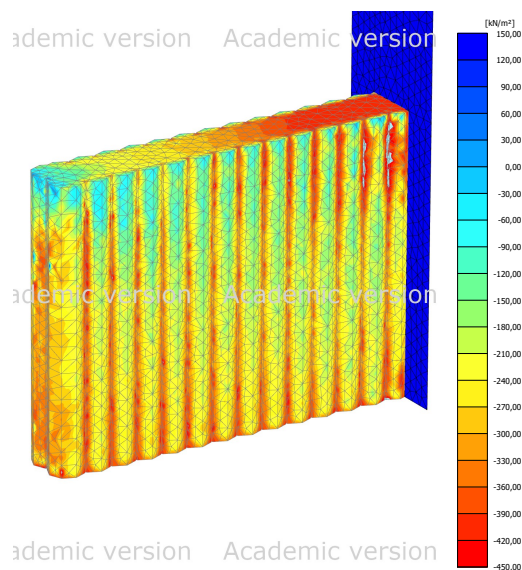
Figur 10.9 – Horisontal spenning i KS-ribb uten avvik sett fra topp.

Figur 10.8 og 10.9 viser KS-ribben sett ovenfra for henholdsvis en tilfeldig simulering med avvik og simuleringen uten avvik. Fargeskalaen til høyre for KS-ribbene illustrerer størrelsene på spenningene i kPa. Det er opprettet ulike randbetingelser for fargeskalaene mellom simuleringen med og uten avvik. Grunnen til dette er at samme randbetingelser ikke viser de spenningskonsentrasjonene og ulikhetene som opptrer langs KS-ribben like godt. Merk at disse figurene ikke viser de maksimale spenningene som opptrer, men viser spenningskonsentrasjoner og ulikheter langs KS-ribben uavhengig av maksimal spenning. Negative spenninger forteller oss at spenningene går i retning ut fra spuntveggen inn mot KS-ribben, altså indikerer dette en sammentrykning av ribben. På samme måte viser Figur

10.10 og 10.11 de samme tilfellene sett fra perspektiv.

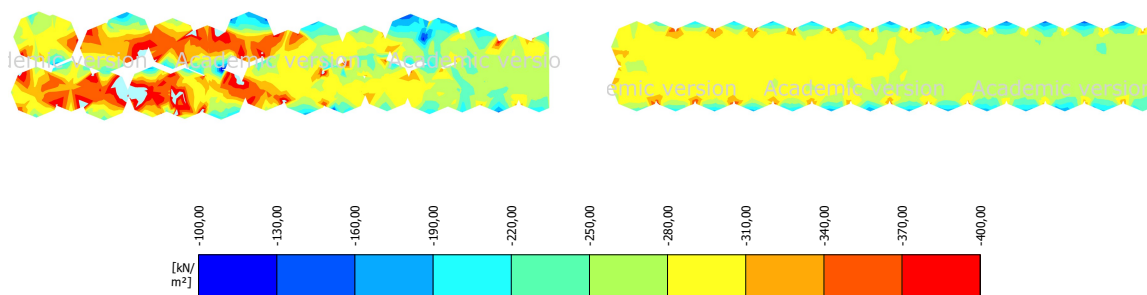


Figur 10.10 – Horizontal spenning i KS-ribb fra en simulering med avvik sett fra perspektiv.



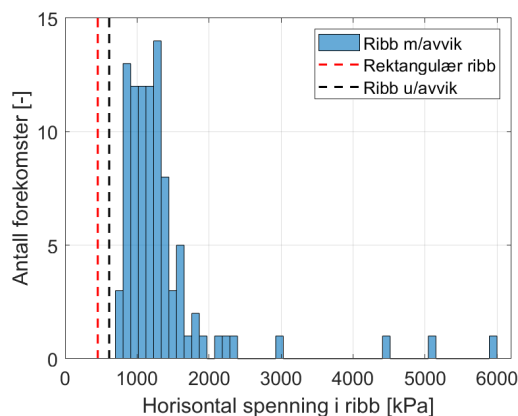
Figur 10.11 – Horizontal spenning i KS-ribb uten avvik sett fra perspektiv.

Figur 10.12 illustrerer hvordan de horisontale spenningene kan utarte seg sentralt inne i KS-ribben både med og uten installasjonsavvik etter andre utgravning. Igjen, dette er ikke en illustrasjon som viser de maksimale spenningene som opptrer i KS-ribben. Negative verdier indikerer også her en sammentrykning av pelene.



Figur 10.12 – Horisontalt snitt midt i tilsvarende KS-ribb med og uten avvik, som illustrerer fordelingen av horisontale spenninger langs med ribben.

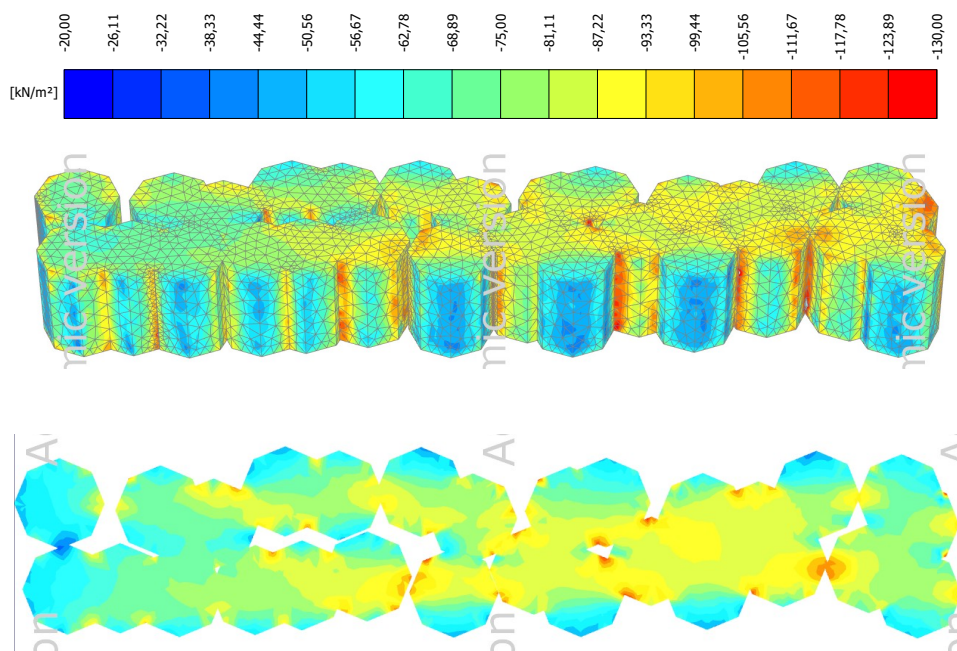
Figur 10.13 viser de maksimale horisontale spenningene som opptrer i KS-ribben etter andre utgravning for simuleringene med den fullstendige modellen. Den viser antall forekomster innenfor et visst spenningsintervall, og gir en indikasjon på hvor flertallet av simuleringene befinner seg.



Figur 10.13 – Maksimale horisontale spenninger i KS-ribb etter andre utgraving.

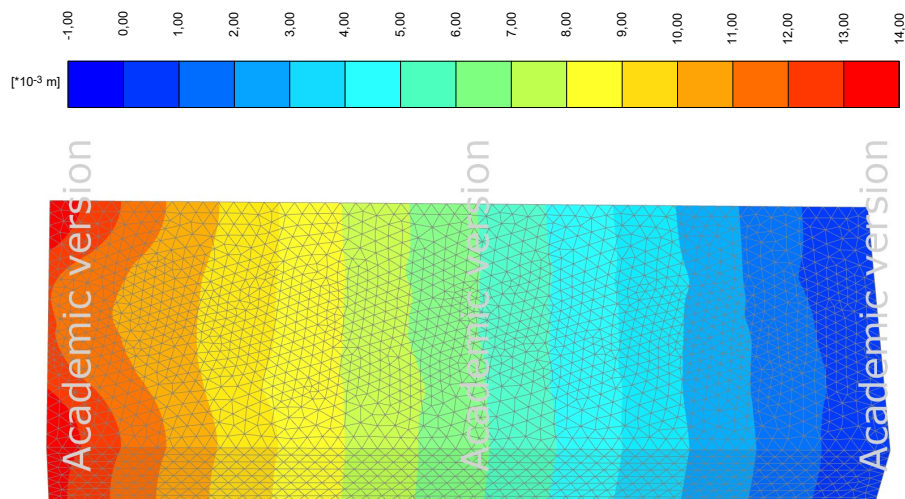
10.5.2 Forenklet modell

Et eksempel på hvordan KS-ribben fordeler den påførte kraften er vist i Figur 10.14, hvor de horisontale spenningene er fordelt etter fargekoder gitt i kPa. Negativ verdi forteller oss at spenningene går i retning høyre ut fra Figur 10.14 og indikerer en sammentrykning av KS-ribben. Det horisontale snittet sett ovenfra er hentet ut midt i modellen. Merk at fargeskalaen er manuelt justert for å få frem kontrastene langs ribben bedre, og viser ikke de maksimale spenningene som opptrer.



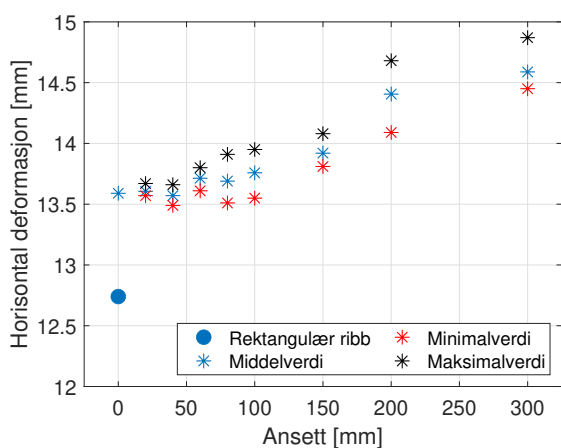
Figur 10.14 – Fordeling av horisontale spenninger i KS-ribb for en utvalgt forenklet modell.

På samme måte som Figur 10.14 illustrerer de horisontale spenningene, viser Figur 10.15 et eksempel på horisontal deformasjon påført av den ytre kraften med tilsvarende fargekoder om størrelsen på sammentrykningen gitt i mm. Positiv verdi gir en indikasjon på trykk og sammentrykning. KS-ribben er gjemt i det viste prisme volumet.

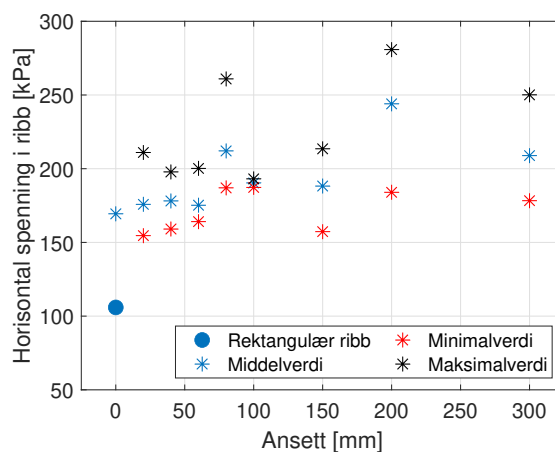


Figur 10.15 – Horisontal deformasjon for en utvalgt forenklet modell.

Middel-, maksimal- og minimalverdien for horisontal deformasjon og horisontal spenning i KS-ribb med den forenklete modellen er vist i Figur 10.16 og 10.17. I Vedlegg D og Tabell D.6 er alle resultatene fra simuleringene oppsummert.



Figur 10.16 – Horisontal deformasjon for forenklet modell.



Figur 10.17 – Horisontal spenning i KS-ribb for forenklet modell.

Kapittel 11

Diskusjon

I dette kapitlet diskuteres resultatene som ble oppnådd i hovedanalysen, mens den innledende analysen sammenlignes opp mot litteratursøket. Svakheter og unøyaktighet angående den parametriske modelleringen av KS-ribbene, eksporteringen til Plaxis og modelleringen av byggegropen i Plaxis diskuteres i Kapittel 11.1. Litteratursøket angående sannsynlighetsfordelinger og håndberegninger sammenlignes mot oppnådde resultater i Kapittel 11.2 og vurderer avvikene som har oppstått i resultatbehandlingen. Både etableringen og kvaliteten på mesh-konfigurasjonen er vurdert i Kapittel 11.3. I kapittel 11.4 diskuteres resultatene fra hovedanalysen angående generering av tilfeldige variabler, det ekstreme tilfelle med 95%-persentiler, endret modellgeometri, konvergering av sikkerhetsanalyse og lastoverføring mellom KS-peler. Avslutningsvis, opprettes partialfaktorer til 2D-beregninger og rektangulære prismeformede KS-ribber i 3D for å inkludere installasjonsavvikenes effekter. Nøyaktigheten og etterprøvbareheten av fremgangsmåtene diskuteres kontinuerlig, der antagelser og forenklinger belyses.

11.1 Etablering av modell og KS-ribber

I etableringen av sannsynlighetsfordelingene til hvert installasjonsavvik ble det antatt at hver installerte pel sine data var uavhengig av hverandre. Antagelsen er brukervennlig, men ikke helt presis for samtlige avviksparametere. Maskinen sin mast styrer helningen til hver installerte pel. Dersom terrenghelningen, omgivelsene og terrenget er tilnærmet likt for hver pel, er det god grunn til å tro at helningen til nærliggende peler er avhengige av hverandre med en viss korrelasjon.

En av de merkbare manglene mellom oppnådd modell og ønsket modell er at sirkulære KS-peler ble etablert som polygoner på grunn av Plaxis sine problemer med å tildele mesh til sirkulære objekter. Opprinnelig ønsker man en sirkulær form på pelene som i stor grad

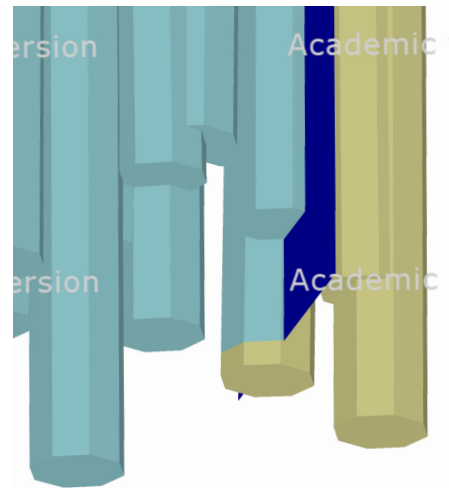
følger realiteten. Ved import av disse pelene i Plaxis ble det grunnlagt et mye høyere antall meshelementer enn nødvendig. Dette ga negative utslag på simuleringstiden og det ble konkludert med at dette var uutholdelig for å få kjørt ønsket mengde simuleringer. Det ble eksperimentert med ulike polygoner hvor valget falt på et oktogonalt tverrsnitt. Et oktogonalt tverrsnitt ga ikke for mange meshelementer, samtidig som det til en viss grad gjenspeiler et sirkulært tverrsnitt.

Et oktogonalt tverrsnitt vil gi et noe lavere areal og volum enn et sirkulært tverrsnitt. Dette vil ikke ha store påvirkninger på våre resultater da oppgaven ikke undersøker sammenhengen mellom ulike diametere på pelene, men det kan gi en viss usikkerhet når det gjelder koblingen mellom resultatene i Plaxis 2D og 3D. Plaxis 2D benytter seg av en midlet skjærstyrke som er basert på pelenes og ribbens originale geometri gitt i Figur 9.4. Plaxis 3D er benyttet både med rektangulære prismeformede ribber og faktiske KS-peler, der de rektangulære ribbene i likhet med Plaxis 2D er basert på pelenes og ribbens originale geometri. Dette betyr at en endring i pelenes geometri vil kunne påvirke resultatene i Plaxis 2D og Plaxis 3D med rektangulære prismeformede ribber. Denne endringen i geometri har ikke blitt tatt høyde for i de nevnte tilfellene. På en annen side vil et mindre areal og volum kombinert med en konstant avstand mellom pelene bidra til en ribb som inneholder en mindre andel behandlet masse. Tilnærmingen er konservativ og det forventes lavere sikkerhetsfaktor og større krefter og spenninger i jord, spunt og stivere. Orienteringen til polygonet er også konstant for hver pel. Det vil si at hjørnene til polygonene er plassert i samme koordinat. Det ville vært hensiktsmessig å plassere disse ut basert på en uniform fordelingsparameter for å unngå systematiske likheter. Feilkilden betraktes som minimal og det forventes at dette ikke påvirker resultatene betraktelig.

Endringen fra et sirkulært tverrsnitt til et oktogonalt tverrsnitt har også ført til andre geometriske justeringer i forhold til opprinnelig modell. Opprinnelig diameter og overlapp var satt til å være henholdsvis 800 mm og 20%, vist i Tabell 9.1. Med samme parametere i den endrede geometrien førte dette til mindre volum med ubehandlet leire mellom KS-pelene, da pelene ikke overlappet 100% med hverandre. Dette gjaldt spesifikt for tilfellet uten installasjonsavvik, da man for tilfellene med installasjonsavvik uansett ville fått små volum mellom pelene. De kontinuerlige små volumene mellom pelene forårsaket problemer med meshingen. Valgt diameter og overlapp ble derfor satt til 820 mm og 24% vist i Tabell 9.1. Denne endringen løste problemet med meshingen av modellen uten avvik, samtidig som volumavviket mellom de opprinnelige sirkulære pelene og oktogonale pelene avtok. Dette er illustrert i Figur 9.4.

Justeringen med plasseringen av KS-pelene i modellen nevnt i Kapittel 9 er en nødvendig tilpasning, samtidig som den har sine begrensninger. Det fører til at man har et visst volum med ubehandlet leire midt i byggegropen, som mer eller mindre vil påvirke stabiliteten negativt. Samtidig har modellen full heft mellom KS-ribb og spuntvegg, noe det er vanskelig å etablere på byggeplass. Rigg og tilhørende visp vil ikke kunne injisere KS-peler tett inntil spuntvegg, og det kan da tenkes at dette volumet i praksis vil utligne volumet langs senterlinjen i Plaxis modellen med ubehandlet leire. Om dette volumet med ubehandlet leire langs senterlinjen vil gi et likt resultat som med ubehandlet leire langs spuntvegg er ikke undersøkt. Det vil derfor være hensiktsmessig å undersøke dette ved videre analyser. Hver Plaxis modell vil også ha litt ulik plassering av ribbene avhengig av installasjonsavvikene. Det betyr at det vil være varierende volum langs senterlinjen med ubehandlet leire, noe som også kan gi et varierende resultat. Hvor stor effekt denne antagelsen har er ikke utarbeidet, men det er snakk om et lite totalvolum sett opp mot det totale volumet med KS-peler.

For enkelte modeller har det i etterkant blitt observert at mindre pelevolum som befinner seg under- og langs spuntvegg ikke har blitt satt til å være *behandlet leire* til venstre for spuntvegg, illustrert på Figur 11.1. Spuntveggen i modellen vil ikke dele underliggende volum, noe som kunne ha blitt løst ved å etablere en flate tilsvarende spuntvegg som strekker seg ut et stykke ned. Det er som vist veldig små volum, og vil med stor sannsynlighet ikke påvirke resultatene. I tillegg, som nevnt tidligere, er det vanskelig å injisere kalksement inntil spuntvegg slik at det manglede volumet i modellen vil i realiteten være enda mindre.



Figur 11.1 – Mindre pelevolum i Plaxis som ikke er satt til å være behandlet leire.

Overgangen fra Rhinoceros til Plaxis har som tidligere nevnt skapt problemer for etableringen av KS-ribber. Det er kun et utvalg av de importerte ribbene i Plaxis som lar seg meshe, og det er tilnærmet umulig å finne likhetstrekk og forskjeller mellom ribbene som vil meshe og de som ikke vil meshe. Det er godt mulig at det er et slags gjentakende mønster i ribbene som vil meshe, men igjen, dette er usikkert. Hvis dette skulle være tilfelle så vil resultatene kunne ha en skjevfordeling, og ikke være representative for de tilfeldige installasjonsavvikene. Dette er spekulativt, men for et eventuelt videre arbeid vil det være naturlig å undersøke dette dypere.

En annen forenkling som er gjort er knyttet opp mot stiverens virkningsbredde. I den opprinnelige modellen, eksempelvis modellene i innledende analyse, vil begge stiverene ha en virkningsbredde på 5 m. I modellen i hovedsimuleringene vil stiverne ha en virkningsbredde på 3,05 m. For å få til dette er det brukt en ekvivalent stivhet i forhold til opprinnelig stivhet gitt i Tabell B.8, hvor et forholdstall $\frac{3,05}{5}$ er benyttet. Dette betyr at disse stiverne vil stort sett virke over et mindre område med ubehandlet leire kontra det realistiske tilfellet, noe som vil styrke stivernes egenskaper. Isolert sett skal ikke dette ha mye å si for sammenligningsgrunnlaget innad i hovedanalysen, da alle simuleringene har denne forenklingen. Noe problemer kan oppstå når disse resultatene analyseres opp mot Plaxis 2D, men overgangen fra 3D til 2D er basert på mange antagelser slik at dette trolig vil være et minimalt problem.

11.2 Innledende analyse

11.2.1 Sannsynlighetsfordelingene

I etableringen av sannsynlighetsfordelinger til avviksparameterne, ble plasseringen av hver KS-pel i terrengnivået plottet sammen med toleransekravet fra Eggen et al. [2012], omtalt i Figur 8.1. De fleste pelene er plassert ut inntil 50 mm fra det som er dimensjonert. Enkelte punkter er plassert utenfor dette området, og er til og med plassert utenfor toleransekravet. Ved opprettelsen av sannsynlighetsfordelingen til ansett, ble all data med ansett større enn 68 mm eliminert fra datasettet for å tilfredsstille teori om akseptabelt avvik for boksplokk med uteliggere [Haugen and Kjærstad, 2021]. Det reduserte datasettet er vist i Figur 8.2 med sannsynlighetstetthetsfunksjonen til normal- og Weibullfordeling. Fra disse fordelingene er det Weibullfordelingen som kan gjenskape datasettet best mulig, og en opprettelse av tilfeldige variabler fra fordelingen er vist i Figur 8.3. Selv om ansett er redusert til å maksimalt være 68 mm kan sannsynlighetsfordelingen etablere verdier opptil 76 mm, som figuren illustrerer. Denne betraktningen vil være konservativ ved anvendelse av fordelingen. Kjente publikasjoner inkluderer ikke ansett og antar verdien lik null i analysene deres. Sammenligningsgrunnlaget er derfor innskrenket og troverdigheten kan kun vurderes opp mot datasettet fra NGI.

Asimutvinkelen for pelens topp er vist i Figur 8.5. Avviksparameteren ser ut til å være uniform fordelt i intervallet 0-360°. Publikasjoner fra Croce and Modoni [2007], Eramo and Modoni [2011] og Pan et al. [2019] anslår ansett til å være lik null og asimutvinkelen er triviell. Derimot, anvender dem uttrykket også for retningen til pelens helning. De anslår sannsynlighetsfordelingen til å være uniform fordelt i intervallet 0-180°, som tilsvarer 0-360° med våre avviksoppsett. Dette er lagt til grunn når retningen til pelens helning har blitt etablert i analyser med installasjonsavvik.

Variabelen lengdeavvik har blitt modifisert fra fordypningsoppgaven ved å forandre fordelingen fra å være uniform til Cauchy-fordelt, illustrert i Figur 8.6. Cauchyfordelingen sammenfaller godt rundt forventningsverdien, men representerer ikke halene på en konservativ måte. Dette kommer tydelig frem i Figur 8.7, som presenterer tilfeldige genererte variabler fra sannsynlighetsfordelingen. Allikevel, anses fordelingen som akseptabel til datasettet og representerer lengdeavviket på en god måte.

Datasettet fra NGI inneholdt ikke målte verdier for pelhelningen og antagelser er gjort angående sannsynlighetsfordelingen. Ifølge Croce and Modoni [2007] og Eramo and Modoni [2011] er pelhelningen symmetrisk rundt 0° med et standardavvik på henholdsvis $0,07^\circ$ og $0,16^\circ$. En antatt normalfordeling med disse parameterne er plottet i Figur 8.8 mot en egendefinert uniform fordeling med toleransekrav fra Tabell 3.1 som øvre grense. Den egendefinerte fordelingen er anvendt som pelhelning i analyser med tilfeldige variabler. Å anta en bell-shaped fordeling virker å være fornuftig. Det er usannsynlig at entreprenøren installerer like mange peler med pelhelning på 0° som $1,15^\circ$. Denne antagelsen er derfor ment å være svært konservative, på grunn av mangelfulle publikasjoner i Norge angående helningsdata.

Selv om enkelte publikasjoner antar sannsynlighetsfordelinger for peldiameter og materialets fasthet, antas det derimot deterministiske verdier i denne oppgaven. Peldiameteren varierer mer for jetpeler enn kalksementpeler, og antagelsen om en konstant diameter er fornuftig. Å endre materialfastheten for hver Plaxis modell hadde vært arbeidskrevende og er valgt å være deterministisk for å fremlegge kun installasjonsavvikenes konsekvenser.

11.2.2 Håndberegninger

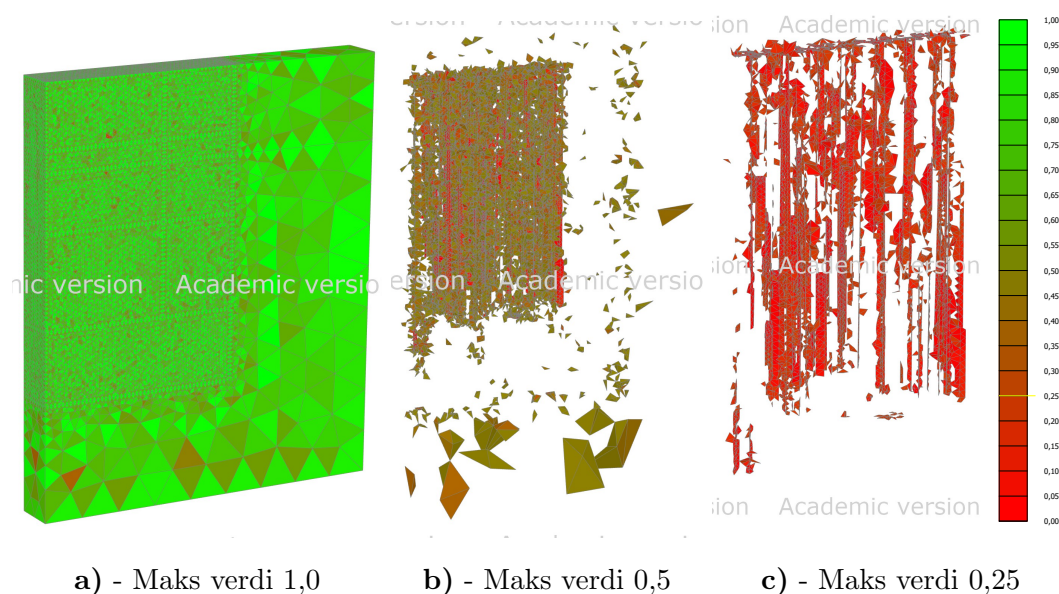
Samtlige beregningsmetoder presentert i Tabell 8.2 divergerer stort fra Plaxis-resultatene. De introduserte antagelsene og forenklingene publikasjonene anvender for å løse det statisk ubestemte systemet, kan bekreftes å ikke være nøyaktige nok. Metoden for forankret spunt fra Statens Vegvesen [2018] antar konstante spuntkrefter for hvert utgravingsnivå. Stiverkraft 1 er i følge Plaxis 3D lik $9,7 \text{ kN}$ for utgravingsnivå 1 og $80,9 \text{ kN}$ for utgravingsnivå 2 for prismeformede KS-ribber. Antagelsen for håndberegningene stemmer derfor dårlig sammenlignet med Plaxis. Publikasjonene foreslår også formler for å tolke sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing. Publikasjonene fra Terzaghi et al. [1996] og Statens Vegvesen [2014] får en sikkerhetsfaktor mindre enn 1 og skulle følgelig vært den kritiske bruddmekanismen til systemet. Dette gjenspeiles ikke i Plaxis beregningene eller de foregående håndberegningene.

For å løse det statisk ubestemte systemet foreslås det å bestemme jordtrykkene med metodene, og la et bjelkeprogram bestemme stiverkreftene. Dette er forsøkt gjort med jord-

trykket fra Karlsrud and Andresen [2005]. Denne tilnærmingen genererer resultater som er nærmere Plaxis-resultatene enn de andre publikasjonene er. På grunn av den dype byggegroppen tilfredsstilte ikke modellen samtlige krav fra publikasjonen, og kan ikke anses som representativ. I tillegg forsikrer ikke metoden momentlikevekt om stivernivå 2 og innsparing av spuntfoten. Dette gjøres derimot for metoden fra Statens Vegvesen [2018]. Som en konsekvens kan ikke en metode sies å være mer presis enn de andre, og hver prosedyre har visse svakheter.

11.3 Kvalitet på mesh

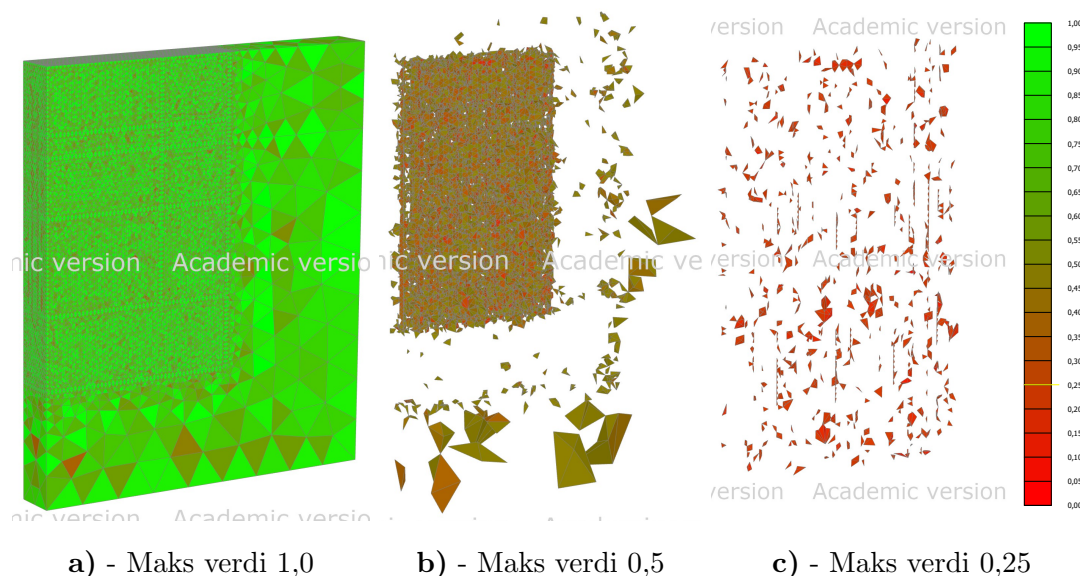
Gode resultater i Plaxis er avhengig av å ha et godt mesh med en god kvalitet. Det vil i samtlige tilfeller være vanskelig å vurdere kvaliteten på meshet ut fra egne øyne, noe som kan løses ved å benytte Plaxis sine vurderingsverktøy. Figur 11.2 og 11.3 er illustrasjoner fra Plaxis som indikerer hvor god kvaliteten er på meshelementene i en modell med og uten avvik. Indikatoren i Plaxis er *quality spheres* og er basert på formen på elementet. En likesidet tetraeder vil ha en kvalitet på 1, mens en tetraeder med ulike sidelengder vil skape mindre vinkler og vil få en lavere kvalitet. De to figurene viser tre ulike utsnitt. Det første utsnittet inkluderer alle elementene, hvorav de to andre inkluderer elementene henholdsvis fra en kvalitet på 0,5/0,25 og nedover.



Figur 11.2 – Kvalitet på mesh for en utvalgt modell med installasjonsavvik.

Ikke overraskende vil tilfellet med avvik få flere elementer med en lavere kvalitet, noe som vises godt i utsnittene med en maksimal kvalitetverdi på 0,25. Samtidig ser man fra

de midterste utsnittene at hoveddelen av elementene som har en dårlig kvalitet befinner seg i og rundt KS-ribben, som jo er et importert volum med et fint mesh. Det importerte volumet vil gi problemer for Plaxis med tanke på etablering av likesidete tetraedere som meshelementer. Utsnittet med en maksimal kvalitet på 0,25 er forstørret inn mot KS-ribben i forhold til de to andre utsnittene.



Figur 11.3 – Kvalitet på mesh for modell uten installasjonsavvik.

11.4 Simuleringer fra hovedanalysen

11.4.1 Tilfeldige variabler

På grunn av lang kjøretid per simulering, ble det kun kjørt 100 simuleringer som inneholdt én KS-ribb med installasjonsavvik. Dette er prinsipielt ikke mange nok modeller for å oppnå den mest kritiske kombinasjonen av de tilfeldige genererte variablene eller for å danne en valid forventningsverdi til resultatene. Resultatene gir derfor kun en antydning til den gjennomsnittlige verdien til hvert resultat med en viss usikkerhet.

Resultatene fra simuleringene er plottet i Figur 10.1 med resultatene fra rektangulære prismeformede ribber, ribber av åttekantede polygoner uten avvik og for det ekstreme tilfellet. Konstruksjonskomponentene fra KS-ribber med installasjonsavvik har en tendens til å bli utsatt for større påkjenninger, som presentert i figurene og i Tabell 10.2. Dette produserer for øvrig også en lavere sikkerhetsfaktor ved $c-\phi$ reduksjon. Indikasjonen er på forhånd forventet og fornuftig. Stiver 1 er i strekk og stiver 2 er i trykk, basert på det negative fortegnet. Forventningsverdien tolkes med bakgrunn i middelveidien og er, sammen med

maksimal- og minimalverdi listet opp i Tabell 10.1. Spredningen mellom grenseverdiene ligger rundt 20% av middelveien og resultatene tenderer mot normal-, log-normal- eller Weibullfordeling. På grunn av for få simuleringer, er det valgt å ikke etablere sannsynlighetsfordelinger til konstruksjonskomponentene.

Økningen fra å dimensjonere rektangulære prismeformede KS-ribber til å anvende 8-kantede peler uten avvik er størst for skjærkraft og utgjør i underkant av 5% for de andre konstruksjonskomponentene, som Figur 10.1 illustrerer. Å etablere rektangulære KS-ribber i prosjekteringsfasen forårsaker mindre påkjenninger på spuntkonstruksjonen. Noe av grunnen til dette kan være, som det er nevnt tidligere, at man har en glippe med ubehandlet leire mellom symmetrilinjen og KS-ribben for modellene med 8-kantede KS-peler. Dette vil følgelig gi mindre påkjenninger på modellen med prismeformet KS-ribb, og bør ses på som en sentral feilkilde. Å undersøke hvor stor effekt denne glippen med ubehandlet leire har, vil være av stor betydning ved videre arbeid. Nyttige partialfaktorer mellom de ulike fremgangsmetodene i Figur 10.1, blir videre diskutert i Kapittel 11.5. Hensikten er å danne et grunnlag for hvordan fremtidig prosjektering skal inkludere installasjonsavvik i dimensjoneringen.

Glidende gjennomsnitt, 5%- og 95%-persentiler for resultatene av simuleringene illustrerer om det er et tilstrekkelig antall simuleringer for resultatene. Figur 10.2 illustrerer at samtlige resultatparametere stabiliserer seg ved cirka 90 simuleringer, selv om noen av grafene fortsatt ser ut til å bevege seg. Det kan observeres store hopp for 5%- og 95%-persentilene, som betyr at for det simuleringsnummeret opplevde parameteren en høy ny verdi fra den pågående simuleringen, eksempelvis for bøyemomentet og stiverkraft 1. Dersom en hadde produsert 100 simuleringer ekstra, er det fornuftig å anta at slike hopp ville inntruffet, men med mindre amplitude grunnet et større datasett. Et antall på 100 simuleringer er akseptabelt, men et stykke unna absolutt nøyaktighet.

11.4.2 Ekstremt tilfelle

Asimut er beholdt uniform fordelt i intervallet $0-360^\circ$ for å unngå peler som heller i samme retning. Simuleringen er derfor ikke helt deterministisk, og etablering av tilfeldige variabler må utføres med hensyn til asimut. Det opprettes 20 simuleringer med forskjellig oppsett av KS-ribber for å ta hensyn til problemstillingen. Raden med sammenligningen i Tabell 10.3 viser en økning på 18-34% for konstruksjonskomponentene i forhold til middelveien av de tilfeldige variablene fra Tabell 10.1. Betrakningen er konservativ, sammenlignet med om en hadde anvendt 95%-persentilen til resultatene. Figur 10.1 illustrerer at middelveien til det ekstreme tilfelle opplever større grad av installasjonsavvik enn de 100 simuleringene fra

Kapittel 10.1. Det betyr at KS-ribbene som ble simulert ikke hadde en sammensetning av installasjonsavvik som var like kritiske som for det ekstreme tilfellet.

For å undersøke KS-ribber med betydelige installasjonsavvik, er det forsøkt å anvende deterministiske verdier for installasjonsavvikene der verdiene til 95%-persentilene ble brukt. Å opprette peler med avvik av denne rangen samsvarer dårlig med virkeligheten, lagt sannsynlighetsfordelingene til grunn. Forsøket er ment for å overbevise om at installering av KS-peler er en kritisk prosess og må gjennomføres med høy presisjon. Uvørenhet og lav presisjon på arbeidet med KS-pelene gjør at påkjenningene på spuntkonstruksjonen øker betydelig og sikkerhetsfaktoren reduseres med 13,3%. Installasjonsavvikene kan føre til underdimensjonering av både spunt og stivere, som får konsekvenser for sikkerheten til arbeiderne i byggegroppen.

11.4.3 Endret modellgeometri

I forsøket på å endre en og en modellparameter, er det anvendt en KS-ribb med samme konfigurasjon av tilfeldige variabler fra sannsynlighetsfordelingene. Fremstillingen i Tabell 10.4 indikerer at resultatene for denne KS-ribben ligger svært nærme middelverdien for analysen av tilfeldige variabler, illustrert i Figur 10.1. Resultatene som diskuteres videre vil derfor ikke være konservative, da sannsynlighetsfordelingene kan produsere KS-ribber med større installasjonsavvik. Forenklingen impliserer at partialfaktorene er et estimat for avvikenes effekter og bør ikke brukes direkte i fremtidig prosjektering.

Samtlige partialfaktorer for utgravingsdybden er større enn 1, som illustrert i Figur 10.4 og 10.5. Installasjonsavvik har dermed negative effekter på spuntkonstruksjonen og hver komponents reelle påkjenning er større enn for perfekt installerte peler. De fleste grafene har en økende grad av avvikenes negative effekter for økende utgravingsdybder. Resultatene er fornuftig, da pelhelningen produserer økende avstand mellom hver KS-pel for en økende dybde. For en utgravingsdybde i intervallet 6-10 m, påvirkes skjærkraften og sikkerhetsfaktoren mest av avvikene. I motsetning til utgravingsdybder fra 10-12 m, der forskyvningen og stiverkraft 1 er mest utsatt, med partialfaktorer på 3,495 og 2,971. En partialfaktor større enn 1,5 er bekymringsverdig, dersom ulike prosjekter ikke tar hensyn til installasjonsavvik. De store verdiene kommer mest sannsynlig fra at det kun er igjen 4,5 m KS-stabilisering i dybden, siden utgravingen forekommer gjennom stabiliseringen, som illustrert i Figur D.2 og D.3. I realiteten ville mest sannsynlig prosjekterende ingeniør økt dybden på KS-stabiliseringen for å kompensere for disse effektene.

Den øverste innvendige stiveren er plassert i toppen av spuntveggen og stiveravstanden definerer avstanden fra den øverste- til nederste stiveren. En økning i stiveravstand ser ut til å få ulike konsekvenser for konstruksjonskomponentene, ved å tolke Figur 10.6. Generelt vil en økende stiveravstand redusere partialfaktoren og dermed effektene for installasjonsavvik. Dette kommer av at stivernivå 2 plasseres nærmere spuntens maksimale deformasjon, som resulterer i redusert deformasjon og økt sikkerhetsfaktor. Partialfaktoren for sikkerhetsfaktoren er mindre enn 1 for en stiveravstand lik 8,5 m, grunnet problemer med $c-\phi$ reduksjonen i Plaxis. Det ser ut til at interpolasjon på dataene i intervallet 2,5-6,5 m kan anvendes for å estimere partialfaktoren til en stiveravstand lik 8,5 m. For de fleste tilfellene ser det ut til at installasjonsavvik påvirker sikkerhetsfaktoren og spuntens horisontalforskyvning mest og stiverkreftene minst.

Plaxis-modellene er modellert symmetrisk og faktisk bredde av byggegropen er dobbelt så stor som modellbredden fra Figur 10.7. En modellbredde lik 5 m i figuren, presenterer derfor en reell bredde lik 10 m. Som Figur 10.7 illustrerer, er det kun ett tilfelle der installasjonsavvikene har en positiv verdi på stiverkraft 1. Det anbefales å ikke anvende en partialfaktor mindre enn 1 i prosjektering. Foruten dette tilfelle, er de resterende større enn 1, der de største faktorene påvirker en modellbredde som er større enn 8,75 m. For flertallet av simuleringene er det skjærkraft og sikkerhetsfaktoren som påvirkes mest av installasjonsavvikene, stiverkreftene derimot påvirkes minst.

Andre geometriparametere som kunne vært av interesse å undersøke er dybden og dekningsgraden til KS-stabiliseringen. Disse er bevisst valgt bort, siden det er antatt en konstant dekningsgrad og dybde for samtlige simuleringer. Sammenligningsgrunnlaget hadde derfor vært innskrenket og resultatene hadde ikke vært utdypende nok. En terrenglast kunne for øvrig også blitt benyttet i denne analysen for å ta hensyn til marktrykket fra eksempelvis anleggsmaskiner.

11.4.4 Sikkerhetsanalyse

Resultatene for sikkerhetsanalysene er langt fra optimale. Tolker en Figur 10.3 sine analyser, ser en at grafene verken konvergerer eller har en jevn utvikling. For flertallet av simuleringene beveger grafen seg opp og ned underveis i analysen. Dette vises ikke spesielt godt på figuren, men det er dette som forårsaker grupperingen av punkt sett som en tykk linje. Under en sikkerhetsanalyse i Plaxis vil spenningene omfordes iterativt mellom integrasjonspunktene i meshet. Hvis det utvikles flere bruddmekanismer samtidig vil man kunne få en bruddmekanisme som er mer kritisk enn de(n) andre. Ved en veksling mellom hvem som er den mest kritiske, vil man kunne observere slike fluktasjoner. Et slikt fenomen er

mer sannsynlig i Plaxis 3D kontra Plaxis 2D, noe som i stor grad skyldes grovere mesh.

For drenerte MC-analyser med friksjonsvinkel større enn null og ikke-assosiert flytning kan noe av årsaken til dette knyttes opp mot elastoplastisitetsteorien og Figur 4.9. Ved en spenningsendring langs bruddflaten i retning origo, vil man kunne få en vinkel mellom spenningsvektoren og tøyingsvektoren som er større enn 90 grader. I et spennings-tøyingsdiagram vil man gå nedover forårsaket av negativt andre ordens arbeid, noe som kan gi fluktuasjoner underveis i analysen. For udrenerte analyser og assosiert flytning, noe denne oppgaven forutsetter, er ikke dette gjeldende. For å kunne forklare dette problemet må en derfor studere mekanismene som oppstår underveis i sikkerhetsanalysen.

Underveis er det en god del aktivitet ved overflaten på byggegropen. Unaturlige forskyvninger oppstår, noe som kan være med på å gi slike fluktuasjoner. Disse volatile bevegelser vil ikke ha noe å si dersom analysen går mot en verdi og tilnærmet konvergerer. Derfor er det valgt å kjøre de samme simuleringene som i Figur 10.3 med 2000 steg, kontra 250 steg, for å se hvordan analysen utvikler seg videre. Dette hadde ikke vært oppnåelig for alle 100 simuleringene siden dette er svært tidkrevende analyser. Resultatet fra analysene er presentert i Figur D.12. For en økning i antall steg vil altså grafene vise større tegn til konvergens, som følgelig også vil gi noe større sikkerhetsfaktor for flertallet av simuleringene. Det er viktig å være klar over at sikkerhetsanalysen i Plaxis er en numerisk analyse med fiktive deformasjoner og tilhørende fiktive krefter. Denne $c-\phi$ reduksjonen som Plaxis implementerer gir oss kun en indikasjon på simuleringens sikkerhet mot brudd, og det er brukeren selv som må analysere resultatet av analysen og eventuelt bestemme avgjørende sikkerhetsfaktor. Dette er ofte basert på vurderinger ut fra den fiktive deformasjonen, som er enkelt dersom resultatet konvergerer.

En mulig teoretisk forklaring på hvorfor man ikke får full konvergens, men at grafen stiger slakt, har noe med begrensningen og problematikken til Plaxis 3D når det gjelder meshkvaliteten. Et dårlig elementmesh vil kunne forverre konvergens, og et dårlig elementmesh er ikke uvanlig i Plaxis 3D kontra Plaxis 2D. Teoretisk sett vil man ved brudd ha null plastisk stivhet basert på elastoplastisitetsteorien. Dette vil gi en elementstivhetsmatrise som er basert på et deformasjonsmønster gitt av elementets formfunksjoner, forklart i Kapittel 5.2. Plaxis og dens formfunksjoner sliter med å beskrive deformasjonsmønsteret slik teorien gjør. Forskyvningen og deformasjonen til elementet vil være ulikt enn hva teorien tilsier når man har null plastisk stivhet. Denne differansen må basere seg på en stivhet, og det er denne elastiske stivheten man observerer ved en konstant, slak stigning av grafen fra sikkerhetsanalysen og som dermed hindrer modellen i å konvergere.

For analyser der det er vanskelig å bestemme når en har oppnådd konvergens, kan man bestemme seg for en valgt fiktiv totaldeformasjon der en antar at materialet går til brudd. I vårt tilfelle kan dette oppleves vanskelig da de fiktive deformasjonene varierer mye, samtidig som de er relativt små. Det er derfor valgt å lese av sikkerhetsfaktoren ved enden på grafen, med forbehold om at grafen ikke har begynt å synke. For enkelte tilfeller, eksempelvis som Situasjon 45 på Figur 10.3, stuper grafen på slutten. I disse tilfellene har det blitt observert spesielle tilstander i Plaxis. Enkeltelementer og dens tilhørende noder i modellen får en usedvanlig høy fiktiv deformasjon, i en størrelsesorden som er urealistisk. For disse nodene får man en sikkerhetsfaktor som vil avta ved økende fiktiv totaldeformasjon. For elementene og nodene som ikke påvirkes av denne tilstanden vil dette sørge for et plutselig fall i sikkerhetsfaktor.

Disse fallene skyldes mest sannsynligvis av numeriske feil i Plaxis. Det er godt mulig at stivheten i elementstivhetsmatrisene for gjeldende elementer vil avta nært stupet. I dette området kan det hende Plaxis tror en har oppnådd brudd, som følgelig vil redusere stivheten. Fra et slikt perspektiv kan det altså se ut til at simuleringen går til brudd rett før grafen stuper, men studerer man dette nøyere finner man fort ut at ikke hele jordvolumet har gått til brudd. I et slikt tilfelle hvor det har gått galt kan man ikke gjøre noe i etterkant. For å unngå at dette skjer må man sikre at ubalansen ikke oppstår i første omgang. Dette er lettere sagt enn gjort da disse analysene er tidkrevende, og en må endre en og en numerisk parameter for å finne roten til problemet.

De ulike grafene på Figur 10.3 er hentet ut fra en og samme node, med bakgrunn i at bruken av samme node gir konkrete sammenligninger av totalforskyvningene. Det er godt mulig at andre noder vil fremlegge resultatet bedre, enten ved større totalforskyvning, mindre volatile bevegelser eller større tegn til konvergens. Hendelsesforløpet underveis i sikkerhetsanalysen vil være unik for hver node, men sluttresultatet vil bli det samme, med mindre numeriske problemer som nevnt i avsnittet ovenfor oppstår.

Det sikkerhetsanalysen i Plaxis og grafene i Figur 10.3 ikke forteller oss er hvilken bruddmekanisme som oppstår. Dette gjelder generelt, og er ikke kun spesifikt for vår modell. For et utgravningsproblem kan det oppstå flere bruddmekanismer, hvorav bunnoppressing, spuntrotasjon, forskyvning av spuntvegg og utglidning anses som mulige hovedmekanismer. Strukturell feil av spuntveggen kan også medregnes, men dette hører med til sjeldenhetene. At flere bruddmekanismer kan oppstå gjør at det vil være vanskelig å bestemme hvilken bruddmekanisme som regjerer, spesielt når sikkerhetsanalysen ikke har oppnådd full konvergens.

Resultatene i Figur D.12 med økt antall analysesteg gjør det enklere å tolke hvilke bruddmekanismer som kan oppstå. De inkrementelle tøyningene og deformasjonene er størst i svært lokale områder, vist på Figur D.13-D.22. Her kan en se det nevnte deformasjonsmønsteret med stupende graf for situasjon 45, som også oppnås for situasjon 20 ved en økning i antall steg. Slike lokale tøyninger tyder på at en utglidning ikke vil være avgjørende faktor, heller ikke en rotasjon eller forskyvning av spuntvegg. Disse lokale områdene er som oftest lokalisert på bunnen av utgravningen, og ofte langs senterlinjen. Det er derfor bunnoppressing som er den sannsynlige bruddmekanismen. Denne problemstillingen kan også peke mot at man langs senterlinjen har noe ubehandlet leire, som nevnt tidligere. Leiren er mer kompressibel enn KS-ribben, noe som kan føre til et slikt utfall med større vertikale deformasjoner, da forskyvninger på tvers av senterlinjen er umulig. En slik mekanisme vil også av den grunn oppstå for tilfellet uten installasjonsavvik, se Figur D.23 og D.24. For rektangulære prismeformede ribber derimot, oppstår ikke et slikt deformasjonsmønster, noe som styrker påstanden om at det har noe med det ubehandlede volumet langs senterlinjen å gjøre. Deformasjon og inkrementelle tøyninger fra denne modellen er illustrert i Figur D.25 og D.26. Fra teorien med kompresjon av en KS-ribb vil ubehandlet jord presses opp parallelt med lengderetningen til pelene, ifølge Pan et al. [2019]. Plaxis klarer ikke å opprette denne bruddmekanismen. En grunn til dette kan være at elementprogrammet ikke lar elementer overlape med hverandre eller endre elementrekkefølgen, noe som hindrer at det oppstår et teoretisk deformasjonsmønster.

Med bakgrunn i dette, vil bunnoppressing være den mest sannsynlige årsaken til brudd. Jevnt store vertikale deformasjoner på bunnen av byggegropen styrker påstanden. Sett bort fra dette vil alle de nevnte mulige bruddmekanismene kunne påvirke hverandre. En utglidning kan føre til bunnoppressing, samt forskyvning og rotasjon av spuntvegg, som også kan føre til bunnoppressing som igjen kan føre til en utglidning. Dette forteller oss, som nevnt tidligere, at et utgravningsproblem kan få kompliserte følger og at det å konstatere bruddmekanismen er vanskelig.

11.4.5 Lastoverføring

Fullskala modell

I Figur 10.13 vil de fleste simuleringene samle seg. En maksimal spenning på rundt 800-1400 kPa er gjennomgående, hvor simuleringen uten avvik holder seg på 613 kPa. Dette kan tyde på at installasjonsavvik i KS-ribber vil øke den maksimale horisontale spenningen som opptrer langs KS-ribben som følge av en utgravning i en byggegrop. Ved enkelte ekstremtilfeller vil spenningen gå opp mot 6000 kPa, men disse tilfellene bør ses på med

kritiske øyne. For disse ekstremtilfellene observeres det store konsentrerte spenninger på enkelte lokale områder, som ikke er tilfelle for majoriteten av simuleringene. Dette har høyst sannsynligvis utfall i Plaxis sine begrensinger, der enkelte meshelementer vil kunne få unormale forskyvninger. I tillegg, vil man i enkelte tilfeller få et noe spesielt mesh og veldig små meshelementer i og rundt KS-ribben som følge av importeringen av KS-pelene, men også som følge av installasjonsavvikene. Dette kan skape problemer for Plaxis som vil kunne slite med simuleringene dersom elementene har en dårlig kvalitet. Figur 11.2 og 11.3 illustrerer dette godt hvor man kan observere hvor dårlig kvaliteten på enkelte elementer er, og hvor man ser at installasjonsavvik vil forverre problemet.

Tolker man ulikhetene for simuleringen med og uten avvik mellom Figur 10.8 og 10.9, samt mellom Figur 10.10 og 10.11 er det tydelig at installasjonsavvik vil påvirke ribbens egenskaper knyttet til lastoverføring. Uten installasjonsavvik vil lastoverføringen være jevn, og gi mindre spenningsulikheter og spenningskonsentrasjoner langs KS-ribben kontra simuleringen med avvik. Derfor er det også en grunn til å tro at det er nettopp dette som bidrar til den økte maksimale spenningen som opptrer i simuleringene. Større ujevnheter og ulikheter vil kunne bidra til økte spenninger. En tydelig likhet derimot, er at de største spenningene uavhengig av om man har installasjonsavvik eller ikke, finner sted i overgangen mellom pelene.

At det er i kontaktpunktene mellom pelene at man får de største spenningskonsentrasjonene er ikke uventet. Det er her kraften overføres mellom enkeltpelene, og arealflaten langs ribben er ofte også minst i dette området. Dette vil føre til økte spenninger, og observeres i Figur 10.8 og 10.9. Disse figurene som gir et overblikk fra toppen, kan bidra til et falskt bilde på at spenningene avtar jo lengre fra spuntveggen man befinner seg. Figur 10.10 og 10.11 gir et bedre bilde på hva som skjer etter den andre utgravningen. Det vil som sagt være størst spenningskonsentrasjoner i kontaktpunktene mellom pelene, men spenningene vil ikke avta. For tilfellet uten installasjonsavvik vil spenningene holde seg relativt konstante langs ribben, mens det vil være mer ujevnt for tilfellet med avvik. Dette kan tyde på at en KS-ribb uten installasjonsavvik har bedre lastoverføringsegenskaper enn en ribb med installasjonsavvik, noe som også er forventet.

Ved å ta en nærmere titt i kjernen av ribben finner man ut at det er visse forskjeller mellom ribbene med og uten avvik. For en ribb uten avvik har man ikke forhøyede spenninger i kontaktflatene, men kun i overgangen mellom de frie flatene til pelene. Det er altså randpunktene langs overgangen mellom pelene som er størst utsatt, noe Figur 10.12 illustrerer. Det at spenningskonsentrasjonene er veldig lokale kan ha sin logiske grunn. I den sentrale delen langs KS-ribben er arealet og volumet tilnærmet konstant, og spenningene det samme.

Kraften som må overføres møter ikke noe hindringer, noe som kan bidra til å smøre utkraften i nettopp disse områdene. Det er kun på randen at ribben endrer struktur. Som følge av dette vil det bli ekstra store spenninger når man går inn mot de innerste hjørnepunktene på randen, da kraften som virker på de ytterste hjørnepunktene må transporteres videre langs ribben.

Når det gjelder tilfellet med avvik, som igjen kun er et eksempel på én simulering, så ser man at de økte spenningskonsentrasjonen utbrer seg over et større område. Dette området vil være i overgangen mellom pelene, men i motsetning til en ribb uten avvik så oppstår dette også i sentrale deler av ribben. Deler av grunnen til dette kan være at med installasjonsavvik vil arealet sentralt langs ribben endres, og ikke kun langs de ytre randene. Dette vil enkelte steder føre til mindre areal som kraften kan overføres i, som igjen resulterer i større spenningsforskjeller. Kraften møter stadig hindringer, og har ikke den frie banen man har ved en perfekt ribb. Dette kan, noe som er vist i Figur 10.13, også føre til forhøyede spenninger sett opp mot en ribb uten avvik.

Det skal sies at det også har blitt forsøkt å implementere de tilsvarende spenningene for den omkringliggende leiren. Resultatet her ble svært dårlig, og det ble konkludert med at dette ikke ga noen presentable resultater. Det ble ikke funnet en klar sammenheng mellom disse spenningene og spenningene i ribben, og forskjellene mellom hver simulering var betydelige. Dette kan ha noe med meshproblemene til Plaxis som nevnt i første avsnitt, men er også i høy grad usikkert da dette ikke er undersøkt nærmere.

Forenklet modell

Det er viktig å være klar over at resultatene i Kapittel 10.5.2 er høyst diskutabel med tanke på deres pålitelighet. Med en uniformt fordelt asimut finnes det uendelige mange kombinasjoner, og de fem valgte tilfellene for hver variabelinnstilling vil ikke kunne være representativt for et komplett utvalg. Det som disse resultatene kan gi derimot, er en pekepinn og antydning om hvor stor påvirkning installasjonsavvikene har på KS-ribbene. En annen usikkerhet er at man har konstante materialparametere med en fastsatt bredde og lengde. Hvordan utfallet blir hvis disse parameterene hadde blitt endret på er uvisst, som igjen påpeker at disse resultatene må ses på med et kritisk blikk.

Sett bort fra dette kan det av Figur 10.16 og 10.17 se ut som om jo større ansett man har, som impliserer større installasjonsavvik, vil man få økt sammentrykning. Frem til en ansett lik 100 mm er de horisontale deformasjonene ganske konstante, før de deretter ser ut til å øke lineært. De horisontale spenningene ser ut til å variere i større grad, og gir noe

mer utydelige utfall. Spenningene holder seg delvis konstante frem til en ansett på 60 mm. Fra dette får man større utslag, og det blir vanskeligere å tolke utfallet. Det kan se ut til at det er en svak økning i horisontale spenninger, og at det delvis flater ut på slutten.

At den horisontale sammentrykningen øker jo større installasjonsavvik man har er fornuftig. Større avvik er med på å skape større hulrom med ubehandlet leire som presses lettere sammen enn for de mer stive KS-pelene. Når det gjelder de horisontale spenningene kan det tenkes ved første øyekast at de gitte resultatene ikke virker like rasjonelle som deformasjonene, selv om det både kan være naturlig og logisk at spenningene ser ut til å flate ut og muligens synke. Med større installasjonsavvik vil man få færre kontaktpunkt mellom KS-pelene, som kan bidra til økte spenninger. I tillegg kan det bidra til at flere KS-peler vil virke individuelt med ubehandlet leire seg imellom. Da vil den påførte kraften overføres mellom ribb til ubehandlet leire, så fra ubehandlet leire til ribb. Dette vil være en mer skånsom lastoverføring for ribbene, men vil naturligvis føre til at den ubehandlede leiren må overføre større spenninger. Dette kan ved store nok spenninger føre til brudd og utglidninger.

Det er liten tvil om at KS-ribbene vil minske sammentrykningen som følge av en utgraving, noe den påførte kraften skal representere. Dette kan enkelt ses ut fra Figur 10.15, hvor man til venstre på modellen har påført den ytre kraften. I ribbens område minsker deformasjonene, og bidrar i tillegg til å smøre ut dette til den ubehandlede leiren. Dette tolkes ut fra at man får en jevn overgang mellom KS-ribb og leire, og ikke en brå overgang som følger ribbens randstruktur.

Simuleringer kjørt til brudd

Som nevnt i Kapittel 9 ble det forsøkt å kjøre de samme simuleringene til brudd. Det ble etablert *prescribed displacement* (bestemt forskyvning) på 0,15 m på samme flate som lastflaten i de ordinære simuleringene, imens lastflaten ble fryst og frakoblet. I et slikt tilfelle presser Plaxis flaten helt inn til man har fått en deformasjon på 0,15 m. Denne deformasjonen blir så omgjort til en tilhørende kraft. Målet med denne kjøringen var å få hentet ut spenning-tøyningskurver for de ulike simuleringene, og deretter se om det var noe sammenheng mellom økte avvik og opptredende spenninger og tøyninger.

Problemet med disse kjøringene er hvordan deformasjonsmønsteret utvikler seg. Ved motsatt ende fra last-/deformasjonsflaten vil man helt i kanten få en betydelig vertikal deformasjon, illustrert på Figur D.27 og D.28. Dette deformasjonsmønsteret vil være likt som flertallet av kjøringene for hovedsimuleringene, med tilhørende forklaring på problemet. Mot

kanten på aktuell ende vil ikke KS-pelene dekke volumet, noe som bidrar til at man får et visst volum med ubehandlet leire som presses lettere sammen. Jo mer ubehandlet leire, jo lettere presses modellen sammen. Dette fører til en mindre tilhørende kraft som trengs for å forskyve modellen 0,15 m. Siden modellen er begrenset til kun å forskyve seg i vertikal retning, i tillegg til i lengderetning, vil man derfor få en vertikal forskyvning. Som for hovedanalysen oppstår ikke dette problemet med en rektangulær prismeformet ribb. Det ble forsøkt å justere opp tyngdetettheten γ til opprinnelige verdier, uten å få bedre resultater.

For den forenklede modellen kontra hovedmodellen vil altså ikke avvikene få nevneverdig påvirkning ved bruddsimuleringer. Noe av grunnen til dette kan være at det totale volumet med KS-peler ikke endres i like stor grad. For hovedmodellene er lengdeavvik inkludert, noe som bidrar til større ulikhet mellom simuleringene. I den forenklede modellen er ikke dette inkludert, og volumendringen mellom simuleringene vil være mindre. Dette er kun en antagelse og påstand, og gir ikke grunnlag for å si at lengdeavvik er avgjørende faktor. Dette må verifiseres eller avkreftes ved videre arbeid.

11.5 Prosjektering av KS-ribber med installasjonsavvik

I dimensjonering av byggeproper med KS-stabilisering benyttes Plaxis 2D med en vektet udrenert skjærstyrke eller Plaxis 3D med rektangulære prismeformede ribber. Det er svært sjeldent at rådgivende ingeniører har ressurser til å inkludere installasjonsavvik i sine Plaxis beregninger på grunn av tidsbruken og mangel på tilstrekkelig kjørekraft. En rekke partialfaktorer opprettes for å enkelt inkludere installasjonsavvik for disse beregningsprinsippene. Ved å multiplisere partialfaktorene med resultatene fra beregningsmetoden en benytter, kommer man frem til en kraft som inkluderer installasjonsavvik. En repetisjon av resultatene for maksimale verdier av Plaxis 3D beregningene som inkluderer installasjonsavvik gjengis, i tillegg til andre nødvendige resultater for sammenligning.

11.5.1 Installasjonsavvik i 2D-beregninger

Tabell 11.1 repeterer resultatene fra Tabell 8.3 og 10.1, som presenterer Plaxis 2D med fixed-end anchors og opprettelsen av tilfeldige KS-peler i Plaxis 3D med installasjonsavvik.

Tabell 11.1 – Sammenligning av Plaxis 2D beregninger med en vektet udrenert skjærstyrke og FEA mot Plaxis 3D beregninger inkludert installasjonsavvik med maksimal verdi som resultater.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Plaxis 2D - FEA	457,8	-1674,5	242,1	321,7	19,8	1,449
Plaxis 3D m/avvik	64,0	-961,9	238,7	185,8	120,5	1,280
Partialfaktor	0,140	0,574	0,986	0,578	6,086	1,132

Simuleringene i Plaxis 2D benyttet en vektet udrenert skjærstyrke og elastisitetsmodul mellom styrken til KS-stabiliseringen og den ubehandlede massen. Den passive sonen av byggegropen får derfor en midlere stivhet og styrke, som opptrer annerledes enn hva som er realistisk. I tillegg, modelleres stiverne i 2D som per meter inn i modellen, mens i 3D modelleres stiverne per femte meter. Foruten disse forenklingene, har modellene like forutsetninger.

Forskyvningen av spunten i 3D-analysen er størst, men har mindre bøyemoment og stivkrefter i forhold til 2D-analysen. Dette tilsier at KS-ribbene tar opp større spenninger i 3D enn i 2D, i forhold til det spuntkonstruksjonen tar opp. Forenklingen med vektet styrke og stivhetsparameter er derfor svak, dersom en godtar at Plaxis 3D gir korrekt løsning for problemet. Sikkerhetsfaktoren er en del mindre i 3D, som i stor grad er på grunn av installasjonsavvikene. Samtidig er det verdt å merke seg at det sammenlignes opp mot den maksimale verdien fra de 100 simuleringene. Med bakgrunn i dette burde en stille seg kritisk til å transformere resultatene fra 3D med avvik til 2D ved å anvende partialfaktorene. Forskjellene er så store at det er vanskelig å si hvor stor effekt installasjonsavvikene har på systemet i forhold til effekten 2D- versus 3D-modellering har.

Igjen er det viktig å dra inn forskjellen mellom faktisk oppnådd styrke og stivhet, og prosjektert styrke og stivhet.. Prosjektert styrke og stivhet for KS-pelene er betydelig lavere enn de oppnådde materialparameterene. Dette vil følgelig bidra til en lav utsmørt styrke og stivhet for de todimensjonale beregningene. At det benyttes svært konservative materialparametere for 2D-beregningene kan være på grunn av antagelsen om at den utsmørte styrken og stivheten ikke er konservativ. Ved bruk av nedskalerte styrke- og stivhetsparametere i de tredimensjonale beregningene vil dette kunne gi forskjeller. Den tredimensjonale modellen antas å være mer konservativ enn den todimensjonale modellen. Dette kan knyttes opp mot at det er benyttet 8-kantede KS-peler med noe ubehandlet leire langs senterlinjen i ribbens lengderetning. Økt styrke- og stivhetsparametere vil i dette tilfellet kunne være mer riktig

for å utligne de konservative effektene, og for å isolere forskjellen mellom 2D og 3D ytterligere. Samtidig er det nettopp disse konservative effektene som bidrar til noe av ulikheten mellom 2D og 3D, og som det er ønskelig å undersøke videre.

11.5.2 Installasjonsavvik i 3D-beregninger

En repetisjon av resultatene fra Tabell 10.2 i hovedanalysen er gitt i Tabell 11.2 for å etablere partialfaktorer i transformeringen fra Plaxis 3D inkludert installasjonsavvik til Plaxis 3D med rektangulære prismeformede KS-ribber.

Tabell 11.2 – Sammenligning av Plaxis 3D resultater som inkluderer rektangulære prismeformede KS-ribber mot Plaxis 3D beregninger inkludert installasjonsavvik med maksimal verdi som resultater.

Prosedyre	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Rektangulær KS-ribb	50,5	-834,2	175,2	148,1	92,4	1,406
Plaxis 3D m/avvik	64,0	-961,9	238,7	185,8	120,5	1,280
Partialfaktor	1,267	1,153	1,362	1,254	1,204	1,098

Det er kun en inkludering av installasjonsavvik og et skifte i geometri fra rektangulære prismeformede ribber til peler av polygoner som skiller simuleringene fra hverandre. Foruten disse endringene, er Plaxis-modellene identiske med tanke på beregningsprinsipper, modelloppsett og benyttede jordmodeller. Partialfaktorene som etableres i denne sammenligningen er derfor mer troverdig enn hva som er tilfelle i sammenligningen av 2D- og 3D-effekter. I tillegg, inkluderer de i stor grad kun installasjonsavvikenes effekter på de ulike komponentene. Det er kun to faktorer som gjør at man ikke får isolert installasjonseffektens påvirkning til det ytterste. Dette på grunn av en antagelse om polygonformede peler, og at det oppstår noe ubehandlet leire langs senterlinjen. Dette er konservative antagelser og vil bidra til økte forskjeller. Hvor stor påvirkning de faktisk har bør undersøkes i videre arbeid. Både stivkreftene, skjærkraften, bøyemomentet og horisontalforskyvningen av spunten øker, som betyr at avvikene har negative effekter på komponentene.

Partialfaktorene for spuntpåkjenningen er i intervallet 1,153-1,362. Partialfaktorene representerer forholdstallet mellom den maksimale oppnådde verdien fra de 100 simuleringene med tilfeldige variabler, se Figur 10.1, mot en rektangulær prismeformet KS-ribb. Vanligvis hadde det vært hensiktsmessig å anvende 95%-persentilen fra figuren, men på grunn av et lavt antall simuleringer er det valgt å anvende den maksimale verdien. Antagelsen resulterer i konservative partialfaktorer med noe usikkerhet rundt nøyaktigheten. Dessuten, har det

blitt benyttet en pelhelning som er mye større sammenlignet med publisert materiale, som diskutert i Kapittel 11.2.1. Dette er med på å gjøre resultatene enda mer konservative.

Som Figur 10.1 illustrerer, ligger resultatene for det ekstreme tilfellet langt over simuleringene med tilfeldige variabler. Ett sett med partialfaktorer kunne blitt etablert, på lik linje som for tilfellet over, men ville ikke betydd like mye. Det er forskjell på å anvende 95%-persentilene til hver sannsynlighetsfordeling, sammenlignet med å anvende 95%-persentilen til resultatene en får fra tilfeldig realiserte parametere, noe som også figuren illustrerer. Det vil si at grafen for det ekstreme tilfelle ikke ville ligget likt med 95%-persentilen til de tilfeldige resultatene, dersom antall simuleringer hadde gått mot uendelig. Partialfaktorer for det ekstreme tilfellet vil derfor ikke bli etablert.

Om partialfaktorene er gjeldende for andre byggegrøper med annen utforming og geometri er ikke vurdert når installasjonsavvik introduseres. Det er forsøkt å endre en og en geometriparameter i Kapittel 10.4, men det er ikke utført stor nok analyse for en generell konklusjon. Det er derimot grunn til å tro at partialfaktorene er større enn 1 for alle typer geometri som inkluderer installasjonsavvikene. En må derfor trå varsomt ved bruk av disse partialfaktorene i andre byggegrøper med annen utforming, men de kan anvendes som en veiledende størrelse og estimat for installasjonsavvikenes negative effekter.

Kapittel 12

Konklusjon

For pelhelningen er det valgt en sannsynlighetsfordeling som produserer KS-peler med større helning enn hva publikasjoner foreslår, se Figur 8.8. Resultatene i hovedanalysen anses som svært konservative, da helningen er en essensiell avviksparameter. De andre avviksparameterne har derimot blitt tildelt sannsynlighetsfordelinger som passer godt med innmålte verdier.

Å betrakte en symmetrisk byggegrop med FEA-stivere etablerer i all hovedsak konservative resultater i forhold til en fullskala modell med N2N-stivere i Plaxis 2D. Antallet elementer halveres og nøyaktigheten forbedres med lik simuleringstid. Betydningen av mesh-kvalitet er kritisk for nøyaktigheten av resultatene. En økning av antall elementer produserer lavere sikkerhetsfaktor og større spuntpåkjenninger og deformasjoner.

Håndberegningene viser store avvik i resultatene sammenlignet med FEM-løsningene i 2D og 3D. Beregningsprinsippene er basert på empiri og forenklinger, som i dette tilfelle avviker stort i trykk/strekk-betraktningen av stiverkreftene, maksimalt bøyemoment og maksimal skjærkraft. Å basere prosjekteringen kun på håndberegninger konkluderes som risikabelt og andre verktøy må i tillegg benyttes. For å validere FEM-løsningenes troverdighet, kan andre programvarer anvendes, eksempelvis Geosuite Excavation.

Prinsipielt, er 100 simuleringer med installasjonsavvik for lite for at hver komponent skal konvergere mot en eksakt verdi. Allikevel, dokumenteres det med glidende gjennomsnitt og 5%- og 95%-persentiler at parameterne stabiliserer seg mot en konstant størrelse. Det ekstreme tilfelle med avviksparameterer lik verdien fra 95%-persentilene, understreker viktigheten av nøyaktig installasjon av KS-peler, der sikkerhetsfaktoren minker med 13,2%.

Generelt, etableres en trend for samtlige analyser der spuntkonstruksjonens komponenter får negative konsekvenser av KS-pelenes installasjonsavvik. En økende utgravingsdybde får størst påvirkning av disse effektene, siden KS-stabiliseringens dybde minker. Fra analysen av endret modellgeometri, konkluderes det med at partialfaktorene i intervallet 1,00-1,35 normalt anvendes. Det presiseres at disse ikke er konservative, da KS-ribben som ble anvendt ligger svært nærme middelverdien til analysen av de tilfeldige variablene.

Basert på resultatene i den fullstendige- og forenklete modellen ser man klare likheter for hvordan installasjonsavvik påvirker ribbens- og byggegropens lastoverføringsegenskaper. Det er tydelig at installasjonsavvik vil gi større horisontalforskyvninger. Dette er nokså logisk da installasjonsavvik vil bidra til hyppigere og større hulrom med ubehandlet leire mellom KS-pelene. En økning i horisontalforskyvninger er derfor en indikasjon på svekkelse i lastoverføringsegenskapene.

Tradisjonelt, opprettes en Plaxis 2D modell med vektet skjærstyrke for prosjektering av en byggegrop med KS-stabilisering. I de senere årene har man forsøkt å opprette Plaxis 3D modeller med rektangulære prismeformede ribber. Dersom modellgeometrien sammenfaller med modelloppsettet, som presentert i Kapittel 7.5, kan partialfaktorer fra Tabell 11.2 anvendes for å inkludere installasjonsavvikenes effekter på stiverkefter, spuntpåkjenningen og partialfaktoren for materialfastheten. Inkludering av partialfaktorer for installasjonsavvikene for Plaxis 2D simuleringer, presentert i Tabell 11.1, kan også benyttes. Det presiseres at det er store ulikheter mellom 2D og 3D konfigurasjoner og leser burde granske Kapittel 11.5.1 for å forstå faktorene som spiller inn.

12.1 Videre arbeid

Grunnlaget for tildelingen av sannsynlighetsfordelinger på avviksparameterne baserer seg på en lagdeling av morenemasser og leire med sprøbruddegenskaper. Installasjonsavvikene til KS-pelene avhenger av mange lokale effekter. Topografi, silt- og sandinnhold, plastisitet, andel kompakte lag og erfaringen til maskinføreren er alle faktorer som spiller inn. En variasjon av alle disse faktorene vil bidra til å styrke sannsynlighetsfordelingene, og vil være en god start ved videre undersøkelser.

Antall simuleringer burde forbedres i det videre arbeidet for å øke troverdigheten til resultatene. For å minimere kjøretid med rundt 75%, kan sikkerhetsanalysen kanselleres slik at man kun fokuserer på resultatene fra utgravingsnivå 2. Simuleringer med både redusert pelhelning og en annen sannsynlighetsfordeling bør i tillegg utprøves, for å unngå svært konservative partialfaktorer, som denne oppgaven presenterer. I tillegg kan det være nyttig

å simulere en hel modell, for å undersøke differansene mellom denne og den symmetriske modellen.

Problemet med at det kun er et fåtall ribber fra den parametriske modelleringen som vil meshe bør også undersøkes nærmere. En slik analyse vil bidra til å styrke oppgaven, gjennom å bekrefte eller avkrefte at utvalgte ribber er representative. Simuleringer der man ser på hvert installasjonsavvik isolert vil også gi mye informasjon, og anbefales å jobbe videre med.

Forenklingen ved å modellere pelene som 8-kanter var nødvendig for å kunne utføre simuleringene. Derfor vil en fremtidig analyse med en sammenligning mellom sirkulære og 8-kantede KS-peler kunne gi et bedre bilde på hvilken påvirkning forenklingen har, og dermed bidra til å minske usikkerheten knyttet til denne feilkilden. Dette er avhengig av at det lar seg gjøre, som viste seg å ikke være gjennomførlig i denne oppgaven grunnet tidsbegrensninger.

Noe som har blitt holdt konstant gjennom alle simuleringene er materialparameterene, og det med god grunn. Allikevel er det enkelte parametere som vil være verdt å utforske videre. Det første omhandler jordmodellen som er benyttet til KS-pelene i 3D-beregningene. Under alle simuleringene er denne satt til å være Mohr-Coulomb med dreneringssituasjon *non-porous*. Eksperimentering med ulike jordmodeller vil kunne gi andre resultater som muligens er verdt å merke seg. For 2D-beregningene og den stabiliserte massen er også *non-porous* benyttet som dreneringssituasjon. En endring av disse til å bli *undrained* vil være interessant, siden KS-pelene i realiteten vil ha noenlunde lik permeabilitet som leiren.

Benyttet styrke og stivhet for KS-pelene i både 2D- og 3D-beregningene kan også diskuteres. Parameterene baserer seg på konservative estimat etter Håndbok V221, som i all hovedsak forutsetter todimensjonale problemstillinger [Statens Vegvesen, 2014]. En anvendelse av økte styrke- og stivhetsparametere vil kunne være med på å gi bedre relasjoner enn det som er gitt i Håndbok V221, spesielt når det gjelder 3D-simuleringer. En variasjon i styrke- og stivhetsparametere vil også kunne gi en bedre sammenheng mellom 2D- og 3D-simuleringer, noe som vil bidra til å gi et mer nøyaktig resultat.

Det vil være av stor nytteverdi å analysere forskjellen mellom Plaxis 2D og 3D ytterligere, spesielt med de antagelsene og forenklingene som er gjort. 8-kantede peler med ubehandlet leire mellom ribb og senterlinje vil være konservativt, og å undersøke effekten disse har på sluttresultatet vil kunne bidra til å redusere forskjellene mellom 2D og 3D. Ved å modellere en rektangulær prismeformet ribb med en viss avstand til senterlinjen vil man kunne

gjenskape denne glippen som oppstår for polygonformede KS-peler. Dette kan igjen si noe om den betydningen glippen med ubehandlet leire har på stabiliteten til byggegroppen. Det ble også nevnt tidligere, at denne glippen vil kunne representere volumet med ubehandlet leire som oppstår på grunn av riggens begrensinger med å installere KS-pelene tett opp mot spunten. Hvorvidt disse glippene gir samme effekt bør også undersøkes.

Anvendelsesområdet som er belyst i denne oppgaven er kun en utgraving med en spuntkonstruksjon bestående av to innvendige stivernivå. Hvordan installasjonsavvikene påvirker KS-ribbene i problemstillinger gjeldende skråninger, setninger og fyllinger har ikke blitt undersøkt. For å unngå å overdimensjonere pelene for å oppnå tilstrekkelige betingelser kan det være nødvendig å etablere et rammeverk for hvordan en skal inkludere installasjonsavvikenes effekter i slike problemstillinger også. Dette vil dessuten redusere miljøpåvirkninger og kostnader. For det belyste anvendelsesområdet, er det kun benyttet en realisering av KS-ribb for analysen av endret modellgeometri. Ytterlige simuleringer bør utføres for å øke nøyaktigheten til resultatene.

Bibliografi

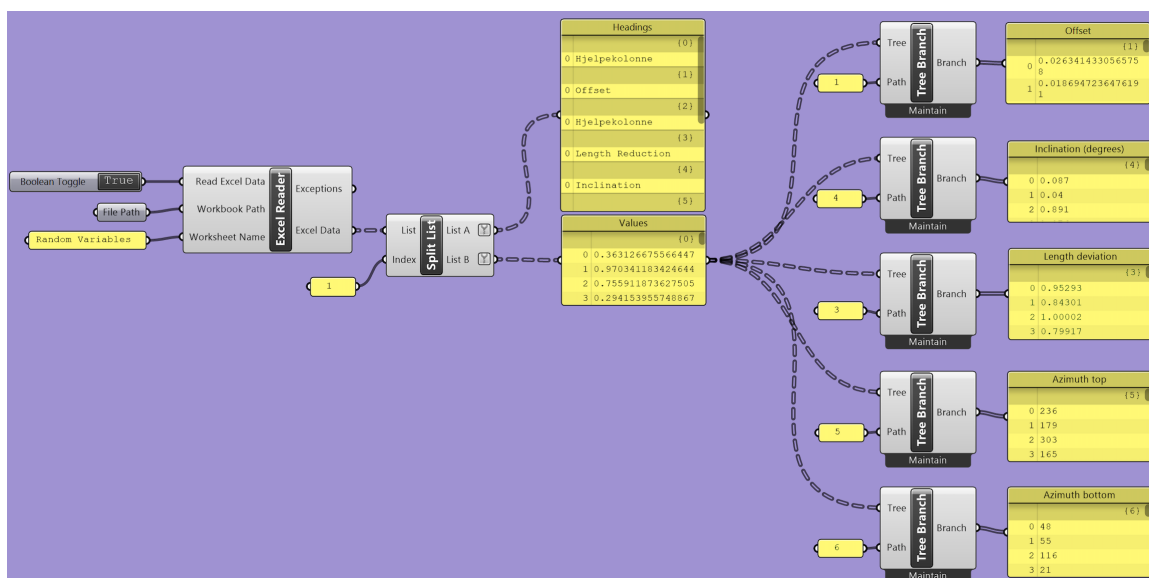
- M. Altmann. About Nonuniform Rational B-Splines - NURBS. u.d. URL <https://web.cs.wpi.edu/~matt/courses/cs563/talks/nurbs.html>.
- R. Brinkgreve, S. Kumarswamy, W. Swolfs, F.Fonseca, N.R.Manoj, L.Zampich, and N.Zalamea. Plaxis Manuals. 2021.
- P. Croce and G. Modoni. *Design of jet-grouting cut-offs*. 2007.
- T. Dao. *Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading*. 2011.
- A. Eggen. *Skånsomme installasjonsmetoder for kalksementpeler og bruk av slurry*. 2013.
- A. Eggen, T. G. Jensen, K. Karlsrud, and V. Gjelsvik. *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler*. Norsk Geoteknisk Forening, 2012.
- G. Eiksund and G. Grimstad. *TBA5100 Theoretical Soil Mechanics*. NTNU Trondheim, 2021.
- A. Ekici and N. Huvaj. *Validation of 3D finite element solution for laterally loaded passive piles*. 2014.
- A. Emdal. *Introduksjon til GEOTEKNIKK*. NTNU Trondheim, 2018.
- N. Eramo and G. Modoni. *Design control and monitoring of a jet grouted excavation bottom plug*. 2011.
- Eurokode 7 Del 1. NS-EN 1997-1:2004+A1+NA Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler. 2020.
- Eurokode 7 Del 2. NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. 2007.
- T. L. Gouw. *Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems*. 2014.

- G. Grimstad, L. Andresen, and H. P. Jostad. *NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay*. 2010.
- M. K. Haugen and K. M. Kjærstad. *Preparation study: Evaluation of installation error effects on deep mixing panels for retaining wall support*. 2021.
- S. Jacobsen, M. Maage, S. Smeplass, K. O. Kjellsen, E. J. Sellevold, J. Lindgård, R. Cepuritis, R. Myrdal, Bjøntegaard, and M. Geiker. *Concrete technology: Chapter 5, 6 and 7*. NTNU, 2016.
- N. Janbu. *Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procédure of Slices*. 1957.
- K. Karlsrud and L. Andresen. *Loads on Braced Excavations in Soft Clay*. 2005.
- K. Karlsrud, T. Lunne, D. Kort, and S. Strandvik. *CPTU Correlations for clay*. 2005.
- K. Kirch and A. Bell. *Ground Improvement*. CRC Press, 2013.
- S. Larsson. *State of Practice Report - Execution, monitoring and quality control*. Royal Institute of Technology, Stockholm, 2005.
- P. A. Mortensen. UDK 02 Kulvert og løsmassetunnel: Km 53,6025 - Km 54,140 Grunnforhold og geotekniske dimensjoneringsparametere - Rapport UVB-02-V-20031. 2020.
- P. A. Mortensen. UDK 02 Kulvert og løsmassetunnel: Måling av fasthet på prøver fra kalksementstabilisering - Rapport 20190847-03-R. 2021.
- Multicem. Produktdatablad Multicem. 2020.
- K. L. Nielsen. Weibullfordelingen. u.d. URL https://wiki.math.ntnu.no/_media/talm1005/2018h/weibullfordelingen.pdf.
- Norcem. *Grunnforsterkning med kalksement*. u.d.
- S. Nordal. *Geotechnical Engineering - Advanced course*. NTNU Trondheim, 2020.
- NTNU. Normalfordeling. u.d.a. URL <https://tma4245.math.ntnu.no/viktige-kontinuerlige-fordelinger/normalfordeling/>.
- NTNU. Sentralgrenseteoremet. u.d.b. URL <https://tma4245.math.ntnu.no/viktige-kontinuerlige-fordelinger/normalfordeling/sentralgrenseteoremet/>.
- V. Olsen. *Teknisk rapport Nr.11: Nøyaktig boring*. 2011.

- Y. Pan, Y. Liu, and E. J. Chen. *Probabilistic investigation on defective jet-grouted cut-off wall with random geometric imperfections*, *Geotechnique* 69, No. 5. 2019. doi: <https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.254>.
- J.-M. Park, Y.-S. Jo, and Y.-S. Jang. *Reliability Assessment of Geotechnical Structures on Soils improved by Deep Mixing Method I: Data Collection and Problem Setting*. 2019.
- Robert McNeel & Associates. Rhinoceros - Features. u.d.a. URL <https://www.rhino3d.com/features/>.
- Robert McNeel & Associates. Non-Uniform Rational B-Spline (NURBS). u.d.b. URL <https://wiki.mcneel.com/rhino/nurbsdoc>.
- Statens Vegvesen. *Håndbok V221: Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Statens Vegvesen, 2014.
- Statens Vegvesen. *Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging*. 2018.
- K. Terzaghi, R. B. Peck, and G. Mesri. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley SONS, INC., 1996.
- V. Thakur, F. Oset, M. Viklund, S.-A. Strand, V. Gjelsvik, S. Christensen, and O. A. Fauskerud. *Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*. 2014.
- UiO. Cauchyfordelingen. 2020a. URL <https://www.mn.uio.no/ibv/tjenester/kunnskap/plantefys/matematikk/cauchyfordelingen.html>.
- UiO. Normalfordeling. 2020b. URL <https://www.mn.uio.no/ibv/tjenester/kunnskap/plantefys/matematikk/normalfordeling.html>.
- M. van der Sloot. Material datasets for plates: sheet pile wall in bending. 2011. URL <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45929/material-datasets-for-plates-sheet-pile-wall-in-bending>.
- M. van der Sloot. Local axis and its colour indication. 2013. URL <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/45966/local-axis-and-its-colour-indication>.
- Y. Z. Wang. *Distribution of earth pressure on a retaining wall*. *Geotechnique* 50, No. 1, 83-88. 2000.

Tillegg A

Parametrisk modellering



Figur A.1 – Et excel-ark med kolonner av ulike installasjonsavvik importeres til Grasshopper og organiseres til lister av ansett, helning, lengdeavvik, asimut topp og bunn. Importen kan inneholde installasjonsavvik eller sette disse tilnærmet lik null.

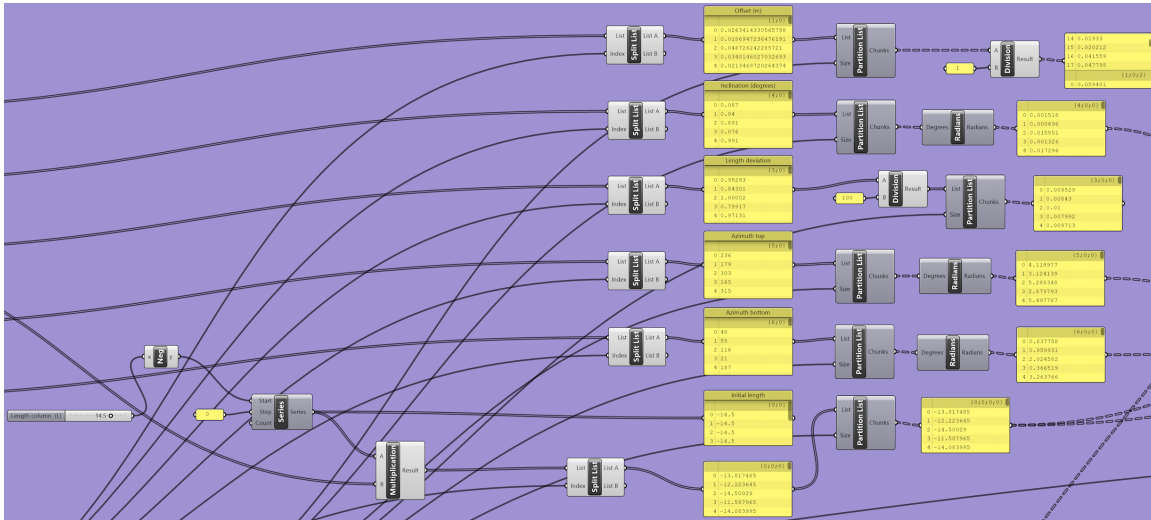


Figure A.2 – Listene fra Figur A.1 splittes ut ifra antall peler i x- og y-retning, som i tillegg har input fra Figur A.4. Dataene overføres til Figur A.5 og A.6.

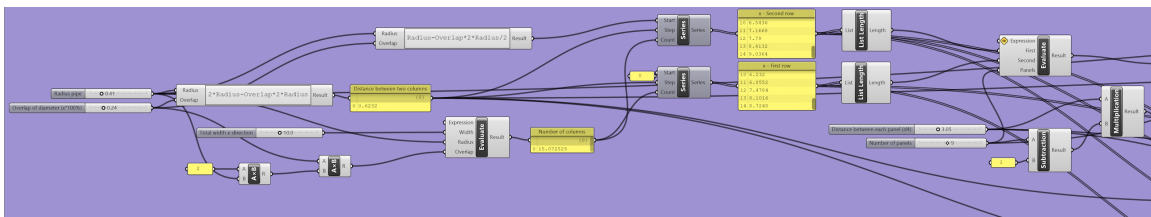


Figure A.3 – Opprettelse av peldiameter, overlapp, utstrekning av pelen, avstand mellom hver ribb og antall ribber gjennomføres. Dataene er input til Figur A.4.

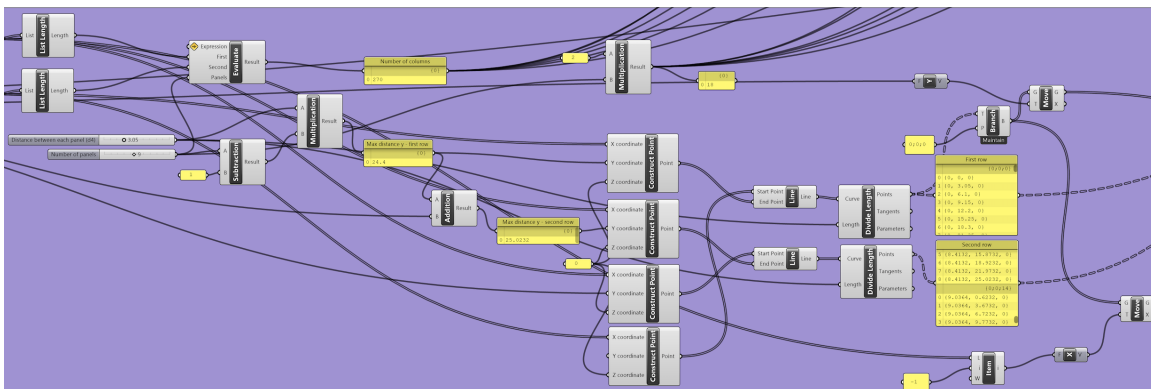


Figure A.4 – Figuren tar input fra Figur A.3 og bestemmer totalt antall peler og etablerer lister av korrekt inndeling og størrelse for oppsettet av peler i x- og y-retning. Dataene er input for Figur A.2 og A.5

Tillegg B

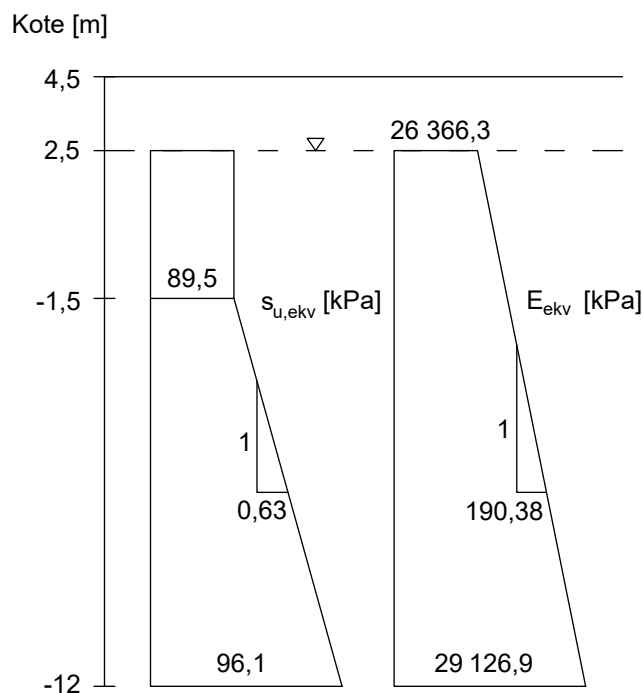
Inputparametere for Plaxis modellen

B.1 KS-peler

$$\text{Dekningsgrad } a = \frac{1,6 \cdot 0,8 \text{ m}}{3,05 \text{ m}} = 42\% \quad (\text{B.1})$$

Tabell B.1 – Jordparametere for stabilisert masse i todimensjonale beregninger.

Parameter	Stabilisert masse	Enhet	Forklaring
Jordmodell	Mohr-coulomb	-	-
Tilstand	Non-porous	-	Dreneringstilstand
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	19	kN/m ³	Romvekten til materialet
E	26 366,3	kPa	Elastisitetsmodul
E_{inc}	190,4	kPa	Økning i stivhet
y_{ref}	2,5	m	Referansepunkt for E_{inc}
ν	0,3	-	Poissontallet
c_{ref}	99,8	kPa	Skjærstyrke
c_{inc}	1,8	kPa	Økning i skjærstyrke
y_{ref}	-1,5	m	Referansepunkt for c_{inc}
ϕ	0	°	Friksjonsvinkel
ψ	0	°	Dilatansvinkel
R_{int}	0,6	-	Ruhet
Tension cut-off	Benyttet	-	Neglisjering av strekkspenninger



Figur B.1 – Ekvivalent skjærstyrke og stivhet for den stabiliserte massen under todimensjonale beregninger Haugen and Kjærstad [2021].

Tabell B.2 – Jordparametere for KS-peler i tredimensjonale beregninger.

Parameter	KS-pel	Enhet	Forklaring
Jordmodell	Mohr-coulomb	-	-
Tilstand	Non-porous	-	Dreneringstilstand
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	19	kN/m ³	Romvekten til materialet
E	60 000	kPa	Elastisitetsmodul
ν	0,3	-	Poissontallet
c_{ref}	200	kPa	Skjærstyrke
ϕ	0	°	Friksjonsvinkel
ψ	0	°	Dilatansvinkel
R_{int}	0,6	-	Ruhet
Tension cut-off	Benyttet	-	Neglisjering av strekkspenninger

B.2 Jordmateriale

Tabell B.3 – Jordparametere for leire 1 og leire 2.

Parameter	Leire 1	Leire 2	Enhet	Forklaring
Jordmodell	NGI-ADP	NGI-ADP	-	-
Tilstand	Undrained (C)	Undrained (C)	-	Dreneringstilstand
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	19	19	kN/m ³	Romvekt av jord
$\frac{G_{ur}}{s_u^A}$	200	200	-	Avlastning/pålastning skjærmodul over aktiv udrenert skjærstyrke
γ_f^C	1,0	1,0	%	Skjærtøyning i treaksial trykktesting
γ_f^E	3,0	3,0	%	Skjærtøyning i treaksial strekktesting
γ_f^{DSS}	2,0	2,0	%	Skjærtøyning i direkte simpel skjærtest
$s_{u,ref}^A$	27,3	27,3	kN/m ²	Aktiv udrenert skjærstyrke
γ_{ref}	0	-1,5	m	Referansepunkt for $s_{u,inc}^A$
$s_{u,inc}^A$	0	3,07	kN/m ² /m	Økning av aktiv udrenert skjærstyrke
$\frac{s_u^P}{s_u^A}$	0,35	0,35	-	Passiv udrenert skjærstyrke over aktiv udrenert skjærstyrke
$\frac{T_0}{s_u^A}$	0,7	0,7	-	Initiell mobilisering
$\frac{s_u^{DSS}}{s_u^A}$	0,63	0,63	-	Direkte simpel skjærstyrke over aktiv udrenert skjærstyrke
ν_u	0,495	0,495	-	Poissontallet
R_{inter}	1	1	-	Ruhet
K_0	Automatisk beregning	Automatisk beregning	-	Hviletrykkskoeffisient

B.3 Interface

$$s_{u,ref} = R \text{ (ruhet)} \cdot s_u^{DSS} = 0,6 \cdot 0,63 \cdot 27,3 = 10,31 \text{ kPa} \quad (\text{B.2})$$

$$s_{u,inc} = R \text{ (ruhet)} \cdot s_{u,inc}^{DSS} = 0,6 \cdot 0,63 \cdot 3,07 = 1,16 \text{ kPa/m} \quad (\text{B.3})$$

Tabell B.4 – Jordparametere for interface av leire 1 og leire 2.

Parameter	Leire 1	Leire 2	Enhet	Forklaring
Jordmodell	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	-	-
Tilstand	Undrained (C)	Undrained (C)	-	Dreneringstilstand
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	0	0	kN/m ³	Romvekt av jord
E_u	30 000	30 000	kN/m ²	Elastisitetsmodul
ν_u	0,495	0,495	-	Poissonallet
$s_{u,ref}$	10,31	10,31	kN/m ²	Udrenert skjærstyrke
γ_{ref}	0	-1,5	m	Referansepunkt for $s_{u,inc}$
$s_{u,inc}$	0	1,16	kN/m ² /m	Økning av skjærstyrke
Tension cut-off	Benyttet	Benyttet	-	Neglisjere strekkspenninger
R_{int}	1	1	-	Ruhet

B.4 Støttekonstruksjon

Tabell B.5 – Inputparametere for spunten AZ36-700N for tredimensjonale beregninger.

Parameter	Spunt	Enhet	Forklaring
Tilstand	Elastisk	-	Materialoppførsel
d	0,499	m	Ekvivalent tykkelse
γ	2,574	kN/m ³	Romvekt av materialet
E_1	$18,17 \cdot 10^6$	kN/m ²	Elastisitetsmodul over akse 1
E_2	908 710	kN/m ²	Elastisitetsmodul over akse 2
ν_{12}	0	-	Poissonallet
G_{12}	908 710	kN/m ²	Skjærmodul knyttet til akse 1 og 2
G_{13}	$1,514 \cdot 10^6$	kN/m ²	Skjærmodul knyttet til akse 1 og 3
G_{23}	454 299	kN/m ²	Skjærmodul knyttet til akse 2 og 3

Tabell B.6 – Inputparametere for spunten AZ36-700N for todimensjonale beregninger.

Parameter	Spunt	Enhet	Forklaring
Tilstand	Elastoplastisk	-	Materialoppførsel
Tilstand 2	Isotropisk	-	Materialoppførsel
$EA_1 = EA_2$	4 534 000	kN/m	Aksialstivhet
EI	188 200	kN/m ² /m	Bøyestivhet
w	1,66 kN/m/m	kN/m/m	Vekt
ν	0,3	-	Poissontallet
M_p	1390	kNm/m	Momentkapasitet
$N_{p,1} = N_{p,2}$	7299	kN/m	Aksialkapasitet

Tabell B.7 – Materialparametere for putene.

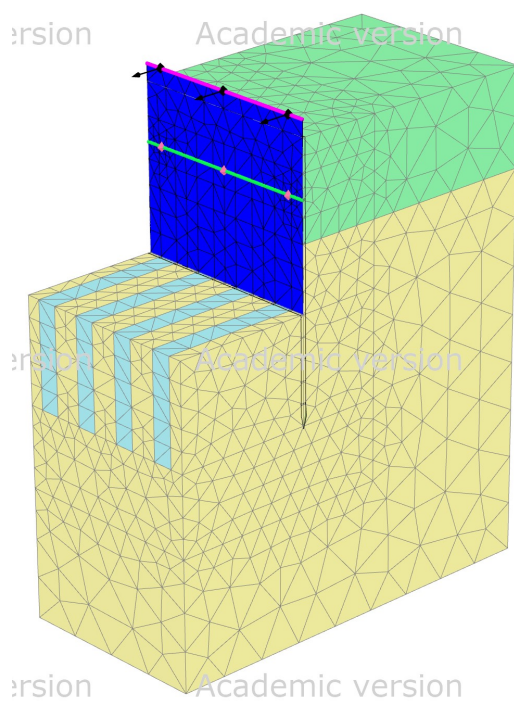
Parameter	Bjelke 1	Bjelke 2	Enhet	Forklaring
Type	HEB360	HEB 800	-	Profil
Tilstand	Elastisk	Elastisk	-	Materialoppførsel
E	210 000	210 000	MPa	Elastisitetsmodul
γ	78,5	78,5	kN/m ³	Romvekt for materialet
A	0,01806	0,03352	m ²	Areal
I_2	$0,1014 \cdot 10^{-3}$	$0,1490 \cdot 10^{-3}$	m ⁴	2. arealmoment om akse 2
I_3	$0,4319 \cdot 10^{-3}$	$3,5910 \cdot 10^{-3}$	m ⁴	2. arealmoment om akse 3

Tabell B.8 – Materialparametere for stivere.

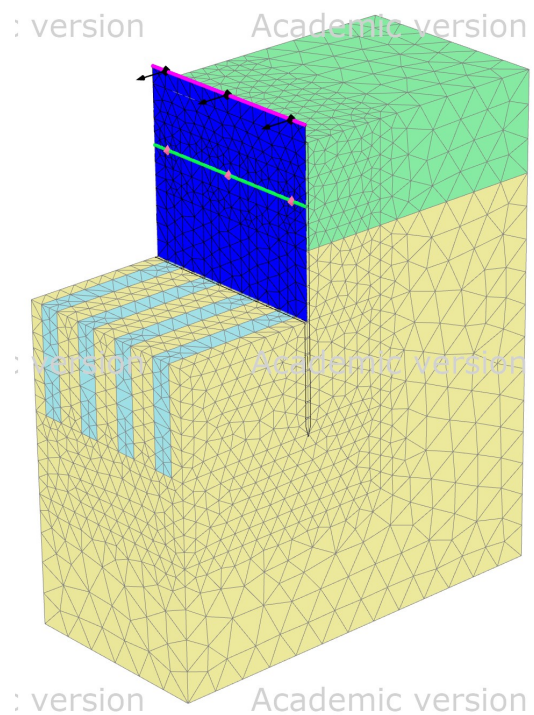
Parameter	Stiver 1	Stiver 2	Enhet	Forklaring
Type	Ø508x10	Ø610x12,5	-	Profil
Tilstand	Elastoplastisk	Elastoplastisk	-	Materialoppførsel
EA	$3,29 \cdot 10^6$	$4,93 \cdot 10^6$	kN	Aksialstivhet
$L_{spacing}$	5	5	m	Avstand mellom stivere
$ F_{max,tens} $	5289,5	7933	kN	Maksimal tillat strekkraft
$ F_{max,comp} $	5289,5	7933	kN	Maksimal tillat trykkraft

Tillegg C

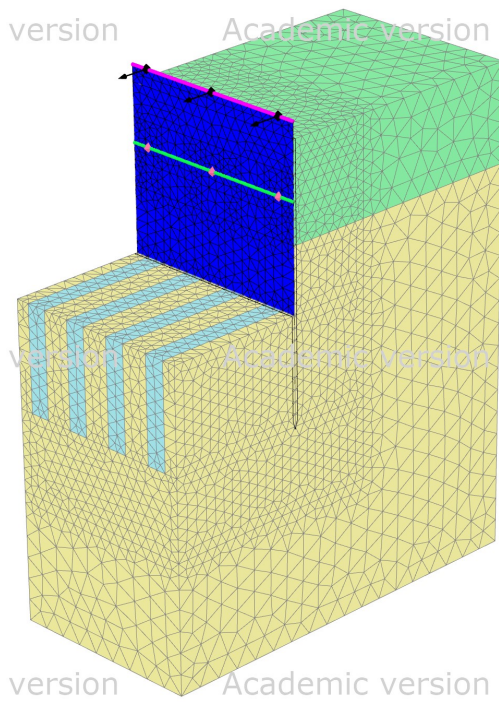
Supplerende resultater fra den innledende analysen



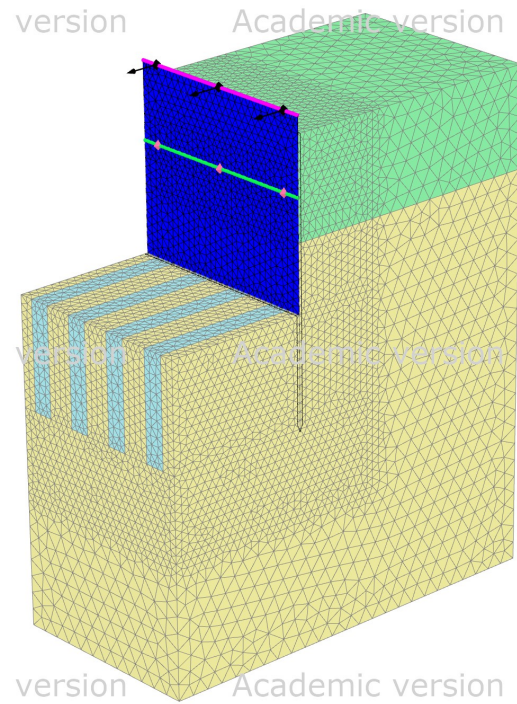
Figur C.1 – Grovt mesh for modell med 4 KS-ribber.



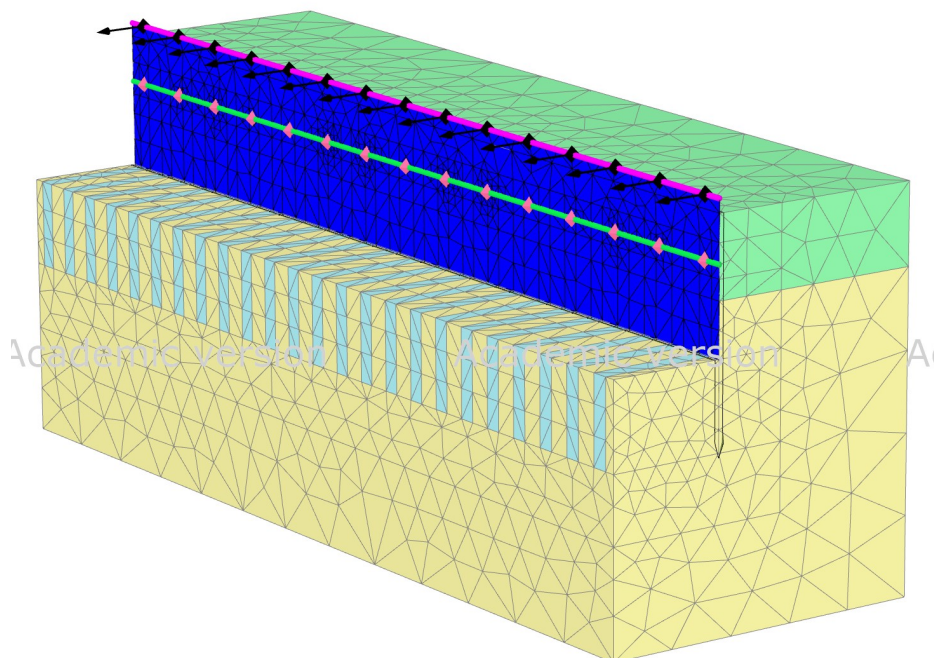
Figur C.2 – Medium mesh for modell med 4 KS-ribber.



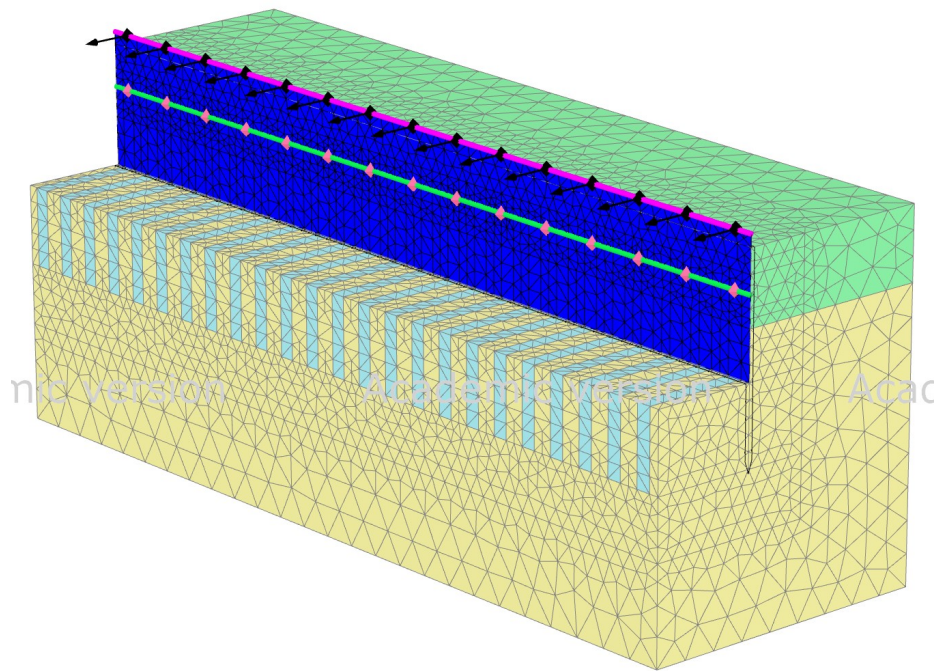
Figur C.3 – Fint mesh for modell med 4 KS-ribber.



Figur C.4 – Veldig fint mesh for modell med 4 KS-ribber.



Figur C.5 – Grovt mesh for modell med 24 KS-ribber.

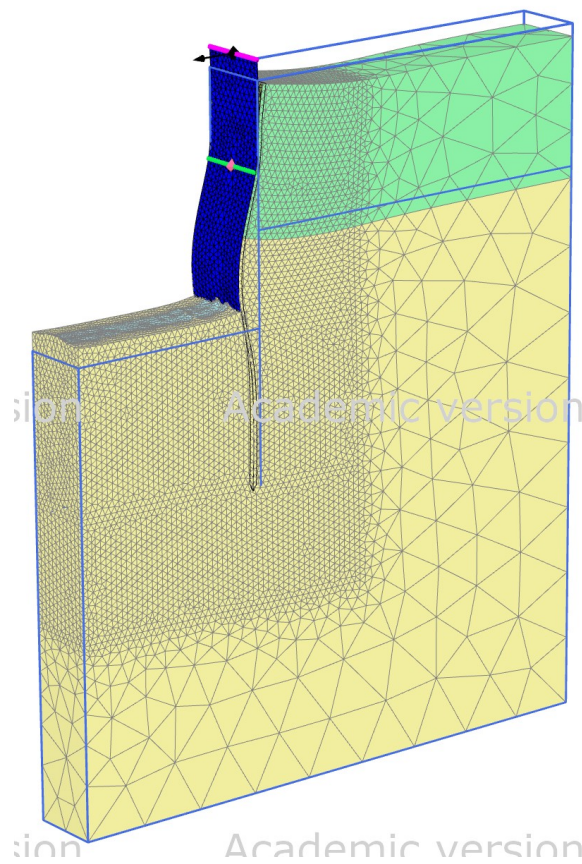


Figur C.6 – Fint mesh for modell med 24 KS-ribber.

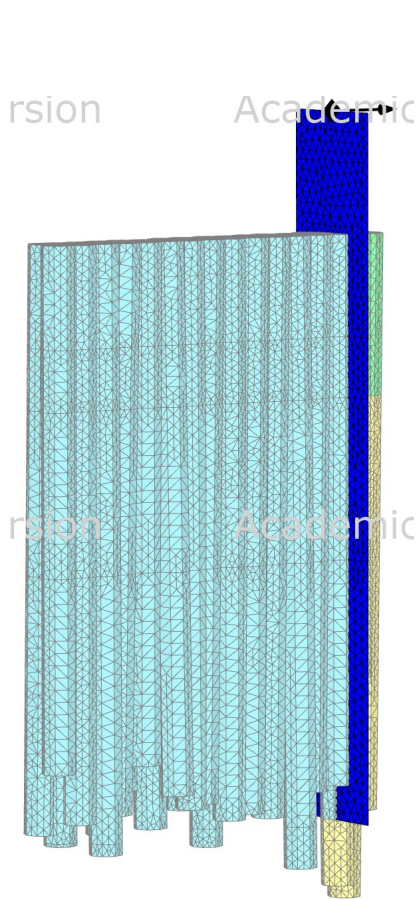
Tillegg D

Supplerende resultater fra hovedanalysen

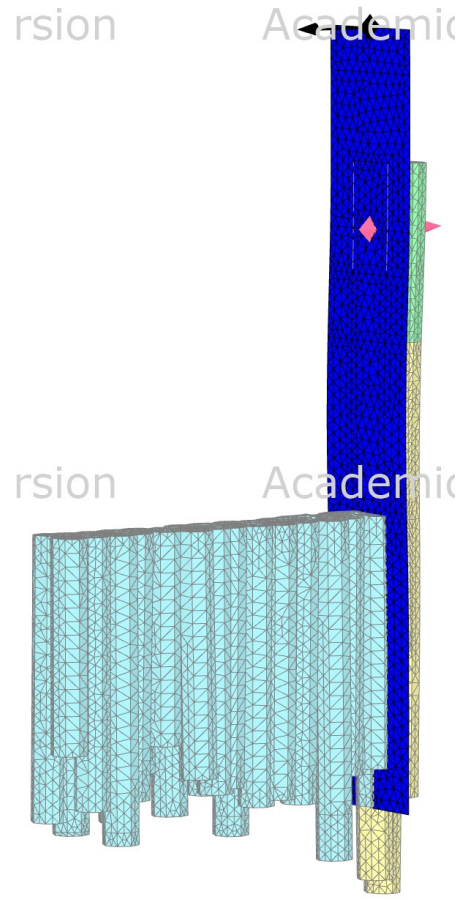
D.1 Tilfeldige variabler



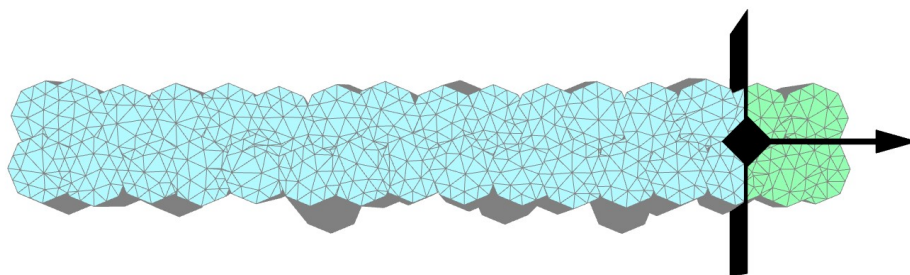
Figur D.1 – Deformasjon av situasjon 20 for fase 4, skalert opp 10 ganger.



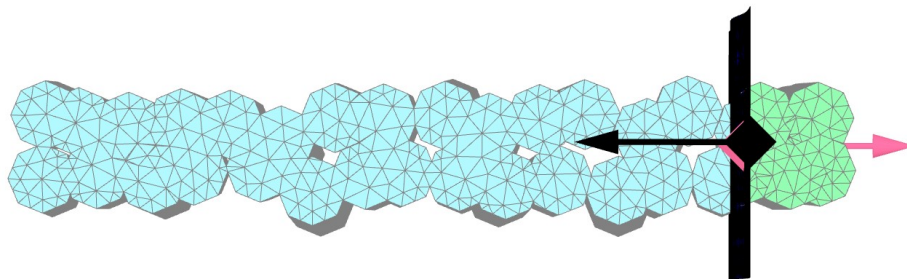
Figur D.2 – KS-ribb med installasjonsavvik i fase 1 for situasjon 20.



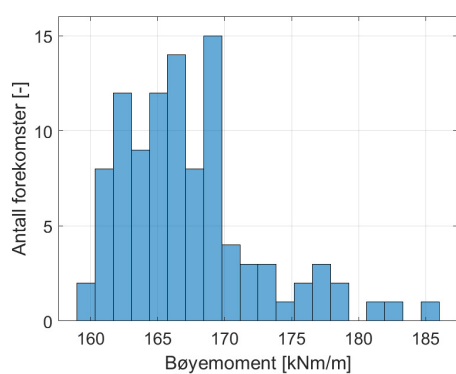
Figur D.3 – KS-ribb med installasjonsavvik i fase 4 for situasjon 20. Utgraving gjennom stabilisert masse.



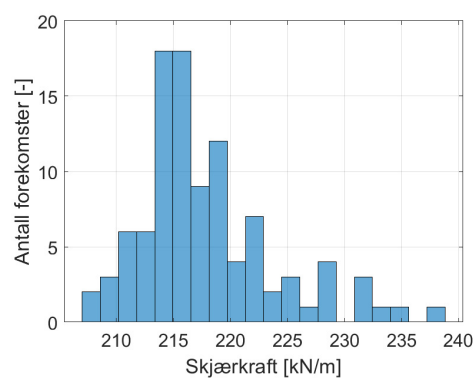
Figur D.4 – KS-ribb sett ovenfra i fase 1 for situasjon 20.



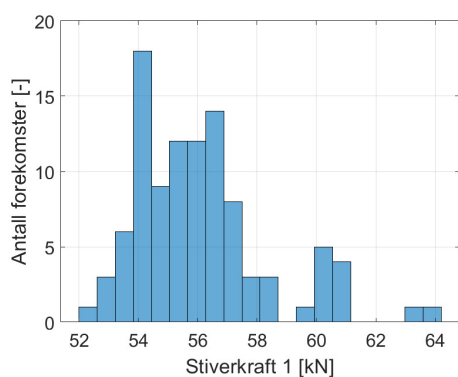
Figur D.5 – KS-ribb sett ovenfra i fase 4 for situasjon 20.



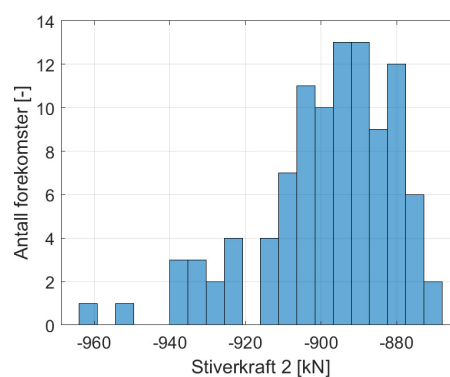
Figur D.6 – Forekomster av bøymomentet i støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.



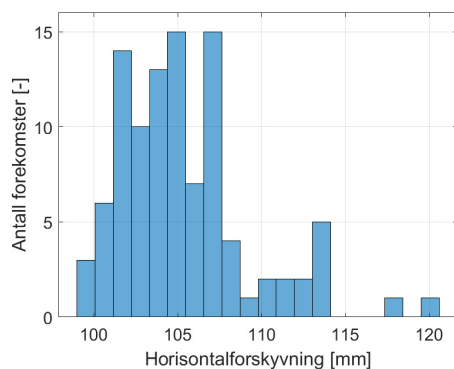
Figur D.7 – Forekomster av skjærkraft i støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.



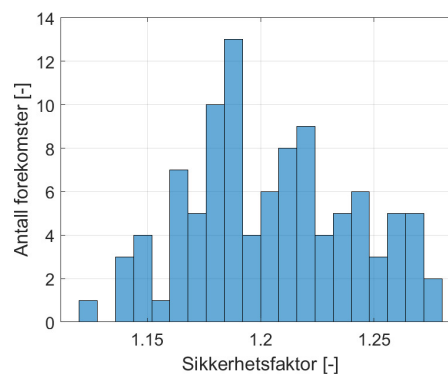
Figur D.8 – Forekomster av stiverkraft 1 for avviksanalysen isolert.



Figur D.9 – Forekomster av stiverkraft 2 for avviksanalysen isolert.



Figur D.10 – Forekomster av horisontalforskyvning av støttekonstruksjonen for avviksanalysen isolert.



Figur D.11 – Forekomster av sikkerhetsfaktor for avviksanalysen isolert.

Simulering	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
1	55,8	-894,7	218,2	166,4	104,8	1,190
2	54,9	-890,5	213,3	165,2	104,1	1,156
3	54,1	-883,5	219,9	162,8	102,1	1,182
4	53,8	-877,7	209,2	161,6	100,6	1,234
5	60,8	-933,3	218,6	177,3	113,6	1,183
6	56,1	-898,9	222,5	167,5	105,6	1,222
7	56,4	-908,7	217,5	169,8	107,1	1,144
8	58,4	-911,5	221,9	170,8	108,3	1,238
9	56,4	-898,5	214,8	167,0	105,4	1,179
10	55,2	-892,6	214,9	165,8	104,3	1,204
11	58,4	-923,3	217,3	173,7	110,5	1,140
12	60,5	-935,9	238,7	177,9	113,5	1,149
13	53,0	-873,9	210,8	160,6	100,3	1,193
14	55,1	-894,0	215,7	166,2	104,8	1,186
15	54,4	-886,0	214,2	164,0	102,9	1,209
16	60,9	-933,5	231,3	181,2	99,5	1,169
17	53,9	-885,6	211,3	163,4	102,7	1,229
18	60,8	-934,6	228,2	177,6	113,8	1,227
19	55,3	-890,9	219,1	165,4	104,3	1,262
20	53,9	-875,1	209,8	161,1	100,7	1,277
21	58,6	-923,6	222,3	173,8	110,3	1,122
22	64,0	-961,9	234,3	185,8	120,5	1,244

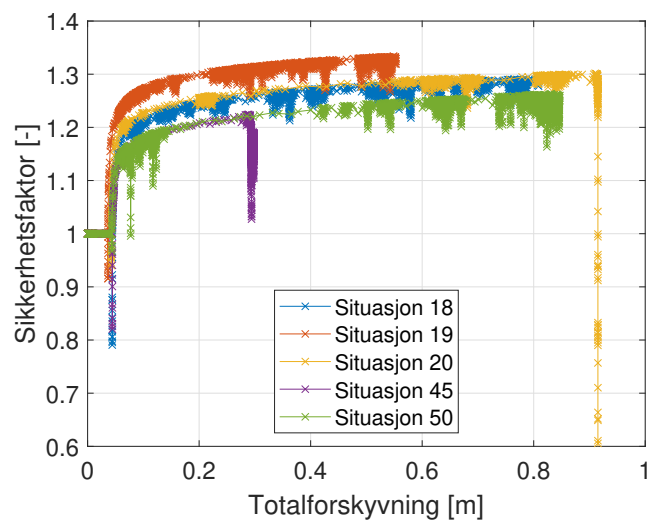
23	57,3	-902,5	218,7	168,8	107,1	1,193
24	56,3	-906,9	224,2	169,6	107,4	1,240
25	55,2	-889,8	214,7	165,0	103,7	1,250
26	56,0	-899,7	216,1	167,3	105,4	1,225
27	54,0	-877,6	213,2	161,6	101,3	1,271
28	57,8	-914,8	227,9	171,9	109,0	1,203
29	52,8	-873,2	213,4	160,7	100,3	1,261
30	55,7	-898,6	215,8	167,2	105,1	1,168
31	52,9	-871,3	209,0	160,0	100,0	1,221
32	55,5	-890,4	212,2	164,8	103,7	1,280
33	53,9	-882,0	214,0	162,7	102,0	1,164
34	56,0	-899,5	215,6	167,3	105,6	1,219
35	54,2	-881,3	214,6	162,9	102,3	1,259
36	55,4	-895,0	218,1	166,4	104,5	1,215
37	54,2	-883,6	215,3	163,4	102,5	1,241
38	55,0	-892,2	218,0	165,7	104,3	1,215
39	60,1	-930,2	231,8	176,3	112,6	1,180
40	56,6	-908,1	215,1	169,4	106,7	1,189
41	54,3	-881,8	213,5	162,8	102,1	1,202
42	56,4	-903,6	216,2	168,7	106,7	1,176
43	55,3	-891,2	213,0	165,3	104,1	1,167
44	60,2	-930,2	224,7	176,2	112,8	1,268
45	57,2	-905,9	218,7	169,2	106,9	1,223
46	55,8	-899,0	216,4	167,6	105,8	1,244
47	59,5	-924,8	222,5	174,7	111,3	1,168
48	55,7	-898,7	226,0	167,2	104,8	1,150
49	63,4	-950,8	232,5	182,8	117,9	1,189
50	53,9	-879,2	219,3	162,4	101,7	1,173
51	57,3	-906,7	220,0	169,6	107,2	1,268
52	55,3	-895,3	213,3	166,1	104,5	1,217
53	59,9	-921,4	215,5	173,8	111,1	1,220
54	55,9	-899,6	219,6	167,4	105,1	1,183
55	54,8	-887,4	216,4	164,6	103,4	1,265
56	60,2	-937,0	225,3	177,7	113,8	1,191
57	57,1	-904,5	215,5	168,7	106,7	1,211
58	60,5	-938,7	223,8	177,9	113,9	1,177
59	56,8	-897,1	214,6	166,8	105,6	1,200

60	54,0	-885,9	229,0	164,1	102,8	1,239
61	55,4	-895,5	228,3	167,0	105,3	1,241
62	56,5	-904,8	217,9	168,9	106,6	1,228
63	53,8	-876,7	210,3	161,0	100,7	1,162
64	54,2	-881,6	213,9	162,9	102,0	1,247
65	57,0	-906,7	221,5	169,6	105,9	1,207
66	52,3	-868,9	211,1	159,3	99,4	1,241
67	57,9	-916,0	222,1	171,7	108,7	1,139
68	55,1	-889,7	216,4	164,9	103,6	1,188
69	57,1	-905,8	220,3	169,6	107,6	1,177
70	53,7	-880,4	214,0	162,4	101,2	1,187
71	55,9	-891,9	213,5	165,3	103,8	1,259
72	57,0	-909,1	222,2	170,2	107,7	1,213
73	56,8	-907,8	218,8	170,1	107,6	1,175
74	56,9	-906,1	218,4	169,1	106,7	1,191
75	55,8	-896,0	215,0	166,0	104,4	1,207
76	54,1	-881,6	216,7	162,9	102,1	1,250
77	55,6	-894,3	213,6	166,2	104,7	1,219
78	56,6	-904,8	219,7	168,9	106,7	1,164
79	55,9	-896,4	217,7	166,7	104,9	1,164
80	56,4	-904,2	213,7	168,7	106,8	1,186
81	54,0	-885,0	213,9	163,6	102,6	1,201
82	56,7	-900,1	231,1	168,1	106,2	1,265
83	53,6	-878,4	207,7	161,6	101,2	1,181
84	55,0	-890,5	215,5	165,0	103,6	1,188
85	53,9	-879,2	214,0	162,2	101,4	1,200
86	54,9	-887,5	215,6	164,3	103,2	1,218
87	54,0	-881,2	215,2	162,5	101,5	1,192
88	56,3	-893,7	217,9	165,8	104,2	1,145
89	54,0	-882,9	208,5	162,6	101,7	1,249
90	54,1	-888,1	211,1	163,9	102,6	1,216
91	55,0	-890,3	215,3	165,0	103,7	1,224
92	57,5	-914,1	217,2	171,2	108,4	1,213
93	54,6	-890,0	213,8	164,6	103,2	1,150
94	53,3	-876,6	212,5	161,6	101,0	1,264
95	55,8	-894,7	218,4	166,5	104,7	1,183
96	53,7	-881,6	218,5	162,8	101,7	1,188

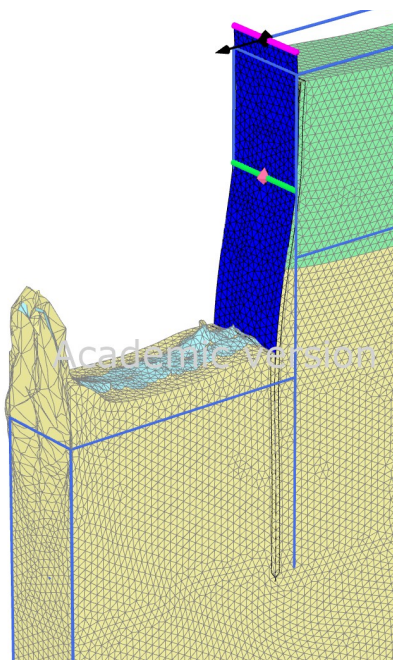
97	56,8	-904,5	220,7	168,8	106,4	1,192
98	55,1	-895,9	210,9	166,1	104,5	1,181
99	54,3	-885,7	213,5	163,5	102,1	1,169
100	54,6	-886,8	215,7	163,9	102,6	1,210

Tabell D.1 – Resultater fra 100 simuleringer med forskjellig oppsett av installasjonsavvik.

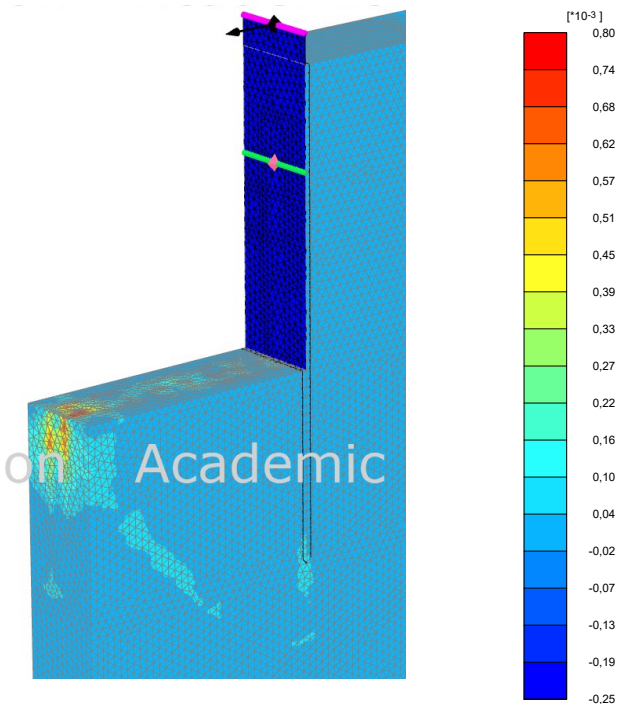
D.2 Sikkerhetsanalyse



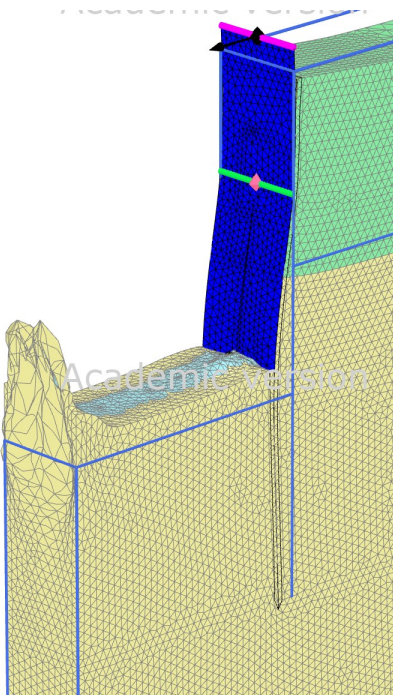
Figur D.12 – Sikkerhetsanalyse for 5 tilfeldige simuleringer med installasjonsavvik. Antall steps er satt til 2000.



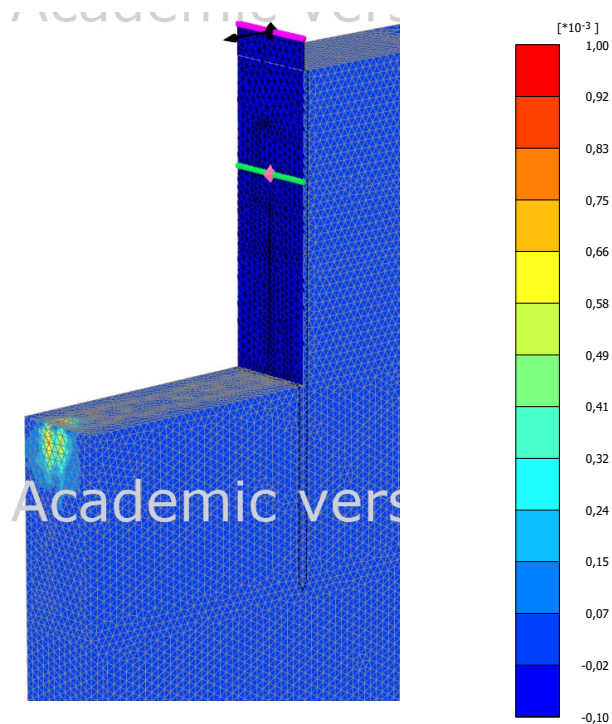
Figur D.13 – Deformasjonsmønster for situasjon 18 med 2000 steg, i reell skala.



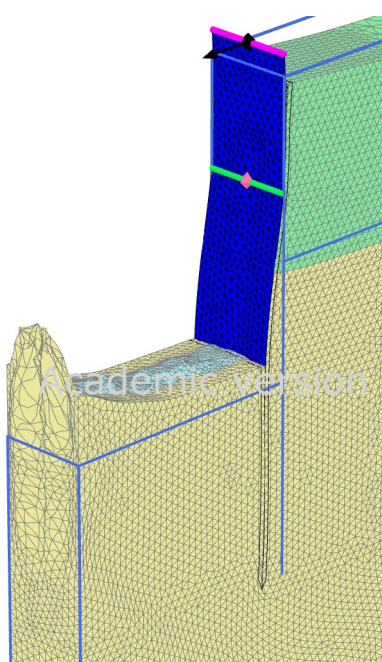
Figur D.14 – Inkrementelle tøyninger for situasjon 18 med 2000 steg.



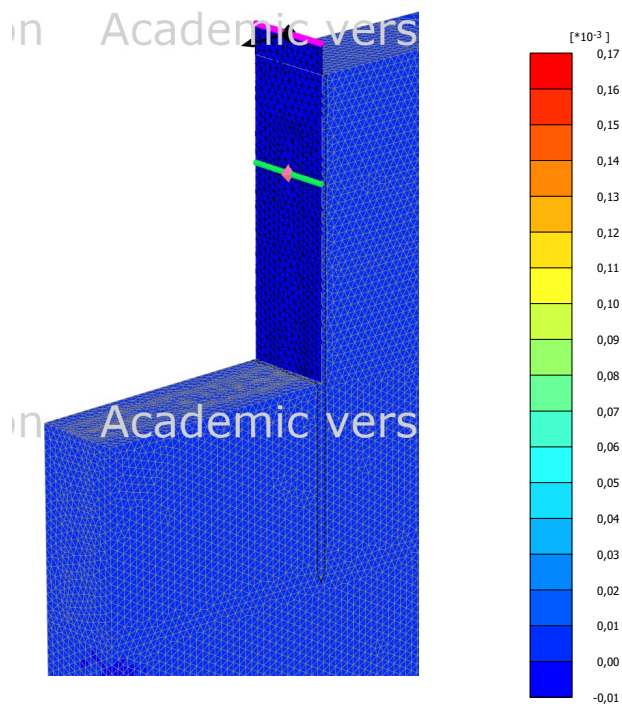
Figur D.15 – Deformasjonsmønster for situasjon 19 med 2000 steg, i reell skala.



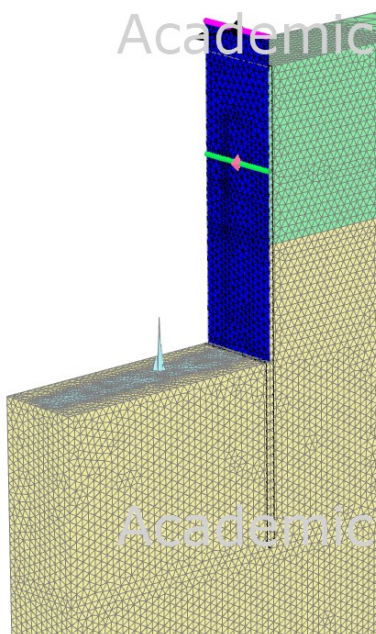
Figur D.16 – Inkrementelle tøyninger for situasjon 19 med 2000 steg.



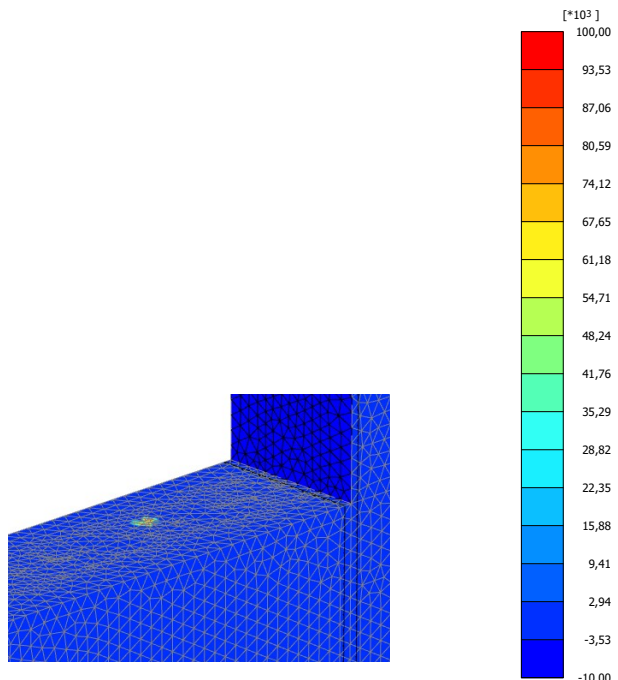
Figur D.17 – Deformasjonsmønster for situasjon 20 med 2000 steg, i reell skala.



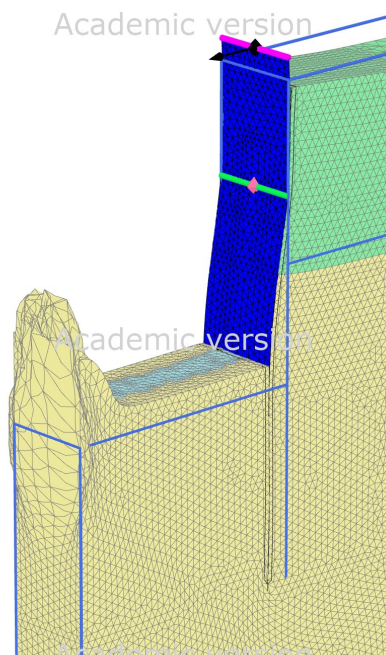
Figur D.18 – Inkrementelle tøyninger for situasjon 20 med 2000 steg.



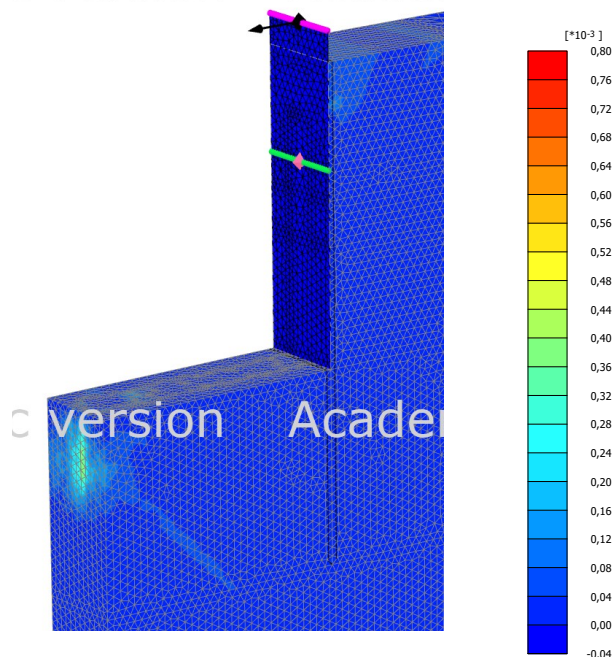
Figur D.19 – Deformasjonsmønster for situasjon 45 med 2000 steg, med skaleringsfaktor lik $6 \cdot 10^{-6}$.



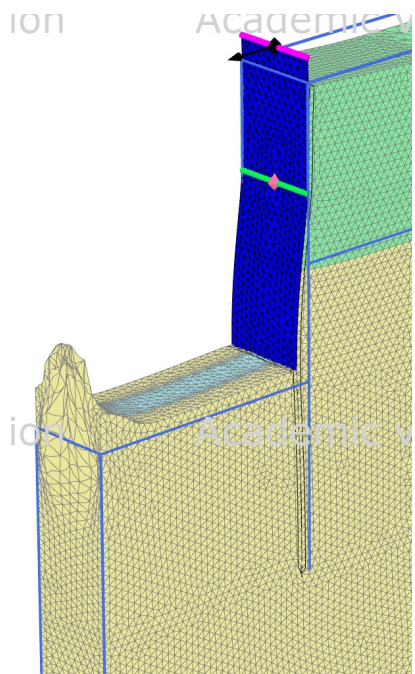
Figur D.20 – Inkrementelle tøyninger for situasjon 45 med 2000 steg.



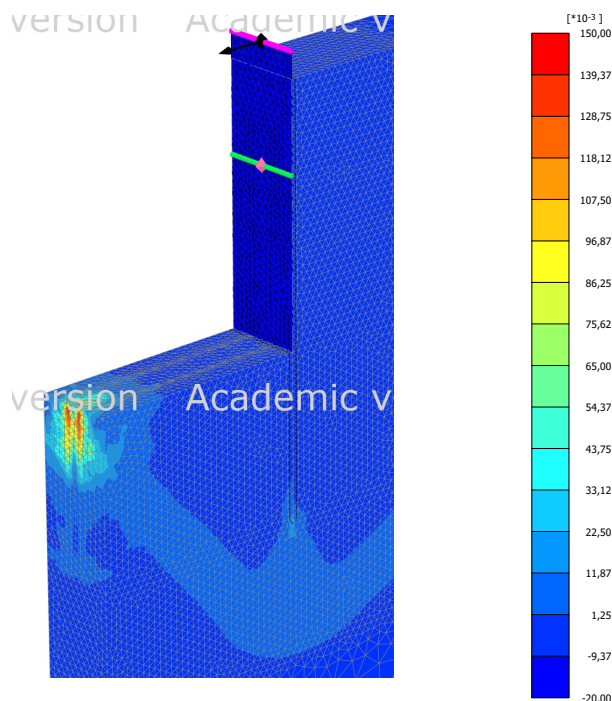
Figur D.21 – Deformasjonsmønster for situasjon 50 med 2000 steg, i reell skala.



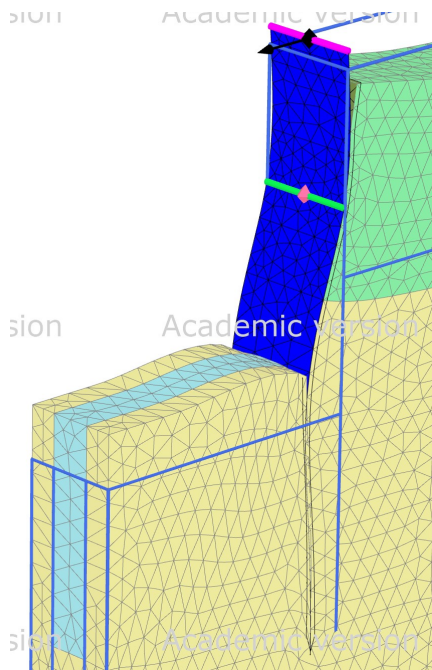
Figur D.22 – Inkrementelle tøyninger for situasjon 50 med 2000 steg.



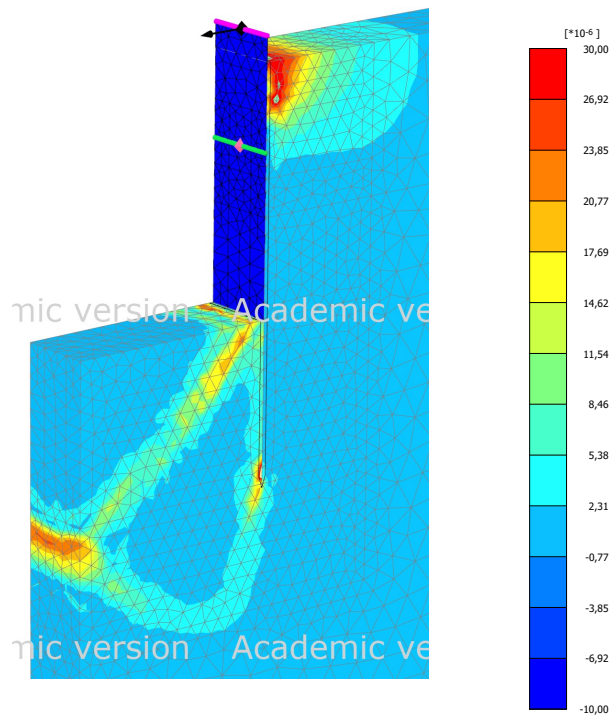
Figur D.23 – Deformasjonsmønster for situasjon uten installasjonsavvik med 250 steg, i reell skala.



Figur D.24 – Inkrementelle tøyninger for situasjon uten installasjonsavvik med 250 steg.



Figur D.25 – Deformasjonsmønster for situasjonen med rektangulær prismeformet ribb, skalert opp to ganger



Figur D.26 – Inkrementelle tøyninger for situasjonen med rektangulær prismeformet ribb.

D.3 Ekstremt tilfelle

Tabell D.2 – Resultater for hver simulering av KS-ribber med 95%-persentil som installasjonsavvik.

Simulering	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
1	62	-958,7	225,9	182,5	116,1	1,087
2	84,2	-1116	278,4	231,8	158,5	1,035
3	81,2	-1089	269,7	224	152,6	1,053
4	75,6	-1062	275	214,2	143,1	1,069
5	74	-1039	265,7	208,1	138,5	1,113
6	68,7	-1022	230,6	199,9	130	1,05
7	75,6	-1068	299,4	215,9	142,7	1,034
8	78,5	-1075	257,7	219	147,8	1,049
9	80,9	-1134	273,6	231,9	154,2	1,025
10	72,4	-1055	261,4	209,9	137,6	1,039
11	68,7	-1017	239,5	198,7	129,2	1,049
12	68,1	-1013	243,8	198,1	128,1	1,051
13	74,5	-1050	258,9	210,4	140,2	1,038
14	69,1	-1036	251,2	203,1	130,9	1,011
15	70,1	-1014	254,7	200,6	132	1,076
16	92,8	-1186	315,4	253,4	175,9	1,001
17	73,7	-1059	266,9	211,9	140,4	1,034
18	66	-1000	251,1	194,1	124,8	1,049
19	83,2	-1109	271,1	228,9	156,8	1,033
20	77,4	-1081	263,5	219,4	147,2	1,021

D.4 Endret geometri

Tabell D.3 – Resultater for endret modellgeometri for KS-ribb av polygoner med installasjonsavvik.

Situasjon	Verdi [m]	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Bredde	4	13,1	-674,0	159,9	99,3	43,4	1,384
Bredde	6	23,5	-733,2	195,2	116,5	55,9	1,284
Bredde	8,75	54,9	-888,4	219,8	164,7	103,4	1,210
Bredde	10	68,8	-965,5	238,0	189,5	127,4	1,246
Utgraving	6	3,6	-170,9	49,7	25,0	15,9	2,336
Utgraving	8	18,4	-456,2	113,5	59,9	35,2	1,695
Utgraving	10	54,9	-888,4	219,8	164,7	103,4	1,210
Utgraving	12	662,9	-2815,0	735,5	1093,0	1500,0	1,001
Stiveravstand	2,5	293,9	-888,4	224,0	251,1	204,1	1,147
Stiveravstand	4,5	54,9	-888,4	219,8	164,7	103,4	1,210
Stiveravstand	6,5	-8,7	-955,8	210,6	116,6	52,8	1,301
Stiveravstand	8,5	-62,9	-739,9	193,8	129,6	158,7	1,262

Tabell D.4 – Resultater for endret modellgeometri for KS-ribb av rektangulær prismeform uten installasjonsavvik.

Situasjon	Verdi [m]	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Bredde	4	12,1	-663,4	152,2	87,3	35,8	1,581
Bredde	6	26,4	-720,5	161,9	113,7	55,6	1,487
Bredde	8,75	50,4	-836,1	194,4	151,0	93,1	1,408
Bredde	10	53,3	-830,2	193,4	151,0	95,8	1,356
Utgraving	6	3,3	-167,9	46,0	24,9	15,2	2,547
Utgraving	8	17,8	-441,1	102,9	58,7	33,4	1,839
Utgraving	10	50,4	-836,1	194,4	151,0	93,1	1,408
Utgraving	12	223,1	-1669,0	406,4	468,4	429,2	1,094
Stiveravstand	2,5	264,3	-812,5	204,5	226,4	180,7	1,382
Stiveravstand	4,5	50,4	-836,1	194,4	151,0	93,1	1,408
Stiveravstand	6,5	-8,7	-907,9	196,2	107,9	48,1	1,389
Stiveravstand	8,5	-58,3	-709,4	195,2	121,3	143,7	1,142

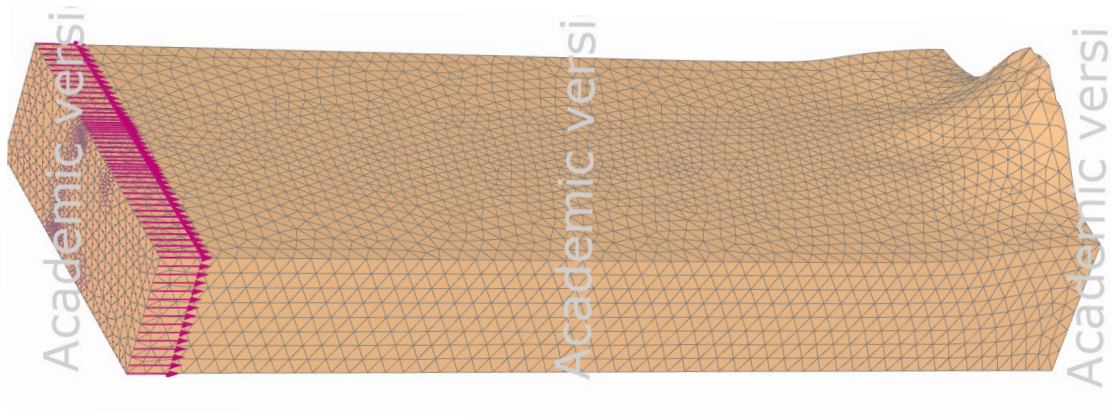
Tabell D.5 – Partialfaktor mellom KS-ribb av polygoner med installasjonsavvik mot KS-ribb av rektangulær prismeform uten installasjonsavvik, fra Figur D.3 og D.4.

Situasjon	Verdi [m]	Stiver 1 [kN]	Stiver 2 [kN]	Skjærkraft [kN/m]	Moment [kNm/m]	Forskyvning [mm]	F [-]
Bredde	4	1,078	1,016	1,051	1,138	1,213	1,142
Bredde	6	0,888	1,018	1,206	1,025	1,006	1,158
Bredde	8,75	1,089	1,063	1,131	1,091	1,111	1,164
Bredde	10	1,290	1,163	1,231	1,255	1,330	1,088
Utgraving	6	1,091	1,018	1,080	1,004	1,047	1,090
Utgraving	8	1,033	1,034	1,103	1,021	1,055	1,085
Utgraving	10	1,089	1,063	1,131	1,091	1,111	1,164
Utgraving	12	2,971	1,687	1,810	2,333	3,495	1,093
Stiveravstand	2,5	1,112	1,093	1,095	1,109	1,129	1,205
Stiveravstand	4,5	1,089	1,063	1,131	1,091	1,111	1,164
Stiveravstand	6,5	0,994	1,053	1,073	1,081	1,096	1,068
Stiveravstand	8,5	1,079	1,043	0,993	1,068	1,104	0,905

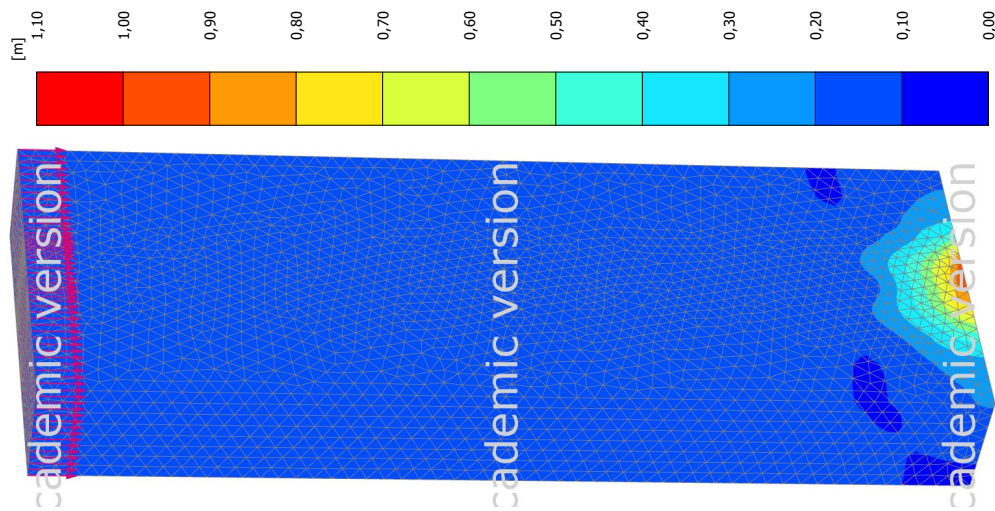
D.5 Lastoverføring

Tabell D.6 – Deformasjon og spenning i ribb for simuleringer med den forenklete modellen.

Simulering	1	2	3	4	5
Deformasjon [mm]					
Rektangulær	12,74	-	-	-	-
Ansett 0 mm	13,59	-	-	-	-
Ansett 20 mm	13,57	13,58	13,61	13,67	13,60
Ansett 40 mm	13,56	13,54	13,49	13,60	13,66
Ansett 60 mm	13,61	13,72	13,73	13,71	13,80
Ansett 80 mm	13,91	13,51	13,72	13,65	13,66
Ansett 100 mm	13,95	13,73	13,65	13,91	13,55
Ansett 150 mm	13,83	13,81	14,08	13,87	14,01
Ansett 200 mm	14,68	14,46	14,63	14,17	14,09
Ansett 300 mm	14,87	14,54	14,45	14,59	14,49
Spenning [kPa]					
Rektangulær	105,9	-	-	-	-
Ansett 0 mm	169,4	-	-	-	-
Ansett 20 mm	161,7	154,6	211,0	169,2	182,6
Ansett 40 mm	197,8	160,9	185,2	159,1	187,6
Ansett 60 mm	200,2	169,2	164,1	170,1	172,5
Ansett 80 mm	229,0	192,3	187,0	260,9	191,1
Ansett 100 mm	187,3	189,6	193,1	192,4	189,3
Ansett 150 mm	213,5	195,2	182,9	157,3	192,3
Ansett 200 mm	280,8	184,0	224,7	269,2	261,3
Ansett 300 mm	178,3	212,5	169,3	250,1	234,2



Figur D.27 – Deformasjonsmønster for utvalgt simulering.



Figur D.28 – Total deformasjon for tilsvarende utvalgt simulering.

