

A photograph of a construction site. In the foreground, several workers in hard hats and work clothes are working on a large, rectangular concrete structure. The structure is reinforced with a grid of steel rebar. The workers are positioned around the structure, some looking at the rebar. In the background, there is a large pile of rocks and a concrete wall. The sky is overcast. The overall scene is a busy construction site.

Numerisk analyse af centralt og excentrisk belastede stribefundamenter

Afgangsprojekt på civilingeniøruddannelsen
Byggeri og Anlæg, Aalborg Universitet Esbjerg

Niels Ole Jessen BM10-1-E10
22-12-2010

Titelblad

Titel: Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter
Numerical analysis of centrally- and eccentrically loaded strip foundations

Gruppe: BM10-1-E10

Vejledere: **Lars Damkilde**
Aalborg Universitet Esbjerg
Ronnie R. Pedersen
Aalborg Universitet Esbjerg
Sven Krabbenhøft
Aalborg Universitet Esbjerg

Periode: Efteråret 2010

Oplag: 4

Sideantal: 115

Underskrift:

Niels Ole Jessen

Synopsis:

Denne rapport omhandler test af en finite element materialemodel kaldet True MC. Modellen er en eksakt implementering af Mohr-Coulombs brudbetingelse i en FEM-kode. Med denne model er det muligt at beregne N_γ -værdier tæt på værdier beregnet af C. M. Martin i [4]. Resultaterne er sammenlignet med resultater beregnet med en tilnærmet brudbetingelse kaldet Abaqus MC.

Modellen er også anvendt på et excentrisk belastet stribefundament, hvor det har vist sig at antagelsen omkring stærk excentricitet for excentriciteter over $0,3 \cdot b$ er på den usikre side.

Endelig er en ikke-lineær brudbetingelse testet, kaldet Curv MC. Denne model medtager friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet.

Abstract:

This report concerns testing of a finite element material model called True MC. This model is an exact implementation of the Mohr-Coulomb yield criterion in a FEM-code. With this model it is possible to calculate N_γ values close to those calculated by C. M. Martin in [4]. The results have been put up against results calculated with a modified yield criterion called Abaqus MC.

Furthermore the model has been used on an eccentrically loaded strip foundation which has shown that the assumption about strong eccentricity, for a load displacement above 0.3 times the foundation breadth, is on the unsafe side.

Finally a nonlinear yield criterion called Curv MC is tested. This model takes into account the dependence of the friction angle on the stress level.

Forord

Denne rapport er mit afgangsprøveprojekt for civilingeniøruddannelsen i Byggeri og Anlægs konstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg.

Formålet med rapporten er hovedsageligt at opnå kendskab til materialemodeller for jord i FEM-programmet Abaqus, både den eksisterende Mohr-Coulomb model samt 2 andre jordmodeller implementeret af Adjunkt Johan Clausen.

Rapporten henvender sig hovedsageligt til censor og vejledere, men også til kommende studerende med interesse for jordmodeller i FEM.

I rapporten er ligningsnumre angivet efter ligninger. Dette er gjort med notationen (1.1). På denne måde bliver ligningen også refereret til i rapporten.

Figurer er angivet med kildereference, hvis figuren ikke er eget materiale.

Sidst i rapporten findes kildelisten. I rapporten henvises løbende til denne. Kilderne vil blive refereret med tegnet [x], hvor x angiver kildens nr. i kildelisten.

I rapporten er der løbende henvist til appendiks, som ligeledes er at finde sidst i rapporten. Derudover er yderligere programmel og dokumentation vedlagt på en CD.

De angivne tider som de forskellige analyser har taget er ved brug af en computer med følgende specifikationer:

Processor:	Intel Core i7 FSB 950 MHz, 3,07 GHz
RAM:	12,0 GB
Operativsystem:	64-bit

Tak til:

Min hovedvejleder Professor Lars Damkilde for din vejledning og dit enormt skarpe blik som hurtigt for skåret ind til det virkelige problem. Tak også for din tålmodighed med mig og din hjælp med at finde det helt rigtige projekt til mig.

Min vejleder Adjunkt Ronnie R. Pedersen for din tålmodige vejledning og overbærenhed med mig.

Lektor Sven Krabbenhøft for din praktiske viden som du glædeligt deler ud af.

Adjunkt Johan Clausen for din hjælp med vejledning i jordmodellerne.

Min gode ven Søren H. Lambertsen for din hjælp til at installere programmerne og at stille din computer til rådighed for mig så jeg kunne køre FEM-beregningerne på den. Tak også for en masse gode snakke.

Min far Otto Jessen for din utrolige støtte og opbakning gennem hele uddannelsen og især under afgangsprojektet. Tak også for mange gode snakke om projektet og de mange gode råd du har givet mig i forbindelse hermed.

Morten Reese Jacobsen for støtte og opbakning samt hjælp med printningen af rapporten.

Indhold

Indhold.....	4
1 Indledning	7
1.1 Brudbetingelser i FEM.....	7
1.2 Materialeegenskaber	7
1.3 Skalaeffekt	8
1.4 Problemformulering.....	8
1.5 Opgave	9
1.6 Rapportens opbygning	9
2 Jord og numeriske beregninger	11
2.1 Spændinger	11
2.1.1 Hovedspændinger	13
2.1.2 Haigh-Westergaard repræsentation	14
2.2 Brudbetingelser	14
2.2.1 Mohr-Coulomb	15
2.3 Plastiske tøjninger	19
2.4 Numerisk brudbetingelse	21
2.4.1 Abaqus MC.....	21
2.5 Return mapping.....	24
2.6 True MC.....	25
2.7 Eksempel med Q4-element	26
2.7.1 Resultater	27
2.8 Delkonklusion	30
3 Bæreevne af jord i plan tøjning.....	31
3.1 Teoretisk beregning	31
3.1.1 Begyndelsestilstanden	31
3.1.2 Bæreevneberegning	31
3.1.3 Korttidstilstanden	34
3.1.4 Brudfigur for friktionsjord.....	35
3.2 Numerisk beregning.....	36
3.2.1 Numerisk model	36
3.2.2 Begyndelsestilstanden	38
3.2.3 Kohæsionsjord	41
3.2.4 Friktionsjord	46
3.2.5 Variation af kohæsionen	50
3.3 Delkonklusion	51
4 Associeret Mohr-Coulomb model i Abaqus	53
4.1 Opsætning af analyse	53
4.2 Resultater	55
4.3 Ikke-associeret kontra associeret	57
4.3.1 Resultater	58
4.4 Delkonklusion	59

5	Excentrisk belastede stribefundamenter	61
5.1	Teoretisk beregning	61
5.1.1	Eksempel	62
5.2	Numerisk beregning.....	64
5.2.1	Numerisk model	64
5.2.2	Analyse inddeling.....	65
5.2.3	Resultater	68
5.2.4	Analyse på sand	71
5.3	Numerisk tilnærmet analyse på sand	71
5.3.1	Resultater	73
5.4	Delkonklusion	74
6	Friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet	77
6.1	Ikke-lineær brudbetingelse.....	77
6.2	Numeriske beregninger med Curv MC.....	79
6.2.1	Resultater	81
6.2.2	Spændingsniveau	82
6.3	Variation af N_γ	84
6.3.1	Resultater	86
6.4	Delkonklusion	88
7	Stribefundament i 3D	89
7.1	Numerisk model.....	89
7.1.1	Begyndelsesspændinger	91
7.1.2	Resultater	91
7.2	Delkonklusion	93
8	Diskussion.....	94
8.1	Fremtidigt arbejde.....	94
9	Konklusion	97
10	Kildeliste.....	98
11	Appendiks 1: Parametre i Abaqus.....	101
11.1	Inkrementering	101
11.2	Solution controls	102
12	Appendiks 2: Inkrementering	104
13	Appendiks 3: Test af mesh.....	109
14	Appendiks 4: Installation af Abaqus og Fortran.....	112
14.1	Adgang til og installation af Abaqus 6.9-2	112
14.2	Adgang til og installation af Fortran-compiler og Visual Studio 9.....	113
14.3	Opsætning af Fortran-compiler	113
14.4	Test af Fortran-compiler.....	115
14.5	Inkorporering af jordmodel i Abaqus.....	115

1 Indledning

En vigtig del af ethvert bygværk er beskæftigelsen med den praktiske udformning og udførelse af bygværkets fundament, da dette ligger til grund for at bygværket kan realiseres. Bygværker udsættes for belastninger som i sidste ende skal afleveres til bygværkets fundament og videre til jorden.

Funderingen har i tidligere tider været baseret på erfaringer og tradition, men i tidernes løb, er der fundet flere og flere teoretiske løsninger på funderingsproblemer. Kombineret med udviklingen af computerbaserede metoder til at løse strukturelle problemer er ønsket opstået om at anvende metoderne på funderingsproblemer. Det hyppigst anvendte computerværktøj til løsning af disse problemer er elementmetoden (FEM), som også er den anvendte metode i denne rapport.

1.1 Brudbetingelser i FEM

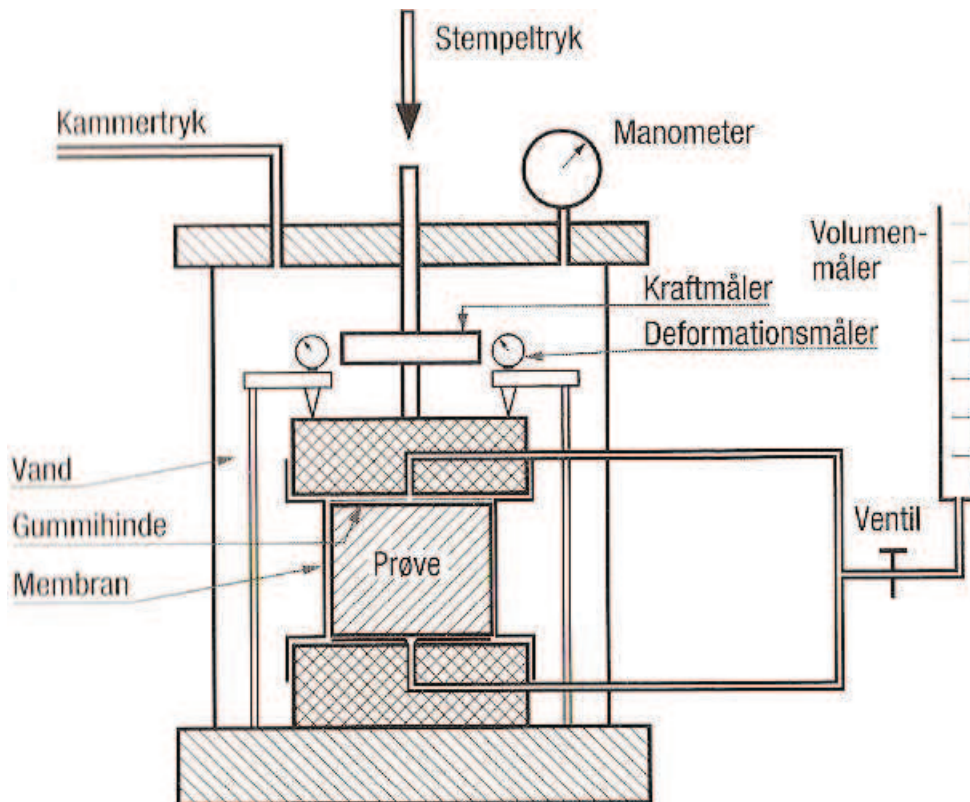
Komplikationerne ved at anvende elementmetoden til at beregne bæreevner bunder ofte i implementeringen af en korrekt brudbetingelse. Her har Mohr-Coulombs brudbetingelse gennem mange år været grundlaget for bestemmelse af fundamenteres bæreevne og er derfor central. Mange forsøg er blevet gjort på at implementere denne i en numerisk model, men de fleste forsøg herpå har simplificeret eller afrundet betingelsen for at lette implementeringen.

Endnu et forsøg på at implementere Mohr-Coulombs brudbetingelse er blevet gjort af Adjunkt og Ph. D. Johan Clausen. I dennes afhandling [13] beskrives implementeringen af Mohr-Coulombs brudbetingelse uden modifikationer i et FEM-program. Resultatet er en jordmaterialemodel implementeret i FEM-programmet Abaqus.

1.2 Materialeegenskaber

Enhver jordmaterialemodel er afhængig af inputdata, som har med materialets opførsel at gøre, for at kunne fungere.

Den klassiske Mohr-Coulomb model benytter således 2 parametre, hhv. friktionsvinklen og kohæsionen. Disse bestemmes enten ved forsøg på pladsen eller i et laboratorium. Et klassisk forsøg til at bestemme friktionsvinkel og kohæsion for en jordprøve er det såkaldte triaksiale forsøg skitseret på Figur 1.1.



Figur 1.1: Skitse af triaksialapparatet [19].

Her belastes jordprøven til brud og ved at plote forholdet mellem hovedspændingerne (σ_1/σ_3) som funktion af den aksiale tøjning, kan friktionsvinklen bestemmes. Kohæsionen bestemmes ved at plote den effektive spænding (σ_3') som funktion af deviatorspændingen.

Ved at variere kammertrykket findes, for en sandprøve, flere forskellige værdier af friktionsvinklen. Det viser sig, at ved små spændingsniveauer er friktionsvinklen større end ved store spændingsniveauer. Ved store spændingsniveauer varierer friktionsvinklen ikke, mens friktionsvinklen varierer kraftigt ved små spændingsniveauer.

1.3 Skalaeffekt

Således vil en brudbæreevne, fundet for et fundament ved et laboratorieforsøg, give et fejlagtigt skøn på brudbæreevnen for en prototype. Problemstilling går ofte under betegnelsen skalaeffekt og betyder således, at forsøg udført i et laboratorium ikke umiddelbart kan opskaleres til en virkelig konstruktion, pga. at spændingsniveauerne er forskellige i de 2 tilfælde.

1.4 Problemformulering

Udover problemstillingerne, beskrevet i det foregående, giver Eurocode 7 [8] anledning til spekulationer, når det gælder bæreevnebestemmelsen af excentrisk påvirkede fundamenter. Dennes skelnen mellem excentrisk og stærkt excentrisk belastede fundamenter gør, at modellen forudsiger et drastisk fald i bæreevne for en minimal ændring af excentriciteten omkring grænsen.

Sammen med de forudgående problemstillinger er rapportens forfatter således blevet ledt til følgende initierende problem:

Hvordan bestemmes bæreevnen af et fundament i et FEM-program?

1.5 Opgave

For at imødegå de beskrevne problemstillinger vil rapporten beskæftige sig med følgende opgaver.

1. Beregne bæreevner med en jordmaterialemodel for et sribefundament og få resultater som stemmer overens med teorien.
2. Undersøge overgangen mellem et excentrisk belastet fundament og et stærkt excentrisk belastet fundament.
3. Belyse friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet vha. FEM.

En del af opgaven går samtidig ud på at danne et grundlag for, at andre kan anvende de i rapporten omtalte jordmaterialemodeller til fremtidige numeriske analyser.

1.6 Rapportens opbygning

For overblikkets skyld er her en oversigt over de forskellige kapitler og hvilke emner som gennemgås:

Kap. 2: I dette kapitel gennemgås teorigrundlaget bag jordmaterialemodeller i FEM sammenhænge.

Kap. 3 og 4: De beskrevne jordmodeller testes på et centralt belastet sribefundament.

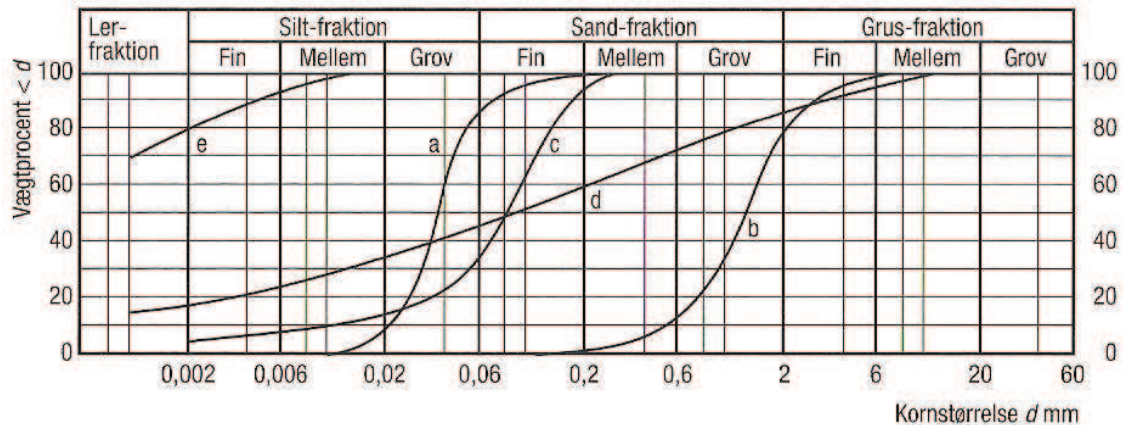
Kap. 5: En kontaktanalyse udføres på et excentrisk belastet sribefundament. Desuden anvendes en forenklet model til at bestemme excentricitetens indflydelse på bæreevnen.

Kap. 6: Problemstillingen omkring friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet tages op og bæreevnefaktorer beregnes med en ikke-lineær brudbetingelse.

Kap. 7: Jordmodellen testes på et centralt belastet sribefundament i 3D.

2 Jord og numeriske beregninger

Jord er et sammensat materiale bestående af partikler (korn) i forskellige størrelser samt hulrum (porer) mellem disse. Hulrummet kan være fyldt med vand eller luft. Måden, hvorpå jord klassificeres, er i henhold til dets kornkurve jf. Figur 2.1 og indholdet af organisk materiale.



Figur 2.1: Eksempler på kornkurver og inddeling i fraktioner [19].

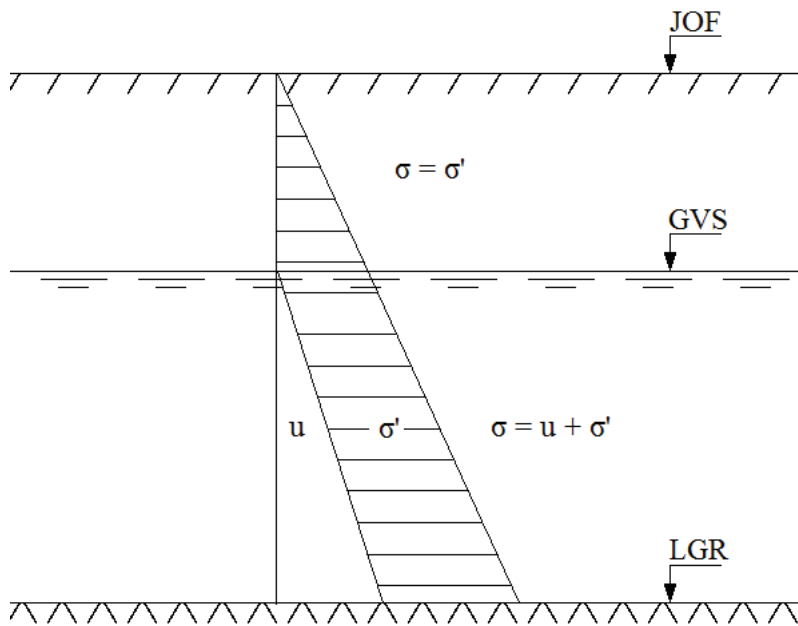
Modsat almindelige konstruktionsmaterialer som stål, beton og træ er det for jord nødvendigt at se på spændingsoverførslen mellem de enkelte bestanddele (korn, vand og luft).

2.1 Spændinger

Måden, hvorpå spændingsoverførslen mellem de enkelte bestanddele håndteres, er ved at indføre begrebet effektive spændinger (σ'), som er de totale spændinger fratrukket poretrykket (u):

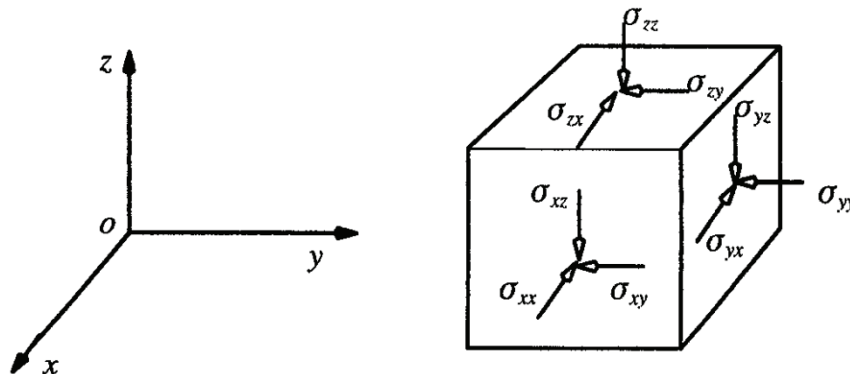
$$\sigma' = \sigma - u. \quad (2.1)$$

Poretrykket består af vandtrykket, da lufttrykket er ubetydeligt. Over grundvandsspejlet vil de effektive spændinger være lig de totale spændinger jf. Figur 2.2.



Figur 2.2: Eksempel på spændinger i jord.

Betragtes et punkt i jorden befinder dette sig i en spændingstilstand som illustreret på Figur 2.3.



Figur 2.3: Spændingskomponenter [9].

Her skelnes mellem normalspændinger virkende ud af planet (σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz}) og forskydningsspændinger virkende i planet (σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yx} , σ_{yz} , σ_{zx} , σ_{zy}). Opskrives spændingsmatricen for punktet består denne af 9 komponenter jf. (2.2).

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}. \quad (2.2)$$

Momentligevægt vil kræve, at forskydningsspændingerne er parvist ens:

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx}; \sigma_{xz} = \sigma_{zx}; \sigma_{yz} = \sigma_{zy}. \quad (2.3)$$

På denne måde reduceres de 9 spændingskomponenter til 6 uafhængige spændingskomponenter:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ & \sigma_{yx} & \sigma_{yz} \\ \text{sym.} & & \sigma_{zz} \end{bmatrix}. \quad (2.4)$$

Det er muligt at reducere spændingsmatricen yderligere ved at transformere til hovedspændingsrummet.

2.1.1 Hovedspændinger

Transformering af et spændingsproblem over i hovedspændingsrummet benyttes ofte for at reducere de 6 spændingsvariable til 3.

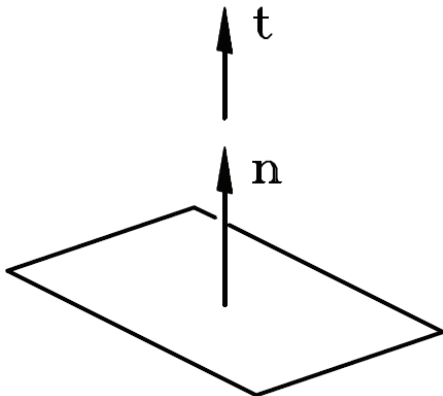
Ved at transformere over i hovedspændingsrummet forsvinder alle forskydningsspændingerne, hvorved spændingstilstanden kan beskrives ved 3 hovedspændinger:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}. \quad (2.5)$$

For at eftervise dette er det nødvendigt at se på ligningen:

$$\mathbf{t} = \boldsymbol{\sigma} \mathbf{n}, \quad (2.6)$$

som beskriver relationen mellem spændingsvektoren (\mathbf{t}) på den pågældende flade, spændingsmatricen og enhedsnormalvektoren (\mathbf{n}) til fladen. Hvis forskydningsspændingerne forsvinder, må spændingsvektoren være parallel med enhedsnormalvektoren jf. Figur 2.4.



Figur 2.4: Spændingsvektor og normalvektor på et plan [32].

Dermed kan følgende relation opskrives:

$$\mathbf{t} = \boldsymbol{\sigma} \mathbf{n} = \alpha \mathbf{n}, \quad (2.7)$$

hvor α er en skalar. Udtrykket kan omskrives til et egenværdiproblem jf. (2.8) og (2.9):

$$(\boldsymbol{\sigma} - \alpha \mathbf{I})\mathbf{n} = 0, \quad (2.8)$$

$$\det(\boldsymbol{\sigma} - \alpha \mathbf{I}) = 0, \quad (2.9)$$

som igen kan omskrives til:

$$\alpha^3 - I_1\alpha^2 + I_2\alpha - I_3 = 0, \quad (2.10)$$

hvor rødderne er hovedspændingerne ($\alpha = [\sigma_1 \ \sigma_2 \ \sigma_3]^T$) og koefficienterne I_1 , I_2 og I_3 er invarianter givet ved:

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}, \quad (2.11)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{zz} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{xx} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} \end{vmatrix}, \quad (2.12)$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}. \quad (2.13)$$

Det kan vises, at hovedspændingerne og invarianterne er uafhængige af koordinattransformationer.

2.1.2 Haigh-Westergaard repræsentation

Enhver funktion af invarianterne givet i (2.11), (2.12) og (2.13) er invariant. I [6] er konstrueret nye invarianter givet ved:

$$p = \frac{1}{3} \cdot I_1, \quad (2.14)$$

$$q = \sqrt{3 \cdot I_2}, \quad (2.15)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cdot \cos^{-1} \left(\frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{I_3}{I_2^{\frac{3}{2}}} \right). \quad (2.16)$$

hvor p er det hydrostatiske tryk ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$), q er deviatortrykket og θ er Lode vinklen. En geometrisk fortolkning af størrelserne er givet i [20]. p angiver placeringen på linjen $x=y=z$, q angiver størrelsen på deviatorspændingen, mens θ angiver retningen på deviatorspændingen.

Fordelen ved at anvende Haigh-Westergaard repræsentationen er, at egenværdiproblemet kan undgås, da p , q og θ bestemmes direkte ud fra spændingsmatricen i (2.4). Desuden har hver invariant en geometrisk tolkning.

I det følgende anvendes repræsentationen til optegning af de anvendte brudbetingelser.

2.2 Brudbetingelser

Et materiale som f.eks. jord tilegnes en brudbetingelse. Det er en matematisk flade som indkredser et område omkring punktet $(0,0,0)$ og dermed angiver et kriterium for, hvornår materialet begynder at bryde under en vilkårlig påvirkning.

Der findes et rigt antal brudbetingelser. Nogle af de mest gængse er eksempelvis von Mises, Tresca og Mohr-Coulomb. Brudbetingelser bestemmes enten eksperimentelt eller håndteres med teoretiske modeller udtrykt ved hovedspændingerne:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = k. \quad (2.17)$$

Ethvert punkt i et jordvolumen befinder sig således i en spændingstilstand udtrykt i hovedspændingerne, hvoraf nogle ikke opfylder betingelsen og andre gør. Når spændingstilstanden $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, som opfylder ligningen, indtræder, vil det pågældende punkt være i brud.

Punkter, hvor spændingstilstanden ikke opfylder (2.17), befinder sig i det elastiske område (dvs. $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) < k$) og kan dermed stadig påføres større belastning. Spændingstilstande, hvor $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) > k$ er ikke mulige, da brud er indtrådt inden.

Brud i jord sker sædvanligvis når jordmasser forskyder sig i forhold til hinanden. Jordens styrke afgøres følgelig af forskydningsstyrken som igen afhænger af friktionen og kohæsionen. Den hyppigst anvendte brudbetingelse for jord er den udviklet af C. A. Coulomb og endeligt formuleret af O. Mohr, også kaldet Mohr-Coulomb modellen.

2.2.1 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulomb modellen anvendes især for materialer, hvis trykstyrke er mange gange større end trækstyrken. Modellen er beskrevet ved:

$$\tau \leq c - \sigma \cdot \tan(\varphi). \quad (2.18)$$

Udtrykt i hovedspændinger er brudbetingelsen, f , givet af:

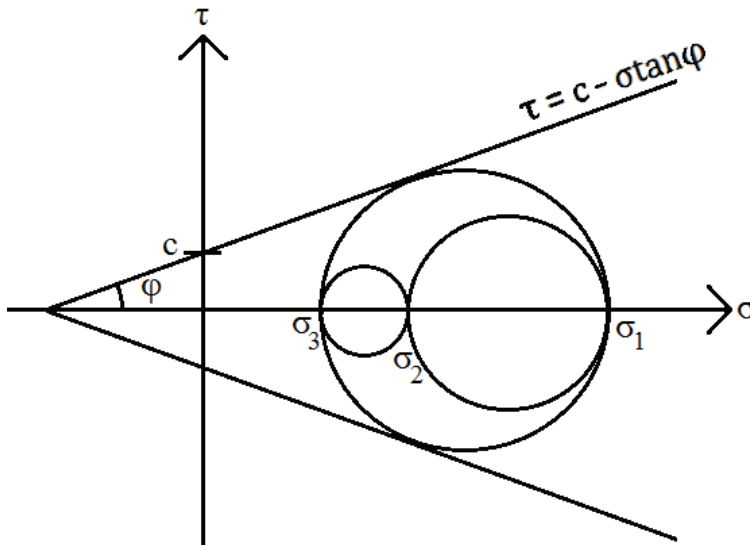
$$f = k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_c = 0 \text{ for } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3, \quad (2.19)$$

hvor konstanten k samt σ_c er givet ved:

$$k = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad (2.20)$$

$$\sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k}. \quad (2.21)$$

Optegnes (2.18) i et τ - σ koordinatsystem ser denne ud som på Figur 2.5.



Figur 2.5: Illustration af Coulombs brudbetingelse og Mohrs cirkler.

Mohr's cirkel anvendes herefter til at afbilde spændingstilstanden og det kan afgøres om jorden er i brud jf. Figur 2.5. Brudbetingelsen hælder med friktionsvinklen φ og skærer 2. akse i værdien for kohæsionen c .

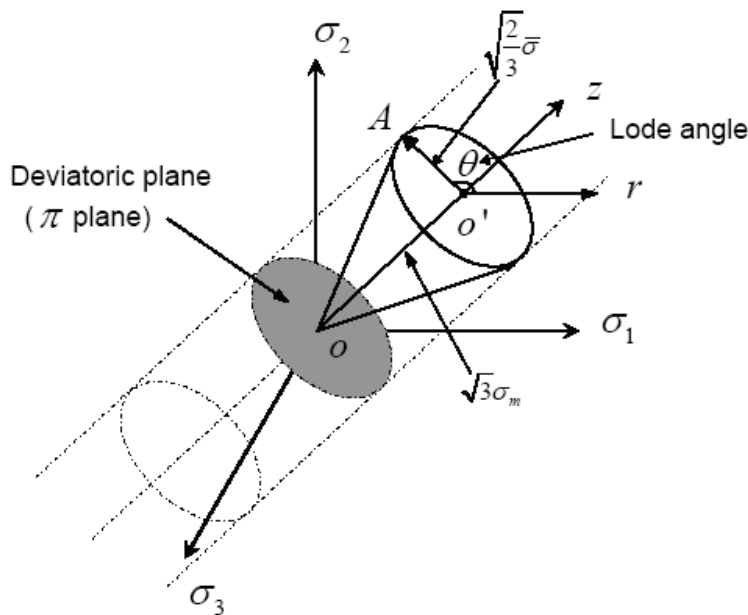
En mere belejlig måde at opskrive Mohr-Coulomb modellen er i afhængighed af de i afsnit 2.1.2 fundne spændingsinvarianter:

$$F = R_{mc} \cdot q - p \cdot \tan(\varphi) - c = 0, \quad (2.22)$$

hvor spændingsafhængigheden er inkluderet i invarianterne p , q og θ . Denne ligning udtrykker det samme som ligning (2.18). Her er leddet R_{mc} , givet af følgende formel:

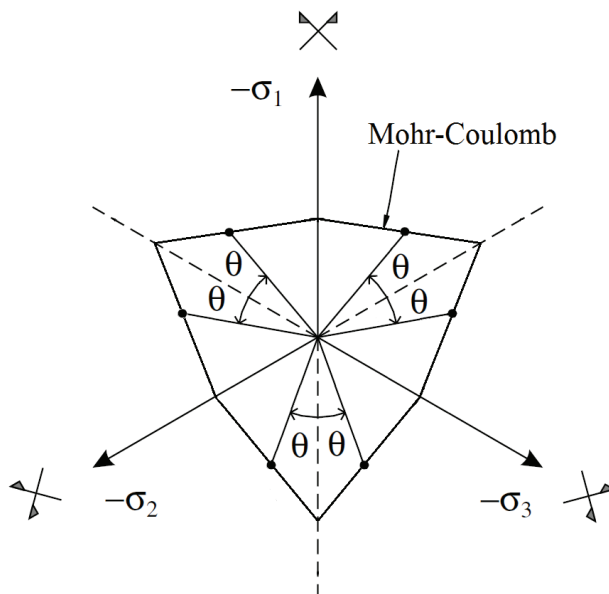
$$R_{mc}(\theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cdot \cos(\varphi)} \cdot \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cdot \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \cdot \tan(\varphi), \quad (2.23)$$

Lode vinklen måles i det deviatoriske plan jf. Figur 2.6 og er den mindste vinkel mellem linjen med ren forskydning og spændingsvektoren projiceret ind på deviatorplanet.



Figur 2.6: Illustration af Lode vinkelen θ [34].

En enkelt værdi af Lode vinklen svarer til 6 forskellige punkter i det deviatoriske plan, hvorfor vinkelen kun kan variere mellem 0° og 60° . Dermed bliver flydefladen symmetrisk omkring 3 akser jf. Figur 2.7.



Figur 2.7: Definition af Lode vinkelen θ i det deviatoriske plan.

I [6] defineres flydefunktionen som:

$$F(\boldsymbol{\sigma}) = f(p) + \frac{q}{g(\theta)}, \quad (2.24)$$

hvor f og g er hhv. meridian- og deviatorfunktioner:

$$f(p) = \begin{cases} -Mp_c \sqrt{(\Phi - \Phi^m)(2(1 - \alpha)\Phi + \alpha)} & \text{for } \Phi \in [0,1] \\ +\infty & \text{for } \Phi \notin [0,1] \end{cases}, \quad (2.25)$$

$$g(\theta) = \frac{1}{\cos\left(\beta\frac{\pi}{6} - \frac{1}{3}\cos^{-1}(\gamma \cos 3\theta)\right)}. \quad (2.26)$$

For at transformere tilbage fra Haigh-Westergaard rummet benyttes følgende formel til beregning af de 3 hovedspændinger:

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \mathbf{p} + \rho \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \boldsymbol{\theta}, \quad (2.27)$$

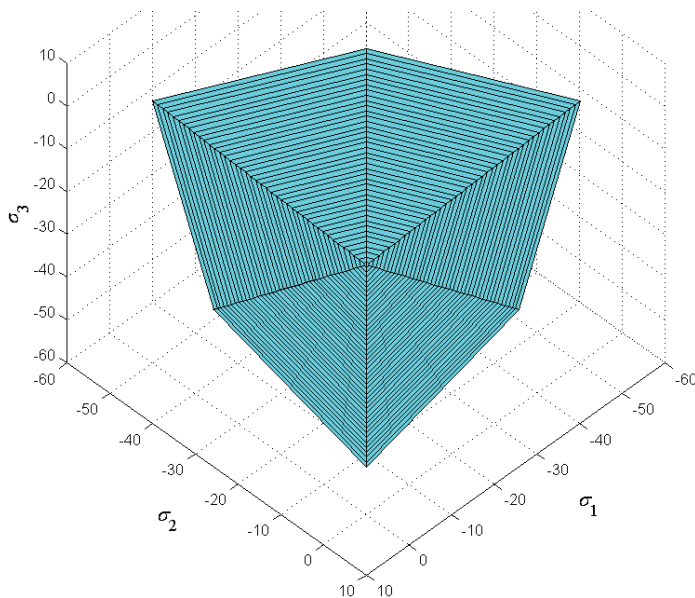
hvor:

$$\rho = \sqrt{\frac{1}{2}(\mathbf{S} \cdot \mathbf{S})}, \quad (2.28)$$

$$\mathbf{p} = \begin{bmatrix} p \\ p \\ p \end{bmatrix}, \quad (2.29)$$

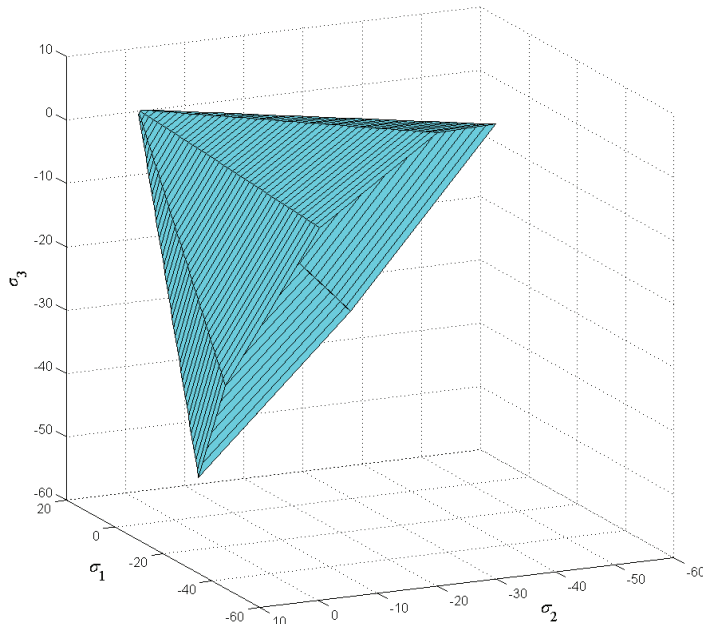
$$\boldsymbol{\theta} = \begin{bmatrix} \cos(\theta) \\ \cos\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) \\ \cos\left(\theta - \frac{2\pi}{3}\right) \end{bmatrix}. \quad (2.30)$$

Plottet for Mohr-Coulomb modellen er programmeret i Matlab og programkoden findes på CD'en. I deviatorplanet ser plottet ud som på Figur 2.8.



Figur 2.8: Plot af Mohr-Coulomb i deviatorplanet.

Set ind fra siden ser Coulombs brudbetingelse ud som på Figur 2.9.



Figur 2.9: Plot af Mohr-Coulomb i 3 dimensioner.

Brudbetingelsen breder sig ud som en sekskantet kegle i det uendelige.

2.3 Plastiske tøjninger

Så snart flydebetingelsen er opfyldt består tøjningsinkrementet både af plastiske og elastiske tøjninger jf. basis relationen:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p. \quad (2.31)$$

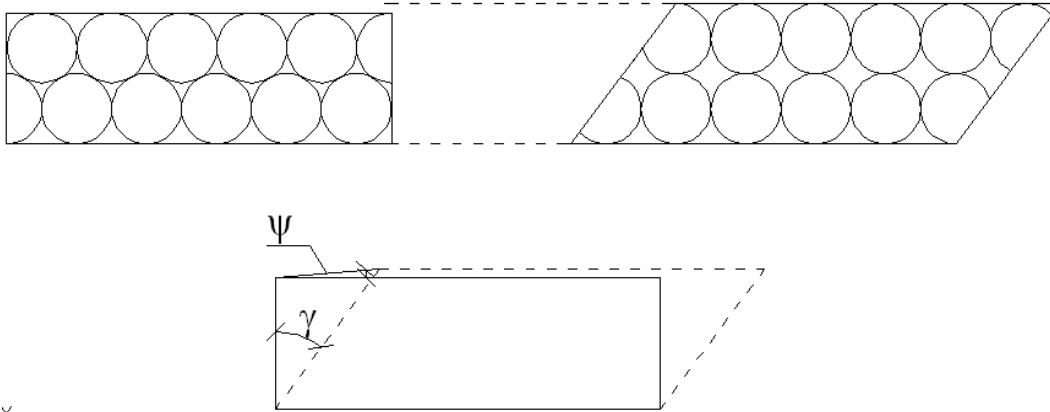
Modsat elastisk arbejde er plastisk arbejde irreversibelt og de plastiske tøjninger er derfor blivende. Sammenhængen mellem spændingerne og tøjningerne er givet ved den associerede flydelov (normalitetsbetingelsen):

$$\varepsilon_i = \lambda \frac{\delta f}{\delta \sigma_i}, \quad (2.32)$$

hvor f er flydefunktionen som for Mohr-Coulomb er givet i (2.19). ε_i er tøjningsvektoren som står vinkelret på flydefladen idet $\frac{\delta f}{\delta \sigma_i}$ er normalvektor til f . Antages plan tøjningstilstand er det muligt at vise, at den plastiske volumentøjning bliver [26]:

$$\varepsilon_i^p = \lambda(k - 1). \quad (2.33)$$

Dette udtryk vil altid være positivt for alle værdier af $0^\circ < \varphi < 90^\circ$ og volumenet vil derfor dilatere under de plastiske deformationer som illustreret på Figur 2.10.



Figur 2.10: Illustration af dilatation og dilatationsvinkel ψ .

Dilatationen afhænger af sandets lejring. For en fast lejret sand vil volumenet under belastning blive større jf. Figur 2.10. Dette er ikke gældende for en løst lejret sand [31]. Derfor anvendes den ikke-associerede flydelov:

$$\varepsilon_i = \lambda \frac{\delta g}{\delta \sigma_i}, \quad (2.34)$$

hvor g er det plastiske potentiale givet af:

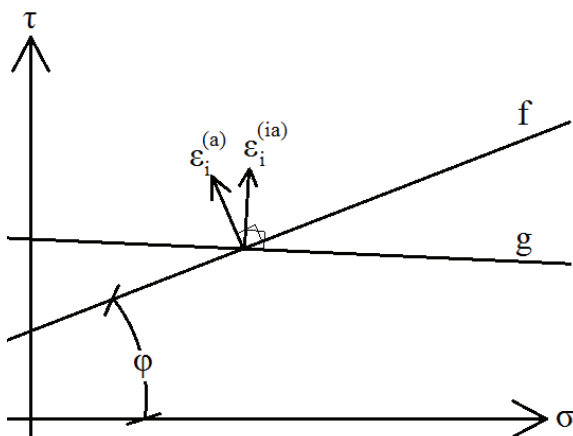
$$g = m \cdot \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_c = 0 \text{ for } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3. \quad (2.35)$$

Konstanten m er givet ved:

$$m = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}. \quad (2.36)$$

Når friktionsvinklen og dilatationsvinklen er ens vil f være lig g og dermed følger materialet den associerede flydelov. I ikke-associerede analyser kan dilatationen styres således volumentøjningen bliver mindre, så denne passer med lejringstætheden.

Retningen på tøjningsvektoren er illustreret på Figur 2.11 for associeret og ikke-associeret plasticitet. Det bemærkes, at tøjningsvektoren i ikke-associerede tilfælde ikke står vinkelret på brudbetingelsen f , men derimod på g .

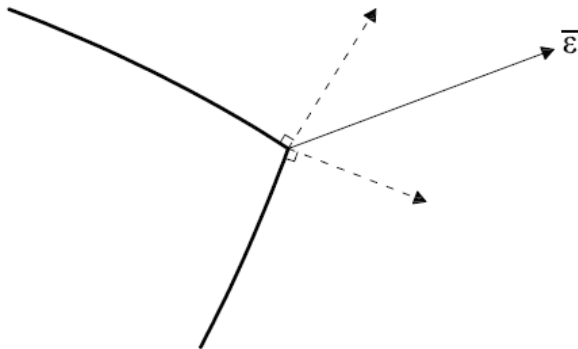


Figur 2.11: Tøjningsvektor i associeret (a) og ikke-associeret (ia) plasticitet for Mohr-Coulomb.

2.4 Numerisk brudbetingelse

Numerisk bestemmes tøjningsvektoren til en brudbetingelse ved at integrere ligningen for brudbetingelsen og på den måde finde normalvektoren til fladen. Denne fremgangsmåde forudsætter, at fladen er differentiabel i alle punkter.

Består en brudbetingelse af flere dele som i overgangen ikke er differentiabel, opstår problemer, da tøjningsvektoren her ikke direkte er givet. Dette er illustreret på Figur 2.12.



Figur 2.12: Tøjningsvektor i vinkelrummet.

Måden dette ofte tages på er ved at afrunde alle hjørnerne på brudbetingelsen. Således afrundes Mohr-Coulombs brudbetingelse ofte når denne skal implementeres i et FEM-program. Et eksempel herpå er materialemodellen for Mohr-Coulomb plasticitet anvendt i FEM-programmet Abaqus.

2.4.1 Abaqus MC

Materialemodellen som anvendes i FEM-programmet til at modellere Mohr-Coulomb plasticitet tager udgangspunkt i Mohr-Coulombs brudbetingelse. Materialemodellen vil i det følgende blive kaldt "Abaqus MC". Flydefunktionen G for modellen udtrykt ved Haigh-Westergaard repræsentationen er givet ved ligning (2.37):

$$G = \sqrt{(\epsilon c|_0 \tan(\psi))^2 + (R_{mw}q)^2} - p \tan(\psi), \quad (2.37)$$

hvor ϵ er meridianexcentriciteten og ψ er dilatationsvinklen. R_{mw} er en funktion af Lode vinklen θ og deviatorexcentriciteten, e :

$$R_{mw}(\theta, e) = \frac{4(1 - e^2) \cos^2(\theta) + (2e - 1)^2}{2(1 - e^2) \cos(\theta) + (2e - 1)\sqrt{4(1 - e^2) \cos^2(\theta) + 5e^2 - 4e}} \cdot R_{mc}\left(\frac{\pi}{3}, \varphi\right) \quad (2.38)$$

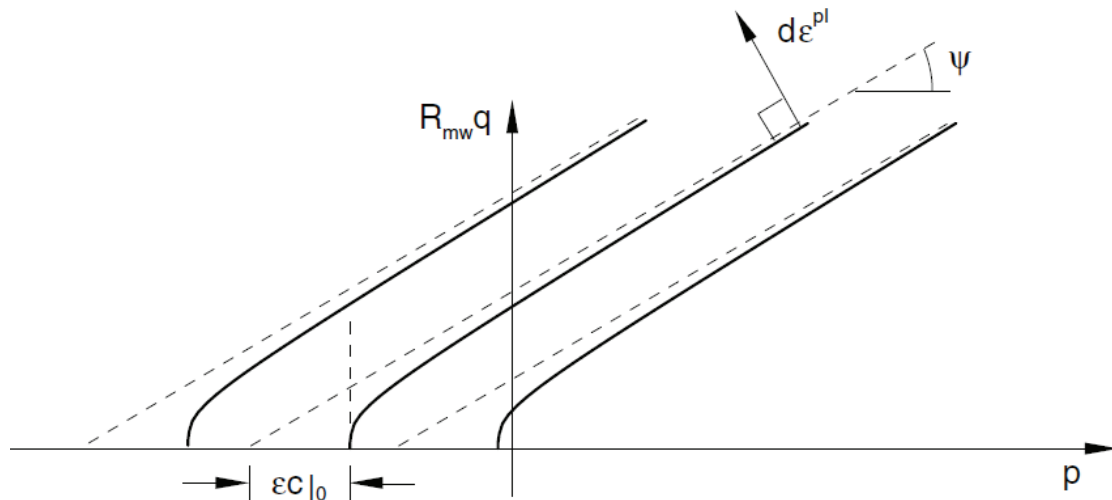
hvor:

$$R_{mc}\left(\frac{\pi}{3}, \varphi\right) = \frac{3 - \sin(\varphi)}{6 \cdot \cos(\varphi)}. \quad (2.39)$$

Excentriciteten i meridian-planet skal være positiv. I Abaqus er derfor defineret følgende grænser:

$$10^{-6} < \varepsilon < 10^{36} . \quad (2.40)$$

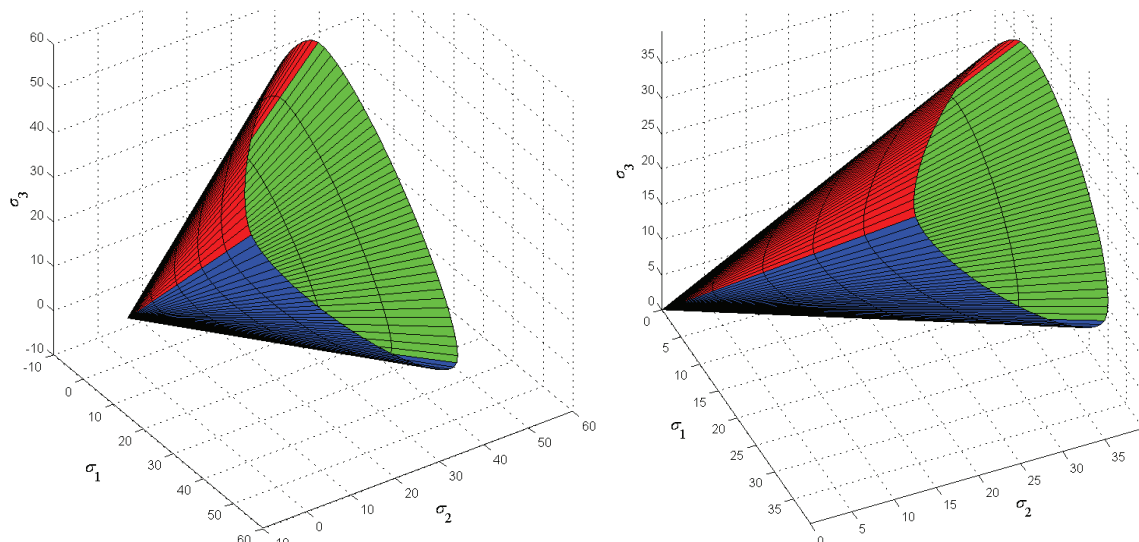
Plottes $R_{mw} \cdot q$ som funktion af p kan indflydelsen af meridianexcentriciteten illustreres som vist på Figur 2.13.



Figur 2.13: Meridianexcentricitetens indflydelse på Abaqus MC's brudbetingelse [36].

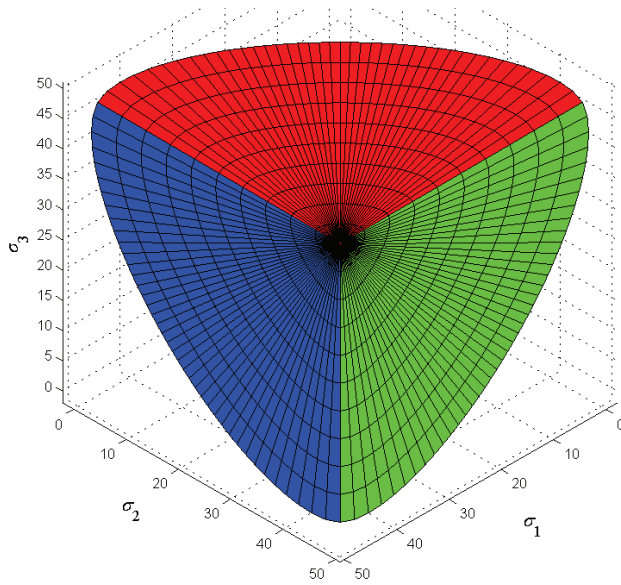
På figuren er den fuldt optrukne streg Abaqus MC, mens den stiplede er Mohr-Coulomb modellen.

Plottet af brudbetingelsen for Abaqus MC jf. Figur 2.14 er programmeret i Matlab og programkoden findes på CD'en.



Figur 2.14: Plot af brudbetingelse for Abaqus MC med $e=5/7$. (tv.) $\psi = 20^\circ$ og (th.) $\psi = 10^\circ$.

Brudbetingelsen er symmetrisk omkring 3 akser illustreret ved de 3 farver. Det bemærkes desuden, at brudbetingelsen har afrundede kanter. På Figur 2.15 er brudbetingelsen vist i det deviatoriske plan.

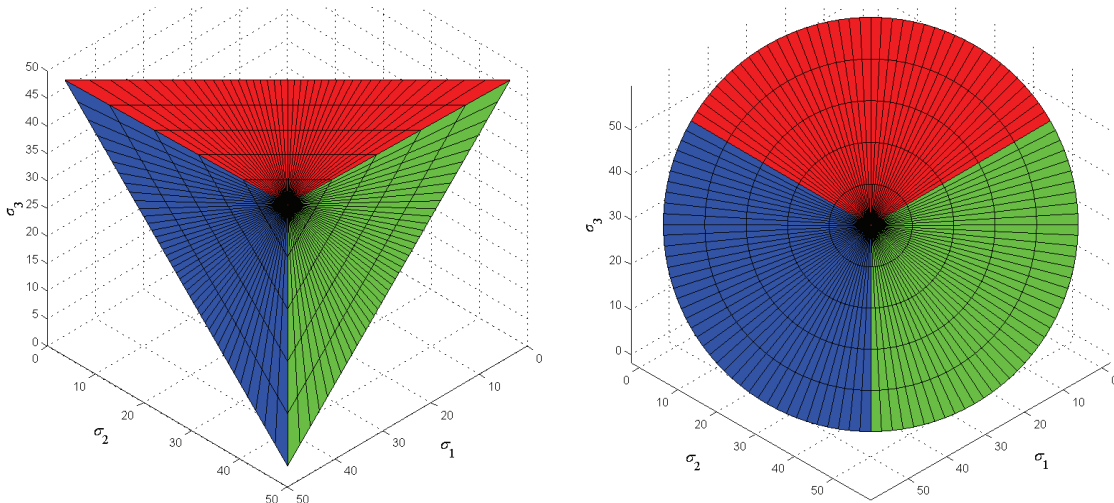


Figur 2.15: Plot af brudbetingelsen Abaqus MC i det deviatoriske plan. $e=5/7$ og $\psi = 20^\circ$.

Deviatorexcentriciteten er givet ved følgende formel:

$$e = \frac{3 - \sin(\varphi)}{3 + \sin(\varphi)}, \quad (2.41)$$

og kan dermed variere mellem 0,5 og 1. Den bestemmer, hvor afrundet brudbetingelsen er i det deviatoriske plan jf. Figur 2.16.



Figur 2.16: Plot af brudbetingelsen for Abaqus MC med (tv.) $e=0,5$ og (th.) $e=1,0$.

Tilfældet med $e = 0,5$ er ifølge [36] ikke mulig, men er et teoretiske grænsetilfælde.

For at brudbetingelsen skal give samme resultater som den oprindelige Mohr-Coulomb model (2.22), skal følgende betingelser være opfyldt:

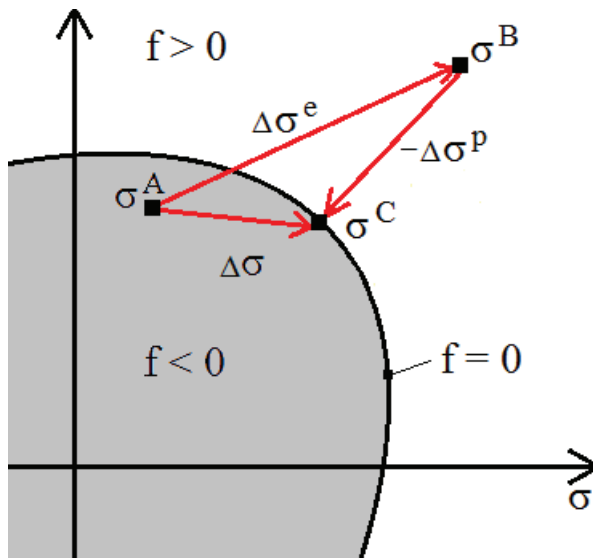
$$\varphi = \psi \wedge e = 1 \wedge \theta = \frac{\pi}{3} \Leftrightarrow F = G. \quad (2.42)$$

Brudbetingelsen for Abaqus MC vil således kun opfylde Mohr-Coulombs brudbetingelse i 6 punkter.

Bla. vha. metoden kaldet "return mapping" er det muligt at implementere Mohr-Coulombs brudbetingelse uden modifikationer i et FEM-program.

2.5 Return mapping

Metoden er nærmere gennemgået i [13] og er en metode som sørger for, at spændingerne i en FEM-model ikke overskrider brudbetingelsen. Det er således en vigtig del i at modellere et materiales ikke-linearitet. Hovedprincippet er illustreret på Figur 2.17.



Figur 2.17: Princippet i "return mapping method".

Metoden går ud på at finde spændingspunktet C ud fra spændingspunktet A og B jf. Figur 2.17. Dette gøres ved at bestemme spændingstilvæksten $\Delta\sigma$ ud fra Hook's lov:

$$\Delta\sigma = \mathbf{D}\Delta\epsilon^e = \mathbf{D}(\Delta\epsilon - \Delta\epsilon^p) = \mathbf{D}\Delta\epsilon - \mathbf{D}\Delta\epsilon^p = \Delta\sigma^e - \Delta\sigma^p, \quad (2.43)$$

hvor \mathbf{D} er den konstitutive matrice givet ved:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & & & \\ \nu & 1-\nu & \nu & & & \\ \nu & \nu & 1-\nu & & & \\ & & & \frac{1}{2}-\nu & & \\ & & & & \frac{1}{2}-\nu & \\ & & & & & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix}. \quad (2.44)$$

Rent teknisk er det umuligt at have spændingspunkter beliggende udenfor brudfladen. Punktet "B" svarende hertil er derfor kun et mellemstadium, hvorefter punktet projiceres tilbage på brudfladen. Projiceringen er igen afhængig af, at brudbetingelsen er differen-

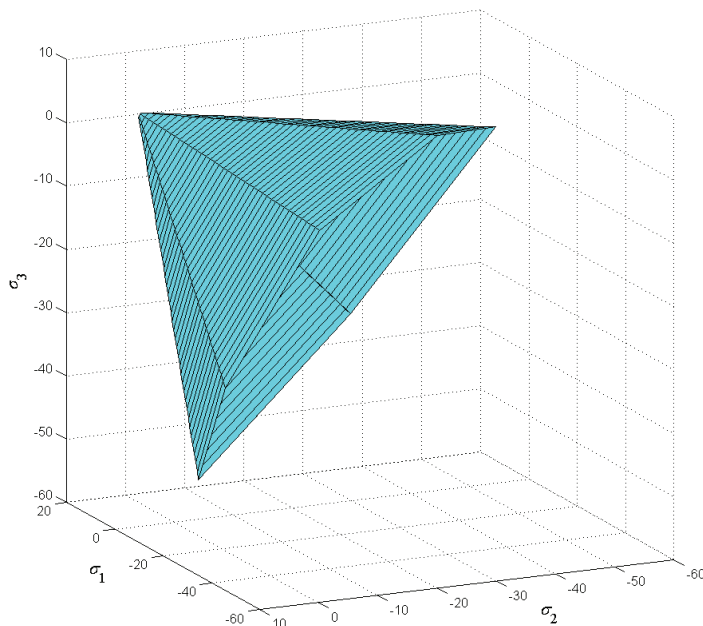
tiabel. Brudbetingelsen plottet på Figur 2.9 kan derfor ikke umiddelbart håndteres, da denne har skarpe kanter og en spids.

2.6 True MC

Ikke desto mindre gennemgår [13], hvordan en direkte implementering af Mohr-Coulombs brudbetingelse i et FEM-program kan lade sig gøre, uden at afrunde brudbetingelsen.

Til dette er en brugerdefineret rutine til FEM-programmet Abaqus blevet udarbejdet. Rutinen beskriver en materialemodel som i det følgende kaldes "True MC".

Tricket er at transformere alle spændingerne over i hovedspændingsrummet, da det her er muligt at anvende geometriske argumenter. Problemet kan illustreres grafisk grundet reduktionen af variable fra 6 til 3. Største og mindste hovedspænding findes og afgør, hvilken af de 6 flader i Mohr-Coulombs brudbetingelse som spændingspunktet skal projiceres ind på.

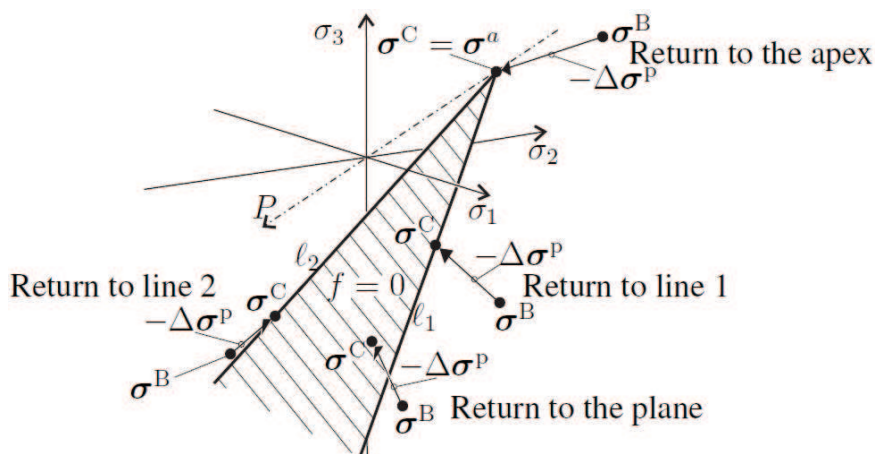


Figur 2.18: Plot af Mohr-Coulombs brudbetingelse i 3 dimensioner.

Herefter skal projiceringen foretages. I alt 4 tilfælde af projiceringer eksisterer, da hver flade er afgrænset af 2 linjer:

1. Projicering ind på spidsen (skæringspunktet mellem alle planene).
2. Projicering ind på linje 1 (skæringslinjen mellem 2 planer).
3. Projicering ind på linje 2 (skæringslinjen mellem 2 planer).
4. Projicering ind på flydefladen.

Projiceringerne er anskuelig gjort på Figur 2.19, hvor den udvalgte flade af Coulombs brudbetingelse er vist.



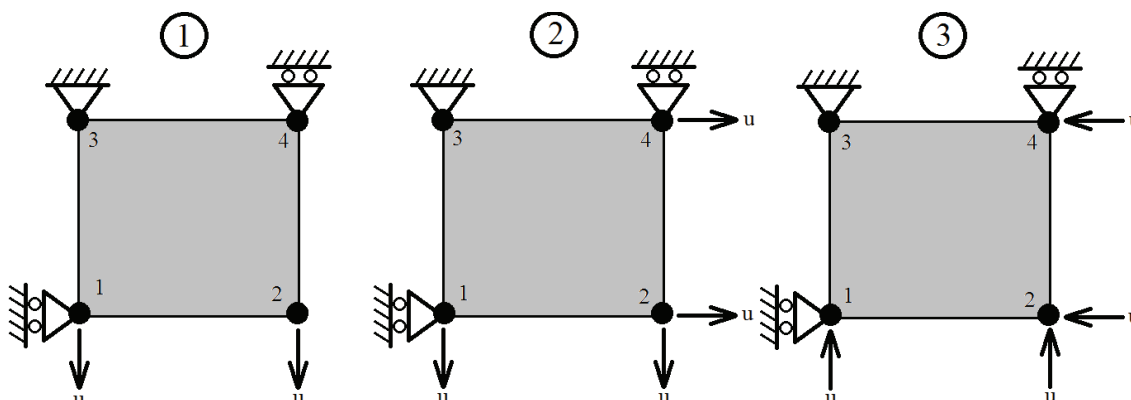
Figur 2.19: Projicering af spændingspunkter ind på flydefladen [15].

Efter at punkterne vha. ”return mapping” metoden er projiceret ind på brudbetingelsen, transformeres spændingerne tilbage fra hovedspændingsrummet.

2.7 Eksempel med Q4-element

Forskellen mellem de beskrevne jordmodeller (Abaqus MC og True MC) undersøges ved at køre analyser med et enkelt kvadratisk Q4-element. Yderligere undersøges hvilken indflydelse excentriciteterne i Abaqus MC jordmodellen har for løsningen.

De konstitutive modeller er skitseret på Figur 2.20 og inputdataene er angivet i Tabel 2.1. Størrelsen på elementerne sættes til 1 m x 1 m.

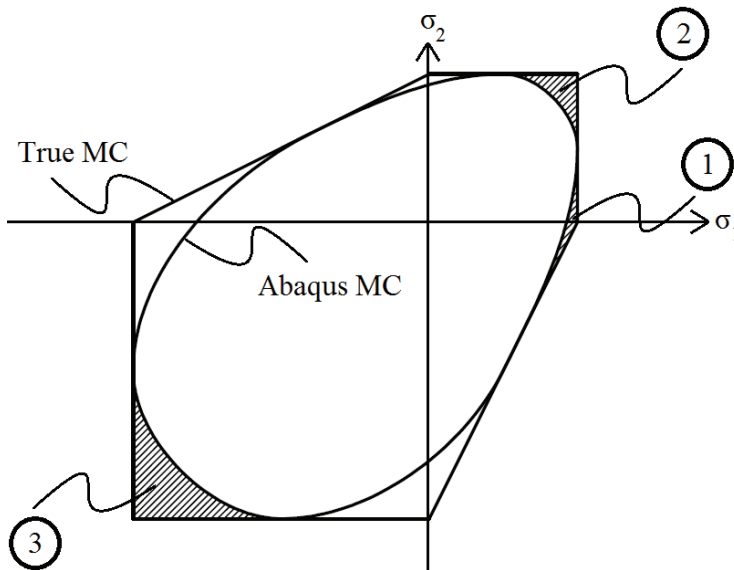


Figur 2.20: Numeriske modeller til test af enkelt element. Fra venstre belastningstilfælde 1, 2 og 3.

Tabel 2.1: Inputdata til analyser med Q4-element.

Input parameter	Abaqus MC	True MC
E	20 MPa	20 MPa
ν	0,0	0,0
ρ	2036,7 kg/m ³	2036,7 kg/m ³
ϕ	30 °	30 °
ψ	30 °	30 °
c	0,2 kPa	0,2 kPa
u	0,5 m	0,5 m

Modellerne er konstrueret således, at områderne skitseret på Figur 2.21 udforskes. Det er netop i disse områder, at brudbetingelserne for hhv. Abaqus MC og True MC er forskellige.



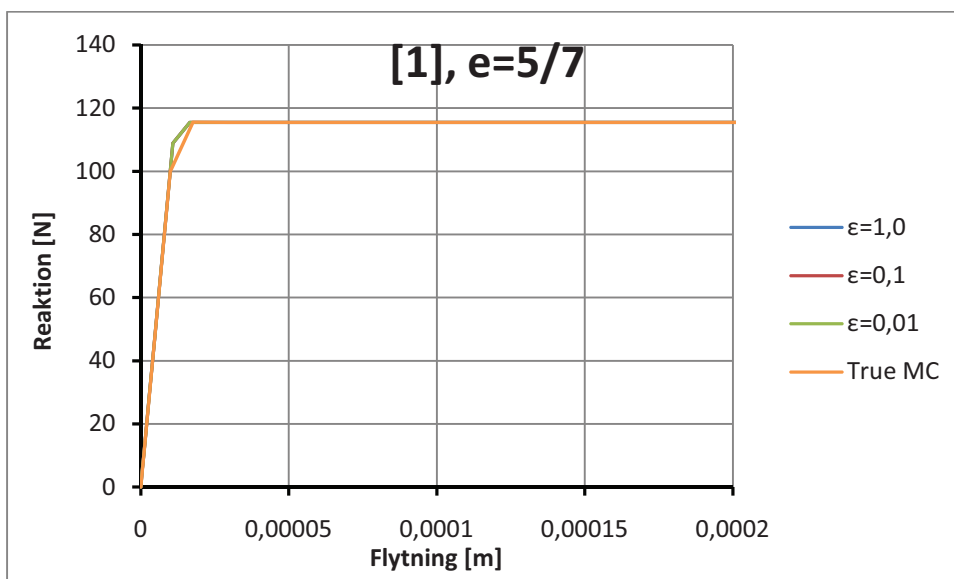
Figur 2.21: Skitse af brudbetingelser og områder som udforskes.

Standardværdien for meridian excentriciteten er 0,1, mens deviator excentriciteten kan beregnes til:

$$e = \frac{3 - \sin(30^\circ)}{3 + \sin(30^\circ)} = \frac{5}{7}. \quad (2.45)$$

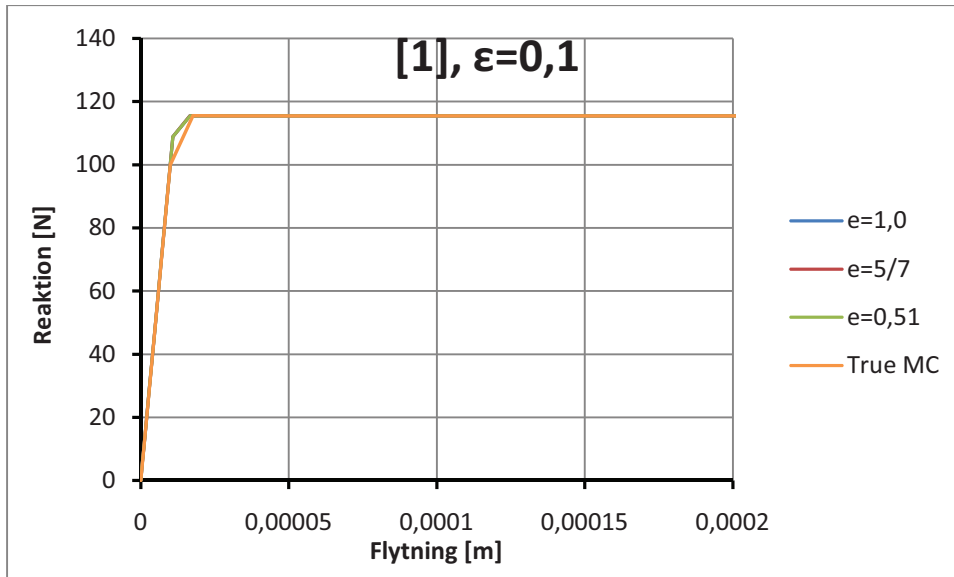
2.7.1 Resultater

Resultaterne fra belastningssituation 1 ses på Figur 2.22 og Figur 2.23. Her er flytningen et udtryk for, hvor meget knude 2 på Figur 2.20 har flyttet sig i forhold til reaktionen i knude 3.



Figur 2.22: Variation af meridian excentriciteten, ϵ , ved belastningssituation 1.

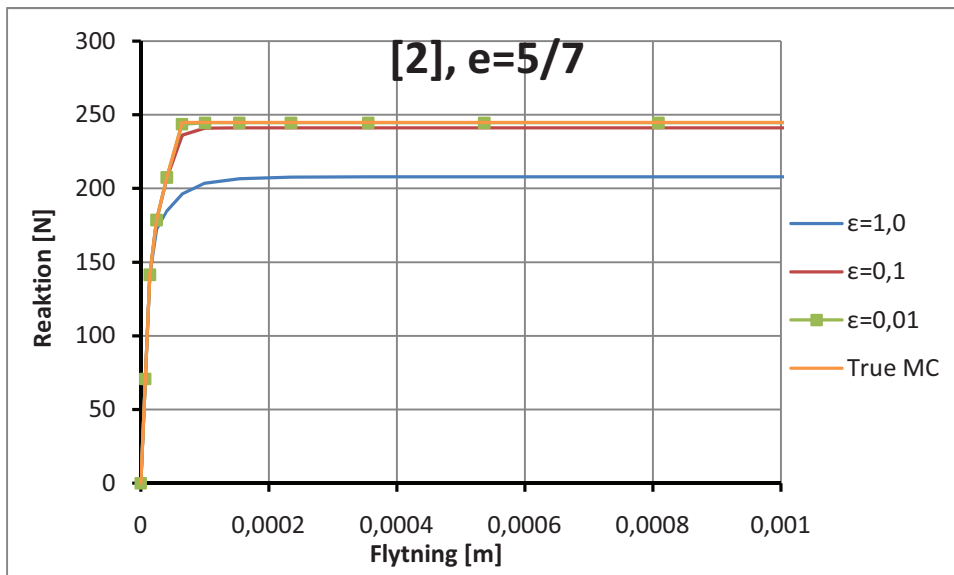
Alle kurverne ligger oveni hinanden i hele forløbet på trods af, at meridian excentriciteten varierer. Varieres deviator excentriciteten fås følgende resultater.



Figur 2.23: Variation af deviator excentriciteten, e , ved belastningssituation 1.

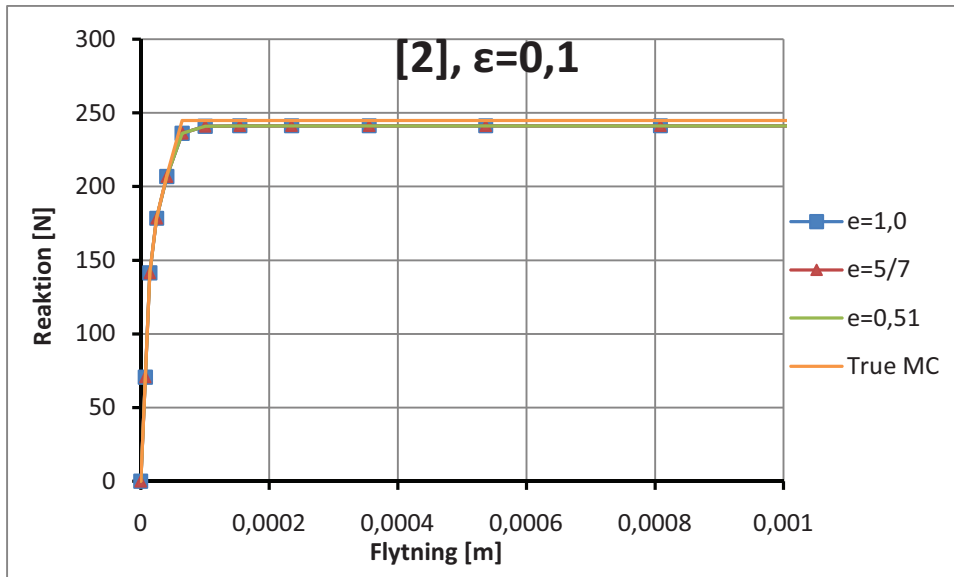
Her ligger alle kurverne igen oveni hinanden.

For belastningstilfælde 2 ser resultaterne ud som på Figur 2.24 og Figur 2.25.



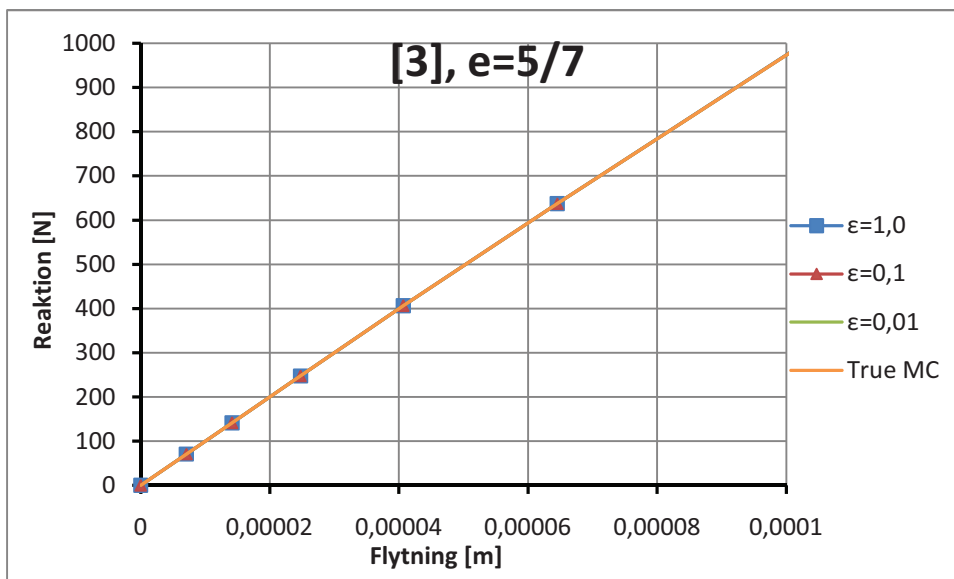
Figur 2.24: Variation af meridian excentriciteten, ϵ , ved belastningssituation 2.

Af figuren ses, at en lav værdi af meridianexcentriciteten er at foretrække for dette belastningstilfælde. Til gengæld ændrer deviator excentriciteten ikke på resultatet, da alle kurverne for Abaqus MC ligger oveni hinanden jf. følgende figur.



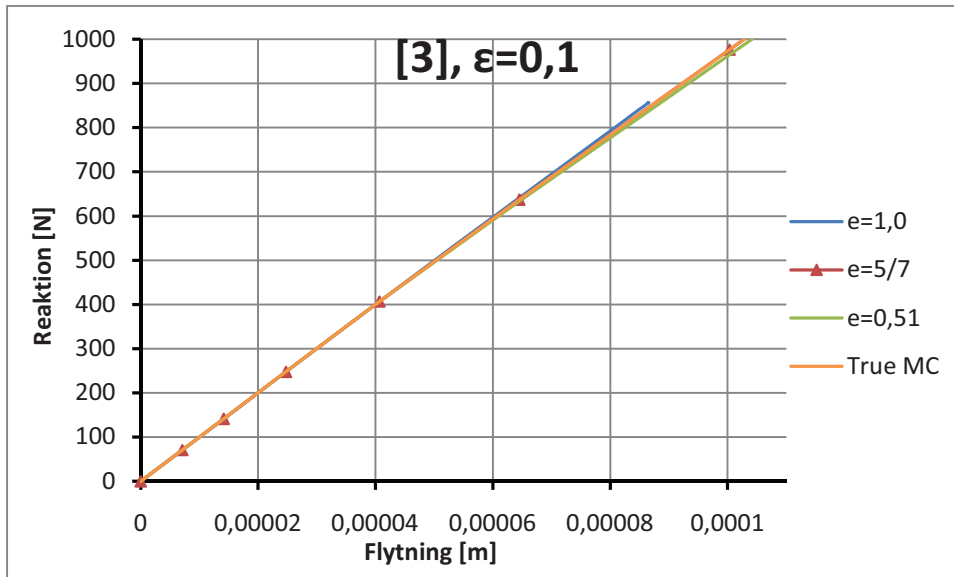
Figur 2.25: Variation af deviator excentriciteten, e , ved belastningssituation 2.

For belastningstilfælde 3 ser resultaterne ud som på Figur 2.26 og Figur 2.27.



Figur 2.26: Variation af meridian excentriciteten, ϵ , ved belastningssituation 3.

Her giver meridianexcentriciteten ikke anledning til ændringer i resultaterne, da alle kruverne ligger oveni hinanden. Ses derimod på deviator excentriciteten er der en lille ubetydelig ændring at spore i hældningen af kurverne.



Figur 2.27: Variation af deviator excentriciteten, e , ved belastningssituation 3.

Standardkurven ($e = 5/7$) er den som tilnærmer sig True MC bedst, mens de andre kurver har hhv. større og mindre hældning.

2.8 Delkonklusion

Jord er et elasto-plastisk materiale som følger en brudbetingelse. Den mest almindeligt anvendte brudbetingelse for jord er Mohr-Coulomb modellen. To forsøg på at inkorporere denne i et FEM-program er gjort med materialemodellerne kaldet Abaqus MC og True MC.

Materialemodellen kaldet Abaqus MC er en tilnærmet brudbetingelse, hvor kanterne på Mohr-Coulombs brudbetingelse er afrundet. Afrundingen kan kontrolleres af brugeren ved at ændre på de såkaldte excentriciteter. Grunden til at afrunde kanter på flydebetingelsen skyldes anvendelsen af metoden "return mapping method". Dette er en metode til at holde spændingerne indenfor brudbetingelsen ved en projicering. Projiceringen gøres nemmere matematisk ved at have en afrundet flydebetingelse.

Modsat Abaqus MC afrunder materialemodellen kaldet True MC ikke kanterne på Mohr-Coulombs brudbetingelse idet det er en direkte implementering af denne. "Return mapping" metoden anvendes stadig, men spændingerne transformeres over i hovedspændingsrummet for at gøre projiceringen lettere, hvorved det er muligt at anvende geometriske argumenter.

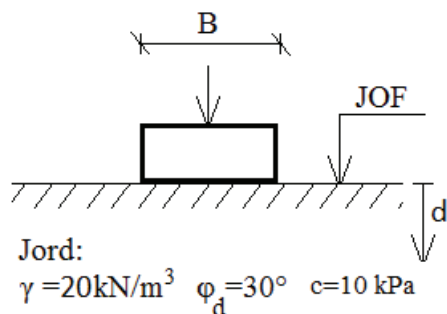
Ændres på excentriciteterne i Abaqus MC ses det, at resultatet også ændres. I langt de fleste tilfælde har det vist sig tilstrækkeligt at anvende standard indstillingerne for disse. I de følgende analyser ændres derfor ikke på standard indstillingerne for excentriciteterne.

3 Bæreevne af jord i plan tøjning

I det følgende beregnes bæreevnen af en jord under et fundament. Dette gøres både teoretisk og numerisk for at vise overensstemmelse mellem resultaterne fra de to modeller. Modellerne tager udgangspunkt i et stribefundament, hvor længden er meget større end bredden ($b \ll l$), hvorved plan tøjning kan forudsættes ($\varepsilon_z = 0$) og problemet reduceres til et 2-dimensionalt problem.

3.1 Teoretisk beregning

Eksemplet tager udgangspunkt i modellen skitseret på Figur 3.1.



Figur 3.1: Teoretisk eksempel.

Herpå ses en jordoverflade med et fundament ovenpå. Fundamentet er et stribefundament med bredden $B = 2,0 \text{ m}$. Da fundamentet er centralt belastet, bliver det effektive areal $A' = 2,0 \text{ m}^2/\text{m}$.

3.1.1 Begyndelsestilstanden

Inden jorden belastes af fundamentet er jorden i en begyndelsestilstand med initialspændinger i jorden forårsaget af tyngdekraften. Den lodrette (σ_{22}) og vandrette (σ_{11}) spænding for den ubelastede jord i en dybde på $d = 10 \text{ m}$ kan beregnes af:

$$\sigma_{22} = \gamma' \cdot d = 200 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

$$\sigma_{11} = K_0 \cdot \sigma_{22} = 0,5 \cdot 200 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kN/m}^2, \quad (3.2)$$

hvor K_0 er hviletrykskoefficienten givet ved:

$$K_0 \approx 1 - \sin(\varphi_{tr}). \quad (3.3)$$

For alle praktiske formål har hviletrykskoefficienten ingen betydning for bæreevnen af fundamentet.

3.1.2 Bæreevneberegning

Jordens bæreevne beregnes af den generelle bæreevneformel:

$$\frac{R'}{A} = \frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + q' N_q s_q i_q d_q + c' N_c s_c i_c d_c, \quad (3.4)$$

hvor d_q og d_c er dybdefaktorer som normalt sættes til 1. N_{γ} , N_q og N_c er bæreevnefaktorer givet ved følgende udtryk:

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi_d)} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi_d)}{1 - \sin(\varphi_d)} = 18,4 \quad (3.5)$$

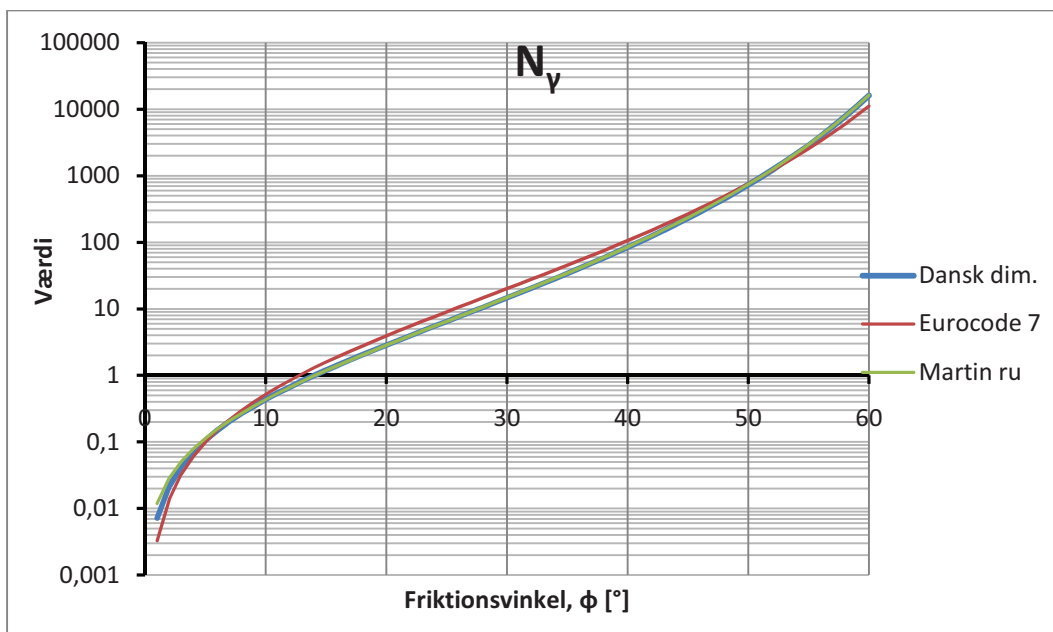
$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d) \right)^2 = 14,6 \quad (3.6)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi_d)} = 30,1. \quad (3.7)$$

Formfaktorerne s_{γ} , s_q og s_c er for sribefundamenter lig 1. For centralt belastede fundamenter bliver hældningsfaktorerne i_{γ} , i_q og i_c også lig 1. Ved fundamentets underkant bestemmes den lodrette spænding $q' = 0$ når jorden er ubelastet. Hele det midterste led udgår derfor af ligning (3.4). Med egenskaberne for jorden angivet på Figur 3.1 kan bæreevnen beregnes til:

$$R' = A' \left(\frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c s_c i_c d_c \right) = 1187,8 \text{ kN/m}. \quad (3.8)$$

Bæreevnefaktorerne N_c og N_q kan bestemmes eksakt, men dette er ikke muligt med N_{γ} . I [19] og i Eurocode 7 [8] er angivet 2 forskellige formler til beregningen af N_{γ} og N_q og i [4] er yderligere angivet værdier for alle bæreevnefaktorerne som ikke er beregnet ud fra en formel. [4] tager yderligere højde for om fundamentet er ru eller glat og anses for at være den mest nøjagtige, da værdierne er beregnet vha. "finite differens" metoden. På Figur 3.2 ses et plot af de forskellige metoder og hvilke værdier for N_{γ} de giver.

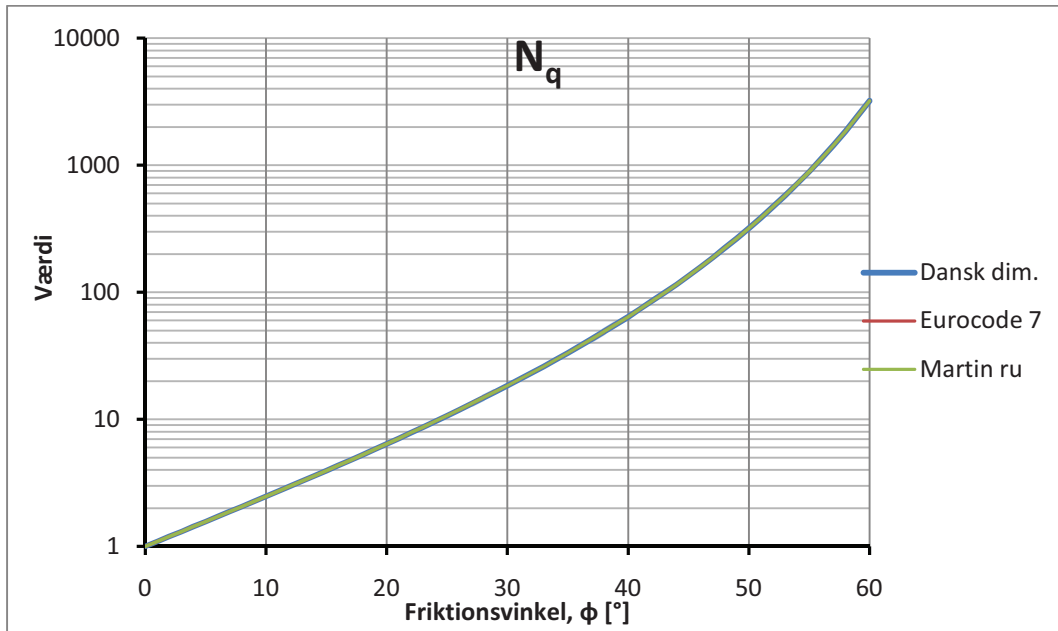


Figur 3.2: Værdier for N_{γ} fra [19], [8] og [4].

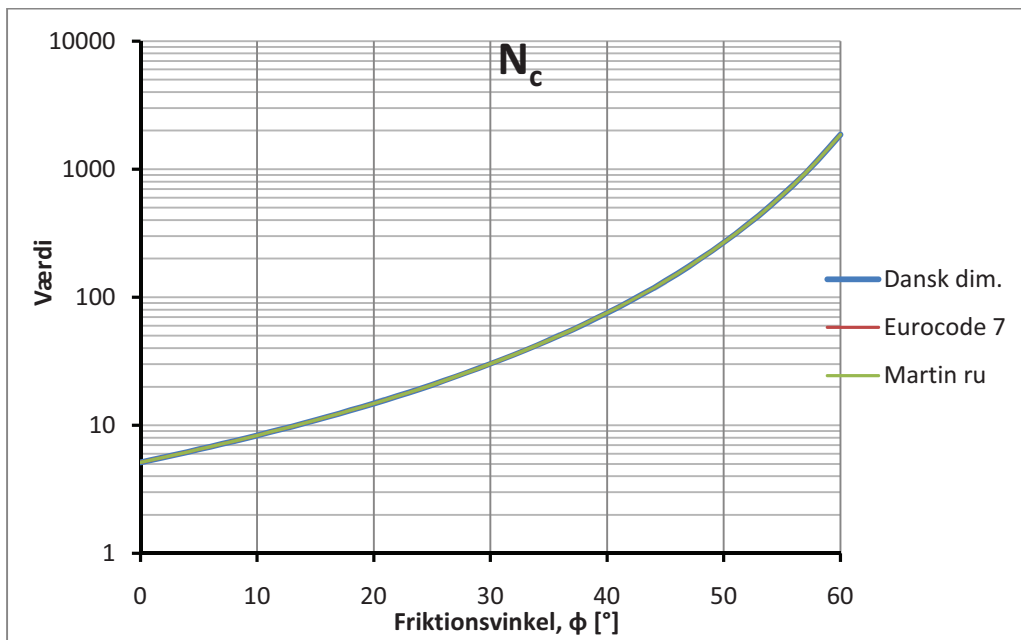
Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede sribefundamenter

Som det ses af figuren ligger kurverne for [19] og [4] tæt på hinanden. For en friktionsvinkel på 30° er afvigelsen mellem [19] og [4] på 0,87 %.

Værdierne for N_q og N_c bestemt ved de forskellige metoder er vist på Figur 3.3 og Figur 3.4.



Figur 3.3: Værdier for N_q fra [19], [8] og [4].



Figur 3.4: Værdier for N_c fra [19], [8] og [4].

Som det fremgår af figurerne ligger værdierne for N_q og N_c for de forskellige metoder oveni hinanden. Værdierne beregnet på baggrund af (3.5) og (3.7) (Dansk Dimensioneringspraksis) kan derfor anvendes. For N_γ anvendes værdierne fra [4].

3.1.3 Korttidstilstanden

I korttidstilstanden kan bæreevnen også bestemmes svarende til, at friktionsvinklen er nul. Bæreevnefaktorerne bestemmes i korttidstilstanden til:

$$N_q^0 = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi_d)}{1 - \sin(\varphi_d)} = 1,0 \quad (3.9)$$

$$N_\gamma^0 = \frac{1}{4} \left((N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d) \right)^2 = 0,0 \quad (3.10)$$

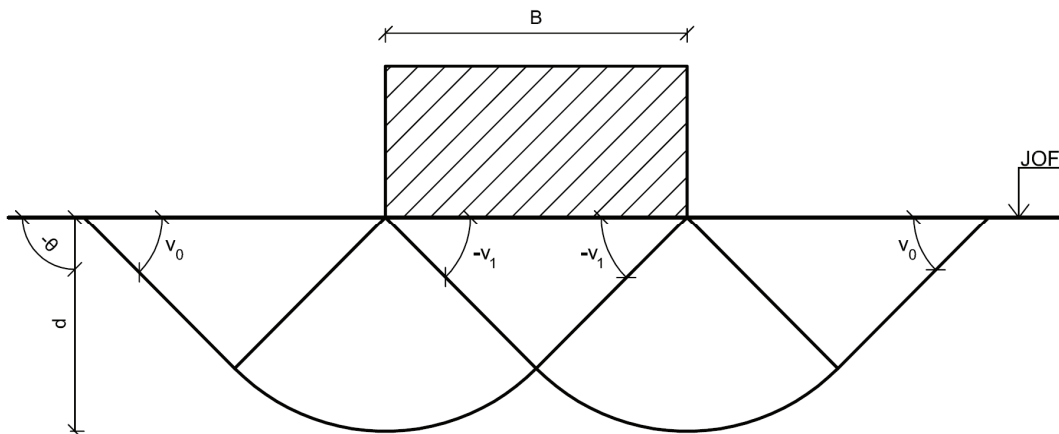
$$N_c^0 = 2 + \pi \approx 5,14. \quad (3.11)$$

Jorden omkring fundamentet belastes svarende til $q' = 20 \text{ kN/m}^2$. Kohæsionen sættes til 50 kPa og bæreevnen beregnes:

$$R' = A' (q' N_q s_q i_q d_q + c' N_c s_c i_c d_c) = 554,2 \text{ kN/m}. \quad (3.12)$$

3.1.3.1 Brudfigur

For ler i korttidstilstanden er brudfiguren sammensat af rette linjer og cirkelbuer. Der ved fås den korrekte brudfigur som er såvel statisk som kinematisk mulig. En skitse heraf er vist på Figur 3.5.



Figur 3.5: Skitse af teoretisk brudfigur for ler i korttidstilstanden.

Brudfiguren er fastlagt så snart vinkelen mellem jordoverfladen og brudlinjen er kendt idet trekantene er ligebenede. Vinklerne kan beregnes af følgende formler for ler i korttidstilstanden:

$$\cos(2v_0 - 2\beta) = -\frac{q}{c} \sin(\beta), \quad (3.13)$$

$$\cos(2v_1 - 2\theta) = \frac{a}{c}, \quad (3.14)$$

hvor:

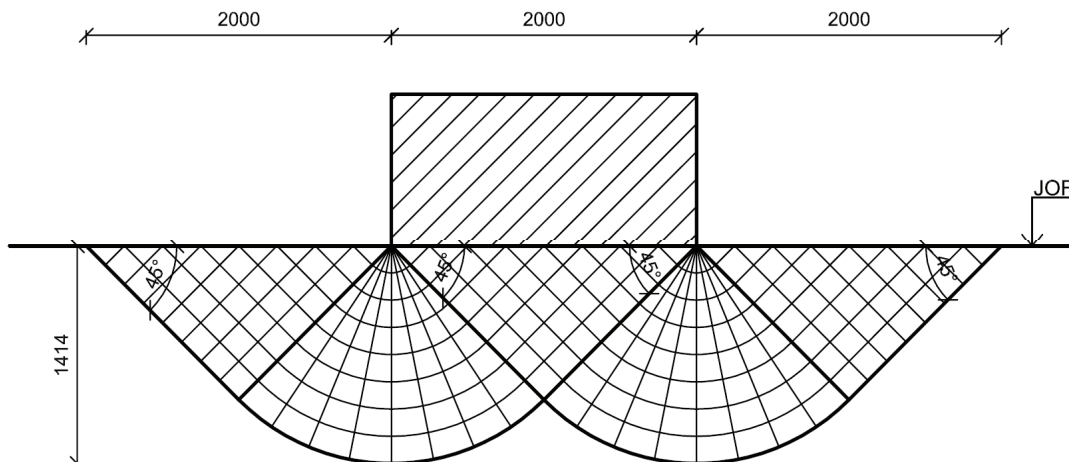
β er vinklen mellem jordoverfladen og vandret ($=0$) og
 a er adhæsionen mellem jorden og jordoverfladen ($=0$).

Overlejringsstrykket sættes til 0, hvorefter vinklerne v_0 og v_1 bestemmes:

$$\cos(2v_0) = 0 \Rightarrow v_0 = 45^\circ, \quad (3.15)$$

$$\cos(2v_1 + 180^\circ) = 0 \Rightarrow v_1 = -45^\circ. \quad (3.16)$$

Dette giver brudfiguren jf. Figur 3.6.



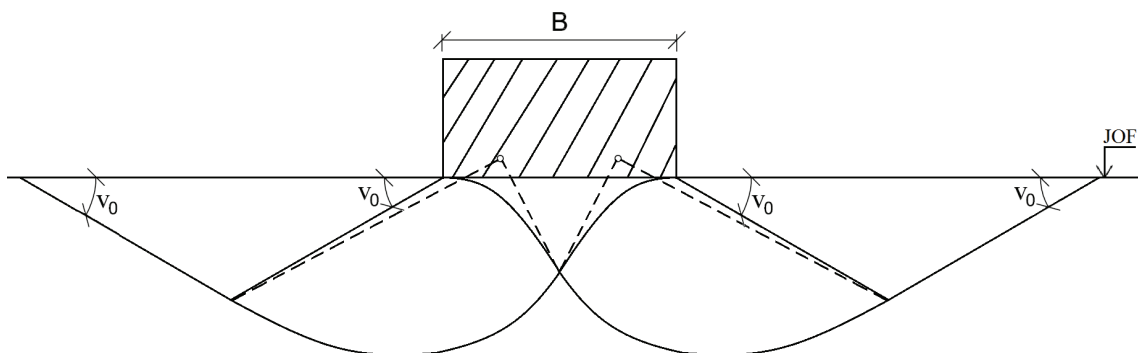
Figur 3.6: Den beregnede brudfigur for ler i korttidstilstanden (mål i mm).

Den maksimale dybde som brudfiguren går ned i er:

$$d = \sqrt{(1 \text{ m})^2 + (1 \text{ m})^2} \cong 1,414 \text{ m}. \quad (3.17)$$

3.1.4 Brudfigur for friktionsjord

For friktionsjord anvendes ekstremmetoden til at beregne brudfiguren. Dvs. at brudlinjen består af rette linjer samt dele af logaritmiske spiraler, jf. Figur 3.7.



Figur 3.7: Skitse af brudfigur beregnet i [5].

Modsat situationen på ler findes en eksakt brudfigur på sand ikke idet en brudfigur som både er kinematisk og statisk mulig endnu ikke er fundet. Derfor tages udgangspunkt i brudfiguren beregnet i [5]. Vinklen v_0 mellem JOF og brudlinjen kan bestemmes af (3.19):

$$\tan\left(v_0 + \frac{\varphi}{2} - \frac{\beta}{2}\right) = \frac{c \cos(\varphi) \sin(\beta) \pm \sqrt{c^2 \cos^2(\varphi) + pc \sin(2\varphi) \cos(\beta) + p^2(\sin^2(\varphi) - \sin^2(\beta))}}{c \cos(\varphi) \cos(\beta) + p(\sin(\varphi) - \sin(\beta))}. \quad (3.18)$$

For kohæsionsløs jord ($c=0$) kan p bortforkortes, hvorved vinklen er givet ved:

$$\tan\left(v_0 + \frac{\varphi}{2} - \frac{\beta}{2}\right) = \frac{\pm \sqrt{\sin^2(\varphi) - \sin^2(\beta)}}{\sin(\varphi) - \sin(\beta)}. \quad (3.19)$$

Sættes friktionsvinklen til 30° fås:

$$\tan\left(v_0 + \frac{30^\circ}{2}\right) = 1 \Rightarrow v_0 = 30^\circ, \quad (3.20)$$

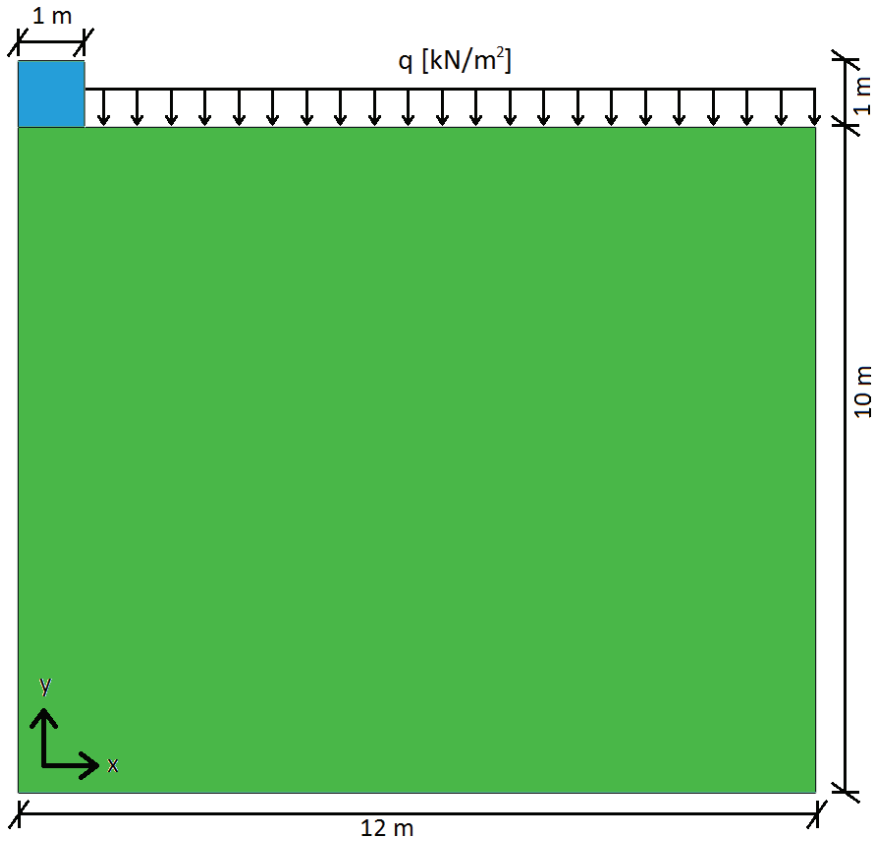
da JOF ikke hælder ift. vandret ($\beta=0$). Som ventet findes, at friktionsvinklen og brudlinjens hældning er ens. Brudfigurerne vil senere blive sammenlignet med de numeriske beregninger.

3.2 Numerisk beregning

De numeriske beregninger udføres i FEM-programmet Abaqus. Et jordvolumen med et stribefundament modelleres og initialsændinger påsættes (begyndelsestilstanden). Herefter beregnes et eksempel med kohæsionsjord og derefter med friktionsjord. Begge jordmodeller kaldet hhv. Abaqus MC og True MC anvendes (se afsnit 2).

3.2.1 Numerisk model

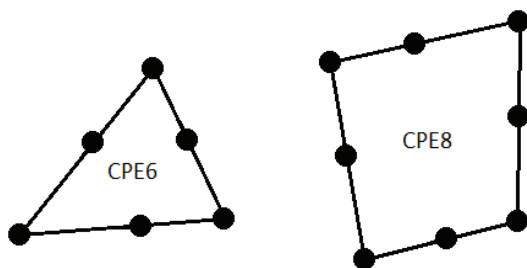
Jordvolumenet er sat til at være 24 m bredt og 10 m højt med et 2 m bredt stribefundament placeret centralt ovenpå. For at gøre beregningerne mindre omfangsrige udnyttes symmetri, hvorfor bæreevnerne ganges med 2. Derfor modelleres kun den ene halvdel jf. Figur 3.8.



Figur 3.8: Numerisk model med jordvolumen (grøn) og fundament (blå).

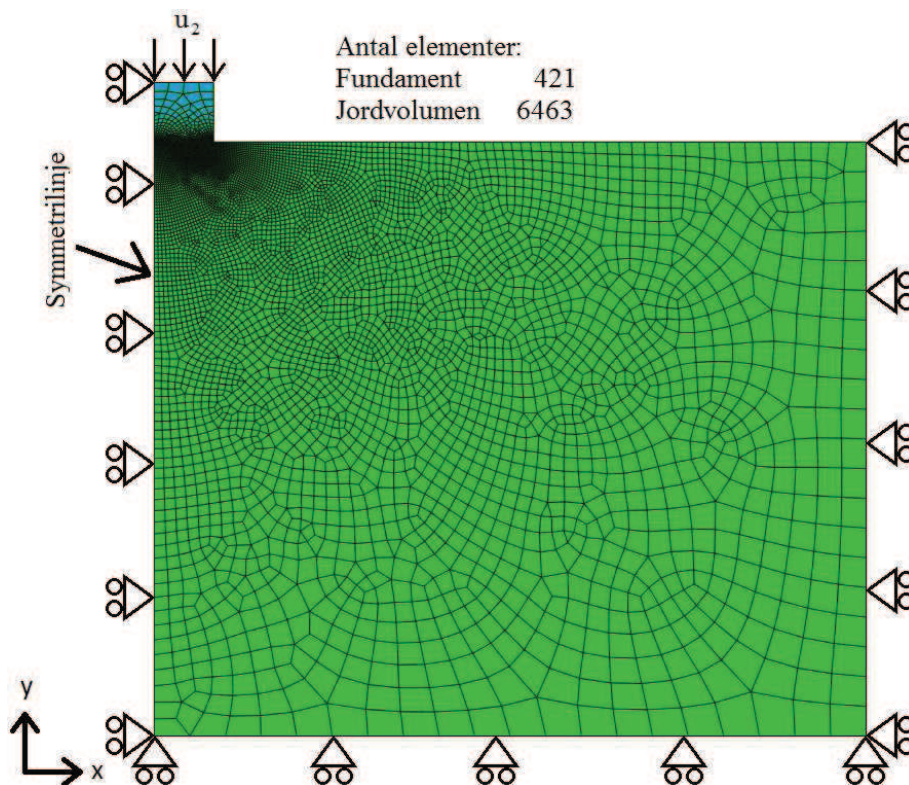
Materialeparametrene for fundamentet er i princippet ligegyldige så længe stivheden af fundamentet er væsentligt større end stivheden af jorden.

Modellen meshes frit med CPE6- og CPE8-elementer som er plane højere ordens elementtyper. Navnet angiver, at der er tale om kontinuumelementer (C) i plan tøjning (PE) med et antal knuder (6 eller 8). Elementerne er illustreret på Figur 3.9.



Figur 3.9: Plane højere ordens elementtyper.

Den diskretiserede model med randbetingelser påsat er skitseret på Figur 3.10.



Figur 3.10: Frit mesh for den numeriske model med randbetingelser og 40.822 dof's.

Meshet forfines omkring fundamentets underkant. Da fundament og jordvolumen deler knuder karakteriseres fundamentet som et ru fundament.

3.2.2 Begyndelsestilstanden

I begyndelsestilstanden påsættes udelukkende de initielle spændinger. Materialeparametrene som anvendes i den numeriske model er angivet i Tabel 3.1.

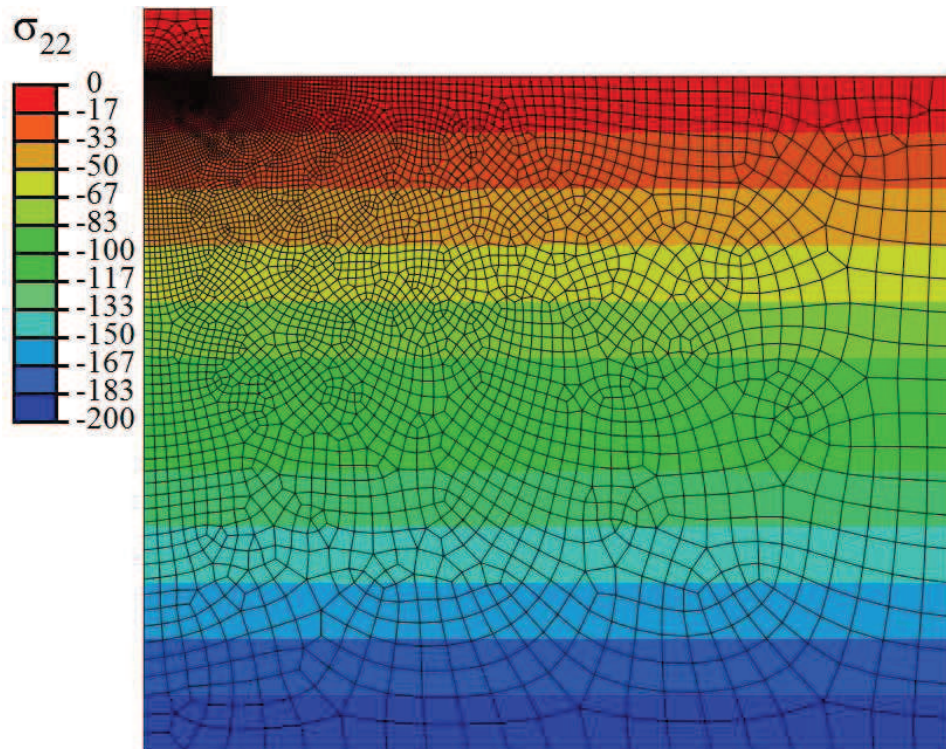
Tabel 3.1: Inputparametre til analyse i begyndelsestilstanden.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	10 kPa
K_0	-	0,5
Jordmodel	-	Abaqus MC

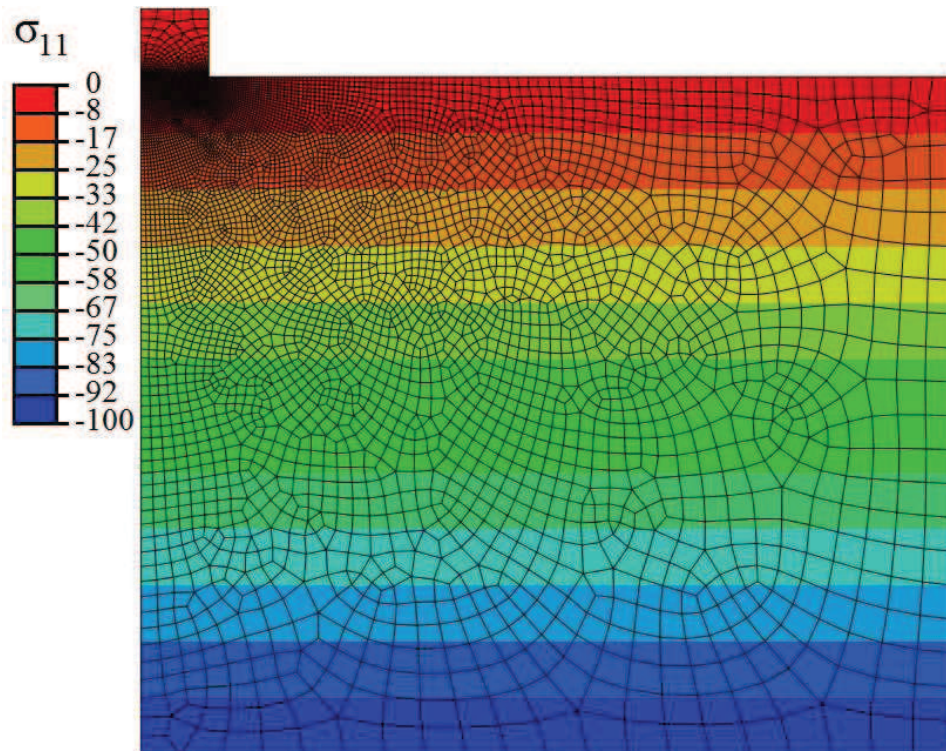
Densiteten for fundamentet defineres ikke idet dette vil give en ekstra deformation af jorden når tyngdekraften påsættes og dermed vil have indflydelse på belastningen.

Initialspændingerne påsættes jordvolumenet ved at køre et geostatisk step. Heri defineres størrelsen og retningen på tyngdekraften ($-9,82 \frac{m}{s^2}$ lodret). For at opveje deformationerne forårsaget af tyngdekraften defineres en initial spændingstilstand. Programteknisk dikteres spændingstilstanden vha. en "umat-fil" i Abaqus. Denne skal redigeres så spændingerne i jordoverfladen bliver nul og negative nedefter. Dette er illustreret på

Figur 3.11 og Figur 3.12, hvor de lodrette og vandrette spændinger i initialspændingstilstanden for en K_0 -værdi på 0,5 er plottet.

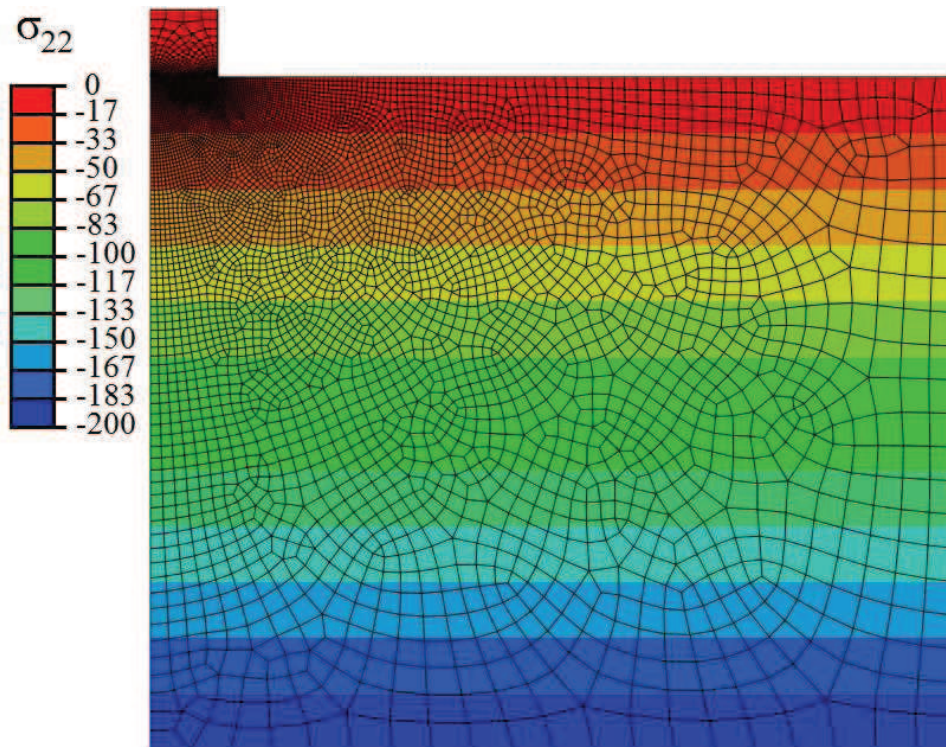


Figur 3.11: Plot af de lodrette spændinger i initialspændingstilstanden (værdier i kPa).

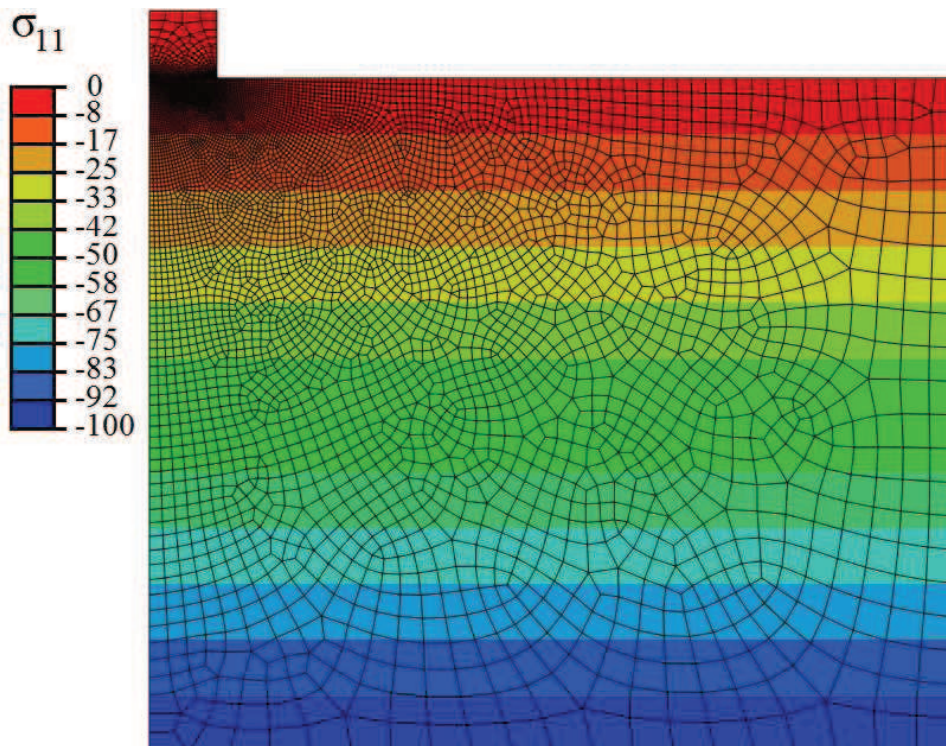


Figur 3.12: Plot af de vandrette spændinger i initialspændingstilstanden for en K_0 -værdi på 0,5 (værdier i kPa).

Efterfølgende køres det geostatiske step. Af Figur 3.13 og Figur 3.14 fremgår resultaterne.



Figur 3.13: Plot af de lodrette spændinger efter det geostatiske step (værdier i kPa).



Figur 3.14: Plot af de vandrette spændinger efter det geostatiske step for en K_0 -værdi på 0,5 (værdier i kPa).

Den maksimale lodrette begyndelsesspænding bliver 200 kPa og den maksimale vandrette begyndelsesspænding bliver 100 kPa. Dette stemmer med det teoretisk beregnede (3.1) og (3.2). Ydermere er spændingen og den lodrette deformation i jordoverfladen 0. Dermed er spændingerne i begyndelsestilstanden påsat rigtigt i den numeriske analyse.

3.2.3 Kohæsionsjord

Bæreevnen af jorden beregnes numerisk for kohæsionsjord ($\varphi=\psi=0$). Dette gøres ved at tilføje et ekstra step i analysen. Udover at påsætte spændingerne fra begyndelsestilstanden (initialspændinger og tyngdekraften), køres et step, hvor flytningen af fundamentet er sat til 1 m ($u_2 = 1$ m på Figur 3.10). Dermed defineres en ekstra grænsebetingelse i steppet. Følgende inputparametre jf. Tabel 3.2 er anvendt.

Tabel 3.2: Inputparametre til analyse med kohæsionsjord.

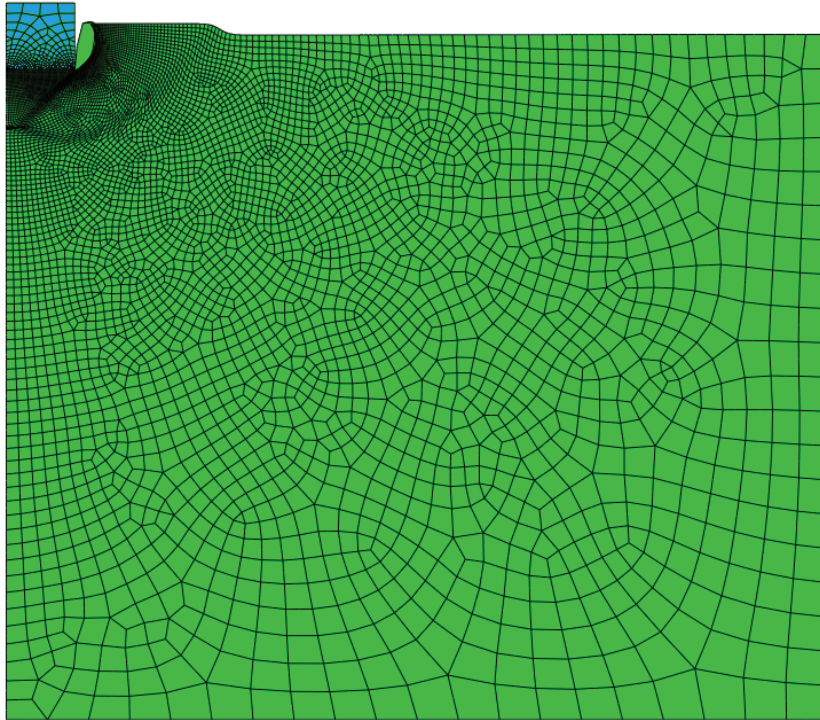
Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
φ	-	0 °
ψ	-	0 °
c	-	50 kPa
K_0	-	0,5
u_2	1 m	-
Jordmodel		Abaqus MC

Det nye step er nødvendigt at køre i mindre inkremitter, da jorden belastes til brud. I Tabel 3.3 er angivet værdierne på inkrementparametrene.

Tabel 3.3: Inkrementparametre til analyse med kohæsionsjord.

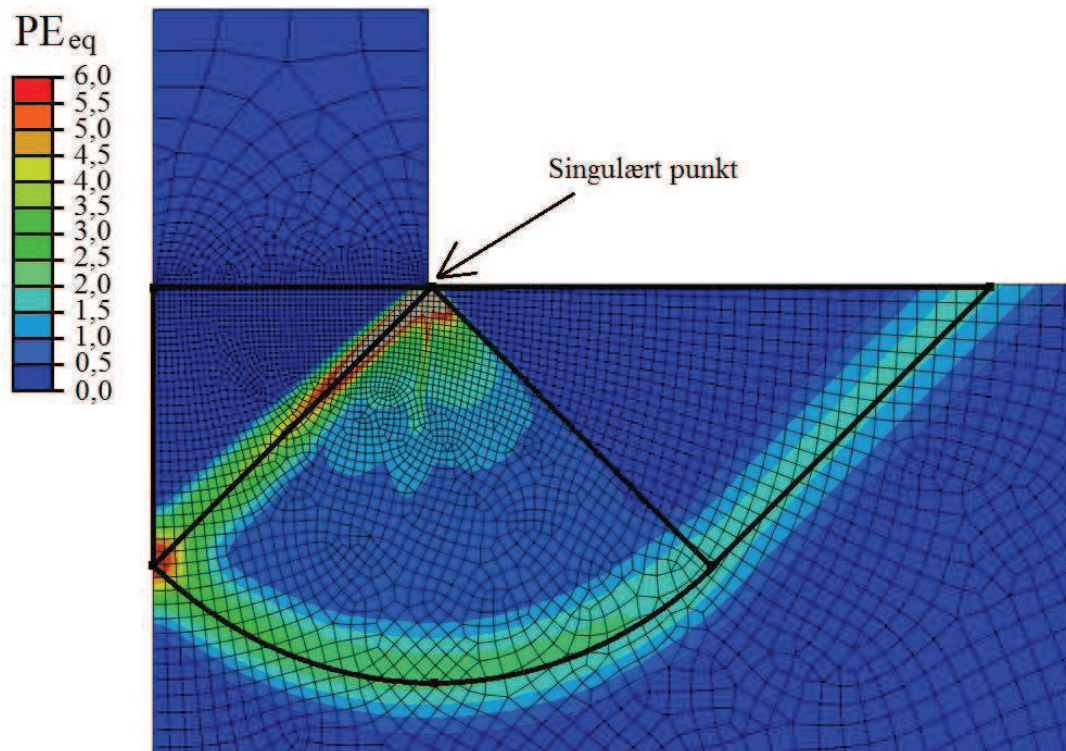
Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal inkremitter	$1 \cdot 10^6$
Initielle inkrement størrelse	0,001
Minimum inkrement størrelse	$1 \cdot 10^{-6}$
Maximum inkrement størrelse	0,1

Analysen tager ca. 5 min at køre. På Figur 3.15 er den deformerede model vist.



Figur 3.15: Deformeret model ved en lodret flytning af fundamentet på 0,54 m.

Af figuren ses det tydeligt, hvordan jorden skyder op på højre side af fundamentet. Samtidig følger en kegle lige under fundamentet af jordvolumenet med fundamentet nedad. Plottes de plastiske tøjninger kan brudlinjerne ses jf. Figur 3.16.

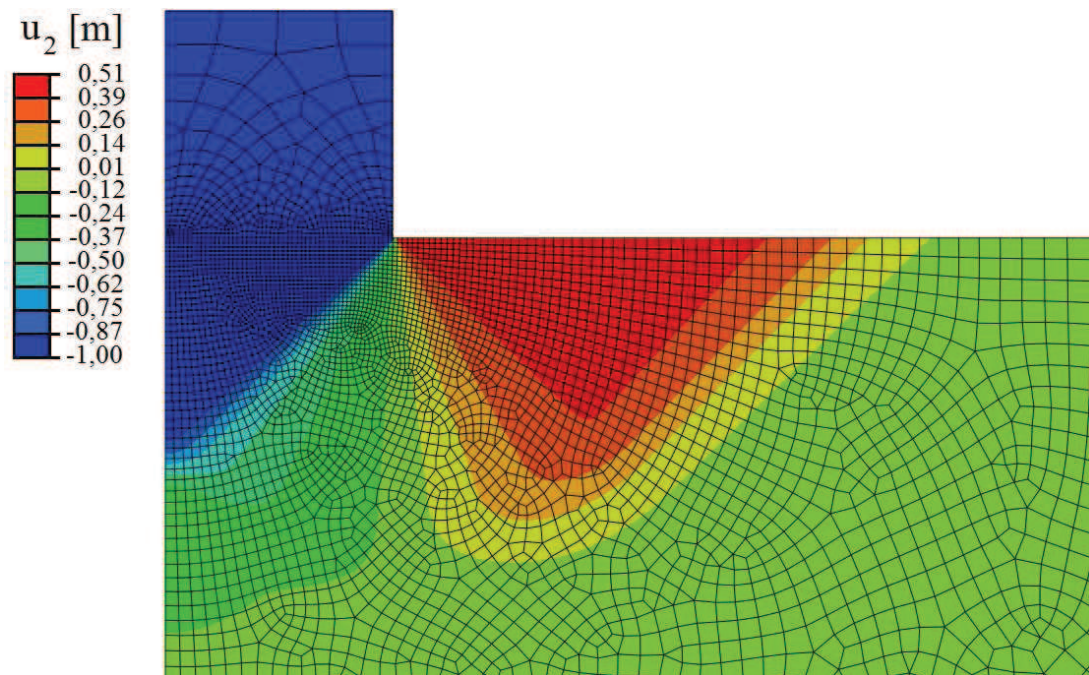


Figur 3.16: Numerisk og teoretisk beregnet brudfigur for kohæsionsjord (plot af de ækvivalente plastiske tøjninger).

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

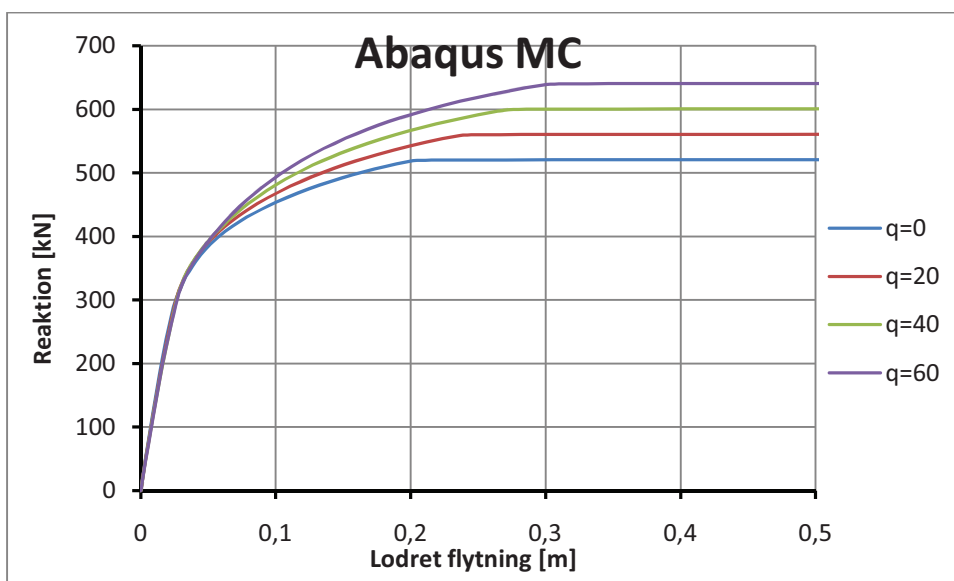
I det singulære punkt markeret på figuren antager de ækvivalente plastiske tøjninger meget høje værdier, hvorfor det er nødvendigt at ændre på skalaen for at få brudfiguren vist. Ifølge figuren følger de teoretisk og numerisk beregnede brudlinjer hinanden.

Bruddet udvikles under fundamentets højre kant og skubber et jordvolumen op på højre side. Jordvolumenet umiddelbart under fundamentet følger bare med ned. Dette ses også på Figur 3.17, hvor de lodrette flytninger er plottet.



Figur 3.17: Plot af de lodrette flytninger.

Plottes den lodrette reaktion som funktion af den lodrette flytning for knuderne på toppen af fundamentet fås resultaterne vist på Figur 3.18. Her er analyser med andre værdier af overlejringstrykket ($q = 20 \text{ kN/m}^2$, 40 kN/m^2 og 60 kN/m^2) også plottet.



Figur 3.18: Resultater af analyse med kohæsionsjord med forskellige værdier af q i kN/m^2 .

Resultaterne ligger med et interval på 40 kN, hvilket svarer til $A \cdot \Delta q$ ($2\text{m}^2 \cdot 20\text{kN/m}^2$). De numeriske resultater gengiver dermed teorien.

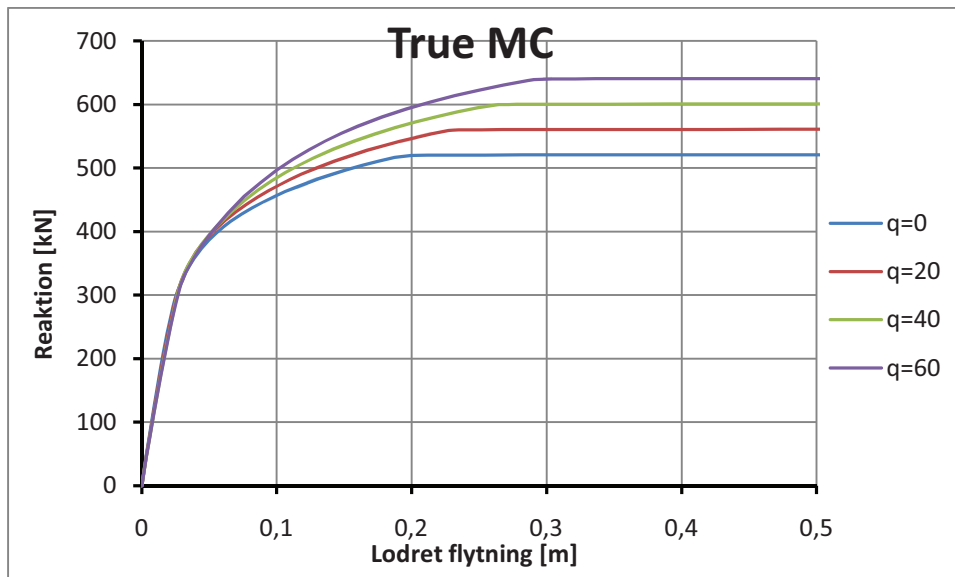
Køres de samme analyser bare med jordmodellen True MC fås tilsvarende resultater. Inputparametrene er givet i Tabel 3.6.

Tabel 3.4: Inputparametre til analyse med kohæsionsjord.

Input parameter	Fundament	Jord
E	0,21 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	0,001°
ψ	-	0,001°
c	-	50 kPa
K_0	-	0,5
u_2	1 m	-
Jordmodel		True MC

Sættes analysen i gang med en friktionsvinkel og dilatationsvinkel på 0° går den ned uden at være kommet i gang, hvorfor en værdi på 0,001° anvendes jf. tabellen. Inkrementparametrene er de samme som angivet i Tabel 3.3.

Analysen tager ca. 20 min at køre. På Figur 3.19 er resultaterne fra analysen vist, hvor også analyser med andre værdier af overlejringstrykket ($q = 20 \text{ kN/m}^2, 40 \text{ kN/m}^2$ og 60 kN/m^2) vises.

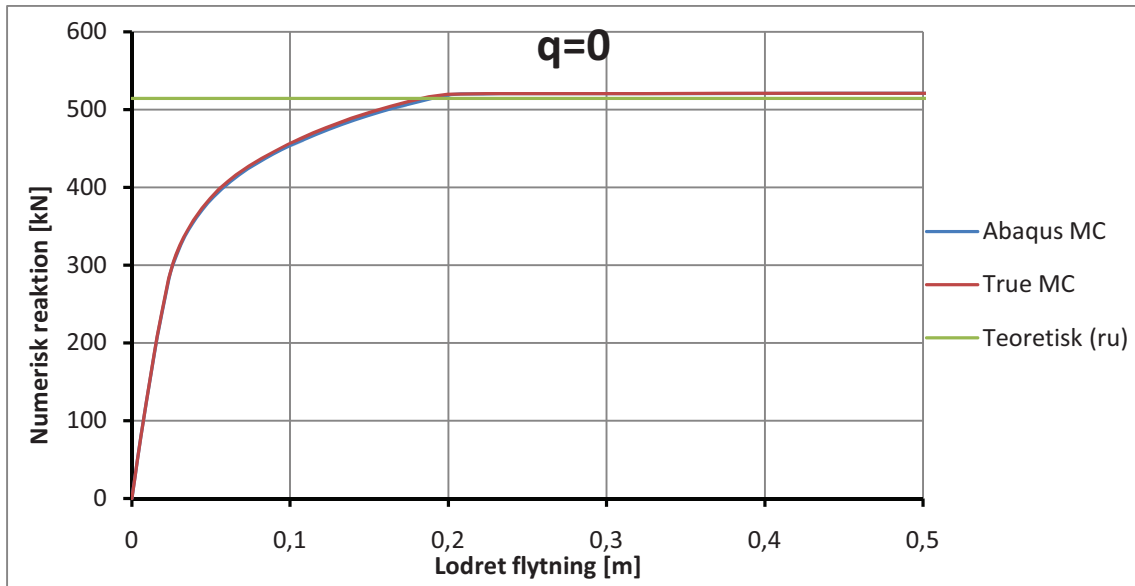


Figur 3.19: Resultater af analyse med kohæsionsjord med forskellige værdier af q i kN/m^2 .

Igen ligger resultaterne med et interval på 40 kN, hvilket svarer til teorien.

Sammenlignes værdierne fra de 2 modeller med den teoretiske løsning ser det ud som på Figur 3.20.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter



Figur 3.20: Resultater af analyse med kohæsionsjord for Abaqus MC og True MC for $q=0$.

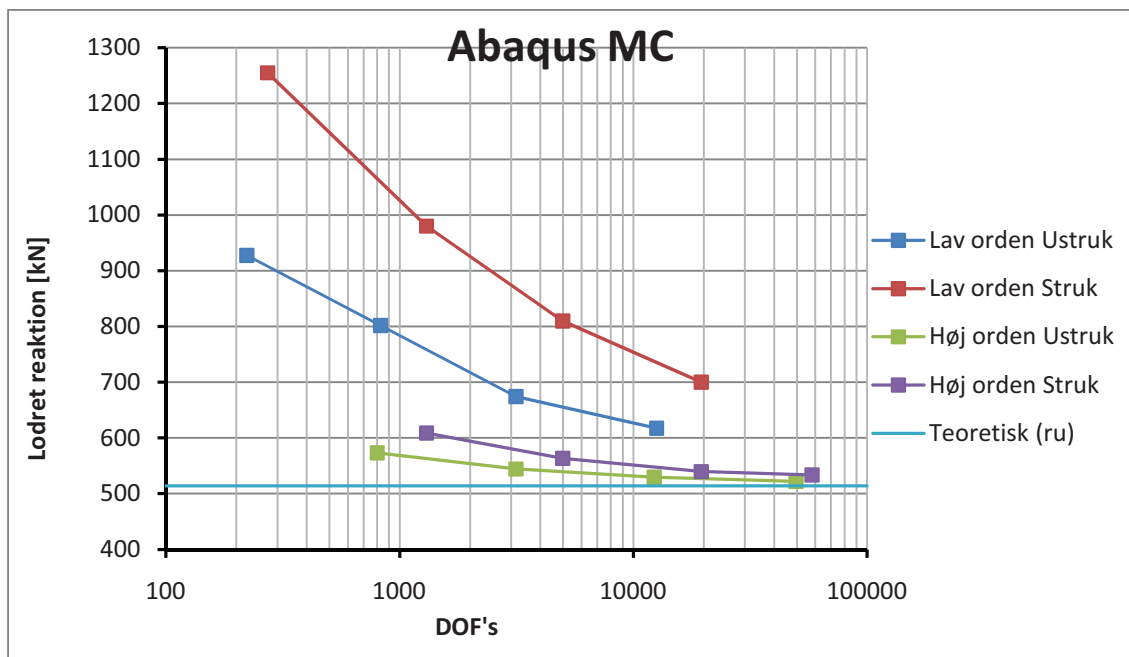
Billedet er for $q=0$. Nøjagtigt samme billede gør sig gældende for de resterende værdier af overlejringstrykket. Begge modeller giver den teoretiske bæreevne med en afvigelse på ca. 1 %. Løsningerne følges ad i hele forløbet.

Endelig er forskellige typer mesh blevet testet i appendiks 3. Inputparametrene er som angivet i Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Inputparametre til test af mesh.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
v	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	0°
ψ	-	0°
c	-	50 kPa
K_0	-	1,0
u_2	1 m	-
Jordmodel		Abaqus MC

Resultatet af analyserne ses af Figur 3.21.



Figur 3.21: Konvergenskurver for forskellige elementer og mesh.

Af denne figur ses det, at ustrukturerede mesh med højere ordens elementer er bedst. Desuden nærmer løsningerne sig den teoretiske løsning jo finere meshet bliver.

3.2.4 Friktionsjord

Bæreevnen af jorden beregnes numerisk for friktionsjord ($c=0$). Dette gøres på samme måde som for kohæsionsjorden (indfører et step, hvor flytningen af fundamentet defineres). Denne gang anvendes inputparametrene fra Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Inputparametre til analyse med friktionsjord.

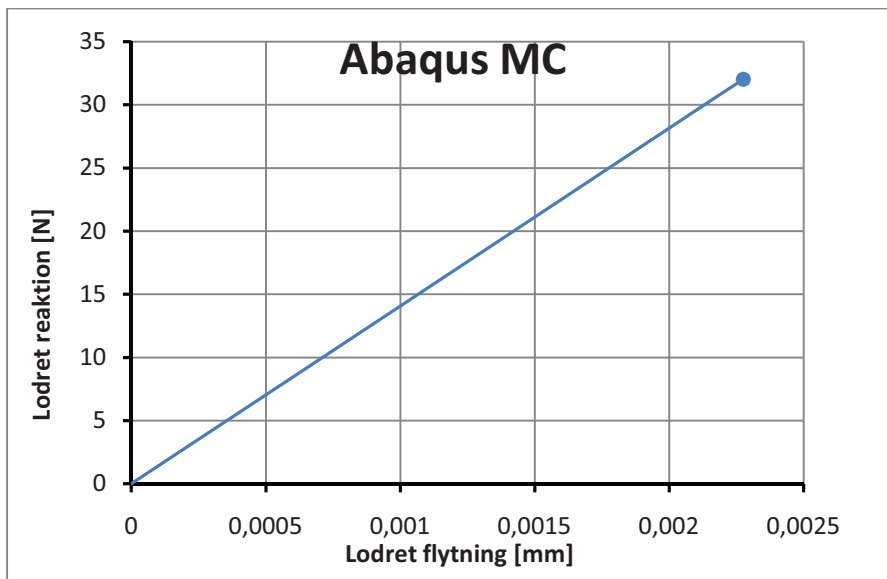
Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	0,001 kPa
K_0	-	0,5
u_2	1 m	-
Jordmodel		Abaqus MC

Inkrementparametrene ændres idet minimumsinkrementet sættes yderligere ned. Værdierne er som følger i Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Inkrementparametre til analyse med friktionsjord.

Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal	$1 \cdot 10^6$
Initielle	0,001
Minimum	$1 \cdot 10^{-9}$
Maximum	0,1

Programmet kommer som standard med en fejlmeddelelse når kohæsionen sættes til 0. Denne værdi er det derfor ikke muligt at anvende i jordmodellen Abaqus MC, hvorfor en værdi på 0,001 kPa anvendes. Programmet kommer med en advarsel om, at dilatationsvinklen er for høj. Efter ca. 1 min. går analysen ned pga. et for højt initial inkrement. Dette sættes ned til 0,00001 og analysen køres igen, hvorved analysen går ned pga., at inkrementstørrelsen, som kræves for, at analysen kører videre, er for små. Forsøges minimums inkrementet herefter nedsat til 10^{-25} , kører analysen heller ikke til ende ($u_2 = 0,0023$ mm). Resultaterne af analysen viser, at et fuldtudviklet plastisk brud endnu ikke er udviklet jf. Figur 3.22.



Figur 3.22: Resultater af analyse med friktionsjord for Abaqus MC.

Det må derfor konkluderes, at analysen ikke kan køres med den valgte elementtype og de valgte inputparametre jf. Tabel 3.6.

Analysen køres derfor med jordmodellen True MC i stedet. Inputparametrene til analysen er angivet i Tabel 3.8 og Tabel 3.9.

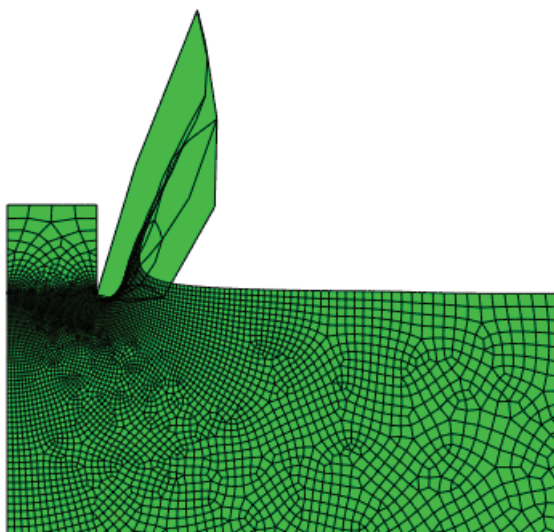
Tabel 3.8: Inputparametre til analyse med friktionsjord.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	0 kPa
K_0	-	0,5
u_2	1 m	-
Jordmodel		True MC

Tabel 3.9: Inkrementparametre til analyse med friktionsjord.

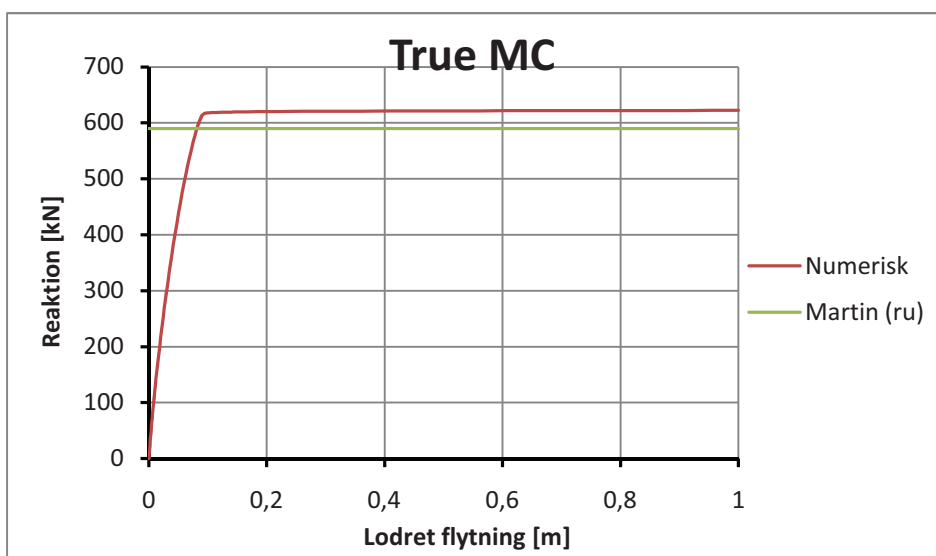
Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal	$1 \cdot 10^6$
Initielle	0,001
Minimum	$1 \cdot 10^{-9}$
Maximum	0,1

I jordmodellen True MC er det både muligt at indtaste en værdi på 0 for kohæsionen og analysen kører også til ende på ca. 40 min. På Figur 3.23 ses den deformerede model for en flytning af fundamentet på 0,1 m.



Figur 3.23: Deformeret model for friktionsjord ($u_2 = 0,1$ m).

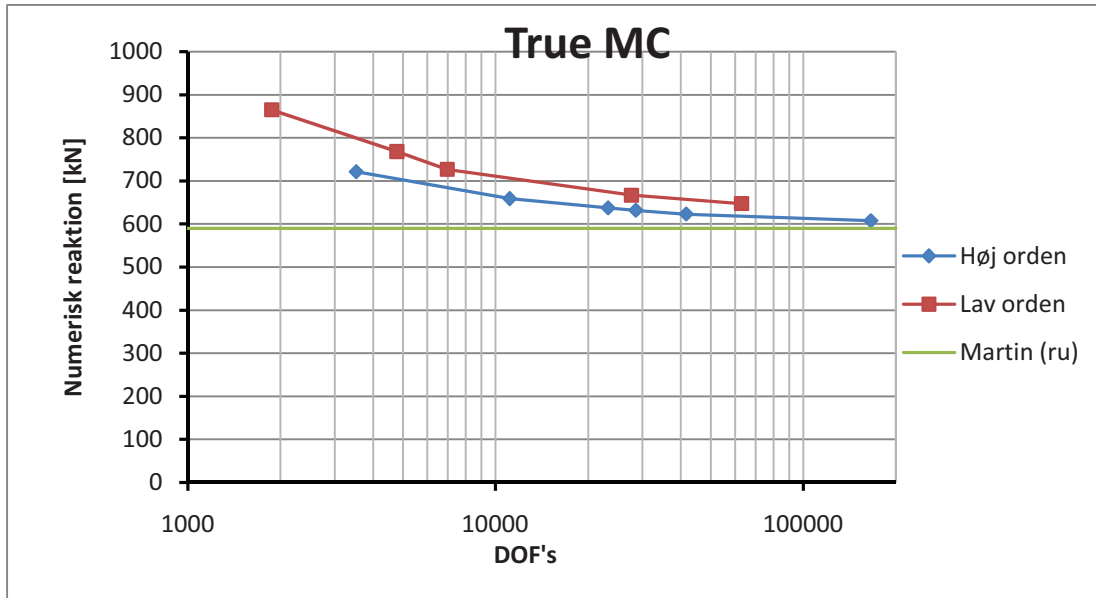
Af figuren fremgår det, at jorden skyder op på højre side hvilket var forventet. Plottes den lodrette reaktion som funktion af den lodrette flytning af fundamentet fås grafen jf. Figur 3.24.



Figur 3.24: Reaktion som funktion af flytningen af fundamentet (40.822 dof's).

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

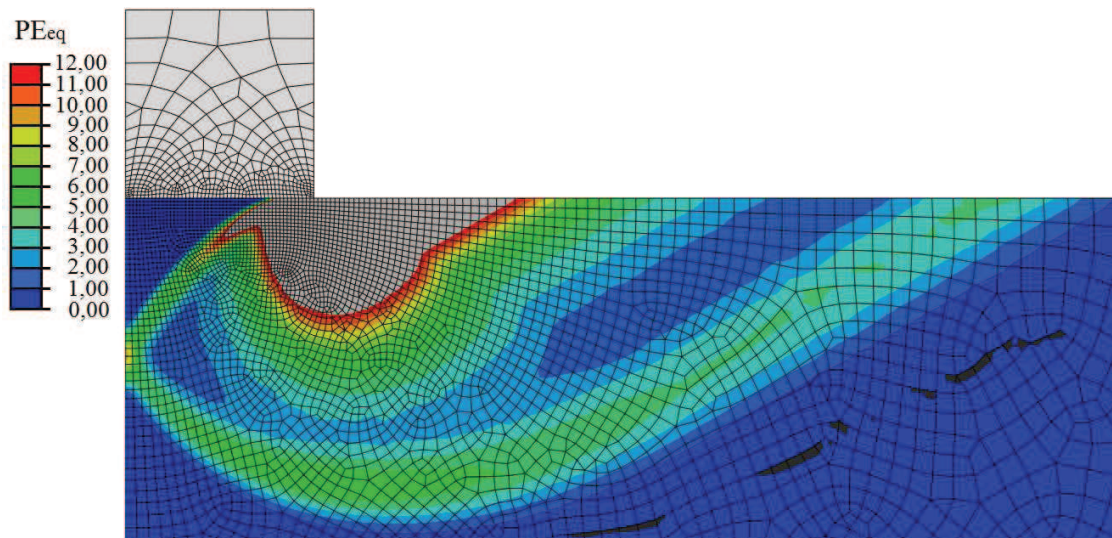
Afvigelsen mellem den teoretiske og den numerisk beregnede bæreevne er på 5,4 %. Anvendes et finere mesh kan afvigelsen reduceres jf. Figur 3.25, som illustrerer løsningens afhængighed af meshet. På figuren er yderligere vist, hvordan løsningerne ville være, hvis lavere ordens elementer blev anvendt i stedet for højere ordens elementer.



Figur 3.25: Konvergenskurver med frit mesh for lavere og højere ordens elementer.

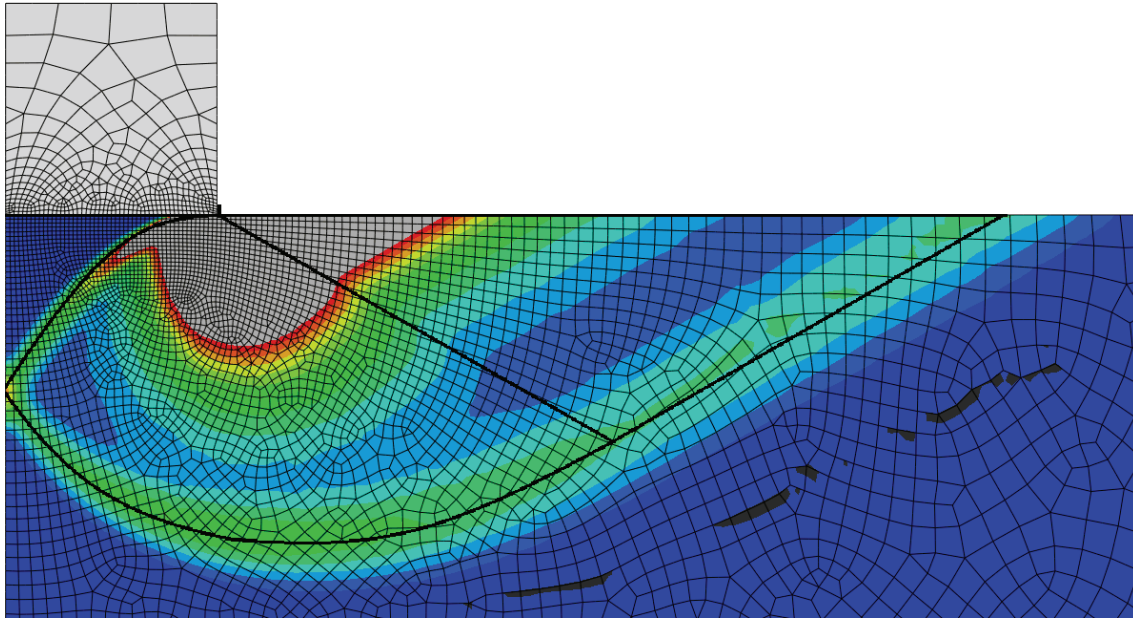
Det fremgår tydeligt, at højereordens elementerne konvergerer hurtigere mod den teoretiske løsning end lavereordens elementerne.

Brudfiguren for analysen er angivet på Figur 3.26.



Figur 3.26: Numerisk beregnet brudfigur for friktionsjord (plot af de ækvivalente plastiske tøjninger).

Brudfiguren følger brudfiguren beregnet i [5] jf. Figur 3.26.



Figur 3.27: Brudfigur fra [5] (sort) og numerisk beregnet brudfigur.

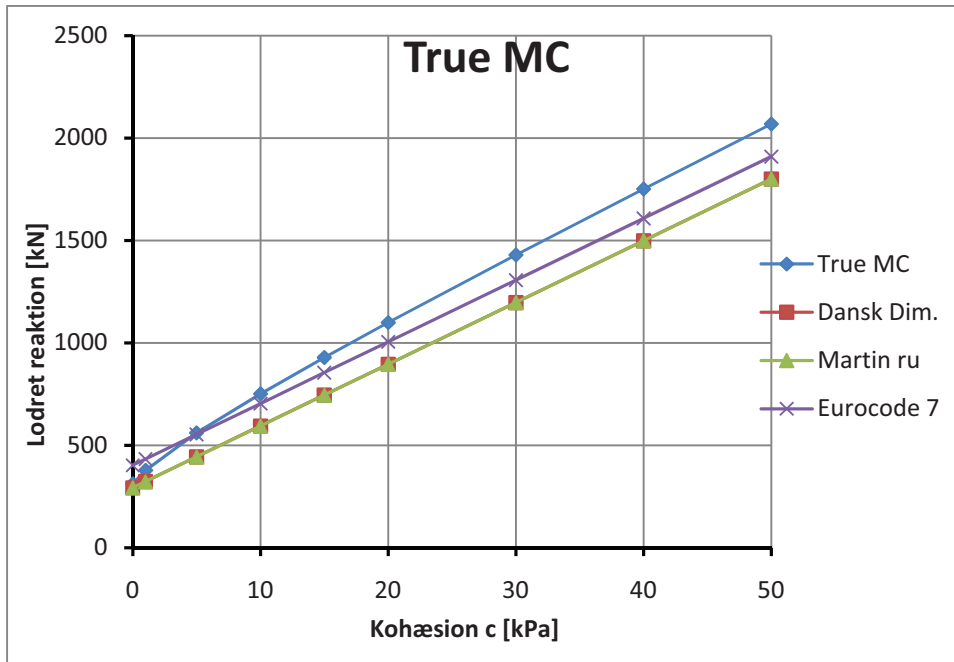
Omfanget af brudfiguren er større for friktionsjorden end for kohæsionsjorden, men går ikke ud til grænserne for domænet hverken i dybden eller længden, hvorfor dette må være stort nok. Desuden hælder brudlinjen med de beregnede 30° .

3.2.5 Variation af kohæsionen

Varies værdien af kohæsionen samtidig med, at inputparametrene i Tabel 3.10 anvendes, fås resultaterne på Figur 3.28.

Tabel 3.10: Inputparametre til analyse med friktionsjord.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	varieres
K_0	-	0,5
u_2	1 m	-
Jordmodel		True MC



Figur 3.28: Variation af kohæsionen for jordmodellen True MC samt de forskellige teoretiske modeller.

På figuren er løsningerne for de forskellige værdier af kohæsionen plottet sammen med de teoretiske løsninger givet af Dansk Dimensioneringspraksis [19], [4] og Eurocode 7 [8]. Som det fremgår, er overensstemmelsen god mellem de numeriske resultater og de teoretiske især for lave værdier af kohæsionen ($c = 0$ kPa og $c = 1$ kPa).

3.3 Delkonklusion

På baggrund af eksemplet kan det konkluderes, at teori og FEM-beregninger stemmer overens såfremt der i den numeriske analyse anvendes tilstrækkeligt med elementer. Det mest effektive er at anvende ustrukturerede mesh med højereordens elementer fremfor lavereordens elementer.

Det anvendte domænes størrelse er stort nok, da brudfigurerne ikke er i nærheden af at røre kanterne. Desuden er brudfigurerens udseende og størrelser i overensstemmelse med det teoretiske grundlag.

Materialemodellerne Abaqus MC og True MC kan begge gengive resultaterne for kohæsionsjord i korttidstilstanden. Her skal det bemærkes, at friktionsvinklen for True MC ikke må sættes til 0° , hvorfor en værdi på $0,001^\circ$ blev anvendt. Til gengæld er det muligt at sætte kohæsionen til 0 kPa for True MC modsat Abaqus MC når analyser med friktionsjord køres.

Til gengivelsen af resultaterne for et stribefundament på friktionsjord benyttedes udelukkende materialemodellen True MC, da analysen med Abaqus MC var langt fra at køre til fuldt plastisk brud. I det følgende vil det derfor blive undersøgt, hvorvidt det er muligt at gøre noget for, at Abaqus MC kan køre associeret med $\phi > 0$.

4 Associeret Mohr-Coulomb model i Abaqus

Jordmaterialemodellen kaldet Abaqus MC, introduceret i tidligere, giver som standard anledning til en advarsel når analyser med $\phi=\psi$ køres:

“A dilation angle of 40.000 may result in decreasing plastic work or unstable material behavior at high confining stress states. Set the dilation angle less than 37.654 to ensure stable material behavior under all loading conditions.”

Sættes $\phi=\psi=15^\circ$ kommer samme advarsel, hvor det anbefales at sætte dilatationsvinklen til $13,230^\circ$.

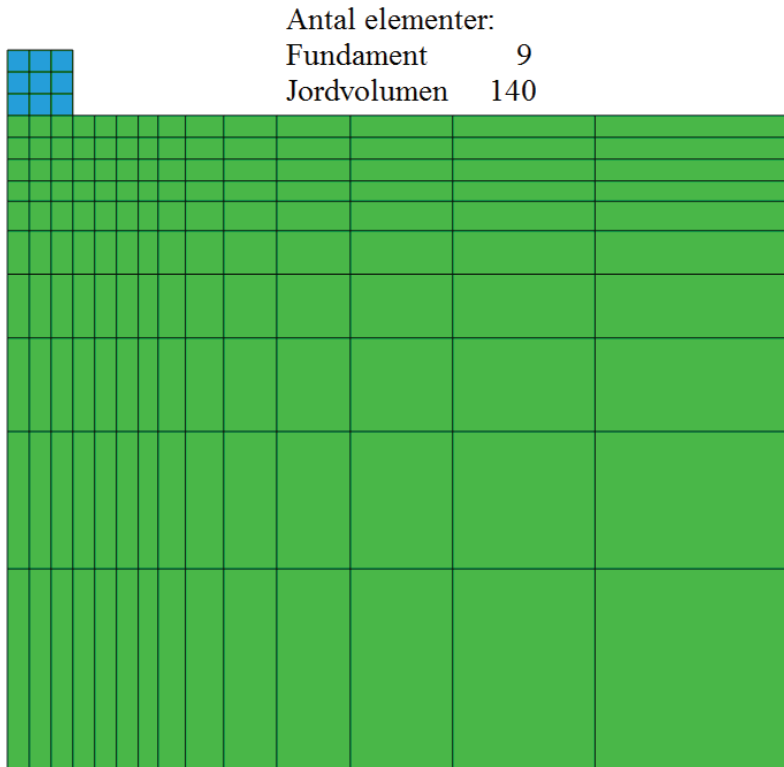
I det følgende undersøges, hvorvidt materialemodellen kan anvendes i det associerede tilfælde, da advarslerne tyder på, at programmet ikke er beregnet til dette. Det analyseres om yderligere tiltag kan gøres for at få modellen til at køre associeret ($\phi=\psi$). Følgende punkter forsøges ændret på:

- Anvende elementet CPE4I
- Anvende struktureret mesh
- Ændre på inkrementering
- Ændre i solution controls

Elementtypen kaldet CPE4I er mere nøjagtigt end almindelige Q4 og Q8 elementer [25]. Elementet tager udgangspunkt i et Q4-element, hvor to ekstra frihedsgrader tilføjes for hvert element, hvorfor elementet også kaldes et Q6-element. Frihedsgraderne knytter sig ikke til en knude men er indre frihedsgrader. Dette bevirker, at elementet godt kan deformere korrekt under ren bøjning hvilket et standard Q4-element ikke gør. Den eneste ulempe ved elementet er, at inkompatibilitet mellem elementer kan forekomme, hvor elementer ”slipper” hinanden. Fejlen som gøres her er minimal idet naboelementer opvejer hinandens fejl.

4.1 Opsætning af analyse

For at gøre betingelserne bedst mulige for CPE4I-elementet anvendes et struktureret mesh jf. Figur 4.1. Meshet er samtidig meget groft for at nedbringe analysetiden, da det i første omgang kun ønskes tjekket om analysen kører til fuldt plastisk brud.



Figur 4.1: Mesh med CPE4I-elementer med i alt 475 dof's.

Inkrementeringen ændres til værdierne angivet i Tabel 4.1 for at være sikker på, at analysen ikke går ned pga. mangel på inkremitter eller, at minimumsinkrementet eller initialinkrementet er sat for højt.

Tabel 4.1: Inkrementering til test af Abaqus MC associeret.

Inkrement parameter	Værdi
t	1
Max antal ink.	10^6
Ini	10^{-3}
Max	0,1
Min	10^{-25}

Endelig vil værdierne angivet i appendiks 1 anvendes under solution controls for at forsøge at få analyserne til at køre længere.

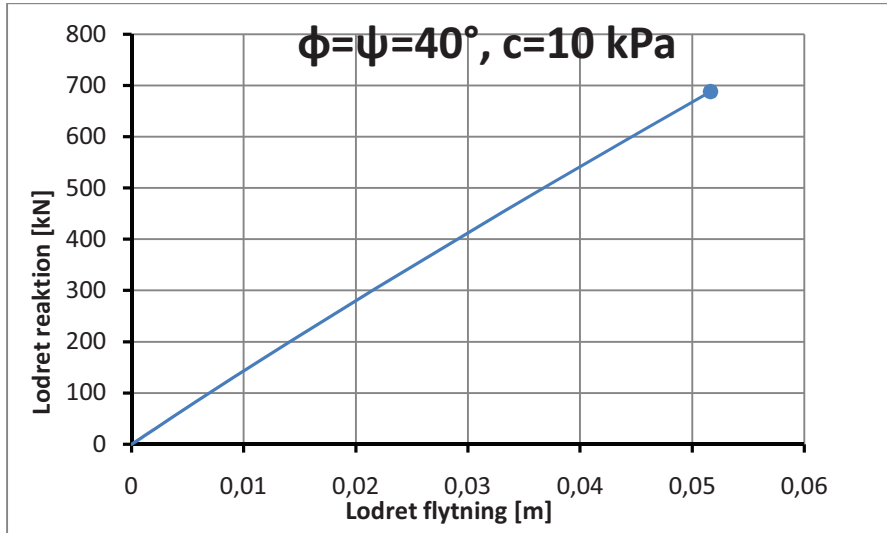
Inputparametrene til analysen er angivet i Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Inputparametre til test af Abaqus MC associeret.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
v	0,3	0,3
ρ	-	$2036,7 \text{ kg/m}^3$
$\phi = \psi$	-	$15^\circ/40^\circ$
c	-	10 kPa
K_0	-	1,0
Jordmodel	-	Abaqus MC

4.2 Resultater

Analyserne med de forskellige værdier af ϕ og ψ er blevet kørt. Af Figur 4.2 er resultaterne vist for $\phi=\psi=40^\circ$ og på Figur 4.3 for $\phi=\psi=15^\circ$.



Figur 4.2: Resultat af analyse med $\phi=\psi=40^\circ$ og $c=10 \text{ kPa}$.

Som det fremgår kører analysen ikke til fuldt plastisk brud. Analysen går ned efter ca. 20 min pga., at minimumsinkrementet er nået.

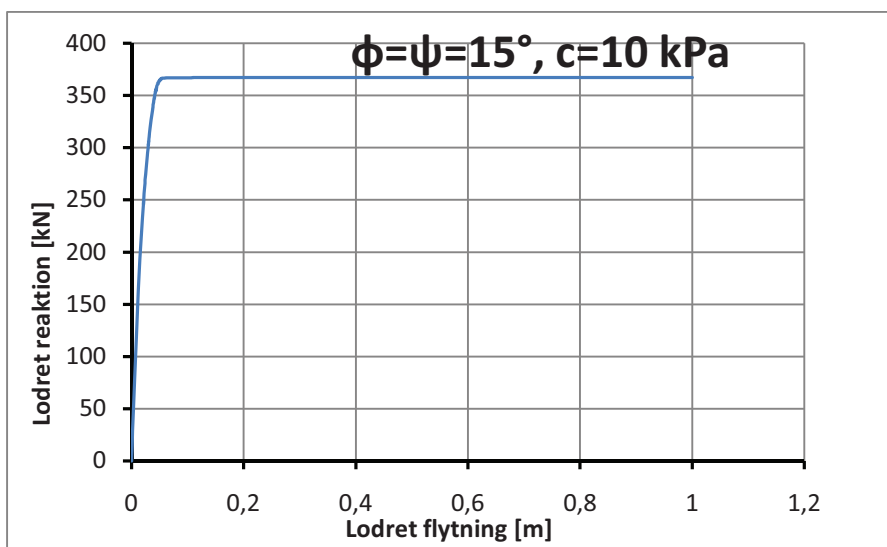
Teoretisk udgør kohæsionsleddet 31 % af bæreevnen jf. (4.3):

$$R' = A' \left(\frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c' N_c s_c i_c d_c \right) = 4875 \text{ kN}, \quad (4.1)$$

$$A' c' N_c s_c i_c d_c = 1506 \text{ kN}, \quad (4.2)$$

$$\frac{A' c' N_c s_c i_c d_c}{R'} = 31 \%. \quad (4.3)$$

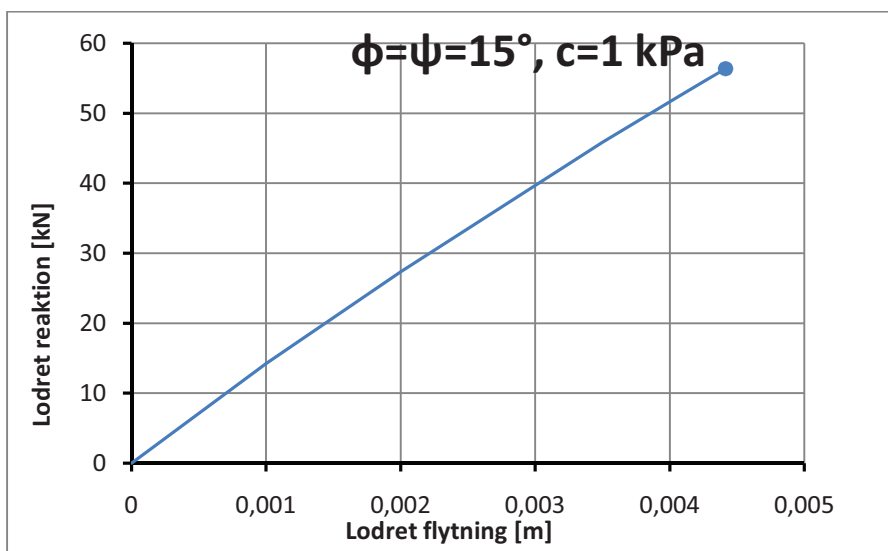
Analysen med $\phi=\psi=15^\circ$ kører til fuldt plastisk brud jf. Figur 4.3.



Figur 4.3: Resultat af analyse med $\phi=\psi=15^\circ$ og $c=10 \text{ kPa}$.

Teoretisk udgør kohæsionsleddet 82 % af bæreevnen og analysen kører til ende uden komplikationer (analysetid ca. 1 time og 20 min).

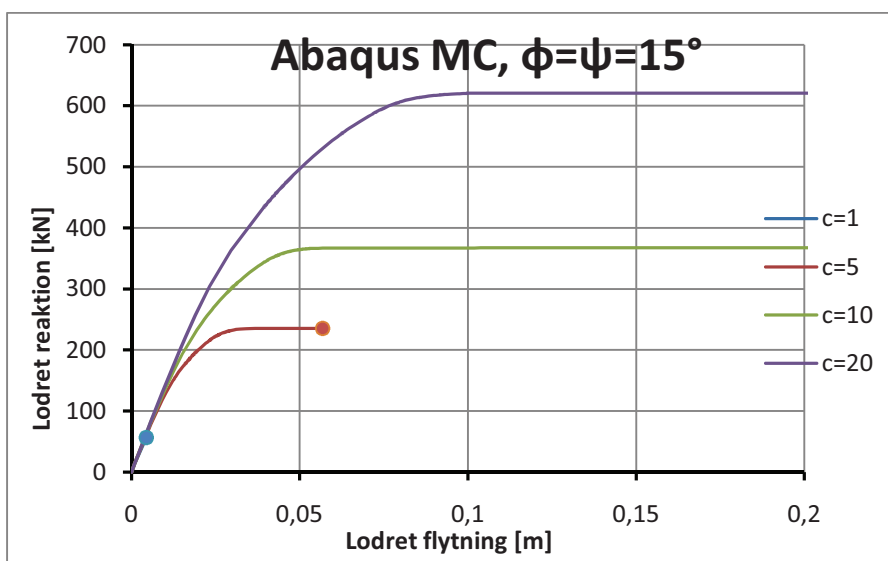
Analysen forsøges derfor kørt med en lavere værdi af kohæsionen ($c = 1$ kPa). Resultatet af denne analyse fremgår af Figur 4.4.



Figur 4.4: Resultat af analyse med $\phi = \psi = 15^\circ$ og $c = 1$ kPa.

Igen kører analysen ikke til fuldt plastisk brud. Analysen går ned efter 2 min pga., at antallet af forsøg på at gennemføre næste inkrement er nået. Desuden er minimums-inkrementet meget tæt på at blive nået (sidste inkrement = $3 \cdot 10^{-24}$).

Teoretisk udgør kohæsionsleddet denne gang 31 % af bæreevnen. Varieres værdien for kohæsionen fås resultaterne vist på Figur 4.5.



Figur 4.5: Resultater for Abaqus MC med $\phi = \psi = 15^\circ$ for forskellige værdier af c (værdier i kPa).

Det må dermed konkluderes, at modellen kaldt Abaqus MC ikke er anvendelig til at køre associerede analyser på sand, hvor kohæsionen har mindre betydning for den samlede bæreevne.

4.3 Ikke-associeret kontra associeret

I [29] er angivet en formel til at omregne ikke-associerede værdier af φ og ψ til en modificeret friktionsvinkel (φ_{mod}) gældende for associerede tilfælde. På denne måde kan associerede og ikke-associerede analyser sammenlignes:

$$\tan(\varphi_{\text{mod}}) = \frac{\sin(\varphi) \cdot \cos(\psi)}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\psi)} \quad (4.4)$$

Det forsøges derfor at køre ikke-associerede analyser for at afdække om modellen virker på sand, hvor kohæsionen er af mindre betydning for bæreevnen. Friktionsvinkler med tilhørende dilatationsvinkler som afprøves er angivet i Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Vinkler til test af Abaqus MC ikke-associeret.

φ	ψ	φ_{mod}
15,00°	10,00°	14,94°
40,00°	10,00°	35,47°
40,00°	35,00°	39,83°

De resterende inputparametre er angivet i Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Resterende inputparametre til test af Abaqus MC ikke-associeret.

Input parameter	Fundament	Jord
E	210 GPa	20 MPa
v	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
c	-	varieres
K_0	-	1,0
Jordmodel	-	Abaqus MC

Som det fremgår varieres værdien af kohæsionen for igen at afdække, hvilke værdier analysen vil køre til fuldt plastisk brud med.

Inkrement parametrene er angivet i Tabel 4.5.

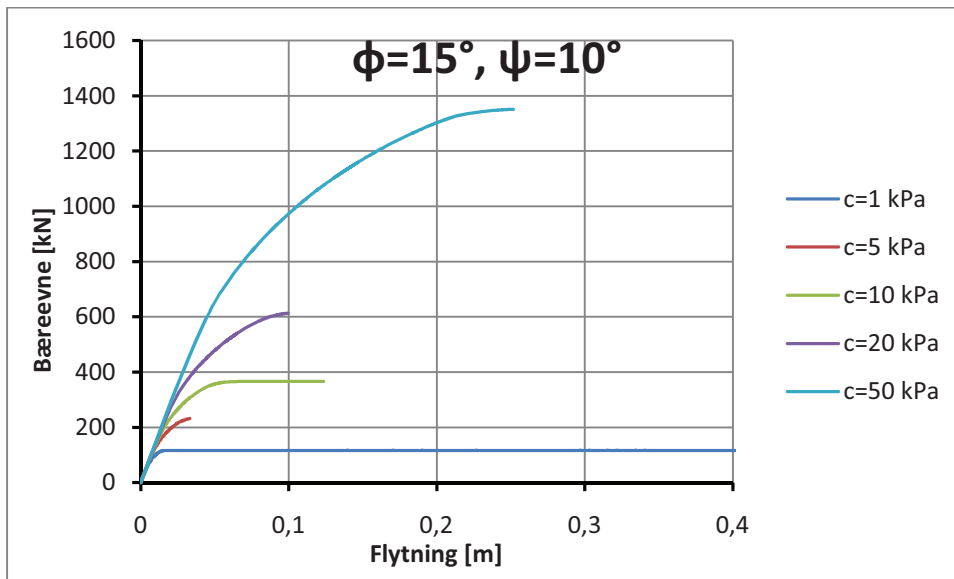
Tabel 4.5: Inkrementering til test af Abaqus MC ikke-associeret.

Inkrement parameter	Værdi
t	1
Max antal ink.	10 ⁶
Ini	10 ⁻³
Max	0,1
Min	10 ⁻²⁵

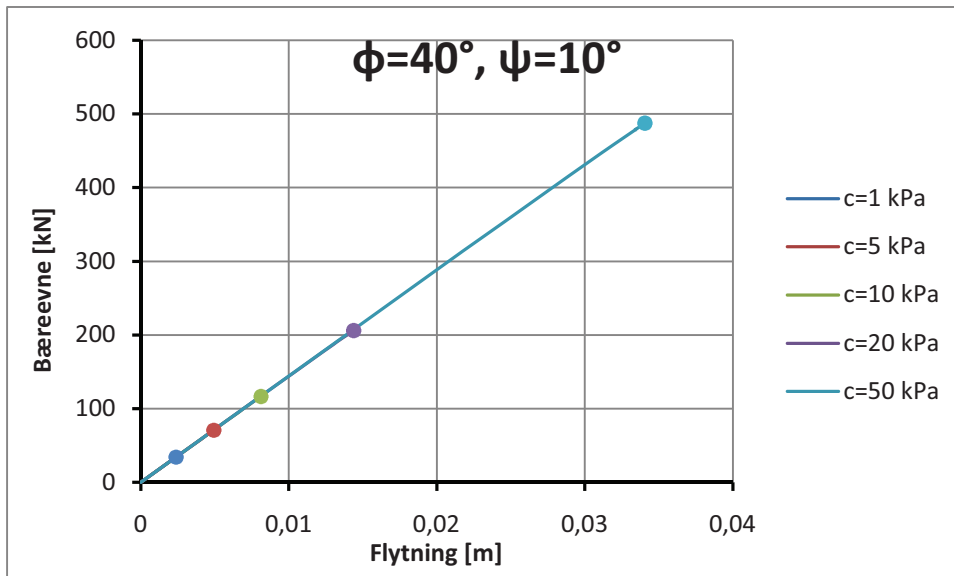
Samme diskretiserede model som under det associerede tilfælde anvendes.

4.3.1 Resultater

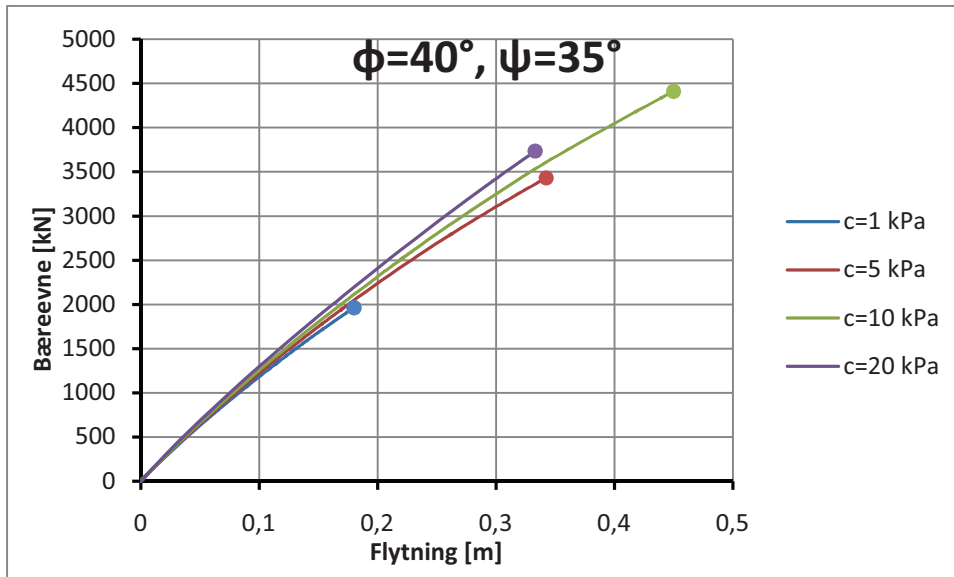
Resultaterne af analyserne fremgår af Figur 4.6, Figur 4.7 og Figur 4.8.



Figur 4.6: Resultater af ikke-associerede analyser med $\phi=15^\circ$ og $\psi=10^\circ$.

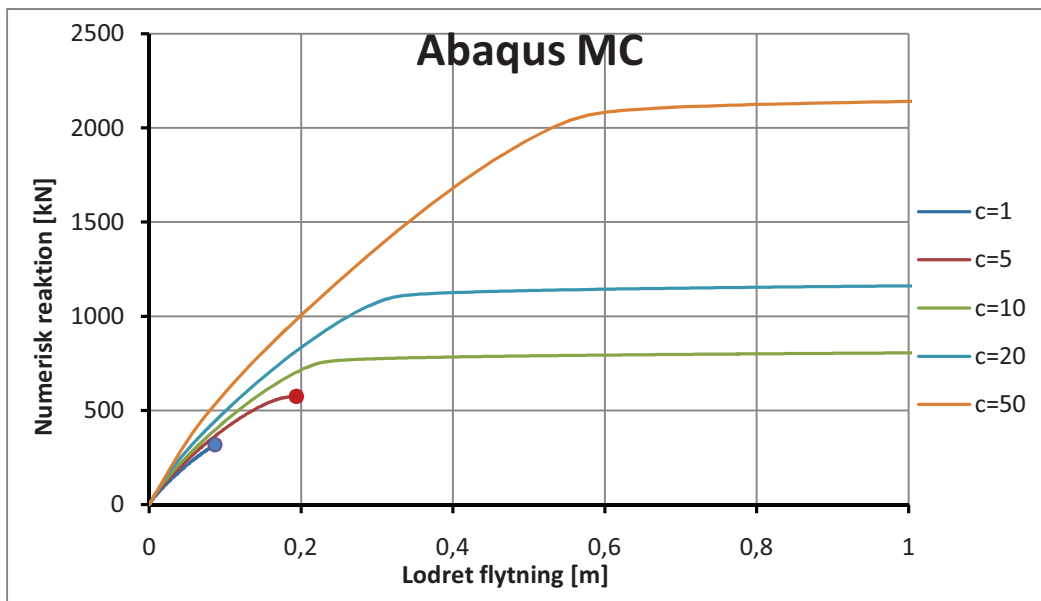


Figur 4.7: Resultater af ikke-associerede analyser med $\phi=40^\circ$ og $\psi=10^\circ$.



Figur 4.8: Resultater af ikke-associerede analyser med $\phi=40^\circ$ og $\psi=35^\circ$.

Endelig er det forsøgt at anvende lavereordenselementer i modellen fra afsnit 3.2.1, Figur 3.10 med følgende resultat.



Figur 4.9: Resultater af ikke-associerede analyser med lavereordenselementer med $\phi=30^\circ$ og $\psi=25^\circ$.

Her er det tydeligt, at kohæsionen spiller en vigtig rolle for, hvorvidt analysen kører til fuldt plastisk brud eller ej.

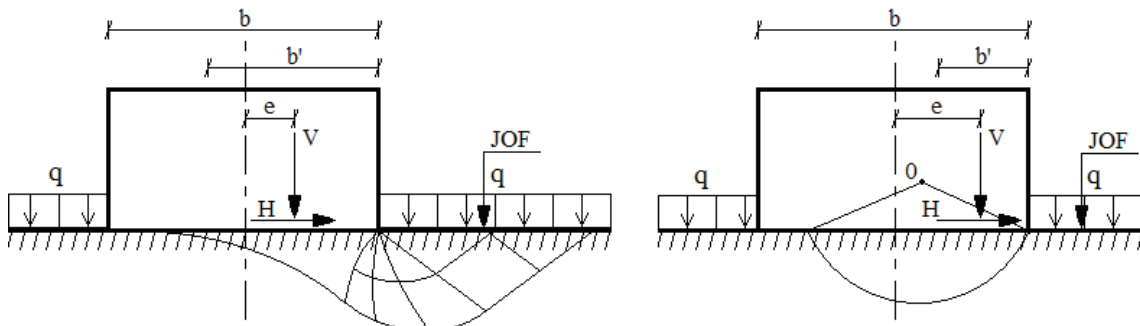
4.4 Delkonklusion

Det konkluderes, at modellen kaldt Abaqus MC ikke er anvendelig til at køre med associeret plasticitet på sand, hvor kohæsionen har mindre betydning for den samlede bæreevne. I ikke-associerede tilfælde tyder noget på, at det er muligt for lave friktionsvinkler at køre ikke-associerede analyser på sand, men ellers vanskelighederne store med dette. Materialemodellen anvendes derfor ikke i de videre analyser.

5 Excentrisk belastede stribefundamenter

I det følgende betragtes et stribefundament placeret ovenpå et jordvolumen. Fundamentet udsættes for en excentrisk belastning. Problemet forudsætter plan tøjning idet længden af fundamentet er meget større end bredden ($b \ll l$).

Forskellen på centralt og excentrisk belastede fundamenter ligger hovedsageligt i, at det effektive areal reduceres, hvorved bæreevnen formindskes. Derudover kan der ifølge Eurocode 7 [8] opstå en alternativ brudfigur når excentriciteten overstiger 30 % af fundamentets bredde. På Figur 5.1 er den almindelige og den alternative brudfigur skitseret.



Figur 5.1: Skitse af (tv.) almindelig brudfigur og (th.) alternativ brudfigur for $e \geq 0,3 \cdot b$.

Den almindelige brudfigur består af en brudzone hovedsageligt beliggende udenfor fundamentet samt en brudlinje som går ind under fundamentet. Ved den alternative brudfigur drejer fundamentet om en akse 0 og bruddet består udelukkende af en brudlinje gående ind under fundamentet, hvorved overlejringstrykket ikke bidrager til bæreevnen [3].

Ifølge [8] og [19] falder bæreevnen drastisk omkring overgangen fra excentrisk til stærkt excentrisk belastet fundament når overlejringstrykket er tilpas stort. Dette anskueliggøres ved at betragte et excentrisk belastet stribefundament både teoretisk og numerisk.

5.1 Teoretisk beregning

Bæreevnen beregnes ud fra ligning (3.4), som for nemheds skyld gentages her:

$$\frac{R'}{A} = \frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + q' N_q s_q i_q d_q + c' N_c s_c i_c d_c. \quad (5.1)$$

For stærkt excentrisk belastede fundamenter skal den alternative brudfigur undersøges jf. [8] og [19]. Her udgår q -leddet i bæreevneformlen jf. (5.2). Til gengæld er bæreevnefaktorerne på de resterende led større:

$$\frac{R'}{A} = \frac{1}{2} \gamma' b' N_{\gamma}^e s_{\gamma} i_{\gamma}^e + c' N_c^e s_c i_c^e d_c, \quad (5.2)$$

$$N_{\gamma}^e = 2 \cdot N_{\gamma}, \quad (5.3)$$

$$N_c^e = (1,05 + \tan(\varphi)^3) \cdot N_c. \quad (5.4)$$

Formfaktorerne som indgår, er ligeledes forandrede. Disse er givet ved:

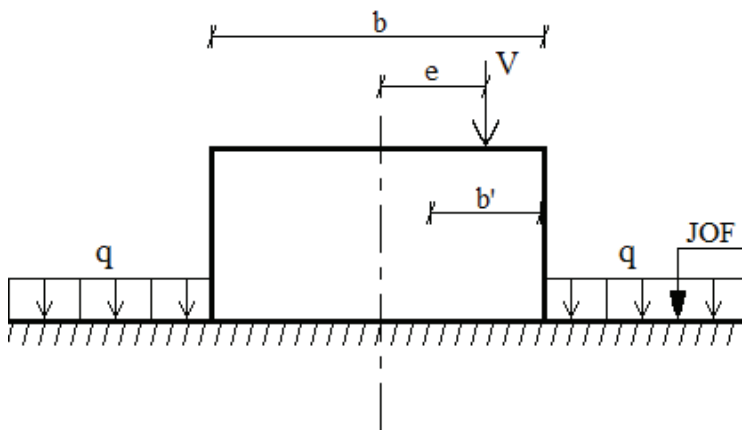
$$i_\gamma^e = 1 + 3 \cdot \frac{H}{V}, \quad (5.5)$$

$$i_c^e = 1 + 4 \cdot \frac{H}{V} \cdot \tan(\varphi). \quad (5.6)$$

Forudsætningen for disse faktorer er, at den horisontale last peger i modsat retning af brudretningen og dermed vil formfaktorerne altid være større end eller lig 1.

5.1.1 Eksempel

Eksemplet tager udgangspunkt i modellen skitseret på Figur 5.2.



Figur 5.2: Skitse af excentrisk belastet stribefundament.

Den vandrette last er udeladt i eksemplet. Til gengæld flyttes den lodrette last fra midtpunktet ($e = 0$) henover fundamentet til kanten af fundamentet ($e = 0,5 \cdot b$), hvorved variationen af bæreevnen findes.

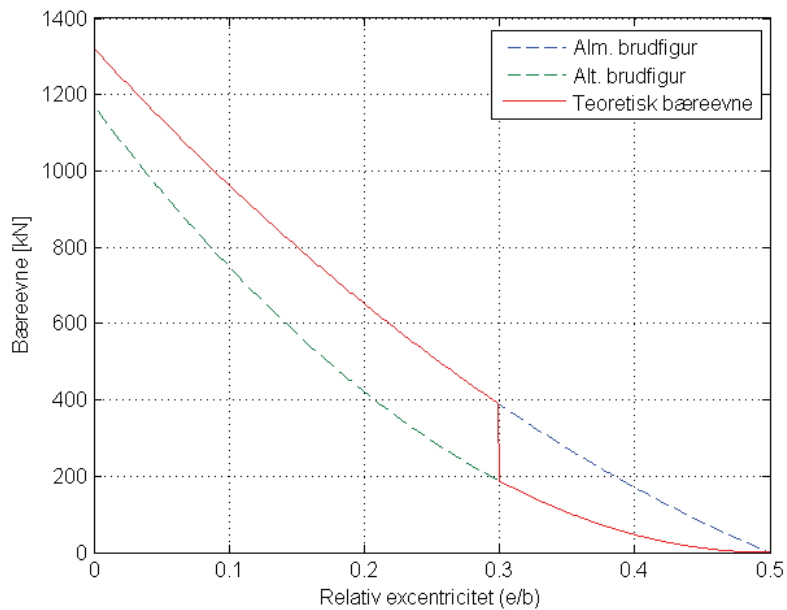
Et Matlab program kaldet ExcentStrib.m, som forefindes på CD'en, er udarbejdet til beregning af eksemplet som anvist i [8] og [19]. Heri er det muligt at ændre på inputparametrene givet i Tabel 5.1.

Tabel 5.1: Inputdata til program.

Input parameter	Værdi
b	2 m
γ	20 kN/m ³
φ	30 °
q	20 kN/m ²
c	0 kN/m ²

Indtastes værdierne angivet i tabellen fremkommer grafen jf. Figur 5.3.

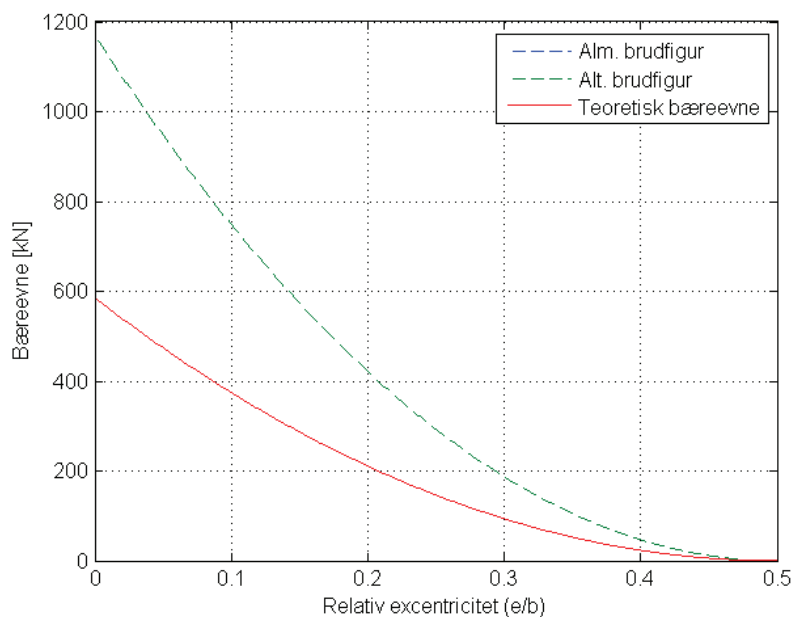
Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter



Figur 5.3: Programresultater for variation af excentriciteten for $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

Programmet beregner både den alternative brudfigur og den almindelige brudfigur for alle placeringer af belastningen og kortlægger, hvornår teorien kræver den alternative brudfigur anvendt. Som det fremgår af Figur 5.3 falder den teoretiske bæreevne drastisk for en excentricitet på 0,6 m ($e = 0,3 \cdot b$). Her skal bæreevnen beregnes efter den alternative brudfigur.

Fjernes overlejringsstrykket ($q=0$) fås grafen jf. Figur 5.4.



Figur 5.4: Programresultater for variation af excentriciteten for $q = 0 \text{ kN/m}^2$.

Heraf ses, at den teoretiske bæreevne følger bæreevnen beregnet på baggrund af den almindelige brudfigur, også for $\frac{e}{b} > 0,3$ (kurverne ligger oveni hinanden).

5.2 Numerisk beregning

Bæreevnen for et excentrisk belastet sribefundament forsøges bestemt ved en kontaktanalyse. Igen modelleres et jordvolumen med et sribefundament og de initiale spændinger påsættes. Til beregningerne anvendes jordmodellen kaldet True MC beskrevet i et tidligere afsnit.

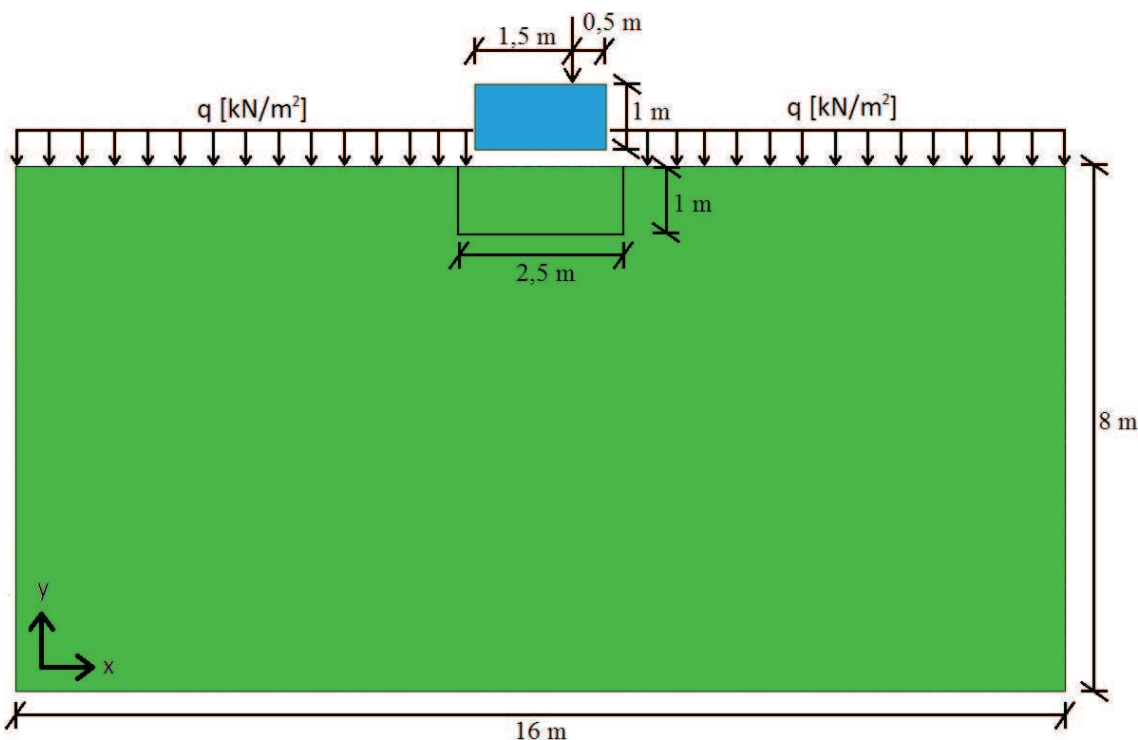
I første omgang forsøges kontaktanalysen kørt med ler i korttidstilstanden idet [10] viser, at dette kan lade sig gøre. Inputdataene er som vist i Tabel 2.1.

Tabel 5.2: Inputdata til kontaktanalyse med ler.

Input parameter	Fundament	True MC
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	0,01 °
ψ	-	0,01 °
c	-	30 kPa
K_0	-	1,0
u_2	0,5 m	-
q	-	0 kN/m ²

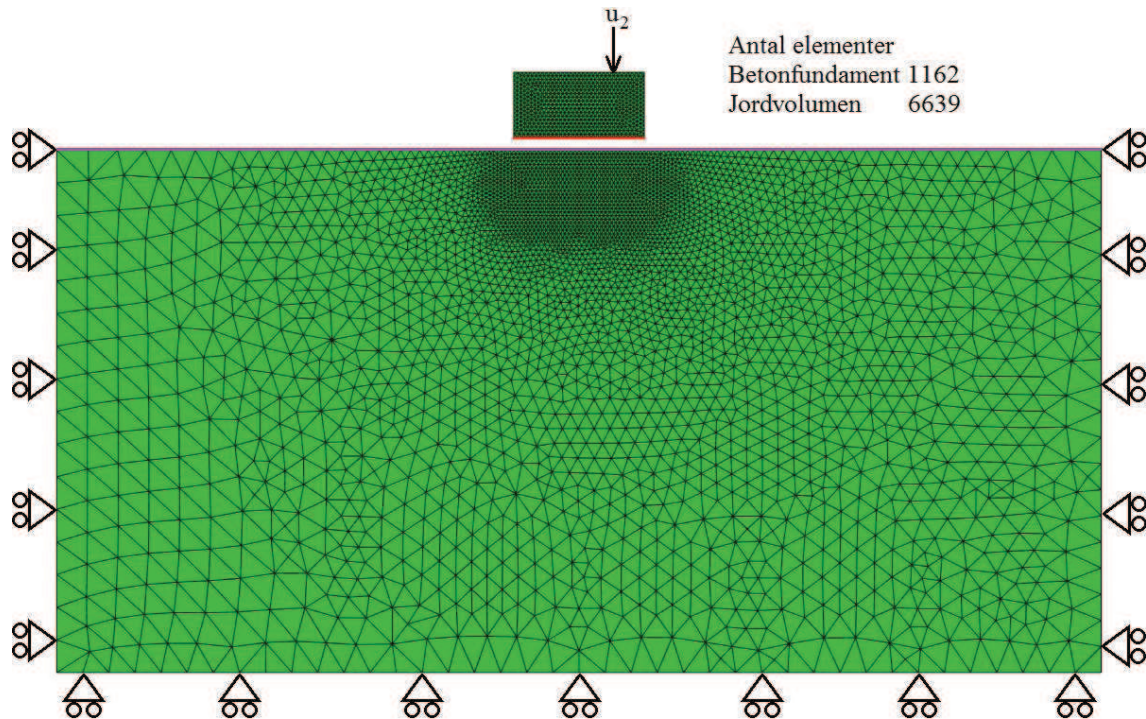
5.2.1 Numerisk model

For at skabe de bedste betingelser for kontaktanalysen modelleres fundamentet og jordvolumenet som to separate dele. Dette gør også, at fundamentet er uden for indflydelse når initialspændingerne påsættes. Pga. den excentriske belastning kan symmetri ikke anvendes, hvorfor hele jordvolumenet modelleres, jf. Figur 5.5.



Figur 5.5: Numerisk model til excentrisk belastet sribefundament.

Fundamentet er placeret på midten af jordvolumenet med en afstand mellem dem på 0,05 m. Desuden indlægges linjer umiddelbart under fundamentet for at kunne forfine meshet i denne region. Af Figur 5.6 fremgår understøtningsforholdene, meshet samt placeringen af belastningen.



Figur 5.6: Den meshede model med randbetingelser og 31.774 dof's. Angrebsflade (rød) og kontaktflade (lilla).

Meshet er et frit mesh med CPE6 elementer. Størrelsen af elementerne på fundamentets underside og JOF er den samme der, hvor disse kommer til at mødes.

Undersiden af fundamentet og JOF defineres som et kontaktpar, hvor fundamentet defineres som angrebsfladen (master) og JOF som kontaktfladen (slave). Kontakttypen som bruges er den såkaldte "surface-to-surface". Her er det muligt at bestemme, hvor stor friktionskoefficienten skal være mellem fladerne, eller om det skal være fuldstændig ru eller friktionsløs kontakt. I dette tilfælde benyttes fuldstændig ru kontakt, hvilket vil sige, at forskydningskræfter godt kan overføres mellem kontaktfladerne så længe disse er i kontakt.

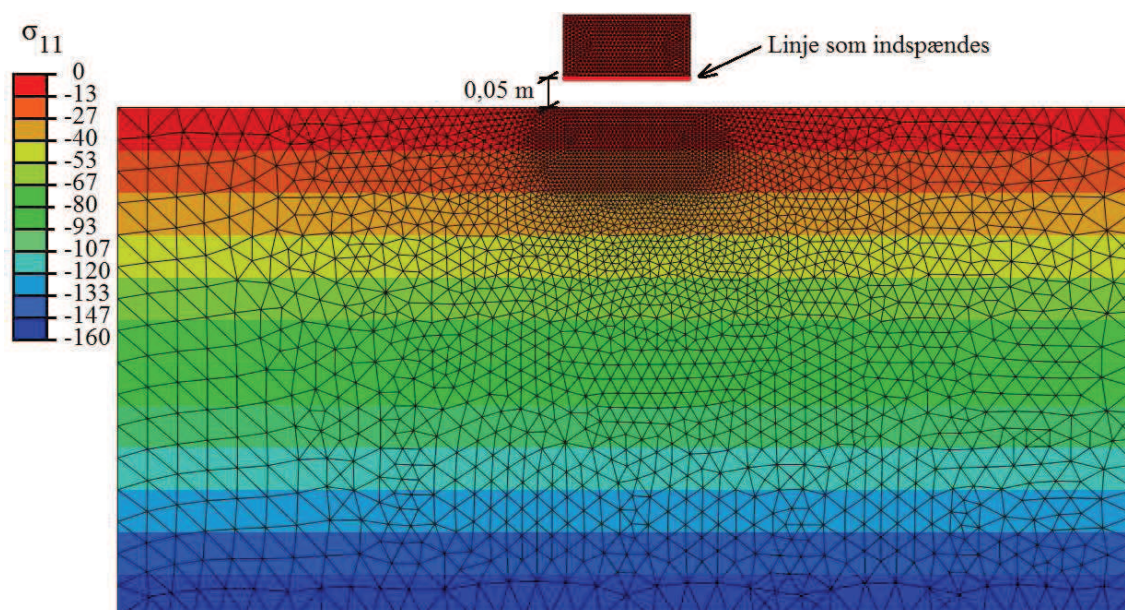
5.2.2 Analyse inddeling

Analysen inddeles i følgende fire steps som også er illustreret på Figur 5.7, Figur 5.8, Figur 5.9 og Figur 5.10:

1. Begyndelsesbetingelser
2. Geostatisk
3. Kontakt
4. Overlejringsstryk
5. Excentrisk flytning.

5.2.2.1 Begyndelsesbetingelser

Under det første step påsættes spændinger svarende til begyndelsestilstanden. Herudover indspændes fundamentet på undersiden for at sikre stabiliteten jf. Figur 5.7.



Figur 5.7: Plot af de vandrette spændinger som påsættes som begyndelsesbetingelser (værdier i kPa).

5.2.2.2 Geostatisk step

I det geostatiske step påsættes tyngdekraften. De vandrette og lodrette spændinger forbliver uændrede og initialspændingerne modvirker flytninger af JOF.

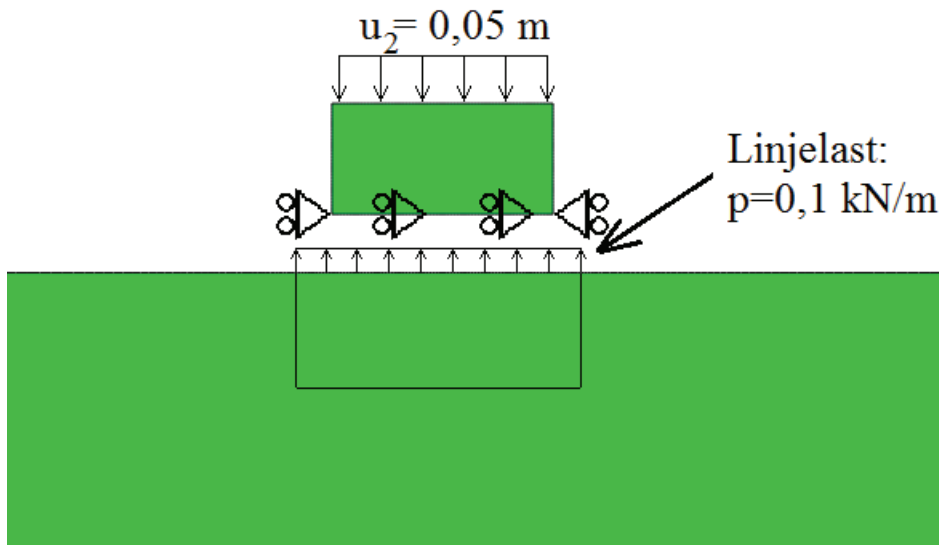
5.2.2.3 Kontakt step

I det tredje step skabes kontakten mellem fundamentet og JOF. Til dette step anvendes solution controls fra appendiks 1 samt inkrementparametrene angivet i Tabel 5.3.

Tabel 5.3: Inkrementparametre under steppet kontakt.

Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal	$1 \cdot 10^6$
Initielle	0,001
Minimum	$1 \cdot 10^{-9}$
Maximum	1

Kontakten skabes ved at påsætte en lille opadrettet ensfordelt belastning på JOF samtidig med, at fundamentet flyttes de 0,05 m nedad. Den lille opadrettede last sættes til en værdi på 0,1 kN/m for, at lasten har minimal indflydelse på de endelige resultater. Indspændingerne udskiftes med simple understøtninger som modvirker vandrette flytninger af fundamentet, men gør, at det godt kan bevæge sig i lodret retning. Samtidig hindrer de også, at fundamentet roterer.

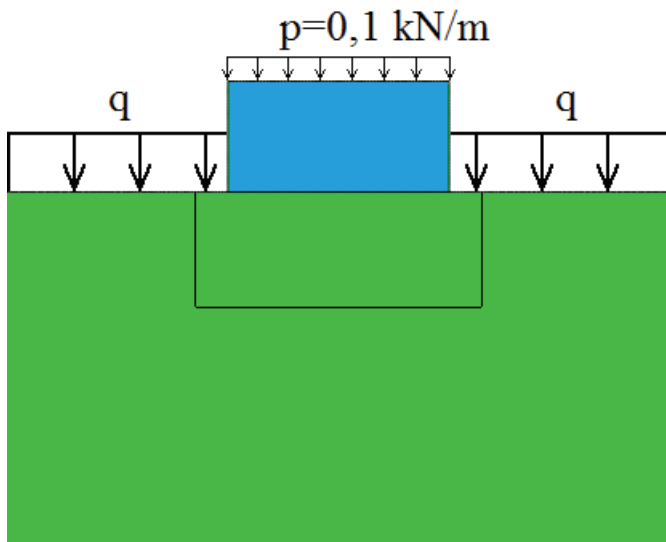


Figur 5.8: Kontakt mellem fundament og JOF skabes.

Grunden til denne fremgangsmåde er at undgå "chattering" [37], hvor fladerne står og klapper mod hinanden, hvorfor der i det ene øjeblik er kontakt, mens der i det næste ingen kontakt er. Fænomenet modvirkes af den lille opadrettede ensfordelte last.

5.2.2.4 Overlejringstryk

Overlejringstrykket sættes i første omgang til 0 kN/m^2 , men skal sættes på i dette step. Alle understøtningerne på fundamentet fjernes og fundamentet holdes fast til JOF ved at påsætte en lille ensfordelt last på oversiden samtidig med, at overlejringstrykket påsættes jf. Figur 5.9.



Figur 5.9: Overlejringstrykket påsættes.

Fundamentet er dermed kun fastholdt af den lille ensfordelte last samt JOF.

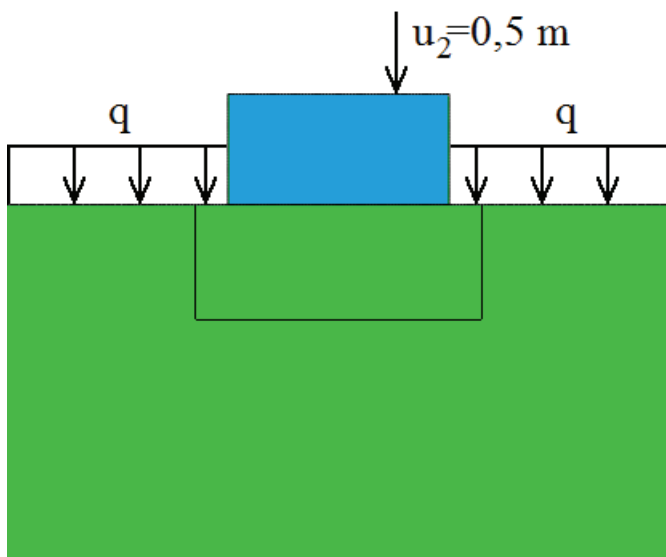
Solution controls fra appendiks 1 samt inkrementparametrene angivet i Tabel 5.4 anvendes.

Tabel 5.4: Inkrementparametre under steppet overlejring.

Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal	$1 \cdot 10^6$
Initielle	0,001
Minimum	$1 \cdot 10^{-25}$
Maximum	1

5.2.2.5 Excentrisk flytning

Endelig dikteres en af knuderne på fundamentets overside at flytte sig 0,5 m ned jf. Figur 5.10.



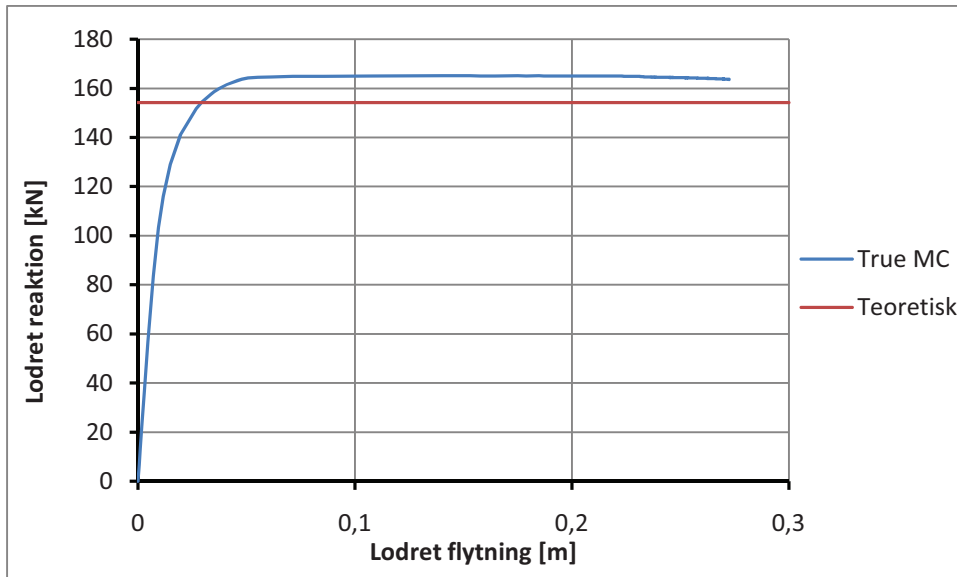
Figur 5.10: Den excentriske flytning påsættes efter kontakten er skabt.

Den lille nedadrettede ensfordelte belastning virkende på fundamentet fjernes. Dermed er fundamentet fri til at bevæge sig bortset fra, at det ikke kan glide på JOF pga. friktionen.

Solution controls og inkrementeringen fra sidste step anvendes.

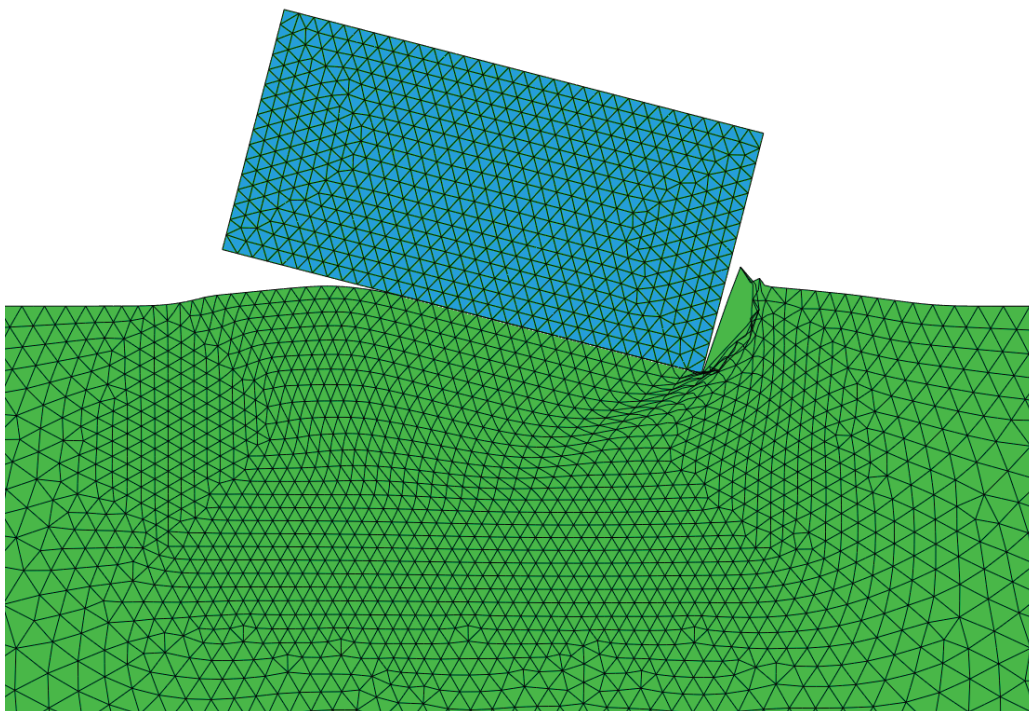
5.2.3 Resultater

Analysen kører ikke helt igennem, men nok til, at fuldt plastisk brud indtræder jf. Figur 5.11.



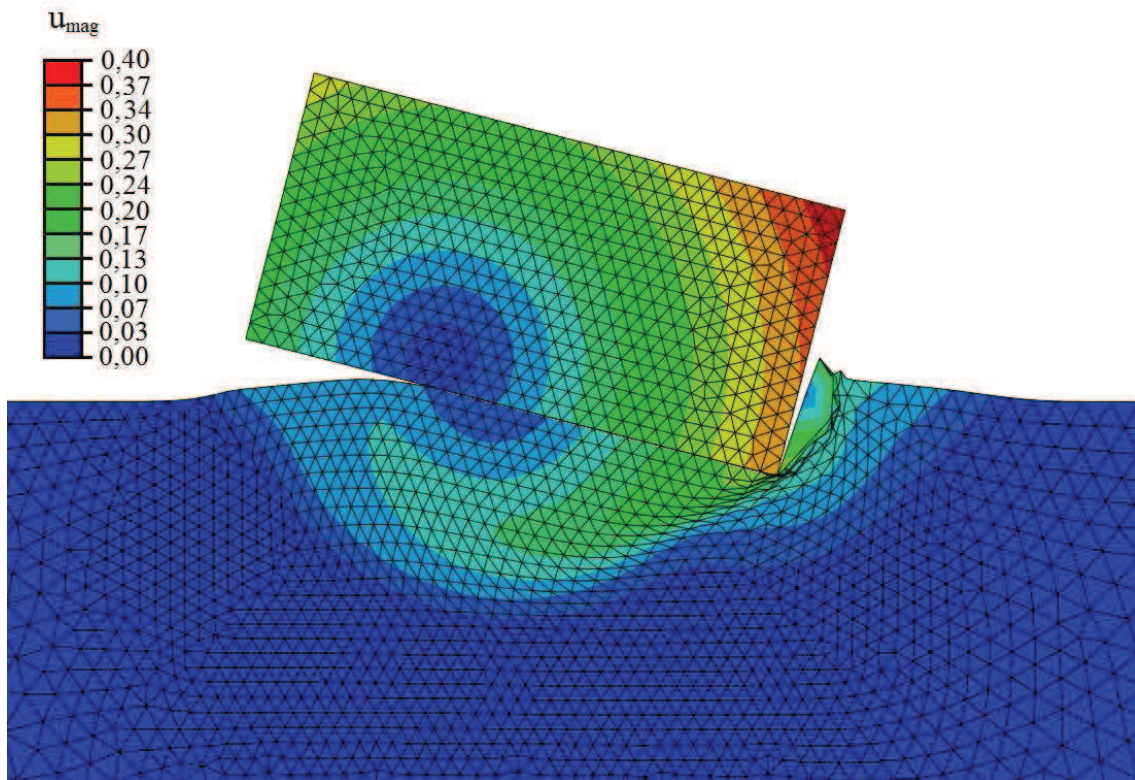
Figur 5.11: Resultat af kontaktanalyse med excentrisk belastet stribefundament på ler.

Det tager ca. 1 time og 40 min. før analysen går ned pga., at antallet af forsøg på at gennemføre næste inkrement er nået. Afvigelsen mellem den teoretiske og den numeriske er på 7 %. Desuden observeres, at analysen er meget tæt på, at nå ned på minimumsinkrementet ($2 \cdot 10^{-18}$). Af Figur 5.12 fremgår, hvordan fundamentet slipper jordvolumenet på en del af kontaktfladen.



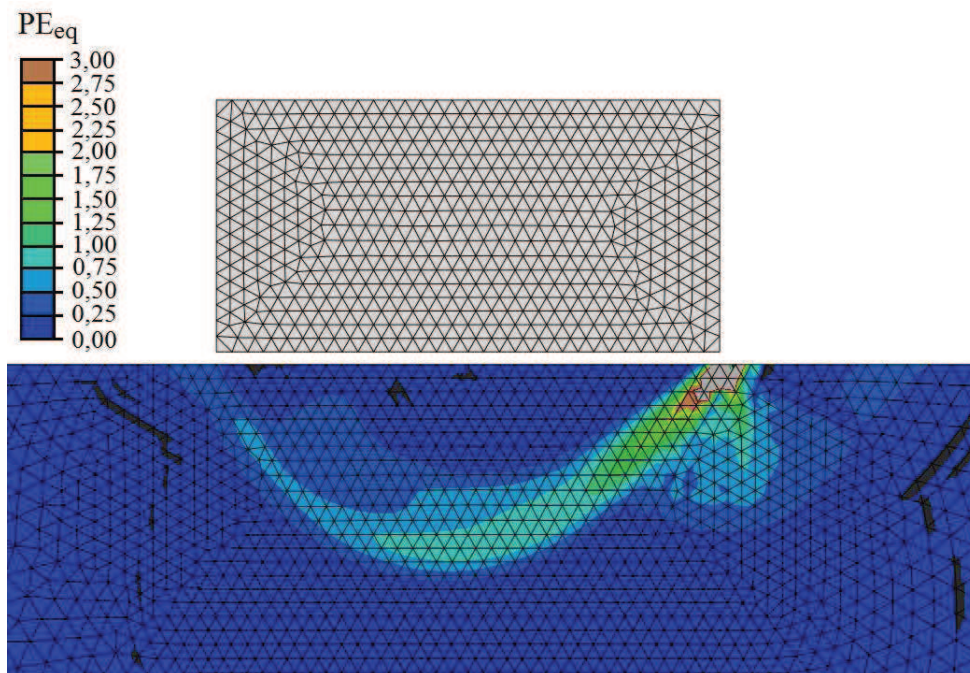
Figur 5.12: Deformeret model af excentrisk belastet stribefundament.

Jorden under fundamentet skyder op på begge sider og fundamentet roterer omkring et punkt beliggende indenfor fundamentets grænser jf. Figur 5.13.



Figur 5.13: Plot af flytningerne (værdier i m).

På figuren er længden af flytningsvektoren plottet. Omdrejningspunktet ses tydeligt med de mørkeblå markeringer på fundamentet. På Figur 5.14 er de plastiske ækvivalente tøjninger plottet for at vise brudfiguren.



Figur 5.14: Brudfigur for excentrisk belastet sribefundament på ler.

Brudlinjen går ind under fundamentet, men rammer JOF og ikke fundamentets underkant.

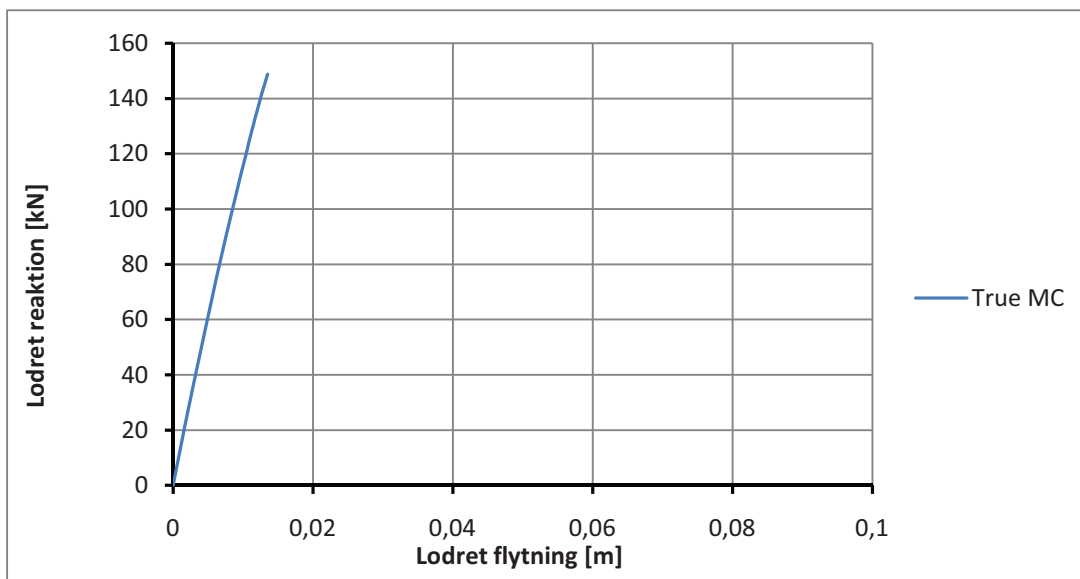
5.2.4 Analyse på sand

Den samme fremgangsmåde som ovenfor er forsøgt, hvor materialeparametrene for ler er udskiftet med materialeparametre for sand jf. Tabel 5.5.

Tabel 5.5: Inputdata til kontaktanalyse med sand.

Input parameter	Fundament	True MC
E	210 GPa	20 MPa
v	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
φ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	0 kPa
K₀	-	1,0
u₂	0,5 m	-

Analysen kører alle de indledende steps igennem og begynder også at sætte den excentriske flytning på. Efter en flytning på 0,01 m er påsat går analysen ned, da antallet af forsøg (attempts) er opbrugt. Desuden observeres, at det sidst forsøgte inkrement er meget lavt ($5 \cdot 10^{-19}$). På Figur 5.15 ses resultatet af analysen.

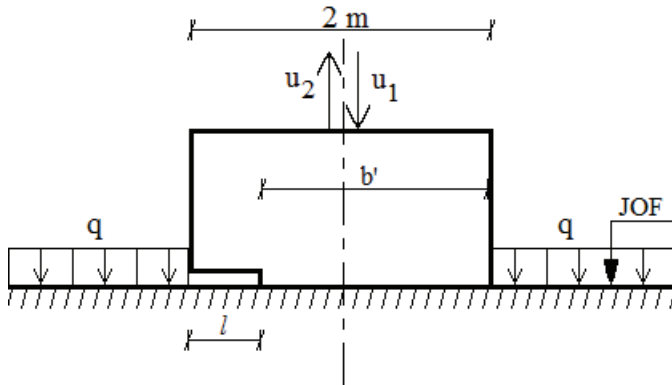


Figur 5.15: Resultat af kontakt analyse af excentrisk belastet stribefundament på sand.

Heraf ses, at fuldt plastisk brud endnu ikke er indtruffet, da kurven ikke bøjer af. En alternativ model til at bestemme bæreevnen for excentrisk belastede fundamenter på sand forsøges.

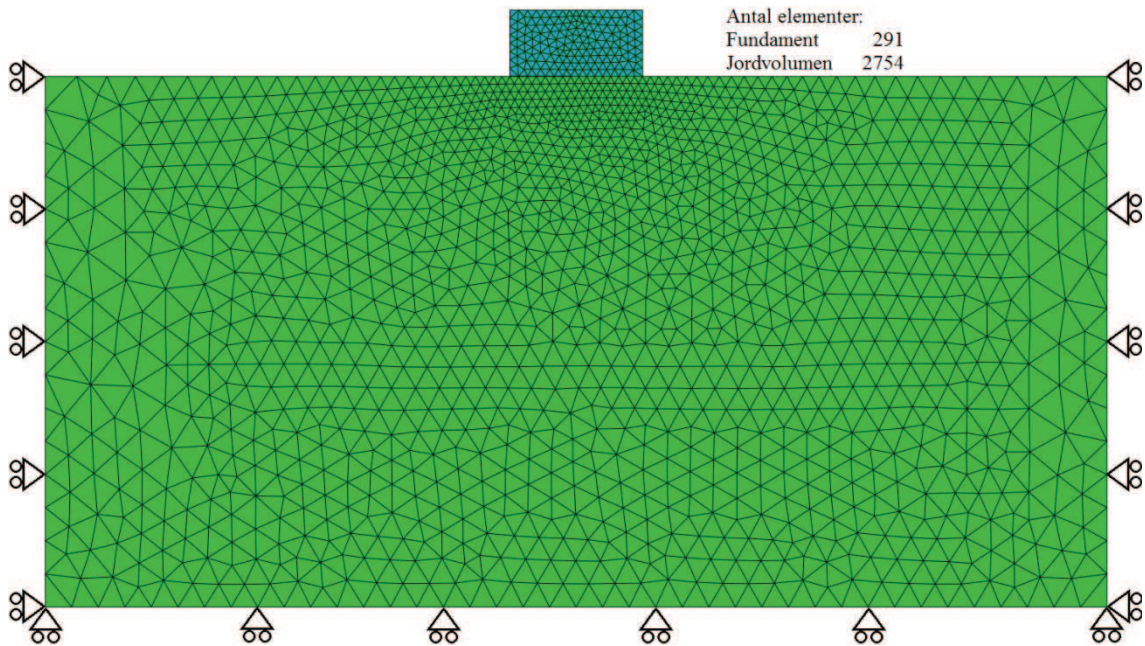
5.3 Numerisk tilnærmet analyse på sand

En alternativ numerisk model anvendes for på den måde at undgå kontaktelementer. Jordvolumenet og fundamentet sættes sammen fra start, men et indhak laves med højden 1 mm og længden l . Indhakkets laves i siden, hvor fundamentet slipper jordvolumenet jf. Figur 5.16.



Figur 5.16: Skitse af den numeriske model.

Lasten er to flytninger virkende modsat retning af hinanden som påsættes 0,1 m på hver side af fundamentets centerlinje. Ved at styre det indbyrdes forhold mellem flytningerne kan excentriciteten bestemmes. Dermed er det også givet hvad den effektive bredde skal være og, hvor stor l skal være ($l = b - b'$). På Figur 5.17 ses den meshede model med randbetingelser.



Figur 5.17: Den meshede model med randbetingelser og 12.524 dof's.

Inputdataene er givet i Tabel 5.6 og inkrementeringen i Tabel 5.7.

Tabel 5.6: Inputdata til alternativ excentrisk analyse.

Input parameter	Fundament	True MC
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	0 kPa
K_0	-	1,0

Tabel 5.7: Inkrementparametre til alternativ excentrisk analyse.

Inkrementparameter	Værdi
Tid	1
Max antal	$1 \cdot 10^6$
Initielle	0,001
Minimum	$1 \cdot 10^{-25}$
Maximum	1

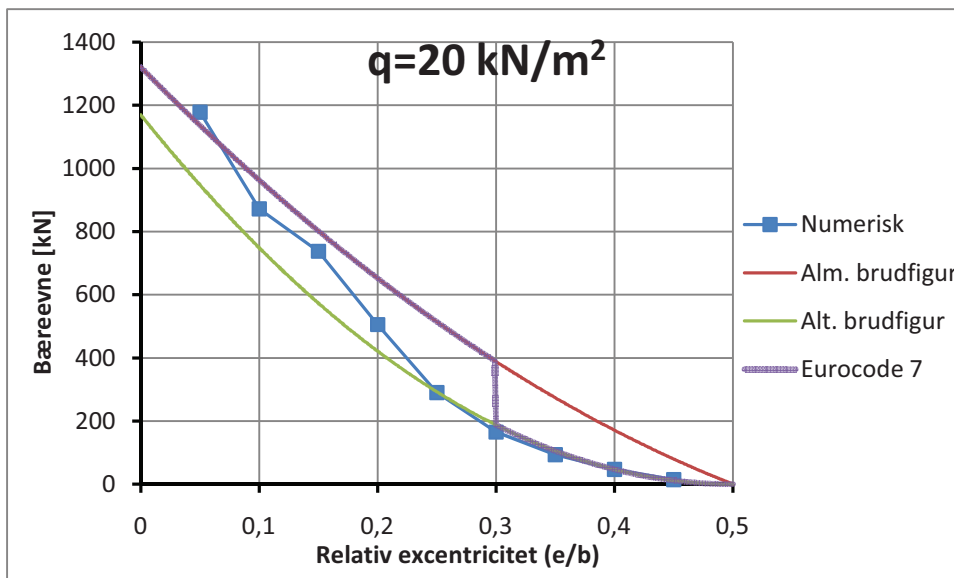
For at variere excentriciteten ændres som tidligere nævnt forholdet mellem u_1 og u_2 . Værdierne er angivet i Tabel 5.8 sammen med størrelsen på indhakket (l).

Tabel 5.8: Værdier af flytninger for forskellige excentriciteter.

e/b	l [m]	u_1 [m]	u_2 [m]
0,05	0,2	0,30	-
0,10	0,4	0,30	0,10
0,15	0,6	0,30	0,15
0,20	0,8	0,30	0,18
0,25	1,0	0,30	0,2
0,30	1,2	0,35	0,25
0,35	1,4	0,32	0,24
0,40	1,6	0,45	0,35
0,45	1,8	0,30	0,24

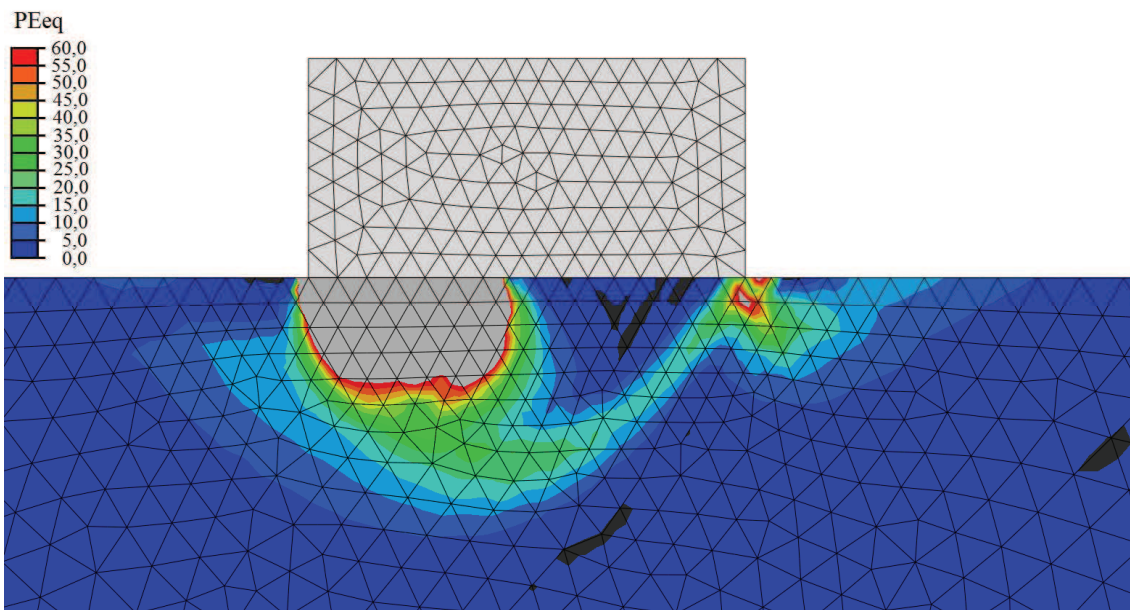
5.3.1 Resultater

Resultaterne af analyserne for forskellige excentriciteter er vist på Figur 5.18 sammen med de forskellige teoretiske løsninger.


Figur 5.18: Resultater af alternativ analyse for excentrisk belastet fundament.

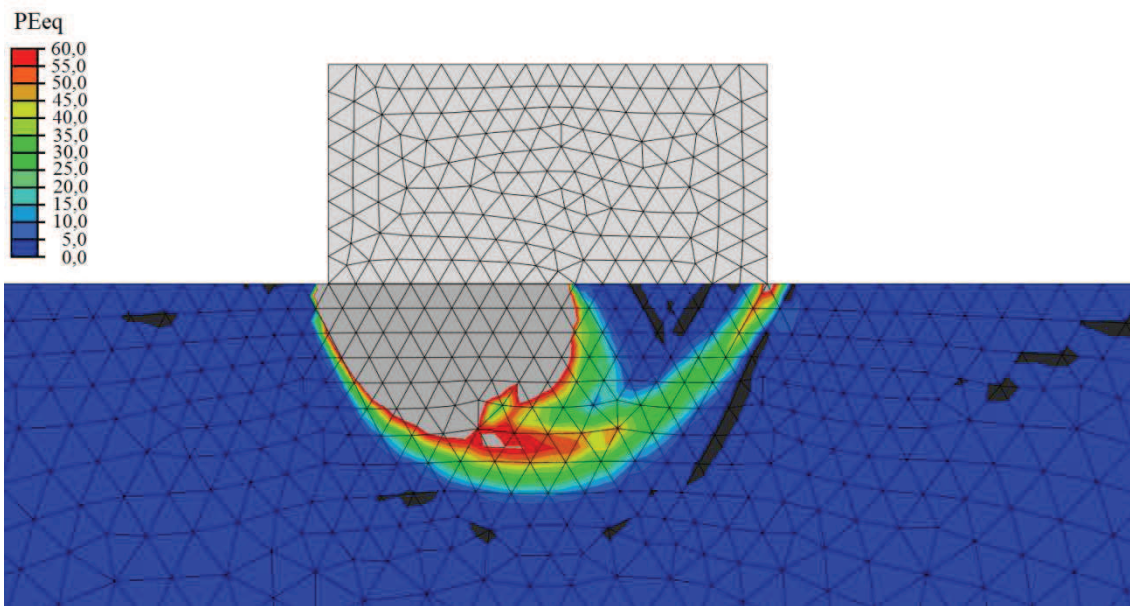
For værdier af e/b på 0,25 og derover fås en bæreevne svarende til den alternative brudfigur, mens for mindre excentriciteter ligger bæreevnen mellem de to modeller.

Brudfigurerne for analyserne med $e/b = 0,2$ og $e/b = 0,25$ er vist på Figur 5.19 og Figur 5.20.



Figur 5.19: Plot af de plastiske tøjninger for analysen med $e/b=0,20$.

Af figuren ses, at en brudzone dannes, som går udenfor fundamentet.



Figur 5.20: Plot af de plastiske tøjninger for analysen med $e/b=0,25$.

For en værdi af e/b på 0,25 bliver brudzonen indenfor fundamentets grænser. Det ses tydeligt, at den alternative brudfigur kommer i spil et sted mellem disse værdier af forholdet e/b . Ifølge normen sker dette først ved en værdi af e/b på 0,3.

5.4 Delkonklusion

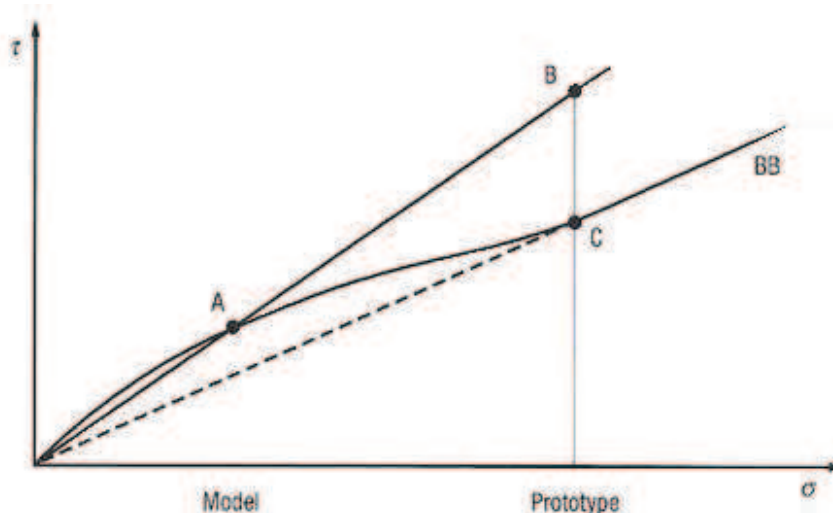
Den anvendte metode med kontaktelementer virker på ler, mens for jord med meget lave værdier af kohæsionen (sand) virker den ikke. En alternativ metode anvendes derfor til beregningerne på sand. Ifølge de beregnede resultater er normen på den usikre

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

side mht. overgangen mellem almindelig excentricitet og stærk excentricitet. Dette understøttes af de viste brudfigurer.

6 Friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet

Det er nødvendigt at tage friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet i betragtning når modelforsøg i et laboratorium skal overføres til en prototype jf. Figur 6.1.



Figur 6.1: Brudbetingelse for sand ved små spændingsniveauer [19].

Figuren viser, hvordan brudbetingelsen afviger fra en ret linje for små spændingsniveauer, og hvordan bæreevnen for en prototype overestimeres ved lineær ekstrapolering.

Indtil flere brudbetingelser er foreslået for at medtage dette aspekt (se f.eks. [12], [23], [24] og [33]). Også i [29] er foreslået en brudbetingelse, som tager friktionsvinklens afhængighed i regning. Denne er desuden programmeret og inkorporeret i FEM-programmet Abaqus, som en brugerdefineret rutine.

6.1 Ikke-lineær brudbetingelse

Modellen tager således udgangspunkt i Mohr-Coulombs brudbetingelse, med den modifikation, at friktionsvinklen nu er en afhængig variabel af spændingsniveauet. Materialmodellen vil i det følgende blive kaldt "Curv MC". Brudbetingelsen for modellen er givet ved:

$$f = k_0 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - s_{c0} \cdot \left(1 - e^{a \frac{\sigma_3}{s_{c0}}}\right) \text{ for } \sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3. \quad (6.1)$$

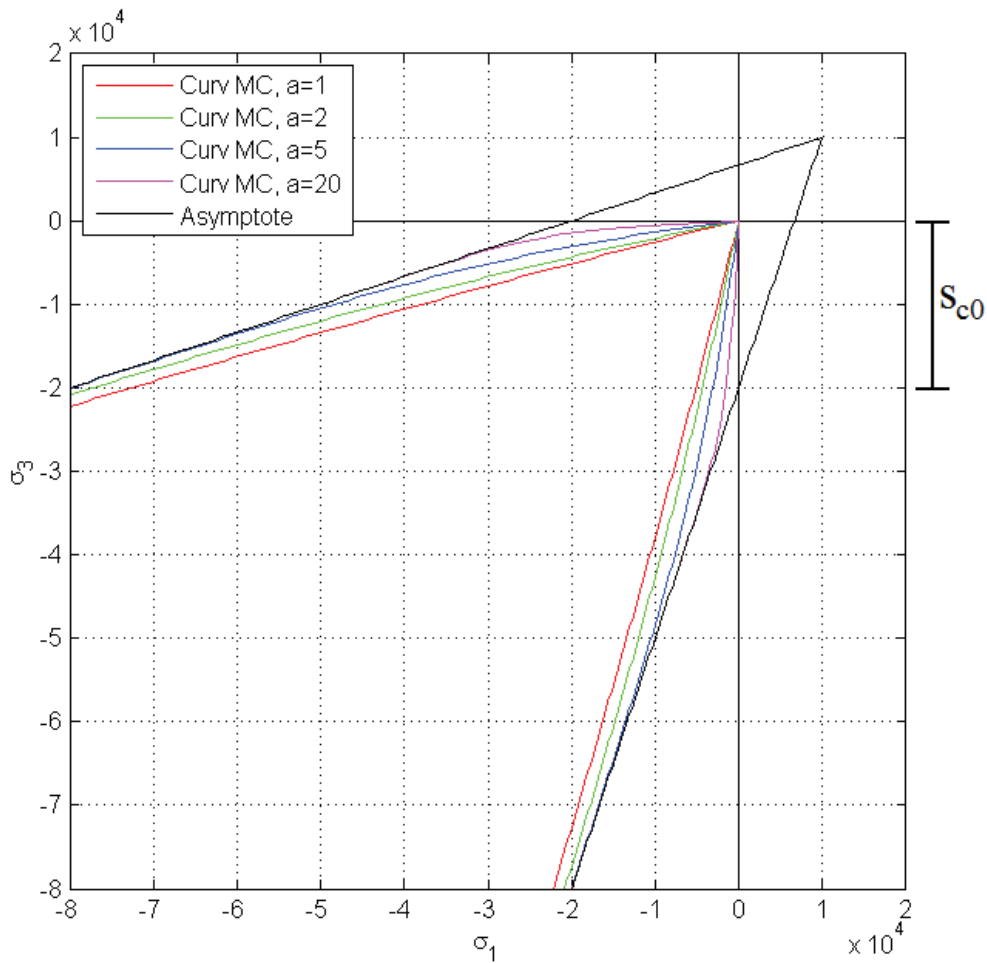
For meget store negative værdier af σ_3 tilnærmer funktionen sig en ret linje som er asymptote til brudbetingelsen:

$$f \rightarrow k_0 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - s_{c0} \text{ for } \sigma_3 \rightarrow -\infty. \quad (6.2)$$

k_0 er således hældningen på asymptoten og s_{c0} er asymptotens skæring med y-aksen. (6.2) er netop Mohr-Coulombs brudbetingelse som for nemheds skyld gentages her:

$$f = k \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_c \text{ for } \sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3. \quad (6.3)$$

Plottes brudbetingelsen i 2 dimensioner ser denne ud som på Figur 6.2. Her er værdien af parameteren a varieret for at illustrere dennes indflydelse.



Figur 6.2: Plot af brudbetingelse for Curv MC (nærbillede af spidserne på brudbetingelserne).

Endnu en parameter medtages i brudbetingelsen for Curv MC for at give materialet en mulig trækstyrke:

$$f = k_0 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - s_{c0} \cdot \left(1 - e^{a \frac{\sigma_3 - \text{apex}}{s_{c0}}}\right) - \text{apex}(k_0 - 1) \quad (6.4)$$

for $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$.

Værdien af apex angiver koordinatsættet (x,y,z) til brudbetingelsens spids (apex,apex,apex). Ved igen at lade $\sigma_3 \rightarrow -\infty$ fås følgende ligning:

$$f \rightarrow k_0 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - s_{c0} - \text{apex}(k_0 - 1) \text{ for } \sigma_3 \rightarrow -\infty. \quad (6.5)$$

Sammenlignes denne med (6.3) fås følgende sammenhæng:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 2 \cdot c \cdot \sqrt{k} = s_{c0} + \text{apex} \cdot (k_0 - 1) \Leftrightarrow \\ \text{apex} &= \frac{2 \cdot c \cdot \sqrt{k} - s_{c0}}{k_0 - 1}. \end{aligned} \quad (6.6)$$

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

Hældningerne k og k_0 er ens og sættes $c = s_{c0}$ fås:

$$a_{\text{pex}} = \frac{2 \cdot s_{c0} \cdot \sqrt{k_0} - s_{c0}}{k_0 - 1}. \quad (6.7)$$

Ved hjælp af disse antagelser kan inputparametrene for den ikke-lineære brudbetingelse (6.4) findes ud fra inputparametrene til den lineære brudbetingelse (6.3).

6.2 Numeriske beregninger med Curv MC

I [29] er angivet inputparametre til Curv MC. For plan tøjning foreslås værdierne angivet i Tabel 2.1.

Tabel 6.1: Inputparametre til Curv MC [29].

Input parameter	Værdi i plan tøjning
k_0	4,876
s_{c0}	29,0391 kPa
a	2,330

Vha. (6.7) beregnes apex til:

$$a_{\text{pex}} = \frac{2 \cdot 29039,1 \text{ Pa} \cdot \sqrt{4,876} - 29039,1 \text{ Pa}}{4,876 - 1} = 25,595 \text{ kPa}. \quad (6.8)$$

For at kunne sammenligne resultaterne med den lineære brudbetingelse beregnes den tilhørende friktionsvinkel:

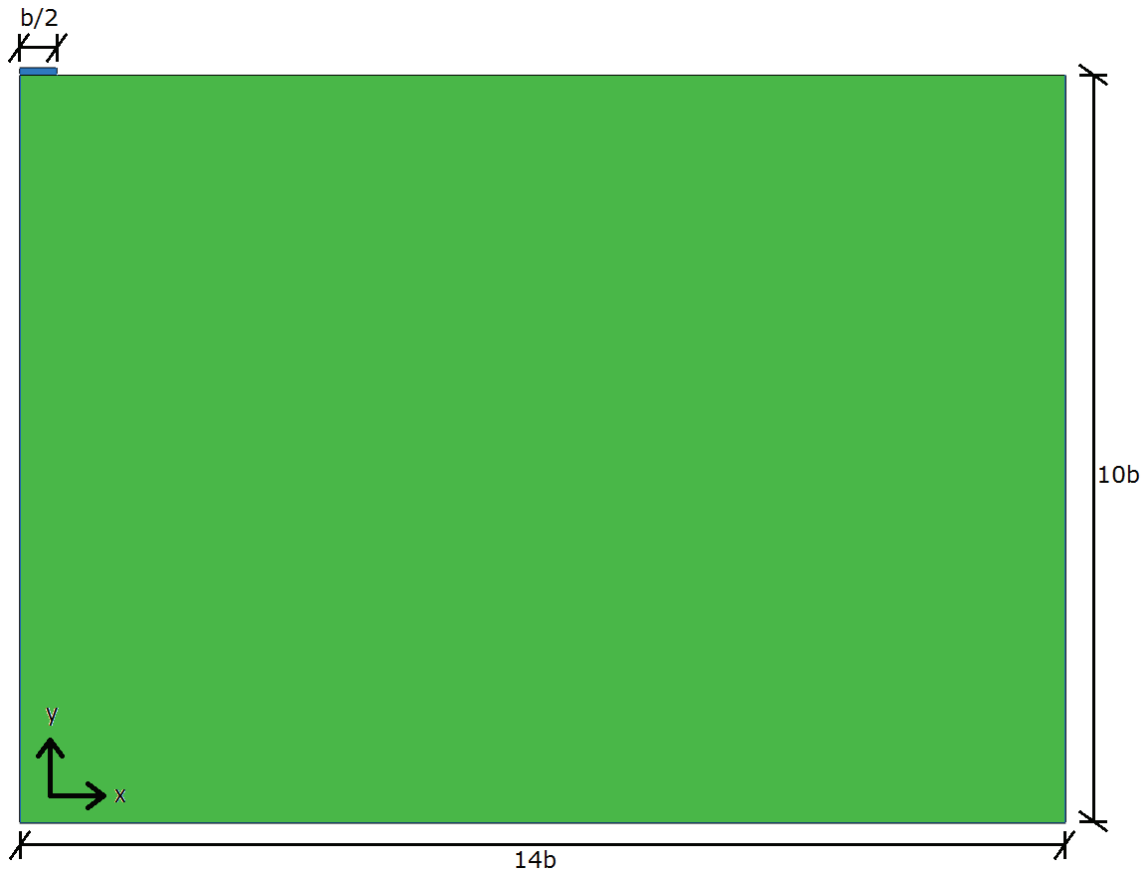
$$k_0 = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \Rightarrow \varphi = 41,27^\circ. \quad (6.9)$$

De endelige inputparametre er angivet i Tabel 6.2.

Tabel 6.2: Inputdata til analyser med True MC og Curv MC.

Input parameter	True MC	Curv MC
E	20 MPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	2036,7 kg/m ³	2036,7 kg/m ³
K_0	1,0	1,0
c	29,0391 kPa	-
φ	41,27 °	-
ψ	41,27 °	-
k_0	-	4,876
s_{c0}	-	29,0391 kPa
a	-	2,330
a_{pex}	-	25,595 kPa

Den numeriske model som anvendes er skitseret på Figur 6.3.



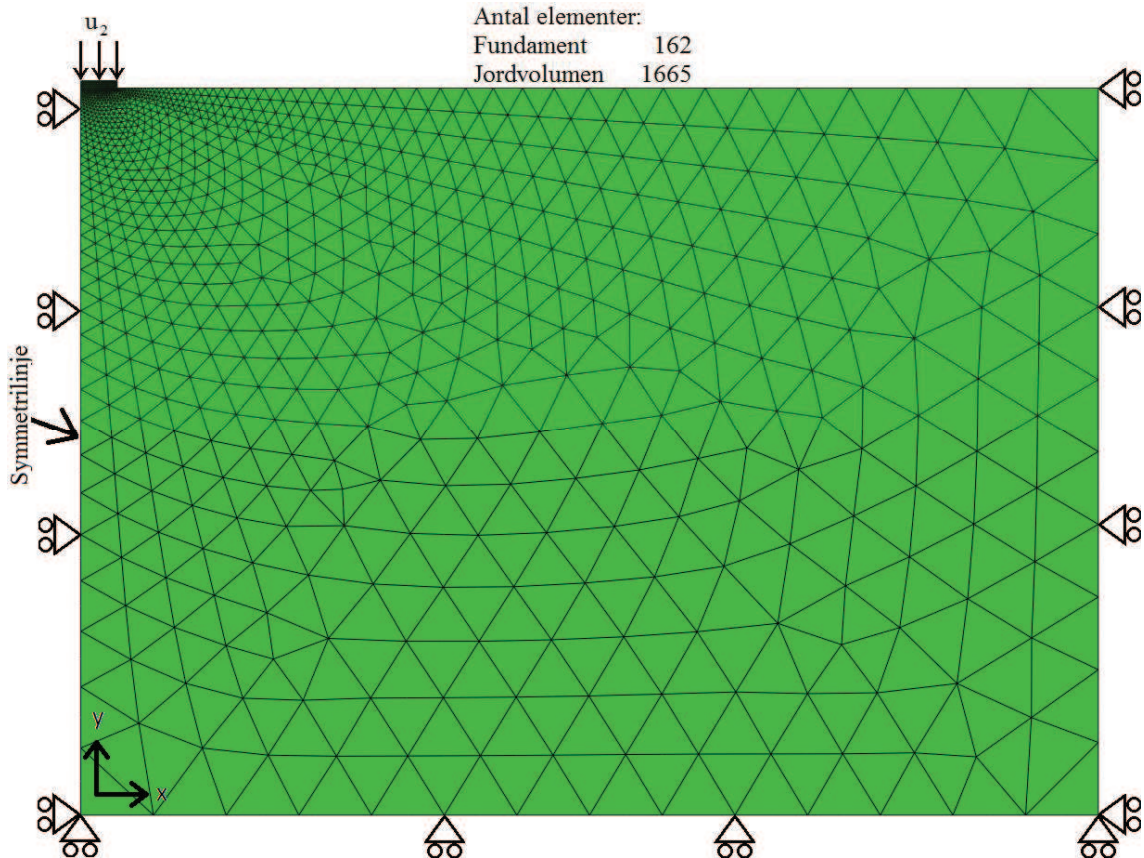
Figur 6.3: Numerisk model til beregninger med Curv MC og True MC.

Ved at skalere modellen kan analysen køres for både lave og høje spændingsniveauer. Værdierne i Tabel 6.3 for bredden b og flytningen u anvendes.

Tabel 6.3: Sammenhørende værdier af bredden b og den lodrette flytning u .

b [m]	u_2 [m]
1,00	1,00
0,10	0,10
0,01	0,01

Den meshede model er vist på Figur 6.4.

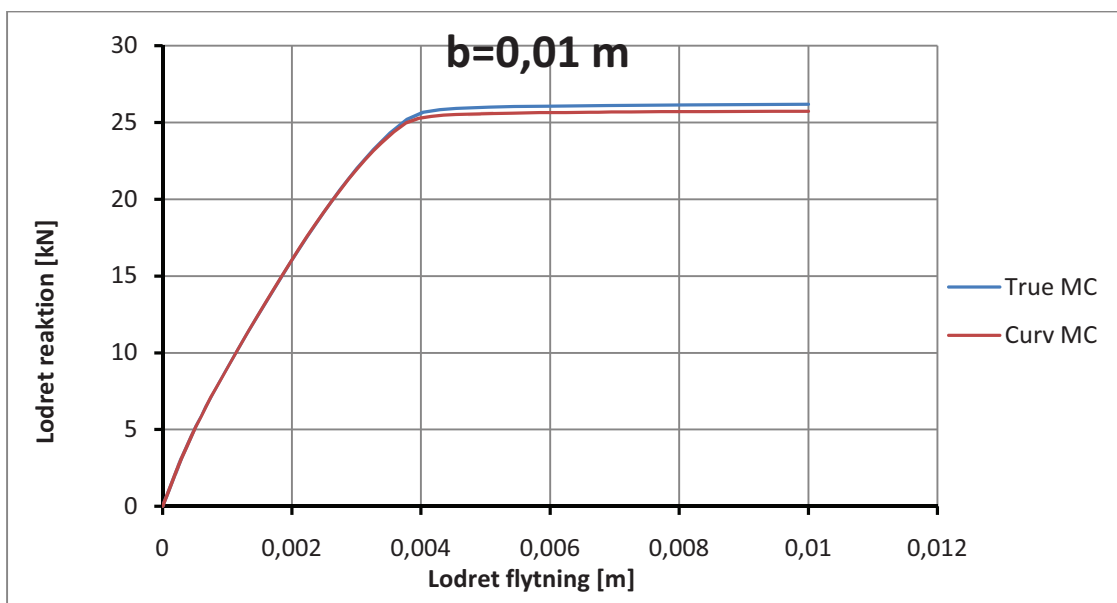


Figur 6.4: Frit mesh for den numeriske model med randbetingelser og 7600 dof's.

Elementtypen som anvendes er CPE6-elementer.

6.2.1 Resultater

Alle analyserne kører til fuldt plastisk brud jf. Figur 6.5, hvor tilfældet med $b=0,01$ m er vist.



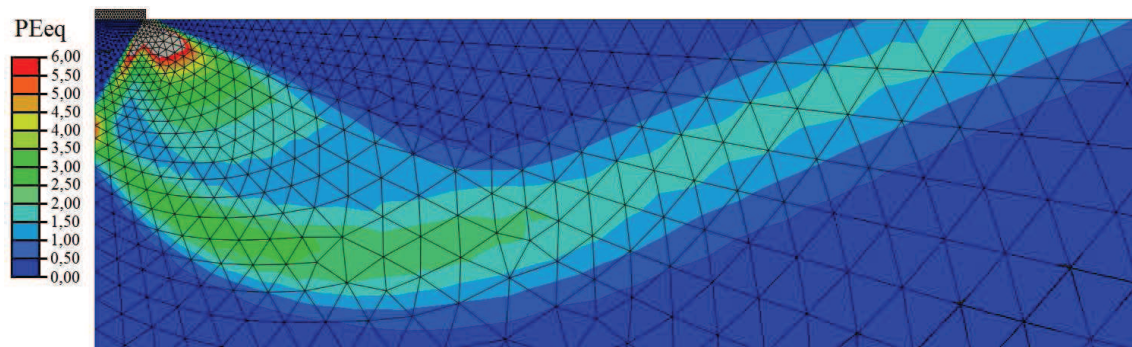
Figur 6.5: Resultater af analyse med $b=0,01$ m for de to jordmodeller.

I Tabel 6.4 er bæreevnerne ved de enkelte analyser angivet, hvor hhv. True MC og Curv MC er anvendt.

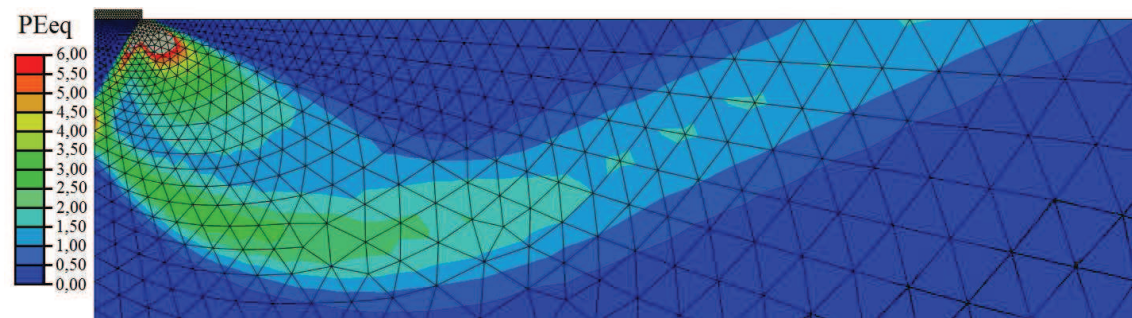
Tabel 6.4: Bæreevner beregnet med forskellige bredder og materialemodeller.

b [m]	True MC [kN]	Curv MC [kN]	Afvigelse [%]
1,00	4340,6	4320,3	0,47
0,10	280,6	276,7	1,39
0,01	26,2	25,7	1,71

Afvigelsen mellem modellerne er lille, selv for analysen med $b=0,01$ m. Af Figur 6.6 og Figur 6.7 fremgår det også, at brudfigurerne for de to modeller er ens.



Figur 6.6: Brudfigur for Curv MC med $k_0=4,876$, $s_{c0}=29,0391$ kPa, $a=2,33$ og $apex=25,595$ kPa.

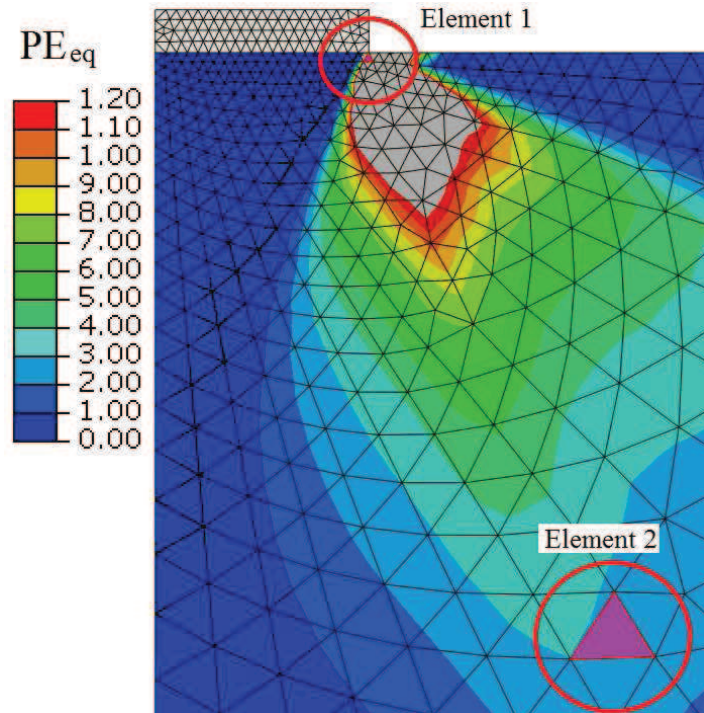


Figur 6.7: Brudfigur for True MC med $\phi=\psi=41,27^\circ$ og $c=29,0391$ kPa.

6.2.2 Spændingsniveau

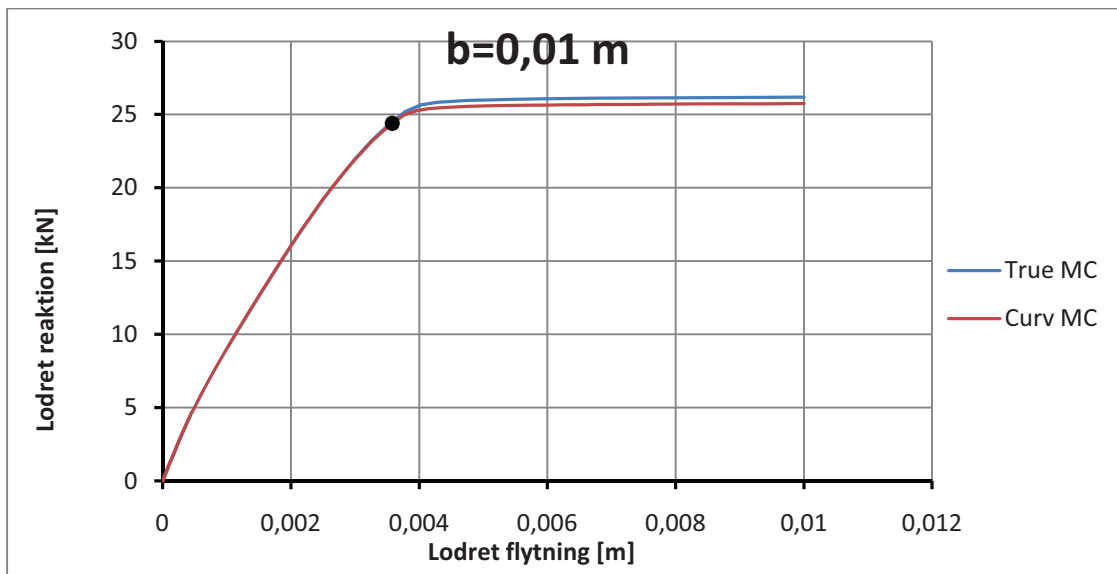
Jf. Tabel 6.4 ses, at forskellen mellem den lineære og den ikke-lineære brudbetingelse er lille. Det ønskes derfor undersøgt, hvor spændingsniveauet i modellen med $b=0,01$ m befinder sig i forhold til brudbetingelserne. På Figur 6.8 er markeret 2 elementer, hvori spændingsniveauet findes.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter



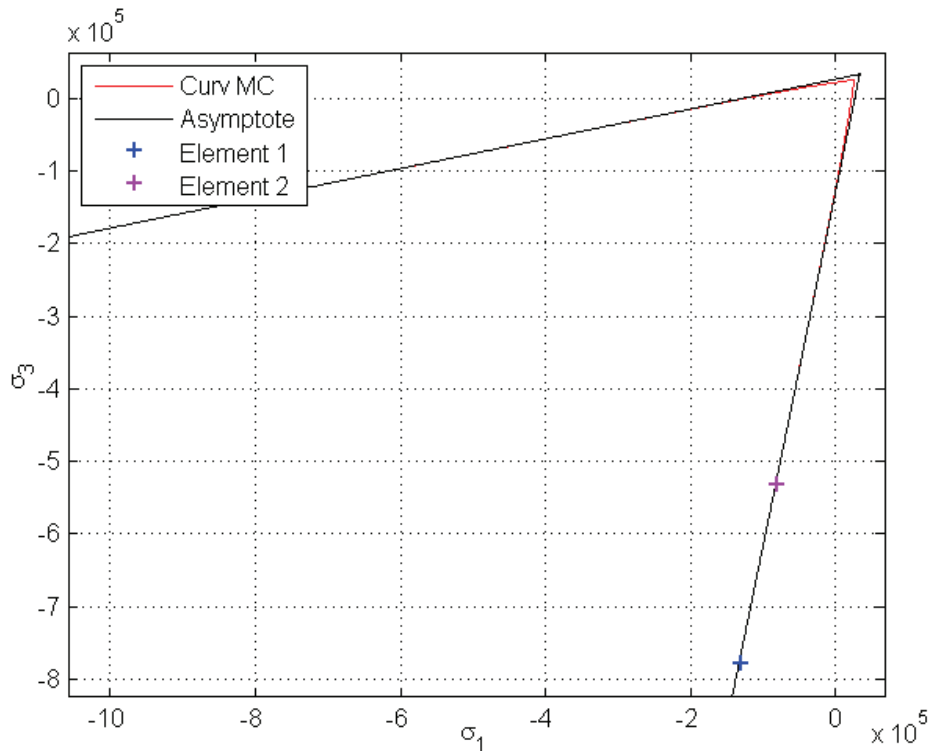
Figur 6.8: Markering af elementer, hvori spændingsniveauet findes.

Som det fremgår af figuren er begge elementer plastiske. Dette er ved en flytning på $u=0,0035$ m jf. markeringen på Figur 6.9.



Figur 6.9: Markering af, hvornår i analysen spændingsniveauet er målt.

Plottes spændingsniveauet sammen med brudbetingelserne fås grafen jf. Figur 6.10.



Figur 6.10: Brudbetingelserne og de målte spændingsniveauer.

Her er det tydeligt, at ingen af elementerne befinder sig nær ved spidsen af brudbetingelserne og derfor ikke afviger væsentligt fra den lineære brudbetingelse. Afvigelsen på 1,71 % fra Tabel 6.4 indikerer desuden, at meget få punkter i konstruktionen befinder sig i dette område.

6.3 Variation af N_γ

Da friktionsvinklen afhænger af spændingsniveauet vil bæreevnefaktorerne gøre det samme idet disse er bestemt ud fra friktionsvinklen. For kohæsionsløs sand uden overlejringstryk kan N_γ bestemmes af bæreevnen:

$$\frac{R'}{A'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot b' \cdot N_\gamma \Leftrightarrow N_\gamma = \frac{2 \cdot R'}{\gamma' \cdot b' \cdot A'} \quad (6.10)$$

I [29] er foreslået inputparametre for den lineære brudbetingelse til sammenligning med den ikke-lineære brudbetingelse. Kohæsionen sættes til 0, mens den plane friktionsvinkel beregnes af følgende formel:

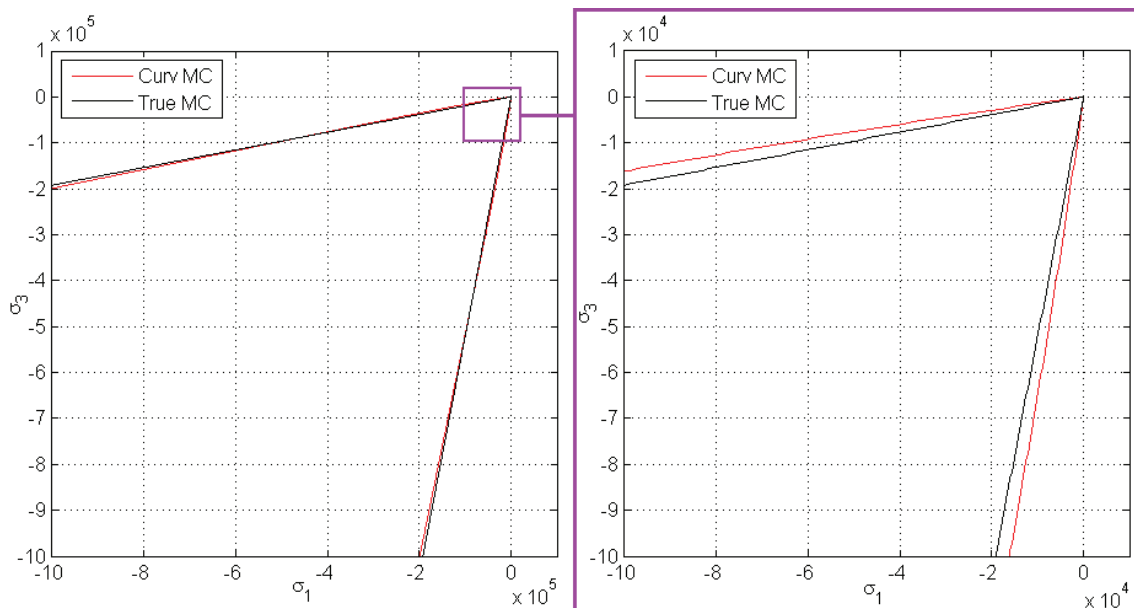
$$\varphi_{pl} = (1 + 0,16 \cdot D_r) \cdot \varphi_{tr}, \quad (6.11)$$

hvor D_r er den relative densitet af sandet. Denne er for det pågældende sand bestemt til 0,84. Derudover foreslås at anvende værdien for den modificerede friktionsvinkel ($37,6^\circ$) som den triaksiale friktionsvinkel. Dette giver:

$$\varphi_{pl} = (1 + 0,16 \cdot 0,84) \cdot 37,6^\circ = 42,65^\circ. \quad (6.12)$$

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

Vinklen er lidt større end den før beregnede. Dette resulterer i, at brudbetingelserne ikke har samme hældning og derfor skærer hinanden jf. Figur 6.11.



Figur 6.11: Brudbetingelserne med de nye inputparametre. (th.) nærbillede af spidsen.

Med de nye inputparametre vil der ifølge figuren være større forskelle mellem de anvendte modeller for de før beregnede spændingsniveauer. Inputparametrene er angivet i Tabel 6.5. Værdien for apex sættes til 0 for at anvende brudbetingelsen i (6.1).

Tabel 6.5: Nye inputdata til analyser med True MC og Curv MC.

Input parameter	True MC	Curv MC
E	20 MPa	20 MPa
v	0,3	0,3
ρ	2036,7 kg/m ³	2036,7 kg/m ³
K_0	1,0	1,0
c	0 kPa	-
ϕ	42,65 °	-
ψ	42,65 °	-
k_0	-	4,876
s_{e0}	-	29,0391 kPa
a	-	2,330
apex	-	0 kPa

Modellen skitseret på Figur 6.3 og Figur 6.4 anvendes igen. De anvendte bredder med sammenhørende flytninger er anført i Tabel 6.6.

Tabel 6.6: Sammenhørende værdier af bredden b og den lodrette flytning u .

b [m]	u_2 [m]
2,00	2,00
1,00	1,00
0,80	0,80
0,60	0,60
0,40	0,40
0,20	0,20
0,10	0,10
0,05	0,05
0,02	0,02

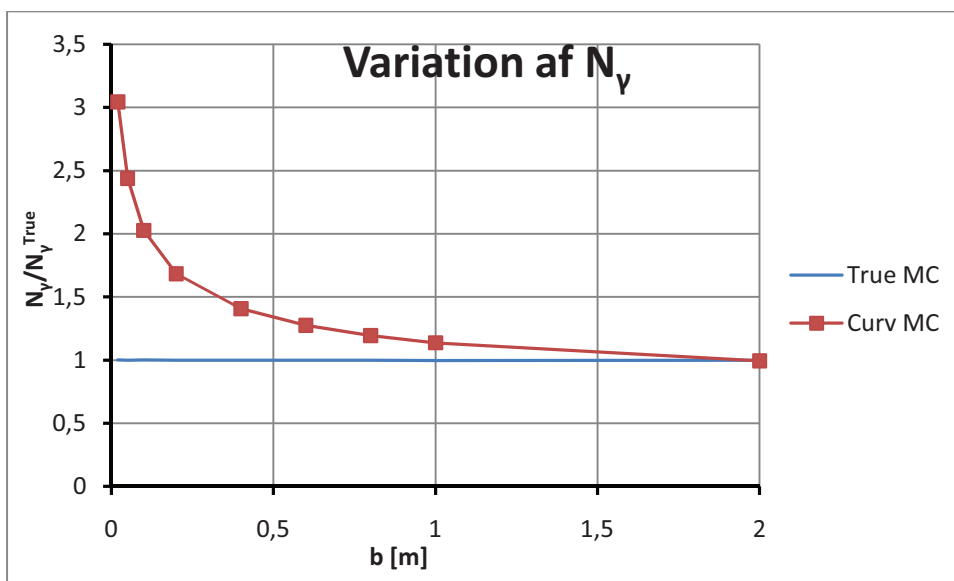
6.3.1 Resultater

Bæreevnefaktorerne beregnet af analyserne er angivet i Tabel 6.7. Her er omregnet fra bæreevner til bæreevnefaktorer efter (6.10).

Tabel 6.7: Bæreevner og bæreevnefaktorer beregnet ved forskellige bredder og materialemodeller.

b [m]	True MC [kPa]	Curv MC [kPa]	N_{γ}^{True}	N_{γ}^{Curv}	$N_{\gamma}^{\text{Curv}}/N_{\gamma}^{\text{True}}$
2,00	-	1525,1	-	152,51	0,994279
1,00	1529,8	1743,9	152,98	174,39	1,136959
0,80	-	1830,5	-	183,05	1,193444
0,60	-	1955,5	-	195,55	1,274877
0,40	-	2157,7	-	215,77	1,406729
0,20	-	2580,9	-	258,09	1,682612
0,10	1535,6	3109,1	153,56	310,91	2,02703
0,05	-	3740,7	-	374,07	2,438807
0,02	-	4668,4	-	466,84	3,043608
0,01	1536,1	-	153,61	-	-

Plottes bæreevnefaktorerne som funktion af bredden af fundamentet fås grafen jf. Figur 6.12.

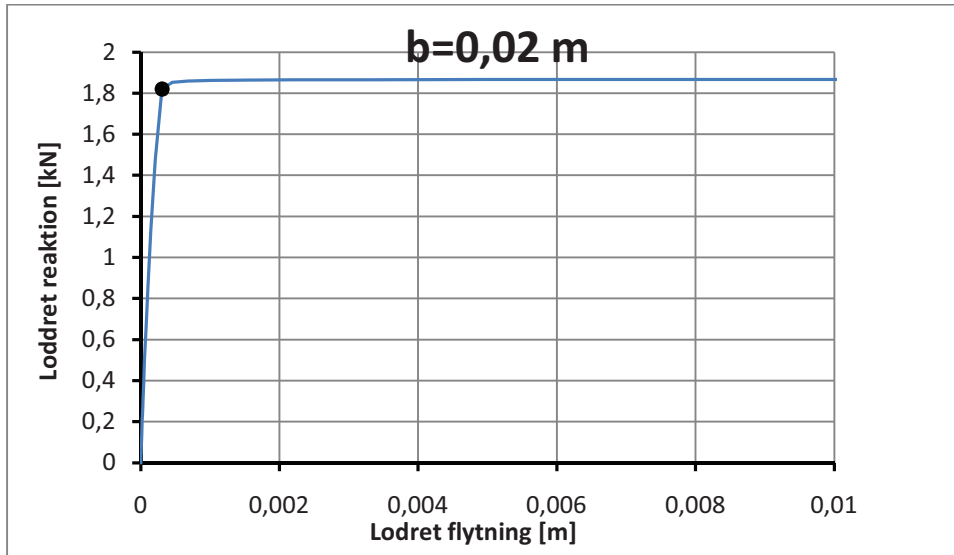


Figur 6.12: Variationen af N_{γ} som funktion af fundamentets bredde.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede sribefundamenter

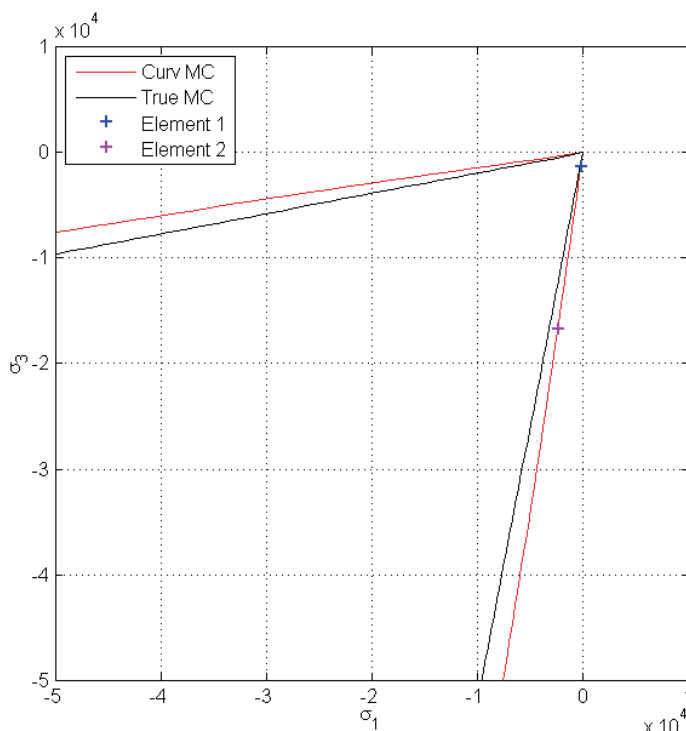
Af figuren ses, hvordan bæreevnefaktoren er stærkt afhængig af spændingsniveauet, når Curv MC anvendes, mens True MC ikke viser samme spændingsafhængighed.

Spændingsniveauet for analysen med $b=0,02$ m undersøges. Igen findes spændingsniveauet i elementerne markeret på Figur 6.8, denne gang for en flytning på $u=0,0003$ m jf. markeringen på Figur 6.13.



Figur 6.13: Markering af, hvornår i analysen spændingsniveauet er målt.

Plottes spændingsniveauet sammen med brudbetingelserne fås billedet jf. Figur 6.14.



Figur 6.14: Brudbetingelserne og de målte spændingsniveauer for analysen med $b=0,02$ m.

Det er helt tydeligt, at spændingsniveauerne ligger i et område, hvor forskellen på brudbetingelserne er stor.

6.4 Delkonklusion

Den lineære og den ikke-lineære brudbetingelse giver resultater som ligger meget tæt på hinanden når inputparametrene til den lineære beregnes på baggrund af inputparametrene for den ikke-lineære brudbetingelse. Disse analyser er derfor uinteressante, da den ikke-lineære model giver bæreevner tæt på den lineære brudbetingelse (True MC) selv for fundamenter med meget lille bredde ($b=0,01\text{m}$).

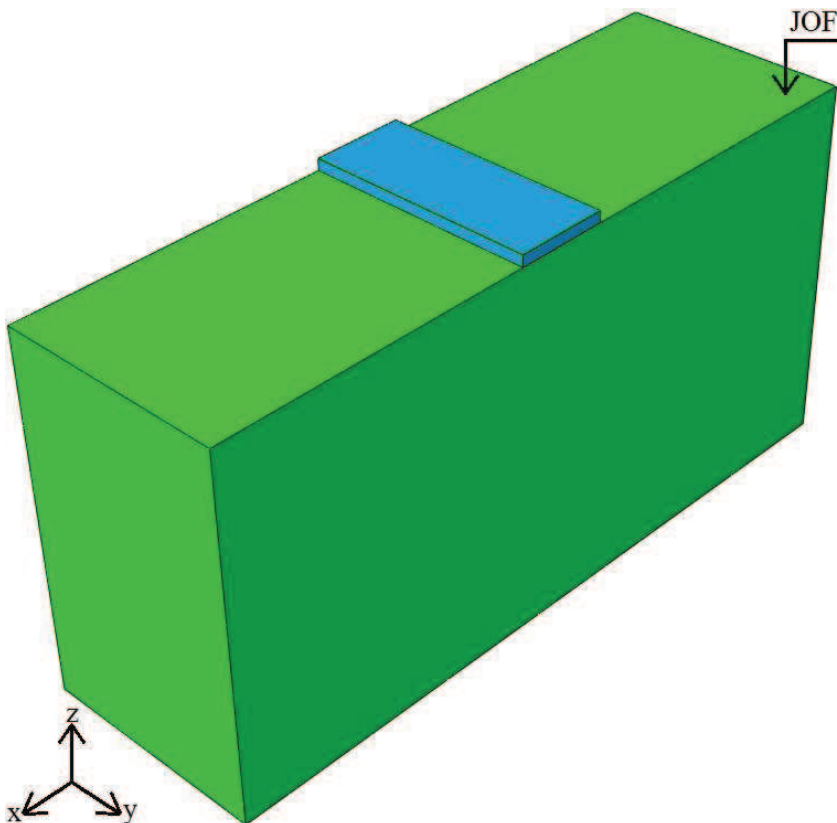
Benyttes i stedet materialeparametrene forslået i [29] for den lineære model er forskellen stor på resultaterne, da de målte spændingsniveauer ligger i et område, hvor forskellen på brudbetingelserne er stor. Dette har indflydelse på de beregnede bæreevnemultiplikatorer, N_γ , som varierer for små spændingsniveauer, men stabiliserer sig ved højere spændingsniveauer. Anvendes i stedet den lineære brudbetingelse fås N_γ -værdier som ikke varierer.

7 Stribefundament i 3D

I det følgende afsnit vil materialemodellen kaldet True MC blive anvendt på en 3d model af et stribefundament. Resultaterne sammenholdes med de teoretisk beregnede N_γ -værdier i [4] for et ru fundament. På den måde testes om materialemodellen også kan anvendes i 3d, og hvor gode resultaterne bliver.

7.1 Numerisk model

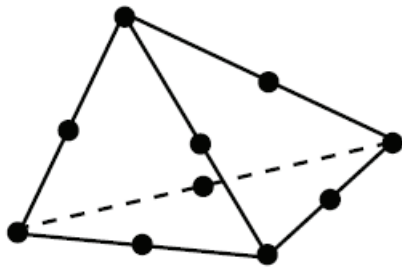
Et stribefundament ovenpå et jordvolumen modelleres i 3d jf. Figur 7.1.



Figur 7.1: 3d model af stribefundament (blå) på jordvolumen (grøn).

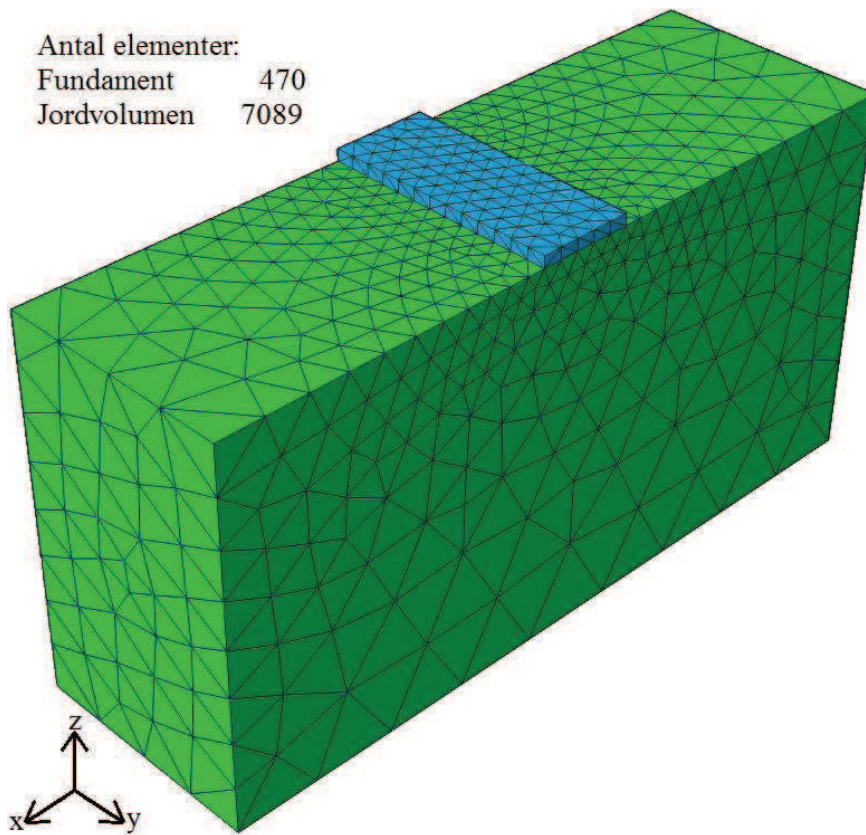
Jordvolumenets dimensioner er ($h \times b \times l$) 8 m x 5 m x 16 m, mens fundamentet er 0,25 m x 2 m x 5 m. Alle jordvolumenets sider på nær JOF fastholdes mod flytninger normalt på deres eget plan. Fundamentet påsættes en lodret flytning på hele oversiden for at belaste jordvolumenet til brud.

Modellen meshes frit med højere ordens elementet C3D10, skitseret på Figur 7.2.



Figur 7.2: Skitse af elementtypen C3D10.

Elementet er opbygget som et tetraeder af 10 knuder med hver 3 frihedsgrader. På Figur 7.3 er den meshede model vist.



Figur 7.3: Frit mesh for den numeriske model med 34.827 dof's.

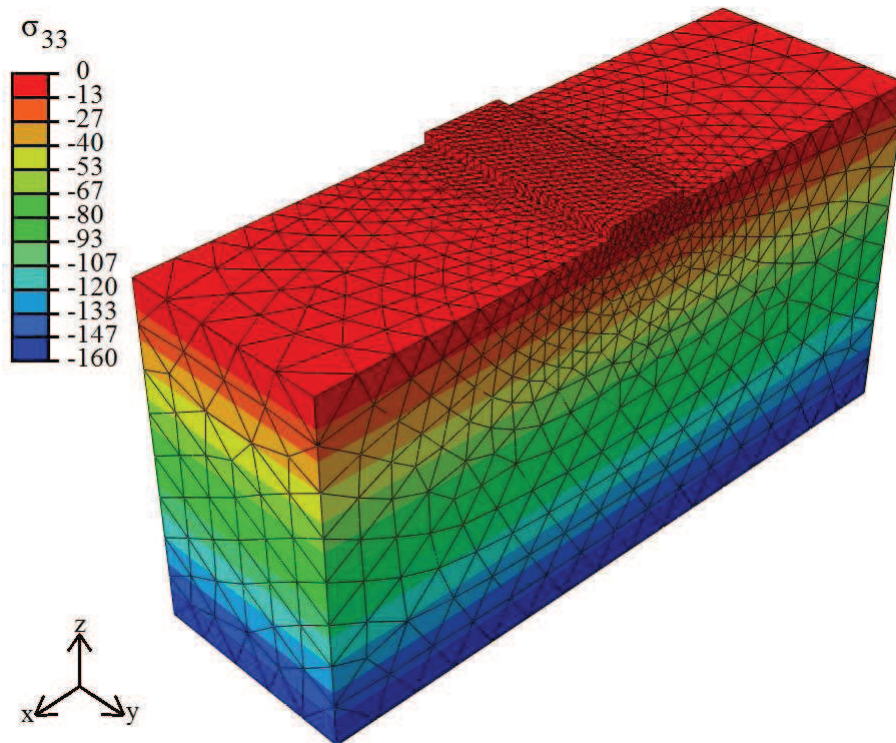
Inputdataene for modellen er givet i Tabel 7.1.

Tabel 7.1: Inputdata til kontaktanalyse med ler.

Input parameter	Fundament	True MC
E	210 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	30 °
ψ	-	30 °
c	-	0 kPa
K_0	-	1,0
u_3	1,0 m	-

7.1.1 Begyndelsesspændinger

Begyndelsesspændingerne påsættes på samme måde som i afsnit 3.1.1. Af Figur 7.4 ses de lodrette spændinger.



Figur 7.4: Plot af de lodrette begyndelsesspændinger (værdier i kPa).

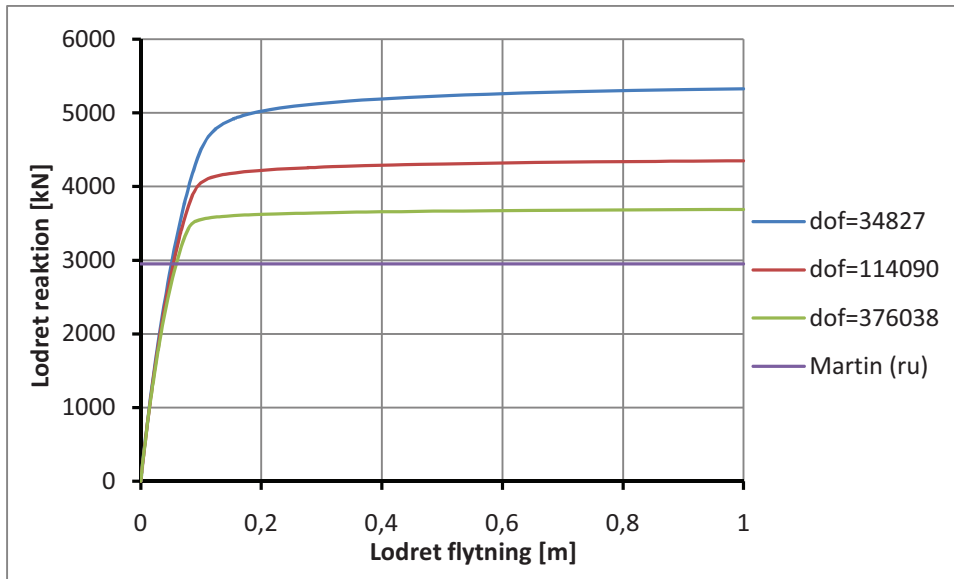
7.1.2 Resultater

Den beskrevne numeriske model er blevet kørt med 3 forskellige mesh. Resultaterne af analyserne er givet i Tabel 7.2.

Tabel 7.2: Resultater af 3d analyser.

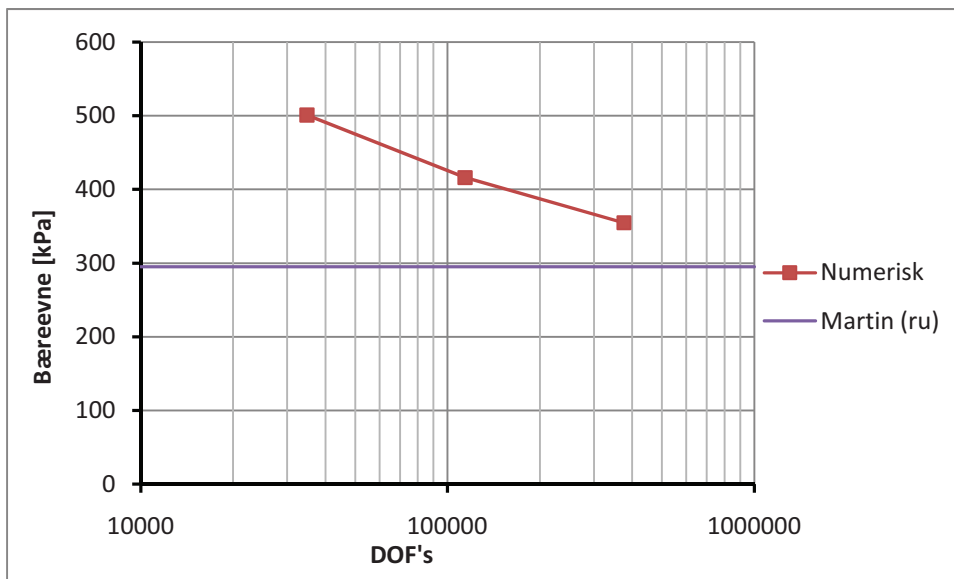
Antal dof's	Bæreevne [kPa]	Løsningstid
34.827	507	ca. 2 timer
114.090	416	ca. 7 timer
376.038	355	ca. 37 timer

Plottes den lodrette reaktion som funktion af den lodrette flytning for knuderne på toppen af fundamentet fås resultaterne vist på Figur 7.5.



Figur 7.5: Reaktion som funktion af flytningen af fundamentet for 3d analyserne.

Resultaterne nærmer sig den teoretiske løsning givet af [4] når elementantallet forøges. Dette ses tydeligere på Figur 7.6.



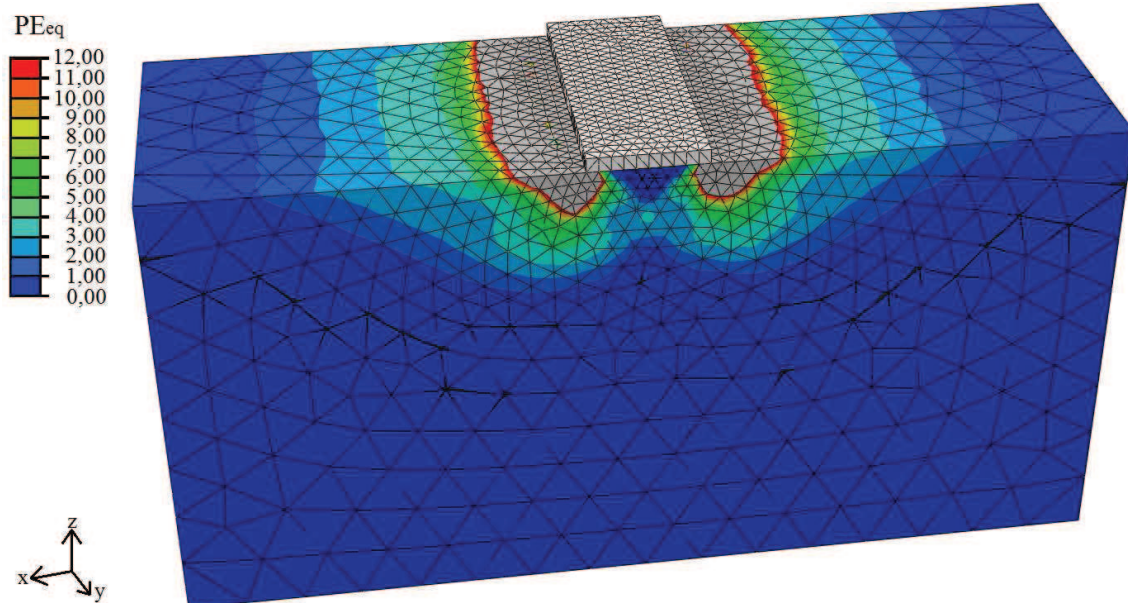
Figur 7.6: Konvergens for 3d analyser.

Afvigelserne mellem de numeriske løsninger og den teoretiske er givet i Tabel 7.3.

Tabel 7.3: Afvigelser mellem numerisk og teoretisk løsning.

Antal dof's	Afvigelse
34.827	69,8 %
114.090	41,0 %
376.038	20,2 %

Plottes de ækvivalente plastiske tøjninger fås brudfiguren vist på Figur 7.7.



Figur 7.7: Numerisk beregnet 3d brudfigur for friktionsjord (plot af de ækvivalente plastiske tøjninger).

Brudfiguren er i overensstemmelse med teorien.

7.2 Delkonklusion

I 3d analyser bliver elementantallet hurtigt meget stort hvilket indvirker på løsningsstiden. Det bør derfor kraftigt overvejes, hvor stort jordvolumenet skal være for at få en pålidelig løsning og samtidig reducere problemet mest muligt.

Materialemodellen True MC giver pålidelige resultater i 3d for det korte tilfælde, ved brug af mange elementer.

8 Diskussion

De forskellige jordmaterialemodeller Abaqus MC, True MC og Curv MC er blevet testet på et centralt belastet sribefundament. True MC er også blevet anvendt til at analysere et excentrisk belastet sribefundament, samt testet på et centralt belastet sribefundament i 3 dimensioner.

Indledningsvist blev det vist, at Abaqus MC giver pålidelige resultater for kohæsionsjord i korttidstilstanden, mens modellen har problemer ved analyser med friktionsjord. Indtil flere tiltag blev gjort for at få modellen til at virke. Solution controls blev ændret, en anden elementtype kaldet CPE4I (Q6-element) blev anvendt sammen med et struktureret mesh. Alle disse tiltag blev gjort for at give modellen de optimale betingelser for at imødegå problemerne i forhold til analyser på friktionsjord. Det kan diskuteres, hvorvidt yderligere tiltag ville have gjort, at modellen kunne anvendes i dette tilfælde. Godt nok har elementtypen CPE4I problemer med inkompatible modes, men dette udlignes af tilstødende elementer.

Abaqus MC blev også testet i ikke-associerede tilfælde for om muligt at få et resultat for brudbæreevnen af et excentrisk belastet sribefundament på friktionsjord. Her blev igen gjort flere tiltag og modellen gav et resultat for en lav værdi af friktionsvinklen.

Det kan diskuteres, hvorvidt mere kunne være gjort, for at få kontaktanalysen med det excentrisk belastede sribefundament til at virke. Her viste det sig godt at kunne fungere på kohæsionsjord, men blev materialet udskiftet med friktionsjord virkede modellen ikke.

Et excentrisk belastet fundament blev også analyseret med materialemodellen True MC. Det viste sig, at fundamentet godt kunne belastes til brud ved en kontaktanalyse på kohæsionsjord, mens det ikke lod sig gøre på friktionsjorden. En kombination af kohæsionsjord og friktions jord burde derfor have været anvendt til videre tests. I stedet blev en alternativ model anvendt, hvor den effektive bredde samt lastpåvirkningen blev dikteret. De samme forudsætninger, som normen anvender, var derfor til stede, hvorfor metoderne må være sammenlignelige. Det mest korrekte ville dog stadig have været at anvende kontaktanalyse.

Endelig blev et sæt inputparametre til jordmaterialemodellen Curv MC bestemt i kap. 6. Måden dette foregik på var ved matematiske betragtninger. De beregnede materialeparametre viste sig dog ikke at være brugbare, hvorfor det foreslåede sæt materialeparametre blev anvendt i stedet.

8.1 Fremtidigt arbejde

Forslag til fremtidigt arbejde er:

- At teste jordmaterialemodellerne Abaqus MC og Curv MC på et sribefundament i 3 dimensioner.
- At anvende jordmaterialemodellerne på et punktfundament.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

- At modellere et stribefundament med en glat underside og anvende jordmaterialemodellerne i dette tilfælde.
- At beregne skråningsstabilitet med modellen Curv MC, da spændingsniveauerne ofte er meget små her.

9 Konklusion

I de foregående afsnit er 3 jordmaterialemodeller blevet testet på centralt og excentrisk belastede sribefundamenter både i 2D og i 3D.

Jordmaterialemodellen kaldet Abaqus MC har vist sig at give gode resultater for kohæsionsjord i korttidstilstanden. Her er afvigelsen mellem den teoretiske og den numerisk løsning på ca. 1 %. Derimod er det stort set umuligt at anvende modellen på friktionsjord med lave værdier af kohæsionen. I kap. 2 blev det vist, at det plastiske potentiale for modellen er en tilnærmelse til Mohr-Coulombs brudbetingelse, hvor alle kanter er afrundet.

I bestemmelsen af friktionsjords bæreevne er jordmaterialemodellen True MC bedre. Denne kan endda køre med kohæsionsløs jord ($c=0$). Samtidig er den en eksakt implementering af Mohr-Coulombs brudbetingelse. For friktionsjord er bæreevner indenfor 5,4 % afvigelse fra den teoretiske løsning fundet. Dette er ved anvendelse af et meget finmasket mesh. På kohæsionsjord er løsninger indenfor ca. 1 % afvigelse fundet med modellen.

True MC er også anvendelig i 3D. Her er det meget vigtigt at overveje elementinddelingen idet analysetider på over 37 timer kan forventes hvis meget nøjagtige løsninger ønskes.

For excentrisk belastede sribefundamenter med et overlejringstryk på 20 kPa går brudfiguren ind under fundamentet for excentriciteter større end $0,25 \cdot b$. Ifølge Eurocode 7 går grænsen ved $0,3 \cdot b$, hvorfor dette er på den usikre side. Samtidig er en blød overgang mellem stærkt excentricitet og almindelig excentricitet fundet.

Endelig er friktionsvinklens afhængighed af spændingsniveauet illustreret med jordmaterialemodellen Curv MC, som er specielt udviklet til dette formål. Dette er en implementering af en ikke-lineær brudbetingelse med udgangspunkt i Mohr-Coulombs brudbetingelse. For centralt belastede sribefundamenter med bredder på mere end ca. 1 m giver modellen samme resultater som den lineære brudbetingelse. Reduceres bredden fås bæreevner som er større end bæreevnerne beregnet med True MC.

10 Kildeliste

De kilder som blev anvendt i projektrapporten er angivet herunder.

- [1] A. D. Cox, G. Eason & H. G. Hopkins (1961): *Axially Symmetric Plastic Deformations in Soils*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A. Mathematical and Physical Sciences, Vol. 254, No. 1036 pp. 1-45.
- [2] B. C. Jensen, B. Bonnerup (2006): *Plasticitetsteori tværsnit, bjælker, rammer og plader*. Nyt Teknisk Forlag. København V. ISBN 87-571-2567-8.
- [3] B. Hansen (1978): *Geoteknik og fundering Del I, forelæsningsnotater til kursus 5811 – Geoteknik 1*. Laboratoriet for fundering. DTU. ISBN 87-87245-49-3.
- [4] C.M. Martin (2005): *Exact bearing capacity factors for strip footings - notes*. <http://www-civil.eng.ox.ac.uk/people/cmm/download/ncnqngamma.xls>
- [5] C.M. Martin (2004): *User guide for ABC – analysis of bearing capacity, version 1.0*. OUEL Report No. 2261/03. University of Oxford.
- [6] D. Bigoni, A. Piccolroaz (2004): *Yield criteria for quasibrittle and frictional materials*. International Journal of Solids and Structures, pp. 2855 – 2878. Elsevier Ltd.
- [7] D. Loukidis & R. Salgado (2008): *Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand*. Géotechnique 58, No. 4, pp. 283-296.
- [8] DS/EN 1997-1 (2007). *Geoteknik – Del 1: Generelle regler*. Dansk Standard.
- [9] Hai-Sui Yu (2006): *Plasticity and Geotechnics*. University of Nottingham, UK. Springer. ISBN-10: 0-387-33597-8.
- [10] H. A. Taiebat, J. P. Carter (2002): *Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads*. Géotechnique 52, No. 1, pp. 61-64.
- [11] I. F. Collins, I. M. Gunn, M. J. Pender and Y. Wang (1988): *Slope stability analysis for materials with a nonlinear failure envelope*. Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech., 12(5), 533-550.
- [12] J. A. Charles and K. S. Watts (1980): *The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill*. Geotechnique, 30(4), 353-367.
- [13] J. Clausen (2007): *Efficient Non-Linear Finite Element Implementation of Elasto-Plasticity for Geotechnical Problems*. Ph.D thesis. Esbjerg Institute of Technology. ISBN 978-87-7606-018-3.

- [14] J. Clausen, L. Damkilde (2006): *A simple and efficient FEM-implementation of the Modified Mohr-Coulomb criterion*. In O. Dahlblom, L. Fuchs, K. Persson, M. Ristinmaa, G. Sandberg and I. Svensson (Eds.). Proceedings of the 19th Nordic Seminar on Computational Mechanics, pp. 214 – 219. Lund University.
- [15] J. Clausen, L. Damkilde, K. Krabbenhøft (2007): *Efficient finite element calculation of N_γ* . In B. Topping (Ed.) Proceedings of The Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing pp.14. Department of Civil Engineering. Aalborg University Denmark.
- [16] M. Jirásek, Z. P. Bažant (2002): *Inelastic analysis of structures*. John Wiley & Sons, Ltd. Chichester.
- [17] M. Leoni (2005): *Implementation and use of constitutive models in geomechanics: Analysis of shallow footings on sand*. University of Parma.
- [18] M. P. Nielsen, L. P. Hansen, A. Rathkjen (1991): *Mekanik – 2,2, del 2 brud og flydebetingelser, plasticitetsteori, rumlige spændings- og deformationstilstande*. Institutet for Bygningsteknik Aalborg Universitetscenter. ISSN 0902-8002 U9102.
- [19] N. K. Ovesen, L. D. Fuglsang, G. Bagge, A. Krogsbøll, C. S. Sørensen, B. Hansen, K. Bødker, L. Thøgersen, J. Galsgaard, A. H. Augustesen (2007): *Lærebog i geoteknik 1. udgave*. Polyteknisk Forlag. Lyngby. ISBN 87-502-0961-2.
- [20] N. S. Ottosen, M. Ristinmaa (2005): *The Mechanics of Constitutive Modeling*. Elsevier. ISBN 0-008-044606-X.
- [21] P.A. Vermeer and R. de Borst (1984): *Non-associated plasticity for soils, concrete and rock*. Heron, 29(3).Vermeer.
- [22] P. Harremöes, H. Moust Jacobsen, N. K. Ovesen (1984): *Lærebog i geoteknik 1 & 2, 5. udgave*. Polyteknisk Forlag. Lyngby. ISBN 87-502-0577-3.
- [23] P. Simonini (1993): *Influence of relative density and stress level on the bearing capacity of sands*. Int. journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 17, 871-890.
- [24] R. Baker (2004): *Nonlinear Mohr envelopes based on triaxial data*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 130(5), 498-506.
- [25] R. D. Cook, D. S. Malkus, M. E. Plesha, R. J. Witt (2002): *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. Fourth Edition. John Wiley & Sons. New York. ISBN 978-0-471-35605-9
- [26] R. O. Davis, A. P. S. Selvadurai (2002): *Plasticity and Geomechanics*. Cambridge University Press. New York. ISBN-10 0-521-01809-9

- [27] R. O. Davis, A. P. S. Selvadurai (1996): *Elasticity and Geomechanics*. Cambridge University Press. New York. ISBN 0-521-49506-7
- [28] R. Pratap (2006): *Getting Started with MATLAB 7*. Oxford, New York. Oxford University Press. ISBN 0-19-517937-4.
- [29] S. Krabbenhøft, L. Damkilde, J. Clausen (2010): *1g model tests with foundations in sand*. Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation – Zingoni (Ed.). Taylor & Francis Group, London. ISBN 978-0-415-58472-2.
- [30] S. Krabbenhøft, L. Damkilde, J. Clausen: *The bearing capacity of circular footings in sand - comparison between model tests and numerical simulations based on a non-linear Mohr-Coulomb failure envelope*. Internt notat. Aalborg Universitet Esbjerg.
- [31] S. Krabbenhøft: *Notat: Dilatation af sand*. Internt notat. Aalborg Universitet Esbjerg.
- [32] S. Krenk (2005): *Continuum mechanics of solids*. Department of mechanical engineering. Technical University of Denmark. Birkerød.
- [33] V. B. F. de Mello (1977): *Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams – 17th Rankine lecture*. Geotechnique, 27(3), 281-354.

Internet kilder

- [34] http://web.mit.edu/icl/AHSS_Addendum_Feb_20_2007.pdf
- [35] <http://www.gef.es/Congresos/27/PDF/63.pdf>

Abaqus manualer

- [36] Abaqus 6.9: *Analysis User's Manual Volume I – V*. Simulia (2009).
- [37] Abaqus 6.9: *Getting started with Abaqus*. Simulia (2009).

11 Appendiks 1: Parametre i Abaqus

I FEM-programmet Abaqus er der mange parametre at stille på for at få en analyse til at køre mere optimalt. I dette afsnit vil udvalgte parametre under følgende emner blive behandlet:

- Inkrementering
- Solution controls

Begreber som analyse, step, tid og inkrement er i denne sammenhæng vigtige at have styr på og vil derfor blive gennemgået først.

Analyse og step

En analyse er en sammensætning af alle de steps som skal køres igennem. F.eks. ved en analyse af jordens bæreevne skal understøtningsforhold defineres, initialspændinger påsættes, tyngdekraften slås til og endelig skal fundamentet belastes så jorden bryder. Dette er en samlet analyse bestående af flere delanalyser også kaldet steps.

Tid og inkrement

Hvert step sættes som standard til at vare tiden 1 og deles herefter ind i tidsintervaller. Disse intervaller betegnes som et inkrement. Påsættes f.eks. en last på 100 kN i et step, vil der til tiden 0,56 være påsat 56 % af denne last svarende til 56 kN. Gennemføres herefter et inkrement på 0,1 vil den samlede tid være 0,66 og dermed er 66 % af steppet gennemført. Et inkrement er dermed et delstep.

11.1 Inkrementering

For hvert step defineres, hvordan steppet skal inddeles i inkremitter. Således kan følgende parametre justeres:

- Initial inkrement (størrelsen af det første inkrement)
- Minimums inkrement (minimumsstørrelse på et inkrement)
- Maksimums inkrement (maksimumsstørrelse på et inkrement)
- Maksimum antal inkremitter

Inkrementeringen har 2 opsætninger kaldet hhv. fixed og auto. Anvendes fixed er det kun nødvendigt at angive et initial inkrement idet denne inkrementstørrelse vil blive anvendt gennem hele steppet. Etableres der ikke kraftligevægt i et inkrement stoppes analysen.

Anvendes i stedet auto er alle parametre i spil. For hvert inkrement tjekkes om der er etableret kraftligevægt. Er der ikke dette forsøges med et mindre inkrement. Inkrementstørrelsen har været den samme i længere tid forsøges i stedet med et større inkrement. Analysen går først ned så snart minimumsinkrementet er nået, antallet af inkremitter har nået maksimum eller når antallet af tilladte forsøg er brugt. Antallet af forsøg er noget som kan justeres i solution controls.

I appendiks 2 er en analyse kørt med forskellige inkrementparametre for at illustrere betydningen af parametrene i inkrementeringen.

11.2 Solution controls

De værdier som er anvendt for de forskellige parametre i solution controls er angivet i Tabel 11.1.

Tabel 11.1: Værdier anvendt i solution controls.

Parameter	Standard værdi	Ny værdi
I_0	4	20
I_R	8	25
I_P	9	17
I_C	16	18
I_L	10	19
I_G	4	21
I_S	12	22
I_A	5	23
I_J	6	24
I_T	3	10
I_S^c	50	26

Parametrene angivet i Tabel 11.1 har indflydelse på inkrementeringen. Hovedsageligt styrer parametrene, hvor mange på hinanden følgende inkremitter der skal til før inkrementstørrelsen må sættes op eller ned. Desuden styrer de, hvor mange ligevægtsiterationer i et inkrement der skal foretages. En forklaring på hver enkelt parameter er givet i [36] og er for nemheds skyld repeteret her:

I_0 : Antallet af ligevægtsiterationer inden residualerne tjekkes i to på hinanden følgende iterationer.

- Dvs., at der foretages et tjek af residualerne når antallet af ligevægtsiterationer i et inkrement svarer til værdien af I_0 .

I_R : Antallet af på hinanden følgende iterationer, hvor den logaritmiske rate tjekkes.

- Dvs., at der foretages et tjek af den logaritmiske rate når antallet af iterationer i et inkrement svarer til værdien af I_R .

I_P : Antallet af på hinanden følgende ligevægtsiterationer, hvorefter den alternative tolerance R_p^a tages i brug.

- Dvs. når antallet af ligevægtsiterationer i et inkrement svarer til værdien af I_P , anvendes for de følgende iterationer en alternativ tolerance R_p^a .

I_C : Øvre grænse for på hinanden følgende ligevægtsiterationer.

- Dvs. det maksimale antal ligevægtsiterationer i et inkrement svarer til værdien af I_C .

I_L : Antal af på hinanden følgende ligevægtsiterationer, hvorefter næste inkrementstørrelse reduceres.

- Dvs. når antallet af ligevægtsiterationer opnår værdien I_L uden der er opnået ligevægt reduceres inkrementstørrelsen.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede stribefundamenter

I_G: Max antal tilladte på hinanden følgende ligevægtsiterationer før inkrementstørrelsen kan sættes op.

- En af betingelserne for, at inkrementstørrelsen kan sættes op er, at antallet af ligevægtsiterationer ikke overstiger I_G.

I_S: Max antal alvorlige diskontinuitetsiterationer som tillades i et inkrement.

- Overstiger antallet af diskontinuitetsiterationer værdien for I_S kan inkrementet ikke gennemføres og et mindre inkrement må forsøges.

I_A: Max antal tilladte cutbacks (forsøg).

- Når antallet af forsøg på at nedsætte inkrementstørrelsen overstiger I_A går analysen ned.

I_J: Max antal tilladte alvorlige diskontinuitetsiterationer i to på hinanden følgende inkremitter for, at tiden sættes op.

- Endnu en betingelse for, at inkrementstørrelsen kan sættes op er, at antallet af diskontinuiteter i to efterfølgende inkremitter ikke må overstige I_J.

I_T: Minimum antal på hinanden følgende inkremitter i hvilke målingen af nøjagtigheden af tidsintegrationer skal være opfyldt uden cutbacks for, at tidsinkrementet kan sættes op.

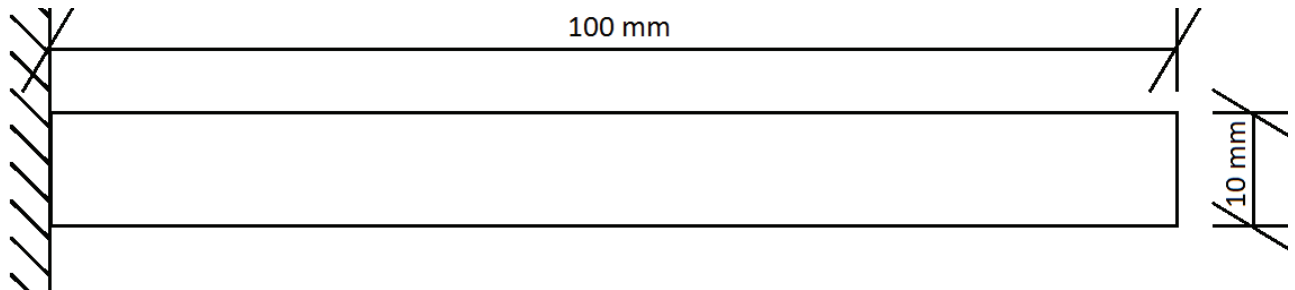
- En tredje betingelse for, at inkrementet kan sættes op er, at der i de forrige inkremitter, svarende til værdien I_T, ikke må have været nogen cutbacks eller overskridelse af nøjagtigheden.

I_S^c: Max antal tilladte alvorlige diskontinuitetsiterationer i et inkrement.

- Overskrides antallet af diskontinuiteter i et inkrement sættes inkrementstørrelsen ned.

12 Appendiks 2: Inkrementering

I dette afsnit vil forskellige analyser bliver kørt for at kaste lys over, hvordan tiden og antallet af inkreenter i en statisk analyse influerer på løsningen. Eksemplet, som analyseres, findes i [37] og er for nemheds skyld skitseret på Figur 12.1.



Figur 12.1: Skitse af eksemplet fra [37].

Bjælken får tildelt ståls egenskaber ($E = 2,1083 \cdot 10^5$ MPa og $\nu = 0,3$) og tildeles følgende plastiske egenskaber, jf. Tabel 12.1.

Tabel 12.1: Plastiske egenskaber for stålbjælken [37].

True Stress [MPa]	Plastic strain
200,2	0,00000
246,0	0,02374
294,0	0,04784
374,0	0,09436
437,0	0,13880
480,0	0,18140

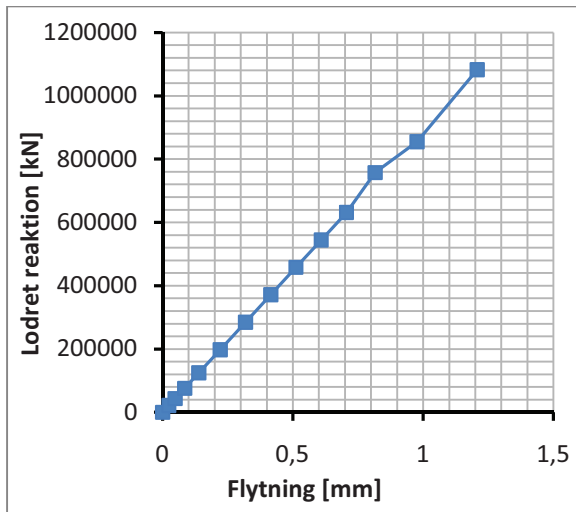
Udover dimensionerne angivet på figuren har bjælken en bredde på 5 mm. I den frie ende påsættes en last på $5 \cdot 10^6$ kN. I [37] defineres en amplitude som styrer belastningen. Denne påsætter lasten i tidsrummet fra $t=0$ til $t=1$. Herefter aflastes konstruktionen igen i tidsrummet $t=1$ til $t=2$. Dette er ikke ønskeligt, hvorfor punktet udelades og hele belastningen påføres i tidsrummet $t=0$ til $t=2$. I Tabel 12.2 er inkrementeringen vist for de kørte analyser.

Tabel 12.2: Indstilling af inkrementeringen for de forskellige analyser.

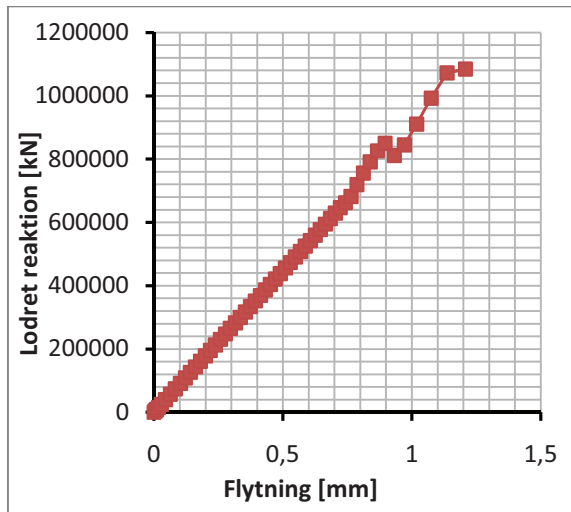
Analyse	Tid	Max antal ink.	Initiel ink.	Minimum ink.	Maksimum ink.	Antal ink.
1	2	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	0,2	13
2	10	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	0,2	53
3	2	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	2,0	9
4	10	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	10,0	13
5	100	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	100,0	19
6	2	5	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	0,2	5
7	2	5	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	2,0	5
8	20	200	0,50	$200 \cdot 10^{-6}$	2,0	13
9	200	2000	5,00	$2000 \cdot 10^{-6}$	20,0	13
10	10	100	0,05	$20 \cdot 10^{-6}$	1,0	17
11	10	100	0,25	$20 \cdot 10^{-6}$	1,0	13

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede sribefundamenter

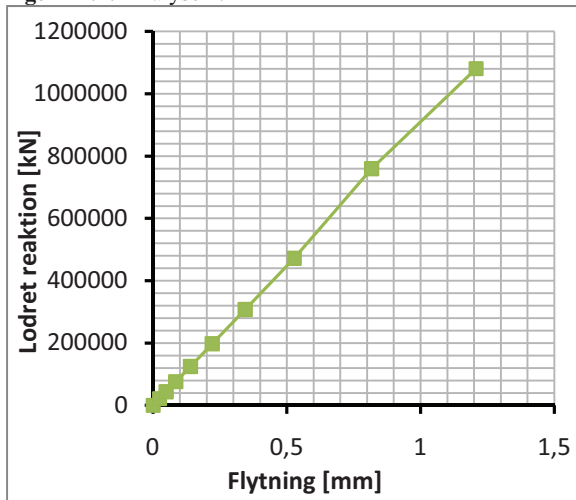
Plottes den lodrette reaktion i indspændingen som funktion af den lodrette flytning i den frie ende fås graferne vist på Figur 12.2 til Figur 12.12.



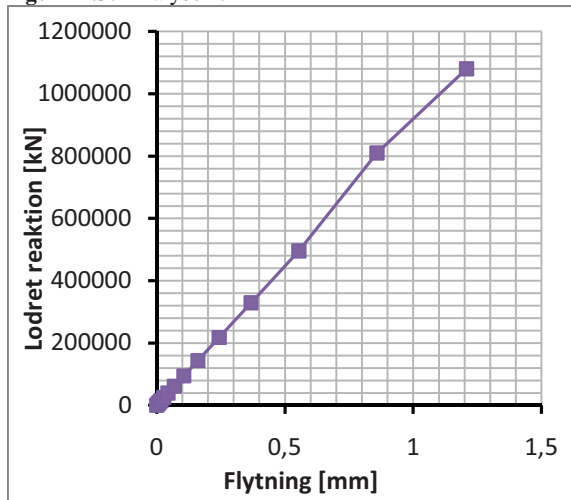
Figur 12.2: Analyse 1.



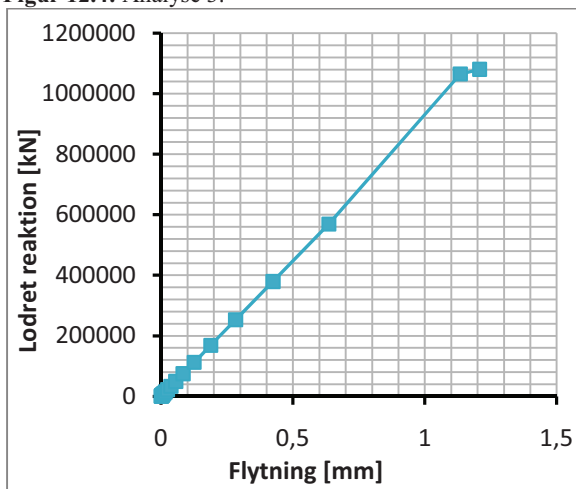
Figur 12.3: Analyse 2.



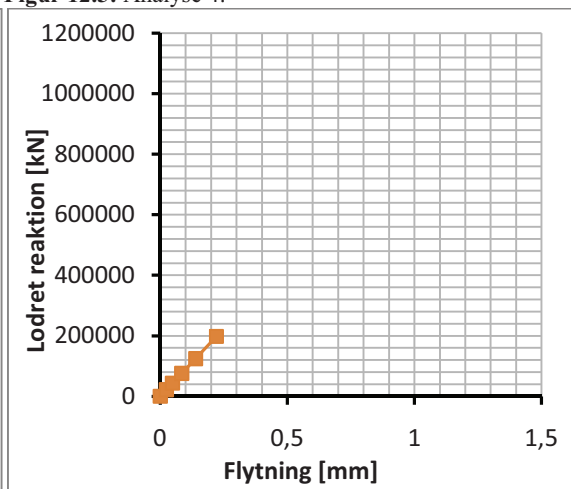
Figur 12.4: Analyse 3.



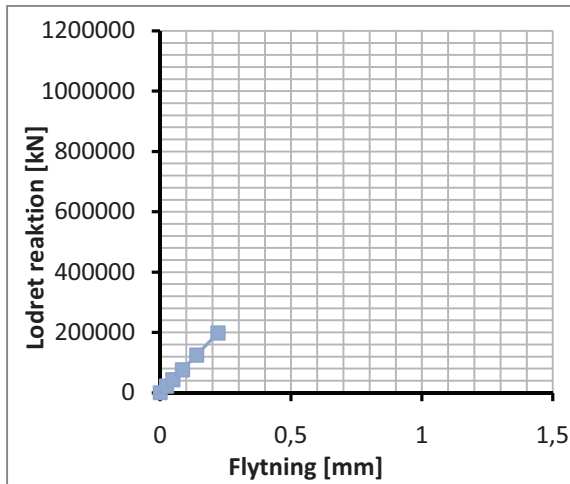
Figur 12.5: Analyse 4.



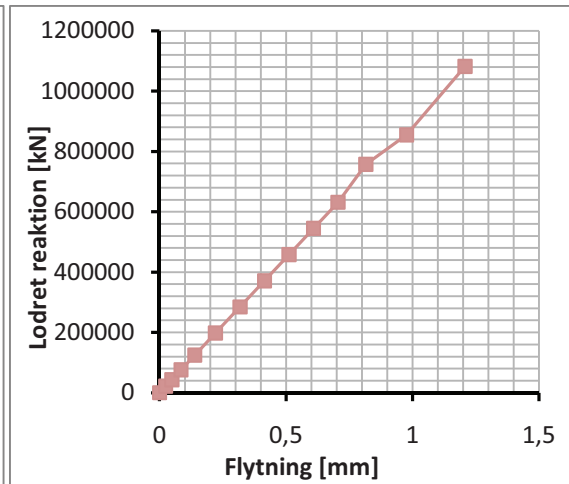
Figur 12.6: Analyse 5.



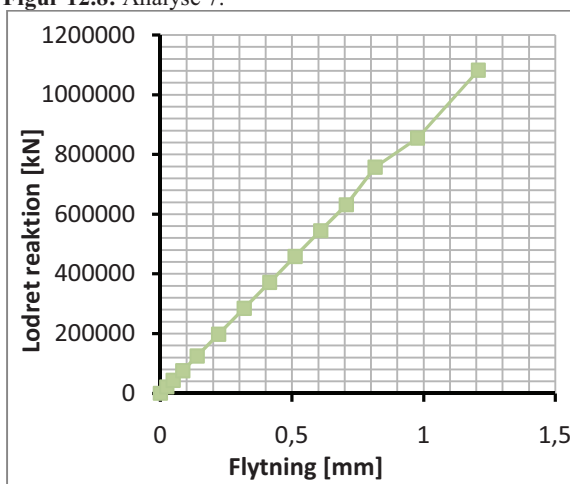
Figur 12.7: Analyse 6.



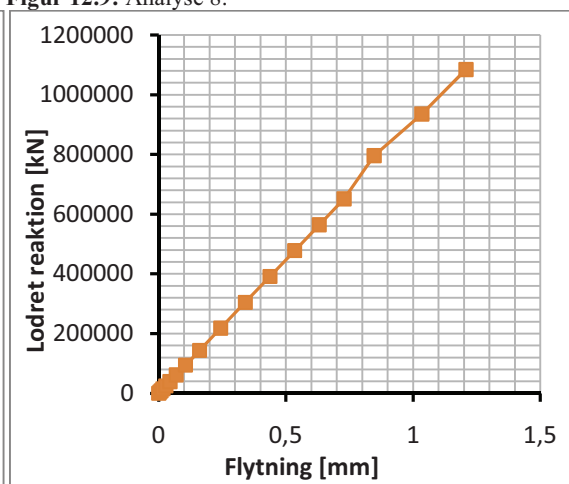
Figur 12.8: Analyse 7.



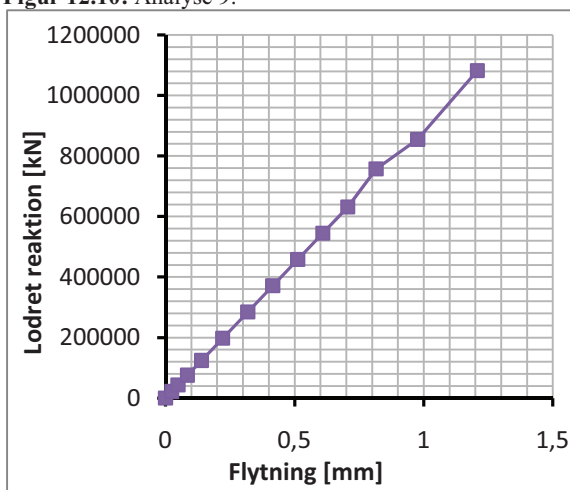
Figur 12.9: Analyse 8.



Figur 12.10: Analyse 9.



Figur 12.11: Analyse 10.



Figur 12.12: Analyse 11.

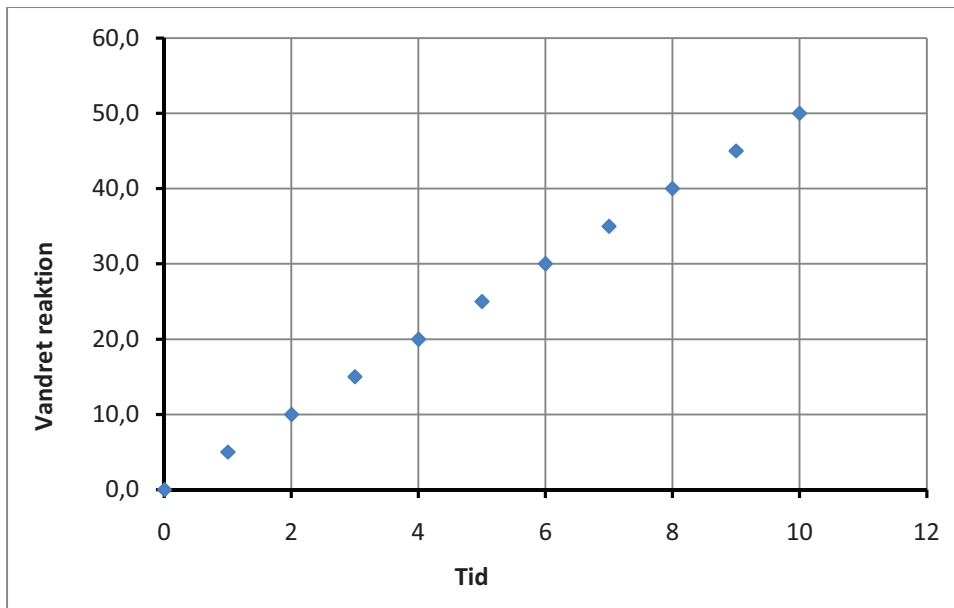
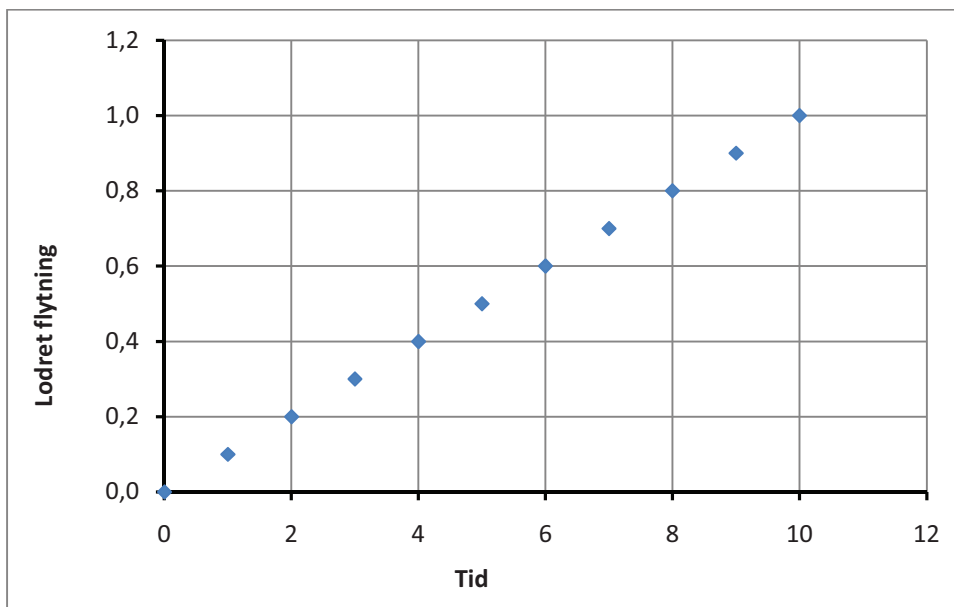
Herudover køres yderligere 2 analyser, hvor belastningen ændres. I den første defineres en vandret last på 50 kN og i den anden en lodret flytning på 1 mm af den frie ende. De plastiske egenskaber udelades og der køres med fikserede tidsinkremitter hvilket svarer til at sætte $Ini=Min=Max$. I Tabel 12.3 er inkrementeringen angivet.

Numerisk analyse af centralt- og excentrisk belastede sribefundamenter

Tabel 12.3: Indstilling af inkrementeringen for de rent elastiske analyser.

Analyse	Tid	Max antal ink.	Fikseret ink.	Antal ink.	Bemærkning
12	10	100	1,0	10	Vandret last
13	10	100	1,0	10	Lodret flytning

Af Figur 12.13 ses den vandrette reaktion som funktion af tiden, mens på Figur 12.14 ses den lodrette flytning som funktion af tiden.

**Figur 12.13:** Vandret reaktion som funktion af tiden i analyse 12.**Figur 12.14:** Lodret flytning som funktion af tiden i analyse 13.

Ud fra analyserne ses at det ikke gør nogen forskel at skalere alle parametrene (Analyse 1 sammenholdt med 8 og 9). Det kan også konkluderes at ændres der på tiden er det nødvendigt at revurdere alle parametrene (analyse 1 og 2 sammenholdt). Sættes maksi-

mum antal inkremitter for lavt bliver analysen afbrudt i utide jf. analyse 6 og 7 og programmet kommer med en fejlmeddelelse.

Belastningen deles ligeligt op i de tidsinkremitter som analysen kører. Dvs. påsættes en belastning $P=2$ over tiden $t=4$ vil lasttilvæksten ΔP for et inkrement på $I=0,1$ blive:

$$\Delta P = \frac{P}{t} \cdot I = \frac{2}{4} \cdot 0,1 = 0,05, \quad (12.1)$$

og samme relation gør sig gældende når belastningen skiftes ud med en flytning.

13 Appendiks 3: Test af mesh

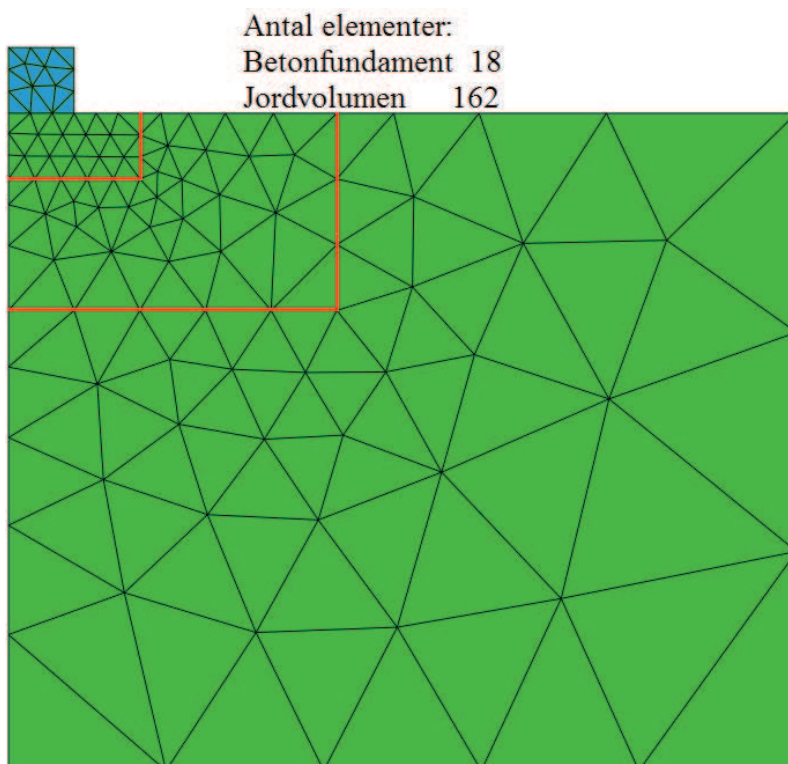
Forskellige mesh testes for at finde frem til konfigurationen med det bedste resultat. Jordmodellen Abaqus MC anvendes med følgende inputparametre:

Tabel 13.1: Inputparametre for jordmodellen Abaqus MC.

Input parameter	Fundament	Jord
E	0,21 GPa	20 MPa
ν	0,3	0,3
ρ	-	2036,7 kg/m ³
ϕ	-	0 °
ψ	-	0 °
c	-	50 kPa
K_0	-	1,0
u_2	1 m	-
Jordmodel		Abaqus MC

Analyserne køres med hhv. CPE3 og CPE6 elementer svarende til almindelige CST og LST elementer. Dermed kan det vises hvilket element der giver det bedste resultat. Samtidig anvendes både et struktureret og et ustruktureret mesh.

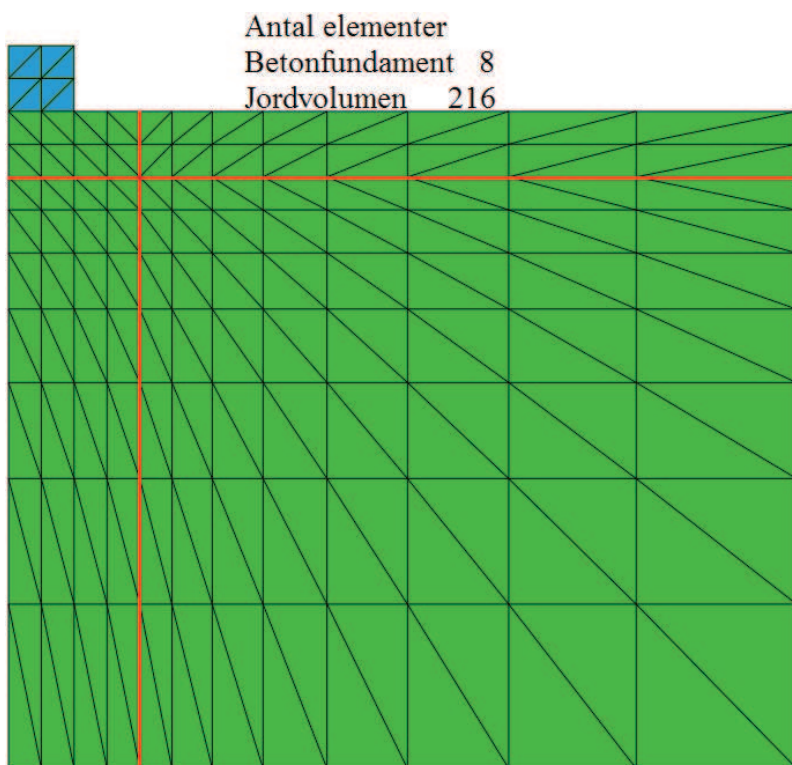
Meshkonfigurationen for ustruktureret mesh (frit) er vist på Figur 13.1.



Figur 13.1: Ustruktureret mesh med 222/802 dof's for hhv. lavere- og højereordens elementer.

Langs linjerne markeret med rødt på Figur 13.1 er det defineret, hvor mange inddelinger programmet skal lave. For hver ny analyse fordobles antallet af inddelinger.

Ligeledes ønskes et struktureret mesh undersøgt. Dette fremgår af Figur 13.2.



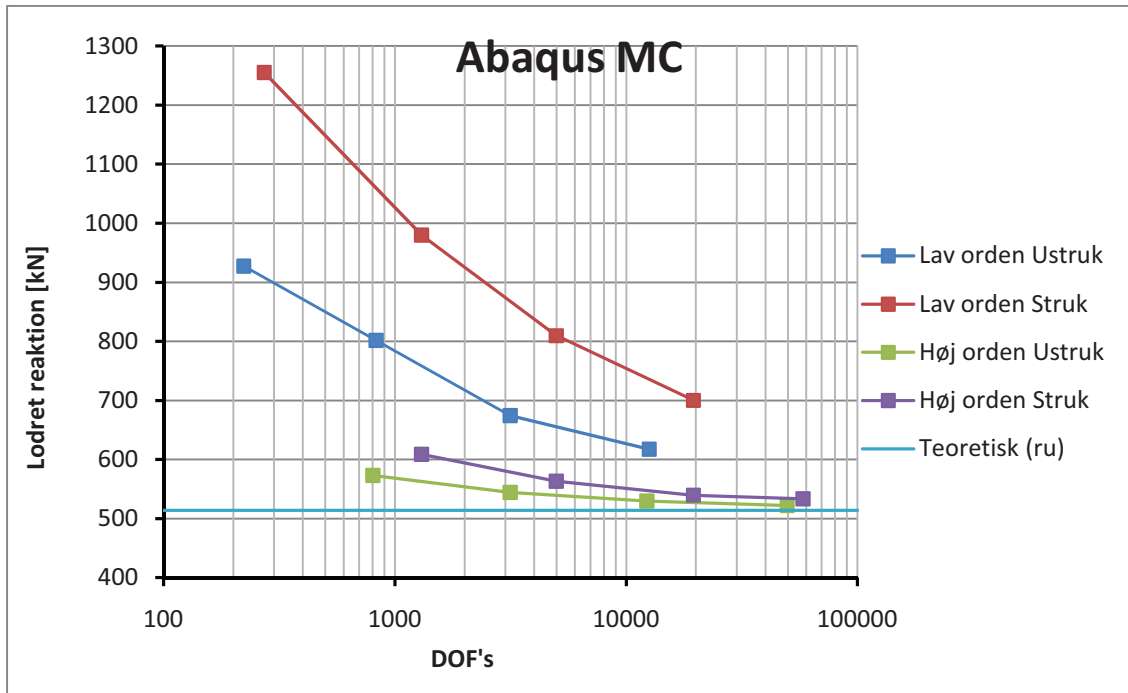
Figur 13.2: Struktureret mesh med 272/1302 dof's for hhv. lavere- og højereordens elementer.

På samme måde som for det ustrukturerede mesh er inddelingen af de røde linjer fordoblet for hver ny analyse. I alt er hvert mesh forfinet 3 gange. Af Tabel 13.2 fremgår antallet af frihedsgrader for hver kørt analyse.

Tabel 13.2: Overblik over analyser og antallet af frihedsgrader.

Mesh	Struktureret/Ustruktureret	Elementtype	Antal DOF's
Grov	Ustruktureret	CPE3	222
Fin	Ustruktureret	CPE3	828
Finere	Ustruktureret	CPE3	3.146
Fineste	Ustruktureret	CPE3	12.568
Grov	Ustruktureret	CPE6	802
Fin	Ustruktureret	CPE6	3.146
Finere	Ustruktureret	CPE6	12.264
Fineste	Ustruktureret	CPE6	49.644
Grov	Struktureret	CPE3	272
Fin	Struktureret	CPE3	1.302
Finere	Struktureret	CPE3	4.986
Fineste	Struktureret	CPE3	19.506
Grov	Struktureret	CPE6	1.302
Fin	Struktureret	CPE6	4.986
Finere	Struktureret	CPE6	19.506
Fineste	Struktureret	CPE6	58.082

Resultatet af analyserne ses af Figur 13.3, hvor bæreevnen er beregnet for de forskellige meshkonfigurationer.



Figur 13.3: Konvergenskurver for forskellige mesh.

Af denne figur ses det at ustrukturerede mesh med højere ordens elementer er bedst. Desuden nærmer løsningerne sig den teoretiske løsning jo finere meshet bliver.

14 Appendiks 4: Installation af Abaqus og Fortran

I det følgende gennemgås proceduren for installation af FEM-programmet Abaqus, kompileringsprogrammet Fortran og Microsoft Visual Studio 9.0.

14.1 Adgang til og installation af Abaqus 6.9-2

Programmet ligger på Ålborg Universitets server (i Ålborg). Adgang hertil fås vha. freeware programmet WinSCP som kan hentes på internettet. Med dette er det muligt at oprette forbindelse til serveren i Ålborg. Følgende fremgangsmåde er anvendt:

1. Hent og installer **WinSCP** fra internettet.
2. Start programmet **WinSCP**.
3. Indtast **hostname**, **username** og **password** til Ålborgserveren.
 - **Hostname**, **username** og **password** fås fra IT-afdelingen i Ålborg. Porten som benyttes er port nr. **22** og protokollen er **SFTP**.
4. Gå til fil placeringen **/nobackup/fileshares/Shared_software** i det højre vindue.
5. Kopier mappen **abaqus-6.9.2** til din computer.
 - Det tager ca. 30 min. at hente mappen. Vær opmærksom på at vinduet i venstre side svarer til den placering på computeren som du ønsker at kopiere mappen til.

Dermed er installationsfilerne hentet. Fremgangsmåden for installation af programmet kan variere afhængigt af styresystem. På "Windows 7 Home Premium" versionen har det kun været muligt at installere programmet fra et eksternt drev grundet problemer med administratorrettigheder. Installationsfilerne blev derfor lagt over på en ekstern harddisk og blev kørt herfra. Dette var til gengæld ikke noget problem på "Windows 7 Ultimate" versionen.

Inden selve programmet installeres skal dokumentationen installeres. Følgende fremgangsmåde er anvendt:

1. Kør filen **setup.exe** fra mappen **abaqus-6.9.2/Docementation-DVD**.
2. Under installationen accepter **hostname** og **IP adress**.
3. Vælg **Abaqus web server**.

Programmet installeres på følgende måde:

1. Kør filen **setup.exe** fra mappen **abaqus-6.9.2/Program-DVD**.
2. Klik **OK** til at installere **Microsoft Visual C++ 2005 SP1 runtime libraries**.
3. Vælg at installere **Product** og ikke **License**.
4. Skriv **28005@license1.servernet.civil.aau.dk** i feltet **Licence server 1 (REQUIRED)**.
5. For **documentation path** skulle den korrekte sti være angivet hvis dokumentationen blev installeret korrekt.
6. Placeringen af Abaqus installationen anbefales at sættes til den foreslåede.
7. Vælg selv en placering af **Working Directory**.
8. Til slut klik **verify.html** –linket. Luk dette vindue og afslut installationen.

For et 64-bit system er følgende fremgangsmåde fundet at virke:

1. I stedet for at køre **setup.exe** køres **install.exe** fra følgende placering:
/abaqus-6.9.2/Program-DVD/win86_64/product/Windows/Disk1/InstData/VM
2. Samme fremgangsmåde som ovenfor anvendes herefter.

Hvis der er problemer under installationen af dokumentationen eller programmet så henvises til pdf-filen **Abaqus69InstallationguideWindows** i **abaqus-6.9.2** mappen.

14.2 Adgang til og installation af Fortran-compiler og Visual Studio 9

For at inkorporere et nyt underprogram i Abaqus er det nødvendigt at compilere underprogrammet og derefter linke det til Abaqus sådan at programmerne er kædet sammen. Dette er i projektet blevet gjort med en jordmodel. Filerne som skal kædes sammen med Abaqus ligger i mappen **inputfiles** på CD'en vedhæftet dette projekt. Mappen kopieres til en placering på computeren.

Ligesom med Abaqus kan FORTRAN-compileren hentes fra Ålborgserveren.

1. Start programmet **WinSCP**.
2. Indtast **hostname**, **username** og **password** til Ålborgserveren.
3. Gå til fil placeringen /**nobackup/fileshares/Shared_software** i det højre vindue.
4. Kopier mappen **Fortran-Visual-11** til din computer.
 - Vær opmærksom på at vinduet i venstre side svarer til den placering på computeren som du ønsker at kopiere mappen til.

Installationen af Fortran-compileren:

1. Kør filen **w_cprof_p_11.1.054.exe** fra mappen:
/Fortran-Visual-11/StudioShell_32+64bit
2. Under registreringen af produktet vælg at bruge en licens fil (.lic), browse til mappen /**Fortran-Visual-11** og vælg én af de 3 .lic -filer.
 - For yderligere hjælp til installationen henvises til pdf-filen:
IntelFortranReadMe.pdf i mappen /**Fortran-Visual-11**.

14.3 Opsætning af Fortran-compiler

For at få kompileringsprogrammet til at virke sammen med Abaqus skal der ændres på systemindstillingerne for Windows. Dette foregår ved at ændre på de såkaldte miljøvariable. Indledningsvist skal licens-indstillingerne for Abaqus redigeres. Dette gøres ved følgende procedure:

1. Find filen **abaqus_v6.env** på computeren.
2. Åbn filen med notesblok.
3. Sæt et # foran linjen "academic=TEACHING"
 - Denne linje er placeret næsten nederst i tekstfilen. Ved at sætte et "#" ignoreres linjen.

Opsætning af miljøvariabler.

1. Højreklik på computer i startmenuen og tryk på egenskaber.
2. Klik på **avancerede systemegenskaber**.
3. Klik på fanen **avanceret**.
4. Tryk på knappen **Miljøvariabler**.
5. Under emnet **systemvariabler** redigeres variabelen kaldet **Path**.
6. I **Variabelværdi** tilføjes stjerne til **ifort.exe**, **mt.f90**, **link.exe**, og **mt.exe** i enden af de stier der allerede står. Stjerne skal adskilles af et semikolon (;).
 - Søg evt. på en af filerne og højreklik på filen. Vælg egenskaber og kopier stien under placering herfra og ind i variabelen. Gentag for alle filerne.
OBS! Der kan godt være flere filer med samme navn. For 64-bit systemer vælges filen med placeringen **/intel64**, **/amd64** eller **/x64** til sidst.
7. Klik **OK**.
8. Indfør en ny variabel ved at trykke på **Ny**.
9. Kald variabelen **LIB** (Variabelnavn).
10. I værdien for variabelen tilføjes stjerne til **ifconsol.lib**, **oldnames.lib** og **user32.lib**. Stjerne skal adskilles af et semikolon (;).
 - Søg evt. på en af filerne og højreklik på filen. Vælg egenskaber og kopier stien under placering herfra og ind i variabelen. Gentag for alle filerne.
OBS! Der kan godt være flere filer med samme navn. For 64-bit systemer vælges filen med placeringen **/intel64**, **/amd64** eller **/x64** til sidst.
11. Klik **OK**.
12. Indfør en ny variabel ved at trykke på **Ny**.
13. Kald variabelen **INCLUDE**.
14. I værdien for variabelen tilføjes stjerne til mapper kaldet **Include**. Stjerne skal adskilles af et semikolon (;).
 - Søg evt. på filerne **ifcore.f90**, **mkl_rci.fi**, **hpl_misc.h**, **sal.h**, **afxres.h**, **OCIdl.Idl** og **atr_String.h** og kopier stjerne til filerne ind i variabelen.

Placeringen af samtlige af de ovennævnte filer kan f.eks. være (for 64-bit system):

ifort.exe	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\bin\intel64
mt.f90	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\include
link.exe	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\Bin\amd64
mt.exe	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\Bin
ifconsol.lib	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\lib\intel64
oldnames.lib	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\Lib\amd64
user32.lib	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\PlatformSDK \Lib\x64
ifcore.f90	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\include
mkl_rci.fi	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\mkl\include
hpl_misc.h	C:\Program Files (x86)\Intel\Compiler\11.1\054\mkl\benchmarks \mp_inpack\include
sal.h	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\include
afxres.h	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC\atlmfc\Include
OCIdl.Idl	C:\Program Files (x86)\Microsoft Visual Studio 9.0\VC \PlatformSDK\Include
atr_String.h	C:\SIMULIA\Abaqus\6.9-2\include

14.4 Test af Fortran-compiler

Det er muligt at teste om Fortran-compiler'en virker selvstændigt ved at følge følgende procedure:

1. Browse til placeringen af testfilen **test.for** i kommandoprompt.
 - Filen ligger i mappen **Test Fortran** på CD'en. Det anbefales at kopiere mappen over på computeren.
2. Skriv følgende kommando: **ifort test.for**
 - Dette skulle gerne compilere filen og give 2 filer ekstra kaldet **test.obj** og **test.exe** placeret i samme mappe som **test.for**.
3. Kør filen **test.exe** ved simpelt at skrive filnavnet **test.exe**.
 - Testprogrammet er et simpelt program der ved indtastning af en radius giver arealet af en cirkel. Indtast derfor en radius efterfulgt af [enter], hvorefter programmet giver arealet af cirklen.

Dermed er testfilen blevet kompileret, og det er blevet tjekket om programmet, som filen blev kompileret til, virker. Hvis punkt nr. 2 ikke virker, (dvs. at filerne som skulle dukke op ikke gør det) anbefales det at ændre indstillingerne for miljøvariabler (se afsnit 14.3) inden testen køres igen.

14.5 Inkorporering af jordmodel i Abaqus

Målet er at få Fortran til at compilere jordmodellen og få den til at inkorporere denne i Abaqus. Dette gøres ved følgende procedure:

1. Browse til placeringen af filen **Funda2Dberegning.com** i kommandoprompt.
 - Filen ligger i mappen **Inputfiles** på CD'en. Det anbefales at kopiere mappen over på computeren.
2. Skriv følgende kommando:
abaqus job=Funda2Dberegning user=mcdp_v102.for
 - Kommandoen skulle gerne køre en Abaqus-analyse af filen **Funda2Dberegning.inp** med den nye jordmodel inkorporeret.
3. Start **Abaqus CAE** fra startmenuen.
4. Åbn filen **Funda2Dberegning.odb** i mappen **inputfiles**.
 - Nu skulle analysen som er blevet kørt kunne ses i programmet og outputtet af analysen kan defineres og gemmes i en selvstændig fil.

Går noget galt i et af punkterne anbefales det at åbne filen **Funda2Dberegning.log** med notesblok og se hvilken fejlmeddelelse programmet kommer med. Ved fejlmeddelelser er det mest sandsynligt at det er miljøvariablene den er gal med (se afsnit 14.3).