

Knekking ved installasjon av bøttefundament

Ole Christian Holsen
Sammy Andre Ziedoy

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Arild Holm Clausen, KT

Medveileder: Jomar Tørseth, IBM

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Prosjektering av konstruksjoner	DATO: 11. juni 2017	ANTALL SIDER: 102+13
---	------------------------	-------------------------

TITTEL:

Knekking ved installasjon av bøttefundament

Buckling of Mono Bucket during installation

UTFØRT AV:

Ole Christian Holsen og Sammy Andre Ziedoy



SAMMENDRAG:

NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202 gir regler for å beregne knekkingskapasitet til sylinderskall, men omfatter i utgangspunktet ikke sylinderskall omhyllt av jord. Regelverkene baserer seg på en kombinasjon av empiriske og analytiske formler. For å ta hensyn til forskjellen mellom eksperimentell og teoretisk knekkingskapasitet bruker regelverkene reduksjonsfaktorer.

Denne rapporten fokuserer i hovedsak på hvordan omliggende jord kan tas hensyn til i regelverkene. Det blir foreslått en metode for å inkorporere jordstøtten i regelverkene. Knekkingskapasiteten blir beregnet i henhold til regelverkene og sammenlignet med numeriske analyser. Det er også undersøkt om regelverkene reduksjonsfaktorer har tilfredsstillende verdier.

Resultatene viser at NS-EN 1993-1-6 beregner knekkingskapasiteten konservativt. Det er ikke tilfellet for DNV-RP-C202. Analysene viste også at kun reduksjonsfaktorene i NS-EN 1993-1-6 har akseptable verdier.

Resultatene viser at NS-EN 1993-1-6 gir konservative løsninger ved bruk av den foreslåtte metoden. Dette er ikke tilfellet for DNV-RP-C202. Den omliggende jorden medfører også en økning i reduksjonsfaktorene.

FAGLÆRER: Professor Arild Holm Claussen

VEILEDER(E): Arild Holm Claussen og Jomar Tørseth

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne rapporten har blitt utført for å oppnå grad som sivilingeniør i studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk, med fordypning i konstruksjonsteknikk ved Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Våre hovedveiledere har vært Arild H. Clausen, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og Jomar Tørset, universitetslektor ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU.

I valget av problemstilling er den faglige bakgrunnen til kandidatene vektlagt. Det var viktig at problemstillingen la til rette for at kandidatene fikk brukt og videreutviklet både sin geoteknikk- og prosjekteringskompetanse.

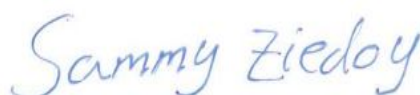
Vi ønsker å rette en stor takk til våre veiledere Arild H. Claussen og Jomar Tørset for konstruktive tilbakemeldinger og veiledning. Det rettes også takk til Marius E. Andersen for utfordrende diskusjoner rundt numeriske analyser, og Gudmund R. Eiksund for nyttige innspill til geoteknikkdelen av rapporten. Vi ønsker å takke hverandre for et godt og hyggelig samarbeid, både med oppgaven og for fem år med studier. Takk rettes også til våre medstudenter på kontoret for de faglige diskusjonene og det gode samholdet.

Trondheim, Norge

11. juni, 2017



Ole Christian Holsen



Sammy Andre Ziedoy

Sammendrag

Offshore vindenergi har hatt en eksponentiell vekst de siste årene. Fundamentdesignet er en av de største utfordringene, og kan utgjøre halvparten av de totale kostnadene til en offshore vindturbin. Bøttefundament er en relativt ny type fundamentdesign. Konseptet har allerede løst flere utfordringer hva angår installasjon og demontering etter endt bruksfase, men foreløpig dimensjoneres konstruksjonen i henhold til regelverk som ikke tar hensyn til havbunnens stabiliserende effekt under installasjonsfasen. Dette kan føre til et unødvendig konservativt fundamentdesign.

NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202 gir regler for å beregne knekkingskapasitet til sylinderskall, men omfatter i utgangspunktet ikke sylinderskall omhyllet av jord. Regelverkene baserer seg på en kombinasjon av empiriske og analytiske formler. For å ta hensyn til forskjellen mellom eksperimentell og teoretisk knekkingkapasitet bruker regelverkene reduksjonsfaktorer.

Denne rapporten fokuserer i hovedsak på hvordan omliggende jord kan tas hensyn til i regelverkene. Det blir foreslått å inkorporere jordstøtten ved å betrakte sylinderskallets frie lengde. Det er også gjennomført innledende undersøkelser av regelverkene. Knekkingskapasiteten blir beregnet i henhold til regelverkene og sammenlignet med numeriske analyser. Regelverkernes reduksjonsfaktorer er også undersøkt.

Klassisk knekkingsteori samt spennings- og knekkingsteori for sylinderskall presenteres på grunnlag av litteratur og aktuelle formelverk. Det ble sett spesielt på hvordan geometri, randbetingelser og formfeil påvirker kapasiteten. Elementprogrammet Abaqus ble brukt til å lage to numeriske modeller. Basismodellen, som er et sylinderskall uten omliggende jord, ble først utarbeidet og validert mot analytiske løsninger. Deretter ble et sylinderskall med

omliggende jord modellert og definert som komplett modell. Jordegenskapene ble definert tilsvarende bløt leire.

Sammenligningen av resultatene for basismodellen og de respektive regelverkene viser at knekkingskapasiteten beregnes konservativt i NS-EN 1993-1-6 og ikke-konservativt i DNV-RP-C202. Analysene viste også at kun reduksjonsfaktorene i NS-EN 1993-1-6 har akseptable verdier.

Resultatene for den komplette modellen viser at den foreslåtte metoden for inkorporering av jordstøtten gir konservative resultat for NS-EN 1993-1-6. Dette er ikke tilfellet for DNV-RP-C202. Den omliggende jorden medfører også en økning i reduksjonsfaktorene, som er avgjørende for knekkingskapasiteten. Reduksjonsfaktorene ble funnet til å kun være konservativ i NS-EN 1993-1-6.

Abstract

Offshore wind energy has had an exponential growth in recent years. The design of the foundation is one of the biggest challenges, and can account for half of the total cost of an offshore wind turbine. Mono Bucket foundation is a relatively new type of foundation design. The concept has already solved several challenges regarding both installation and removal of the foundation. However, the current design codes do not take into account the stabilization effect of the seabed during the installation phase. This can lead to an unnecessary conservative foundation design.

NS-EN 1993-1-6 and DNV-RP-C202 provide rules for calculating the buckling capacity of cylindrical shells, but don't provide guidance on how to account for the lateral support provided by the surrounding soil. The design codes are based on a combination of empirical and analytical formulas. In order to take into account the difference between experimental and theoretical buckling capacity, the codes use knock down factors.

This thesis explores how the supporting soil can be accounted for in the design codes. It is proposed to implement the soil support by considering the free length of the cylindrical shell. There was also undertaken initial investigations of the design codes. The buckling capacity is calculated according to the design codes and compared to numerical analysis. It was also investigated whether the knock down factors in the design codes have satisfactory values.

Classical buckling theory as well as stress and buckling theory for cylindrical shells are presented on the basis of literature and current design codes. Special attention was paid to how geometry, boundary conditions, and shape imperfections affect the buckling capacity. Two numerical models were created in the finite element program Abaqus. The basic mo-

del, which is a cylindrical shell without supporting soil, was first created and validated against analytical solutions. Henceforth a cylindrical shell with supporting soil was modelled, named complete model. The soil properties were chosen according to soft clay.

Comparison of the results for the basic model and the design codes shows that the buckling capacity is calculated conservatively in NS-EN 1993-1-6 and non-conservative in DNV-RP-C202. The analysis also showed that only the knock down factors in NS-EN 1993-1-6 have satisfactory values.

The results for the complete model show that the proposed method of implementing the soil support provides conservative results for NS-EN 1993-1-6. This is not the case for DNV-RP-C202. The surrounding soil also causes an increase in the knock down factors, which is decisive for the buckling capacity. The knock down factors were found to be only conservative in NS-EN 1993-1-6.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Innhold	vi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Mål	4
1.3 Avgrensning	5
1.4 Leserveiledning	5
2 Teori	7
2.1 Skjørtet til bøttefundament - et sylinderskall	7
2.2 Knekkingsfenomenet	7
2.3 Knekking av sylinderskall	8
2.3.1 Knekkingsform	9
2.4 Formfeil	10
2.4.1 Geometrisk formfeil	11
2.4.2 Formfeilamplitude	12
2.5 Reduksjonsfaktoren - en kapasitetsmodifisering	13
2.6 Sensitivitet	14
2.7 Randbetingelser	15

3	Beregningsmetoder	19
3.1	Lastvirkning og reaksjonsspenninger	19
3.2	Analytiske beregningsmetoder	21
3.2.1	Likevektsligninger for perfekte sylinderskall	21
3.2.2	Elastisk knekklast	24
3.3	DNV-RP-C202	27
3.3.1	Skallknekking	27
3.3.2	Stabilitetskrav	28
3.4	NS-EN 1993-1-6	29
3.4.1	Skallknekking	29
3.4.2	Stabilitetskrav	30
3.5	Numeriske beregningsmetoder	31
3.5.1	Lineær elastisk skallanalyse med bifurkasjon (LBA)	32
3.5.2	Skallanalyse for geometrisk og ikke-lineært materiale med formfeil (GMNIA)	33
4	Metode	37
4.1	Arbeidsmetode	37
4.2	Bøttefundamentet	38
4.2.1	Skjørtet	38
4.2.2	Lokket	39
4.3	Lastvirkning	39
4.4	Materialparametre	41
4.4.1	Jord	41
4.4.2	Stål	42
4.5	Numeriske beregningsmetoder	44
4.5.1	LBA	44
4.5.2	GMNIA	44
4.5.3	Formfeilamplitude til bruk i GMNIA	45
4.6	Beregningsmetode for sylinderskall med omliggende jord	46
4.6.1	Randbetingelser	46

4.7	Basismodell og komplett modell	48
4.8	Begrensning av numeriske analyser	48
4.8.1	Forenkling av dynamisk prosess	49
4.8.2	Symmetribetraktning	49
4.8.3	Tvillingmoder	50
4.8.4	Utstrekning av jordvolumet	51
5	Modellering i Abaqus	53
5.1	Basismodell	53
5.1.1	Sylinderskallet	53
5.1.2	Randbetingelser	56
5.1.3	Lastvirkning	56
5.2	Validering av basismodell	57
5.3	Komplett modell	58
5.3.1	Sylinderskallet	58
5.3.2	Randbetingelser	58
5.3.3	Lastvirkning	58
5.3.4	Jordvolumet	58
5.3.5	Interaksjon og sammenstilling av komplett modell	60
5.3.6	Sammenstilling av modellen	62
5.4	Konvergensanalyse	63
5.4.1	Sylinderskallet	63
5.4.2	Jordvolumet	65
6	Resultater	67
6.1	Sylinderskall uten omliggende jord	69
6.1.1	Regelverket	69
6.1.2	Numeriske analyser	69
6.1.3	Sammenligning av regelverk og numeriske analyser	70
6.1.4	Reduksjonsfaktor	72
6.1.5	Abaqus	72
6.2	Sylinderskall med omliggende jord	75

6.2.1	Regelverket	75
6.2.2	Numeriske analyser	76
6.2.3	Sammenligning av regelverk og numeriske analyser	76
6.2.4	Reduksjonsfaktor	78
6.2.5	Abaqus	79
7	Diskusjon	83
7.1	Sylinderskall uten omliggende jord	83
7.1.1	Knekkingskapasitet	83
7.1.2	Reduksjonsfaktor	84
7.2	Sylinderskall med omliggende jord	85
7.2.1	Knekkingskapasitet	85
7.2.2	Reduksjonsfaktor	86
7.3	Jordparametre	86
7.3.1	E-modul	86
7.3.2	Inhomogen jord	87
7.4	Lokket	88
7.5	Kritisk formfeilmode	89
7.5.1	Basismodell	89
7.5.2	Komplett modell	89
7.6	Kritisk formfeilamplitude	90
7.7	Sensitivitet mot formfeil	90
7.7.1	Jord	90
8	Konklusjon og forslag til videre arbeid	93
8.1	Konklusjon	93
8.2	Videre arbeid	94
	Bibliografi	96
	Vedlegg	i
A	DNV-RP-C202	i
A.1	Spenninger i sylinderskall	i

<i>INNHold</i>	xi
A.1.1 Membranspenning i skallretning	ii
A.2 Knekking	iii
A.2.1 Stabilitetskrav	iii
A.3 Karakteristisk knekklast	iii
A.3.1 Skallknekking	iv
B NS-EN 1993-1-6	vii
B.1 Sylinderskall med aksiell trykkspenning	vii
B.2 Sylinderskall med sirkulær trykkspenning	x
B.3 Sylinderskall med kombinerte laster	xii
B.4 Randbetingelser	xiii

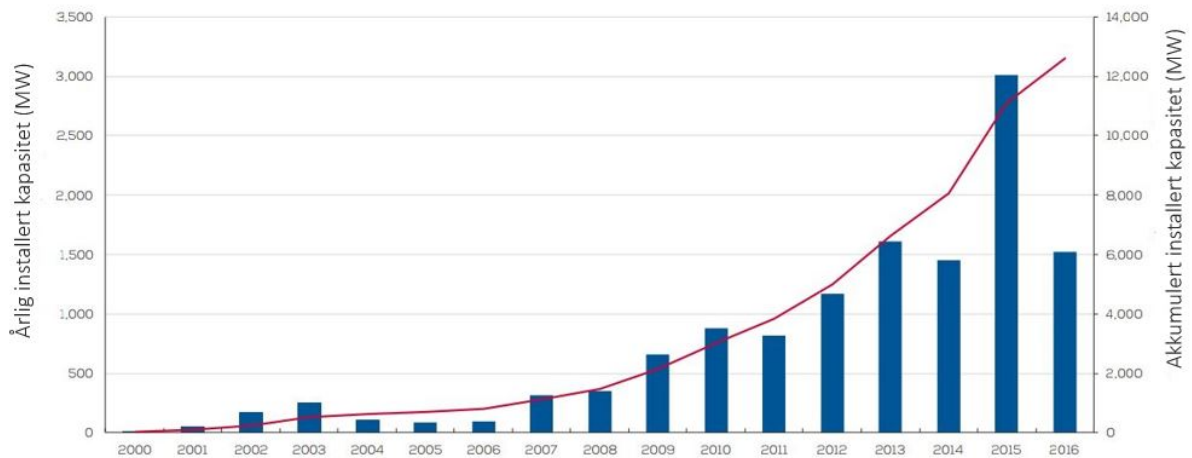
Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Sugefundamentering er en teknologi som muliggjør smidig fundamentering av offshore-konstruksjoner. Teknologien er brukt i over 25 år av olje- og gassindustrien, men har det siste tiåret blitt adoptert av vindsektoren [1]. Konstruksjonstypene som vanligvis benytter sugefundament er plattformen, vindmøller, subsea-manifolder og flytende konstruksjoner [2].

Verdenssamfunnet står ovenfor et økende energibehov, og offshore vindenergi er en pålitelig løsning på problemet [3]. Markedet for offshore fornybar vindenergi har hatt en eksponentiell vekst de siste årene, som vist i figur 1.1. Tilsvarende vekst er forventet de kommende årene, med total kraftproduksjon på 778 TWh innen 2030, tilsvarende 24.4% av EUs elektrisitetsbehov [4].

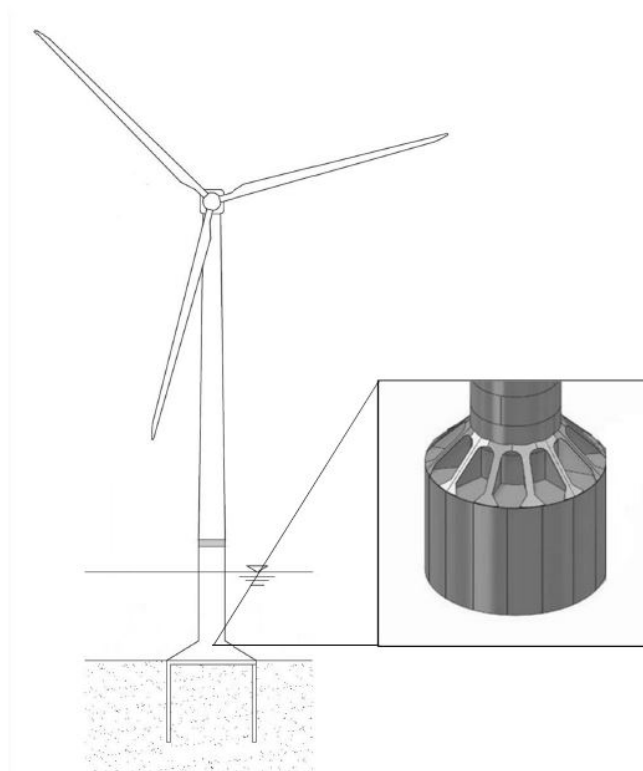


Figur 1.1: Årlig og akkumulert installasjon av offshore vindmøller, 2000-2016 [5]

For å gjøre offshore vindenergi konkurransedyktig, må det utvikles nye innovative fundamentdesign. I dag utgjør fundamentkostnadene omlag en tredjedel av de totale kostnadene til en offshore vindturbin [6]. Ved store havdyp vil fundamentkostnadene utgjøre halvparten av totalkostnaden [6]. Fundamentdesignet må derfor optimaliseres for å redusere kostnadene og videre kunne bidra til at vindenergi blir en konkurransedyktig fornybar energiressurs.

Universal Foundation har utviklet et nytt fundamenteringskonsept kalt *Mono Bucket* [7]. Videre i rapporten vil det norske ordet *bøttefundament* bli benyttet. Løsningen kombinerer nøkkelfordelene til gravitasjons-, pele- og sugefundament, og bygger videre på veletablerte fundamenteringsteknikker fra olje- og gassindustrien. Gjennom år med forskning og pilotforsøk har konseptet vist seg å være både sikkert og kostnadseffektivt.

Figur 1.2 viser en vindmølle fundamentert på et bøttefundament. Bøttefundamentet består i hovedsak av et lokk og et skjørt. Dimensjonene på skjørtet varierer med lastvirkning og jordforhold. Tabell 1.1 presenterer vanlige skjørtedimensjoner.

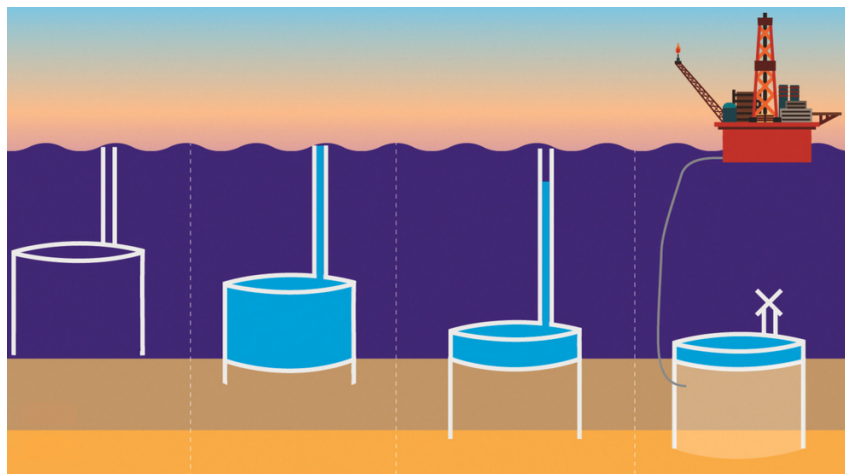


Figur 1.2: Vindmølle fundamentert på et bøttfundament [8]

Diameter/Lengde [-]	Diameter [m]
1-2	5-15

Tabell 1.1: Vanlige dimensjoner for skjørtet til et bøttfundament [9]

Installasjonsfasen er illustrert i figur 1.3. Først drives fundamentet ned i havbunnen av sin egenvekt. På dette tidspunktet er ventiler i lokket åpnet for å slippe ut eventuelle luftlommer. Når vekten av bøttfundamentet kommer i likevekt med havbunnens penetrasjonsmotstand, vil pumper bli aktivert for å transportere vann ut av konstruksjonen. Dette skaper et undertrykk som driver fundamentet videre ned i havbunnen. Ved ønsket penetrasjonsdybde vil pumpene bli stoppet og demontert, og ventilene vil lukkes [10].



Figur 1.3: Prinsippkisse av installasjonsfasen [11]

En av hovedutfordringene med å optimalisere fundamentet er utformingen av skjørtet. Det eksisterer regelverk for beregning av knekkingskapasitet på sylinderskall, men det foreligger ingen beregningsmetoder som tar hensyn til at konstruksjonen kan være omhyllt av jord. Forskning på installasjon av bøttefundament viser at jorden kan ha stabiliserende effekt på knekkingsoppførselen til sylinderskall [6].

Mange eksperimenter har blitt utført for å forstå sylinderskallets komplekse knekkingoppførsel [12]. De eksperimentelle forsøkene ga typisk resultater som var langt unna de teoretiske resultatene. Det ble funnet at små initielle formfeil var hovedårsaken til avviket [12]. Tidligere hadde en ikke dataverktøy som kunne utføre nødvendige ikke-lineære analyser for å vurdere effekten av geometriske formfeil. Av den grunn ble dimensjoneringsarbeidet basert på nedre-grense-verdier til testdata, også kalt reduksjonsfaktorer. Reduksjonsfaktorene ble videre brukt sammen med analytisk løsning. For de fleste dimensjoneringsformål har denne metoden vært tilfredsstillende, men nyere forskning viser at reduksjonsfaktorene kan være i overkant konservative [13].

1.2 Mål

Bøttefundamentet er et innovativt og lovende fundamentdesign, og kandidatene vil derfor ta utgangspunkt i en tilsvarende konstruksjon. Det er valgt å se på regelverkene DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6, som gir beregningsregler for knekkingskapasiteten til sylin-

derskall. Regelverkene inkluderer ikke beregningsregler for sylinderskall med omliggende jord. Formfeil er tatt hensyn til ved bruk av semi-empiriske reduksjonsfaktorer. Målet med oppgaven er å undersøke hvordan omliggende jord kan tas hensyn til i regelverkene. Reduksjonsfaktorene i regelverkene vil bli sammenlignet med reduksjonsfaktorene fra de numeriske analysene, for å undersøke om de har tilfredsstillende verdier.

1.3 Avgrensning

Problemstillingen vil i utgangspunktet gi opphav til en omfattende arbeidsoppgave, men dette er forsøkt avgrenset på en hensiktsmessig måte. Installasjonsfasen er en kompleks prosess, med flere begrensende faktorer. De viktigste er presentert i tabell 1.2. Faktorene som er uthevet er betraktet i denne rapporten.

Installasjonsfasen		
Geotekniske begrensninger	Mekanisk begrensninger	Sug
Jordheving Dreneringskanal	Styrke og knekking av topplokk Knekkning av skjørtet	Etablere og opprettholde sug Lekkasje i jorden Lekkasje i mekaniske komponenter

Tabell 1.2: Begrensende faktorer ved installasjon av bøttefundament [14]

Videre ble oppgaven begrenset ved å betrakte kun et definert bøttefundament. Stålkvaliteten til bøttefundamentet ble bestemt etter NORSOK N-004, men dimensjoneringen ble forenklet ved å anta at knutepunkter kategoriseres som lite komplekse. Ved valg av jordegenskaper ble det valgt å se på mulige jordforhold i Nordsjøen.

1.4 Leserveiledning

Oppgavens oppbygging baserer seg på tanken om at leseren skal presenteres for innholdet på samme måte som kandidatene har behandlet faglitteraturen. Formålet med en slik oppbygging er å lette eventuelle etterprøvelser av arbeidet.

Første del av oppgaven består derfor av et teorikapittel, hvor grunnleggende skallteori presenteres. Beregningsmetodene som er benyttet er presentert i kapittel 3. Videre vil metodekapittelet formidle hvordan kandidatene har kartlagt mulighetene og begrensningene til oppgaven. I kapittel 5 vil utarbeidelsen av elementmodellen bli presentert. Resultatene er presentert i kapittel 6. Avslutningsvis vil det fremkomme en diskusjon i kapittel 7 som oppsummerer resultatene og observasjonene i denne oppgaven.

Oppgaven er tenkt for lesere med kompetanse tilsvarende en student som har gjennomført 4. årskurs på Bygg- og miljøteknikk, med fordypning innen *Prosjektering av konstruksjoner*.

Kapittel 2

Teori

I dette kapitlet presenteres det teoretiske grunnlaget som er relevant for problemstillingen og arbeidet som er utført. Først blir det gjennomgått grunnleggende knekkingsteori. Deretter blir det presentert teori knyttet til aktuelle parametere for knekking av sylinderskall.

2.1 Skjørtet til bøttefundament - et sylinderskall

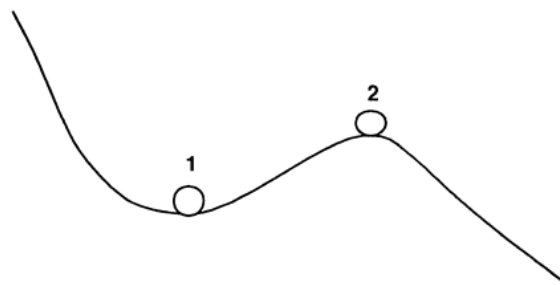
Skjørtet til et bøttefundament har en geometri som gjør at det faller inn under kategorien *tynnvegget skallkonstruksjon*. Lastvirkningen under installasjonsfasen domineres av aksielle og radielle trykkrefter, og skjørtet som skallkonstruksjon, er derfor spesielt utsatt for knekking. Det er flere ulike parametere som påvirker den dimensjonerende knekklassen til et sylinderskall. I dimensjoneringsammenheng vil de viktigste parametrene være randbetingelsene, geometriske formavvik og materialegenskaper.

2.2 Knekkingsfenomenet

En deformerbar konstruksjon kan under visse lastvirkninger og geometrier bli ustabil og få en tidlig kollaps. Denne typen ustabilitet er spesielt viktig for skallkonstruksjoner påkjent av trykk. Ved trykkpåkjenning kan ustabilitet oppstå ved langt lavere laster enn andre

bruddmekanismer. En type ustabilitet er knekking. For tynne skallkonstruksjoner er det ofte knekking som begrenser kapasiteten [15].

Ustabilitet kan beskrives som et fenomen som endrer likevektstilstanden til et system i stor grad, sammenlignet med størrelsen til forstyrrelsen [16]. For å illustrere problemet brukes ofte en modell, som vist i figur 2.1. Modellen presenterer kuler som kan bevege seg friksjonsfritt på et ujevnt underlag. Her er det åpenbart at kula som ligger i punkt 1 er i stabil likevekt. Kula vil returnere til sin opprinnelige posisjon etter en perturbasjon. Like åpenbart er det at kula i punkt 2 representerer den ustabile likevektstilstanden.



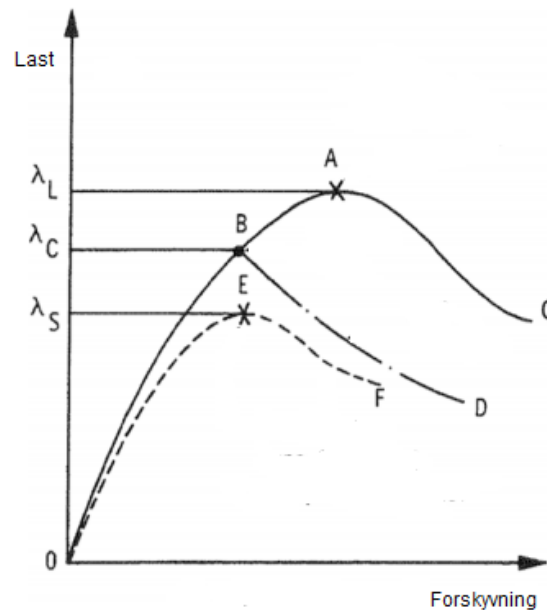
Figur 2.1: Prinsippet om stabilitet og ustabilitet [15]

Knekkning kan beskrives som en ustabil likevekt. Ved ustabilitet vil konstruksjonen derformeres til en ny likevektsposisjon er nådd.

2.3 Knekkning av sylinderskall

En konstruksjon kan knekke ved enten *bifurkasjon* eller *snap-through* [17]. En lastforskyvningskurve for en skallkonstruksjon er vist i figur 2.2, og illustrerer de to knekktypene. Ved lav pålastning er oppførselen lineær og stabil, og likevekten følger den såkalte *primærveien*. Likevekten kan nå et bifurkasjonspunkt, som kjennetegnes ved at sylinderskallet kan følge to forskjellige likevektsveier videre, begge med svært ulik karakter. Veiskillet er vist som punkt B i figur 2.2. Konstruksjonen vil følge veien som krever minst energi. Snap-through forekommer når konstruksjonen når et grensepunkt (*limit-point*). Ved dette punktet har lasten nådd sitt maksimum eller minimum. Grensepunktet er vist som punkt A i figur 2.2.

Sammenbruddet av den virkelige konstruksjonen er i midlertid påvirket av flere faktorer enn lasten alene. I en ikke-matematisk verden vil egenspenninger, eksentrisiteter og formavvik forekomme, som naturligvis påvirker konstruksjonens stabilitet. En virkelig konstruksjon som har eksentrisiteter vil ikke nå det teoretiske bifurkasjonpunktet [17]. Forsøk viser at knekking oppstår ved grenseverdien E, som vist i figur 2.2.



Figur 2.2: Last-forskyvningskurve for et sylinderskall [17]

Knekktypen som er begrensende for kapasiteten vil avhenge av geometri, lastvirkning og randbetingelser.

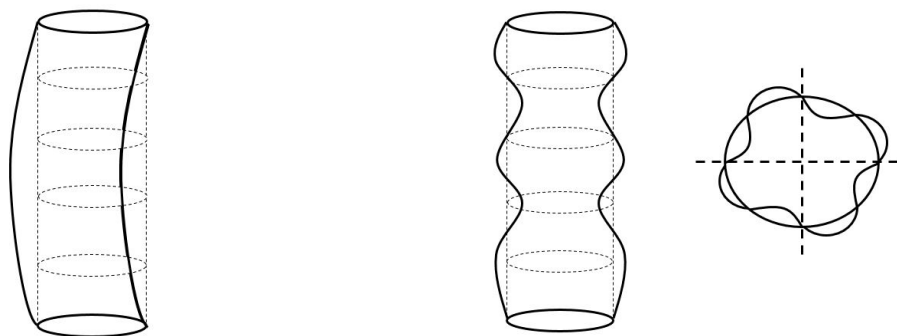
2.3.1 Knekkingsform

Uavstivede sylinderskall utsatt for trykkbelastning har ulike bruddformer ved knekking. Knekkingsoppførselen er videre avhengig av blant annet geometrien til sylinderskallet. Geometrien til et sylinderskall kan la seg beskrive av den såkalte *Batdorf Z-parameteren*.

Ved å benytte denne parameteren kan man kategorisere knekkingsoppførselen i tre ulike kategorier [18]:

1. Korte skall, $Z=200$. Geometrien gjør at løsningen går mot plateløsningen.
2. Mellomlange skall. Geometrien gir en løsning hvor knekklasten er avhengig av randbetingelsene.
3. Lange skall, $Z=3000$. Geometrien gir en løsning hvor knekklasten er uavhengig av randbetingelsene.

For veldig lange skall kan belastningen føre til *Søyleknekking*, som illustrert i figur 2.3a. Generelt inkluderer ikke denne typen knekking lokale deformasjoner av tverrsnittet [19]. For korte og mellomlange sylinderskall vil belastningen kunne gi bruddformen *Skallknekking* [19]. Bruddformen inkluderer lokale deformasjoner av tverrsnittet, og er illustrert i figur 2.3b. Et bøttefundament har en geometri som vanligvis medfører *Skallknekking*.



(a) Søyleknekking [20]

(b) Skallknekking [21]

Figur 2.3: Knekkformer for sylinderskall

2.4 Formfeil

Dimensjoneringsarbeidet involverer en idealisering av konstruksjonen som skal bygges. Et eksempel på en slik idealisering er spesifisering av geometri, materiale og lastvirkning. I virkeligheten er det imidlertid forskjell mellom den idealiserte konstruksjonen og den virkelige konstruksjonen. Hovedårsakene til formfeil er opplistet i tabell 2.1.

Feil	Skade
Fabrikasjonsfeil	Skade som oppstår tidlig i livsløpet
Konstruksjonsfeil	Skade som oppstår under konstruksjonens levetid
Materialdefekter	Skade som følge av effekter som initielt var regnet som sekundære

Tabell 2.1: Hovedårsakene til forskjellen mellom perfekt og virkelig konstruksjon [22]

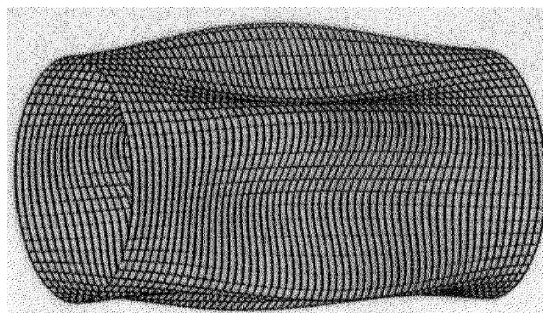
2.4.1 Geometrisk formfeil

Geometrisk formfeil er definert som et avvik fra referansegeometri, og kan karakteriseres som lokal eller global. Formfeilens posisjon, størrelse og geometri vil påvirke knekking-soppførselen og kapasiteten [23]. Geometrien på formfeilen bør videre reflektere konstruksjonens fabrikkasjonsprosess og dens toleranser.

Lokale formfeil kan inkorporeres som eliptisk forsenkning (*dimple*) eller rektangulær forsenkning. Den globale formfeilen kan variere som følge av ulike produksjonsprosesser. Det bør derfor tilstrebtes å finne formfeilgeometrien som gir lavest kapasitet.

2.4.1.1 Globale geometriske formfeil

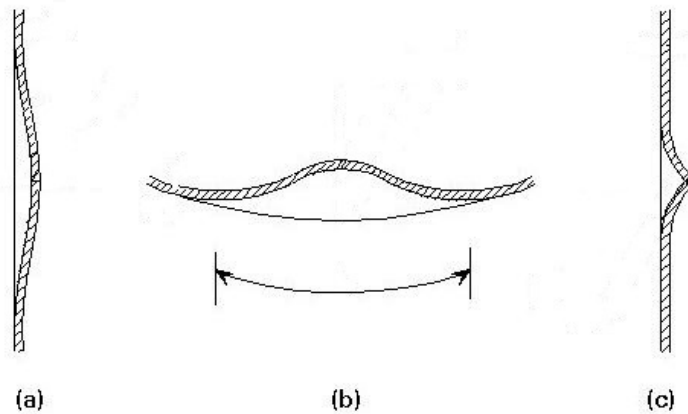
En vanlig metode er å modellere geometrien til formfeilen som egenmoder, som vist i figur 2.4. Egenmoden blir her definert som den lineære knekkformen til konstruksjonen. Formen er tenkt å representere den minst gunstige formfeilgeometrien. Metoden er enkel å inkorporere, og gir i all hovedsak konservative resultater.



Figur 2.4: Lineær knekkform som formfeilgeometri [23]

2.4.1.2 Lokale geometriske formfeil

Samtidig er det ikke alltid at den lineære knekkformen gir riktig bruddform. En annen metode er å inkludere lokale deformasjoner i konstruksjonen, som vist i figur 2.5. Formfeilen illustrert i figur 2.5 (a) viser en lokal formfeil i ringretning. Figur 2.5 (b) viser en lokal formfeil i aksialretning, og figur 2.5 (c) illustrerer en formfeil i sveisen.

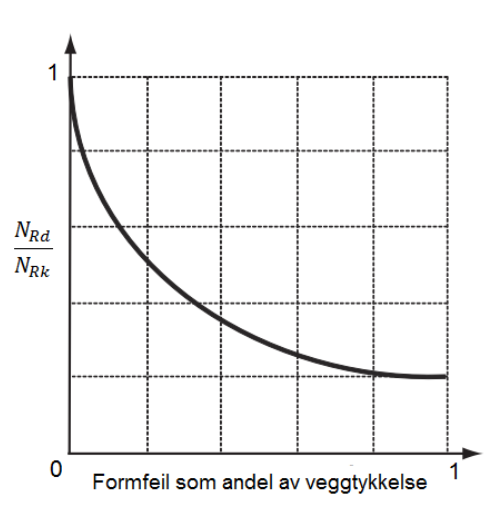


Figur 2.5: Lokale geometriske formfeil [23]

Metoden har vist at den ofte kan gi dimensjonerende kapasitet og den representerer samtidig en realistisk formfeil for fabrikkerte sylinderskall [24].

2.4.2 Formfeilamplitude

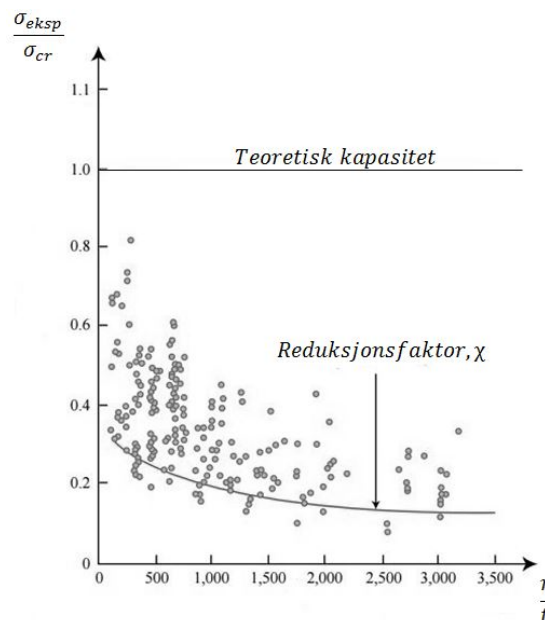
Figur 2.6 illustrerer hvordan knekkingskapasiteten for et aksialbelastet sylinderskall kan variere med formfeilamplituden. Figuren viser at en formfeilamplitude på 10 % av veggtykkelsen vil redusere den dimensjonerende kapasiteten til om lag 60 % av den teoretiske kapasiteten.



Figur 2.6: Kapasitet til et aksialbelastet sylinderskall med varierende formfeilamplitude [25]

2.5 Reduksjonsfaktoren - en kapasitetsmodifisering

Sylinderskallets følsomhet overfor formavvik er videre illustrert i figur 2.7. Resultatene viser en markant spredning i den eksperimentelle knekkingskapasiteten.



Figur 2.7: Fordeling av testdata for aksialbelastede sylinderskall [21]

σ_{eksp}	Ekseperimentell knekkingskapasitet for aksialbelastde sylinderskall
σ_{cr}	Analytisk knekkingskapasitet for aksialbelastede sylinderskall
t	Veggtykkelse
r	Radius

På grunn av denne effekten dimensjoneres sylinderskall basert på en modifisering av den teoretiske knekklasten. Modifiseringen, eller reduksjonen, kalles en *reduksjonsfaktor*, og er vist i figur 2.7 [26]. Reell kapasitet er ofte gitt ved [23]:

$$N_b = \chi N_{an} \quad (2.1)$$

hvor:

N_b	Reell kapasitet
χ	Reduksjonsfaktor
N_{an}	Analytisk lineær kapasitet

I regelverket blir reduksjonsfaktoren ofte basert på en antatt geometri og formfeilamplitude. Reduksjonsfaktoren kan også være avhengig av last, randbetingelser, geometri og materialkvalitet.

2.6 Sensitivitet

Sensitivitet defineres som hvor følsomt en konstruksjon er for formfeil. Et sylinderskall kan kategoriseres etter hvor sensitivt det er mot formfeil. Det er vanlig å skille mellom tre ulike kategorier [27]:

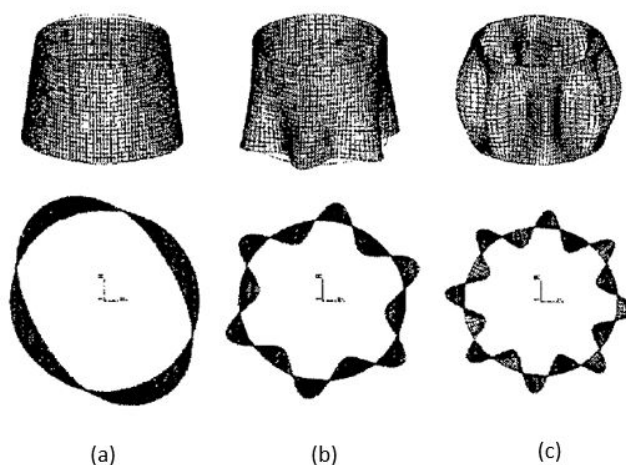
- Lav kapasitetsendring ved økende amplitude på formfeilen.
- Markant reduksjon i kapasitet ved økende amplitude på formfeilen, uavhengig av materialoppførsel, kollapstype og randbetingelser. Tynnveggede skall faller ofte under denne kategorien. Kapasiteten avtar ved økende formfeilamplitude.

- Avstivende oppførsel for en formfeilamplitude større enn en grenseverdi. Grenseverdien gir derfor knekklasten. Visse typer sylinderskall og kuler kan tilhøre denne kategorien.

Et bøttefundament vil vanligvis tilhøre kategori to eller tre [27]. Det er derfor viktig å kontrollere kapasiteten ved ulik amplitude på formfeilen, ikke kun maksimal amplitude (fabrikasjonstoleranse).

2.7 Randbetingelser

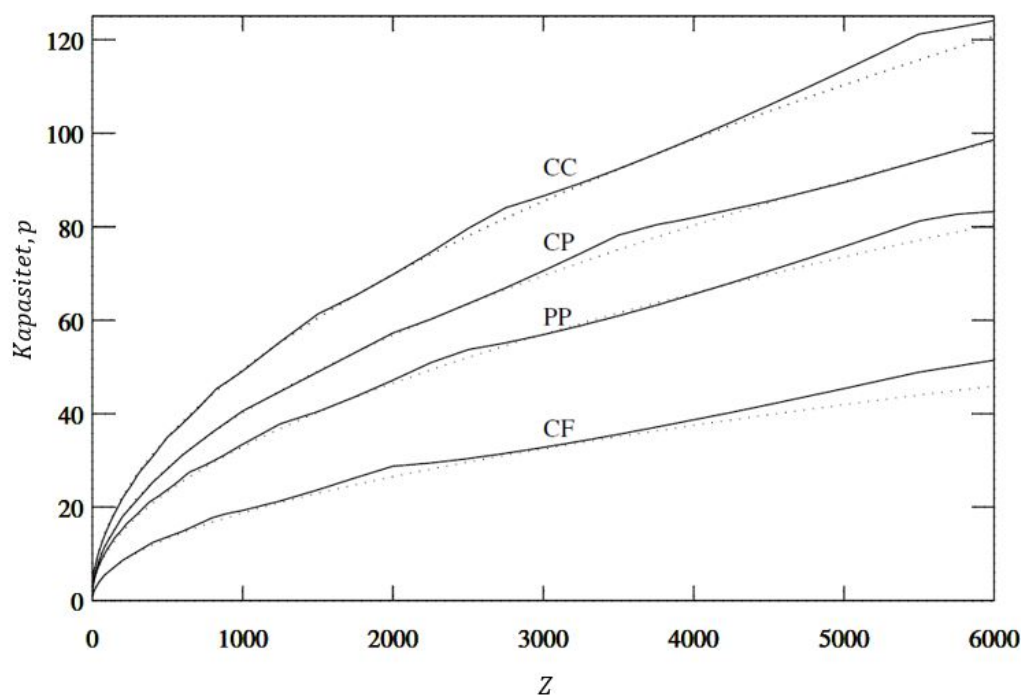
Randbetingelsene spesifiserer graden av fastholdning ved endene, og har derfor innflytelse på knekklasten. Forskjellige utforminger av bøttefundamentet vil naturligvis gi ulike randbetingelser. De tre hovedtypene randbetingelser er fri ende, fritt opplagt og fast innspent. Figur 2.8 viser hvordan knekkingsmønsteret kan bli påvirket av randbetingelsene. Knekkmønsteret vil også påvirkes av geometri, lastvirkning og materialparametre.



Figur 2.8: Knekkingsmønster ved ulike randbetingelser [18]

Figur 2.8 (a)	Fritt opplagt topp, fri ende. $n=2$
Figur 2.8 (b)	Fast innspent topp, fri ende. $n=6$
Figur 2.8 (c)	Fritt opplagt i begge ender. $n=8$
n	Antall halvbølger i ringretning

Ved dimensjonering av bøttefundament er det vanlig å bruke et sylinderskall som er fritt opplagt i begge ender, som er en forenkling av den reelle situasjonen [28]. Den frie enden av skjørtet kan betraktes som fritt opplagt grunnet sideveis fastholdelse av jorden, men ingen rotasjonsfastholdning. Toppen av skjørtet kan dimensjoneres som fritt opplagt eller fast innspent, avhengig av utformingen til lokket. Bøttefundament har ofte stive lokk da det skal håndtere store lastvirkninger fra den fundamenterte konstruksjonen. I enkelte tilfeller kan lokket gi en opplagring som nærmer seg fast innspent. Figur 2.9 viser beregnet kapasitet ved ulike geometrier og ulike randbetingelser. Første bokstav i figuren angir randbetingelsen i topp, mens siste bokstav angir randbetingelsen i bunn. Figuren viser at for fast innspent topp kan sylinderskallet oppnå en betydelig kapasitetsøkning sammenlignet med fri opplagring.



Figur 2.9: Kapasitet ved ulike randbetingelser, $\frac{r}{t} = 200$ [29]

C	Fast innspent
P	Fritt opplagt
F	Fri
Z	Batsdorf parameteren, se ligning 3.20

I virkeligheten vil det påsveisede lokket gi en opplagring av sylinderskall som ligger mellom fritt opplagt og fast innspenning [30]. Primært er dette avhengig av stivheten til lokket. Opplagringen i bunn avhenger av jordforholdene, primært E-modulen til jorden.

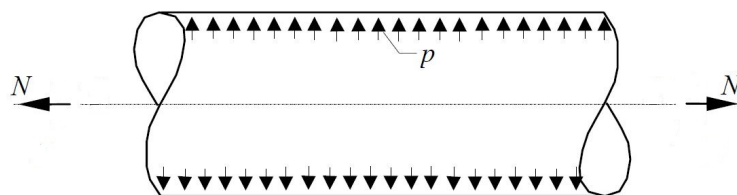
Kapittel 3

Beregningsmetoder

Det ble vurdert som hensiktsmessig å ha et eget kapittel som presenterer de ulike beregningsmetodene. Lastvirkning og resulterende reaksjonsspenninger vil først bli presentert. Deretter presenteres de ulike beregningsmetodene. Analytiske beregningsmetoder vil først presenteres, for å ha et referansepunkt for de numeriske analysene. Videre presenteres et resymé av beregningsreglene som er gitt av DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6. Detaljene i regelverkene er inkludert som vedlegg. Til slutt er numeriske beregningsmetoder presentert.

3.1 Lastvirkning og reaksjonsspenninger

Et sylinderskall er påkjent av aksiallast og radielt trykk, som vist i figur 3.1. Spenningene kan utledes ved å anta at veggtykkelsen er mye mindre enn radiusen, dvs. et tynnvegget sylinderskall [31].



Figur 3.1: Lastvirkning på et sylinderskall [31]

Aksiallast

Membranspenningen i aksial retning, σ_x , er gitt i ligning 3.3, hvor bidraget kommer av aksialkraft:

$$\sigma_x = \frac{N}{2\pi r t} \quad (3.1)$$

For et lukket sylinderskall kun påkjent av trykk, blir N lik:

$$N = p\pi r^2 \quad (3.2)$$

Membranspenning i aksial retning blir:

$$\sigma_x = \frac{p\pi r^2}{2\pi r t} = \frac{pr}{2t} \quad (3.3)$$

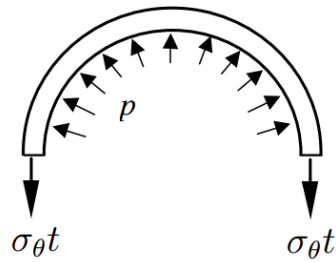
hvor:

p	Trykk, positiv utover [kPa]
r	Radius [mm]
t	Veggtykkelse [mm]

Uniformt trykk

Membranspenningene grunnet uniformt trykk finnes ved å betrakte likevekten til et halvt sylinderskall, som vist i figur 3.2. Membranspenningen i ringretning er gitt i ligning 3.4.

$$\sigma_\theta = \frac{pr}{t} \quad (3.4)$$



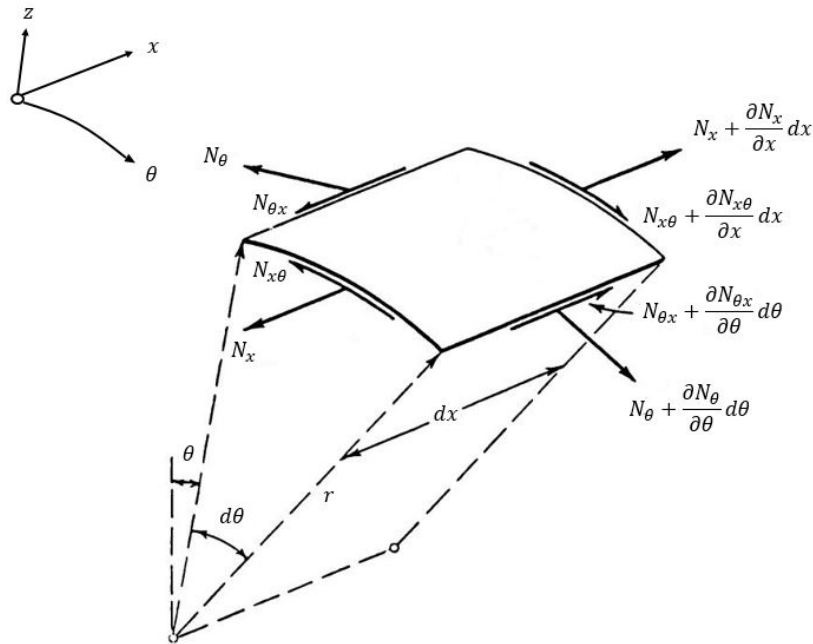
Figur 3.2: Likevekt av et halvt sylinderskall [31]

3.2 Analytiske beregningsmetoder

I dette kapitlet presenteres analytiske beregningsmetoder for å beregne kapasiteten til sylinderskall utsatt for lastvirkningene som virker på skjørtet til bøttefundament.

3.2.1 Likevektsligninger for perfekte sylinderskall

Det er utledet analytiske likevektsligninger for perfekte sylinderskall [31]. Et perfekt sylinderskall er her definert som et sylinderskall med ideell geometri uten formfeil, og med et lineært elastisk materiale. Figur 3.3 viser et infinitesimalt element av sylinderskallet. Alle kreftene som virker på elementet må ligge i det tangentielle planet til middeoverflaten, og kan dermed betraktes som normal- og skjærresultanter [32].



Figur 3.3: Spenningsresultanter på et infinitesimalt element til et sylinder skall [32]

hvor:

N_x	Spenningsresultant per lengdeenhet, aksial retning [N/mm]
N_θ	Spenningsresultant per lengdeenhet, ringretning [N/mm]
$N_{\theta x}$	Skjærresultant per lengdeenhet [N/mm]
$N_{x\theta}$	Skjærresultant per lengdeenhet [N/mm]
z	Radiell retning
x	Aksial retning
θ	Ringretning

For et sylinder skall er sammenhengen mellom tøyning og forskyvning [21]:

$$\varepsilon_{xx} = u_{,x} + \frac{1}{2}(w_{,x})^2 \tag{3.5}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_{,\theta}}{r} + \frac{1}{2} \left(\frac{w_{,\theta}}{r} \right)^2 + \frac{w}{r} \tag{3.6}$$

$$\varepsilon_{x\theta} = \frac{1}{2} \left(\frac{u_{,\theta}}{r} + u_{,x} \right) + \frac{1}{2} w_{,x} + \frac{w_{,\theta}}{r} \tag{3.7}$$

hvor:

ε	Tøyning [-]
u	Forskyvning i aksial retning (x-retning) [mm]
v	Forskyvning i ringretning (θ -retning) [mm]
w	Forskyvning radiell retning (z-retning) [mm]

Ved å anta små deformasjoner, plan spenningstilstand og lineær-elastisk materialoppførsel kan likevektsligningen for et sylinderskall finnes [21]. Utledningen kan gjøres ved å bruke variasjonsmetoden og se på likevekt ut av planet [21]:

$$D\nabla^4 w + \frac{1}{r}N_{\theta\theta} - \left(N_{xx} w_{,xx} + \frac{2}{r}N_{x\theta} w_{,x\theta} + \frac{1}{r^2}N_{\theta\theta} w_{,\theta\theta} \right) = p \quad (3.8)$$

hvor:

$$\nabla^4 = (\nabla^2)^2 = w_{,xxxx} + \frac{2}{r^2}w_{,xx\theta\theta} + \frac{1}{r^4}w_{,\theta\theta\theta\theta} \quad (3.9)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (3.10)$$

hvor:

D	Platestivhet [Nmm]
E	Elastisitetsmodul [N/mm ²]
ν	Tverrkontraksjonstall [-]

Det antas at membrankreftene ikke endres akkurat ved tidpunktet knekking forekommer. Spenningsresultanten i ringretning, $N_{\theta\theta}$, er lineært avhengig av de tre forskyvningsvektorene, u , v og w . Likevekten ut av planet kobles derfor til forskyvningene i planet, grunnet leddet $N_{\theta\theta}$.

I plateknekkingsproblemet er responsen i planet og ut av planet ukoblet. Det er mulig å eliminere leddene som involverer i-plan-komponentene, ved å bruke et fullt sett av likevektsligninger og konstitutive ligninger i-plan-retning.

Ved å gjøre dette blir ligningen [21]:

$$\nabla^8 w = \frac{\nabla^4}{D} \left(N_x w_{,xx} + \frac{2}{r} N_{x\theta} w_{,x\theta} + \frac{1}{r^2} N_{\theta\theta} w_{,\theta\theta} \right) - \frac{Et}{Dr^2} w_{,xxxx} \quad (3.11)$$

Ligningen er kalt Donnells ligning i ukoblet form. Ligningen er ofte brukt som utgangspunkt for utledning av analytiske knekkingskapasiter [31].

3.2.2 Elastisk knekklast

Aksiell knekklast

Ved aksiell lastvirkning reduseres ligning 3.11 til følgende ligning [21]:

$$D\nabla^8 w + \frac{Et}{r^2} w_{,xxxx} + \frac{N}{2\pi r} \nabla^4 (w_{,xx}) = 0 \quad (3.12)$$

Sylinderskallets deformasjon ved knekking er antatt å ha formen [21]:

$$w(x, \theta) = c_1 \left(\sin \frac{m\pi x}{l} \right) \sin(n\theta) \quad (3.13)$$

hvor:

c_1	Størrelsen på forskyvningen [mm]
l	Sylinderlengde [mm]
m	Antall halvbølger i aksiell retning
n	Antall halvbølger i ringretning

Den antatte formen tilfredsstiller både fritt opplagte ender og periodevis fastholdelse langs omkretsen. Videre defineres halvlengden til knekkingsbølgen:

$$\lambda = \frac{l}{m} \quad (3.14)$$

Det er også hensiktsmessig å introdusere et dimensjonsløst knekkingstall, \bar{m} :

$$\frac{m\pi x}{l} = \left(\frac{m\pi r}{l}\right) \frac{x}{r} = \bar{m} \frac{x}{r} \quad (3.15)$$

$$\bar{m} = \frac{m\pi r}{l} \quad (3.16)$$

Ved å bruke det dimensjonsløse knekkingstallet, sette ligning 3.13 inn i 3.12, og ved å sette koeffisientene i kvadratleddene lik 0, blir den kritiske knekkingskapasiteten [21]:

$$N_{cr} = \frac{P_{cr}}{2\pi r} = \frac{D}{r^2} \zeta + (1 - \nu^2) C \frac{1}{\zeta} \quad (3.17)$$

hvor:

$$\zeta = \frac{(\bar{m}^2 + n^2)^2}{\bar{m}^2} \quad (3.18)$$

Ved å behandle ζ som en kontinuerlig variabel, finnes analytisk minimum og kritisk knekklast kan bestemmes. Ved å introdusere optimal ζ og bruke definisjonene for aksial stivhet og bøyestivhet, får man følgende uttrykk for kritisk knekkspenning [21]:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{\bar{l}}\right)^2 \frac{4\sqrt{3}}{\pi^2} Z \quad (3.19)$$

hvor Z er Batsdorf parameteren:

$$Z = \frac{l^2}{rt} \sqrt{(1 - \nu^2)} \quad (3.20)$$

Radiell knekklast

Ved radiell lastvirkning reduseres ligning 3.11 til følgende ligning [31]:

$$D\nabla^8 w + \frac{Et}{r^2} w_{,xxxx} + \frac{1}{r} p \nabla^4 (w_{,\theta\theta}) = 0 \quad (3.21)$$

Ved å anta samme deformasjonsmønster som for aksiell knekklast, og ved å sette kvadratiske paranteser lik 0, får man følgende ligning for knekklasten [21]:

$$pr = \frac{D}{r^2} \frac{(\bar{m}^2 + n^2)^2}{n^2} + (1 - \nu^2) C \frac{\bar{m}^4}{n^2(\bar{m}^2 + n^2)^2} \quad (3.22)$$

hvor:

$$C = \frac{El}{1 - \nu^2} \quad (3.23)$$

hvor:

C | Aksiell stivhet [N/mm]

Det kan vises at den laveste egenverdien oppnås når $m = 1$ eller $\bar{m} = \pi al$. Med denne observasjonen defineres den dimensjonsløse parameteren \bar{n} :

$$\bar{n} = \frac{nl^2}{\pi r} \quad (3.24)$$

Ved innsetting av \bar{m} og \bar{n} i ligning 3.22, og introduksjon av Batsdorf parameteren Z , fås følgende uttrykk for knekkspenningen [31]:

$$\sigma_{\theta E} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{\bar{l}} \right)^2 \left[\frac{(1 + \bar{n}^2)^2}{\bar{n}^2} + \frac{12Z^2}{\pi^4 \bar{n}^2 (1 + \bar{n}^2)^2} \right] = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{\bar{l}} \right)^2 C_{\theta} \quad (3.25)$$

Den siste faktoren kan ses på som knekkingskoeffisienten, C_{θ} .

Knekking ved kombinasjonslast

Ligning 3.25 kan benyttes, men med en endret knekkingskoeffisient som tar hensyn til aksialtrykket som følge av N_x [31]:

$$C'_{\theta E} = \frac{(1 + \bar{n}^2)^2}{\bar{n}^2 + \frac{1}{2}} + \frac{12Z^2}{\pi^4 (1 + \bar{n}^2)^2 (\bar{n}^2 + \frac{1}{2})} \quad (3.26)$$

Knekkspenningen er følgende:

$$\sigma'_{\theta E} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{l}\right)^2 C'_{\theta E} \quad (3.27)$$

3.3 DNV-RP-C202

Beregningsreglene for knekkingskapasiteten i henhold til DNV-RP-C202 er vedlagt i vedlegg A [33]. En forkortet versjon av regelverket er vist i dette kapitlet. Hensikten er å presentere de relevante delene av regelverket for denne rapporten.

3.3.1 Skallknekking

Elastisk knekkspenning for et uavstivet sylindrisk skall er gitt ved:

$$f_e = C \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{l}\right)^2 \quad (3.28)$$

$$C = \psi \sqrt{1 + \left(\frac{\rho \xi}{\psi}\right)^2} \quad (3.29)$$

hvor:

C	Koeffisient for redusert knekkingskapasitet
ψ	Koeffisient
ξ	Koeffisient
ρ	Koeffisient

Verdier for ψ , ξ , ρ er gitt i tabell 3.1.

	ψ	ξ	ρ
Aksiell spenning	1	$0.702Z_l$	$0.5(1 + \frac{r}{150t})^{-0.5}$
Sideveis trykk	4	$1.04\sqrt{Z_l}$	0.6

Tabell 3.1: Knekkingskoeffisienter for et uavstivet skall [33]

hvor:

$$Z_l = \frac{l^2}{rt} \sqrt{1 - \nu^2} \quad (3.30)$$

Karakteristisk knekkspenning for skall defineres som:

$$f_{ks} = \frac{f_y}{\sqrt{1 + \bar{\lambda}_s^4}} \quad (3.31)$$

hvor slankheten er gitt ved:

$$\bar{\lambda}_s = \frac{f_y}{\sigma_{j,Sd}} \left[\frac{\sigma_{a,Sd}}{f_{Ea}} + \frac{\sigma_{h,Sd}}{f_{Eh}} \right] \quad (3.32)$$

hvor:

f_y	Flytespenning
$\sigma_{a,Sd}$	Dimensjonerende membranspenning i vertikal retning
$\sigma_{h,Sd}$	Dimensjonerende membranspenning i ringretning
f_{Ea}	Elastisk knekkingsstyrke for aksiallast, gitt i ligning 3.28
f_{Eh}	Elastisk knekkingsstyrke for radielt trykk, gitt i ligning 3.28

og von Mises-spenningen i plan spenningstilstand er:

$$\sigma_{j,Sd} = \sqrt{\sigma_{a,Sd}^2 - \sigma_{a,Sd}\sigma_{h,Sd} + \sigma_{h,Sd}^2} \quad (3.33)$$

3.3.2 Stabilitetskrav

Stabilitetskravet for karakteristisk kapasitet er gitt ved:

$$\sigma_{j,Sd} \leq f_{ks} \quad (3.34)$$

3.4 NS-EN 1993-1-6

Beregningsreglene i NS-EN 1993-1-6 er gjengitt i vedlegg B [34]. En forkortet versjon er vist i dette kapitlet. Hensikten er å presentere de relevante delene som brukes i denne rapporten.

3.4.1 Skallknekking

De karakteristiske knekkspenningene for henholdsvis aksielt og radielt trykk er gitt ved:

$$\sigma_{i,Rk} = \chi_i f_{y,k} \quad (3.35)$$

hvor:

i	x eller θ
χ_i	Reduksjonsfaktor for elastisk-plastiske effekter på knekkingskapasiteten
$f_{y,k}$	Karakteristisk flytespenning

For valgt geometri er reduksjonsfaktoren:

$$\chi_i = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda}_i - \bar{\lambda}_{i0}}{\bar{\lambda}_{ip} - \bar{\lambda}_{i0}} \right)^\eta \quad (3.36)$$

hvor:

β	Faktor for det plastiske intervallet
η	InteraksjonsekspONENT
$\bar{\lambda}_i$	Relativ slankhet
$\bar{\lambda}_{i0}$	Flyteslankhet
$\bar{\lambda}_{ip}$	Relativ plastisk grenseslankhet

Relativ plastisk grenseslankhet, og relativ slankhet er henholdsvis:

$$\bar{\lambda}_{ip} = \sqrt{\frac{\alpha_i}{1-\beta}} \quad (3.37)$$

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{i,Rcr}}}$$

hvor:

α_i	Elastisk reduksjonsfaktor for formfeil
$\sigma_{i,Rcr}$	Kritisk elastisk knekkspenning, gitt i vedlegg B

Anbefalte parametre for henholdvis aksielt og radielt trykk er:

$$\lambda_{x0} = 0.20 \quad \beta = 0.60 \quad \eta = 1.0 \quad (3.38)$$

$$\lambda_{\theta 0} = 0.40 \quad \beta = 0.60 \quad \eta = 1.0 \quad (3.39)$$

Reduksjonsfaktoren for aksielt trykk er:

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1.91\left(\frac{\Delta w_k}{t}\right)^{1.44}} \quad (3.40)$$

hvor:

Δw_k	Karakteristiske formfeilamplitude
--------------	-----------------------------------

For radielt trykk og normal fabrikkingskvalitet er reduksjonsfaktoren:

$$\alpha_\theta = 0.5 \quad (3.41)$$

3.4.2 Stabilitetskrav

Ved kombinasjon av aksielt og radielt trykk, er stabilitetskravet for karakteristiske verdier gitt ved:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rk}}\right)^{k_x} + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rk}}\right)^{k_\theta} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rk}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rk}}\right) \leq 1 \quad (3.42)$$

hvor:

$$\begin{array}{l|l} \sigma_{x,Ed} & \text{Dimensjonerende membranspenning i verikal retning} \\ \sigma_{\theta,Ed} & \text{Dimensjonerende membranspenning i ringretning} \end{array}$$

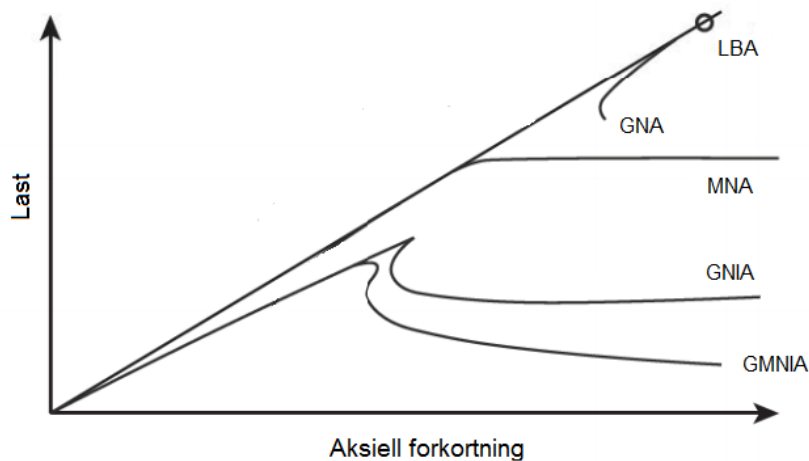
og k-parametrene er gitt i vedlegg B.

3.5 Numeriske beregningsmetoder

I tilfeller hvor analytiske løsninger på det statiske problemet ikke foreligger, kan problemet løses numerisk. Det eksisterer flere ulike beregningsmetoder. Valg av metode avhenger av hvilken skallteori, materiallov og skallgeometri som er forutsatt, se tabell 3.2. Typiske last-forskyvningskurver som kan oppnås i Abaqus er vist i figur 3.4.

Analysemetode	Forkortelse	Skallteori	Materiallov	Geometri
Membranteori	(M)	Membranlikevekt	Lineær	Perfekt
Lineær elastisk skallanalyse	(LA)	Lineær bøyning og strekk	Lineær	Perfekt
Lineær elastisk <i>bifurcation</i> skallanalyse	(LBA)	Lineær bøyning og strekk	Lineær	Perfekt
Geometrisk ikke-lineær elastisk analyse	(GNA)	Ikke-lineær	Lineær	Perfekt
Ikke-lineært materiale	(MNA)	Lineær	Ikke-lineær	Perfekt
Ikke-geometrisk og ikke-lineært materiale	(GMNA)	Ikke-lineær	Ikke-lineær	Perfekt
Geometrisk og ikke-lineær elastisk analyse med formfeil	(GNIA)	Ikke-lineær	Lineær	Ikke perfekt
Ikke-geometrisk og ikke-lineært materiale med formfeil	(GMNIA)	Ikke-lineær	Ikke-lineær	Ikke perfekt

Tabell 3.2: Metoder for å beregne knekklast [34]



Figur 3.4: Typisk last-forskyvningskurve for sylinderskall under aksesymmetrisk lastvirkning [35]

De aktuelle numeriske metodene for denne rapporten er LBA og GMNIA. LBA vil i Abaqus brukes til å validere modellen, ved å sammenligne med løsninger fra membran-teori, som er eksakt for perfekte skall. LBA vil i hovedsak benyttes til å beregne geometrien på formfeilen. Resultatet fra LBA-analyser er dermed elastiske knekkklaster og tilhørende knekkformer. For å beregne reell kapasitet er GMNIA den mest nøyaktige av de presenterte metodene. Dette skyldes at metoden kan ta hensyn til alle nevnte *svekkelser* av konstruksjonen (ikke-linearitet og formfeil). GMNIA vil derfor brukes for å vurdere om regelverkene er konservative eller ikke.

3.5.1 Lineær elastisk skallanalyse med bifurkasjon (LBA)

Ved LBA-analyse i Abaqus løses et egenverdiproblem [36]. Ligningen er gitt som:

$$\mathbf{K}^{MN} \mathbf{v}^M = \mathbf{0} \quad (3.43)$$

hvor:

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{K}^{MN} \\ \mathbf{v}^M \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Tangent stivhetsmatrise når laster er påført} \\ \text{Ikke-trivielle løsninger for forskyvningsvektoren} \end{array}$$

Knekkingskapasiteten finnes når matrisen blir singulær. For å løse egenverdi-problemet kan \mathbf{K}^{MN} deles i to deler:

$$(\mathbf{K}_0^{MN} + \lambda_i \mathbf{K}_\Delta^{MN}) \mathbf{v}_i^M = \mathbf{0} \quad (3.44)$$

hvor:

\mathbf{K}_0^{MN}		Stivhetsmatrise for første stadiet. Inkluderer initiale laster
\mathbf{K}_Δ^{MN}		Differensiell initiell spenning- og lastmatrise grunnet inkrementell last
λ_i		Egenverdi nr. i
\mathbf{v}_i^M		Mode nr. i

M og N refererer til frihetsgradene M og N for hele modellen.

Modene er normalisert og representerer derfor ikke faktisk forskyvning, men bare forskyvningsformen. Den største forskyvningen i moden settes til 1. Kritisk knekklast P_{cr} er gitt ved:

$$P_{cr} = P^N + \lambda_i Q_i \quad (3.45)$$

hvor:

P^N		Prelastmønster
Q_i		Lastmønsteret til pertubasjonslasten, i denne rapporten det indre trykket

I denne rapporten er det ingen prelast og P^N har derfor verdien null.

3.5.2 Skallanalyse for geometrisk og ikke-lineært materiale med formfeil (GMNIA)

GMNIA bruker teori for store forskyvninger, ikke-lineær elasto-plastisk materiallov og tar hensyn til formfeil i geometrien.

Formfeilen er gitt som [36]:

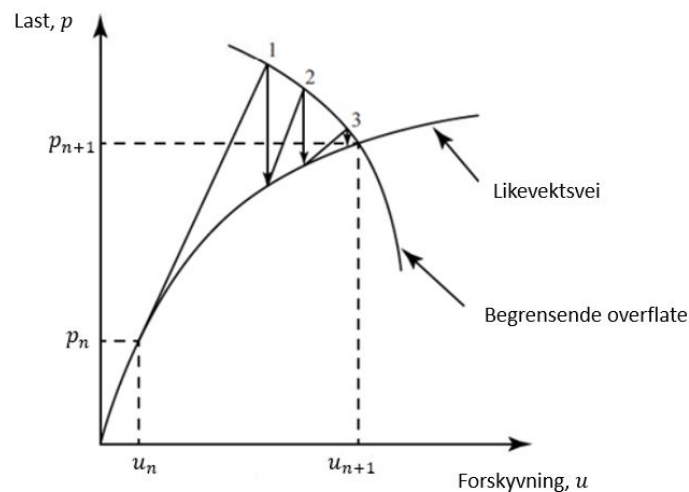
$$\Delta \mathbf{x}_i = \sum_{i=1}^M \omega_i \Psi_i \quad (3.46)$$

hvor:

$\Delta \mathbf{x}_i$	Formfeil for mode nr. i [mm]
ω_i	Mode nr. i [mm]
Ψ_i	Skaleringsfaktor [-]
M	Antall moder

Modene ω_i er skalert slik at største amplitude er normalisert til 1. Tilhørende skaleringsfaktor Ψ_i har derfor samme størrelse som største formfeil.

For å beregne ikke-lineære ligninger kan beregningsmetoden *Arc-Length* (buelengde) brukes [36]. Abaqus benytter denne beregningsmetoden ved valg av Riks-algoritmen. Prinsippet for en enkel 2D modell er vist i figur 3.5.



Figur 3.5: Illustrasjon av Riks-metoden for et 2D problem [37]

Lasten er i hvert inkrement begrenset av en sirkulær bue, noe som tillater lastinkrementet å være negativt. Buen brukes for å kontrollere konvergensen til løsning, fordi både laststørrelsen og forskyvningen er ukjente. Riks-metoden resulterer derfor i en løsning uavhengig

av om responsen er stabil eller ustabil. Metoden kan derfor beregne deformasjonen etter at knekking har forekommet.

Riks-metoden passer for tilfeller hvor størrelsen på lasten er gitt som en skalar, noe som er tilfellet for et bøttefundament kun påkjent av trykket, p . Lasten er alltid proporsjonal, og er gitt som (uten *dødlast*) [36]:

$$p = \lambda p_{ref} \quad (3.47)$$

hvor:

$$\begin{array}{l|l} \lambda & \text{Lastfaktor} \\ p_{ref} & \text{Referanselast} \end{array}$$

Inkrementeringen i arc-length utføres med en Newton-metode [36]. Riks-metoden bruker bare en 1% ekstrapolering av tøyning sinkrementet. Initiell lastfaktor beregnes ved:

$$\Delta\lambda_{in} = \frac{\Delta l_{in}}{l_{period}} \quad (3.48)$$

hvor:

$$\begin{array}{l|l} \Delta l_{in} & \text{Initiell inkrementeringsverdi} \\ l_{period} & \text{Skalering av total buelengde} \end{array}$$

Både Δl_{in} og l_{period} velges av brukeren. Iterasjonene og inkrementene beregnes automatisk av Abaqus, innenfor toleransekravene gitt av brukeren.

Kapittel 4

Metode

Formålet med kapittelet er å presentere forutsetningene, grunnlaget og beregningsmetodene som danner grunnlag for resultatene. Arbeidsmetoden blir først presentert. Deretter blir lastvirkning, geometri og materialparametre drøftet og definert. Videre beskrives utførelsen av de numeriske analysene. Det blir foreslått en metode for hvordan regelverkene kan ta hensyn til omliggende jord. Til slutt blir det presentert forenklinger i forbindelse med å gjøre beregningstiden til de numeriske analysene tilstrekkelig lav.

For å skille mellom elementmodellene med og uten omliggende jord, defineres henholdsvis *Basismodell* og *Komplett modell*. Basismodellen refererer til et sylinderskall uten omliggende jord. Komplett modell refererer til et sylinderskall med omliggende jord.

4.1 Arbeidsmetode

Arbeidsmetoden vil i all hovedsak basere seg på numeriske analyser. Analysene vil bli utført i elementmetodeprogrammet Abaqus. Generelt kan en numerisk analyse-prosess deles i flere faser, som vist i tabell 4.1 [38] [39]. Rapportens utforming er basert på denne strategien.

Fase	Beskrivelse
Fysisk modell	Beskrive problemet, lastvirkning, randbetingelser, materialmodell osv. Nødvendige forenklinger beskrives, slik at modellen kan løses i et analyseprogram.
Numerisk tilnærming	Beskrive utførelsen av elementmodellen, bl.a. mesh, elementtype og lastinkrementer.
Løsningsstrategi	Valg av bl.a. interpolasjon, konvergenskriterier og beregningsmetode.
Validering	Validering av modellen ved bl.a sammenligning med <i>benchmark</i> -tester, litteratur og analytiske løsninger
Resultater	Oppnå resultater utfra valgene i de tidligere fasene. Resultatene illustreres og forklares.

Tabell 4.1: Fasene i en numerisk analyse [39] [38]

4.2 Bøttefundamentet

Her blir valg i forbindelse med utformingen av bøttefundamentet presentert. Det ble definert et bøttefundament med vanlige dimensjoner [40] [41].

4.2.1 Skjørtet

Geometrien til skjørtet er vist i tabell 4.2 , og vil videre omtales som referansegeometri. Alle beregninger er utført med referansegeometri med mindre noe annet er spesifisert.

Lengde	15m
Diameter	15m
Veggtykkelse	35mm

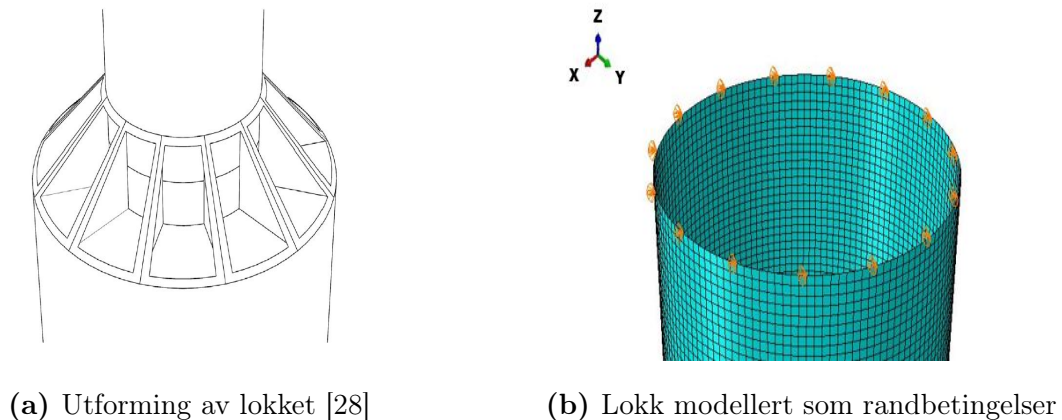
Tabell 4.2: Referansegeometri til skjørtet

Sylinderskall kan kategoriseres etter forholdet mellom radius og veggtykkelse.

Den valgte referansegeometrien gjør at sylindereskallet karakteriseres som et tynnvegget skall [42].

4.2.2 Lokket

Lokket til bøttefundamentet er ofte utformet som vist i figur 4.1a. Utformingen av lokket har innvirkning på knekkingsoppførselen, da denne påvirker graden av fastholding av sylinderets ende. Likevel er det lite hensiktsmessig å modellere lokkets geometri da det er sylinderets oppførsel som er av interesse. Lokkets fastholdende egenskaper kan modelleres ved hjelp av randbetingelsene, som vist i figur 4.1b. Ulik grad av stivhet i fastholdingen vil representere ulik utforming av lokket.

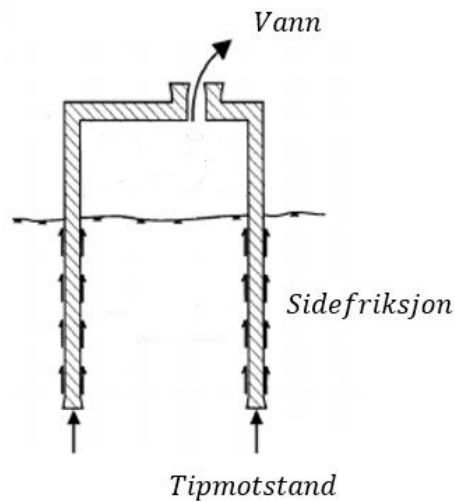


Figur 4.1: Modelling av lokket

Det ble valgt å modellere lokkets fastholding ved å bruke randbetingelsen fritt opplagt, uten aksial fastholding. Andre mulige randbetingelser for lokket, og betydningen for kapasiteten er undersøkt i diskusjonskapittelet.

4.3 Lastvirkning

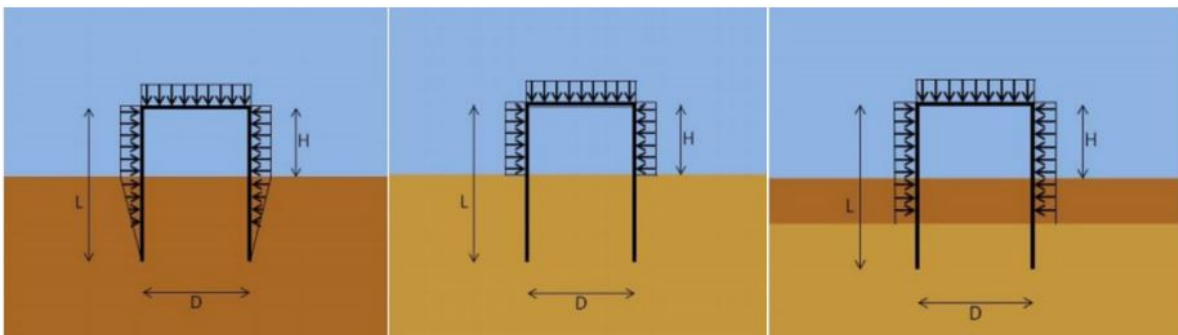
Lastvirkningen på bøttefundamenter kommer av det påsatte undertrykket. Dette gir reaksjonskrefter fra jorden i form av tippmotstanden og sidefriksjonen. Reaksjonskreftene fra jorden er vist i figur 4.2.



Figur 4.2: Lastvirkning under installasjonsfasen [43]

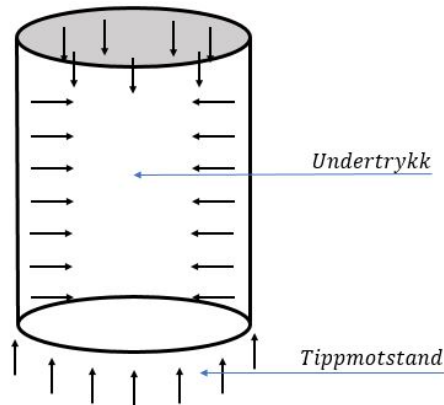
I denne rapporten ble reaksjonskreftene fra jorden forenklet. Som en konservativ antagelse, ble skjærspenningen fra jorden beregnet som tippmotstand. I analysene er derfor all jordmotstand inkludert og beregnet som tippmotstand.

Fordelingen av undertrykket vil være avhengig av jordforholdene. Dette er illustrert i figur 4.3. Trykkvariasjonen skyldes at leire er udrenert og sand drenert.



Figur 4.3: Variasjon av undertrykk avhengig av jordforhold [44]

I denne rapporten ble variasjonen av undertrykket forenklet. Det ble modellert som konstant over hele dybden, noe som er konservativt. Den idealiserte lastvirkningen er vist i figur 4.4.



Figur 4.4: Idealisert lastvirkning

4.4 Materialparametre

4.4.1 Jord

Det er ønskelig at bøttefundament kan installeres ved ulike jordforhold. Ved installasjon i sand oppstår det vannstrømning som kan redusere jordstøtten. I leire er dette ikke vanlig [45]. En simulering av vannstrømningen i Abaqus vil være utenfor kandidatenes fagområde og kompetanse. Det ble derfor valgt å kun se på leire med ulike jordparametre. Jordens plastiske egenskaper vil ikke modelleres. Det skyldes at knekking forekommer ved små deformasjoner, noe som medfører at jorden fortsatt er i det elastiske området [29]. Dette er imidlertid kun gyldig for $E/s_u < 750$ [29].

hvor:

s_u | Udrenert skjærstyrke

Valgte jordparametre er vist i tabell 4.3. Parametrene er antatt å være konstante, og varierer derfor ikke med dybden.

Jordtype	E-modul [MPa]	Tverrkontraksjonstallet, ν	s_u [kPa]
Veldig bløt leire	2	0.45	15
Bløt leire	15	0.45	25
Medium leire	30	0.45	50

Tabell 4.3: Valgte jordparametre [46] [47]

Jordstøtten påvirkes i liten grad av vannstrømning i sand [30]. Sand kan dermed modelleres på samme måte som leire uten vannstrøm. Det vil derimot gi ikke-konservative resultater fordi man antar høyere fastholdelse fra jorden enn hva den egentlig gir [45]. Størrelsen på avviket er usikkert, og det er derfor valgt å ikke modellere sand.

Grunnet lang beregningstid og det store antallet analyser, ble det kun utført GMNIA-analyser for jordtypen bløt leire. Denne leiren vil videre omtales som referansejord.

4.4.2 Stål

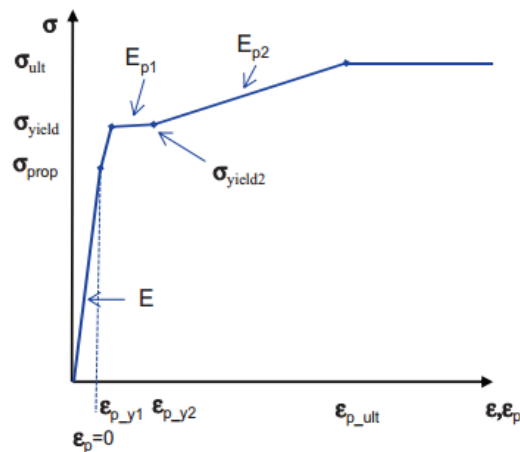
Stålkvaliteten til det definerte bøttefundamentet ble valgt i henhold til NORSOK N-004, *Design of steel structures* [48]. Valg av stålkvalitet baserer seg på systematisk klassifisering av konstruksjonens knutepunkt, og deres kompleksitet og betydning for bæreevnen til det statiske systemet [48]. I utgangspunktet er dette en omfattende prosess. På grunn av oppgavens begrensning og at materialvalg ikke er en sentral del av rapporten, ble prosessen forenklet. Det ble antatt at konstruksjonen har begrenset residual styrke [49]. Videre ble det antatt at knutepunktet har tilgrensende elementer og sveisetypen med ukomplisert geometri, som gjør at knutepunkter kan karakteriseres som lite komplekst.

Dimensjoneringsklassen ble bestemt til klasse DC2. Basert på dimensjoneringsklassen ble stålkvaliteten valgt til S355 [50].

Det er nødvendig med en ikke-lineær materiallov for å utføre GMNIA-analyser. DNV RP-C208 [51] har gitt idealiserte materialkurver for stål. Tabell 4.4 viser verdiene som korresponderer til figur 4.5.

	S355		
<i>Tykkelse</i> [mm]	$t \leq 16$	$16 \leq t \leq 40$	$40 \leq t \leq 63$
E [MPa]	210000		
$\sigma_{prop}/\sigma_{yield}$	0.9		
E_{p1}/E	0.001		
σ_{prop} [MPa]	319.5	310.5	301.5
σ_{yield} [MPa]	355	345	335
σ_{yield2} [MPa]	358.4	348.4	338.4
σ_{ult} [MPa]	470	470	450
ε_{yield1}	0.004		
ε_{yield2}	0.02		
ε_{ult}	0.15		
E_{p2} / E	0.0041	0.0045	0.0041

Tabell 4.4: Ikke-lineære materialparametre for stålqualität S355 [51]



Figur 4.5: Parametre for å definere spennings-tøyningskurve [51]

Den idealiserte materialkurven kan skape problemer i numeriske analyser. Det skyldes at kurven er konstant for tøyninger større enn $\varepsilon_{p,ult}$. En videre pålastning i dette området kan derfor føre til store lokale deformasjoner og ingen omfordeling [52]. Det ble derfor kontrollert at tøyningen ved knekking var lavere enn $\varepsilon_{p,ult}$ for alle GMNIA-analyser.

4.5 Numeriske beregningsmetoder

4.5.1 LBA

For å finne lineære knekkklaster og tilhørende knekkmønstre ble det utført LBA-analyser i Abaqus, kalt *Buckle*. Det ble gjennomført knekkingsanalyser for de 20 første egenmodene. Det skyldes at egenmode nummer 20 kan være formfeilgeometrien som gir lavest kapasitet i GMNIA-analysen [6].

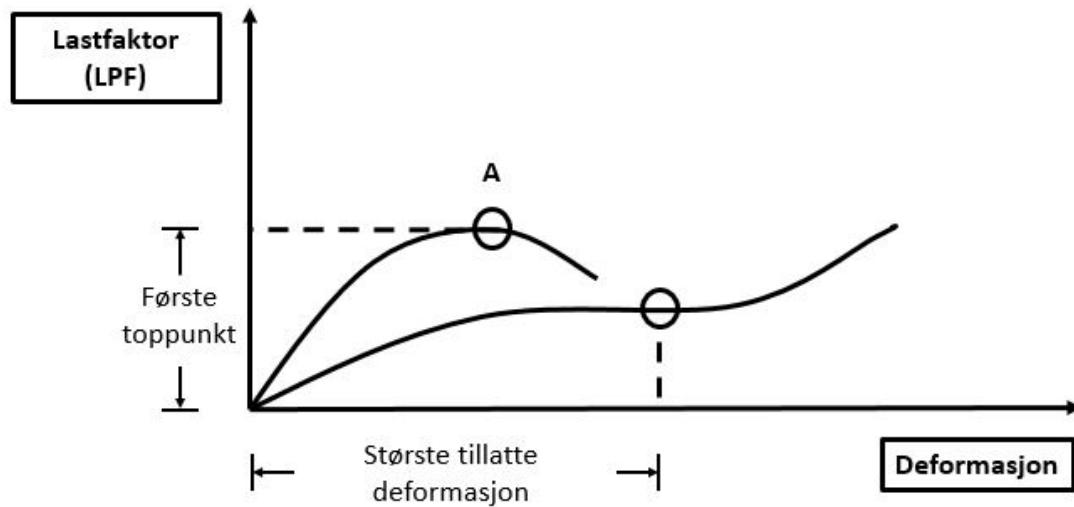
4.5.2 GMNIA

Ikke-lineær kapasitet ble beregnet med *Riks*-metoden i Abaqus. Parametrene som inngår i metoden er viktig for å oppnå et resultat hvor knekking forekommer. Ved for lavt antall inkremitter kan beregningene divergere før knekking har forekommet, og kapasiteten ved knekking kan ikke bestemmes. Parameterv verdiene vist i tabell 4.5 ble funnet til å være tilstrekkelige for beregning av knekkingskapasiteten.

Maksimalt antall inkremitter	300
Initiell <i>arc-length</i> inkrement	0.01
Minimalt <i>arc-length</i> inkrement	1E-7
Maksimalt <i>arc-length</i> inkrement	1
Estimert total <i>arc-length</i>	1

Tabell 4.5: Parametre for Riks-metoden

Knekking definerer en kapasitetsgrense. Med formfeil i geometrien vil stivheten reduseres gradvis. Knekkingspunktet finnes derfor som toppunktet på last-forskyvningskurven. En illustrasjon av hvordan reduksjonsfaktoren avleses er vist i figur 4.6. Figuren viser avlesningspunkt for en typisk GMNIA-analyse. I denne rapporten er det ikke definert en maksimalgrense for deformasjon. Reduksjonsfaktoren leses derfor av ved første toppunkt på kurven, vist som punkt A i figur 4.6.



Figur 4.6: Avlesning av lastfaktor i punkt A [53]

4.5.2.1 Implementering av formfeil

Kapittel 2.4.1 nevner ulike måter å modellere formfeil på. I denne rapporten er det valgt å modellere formfeilen som en global formfeil, med geometri lik egenmoder fra lineære analyser. Ovalisering og lokale formfeil er ikke tatt hensyn til. Basert på tilsvarende studier ble det valgt å bruke de 20 første egenmodene som formfeil [6]. Grunnet begrensning av oppgaven ble det valgt å kun bruke en egenmode av gangen som formfeil, og ikke en kombinasjon av flere.

Formfeilamplituden ble fastsatt i henhold til både DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6. Ved enkelte sylindrelengder ble det funnet at den laveste amplituden ga høyest kapasitet. Ved disse sylindrelengdene ble amplituden som ga lavest kapasitet benyttet.

4.5.3 Formfeilamplitude til bruk i GMNIA

Maksimal formfeilamplitude for de numeriske analysene ble bestemt etter DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6, og vil bli angitt som Δx_i^{max} . NS-EN 1993-1-6 angir en karakteristisk formfeilamplitude, og vil i denne rapporten bli benyttet som maksimal formfeilamplitude.

DNV-RP-C202 refererer til DNV-OS-C401, og maksimal formfeilamplitude er angitt etter nevnte regelverk [54].

$$\Delta x_{NS-EN\ 1993-1-6}^{max} = \Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} t = 32.0\ \text{mm} \quad (4.1)$$

$$\Delta x_{DNV-RP-C202}^{max} = \delta = 0.005r = 37.5\ \text{mm} \quad (4.2)$$

hvor:

x_i^{max}	Maksimal formfeilamplitude
Δw_k	Karakteristisk formfeilamplitude etter NS-EN 1993-1-6
δ	Maksimal formfeilamplitude etter DNV-RP-C202
Q	Parameter for fabrikkasjonskvalitet

Ved normal materialkvalitet har Q en verdi på 16.

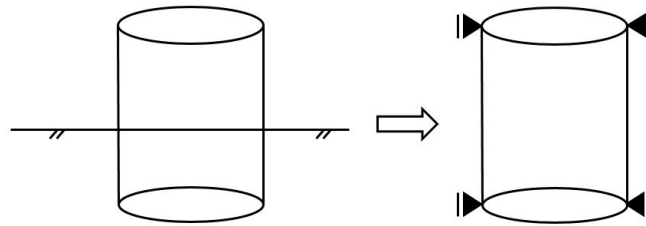
4.6 Beregningsmetode for sylinderskall med omliggende jord

Hovedmålet med rapporten er å foreslå en metode for NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202, som tar hensyn til omliggende jord. Det er knyttet begrensninger til randbetingelseformuleringene i regelverkene. DNV-RP-C202 forutsetter fritt opplagte render og et lukket sylinderskall. Randbetingelsene samsvarer derfor ikke med det reelle skjørtet, med kun et topplokk. NS-EN 1993-1-6 tillater både fritt opplagt og fast innspent ende, og betydningen av et stivt topplokk kan inkluderes. Dette er tatt hensyn til ved utarbeidelsen av metoden.

4.6.1 Randbetingelser

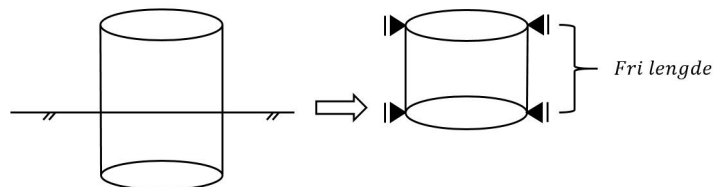
Hverken DNV-RP-C202 eller NS-EN 1993-1-6 tar hensyn til jordens stabiliserende effekt på knekklasten [34] [33]. Jordstøtten kan inkorporeres i randbetingelseformuleringen, men det eksisterer ingen veiledning for dette.

På grunn av jordstøtten kan man anta at bunnen av skjørtet er sideveis fastholdt og dermed er fritt opplagt uten aksiell fastholding. Samtidig er det vanskelig å fastslå hvor den idealiserte opplagringen er lokalisert langs skjørtlengden. En metode er å betrakte hele skjørtet som fritt opplagt i topp og bunn. Dette er illustrert i figur 4.7.



Figur 4.7: Sylindrelengde tilsvarende full sylindrelengde

En annen metode er å betrakte skjørtets frie lengde, dvs. avstanden fra jordoverflaten til toppen av skjørtet. Man antar at jorden er tilstrekkelig stiv, slik at den gir fullstendig sideveis fastholdelse. Samtidig antar man at jorden ikke gir rotasjonsstivhet. Dette er illustrert i figur 4.8.

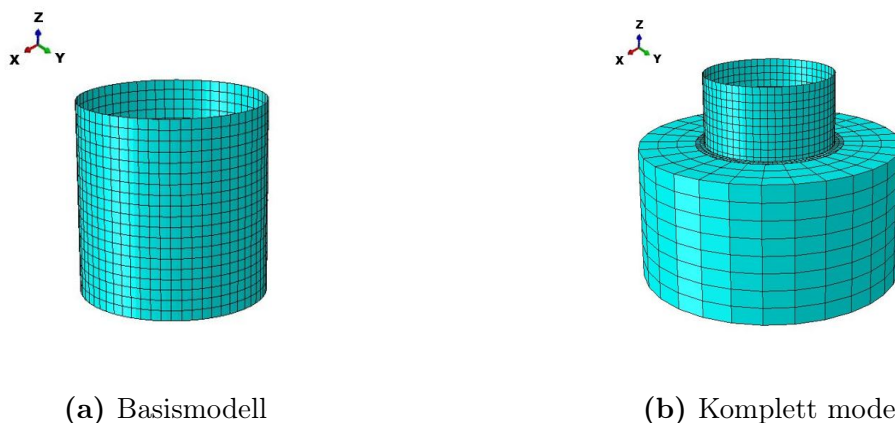


Figur 4.8: Sylindrelengde tilsvarende fri lengde

Tilsvarende studier indikerer at den sistnevnte metoden kan gi god nøyaktighet og samtidig regnes som konservativ for enkelte jordforhold [30]. På bakgrunn av dette er det valgt å benytte fri lengde som sylindrelengde ved beregning av knekkingskapasitet i henhold til regelverkene.

4.7 Basismodell og komplett modell

Det ble tidligere nevnt at det skilles mellom to elementmodeller, én uten jord og én med jord. Elementmodellen uten jord kalles basismodell og er illustrert i figur 4.9a. Basismodellen er tilordnet identiske randbetingelser som regelverkene. Resultatene fra de numeriske analysene av basismodellen kan derfor brukes til å vurdere om regelverkene er konservative eller ikke for antatt formfeil, både ved å kontrollere kapasiteten og reduksjonsfaktorene. Elementmodellen med jord er omtalt som komplett modell, og er vist i figur 4.9b. Denne modellen vil brukes til å vurdere hvordan den omliggende jorden kan tas hensyn til i regelverkene, og hvilken endring jordstøtten medfører for reduksjonsfaktorene.



Figur 4.9: Illustrasjon av elementmodellene som behandles i rapporten

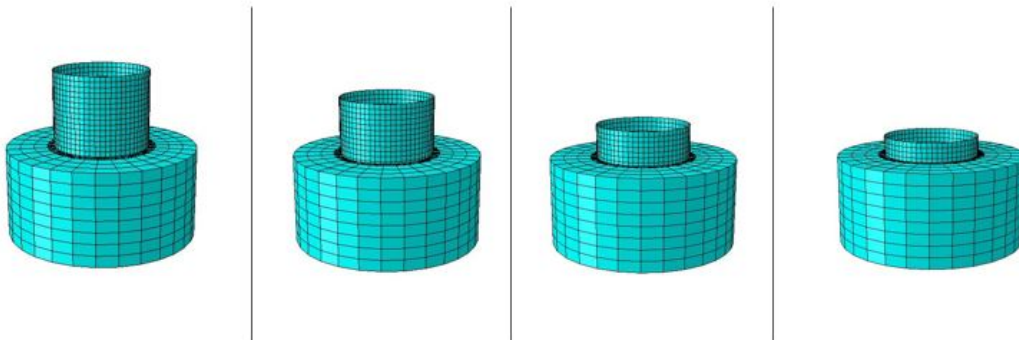
4.8 Begrensning av numeriske analyser

For å oppnå en analysemodell med tilfredsstillende egenskaper er det viktig at naturen til det fysiske problemet er forstått [55]. Ved forståelse av problemet kan overflødige detaljer ekskluderes, mens de essensielle egenskapene inkluderes. På den måten blir ikke modellen unødvendig komplisert. En korrekt analyse av den reelle installasjonsprosessen ville være tilnærmet umulig. Det ble derfor foretatt forenklinger. Det ble lagt vekt på at forenklingene skulle gi tilfredsstillende beregningstid og konservative resultater. Samtidig skulle avviket fra den reelle installasjonsfasen være begrenset.

De neste delkapitlene presenterer forhåndsstudier utført på de numeriske modellene, hvor hovedmålet er å begrense beregningstiden til analysene. Elementmodellene som inngår i forhåndsstudiene er beskrevet i detalj i kapittel 5. Studiet er plassert i metodekapittelet, da det er ønskelig å beskrive ulike metoder som kan benyttes for å begrense beregningstiden.

4.8.1 Forenkling av dynamisk prosess

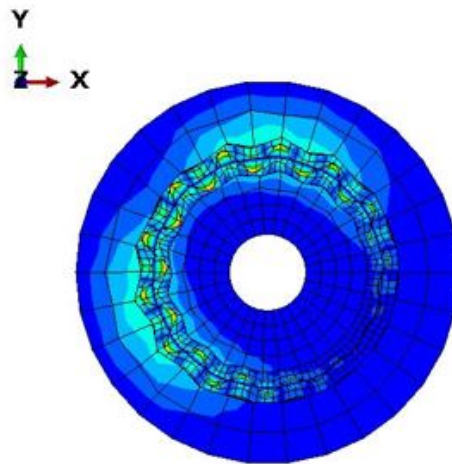
I virkeligheten er installasjonsfasen en dynamisk prosess som foregår på 8-16 timer, hvor det påsatte suget varierer med jordmotstanden [56]. Installasjonshastigheten er langsom nok til at treghetskraftene kan neglisjeres [36]. Elementmodellen ble derfor forenklet, og installasjonsprosessen ble delt inn i statiske analyser, som vist i figur 4.10. Hver statiske analyse representerer en neddykkingsandel og en tilhørende knekkingskapasitet.



Figur 4.10: Stadiene i installasjonsprosessen

4.8.2 Symmetribetraktning

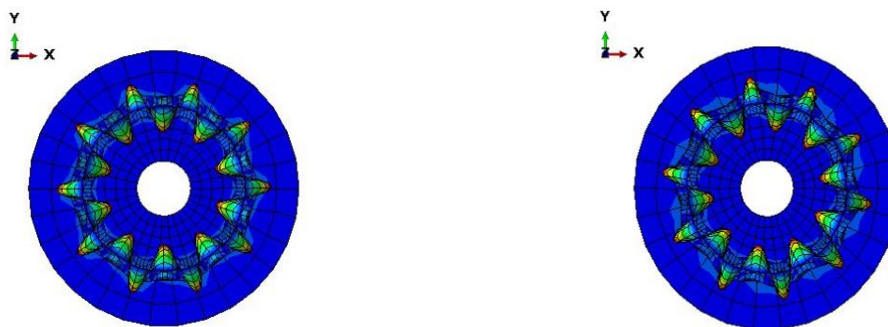
I numeriske analyser er det alltid ønskelig å begrense modellens størrelse. Dette gjøres typisk ved å utnytte symmetri. Det ble funnet at knekkingsmønsteret til sylinderskallet kan være usymmetrisk, som vist i figur 4.11. Dette medfører at en aksesymmetrisk modell ikke vil fange opp alle knekkformene, og hele konstruksjonen må derfor modelleres.



Figur 4.11: Illustrasjon av usymmetrisk knekkform for komplett modell

4.8.3 Tvillingmoder

De ikke-lineære analysene viste at det var vilkårlig hvilken av de 20 egenmodene som førte til lavest kapasitet. Det ble imidlertid funnet at knekkmønstrene kom i par, både i basismodellen og i den komplette modellen. Par-mønstrene var like, men dreid i forhold til hverandre, som vist i figur 4.12. Den ikke-lineære kapasiteten var også lik for *tvilling*-modene som formfeil. Av den grunn ble kun den ene tvillingmoden implementert som formfeil i GMNIA-analysene.



(a) Egenmode 1 ved $z/L=0.5$

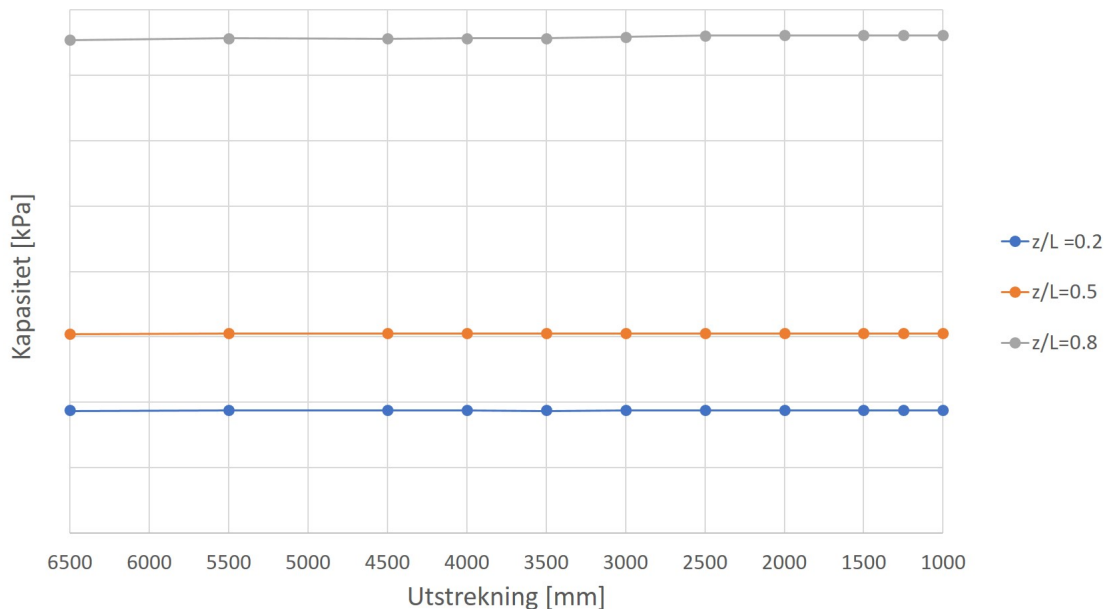
(b) Egenmode 2 ved $z/L=0.5$

Figur 4.12: Tvillingmoder

4.8.4 Utstrekning av jordvolumet

Det er ønskelig å ha tilstrekkelig utstrekning av jordvolumet, da randbetingelsene på jordvolumet kan få betydning for knekkingskapasiteten til sylinderskallet [57]. Samtidig vil et omfattende jordvolum vil gi økt beregningstid. Det ble tatt utgangspunkt i tilsvarende studier [58] [30]. Det ble valgt et fint mesh med en utstrekning på 1.0 meter fra sylinderskallet, hvor årsaken er diskutert i kapittel 5.3.5.2 [30]. Utstrekningen innenfor og utenfor det fine meshet ble videre undersøkt. Maksimal utstrekning ble satt til 6.5 meter fra det fine meshet [58]. Det ble utført en LBA-analyser, hvor utstrekningen varierte fra 1.0-6.5 meter. Jorden vil mobiliseres i ulik grad avhengig av neddykkingen. Kapasiteten ble derfor undersøkt ved $z/L = 0.2$, $z/L = 0.5$ og $z/L = 0.8$. Målet med analysene er å undersøke muligheten for å redusere størrelsen på jordvolumet. I LBA-analysene har jorden samme egenskaper som referansejorden.

Resultatet fra analysene er presentert i figur 4.13. Som det fremgår av figuren, konvergerer løsningen umiddelbart ved hver neddykking.



Figur 4.13: Kapasitet ved ulike utstrekninger av jordvolumet

På bakgrunn av LBA-analysene er det tilstrekkelig med 1.0 meter utstrekning. Samtidig var dette lavere enn forventet. Det ble derfor gjennomført GMNIA-analyser, men kun for utstrekninger lik 1.0 meter og 6.5 meter. Resultatene for neddykking $z/L = 0.5$ er presentert i tabell 4.6.

GMNIA, 1.0 meter [kPa]	GMNIA, 6.5 meter [kPa]
175	160

Tabell 4.6: Sammenligning av kapasitet ved ulik jordutstrekning

Resultatene viser at 1.0 meter utstrekning gir en stivere løsning og høyere kapasitet. En inngående vurdering av årsaken vil ikke bli gjennomført her, men det er rimelig å anta at randbetingelsene får betydning for resultatet. Det ble besluttet å benytte en utstrekning lik 6.5 meter.

Kapittel 5

Modellering i Abaqus

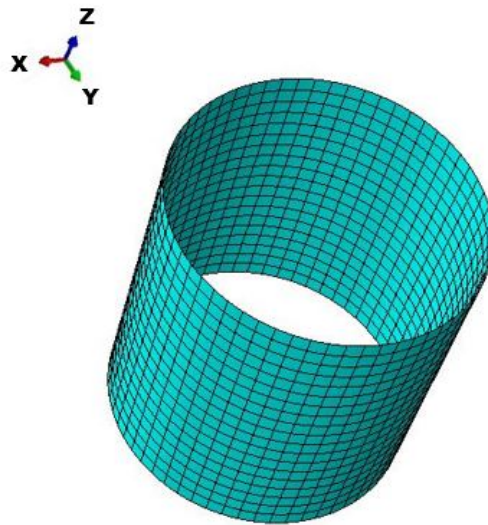
I dette kapitlet er det gjort rede for alle komponentene som inngår i de numeriske modellene. Flertallet av komponentene i basismodellen inngår i den komplette modellen, og er derfor presentert først. Det er gitt korte begrunnelser for valg som er gjort, samt nødvendige antagelser og tilpasninger. Til slutt er det utført konvergensanalyser for å finne nødvendig elementstørrelse.

5.1 Basismodell

Basismodellen utgjør et sylinderskall uten omliggende jord. Sylinderskallet har referansegeometri, som definert i kapittel 4.2.

5.1.1 Sylinderskallet

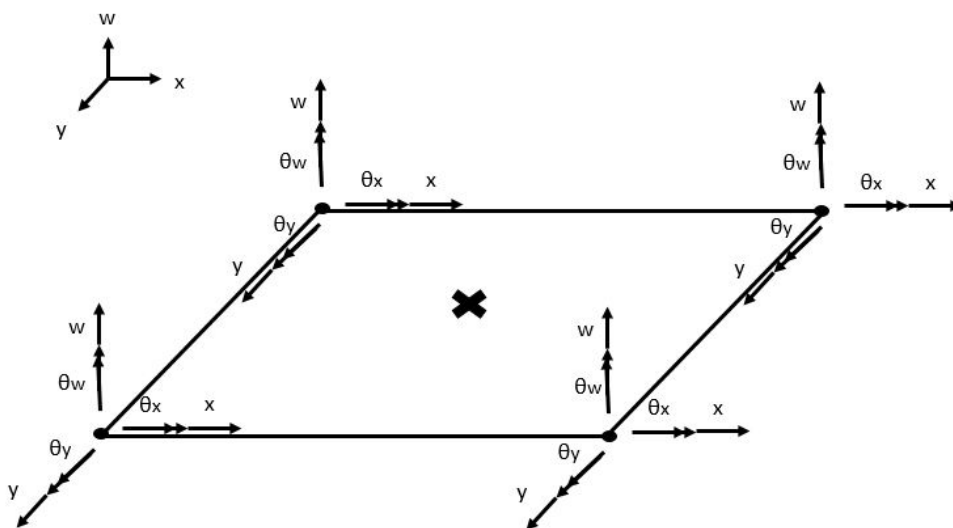
Elementmodellen av sylinderskallet, er vist i figur 5.1.



Figur 5.1: Elementmodell av sylinderskall

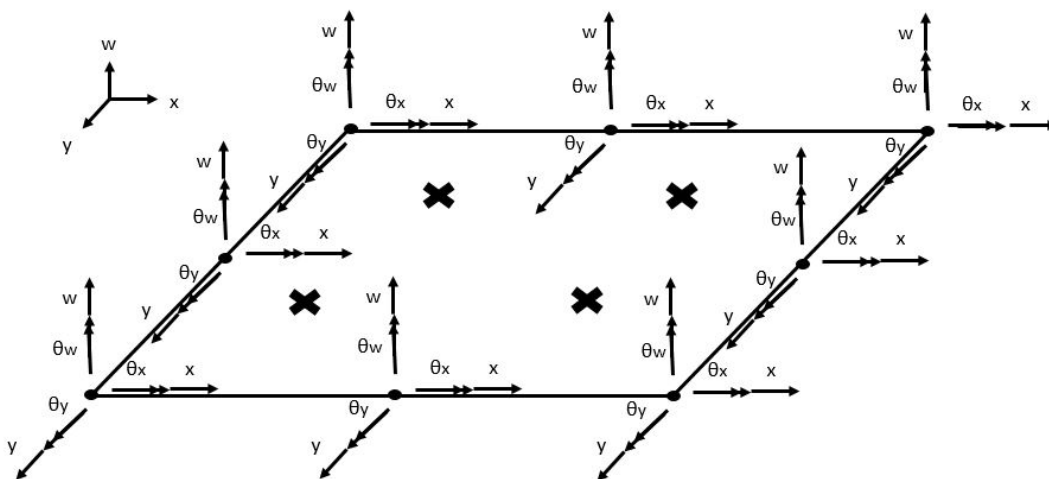
Sylinderskallet ble modellert med skallelementer. Skallelementer er foretrukket når tykkelsen er liten i forhold til dimensjonene i de to øvrige retningene [36]. Abaqus har flere ulike typer skallelement [36]. Firkantete skallelementer kan ha opptil 6 frihetsgrader per node, hvorav 3 er translasjonsfrihetsgrader og 3 er rotasjonsfrihetsgrader. Trekantete skallelementer mangler én rotasjonsfrihetsgrad og har derfor maksimalt 5 frihetsgrader per node. Av den grunn er firkantede elementer foretrukket for tredimensjonal modellering. Firkantede elementer kan gis lineære eller kvadratiske interpolasjonsegenskaper.

S4R-elementet er illustrert i figur 5.2, og er et anerkjent skallelement [59]. Elementet bruker redusert integrasjon. Integrasjonspunktet er vist i figuren med et kryss [36]. Som det fremgår av figuren har elementet fire noder og kan kun interpolere lineære formfunksjoner. Bruk av elementer med lineære interpolasjonsegenskaper kan være unøyaktig for modellering av krumme konstruksjoner, som et sylinderskall. Årsaken er at hver elementside må forbli lineær. Det krever derfor mange elementer for å oppnå en konvergent løsning.



Figur 5.2: S4R

Et kvadratisk element tillater derimot krumme elementsider grunnet flere noder, og kan derfor være foretrukket [59]. S8R er et slikt element, og er illustrert i figur 5.3 [60]. Elementet bruker redusert integrasjon. Kryssene i figuren angir integrasjonspunktene [36].

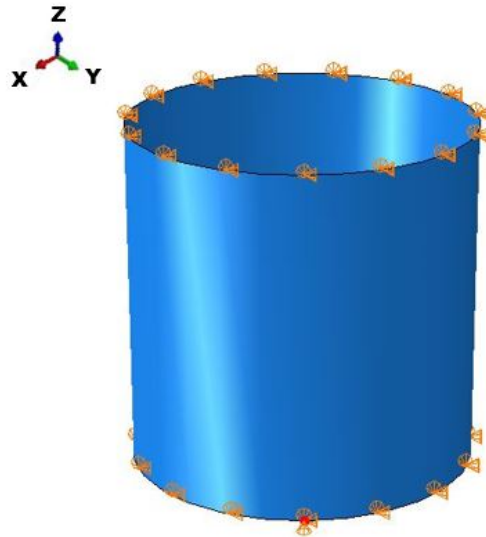


Figur 5.3: S8R

For å bestemme elementtype og elementstørrelse ble det utført en konvergensanalyse, se kapittel 5.4.1. Resultatene viser at S8R har høyere konvergensrate, og på bakgrunn av dette ble sylinderskallet modellert med S8R-elementer.

5.1.2 Randbetingelser

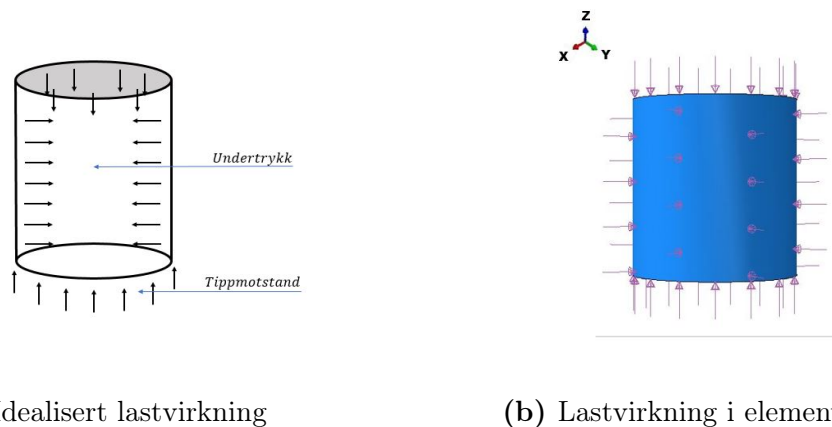
Randbetingelsene til basismodellen er vist i figur 5.4. Randbetingelsene ble idealisert som fritt opplagt i topp og bunn uten aksiell fastholdning. For å forhindre stivlegemebevegelse ble imidlertid en node fastholdt i aksiell retning, merket i rødt i figur 5.4.



Figur 5.4: Elementmodellens randbetingelser

5.1.3 Lastvirkning

Trykket ble modellert som konstant over hele dybden, noe som er konservativt. Den idealiserte lastvirkningen er vist i figur 5.5a. Elementmodellen er ikke utført med lokk, og aksiallasten ble derfor modellert direkte på kanten av skallet, se figur 5.5b.



(a) Idealisert lastvirkning

(b) Lastvirkning i elementmodell

Figur 5.5: Lastvirkning på sylinderskallet

5.2 Validering av basismodell

Basismodellen er sammenlignet med analytiske løsninger for å validere elementmodellen. Analytiske løsninger er presentert i kapittel 3.2.2 (ligning 3.19, 3.25 og 3.27). På grunn av forutsetningene til de analytiske løsningene, som presentert i kapittel 3.2.1, er resultatene sammenlignet med LBA-analyser. Resultatene er presentert i tabell 5.1.

Lastvirkning	Analytisk kapasitet [kPa]	LBA [kPa]	Avvik [%]
Aksiallast	193.83	186.64	3.86
Sideveis trykklast	151.62	150.53	0.73
Kombinasjonslast	147.92	150.41	1.69

Tabell 5.1: Sammenligning av LBA-analyse og analytisk løsning

Resultatene viser god overensstemmelse mellom numerisk og analytisk løsning. Dette gjelder spesielt for sideveis trykklast. Analytisk løsning for aksiallast innebærer en forenkling, og kan være årsaken til et høyere avvik sammenlignet med de andre lastvirkningene. For kombinasjonslasten gir LBA-analysen ikke-konservative resultater, men avviket er lite. Resultatene er derfor regnet som tilfredsstillende og basismodellen vurderes til å ha tilfredsstillende egenskaper.

5.3 Komplette modell

Den komplette modellen utgjør et sylinderskall med omliggende jord.

5.3.1 Sylinderskallet

Sylinderskallet ble modellert på samme måte som i basismodellen, se kapittel 5.1.1.

5.3.2 Randbetingelser

Randbetingelsene ble modellert på samme måte som i basismodellen, se kapittel 5.1.2. Opplagringen i bunn ble imidlertid fjernet da jorden vil fungere som opplager. Aksiell fastholdning i én node ble beholdt.

5.3.3 Lastvirkning

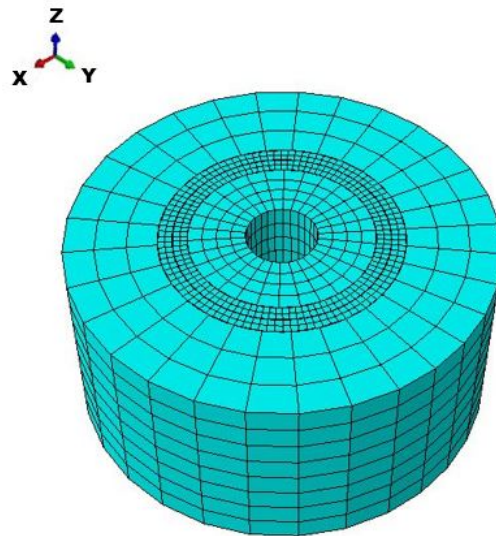
Lastvirkningen på sylinderskallet ble modellert på samme måte som i basismodellen, se kapittel 5.1.3.

5.3.4 Jordvolumet

Elementmodellen av jorden ble modellert med en utstrekning lik 6.5 meter, som anvist i kapittel 4.8.4. Høyden ble satt til 16.0 meter. Årsaken er at kapasiteten ikke vil beregnes for fullstendig installasjon. Den maksimale vertikale utstrekningen er derfor på 4.0 meter, noe som er tilstrekkelig [58].

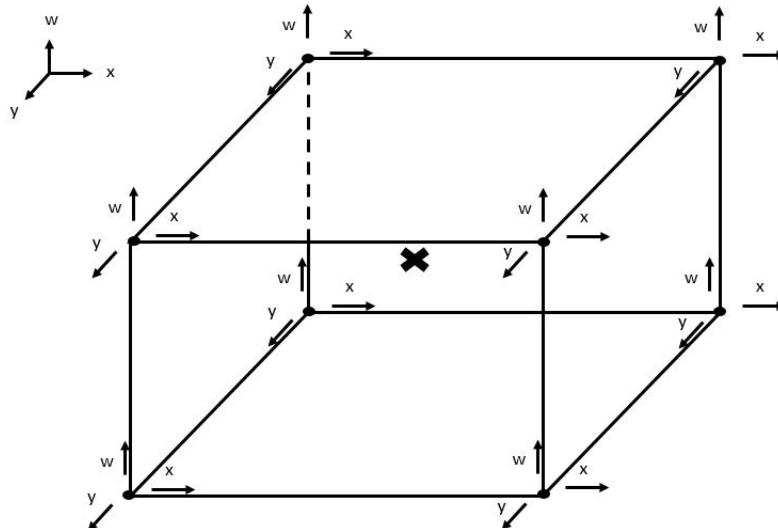
Den mekaniske oppførselen til en konstruksjon blir påvirket av interaksjonen med jord. Det er derfor viktig med en korrekt modellering av interaksjonen [61]. En enkel og allment akseptert modelleringsmetode er bruk av såkalte Winkler-fjærer. Samtidig har slike endimensjonale fjærer begrensninger og vil ikke representere jordens tredimensjonale oppførsel fullstendig. En alternativ modelleringsmetode er bruk av kontinuerlige volumelementer.

Bruk av volumelementer gir bedre resultater enn bruk av Winkler-fjærer [30]. Det er derfor valgt å bruke volumelementer for å modellere jordvolumet, som vist i figur 5.6.



Figur 5.6: Elementmodell av jordvolum

Jorden ble modellert med volumelement av typen C3D8R. Elementet er kubisk med åtte noder lokalisert i hjørnene, som illustrert i figur 5.7. Krysset midt i elementet illustrerer integrasjonspunktet. Det er kun translasjonsfrihetsgrader i nodene. Av den grunn har C3D8R lineære interpolasjonsfunksjoner. Antall integrasjonspunkter vil generelt bidra til å øke løsningsnøyaktighet, men vil samtidig øke beregningstiden. Det er benyttet redusert integrasjon for å unngå dette. For å unngå null-energi-moder ble det benyttet timeglasskontroll [62] [63].

**Figur 5.7:** C3D8R

Randbetingelsene til jorden ble utført som fast innspent i bunn og glidelager langs alle sider av jordvolumet. Elementstørrelsen i området nært sylinderkallet har betydning for resultatene, og det ble derfor brukt et finere mesh i dette området. Det ble derfor utført en konvergensanalyse, se kapittel 5.4.2. For å spare beregningstid ble jorden modellert med et hull på midten. Det ble satt på randbetingelser på hullet, i form av innspenning. Utformingen ble validert mot en jordmodell uten hull.

5.3.5 Interaksjon og sammenstilling av komplett modell

Interaksjonen mellom sylinderkallet og jordvolumet er avhengig av flere ulike faktorer. Jordens initialspenning og sylinderkallets deformasjonsmønster og deformasjonsrate har innvirkning på interaksjonsegenskapene. I realiteten er det dessuten en dynamisk installasjonsfase som analyseres. Jordvolumet i direkte kontakt med sylinderkallet kan grunnet penetrasjonen fra sylinderkallet antas å være omrørt. En nøyaktig representasjon av interaksjonen vil derfor være vanskelig.

5.3.5.1 Interaksjon

Ved bruk av volumelement kan interaksjonen modelleres på ulike måter. De aktuelle metodene er presentert i tabell 5.2 [64].

Metode	Beskrivelse
Tie-interaksjon	Spesifiserer at aktuelle overflater holdes sammen, dvs. at separasjon ikke er mulig. Det defineres en <i>Masteroverflate</i> og en <i>Slave-overflate</i> . Masteroverflaten kan forskyve slave-overflaten, men ikke motsatt. Følgelig er sylinderskallet masteroverflaten. Metoden benyttes ved kontakt mellom overflater som skal ha perfekt samvirke.
Friksjons-interaksjon	Benyttes ved kontakt mellom overflater som kan bevege seg uavhengig av hverandre. Det spesifiseres normal og tangentiell kontakt mellom overflatene. Metoden har flere valgmuligheter, og den mest representative for aktuell situasjon må bestemmes. Master- og slaveoverflaten virker på samme måte som ved <i>Tie</i> -interaksjon.

Tabell 5.2: Interaksjonstyper [64]

Installasjonsfasen er delt opp og modellert som flere statiske knekkingsanalyser. Av den grunn er det ingen relativ bevegelse mellom sylinderskallet og jordvolumet, og interaksjonsmodellen får derfor begrenset betydning. Knekkingen av sylinderskallet vil gi små deformasjoner i jorden for den undersøkte jordtypen [57]. Jordvolumet vil derfor ikke deformeres utover sitt elastiske område, og kan betraktes som knyttet til sylinderskallet [57]. Dette gjelder både ved positivt og negativt normaltrykk. Det ble derfor besluttet å modellere kontakten mellom komponentene med *Tie*-interaksjon.

5.3.5.2 Kontaktformulering

Kontakttyper må velges for de overnevnte interaksjonsmetodene. I Abaqus er det innbygget to alternativer; *node-overflate (NO)* og *overflate-overflate (OO)*. OO tilfredsstiller interaksjon på en gjennomsnittlig måte over den definerte overflaten.

Sammenlignet med NO er fordelene til OO [64]:

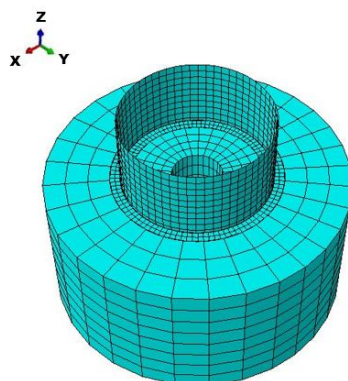
- Lavere sannsynlighet for store lokale deformasjoner
- Lavere sensitivitet mot valg av slave- og masteroverflate
- Høyere nøyaktighet på kontaktspenninger
- Konvergerer raskere
- OO gir generelt bedre nøyaktighet ved kontakt mellom elementer normalt på hverandre.

Grunnet fordelene ved OO over NO, er det valgt å bruke OO som kontakttype. Sylinder-skallet og jordvolumet ble modellert slik at det er fullstendig kontakt mellom komponentene.

Slave-overflaten (jorden) ble modellert med et finere mesh enn masteroverflaten (sylinderen). I de aktuelle knekkingsanalysene er et fint mesh unødvendig med hensyn på spenningsgradienter. Fint mesh for slaveflaten vil likevel være viktig for å fange opp lokal deformasjon i skallelementene.

5.3.6 Sammenstilling av modellen

Sammenstillingen av den komplette modellen er vist i figur 5.8. I denne figuren har sylinder-skallet en neddykking på $z/L = 0.5$



Figur 5.8: Sammenstilt modell ved neddykking $z/L = 0.5$

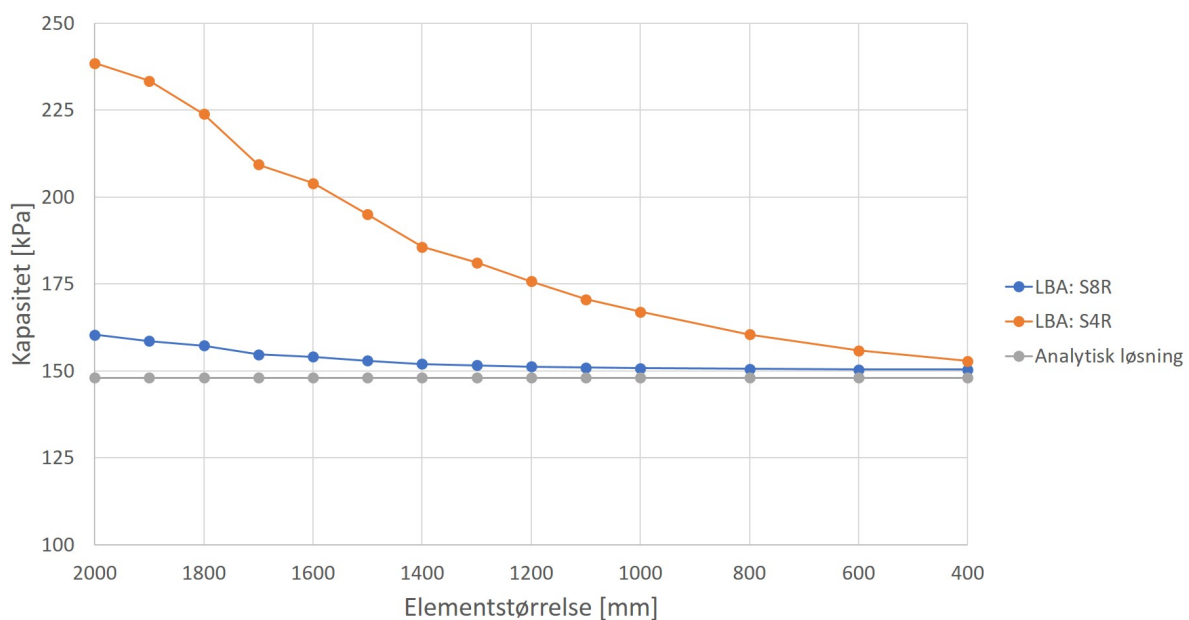
5.4 Konvergensanalyse

Ved numeriske analyser er det viktig at modellen er tilstrekkelig detaljert. Feil valg av parametere eller lav grad av nøyaktighet kan gi misvisende svar. Elementstørrelsen har betydning for analysens nøyaktighet. Samtidig vil elementstørrelsen ha innflytelse på analysens beregningshastighet. I arbeidet med denne oppgaven er tiden en begrensende faktor. Derfor vil valget av elementstørrelsen være et kompromiss mellom tilfredsstillende nøyaktighet og akseptabel beregningstid.

5.4.1 Sylinderskallet

Konvergensanalysen ble utført på et fritt opplagt sylinderskall, uten jordvolum. Konstruksjonen var pålastet med aksial og radiell trykklast. Det ble utført en lineær knekkingsanalyse, hvor første egenverdi ble brukt til å måle konvergensraten.

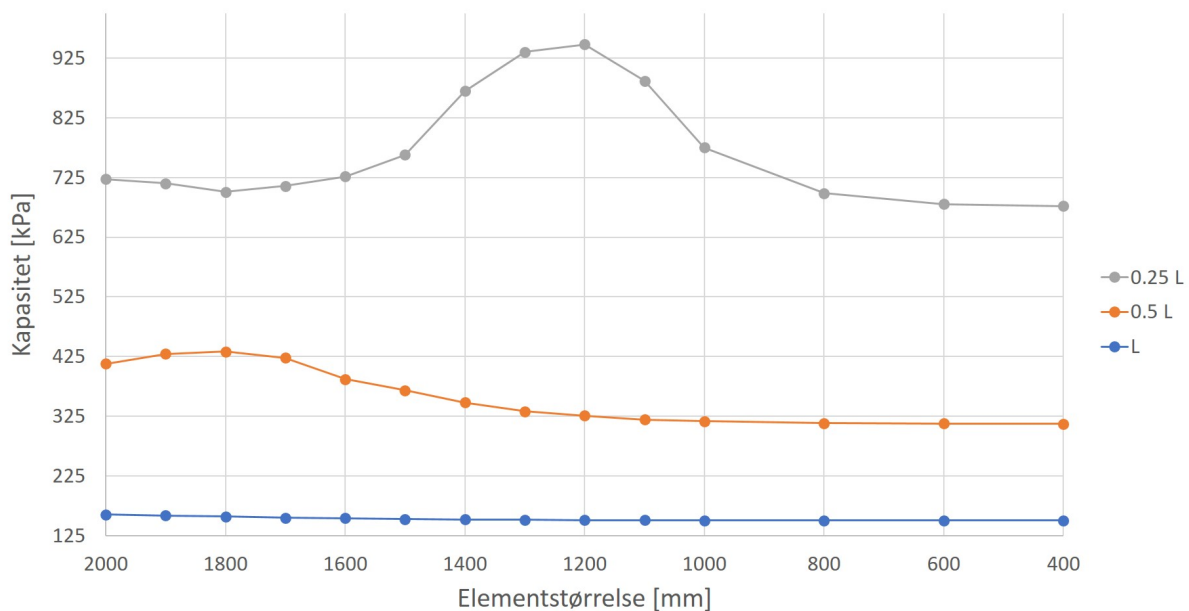
Konvergensraten til aktuelle elementtyper ble først undersøkt, altså S4R og S8R. Figur 5.9 viser hvordan løsningene konvergerer mot korrekt verdi ved redusert elementstørrelse.



Figur 5.9: Konvergensanalyse for S8R og S4R ved full sylindrelengde

Analysen bekrefter den generelle antakelsen om at høyere ordens elementer er foretrukket. Ved bruk av S8R vil resultatet ha tilfredsstillende nøyaktighet ved større elementgeometri sammenlignet med S4R. Antall elementer kan derfor begrenses ved bruk av S8R, som er ønskelig. På bakgrunn av dette ble elementet S8R valgt.

Konvergensraten ble videre undersøkt ved ulike sylindergeometri, hvor lengden er den variable parameteren. Sylindereens lengde er tenkt å representere *fri lengde* ved analysene med jord. På den måten kan elementstørrelsen benyttes ved analysene hvor sylinderen er omhyllet av jord. Figur 5.10 viser konvergensraten til S8R, og hvordan den påvirkes av geometriendringer.



Figur 5.10: Konvergensanalyse for S8R ved varierende sylindrelengde

Verdiene som korresponderer til figur 5.10 er vist i tabell 5.3. Det er valgt å regne et avvik på 1.0 % som tilfredsstillende nøyaktighet. Tabellen viser valgte elementstørrelser ved ulike sylindrelengder, og dermed neddykkinger i jorden. I området mellom de beregnede resultatene er den laveste elementstørrelsen brukt.

Lengde	Elementstørrelse [mm]	Grenseverdi [kPa]	Verdi ved valgt elementstørrelse [kPa]	Avvik fra grenseverdi [%]
0.25 L	600	677.1	680.2	0.46
0.5 L	800	312.3	313.7	0.42
L	1400	150.4	152.0	1.06

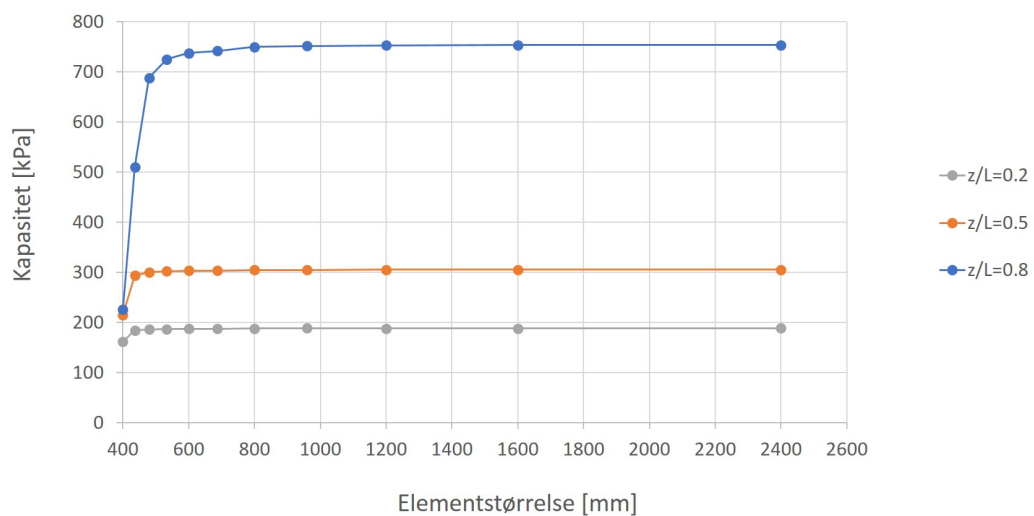
Tabell 5.3: Valg av elementstørrelse

5.4.2 Jordvolumet

Elementstørrelse på slave-overflate

I kontaktformuleringer er det ønskelig med en slave-overflate med finere mesh enn masteroverflaten. Samtidig er det stor kontaktflate mellom sylinderkallet og omliggende jord, som kan føre til lang beregningstid. Det er derfor utført en konvergenanalyse på den fine delen av meshet til jorden. Det er undersøkt tilfeller for $z/L=0.2$, $z/L=0.5$ og $z/L=0.8$, for å undersøke om neddykkingsgraden har betydning for konvergent løsning.

Det er rimelig å anta at kontaktformuleringens betydning øker med økt neddykking, grunnet større kontaktflate mellom sylinderkallet og jorden. Resultatene fra konvergenanalysen viser at dette er tilfellet, illustrert i figur 5.11. Resultatene viser at det er tilstrekkelig med en elementstørrelse på ca 590 mm.



Figur 5.11: Konvergenanalyse for jordens fine mesh

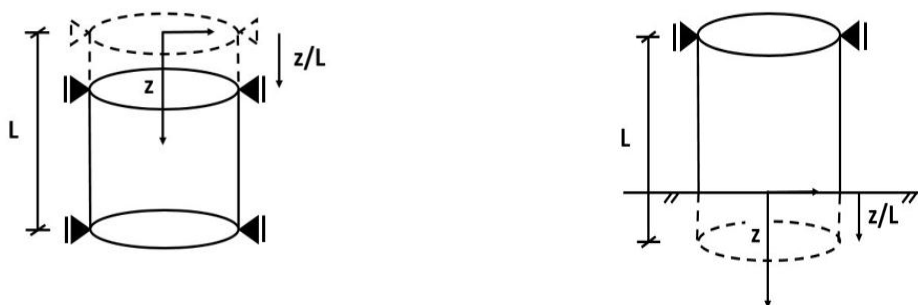
Kapittel 6

Resultater

I dette kapitlet blir resultatene fra beregningene presentert. Det er gjennomført beregninger i henhold til NS-EN 1993-1-6, DNV-RP-C202 og numeriske beregningsregler, som presentert i kapittel 3.

Resultatene er i all hovedsak presentert grafisk. Det er hensiktsmessig da en typisk er interessert i knekkingskapasiteten ved enhver penetrasjonsdybde. Resultatene kan videre sammenlignes med forventet motstand i jorden, som kan beregnes fra jordens CPT-profil [6]. En kan dermed vurdere om bøttefundamentet lar seg installere i den aktuelle jorden.

Sylinderlengden som er angitt i resultatfigurene er basert på prinsippene illustrert i figur 6.1. L referer til referansegeometri, altså 15 meter. Forholdet z/L kan være en reduksjon av referanselengden, som illustrert i figur 6.1a. Det kan også angi neddykking, som vist i figur 6.1b. For eksempel vil $z/L = 0.1$ tilsvare en sylinderlengde $0.9L$, eller en neddykking på $0.1L$ (dvs. fri lengde på $0.9L$). Hensikten er å utforme resultatene på samme måte for basismodellen og den komplette modellen. På den måten blir sammenligningen enklere.



(a) Basismodell: reduksjon av lengde

(b) Komplette modell: neddykking

Figur 6.1: Prinsipp for angitt sylindrelengde

Det er kun tatt med verdier i intervallet $z/L = [0.2, 0.8]$. Egenvekten antas å være tilstrekkelig drivkraft ved initiell neddykking, og trykket vil derfor ikke være påsatt. Maksimal neddykking er satt til $z/L = 0.8$, da knekking ikke er relevant ved større penetrasjonsdybder i undersøkte jordforhold [29]. For basismodellen er knekkingskapasitene beregnet for hver 0.05 lengdereduksjon/neddykking for regelverkene og for GMNIA-analysene. I den komplette modellen er det brukt større steg i GMNIA-analysene grunnet høy beregningstid.

Det vil først presenteres resultater for basismodellen. Deretter presenteres resultatene til den komplette modellen hvor jorden inngår. Reduksjonsfaktorene fra GMNIA-analysene blir presentert for både basismodellen og den komplette modellen, og sammenlignet med oppgitte verdier i regelverkene. Til slutt blir knekkingskapasiteten ved ulike jordegenskaper presentert.

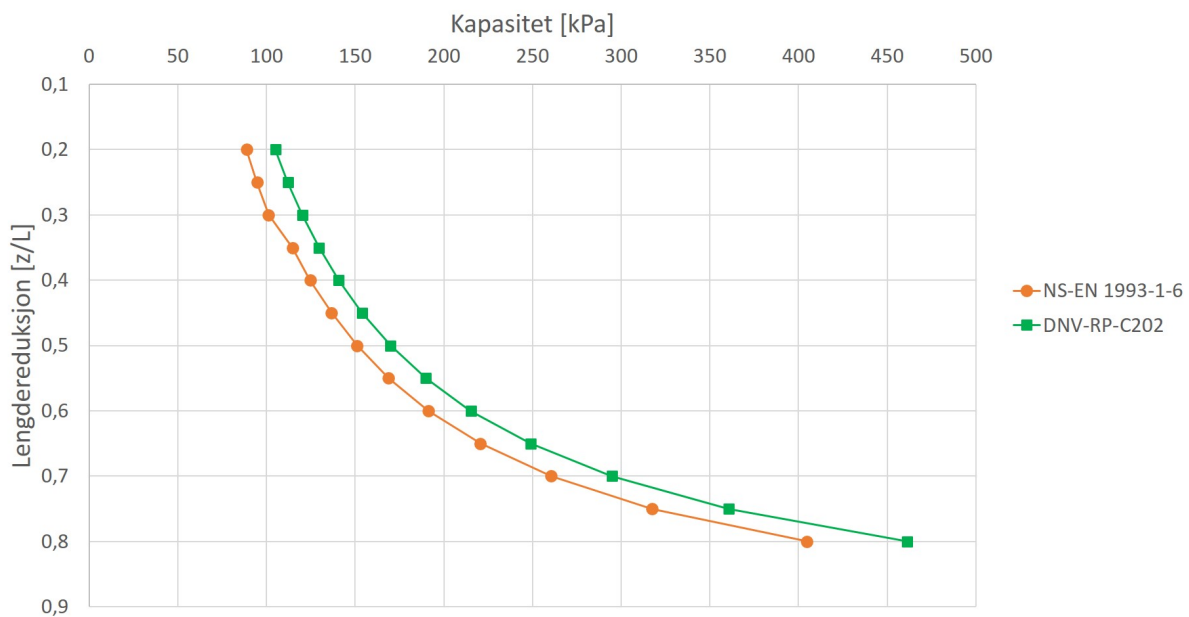
Stålets materialfaktor er ikke undersøkt. Alle resultater har derfor karakteristiske verdier. NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202 er programmert i hjelpeverktøyet MATLAB. Det vil bli gjort korte kommentarer og diskusjoner rundt resultatene. Hoveddiskusjonen vil bli gitt i kapittel 7.

6.1 Sylinderskall uten omliggende jord

I dette delkapittelet er kapasiteten og knekkingsoppførselen til basismodellen undersøkt. Knekkingskapasiteten er beregnet i henhold til regelverket samt beregningsregler for numeriske GMNIA-analyser.

6.1.1 Regelverket

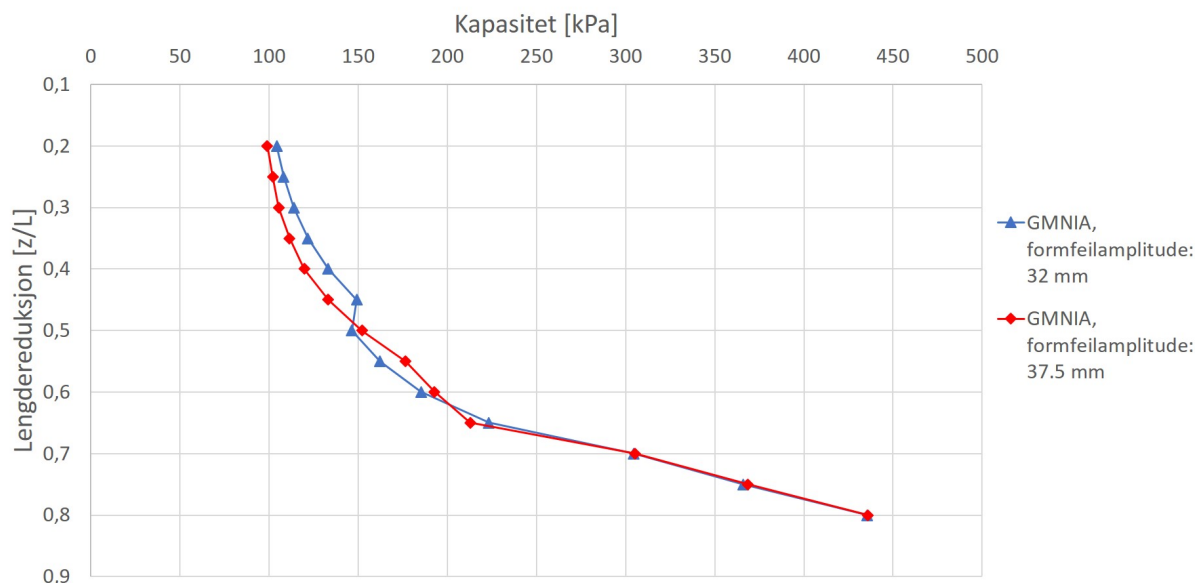
Figur 6.2 viser knekkingskapasiteten til basismodellen beregnet i henhold til de respektive regelverkene. Det fremgår av figuren at NS-EN 1993-1-6 gir lavere kapasitet enn DNV-RP-C202. Kapasitetsforskjellen avtar med avtakende sylindrelengde.



Figur 6.2: Kapasitet for NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202

6.1.2 Numeriske analyser

Figur 6.3 viser resultatene fra de numeriske GMNIA-analysene, med henholdvis 32.0 mm og 37.5 mm forfeilamplitude. Amplitudene er bestemt av de respektive regelverkene.



Figur 6.3: Kapasitet for GMNIA-analyser med ulik formfeilamplitude

Figur 6.3 viser at den minste formfeilamplituden gir høyeste kapasitet for $z/L = [0, 0.45]$. Figuren viser også at beregnet kapasitet er tilnærmet lik for $z/L = [0.6, 0.8]$. Det indikerer at betydningen av formfeilamplituden avtar ved avtakende sylindrelengde.

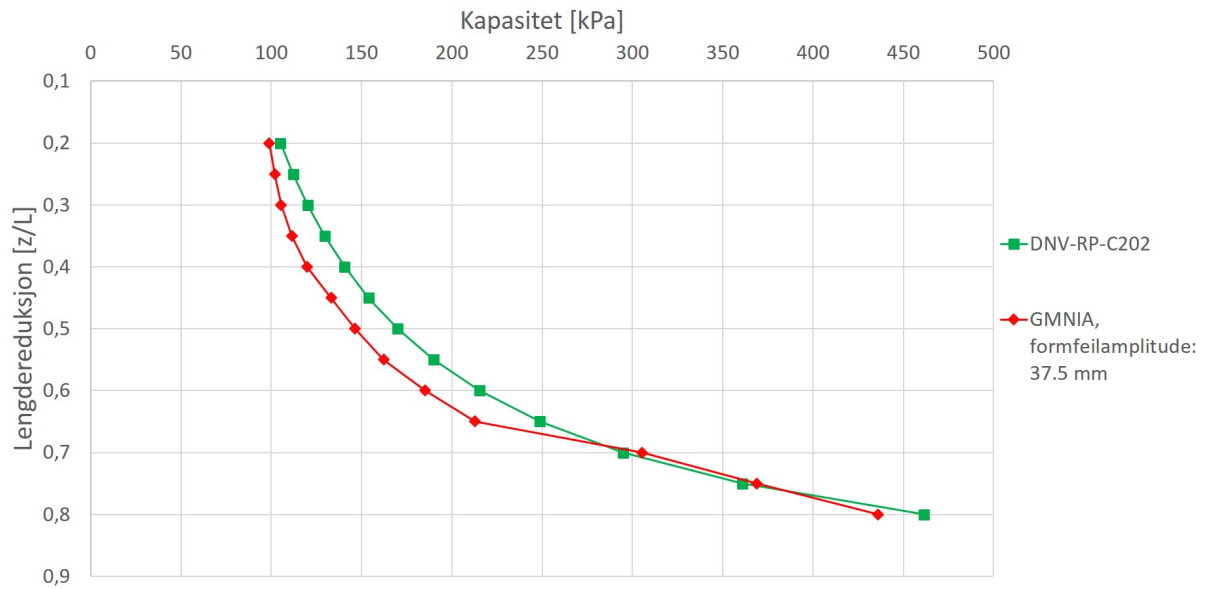
For $z/L = [0.5, 0.6]$ gir den største formfeilamplituden høyeste kapasitet. Årsaken er diskutert i kapittel 7.6. Ved $z/L = [0.45, 0.5]$ får knekkingskapasiteten med formfeilamplitude lik 32 mm en reduksjon. Det ble undersøkt om årsaken skyldes en geometriendring i skallet, f.eks overgang fra et mellomlangt til et kort skall. Geometrien på formfeilen ble også undersøkt for flere lengdereduksjoner. Ingen av de undersøkte metodene ga en klar sammenheng med reduksjonen i kapasitet. Årsaken er derfor ukjent.

6.1.3 Sammenligning av regelverk og numeriske analyser

Dette delkapittelet sammenligner regelverkene med tilhørende numeriske GMNIA-analyser.

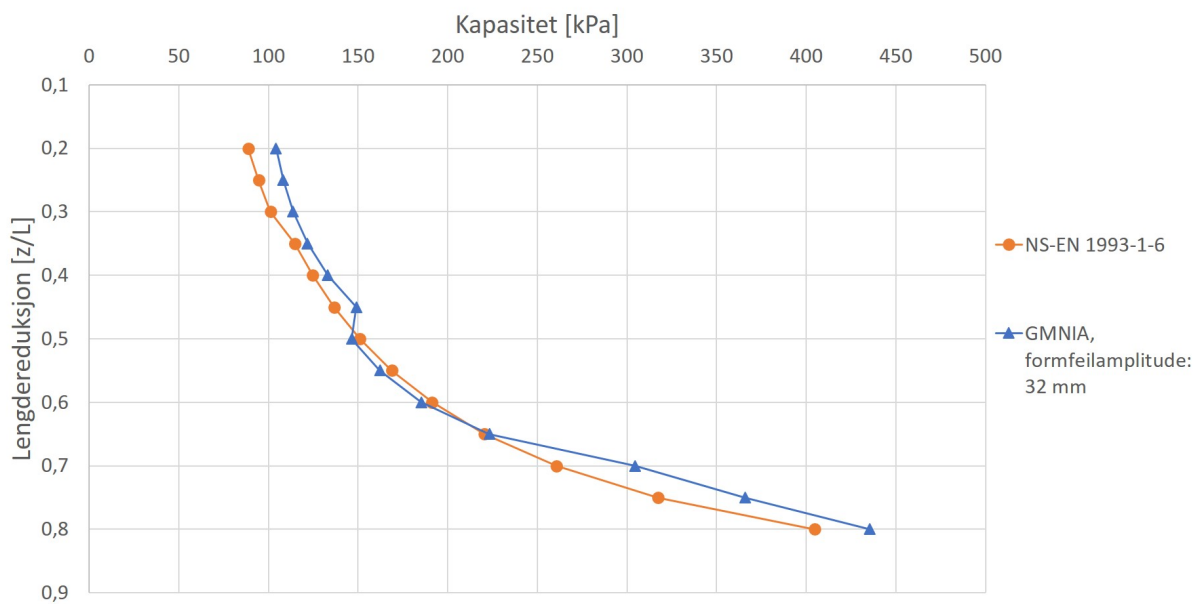
Figur 6.4 viser resultatene fra regelverket DNV-RP-C202, og GMNIA-analysene med en formfeilamplitude på 37.5 mm. Kapasiteten i intervallet $z/L = [0.5, 0.6]$ er justert i figur 6.4. Årsaken er at en formfeilamplitude på 32 mm gir lavere kapasitet.

Rapporten har et overordnet mål om å velge konservative løsninger, og amplituden er derfor justert i dette intervallet.



Figur 6.4: Kapasitet for DNV-RP-C202 og GMNIA-analyser

Figur 6.5 viser knekkingskapasiteten beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-6, og GMNIA-analysene med en formfeilamplitude på 32.0 mm.



Figur 6.5: Kapasitet for NS-EN 1993-1-6 og GMNIA-analyser

Resultatene viser at regelverket og de numeriske analysene har relativt god overensstemmelse. NS-EN 1993-1-6 gir konservative resultater for tilnærmet alle neddykkinger. Det er kun ved $z/L = [0.5, 0.6]$ at de numeriske analysene gir lavere kapasitet. Samtidig avviker kapasiteten med maksimalt 4% i det aktuelle intervallet. DNV-RP-C202 gir derimot ikke-konservative resultater for nesten alle neddykkinger, med et avvik fra de numeriske analysene på opptil 17%.

6.1.4 Reduksjonsfaktor

Kritisk formfeilmode og tilhørende reduksjonsfaktor ved formfeilamplitude etter regelverkene, er vist i tabell 6.1. I regelverkene er reduksjonsfaktoren konstant for alle sylindrelengder, med en verdi på 0.6 og 0.5 i henholdsvis DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6 (for normal materialkvalitet). Resultatene i tabell 6.1 stemmer godt overens for NS-EN 1993-1-6, mens det er et ikke-konservativt avvik for DNV-RP-C202.

GMNIA _{32mm}			GMNIA _{37.5mm}		
Neddykking [z/L]	Kritisk mode	Reduksjonsfaktor	Neddykking [z/L]	Kritisk mode	Reduksjonsfaktor
0.2	2	0.554	0.2	5	0.525
0.4	8	0.516	0.4	8	0.464
0.5	5	0.462	0.5	14	0.487
0.6	13	0.463	0.6	14	0.482
0.7	10	0.554	0.7	10	0.555
0.8	19	0.493	0.8	19	0.4933

Tabell 6.1: Kritiske formfeilmoder og reduksjonsfaktorer for basismodellen

GMNIA _{32mm}	GMNIA-analyse med formfeilamplitude i henhold til NS-EN 1993-1-6
GMNIA _{37.5mm}	GMNIA-analyse med formfeilamplitude i henhold til DNV-RP-C202

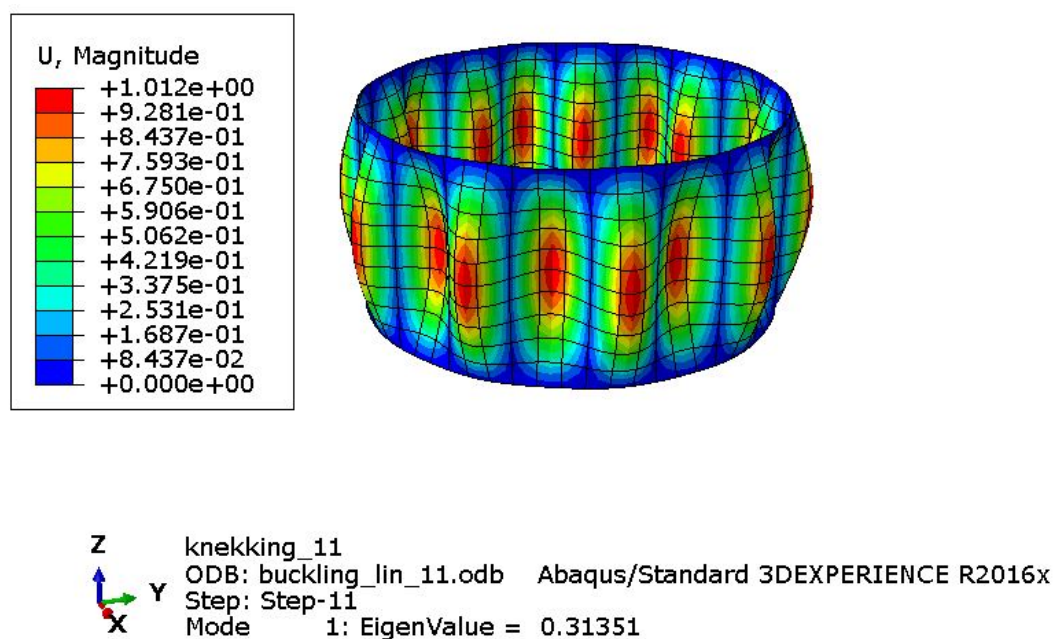
6.1.5 Abaqus

Dokumentering og vurdering av resultatenes nøyaktighet og pålitelighet er en viktig del av resultatpresentasjonen.

Det ble vurdert som hensiktsmessig å ha et delkapittel som presenterer en representativ analyse som belyser grunnlaget som resultatfigurene er basert på. Det ble valgt å kun vise resultater for lengdereduksjonen og neddykkingen $z/L = 0.5$.

Geometrisk formfeil

Den kritiske formfeilgeometrien er egenmode 5, som vist i tabell 6.1. Geometrien på egenmode 5 er vist i figur 6.6. Egenmoden samsvarer med lignende studier [65]. Figuren viser hvordan amplituden på formfeilen varierer med geometrien. Størrelsen på amplituden er ikke reell verdi, som forklart i kapittel 3.5.1. Figuren viser derfor kun hvordan variasjonen av formfeilamplituden er langs sylinderskallet. Maksimal formfeilamplitude etter regelverkene tas inn gjennom en skaleringsfaktor, som forklart i kapittel 3.5.2.

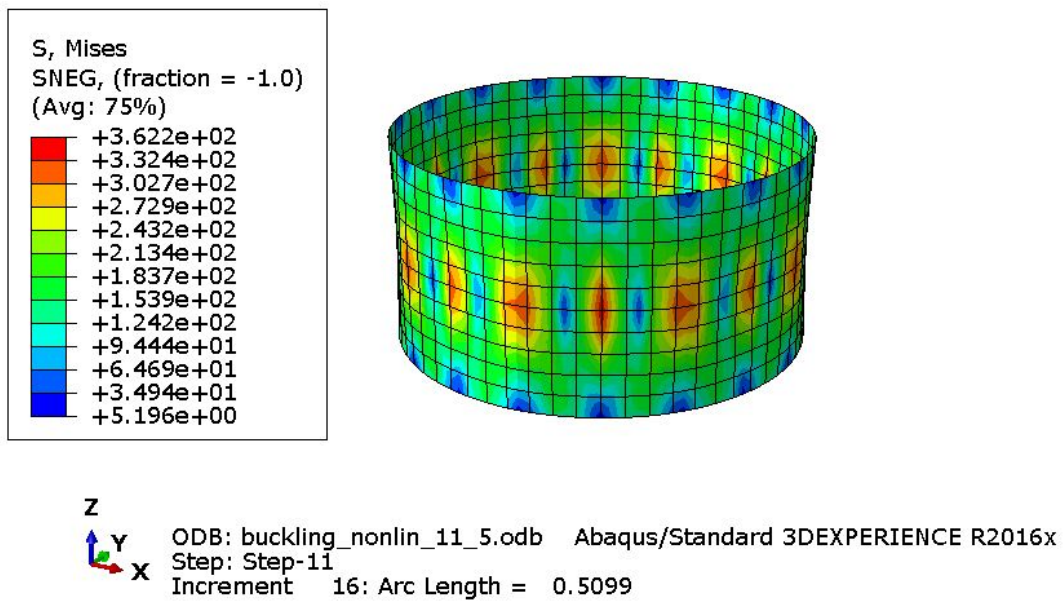


Figur 6.6: Lineær formfeilmode

Spenning

Figur 6.7 viser von Mises-spenningen ved knekking i GMNIA-analysen, hvor formfeilen i figur 6.6 er implementert. Figuren viser at maksimal spenning ved knekking er 362 MPa, som er lavere enn maksimal spenning definert i materialmodellen for stål.

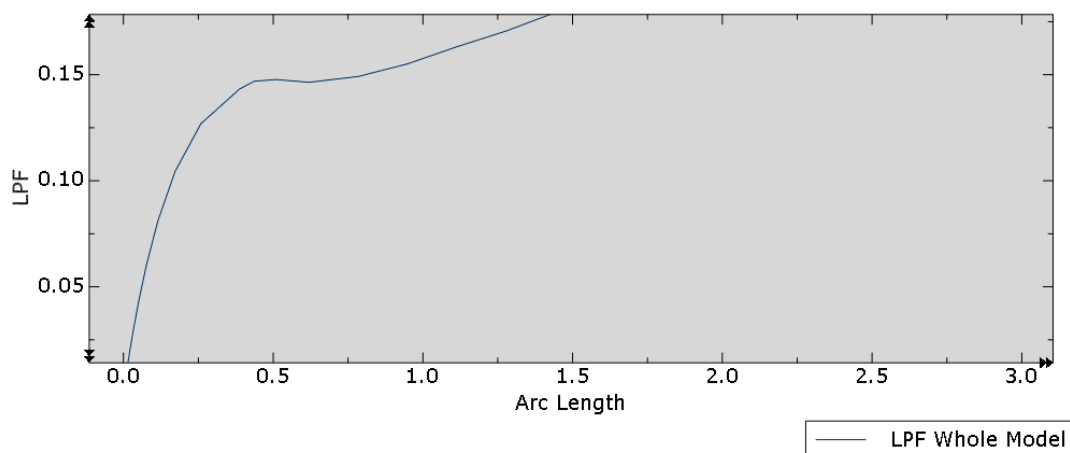
Sammenligning med den geometriske formfeilen viser at maksimal spenning opptrer i samme område som maksimal formfeilamplitude, noe som er forventet.



Figur 6.7: von Mises-spenning ved GMNIA-analyse

Lastfaktor

Lastfaktoren for sylinderskallet i figur 6.7, er vist i figur 6.8. I denne rapporten er det ikke definert en maksimalgrense for deformasjon. Reduksjonsfaktoren leses derfor av ved første toppunkt på kurven, som beskrevet i kapittel 4.5.2.



Figur 6.8: Lastfaktor ved GMNIA-analyse

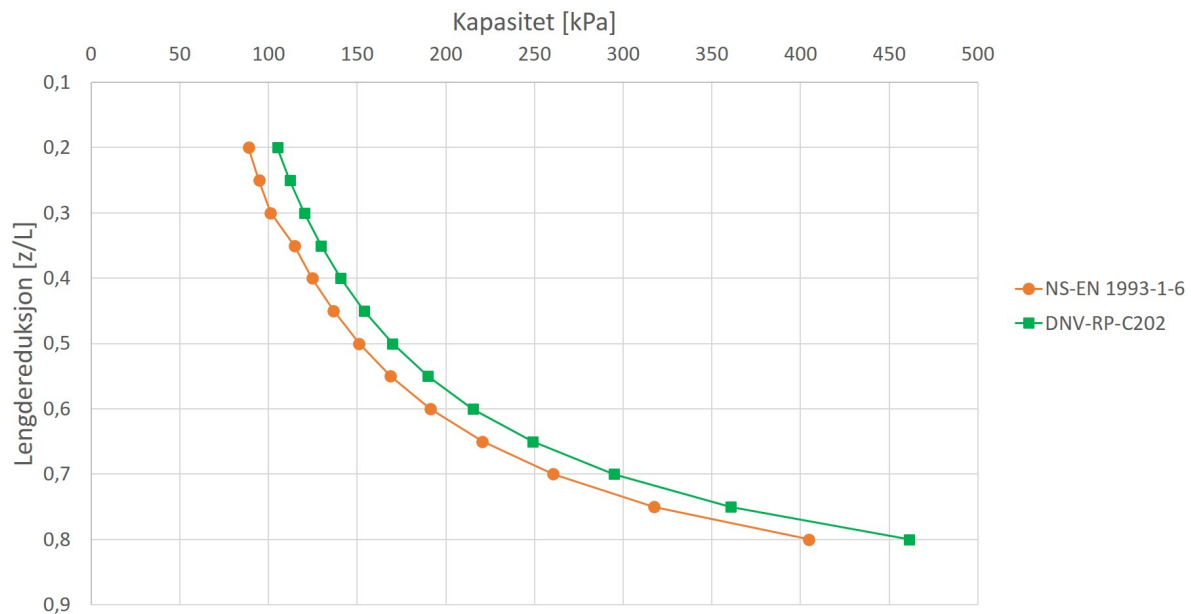
6.2 Sylinderskall med omliggende jord

I dette delkapittelet er kapasiteten og knekkingsoppførselen til den komplette modellen undersøkt. Knekkingskapasiteten er beregnet i henhold til regelverket samt beregningsregler for numeriske GMNIA-analyser. Referansejorden bløt leire er benyttet, med egenskaper som angitt i kapittel 4.4.1.

6.2.1 Regelverket

Sylinderlengden som inngår i beregningene er basert på forutsetningene som ble valgt i kapittel 4.6.

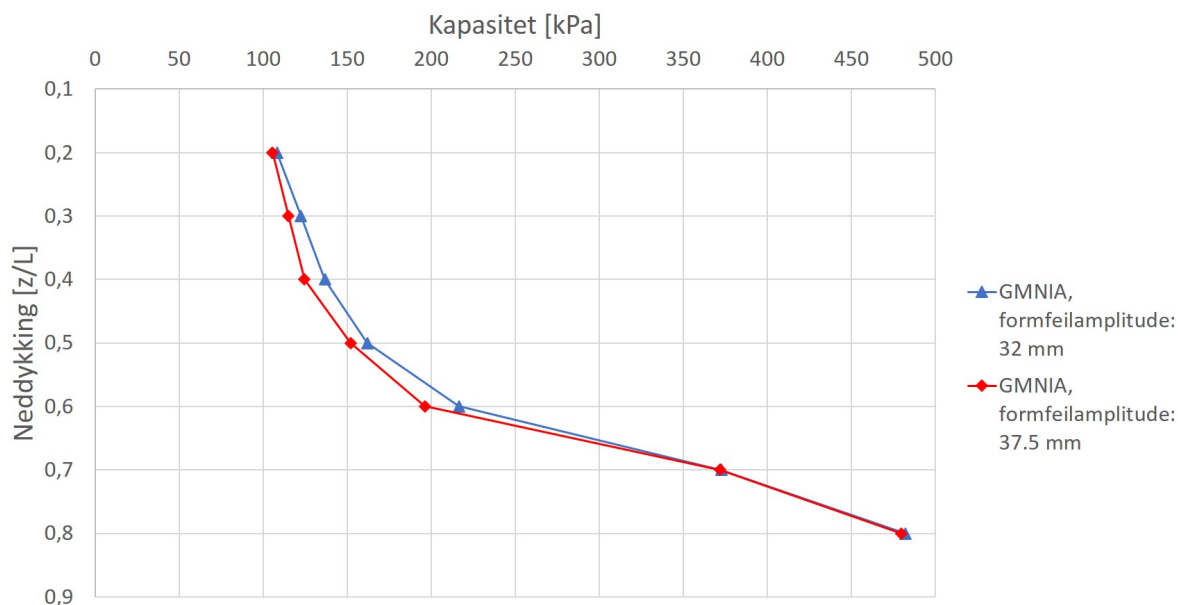
Av den grunn blir resultatet som i kapittel 6.1.1, og er presentert på nytt i figur 6.9.



Figur 6.9: Kapasitet for NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202

6.2.2 Numeriske analyser

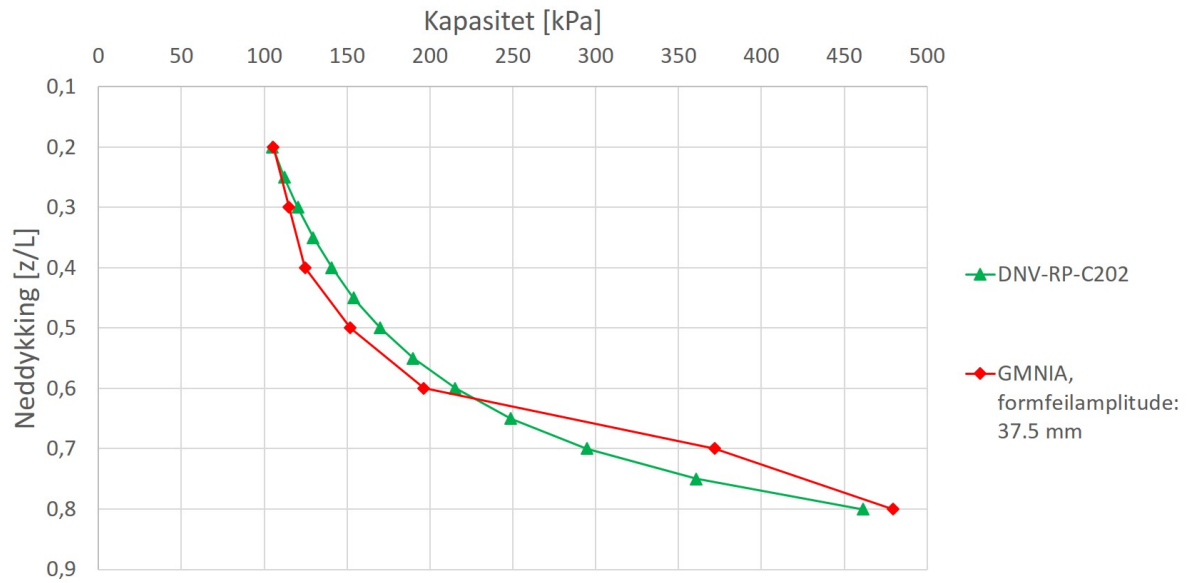
Resultatene fra de numeriske GMNIA-analysene er presentert i figur 6.10. Formfeilamplituden er bestemt etter DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6. Resultatene viser at størst formfeilamplitude gir dimensjonerende knekkingskapasitet ved samtlige penetrasjonsdybder. Maksimal formfeilamplitude kan dermed antas å gi dimensjonerende kapasitet.



Figur 6.10: Kapasitet for GMNIA-analyser med ulike formfeilamplitude

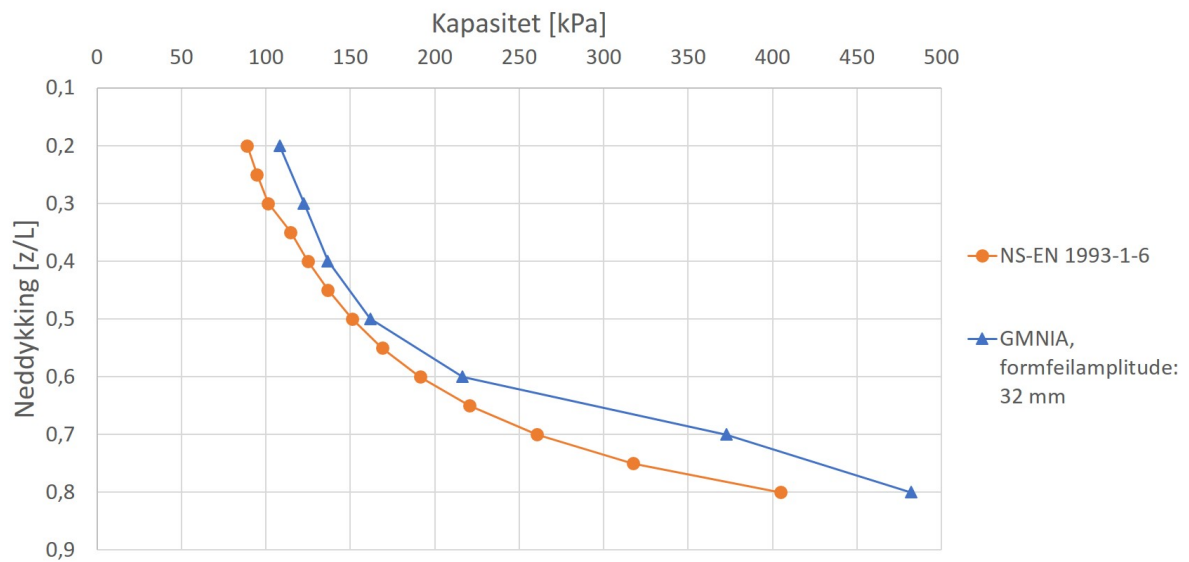
6.2.3 Sammenligning av regelverk og numeriske analyser

Figur 6.11 viser knekkingskapasiteten beregnet i henhold til DNV-RP-C202, og GMNIA-analysene med 37.5 mm formfeilamplitude. I intervallet $z/L = [0, 0.6]$ gir de numeriske analysene lavere kapasitet enn regelverket. For større neddykkinger er det motsatt. Resultatene viser dermed at ved bruk av metoden i DNV-RP-C202, er kapasiteten kun konservativ for enkelte deler av installasjonsfasen.



Figur 6.11: Kapasitet for DNV-RP-C202 og GMNIA-analyse

Figur 6.12 viser knekkingskapasiteten beregnet i henhold til NS-EN 1993-1-6, og GMNIA-analyser med 32 mm formfeilamplitude. Resultatene viser at ved bruk av metoden i NS-EN 1993-1-6, er kapasiteten konservativ gjennom hele installasjonsfasen.



Figur 6.12: Kapasitet for NS-EN 1993-1-6 og GMNIA-analyser

6.2.4 Reduksjonsfaktor

Tabell 6.2 viser kritisk formfeilmode og reduksjonsfaktor for hver neddykking.

GMNIA _{32mm}			GMNIA _{37.5mm}		
Neddykking [z/L]	Kritisk mode	Reduksjonsfaktor	Neddykking [z/L]	Kritisk mode	Reduksjonsfaktor
0.2	1	0.576	0.2	5	0.562
0.4	5	0.534	0.4	5	0.486
0.5	9	0.531	0.5	9	0.498
0.6	15	0.571	0.6	15	0.517
0.7	5	0.742	0.7	5	0.741
0.8	3	0.638	0.8	3	0.635

Tabell 6.2: Kritiske formfeilmodes og reduksjonsfaktorer for komplett modell

GMNIA _{32mm}	GMNIA-analyse med formfeilamplitude i henhold til NS-EN 1993-1-6
GMNIA _{37.5mm}	GMNIA-analyse med formfeilamplitude i henhold til DNV-RP-C202

Ved sammenligning av resultatene med basismodellen (tabell 6.1), vises det at kritisk formfeilmode endres betraktelig når jorden inkluderes, ved antagelsen om fri lengde. Resultatene viser også at inkluderingen av jorden øker reduksjonsfaktoren. For å fastslå økningen ble reduksjonsfaktorene sammenlignet i tabell 6.3.

GMNIA _{32mm}		GMNIA _{37.5mm}	
Neddykking [z/L]	Økning i reduksjonsfaktor [%]	Neddykking [z/L]	Økning i reduksjonsfaktor [%]
0.2	3.97	0.2	7.05
0.4	3.49	0.4	4.74
0.5	14.94	0.5	2.26
0.6	23.33	0.6	7.26
0.7	33.94	0.7	33.51
0.8	29.41	0.8	28.72

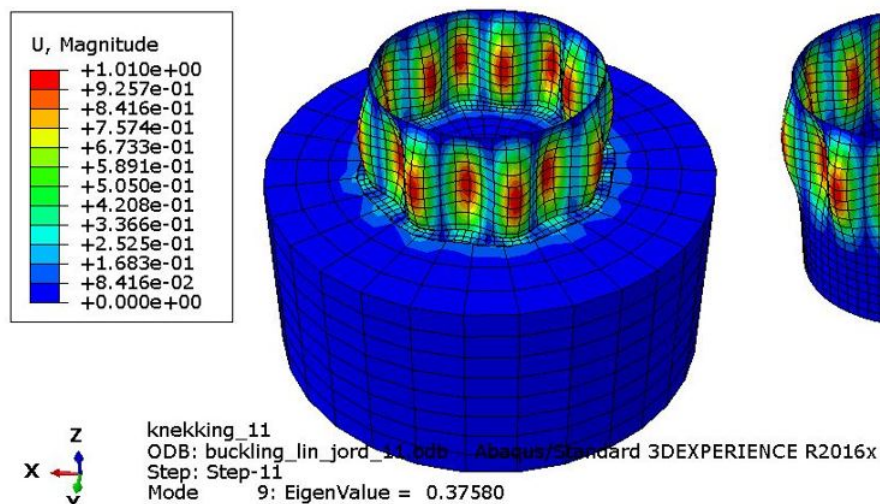
Tabell 6.3: Økning i reduksjonsfaktor mellom komplett modell og basismodell

6.2.5 Abaqus

Dokumentering og vurdering av resultatenes nøyaktighet og pålitelighet er en viktig del av resultatpresentasjonen. Det ble vurdert som hensiktsmessig å ha et delkapittel som presenterer en representativ analyse som belyser grunnlaget som resultatfigurene er basert på.

Geometrisk formfeil

Den kritiske formfeilgeometrien er egenmode 9, som vist i tabell 6.2. Geometrien på egenmode 9 er vist i figur 6.13. Til høyre i figuren er sylinderskallet vist uten jord. Egenmoden samsvarer godt med tilsvarende studier [6]. I figuren er det vist hvordan amplituden på formfeilen varierer med geometrien. Størrelsen på amplituden er ikke reell verdi, som forklart i kapittel 3.5.1. Figuren viser derfor kun hvordan variasjonen av formfeilamplituden er langs sylinderskallet. Maksimal formfeilamplitude etter regelverkene tas inn gjennom en skaleringsfaktor, som forklart i kapittel 3.5.2. Sammenligning med knekkformen på basismodellen viser at antall bølger i ringretning øker, noe som indikerer økt fastholdelse.

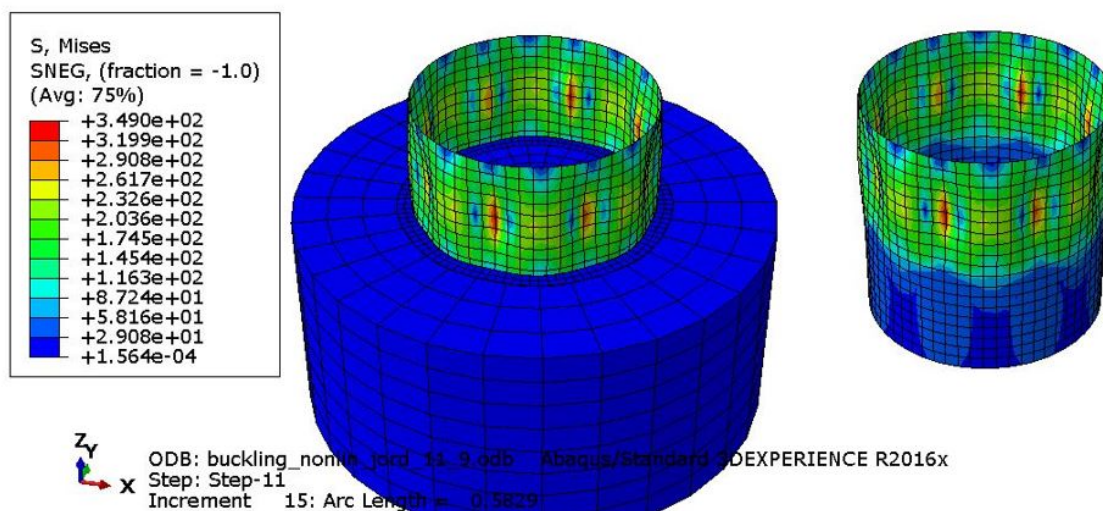


Figur 6.13: Lineær formfeilmode

Spenning

Figur 6.14 viser von Mises-spenningen ved knekking i GMNIA-analysen, hvor formfeilen i figur 6.13 er implementert. Figuren til høyre viser sylinderskallet uten jord. Initalspennin-gene på jorden er ikke definert, og spenningene i jorden er derfor ikke vist. Figuren viser at maksimal spenning ved knekking er 350 MPa, som er lavere enn maksimal spenning definert i materialmodellen for stål. Sammenligning med den geometriske formfeilen vi-ser at maksimal spenning opptrer i samme område som maksimal formfeilamplitude, noe som er forventet. Det er observert lavere spenningen i den delen som er neddykket. Det er forventet, da det er en sammenheng mellom forskyvning og spenning.

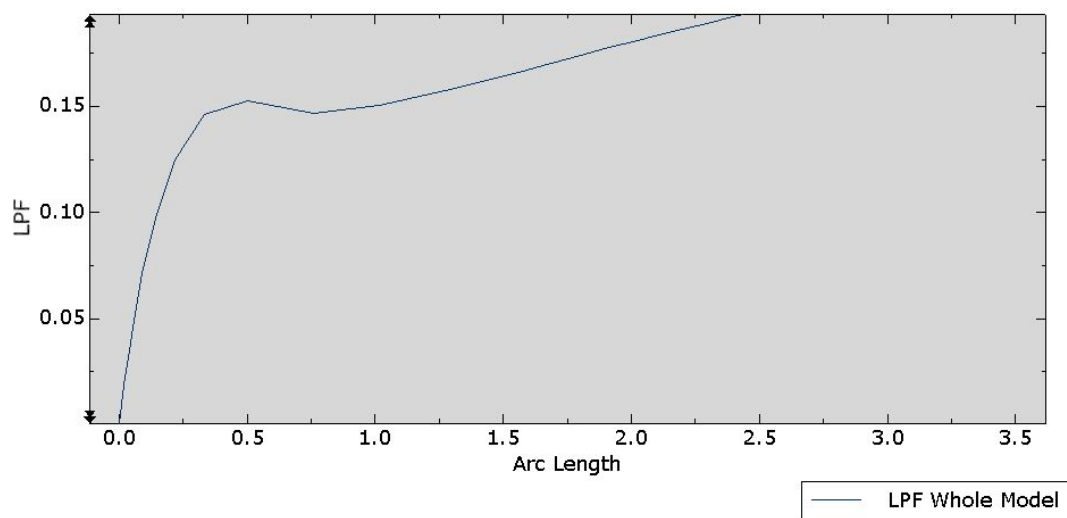
Forskyvningene i jorden er ikke undersøkt. I utgangspunktet burde det vært kontrollert at jorden ikke deformeres utover sitt elastiske område, men dette er ikke gjort da littera-turen tilsier at dette ikke er et problem ved den definerte konstruksjonen og det definerte jordmaterialet [29].



Figur 6.14: von Mises-spenning ved GMNIA-analyse

Lastfaktor

Lastfaktoren for sylinderkallet omhylllet av jord i figur 6.14, er vist i figur 6.15. I denne rapporten er det ikke definert en maksimalgrense for deformasjon. Reduksjonsfaktoren leses derfor av ved første toppunkt på kurven, som beskrevet i kapittel 4.5.2.



Figur 6.15: LPF-plot

Kapittel 7

Diskusjon

I dette kapitlet vil observasjoner og resultater fra de foregående kapitlene diskuteres og oppsummeres. Kapittel 3 førte til god kjennskap til regelverkene som ble undersøkt, samt de numeriske analysene som ble gjennomført. Utarbeidelsen av de numeriske modellene i kapittel 5 førte til økt forståelse for muligheter og begrensninger ved numerisk modellering. Dette grunnlaget er brukt for å vurdere resultatene.

7.1 Sylinderskall uten omliggende jord

De numeriske analysene til sylinderskall uten omliggende jord kan sammenlignes direkte med DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6, da randbetingelsene har identiske formuleringer. Det vil bli drøftet hvorvidt regelverkene gir tilfredsstillende kapasitet, samt verdiene til reduksjonsfaktorene.

7.1.1 Knekkingskapasitet

Resultatene viser at NS-EN 1993-1-6 har god overensbestemmelse med de numeriske analysene. Det er kun ved enkelte sylindrelengder at regelverket ikke gir konservative resultater. Samtidig er avviket lite. DNV-RP-C202 overestimerer derimot kapasiteten for nesten alle sylindrelengder. Ved å sammenligne reduksjonsfaktorene fra de numeriske beregningene og regelverket, er det grunn til å tro at reduksjonsfaktoren er hovedårsaken til

avviket mellom beregningsmetodene. Det vurderes slik da kapasiteten er ikke-konservativ ved samme sylindrelengde som reduksjonsfaktoren er ikke-konservativ.

Det ble observert at regelverkene behandler kapasitetsreduksjonen grunnet formfeil ulikt. Selv om reduksjonsfaktoren fra GMNIA-analysene med amplitude etter DNV-RP-C202 er lavere enn regelverket for alle sylindrelengder, er kapasiteten lik for kortere sylinderskall. Dette skyldes at det inngår flere parametre i knekkingskoeffisienten C (se ligning 3.29), hvor reduksjonsfaktoren kun er en av parametrene. De andre parametrene, som er avhengig av geometrien, skalerer betydningen av reduksjonsfaktoren for kapasiteten. Reduksjonsfaktoren får mindre betydning for kortere skall, noe som forklarer hvorfor kapasiteten i analysene og regelverket blir like ved korte sylindrelengder. I NS-EN 1993-1-6 er skaleringen foretatt på en annen måte, og den får mindre betydning enn ved DNV-RP-C202. Regelverket samsvarer derfor i større grad med GMNIA-analysene.

7.1.2 Reduksjonsfaktor

Regelverkene angir to ulike reduksjonsfaktorer, én for aksiallasten og én for det radielle trykket. De numeriske analysene gir kun én reduksjonsfaktor som gjelder for begge lastene. De numeriske reduksjonsfaktorene kan derfor i utgangspunktet ikke sammenlignes med regelverkene. For et bøttefundament er derimot lastvirkningen slik at det aksielle trykket har neglisjerbar betydning, som vist i kapittel 5.2 [66]. På bakgrunn av dette kan en sammenligning med regelverkene foretas.

De respektive regelverkene har ulike reduksjonsfaktorer. NS-EN 1993-1-6 angir 0.6, mens DNV-RP-C202 angir 0.5. Årsaken til forskjellen kan være måten formfeil blir tatt hensyn til. Det kan fremstå som at DNV-RP-C202 i større grad enn NS-EN 1993-1-6 er tilpasset erfaringer [44], noe som kan være årsaken til en høyere reduksjonsfaktor.

Ved sammenligning av reduksjonsfaktorer fra regelverkene og GMNIA-analysene (tabell 6.1), vises en god overensstemmelse for NS-EN 1993-1-6. For DNV-RP-C202 er derimot reduksjonsfaktoren ikke-konservativ for alle sylindrelengder.

Denne rapporten omhandler ikke modellering av formfeilgeometri for sylinderskall, og hvorvidt egenmoder kan forekomme som formfeil.

Det er heller ikke undersøkt hva som er vanlige formfeil på reelle bøttfundamenter. Reduksjonsfaktoren er kun beregnet for en formfeilgeometri lik egenmoder, og reduksjonsfaktoren ved andre typer formfeil er derfor ukjent. Av den grunn er det usikkert hvorvidt DNV-RP-C202 sin reduksjonsfaktor er ikke-konservativ eller konservativ. Basert på resultatene er derimot kun NS-EN 1993-1-6 sin reduksjonsfaktor konservativ.

7.2 Sylinderskall med omliggende jord

Den komplette modellen består av et sylinderskall med omliggende jord. De numeriske analysene kan derfor ikke sammenlignes direkte med DNV-RP-C202 og NS-EN 1993-1-6. I resultatkapittelet ble sammenligningen foretatt ved å betrakte fri lengde i regelverkene. Denne metoden for å ta hensyn til omliggende jord vil bli drøftet. Reduksjonsfaktorene vil også bli diskutert.

7.2.1 Knekkingskapasitet

Resultatene viser at NS-EN 1993-1-6 gir konservative løsninger ved bruk av foreslått metode. Dette gjelder for samtlige neddykkinger. DNV-RP-C202 overestimerer kapasiteten ved initiell neddykking, men gir konservative løsninger for større neddykkinger enn $z/L = 0.6$.

Både NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202 gir konservative løsninger ved bruk av metoden for neddykkinger større enn $z/L = 0.6$. Kapasiteten i regelverkene kunne derfor vært skalert med sylindrelengden i intervallet $z/L = [0.6, 0.8]$. Det kan for eksempel gjøres ved å skalere betydningen av reduksjonsfaktoren, som diskutert i kapittel 7.1.1.

Ved å sammenligne reduksjonsfaktorene til regelverkene med GMNIA-analysene (se tabell 6.2), er det grunn til å tro at størrelsen på reduksjonsfaktoren er hovedårsaken til kapasitetsavviket mellom beregningsmetodene. Det vurderes slik da både kapasiteten og reduksjonsfaktoren ihht. regelverket er konservativ i samme område sammenlignet med GMNIA-analysene.

7.2.2 Reduksjonsfaktor

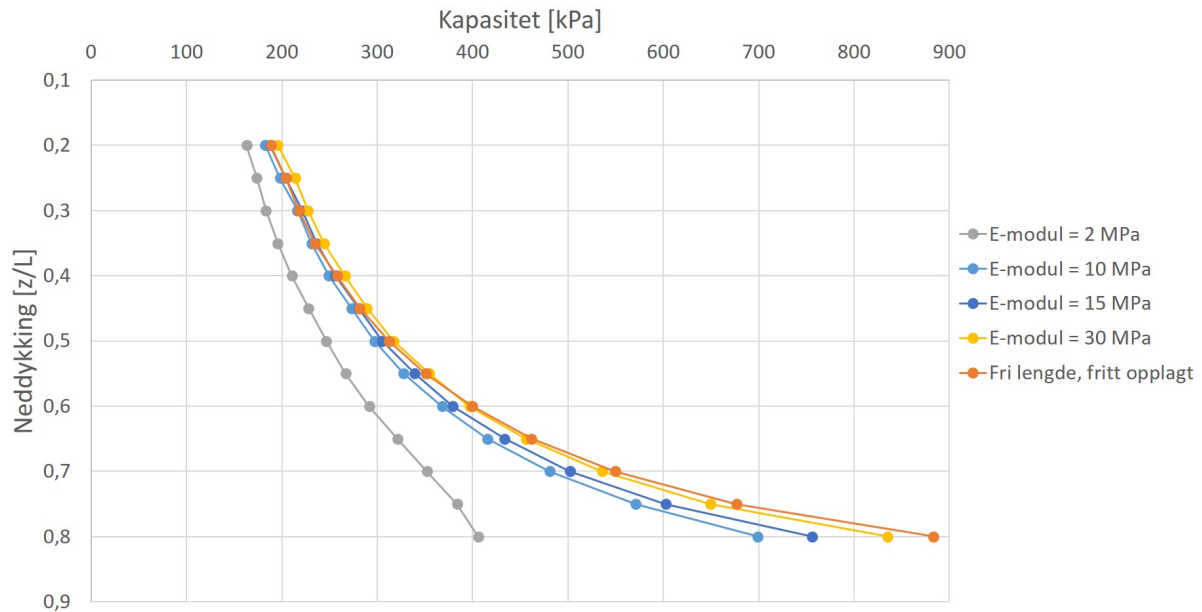
Det er forventet at omliggende jord gir høyere reduksjonsfaktor [67]. Resultatene viser at dette stemmer. Generelt ble den prosentvise økningen funnet til å stige med penetrasjonsdybden, dvs. for kortere fri lengde av sylinderskallet. Økningen i reduksjonsfaktoren fører til at NS-EN 1993-1-6 gir konservative verdier for hele installasjonsfasen, spesielt for større neddykkinger. DNV-RP-C202 gir fremdeles ikke-konservative verdier for store deler av installasjonsfasen. På generell basis kan det fremstå som at årsaken til avviket mellom regelverkene og GMNIA-analysene skyldes antatt formfeil, som diskutert i kapittel 7.1.2.

7.3 Jordparametre

Det har i det foregående blitt diskutert hvordan omliggende jord kan bli tatt hensyn til i regelverkene. Metoden gir konservative løsninger for NS-EN 1993-1-6. Det er ikke tilfellet for DNV-RP-C202. Samtidig vil det alltid være knyttet usikkerhet til jordparameterne, og det er ofte lokale forskjeller i et jordmateriale. Det er derfor reflektert over hvordan ulike jordforhold påvirker kapasiteten.

7.3.1 E-modul

For å vurdere kapasiteten ved andre E-moduler på jorden må det utføres flere analyser. Grunnet høy beregningstid i GMNIA-analysene ble det kun utført LBA-analyser. Resultatene kan derfor ikke sammenlignes med regelverkene, men kan brukes som en indikasjon på hvordan kapasiteten endrer seg med E-modulen. Knekkingskapasiteten til et sylinderskall omhyllt av jord med ulik E-modul, er presentert i figur 7.1. Det ble også utført LBA-analyser på et fritt opplagt skall med fri lengde, som en tilnærming av et regelverk som tar hensyn til omliggende jord.



Figur 7.1: E-modulens innvirkning på metodens nøyaktighet

Figuren indikerer at metoden vil gi akseptable løsninger for E-moduler større enn 15MPa. Ved lavere E-moduler må metoden justeres.

7.3.2 Inhomogen jord

Oppgavens begrensning førte til at det ble utført GMNIA-analyser på kun én jordtype. Det ble brukt samme jordtype for hele dybden, og jordparametrene ble holdt konstante mot dybden. I virkeligheten vil ofte E-modulen variere, og kan ofte øke (lineært) med dybden [10]. Det kan medføre lav sideveis støtte i toppen av jordlaget, som kan gi redusert kapasitet. Betydningen av variable jordparametre med dybden bør derfor undersøkes ytterligere.

Jordvolumet ble modellert som homogen bløt leire. Lagdelt jord forekommer ofte, og det er et utfordrende jordforhold med hensyn på knekking. Et eksempel er når en bløt jordtype ligger over en fast jordtype [45]. I slike tilfeller er skjørtet spesielt knekkingsutsatt. Det skyldes at bløte jordtyper med lav E-modul gir lav sideveis støtte. Ved denne jordtypen kan det samtidig ofte være lav penetrasjonsmotstand, og derfor et lavt påsatt undertrykk.

Når bøttefundamentet skal drives videre ned i jordtypen med høy E-modul og penetrasjonsmotstand, vil nødvendig undertrykk øke betraktelig. Jordstøtten vil fremdeles være dominert av jordtypen med lav E-modul, og knekking kan forekomme. Det bør derfor undersøkes hvordan kapasiteten påvirkes av lagdelt jord.

7.4 Lokket

Randbetingelsene har betydning for sylinderskallets dimensjonerende knekklast. Som nevnt i kapittel 2.7, vil lokket gi en opplagring som ligger mellom fritt opplagt og fast innspent. Det ble ikke laget en elementmodell av lokket, og lokket ble modellert som en randbetingelse i toppen av sylinderskallet. Randbetingelsen ble satt til fritt opplagt uten aksial fastholdning (S3), som i utgangspunktet er en konservativ antagelse.

Det er utført LBA-analyser på basismodellen for å undersøke betydningen randbetingelsene, og dermed utformingen av lokket. Mulige randbetingelser er fritt opplagt uten aksial fastholdning (S3), innspent uten aksial fastholdning (C3) eller innspent med aksial fastholdning (C4). Resultatene er vist i tabell 7.1, hvor S3S3 angir randbetingelsene i henholdsvis bunn og topp.

Randbetingelse	Kapasitet [kPa]	Endring fra S3S3 [%]
S3S3	150.41	0.00
S3C3	161.23	7.24
S3C4	179.33	19.28

Tabell 7.1: Kapasitet ved ulike randbetingelser

Resultatene viser at lokkets utforming har betydning for kapasiteten. Det gjelder spesielt for aksial fastholding. Tilsvarende studier tyder på at lokket til et bøttefundament gir neglisjerbar aksial fastholding, som medfører en opplagring mellom S3S3 og S3C3 [30].

Resultatene i tabell 7.1 er i tråd med resultatene i den nevnte studien. Det er funnet at lokktykkelsen må være 40 ganger større enn veggtykkelsen for å nå randbetingelsen S3C3 [30]. Samtidig har antall stivere på lokket neglisjerbar betydning [30].

For et vanlig lokk kan det forventes en kapasitetsøkning på 3-4 % fra S3S3, altså fra fri opplagring i sylindertoppen. Forenklingen i denne rapporten gir derfor et lite konservativt avvik. Samtidig gir den besparelser med tanke på beregningstid.

7.5 Kritisk formfeilmode

Resultatene i delkapittel 6.1.4 og 6.2.4 viste at kritisk formfeilmode, altså egenmoden som gir lavest kapasitet i GMNIA-analysen, er vilkårlig for de første 20 egenmodene. Dette er i tråd med litteraturen [6]. Det viser viktigheten av å inkludere et tilstrekkelig antall egenmoder for å beregne knekkingskapasiteten. Samtidig er det ønskelig å begrense beregningsarbeidet. Det er derfor drøftet hvorvidt det er nødvendig å inkludere 20 egenmoder.

7.5.1 Basismodell

Resultatene for basismodellen viste at kritisk formfeilmode generelt økte med avtatt cylinderlengde. Dette stemte derimot ikke for alle cylinderlengder, noe som gjør det nødvendig å kontrollere alle egenmodene som formfeil ved hver cylinderlengde.

7.5.2 Komplette modell

Omliggende jord viste seg å ha betydning for kritisk formfeilmode under antagelsen om fri lengde. Generelt er det lavere egenmoder som er kritisk, men det stemte ikke for alle neddykkingene. Det er dermed heller ikke her mulig å fastslå et mønster på kritisk formfeilmode, slik at antall analyser kan reduseres.

7.6 Kritisk formfeilamplitude

Formfeilamplituden kan ha stor betydning for kapasiteten. Det er derfor viktig at kritisk amplitude identifiseres.

GMNIA-analysene av basismodellen fant at en formfeilamplitude etter DNV-RP-C202 (37.5 mm) ga høyere kapasitet enn NS-EN 1993-1-6 (32.0 mm) for enkelte sylindrelengder, noe som viser at sylinderkall kan få en avstivende oppførsel ved økende formfeilamplitude. Dette stemmer overens med teori som ble diskutert i kapittel 2.6. Resultatene til GMNIA-analysene av den komplette modellen viste imidlertid at største formfeilamplitude alltid ga dimensjonerende kapasitet.

Det er ikke undersøkt andre formfeilamplituder enn de som er angitt av de respektive regelverkene. For basismodellen kan derfor en høyere og lavere amplitude enn 32.0 mm gi dimensjonerende kapasitet, og det vil være nødvendig med flere analyser for å bestemme kapasiteten. For den komplette modellen er imidlertid dimensjonerende kapasitet funnet, og det vil ikke være nødvendig med flere analyser. Ved andre jordparametre kan en lavere amplitude enn maksimal gi dimensjonerende kapasitet. Det er derfor alltid viktig å kontrollere flere amplituder for å finne dimensjonerende kapasitet.

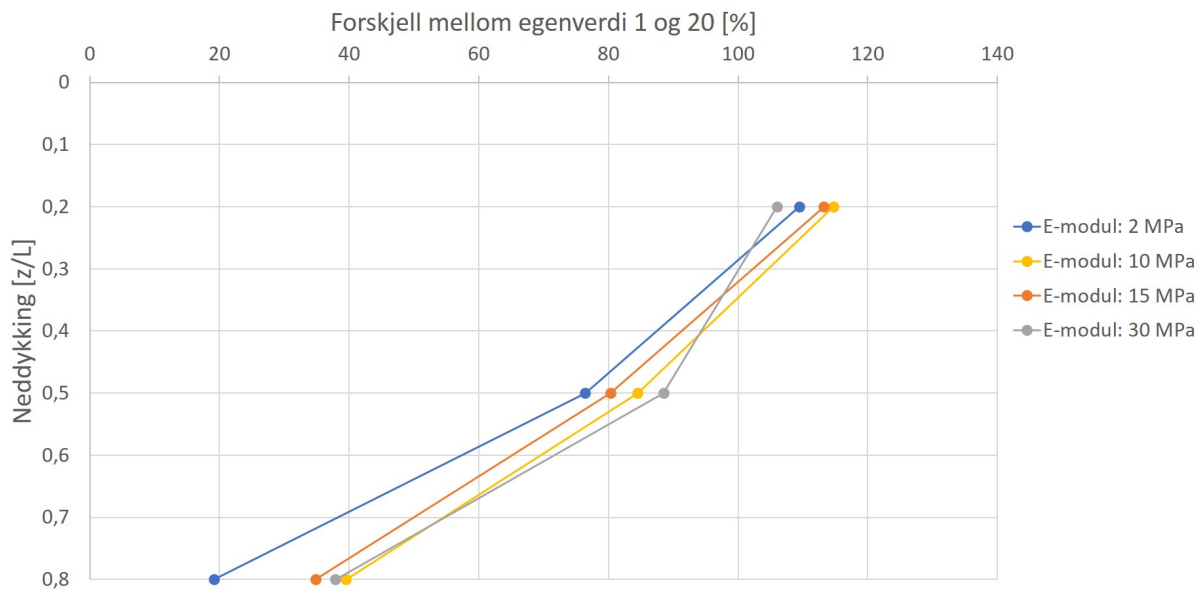
7.7 Sensitivitet mot formfeil

Sensitiviteten mot formfeil kan ha betydning for størrelsen på reduksjonsfaktoren, som videre vil ha betydning for den dimensjonerende knekkingskapasiteten. Det er derfor undersøkt om det er en direkte sammenheng mellom sensitiviteten og reduksjonsfaktoren.

7.7.1 Jord

Sensitiviteten til sylinderkall med omliggende jord ble undersøkt. Hensikten er å finne ut hvordan sensitiviteten og reduksjonsfaktoren varierer med E-modulen og neddykkningen. Sensitiviteten kan måles ved å se på spredningen til egenverdiene til den lineære knekkingsanalysen. En liten spredning medfører høy sensitivitet [36].

Resultatene er presentert i figur 7.2.



Figur 7.2: Sensitivitet for variabel E-modul og neddykking

Resultatene viser at sensitiviteten øker ved økende neddykking, dvs. når den frie lengden avtar. Sensitiviteten øker dermed ved avtakende sylindrelengde, som er i tråd med tilsvarende studier [68]. Det observeres også at sensitiviteten generelt avtar ved økende E-modul, selv om det ikke er tilfellet for korte neddykkinger. Reduksjonsfaktoren kan derfor forventes å øke ved økende E-modul, og avta ved økende neddykking.

For å vurdere sammenhengen mellom sensitiviteten og reduksjonsfaktoren er resultatene i dette delkapittelet sammenlignet med beregnede reduksjonsfaktorer i resultatkapittelet. Resultatene fra kapittel 6.2.4 er gjengitt i tabell 7.2, og er for en jord med en E-modul på 15MPa.

GMNIA _{32mm}		GMNIA _{37.5mm}	
Neddykking [z/L]	Reduksjonsfaktor	Neddykking [z/L]	Reduksjonsfaktor
0.2	0.576	0.2	0.562
0.4	0.534	0.4	0.486
0.5	0.531	0.5	0.498
0.6	0.571	0.6	0.517
0.7	0.742	0.7	0.741
0.8	0.638	0.8	0.635

Tabell 7.2: Reduksjonsfaktorer for referansejord og varierende neddykking

Fra figur 7.2, som viser at sensitiviteten øker med neddykkingen, var det forventet at reduksjonsfaktoren skulle avta med neddykkingen. Resultatene fra tabell 7.2 viser at dette ikke er tilfellet. Det er derfor ingen klar sammenheng mellom sensitiviteten og størrelsen på reduksjonsfaktoren. Sensitiviteten er derfor kun en indikasjon på at det kan forventes en reduksjon i kapasiteten grunnet formfeil, ikke et mål på størrelsen til reduksjonsfaktoren. Det kan derfor ikke fastslås hvordan reduksjonsfaktoren varierer med jordforhold uten å utføre GMNIA-analyser.

Kapittel 8

Konklusjon og forslag til videre arbeid

8.1 Konklusjon

I denne rapporten ble det foreslått og undersøkt en metode for å inkorporere omliggende jord i regelverkene NS-EN 1993-1-6 og DNV-RP-C202. Det ble også undersøkt om reduksjonsfaktorene i de respektive regelverkene har tilfredsstillende verdier. For å vurdere disse aspektene ble det utført et litteraturstudie og foretatt analyser i elementmetodeprogrammet Abaqus.

Det ble først utført analyser på et fritt opplagt sylinderskall uten omliggende jord. Analysene viser at NS-EN 1993-1-6 gir nøyaktige og konservative resultater, både for kapasiteten og for reduksjonsfaktoren. DNV-RP-C202 gir derimot ikke-konservative resultater for kapasiteten, med et avvik fra analysene på opptil 17%. Det ble funnet at årsaken til avviket hovedsaklig skyldes reduksjonsfaktoren, som var ikke-konservativ for alle sylindrelengder.

Det ble videre undersøkt et sylinderskall med omliggende jord. Hovedmålet var å undersøke den foreslåtte metoden for å inkorporere omliggende jord. Ved bruk av metoden gir NS-EN 1993-1-6 et konservativt design. DNV-RP-C202 gir derimot et ikke-konservativt design for deler av installasjonsfasen. Det ble kun undersøkt installasjon i bløt leire, med E-modul lik 15 MPa.

Analysene både med og uten omliggende jord fant at DNV-RP-C202 er ikke-konservativ, og at det hovedsaklig skyldes reduksjonsfaktoren. Årsaken kan være at DNV-RP-C202

i større grad enn NS-EN 1993-1-6 har tilpasset reduksjonsfaktoren til forsøk og erfaring fra sylinderskall. Formfeilgeometrien som kan forekomme i reelle bøttefundament er ikke undersøkt og det kan derfor ikke fastslås hvilket regelverk som er mest korrekt.

Basert på resultatene i denne rapporten kan jorden inkorporeres med foreslått metode i kun i NS-EN 1993-1-6.

8.2 Videre arbeid

I denne rapporten ble det kun sett på én geometri, formfeil og materialtype. I videre arbeid kan det for sylinderskallet ses på betydning av:

- **Ulike geometrier:** ulik veggtykkelse og L/D-forhold.
- **Ulike typer formfeil og tilhørende reduksjonsfaktor:** bl.a lokale formfeil grunnet forsenkning og sveiser, og globale forfeil grunnet ovalisering. Vanlige geometriske formfeil som følge av produksjonsprosessen bør undersøkes
- **Materialkurve fra forsøk:** betydningen av en mer realistisk materialkurve for knekkingskapasiteten.
- **Ulike stålqualiteter:** hvilken betydning ulike stålqualiteter har for kapasiteten.
- **Stivere:** kapasitetsberegning av et avstivet sylinderskall. Må ses i sammenheng med at stivere gir økt penetrasjonsmotstand og dermed økt lastvirkning.

Rapporten er skrevet innenfor fagområdet *Prosjektering av konstruksjoner*. Jordmodelleringen ble derfor forenklet. Det er spesielt jordmodellering som bør undersøkes videre. Aktuelle momenter som kan være av betydning og som bør undersøkes er:

- **Ulike jordparametre:** E-modul og tverrkontraksjonstall.
- **Variierende jordparametre med dybden:** lineært økende, og andre forekommende variasjoner med dybden.
- **Lagdelt jord:** ulike plasseringer og antall av lagdelinger.

- **Plastiske jordparametre:** når er det nødvendig med plastiske jordparametre for å beregne en korrekt jordstøtte.
- **Omrørte soner ved sylinderskallet:** kan modelleres ved å dele jorden i ulike deler med ulike parametre. Størrelsen på den omrørte sonen ift. skalltykkelsen bør bestemmes.
- **Vannstrømningen i sand:** betydningen av vannstrømning for jordstøtten.

Bibliografi

- [1] M. J. Dekker. *The Modelling of Suction Caisson Foundations for Multi-Footed Structures*. Masteroppgave. NTNU, 2014.
- [2] S. Gourvenec. *Frontiers in Offshore Geotechnics : Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (IS-FOG 2005)*. CRC Press, 2005.
- [3] J. Zhang og I. Fowai. «A Glance at Offshore Wind Turbine Foundation Structures». I: *Brodogradnja: Teorija i praksa brodogradnje i pomorske tehnike* , Vol. 67(2) (2016), s. 101–113.
- [4] EWEA. «Wind energy scenarios for 2030». I: (2015). URL: www.ewea.org/fileadmin/files/library/publications/reports/EWEA-Wind-energy-scenarios-2030.pdf (sjekket 25.01.2017).
- [5] EWEA. *The European offshore wind industry - Key trends and statistics 2016*. 2016. URL: <https://windeurope.org/wp-content/uploads/files/about-wind/statistics/WindEurope-Annual-Offshore-Statistics-2016.pdf> (sjekket 25.01.2017).
- [6] S. Madsen. «Buckling of Bucket Foundations Sensitivity to Shape Imperfections during Installation». I: *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference* , Vol.1 (2012), s. 166–170.
- [7] Universal Foundation. *Technology*. 2016. URL: <http://universal-foundation.com/technology/> (sjekket 08.02.2017).
- [8] Harland og Wolff. *Mono Bucket*. 2017. URL: www.harland-wolff.com/Services/Design-and-build-offshore-foundations/Universal-Foundation.aspx (sjekket 21.03.2017).
- [9] Universal Foundation. *Technology*. 2016. URL: <http://universal-foundation.com/track-record/#case-studies> (sjekket 08.03.2017).
- [10] V. Meyer. *Frontiers in Offshore Geotechnics III*. CRC Press, 2015.

- [11] Teknisk Ukeblad. *Prosjektet ble lagt dødt - nå får norske oppfinnere plass i oljens Hall of Fame*. 2015. URL: www.tu.no/artikler/prosjektet-ble-lagt-dodt-na-far-norske-oppfinnere-plass-i-oljens-hall-of-fame/275658 (sjekket 27.01.2017).
- [12] M. W. Hilburger. *Developing the Next Generation Shell Buckling Design Factors and Technologies*. NASA Center for AeroSpace Information (CASI), 2012.
- [13] A. E. Lovejoy. «Effects of Buckling Knockdown Factor, Internal Pressure and Material on the Design of Stiffened Cylinders». I: *Structural Dynamics, and Materials Conference* 2-15 Apr. 2010. Orlando (2010).
- [14] T. I. Tjelta. *Installation of suction caissons for Offshore Wind Turbines*. 2013. URL: <http://www.danskgeotekniskforening.dk/sites/default/files/pdf/pdf2014/Moede%20202/Session%204%20-%20Presentation%201%20-%20T%20Tjelta%20-%20Statoil%20-%20Installation%20of%20suction%20caissons%20for%20OWT's%20-%20DGF%20Seminar%202014-04-01.pdf> (sjekket 03.02.2017).
- [15] M. Farshad. *Design and Analysis of Shell Structures*. Springer-Science, 1992.
- [16] P. K. Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Akademika forlag, 2010.
- [17] D. Bushnell. «Buckling of shells - pitfall for designers». I: *AIAA Journal* , Vol. 19 (1981), s. 1183–1226.
- [18] R. Pinna og C. M. Martin. «Guidance for design of suction caissons against buckling during installation». I: *The International Society of Offshore and Polar Engineers* June 17-22. 2001. Stavanger (2001).
- [19] P. Može. *Lecture 8.8: Design of Unstiffened Cylinders*. UL FGG, 2015.
- [20] A. Goriely. «Nonlinear Euler buckling». I: *Proceedings: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* , Vol. 464(2099) (2008), s. 3003–3019.
- [21] T. Wierzbicki. *2.081J/16.230J Plates and Shells*. 2007. URL: <https://ocw.mit.edu/courses/mechanical-engineering/2-081j-plates-and-shells-spring-2007/readings/lecturenote.pdf> (sjekket 03.02.2017).
- [22] L. A. Godoy. *Thin-Walled Structures with Structural Imperfections*. Elsevier Science, 1996.
- [23] J. Blachut. «Imperfection sensitivity of externally pressurised shells». I: *Revue Européenne des Éléments Finis* , Vol. 13(8) (2004), s. 787–810.
- [24] J. M. Rotter. *Shell Structures: Theory and Applications*. Taylor og Francis, 2005.

- [25] S. Ning X. og Pellegrino. «Imperfection-Insensitive Axially Loaded Thin Cylindrical Shells». I: *International Journal of Solids and Structures* , Vol. 62 (2015), s. 39–51.
- [26] G. A. Hrinda. «Effects of Shell-Buckling Knockdown Factors in Large Cylindrical Shells». I: *Structural Dynamics and Materials Conference 23-26 Apr. 2012*. Honolulu (2012).
- [27] W. Wunderlich og U. Albertin. *Analysis and load carrying behaviour of imperfection sensitive shells*. 1998. URL: <https://pdfs.semanticscholar.org/ae6a/1d25821d8ca4c532fea7856cf8c31b.pdf>.
- [28] S. Madsen og L. V. Andersen. «Numerical buckling analysis of large suction caissons for wind turbines on deep water». I: *Engineering Structures, December 2013* , Vol. 57 (2013), s. 443–452.
- [29] R. Pinna. *Buckling of suction caissons during installation*. Doktoravhandling. University of Western Australia, 2003.
- [30] S. Madsen og R. Pinna. «Buckling of monopod bucket foundations—influence of boundary conditions and soil–structure interaction». I: *Wind and Structures* , Vol. 21 (2015), s. 641–656.
- [31] J. Amdal. *Buckling of Cylindrical Shells*. NTNU, 2010.
- [32] W. Flugge. *Stresses in Shells*. Springer, 1973.
- [33] Det Norske Veritas. *Buckling Strength of Shells*. 2013.
- [34] Standard-Norge. *Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-6: Skallkonstruksjoner*. 2007.
- [35] A. J. Sadowski og J.M. Rotter. «Steel Silos with Different Aspect Ratios». I: *Journal of Constructional Steel Research* , Vol. 67(10) (2011), s. 1537–1544.
- [36] SIMULIA. *Abaqus 6.12, Analysis User's Manual*. SIMULIA, 2012.
- [37] F. Hald og P. Nielsen. *Buckling analysis of thin walled cylinder*. Masteroppgave. Aalborg University, 2012.
- [38] E. Hinton. *Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis*. NAFEMS, 1992.
- [39] H. Qi. *Finite Element Analysis*. University of Colorado, 2006.
- [40] S. Nielsen. *Vindmølleindustrien - dansk konkurrenceevne i en global industri*. 2014. URL: <http://hubnorth.webcamp01.com/wp-content/uploads/2014/06/universal-foundation-hubnorth-june.pdf> (sjekket 26.03.2017).

- [41] D. Hill. *The foundations of the industry*. 2015. URL: https://sif-group.com/images/docs/brochures-ads/OW23_foundations_spread.pdf (sjekket 26.03.2017).
- [42] T. Chen. *On Introducing Imperfection in the Non-Linear Analysis of Buckling of Thin Shell Structures*. Mastergrad. Delft University of Technology, 2014.
- [43] K.H Andersen og H.P Jostad. «Shear Strength Along Outside Wall of Suction Anchors in Clay after Installation». I: *International Offshore and Polar Engineering Conference* May 26–31. 2002. Kitakyushu (2002).
- [44] Y. Welschen. *Suction bucket buckling*. Masteroppgave. TU Delft, 2015.
- [45] O. Cotter. *The Installation of Suction Caisson Foundations for Offshore Renewable Energy Structures*. Doktoravhandling. University of Oxford, 2009.
- [46] J. Ameratunga. *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. Springer India, 2015.
- [47] J. Pollestad. *Investigation of Suction Anchor Pullout Capacity under Undrained Conditions*. Masteroppgave. NTNU, 2015.
- [48] Norsk Teknologistandardisering. *Design of Steel Structures*. Norsk Teknologistandardisering, 1998.
- [49] P. C. Miedlarn. *USAF Damage Tolerant Design Handbook: Guidelines for the Analysis and Design of Damage Tolerant Aircraft Structures*. University of Dayton Research Institute, 2002.
- [50] Norsok Standard. *Material Data Sheets for Structural Steel*. Norsk teknologistandardisering, 2000.
- [51] Det Norske Veritas. *Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods*. 2013.
- [52] A. H. Clausen. NTNU - Konstruksjonsteknikk, personlig kommunikasjon. 2017.
- [53] L. Chen. *Buckling of Circular Steel Cylindrical Shells under Different Loading Conditions*. Doktoravhandling. The University of Edinburgh, 2011.
- [54] Det Norske Veritas. *Fabrication and testing of offshore structure*. 2010.
- [55] R. D. Cook. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley og Sons, 2002.
- [56] L. Ibsen. *Bucket Foundation, a status*. URL: http://vbn.aau.dk/files/57365677/Proceedings._Bucket_Foundation__a_status (sjekket 25.04.2017).

- [57] G. Eiksund. NTNU - Geoteknikk, personlig kommunikasjon. 2017.
- [58] G. Eiksund. *Åsgard C Suction Anchors Installation Analysis*. Rapport. SINTEF, 1998.
- [59] K. Knudsen og M. Thorup. *Buckling of steel shell structures*. Masteroppgave. Aalborg University, 2016.
- [60] R. D. Cook. *Concepts and applications of finite element analysis*. John Wiley og Sons Inc., 2002.
- [61] N. Strömblad. *Modeling of Soil and Structure Interaction Subsea*. 2014. URL: <http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/199977/199977.pdf>.
- [62] K. M. Mathisen. *Lecture 11: Numerical integration*. NTNU, 2015.
- [63] MIT. *Eight-node brick element with reduced integration (C3D8R and F3D8R)*. 2014. URL: http://web.mit.edu/calculix_v2.7/CalculiX/ccx_2.7/doc/ccx/node27.html (sjekket 02.04.2017).
- [64] S King og T. Richards. *Solving Contact Problems with Abaqus*. SIMULIA, 2013.
- [65] S. Jiabin. «Buckling of cylindrical shell under external pressure in a Hamiltonian system». I: *Journal of theoretical and applied mechanics*, Vol.52 (2014), s. 641–653.
- [66] T. Koga. «Bifurcation Buckling of Circular Cylindrical Shells Under Uniform External Pressure». I: *AIAA Journal*, Vol.27(2) (1989), s. 242–248.
- [67] G. N. Karam. *Elastic buckling of cylindrical shells with elastic cores—II. Experiments*. 1995.
- [68] D. Bushnell. *Imperfection Sensitivity of Externally Pressurized Cylindrical Shells*. 2011. URL: <https://shellbuckling.com/papers/imperfsensitivity.pdf> (sjekket 10.03.2017).

Vedlegg A

DNV-RP-C202

Beregningsmetoden for dimensjonerende knekkingskapasitet følger DNV-RP-C202. Metoden som presenteres her gjelder kun for sylinderskall belastet av aksiell og radiell trykkbelastning, uten ringstivere.

A.1 Spenninger i sylinderskall

Aktuelle lastvirkninger er:

N_{Sd}	Dimensjonerende aksialkraft
M_{Sd}	Dimensjonerende bøyemoment
T_{Sd}	Dimensjonerende torsjonsmoment
P_{Sd}	Dimensjonerende horisontaltrykk, forskjellen mellom utvendig og innvendig trykk

Membranspenningen i et hvilket som helst punkt defineres som:

$\sigma_{x,Sd}$	Dimensjonerende membranspenning i vertikalretning
$\sigma_{h,Sd}$	Dimensjonerende membranspenning i skallretning
τ_{Sd}	Dimensjonerende skjærspenning tangentielt til skalloverflaten

Ved bruk av bjelketeorien er vertikal membranspenning:

$$\sigma_{x,Sd} = \sigma_{a,Sd} + \sigma_{m,Sd} \quad (\text{A.1})$$

hvor bidragene kommer av henholdsvis aksialkraft og bøyemoment.

$$\sigma_{a,Sd} = \frac{N_{Sd}}{2\pi r t} \quad (\text{A.2})$$

$$\sigma_{m,Sd} = \frac{M_{1,Sd}}{\pi r^2 t} \sin\theta - \frac{M_{2,Sd}}{\pi r^2 t} \cos\theta \quad (\text{A.3})$$

hvor:

r	Radius
t	Veggtykkelse
θ	Koordinat i ringretning, målt fra hovedakse 1
$M_{1,Sd}$	Moment om hovedakse 1
$M_{2,Sd}$	Moment om hovedakse 2

I denne rapporten er konstruksjonen ikke utsatt for bøyemoment, som gir $\sigma_{m,Sd} = 0$.

A.1.1 Membranspenning i skallretning

Undertrykket skaper spenninger i ringretningen, og er gitt ved:

$$\sigma_{h,Sd} = \frac{p_{Sd} r}{t} \quad (\text{A.4})$$

hvor:

p_{Sd}	Trykk
----------	-------

A.2 Knekking

A.2.1 Stabilitetskrav

Stabilitetskravet til et skall er gitt ved:

$$\sigma_{j,Sd} \leq f_{ksd} \quad (\text{A.5})$$

hvor:

$$\begin{array}{l|l} \sigma_{j,Sd} & \text{Dimensjonerende Von Mises-spenning} \\ f_{ksd} & \text{Dimensjonerende knekkingskapasitet til sylinderskall} \end{array}$$

Dimensjonerende knekkingskapasitet til sylinderskall er gitt ved:

$$f_{ksd} = \frac{f_{ks}}{\gamma_M} \quad (\text{A.6})$$

Materialfaktoren γ_M er gitt ved:

$$\begin{array}{ll} \gamma_M = 1.15 & \text{for } \bar{\lambda}_s \leq 0.5 \\ \gamma_M = 0.85 + 0.60\bar{\lambda}_s & \text{for } 0.5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1.0 \\ \gamma_M = 1.45 & \text{for } \bar{\lambda}_s \geq 0.5 \end{array}$$

hvor:

$$\begin{array}{l|l} f_{ks} & \text{Karakteristisk knekkingskapasitet til sylinderskall} \\ \bar{\lambda}_s & \text{Redusert skallslankhet} \end{array}$$

A.3 Karakteristisk knekklast

Karakteristisk knekklast for skall defineres som:

$$f_{ks} = \frac{f_y}{\sqrt{1 + \bar{\lambda}_s^4}} \quad (\text{A.7})$$

hvor:

$$\bar{\lambda}_s = \frac{f_y}{\sigma_{j,Sd}} \left[\frac{\sigma_{a0,Sd}}{f_{Ea}} + \frac{\sigma_{m0,Sd}}{f_{Em}} + \frac{\sigma_{h0,Sd}}{f_{Eh}} + \frac{\tau_{Sd}}{f_{E\tau}} \right] \quad (\text{A.8})$$

$$\sigma_{j,Sd} = \sqrt{(\sigma_{a,Sd} + \sigma_{m,Sd})^2 - (\sigma_{a,Sd} + \sigma_{m,Sd})\sigma_{h,Sd} + \sigma_{h,Sd}^2 + 3\tau_{Sd}^2} \quad (\text{A.9})$$

$$\sigma_{a0,Sd} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{hvis } \sigma_{a,Sd} \geq 0 \\ -\sigma_{a,Sd} & \text{hvis } \sigma_{a,Sd} < 0 \end{array} \right\} \quad (\text{A.10})$$

$$\sigma_{m0,Sd} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{hvis } \sigma_{m,Sd} \geq 0 \\ -\sigma_{m,Sd} & \text{hvis } \sigma_{m,Sd} < 0 \end{array} \right\} \quad (\text{A.11})$$

$$\sigma_{h0,Sd} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{hvis } \sigma_{h,Sd} \geq 0 \\ -\sigma_{h,Sd} & \text{hvis } \sigma_{h,Sd} < 0 \end{array} \right\} \quad (\text{A.12})$$

hvor spenningene i formlene ovenfor er definert i kapittel A.1.

f_{Ea} , f_{Em} , f_{Eh} , $f_{E\tau}$ er elastisk knekkingsstyrke for henholdsvis aksiallast, bøyemoment, hydrostatisk trykk og torsjon- og skjærkraft. Faktorene utregnes som definert i kapittel A.3.1.

A.3.1 Skallknekking

Elastisk knekkstyrke for et uavstivet sylindrisk skall er gitt ved:

$$f_e = C \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{l}\right)^2 \quad (\text{A.13})$$

$$C = \psi \sqrt{1 + \left(\frac{\rho \xi}{\psi}\right)^2} \quad (\text{A.14})$$

hvor:

C	Koeffisient for redusert knekkingskapasitet
E	Elastisitetsmodulen
ν	Tverrkontraksjonstallet
l	Lengde
ψ	Koeffisient
ξ	Koeffisient
ρ	Koeffisient

Verdier for ψ , ξ , r er gitt i tabell A.1.

	ψ	ξ	ρ
Aksiell spenning	1	$0.702Z_l$	$0.5(1 + \frac{r}{150t})^{-0.5}$
Bøyning	1	$0.702Z_l$	$0.5(1 + \frac{r}{300t})^{-0.5}$
Torsjon og skjær	5.34	$0.856Z_l^{\frac{3}{4}}$	0.6
Sideveis trykk	4	$1.04\sqrt{Z_l}$	0.6
Hydrostatisk trykk	2	$1.04\sqrt{Z_l}$	0.6

Tabell A.1: Knekkingskoeffisienter for et uavstivet skall [33]

$$Z_l = \frac{l^2}{rt} \sqrt{1 - \nu^2} \quad (\text{A.15})$$

hvor:

l	Lengden på sylinderskallet
-----	----------------------------

For slanke sylinderskall må koeffisientene i tabell A.1 modifiseres.

Hydrostatisk trykk:

Hvis $\frac{l}{r} > 2.25\sqrt{\frac{r}{t}}$ er elastisk knekkstyrke:

$$f_{Eh} = 0.25E\left(\frac{t}{r}\right)^2 \quad (\text{A.16})$$

Vedlegg B

NS-EN 1993-1-6

Beregningsmetoden for dimensjonerende knekkingskapasitet følger NS-EN 1993-1-6. Metoden som presenteres her gjelder kun for sylinderskall belastet av aksiell og radiell trykkbelastning, uten ringstivere.

B.1 Sylinderskall med aksiell trykkspenning

I dette kapitlet beregnes knekkspenningen for sylinderskall, med aksiell trykkbelastning.

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.1})$$

hvor:

$\sigma_{x,Rd}$	Dimensjonerende knekkspenning
$\sigma_{x,Rk}$	Karakteristisk knekkspenning
γ_{M1}	Sikkerhetsfaktor

Den valgte verdien for sikkerhetsfaktoren, γ_{M1} , er 1.1. Den karakteristiske knekkspenningen er gitt ved:

$$\sigma_{x,Rk} = \chi f_{y,k} \quad (\text{B.2})$$

hvor:

χ		Reduksjonsfaktor for elastisk-plastiske effekter på knekkingskapasiteten
$f_{y,k}$		Karakteristisk flytespenning

Reduksjonsfaktor mhp knekking er gitt ved:

$$\begin{aligned} \chi &= 1 & \text{for } \bar{\lambda} &\leq \bar{\lambda}_0 \\ \chi &= 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta & \text{for } \bar{\lambda}_0 &\leq \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_p \\ \chi &= \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} & \text{for } \bar{\lambda}_p &\leq \bar{\lambda} \end{aligned}$$

hvor:

α		Elastisk reduksjonsfaktor for formfeil
β		Faktor for det plastiske intervallet
η		InteraksjonsekspONENT
$\bar{\lambda}$		Relativ slankhet
$\bar{\lambda}_0$		Flyteslankhet
$\bar{\lambda}_p$		Relativ plastisk grenseslankhet

Relativ plastisk grenseslankhet er gitt ved:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (\text{B.3})$$

hvor:

$\lambda_{\theta 0}$		Elastisk reduksjonsfaktor for formfeil
β		Faktor for det plastiske intervallet
η		InteraksjonsekspONENT

Den aksielle flyteslankheten λ_{x0} , relativ plastisk grenseslankhet β , og interaksjonsekspONENT η bør settes til:

$$\lambda_{x0} = 0.20 \quad \beta = 0.60 \quad \eta = 1.0 \quad (\text{B.4})$$

Reduksjonsfaktoren, α_x , for aksiell-elastisk formfeil bør hentes fra uttrykket:

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1.91\left(\frac{\Delta w_k}{t}\right)^{1.44}} \quad (\text{B.5})$$

hvor Δw_k er den karakteristiske formfeilamplituden:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} t \quad (\text{B.6})$$

hvor Q er parameteren for fabrikkingskvaliteten, som finnes i tabell D.2.

Den relative slankheten er gitt ved:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (\text{B.7})$$

hvor $\sigma_{x,Rcr}$ er kritisk aksiell knekkspenning.

Den kritiske spenningen bestemmes ved ligning B.8. Dette er knekkingspenningen for sylinder skall med perfekt geometri. Uttrykket er kun gyldig for randbetingelser lik BC1 eller BC2 ved begge ender, se kapittel B.4.

$$\sigma_{x,Rcr} = 0.605 E C_x \frac{t}{r} \quad (\text{B.8})$$

E	Elastisitetsmodul
C_x	Koeffisient ved vurdering av knekkingskapasitet
t	Tykkelse
r	Radius

Lengden på skallet er karakterisert ved den dimensjonsløse lengden, ω :

$$\omega = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{l}{\sqrt{rt}} \quad (\text{B.9})$$

C_x bestemmes basert på sylinder skallgeometrien, som vist i tabell B.1.

Sylinderlengde	Dimensjonsløs lengde	C_x
Kort	$\omega \leq 1.7$	$C_x = 1.36 - \frac{1.83}{\omega} + \frac{2.07}{\omega^2}$
Mellomlang	$1.7 \leq \omega \leq 0.5 \frac{r}{t}$	$C_x = 1.0$
Lang	$\omega > 0.5 \frac{r}{t}$	$C_x = C_{x,N} = maks \begin{cases} 1 + \frac{0.2}{C_{xb}} [1 - 2\omega \frac{t}{r}] \\ 0.60 \end{cases}$

Tabell B.1: Bestemmelse av C_x

C_{xb} er en parameter som er avhengig av randbetingelsene og finnes i tabell D.1.

B.2 Sylinder skall med sirkulær trykkspenning

I dette kapitlet beregnes knekkspenningen for sylinder skall, med radiell trykkbelastning.

$$\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.10})$$

hvor:

$\sigma_{\theta,Rd}$	Dimensjonerende knekkspenning
$\sigma_{\theta,Rk}$	Karakteristisk knekkspenning
γ_{M1}	Sikkerhetsfaktor

Sikkerhetsfaktoren, γ_{M1} , er gitt som 1.1 i NS-EN 1993-1-6.

$$\sigma_{\theta,Rk} = \chi f_{y,k} \quad (\text{B.11})$$

χ	Reduksjonsfaktor for elastisk-plastiske effekter på knekkingskapasiteten
$f_{y,k}$	Karakteristisk flytespenning

Reduksjonsfaktoren beregnes på samme måte som i kapittel B.1.

Den elastiske reduksjonsfaktoren for formfeil, α_θ , er gitt i tabell B.2.

Fabrikasjonstoleranse	Beskrivelse	α_θ
Klasse A	Excellent	0.75
Klasse B	Høy	0.65
Klasse B	Normal	0.50

Tabell B.2: Verdier basert på fabrikasjonskvalitet

Den sirkulære squash limit slenderness $\lambda_{\theta 0}$, plastic range factor β , og interaksjonsekspONENTEN η bør settes til:

$$\lambda_{\theta 0} = 0.40 \quad \beta = 0.60 \quad \eta = 1.0 \quad (\text{B.12})$$

Den relative slankheten er gitt ved:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{\theta,Rcr}}} \quad (\text{B.13})$$

hvor:

$\sigma_{\theta,Rcr}$ | Kritisk, sirkulær knekkspenning

Den kritiske sirkulære knekkspenningen er avhengig av den dimensjonsløse lengden, ω . I motsetning til $\sigma_{x,Rcr}$, er det uttrykket for $\sigma_{\theta,Rcr}$ som endrer seg ved ulike ω . Tabell B.3 viser kritisk knekkspenning ved ulike dimensjonsløse lengder.

Sylinderlengde	Dimensjonsløs lengde	$\sigma_{\theta,Rcr}$
Kort	$\frac{\omega}{C_\theta} < 20$	$0.92E\left(\frac{C_{\theta s}}{\omega}\right)\left(\frac{t}{r}\right)$
Mellomlang	$20 \leq \frac{\omega}{C_\theta} \leq 1.63\frac{r}{t}$	$0.92E\left(\frac{C_\theta}{\omega}\right)\left(\frac{t}{r}\right)$
Lang	$\frac{\omega}{C_\theta} > 1.63\frac{r}{t}$	$E\left(\frac{t}{r}\right)^2\left[0.275 + 2.03\left(\frac{C_\theta}{\omega} \cdot \frac{r}{t}\right)^4\right]$

Tabell B.3: Bestemmelse av C_θ

C_θ hentes fra tabell D.3.

$C_{\theta s}$ hentes fra tabell D.4.

B.3 Sylinderskall med kombinerte laster

I tilfeller hvor flere laster virker samtidig, bør følgende ligning være tilfredsstillt:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1 \quad (\text{B.14})$$

$\sigma_{x,Ed}$, signifikant verdi av aksial trykkspenning

$\sigma_{\theta,Ed}$, signifikant verdi av sirkulær trykkspenning

$\sigma_{\theta,Ed}$, signifikant verdi av skjærspenning

$k_x, k_\theta, k_i, k_\tau$, interaksjonsparametre

Knekkingsparametrene er gitt av:

$$k_x = 1.25 + 0.75\chi_x \quad (\text{B.15})$$

$$k_\theta = 1.25 + 0.75\chi_\theta \quad (\text{B.16})$$

$$k_\tau = 1.75 + 0.25\chi_\tau \quad (\text{B.17})$$

$$k_i = (\chi_\theta \chi_\tau)^2 \quad (\text{B.18})$$

B.4 Randbetingelser

Randbetingelser	Terminologi	Beskrivelse	Normal forskyvning	Vertikal forskyvning	Sirkulær rotasjon
BC1r	Clamped	radielt fastholdt sirkulært fastholdt rotasjonsfastholdt	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\phi = 0$
BC1f	-	radielt fastholdt sirkulært fastholdt rotasjonsfri	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\phi \neq 0$
BC2r	-	radielt fastholdt sirkulært fri rotasjonsfastholdt	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi = 0$
BC2f	Pinned	radielt fastholdt sirkulært fri rotasjonsfri	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi \neq 0$
BC3	Free edge	radielt fri sirkulært fri rotasjonsfri	$w \neq 0$	$u \neq 0$	$\beta_\phi \neq 0$

Tabell B.4: Randbetingelser for sylinderskall