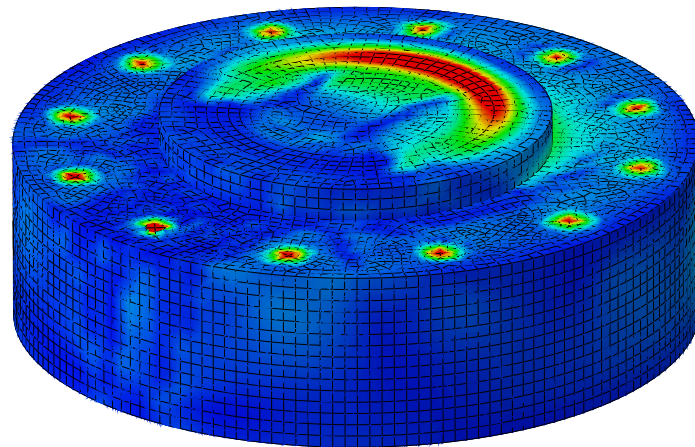




LUND
UNIVERSITY



MODELLERING AV VINDKRAFTVERKSFUNDAMENT

En jämförelse av fackverksanalogi och finita elementmetoden

HUGO OLOFSSON och WILLIAM OLSSON

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS
ISRN LUTVDG/TVSM--23/5266--SE (1-80) | ISSN 0281-6679
MASTER'S DISSERTATION

MODELLERING AV VINDKRAFTVERKSFUNDAMENT

En jämförelse av fackverksanalogi
och finita elementmetoden

HUGO OLOFSSON och WILLIAM OLSSON

Supervisors: LINUS ANDERSSON, Licentiate in Engineering, Division of Structural Mechanics, LTH
together with BENJAMIN BERG and MIKAEL WAHLGREN, ELU Konsult AB.

Examiner: Professor KENT PERSSON, Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2023 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, June 2023 (PI).

For information, address:
Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: www.byggmek.lth.se

Abstract

Sweden has an objective of producing a larger amount of sustainable and fossil free electricity. The most economical option is wind power plants which is why more investments are being made than ever before. These wind turbines are getting larger which increases the strength requirements of the foundations. In this study a cylindrical rock anchored foundation was analysed. The foundation consists of three essential components: reinforced concrete, rock anchors and a bolt cage. The bolt cage connects the wind turbine to the foundation and the rock anchoring attaches the foundation to the bedrock. One method to design this type of foundation is to use the strut and tie method. This method is based on assumptions of the stress distribution throughout the foundation and the assumption that concrete is only able to withstand compressive forces.

The purpose of this work was to evaluate numerical models for designing a rock anchored wind turbine based on the strut-and-tie model as well as identifying failure modes in regions inside and surrounding the bolt cage.

In order to analyze the foundation, a numerical analysis using the finite element method was performed with the software Brigade/Plus. To achieve a realistic stress distribution, two non-linear models of the foundation were created, one two-dimensional and one three-dimensional. The purpose of the two-dimensional model was to give simplified results of the force patterns and the cracking of the concrete in a time efficient manner, while the three-dimensional model was used to achieve more realistic analysis results. The result of both models were also compared with the strut-and-tie method.

The evaluation of results from the finite element models showed no significant cracks or deformations, which indicates that the foundation is able to withstand the design loads. Therefore this strut-and-tie model can be used to design wind turbine foundations. The significant difference between the methods was the occurrence of a compression strut inside the bolt cage. In the strut-and-tie model the stresses were assumed to be distributed around the bolt cage. However, according to the results provided by the finite element method a compression strut is obtained inside the bolt cage.

Sammanfattning

Sverige har som mål att öka produktionen av förnybar och fossilfri el. Den billigaste fossilfria energikällan är vindkraft och därav investeras det mer i vindkraft än tidigare. Storleken på vindkraftverken har ökat de senaste åren vilket höjt kraven på fundamenten. I denna studie analyserades ett cylinderformat bergförankrat vindkraftverksfundament. Fundamentet består av tre väsentliga komponenter: armerad betong, bergstag och en bultkorg. Bultkorgen förankrar tornet till fundamentet och bergstagen förankrar fundamentet till underliggande berggrund. Ett sätt att dimensionera denna typ av fundament är med fackverksmetoden. Metoden bygger på antaganden av spänningsfördelningen genom fundamentet och antagandet att betong endast kan uppta laster i form av tryck.

Syftet med arbetet var att utvärdera beräkningsmodeller för dimensionering av ett bergförankrat vindkraftverksfundament som baseras på fackverksanalogi samt att identifiera kritiska brottmoder i regioner innanför och i anslutning till bultkorgen.

För att analysera fundamentet användes finita elementmetoden i programvaran Brigade/Plus. För att eftersträva ett realistiskt spänningsbeteende skapades två olinjära modeller av fundamentet, en tvådimensionell och en tredimensionell. Syftet med den tvådimensionella modellen var att genom beräkningseffektiva analyser ge förenklade resultat över kraftspel och sprickbeteenden medan syftet med den tredimensionella modellen var att ge mer detaljerade resultat. De båda modellerna jämfördes med ett referensfall som dimensionerats med fackverksmetoden.

Utvärderingen av resultaten från finita elementmodellerna visade inga större sprickor eller deformationer, vilket indikerar att fundamentet klarar dimensionerande last. Därmed kan denna fackverksmodell användas för att dimensionera vindkraftverksfundament. Den största skillnaden mellan beräkningsmetoderna var huruvida det uppstod en trycksträva innanför bultkorgen. I referensfallet, som analyserades med fackverksmetoden, antogs lasten gå runt bultkorgen medan analyserna med finita elementmetoden tyder på att en trycksträva även uppstår innanför bultkorgen.

Förord

Denna rapport redovisar ett examensarbete på 30 högskolepoäng skrivet för avdelningen Byggnadsmekanik på Lunds tekniska högskola. Vi vill rikta ett stort tack till ELU Konsult AB som gav oss möjligheten att skriva om detta ämne, som givit oss de verktyg vi behövt för att utföra arbetet samt för att vi fått använda deras kontor. Ett extra stort tack riktar vi till Benjamin Berg och Mikael Wahlgren som hjälpt oss genom hela arbetet och tagit sig tiden att svara på våra frågor.

Vi vill även tacka vår handledare på Lunds teknisk högskola, Linus Andersson, som varit till stor hjälp vid utförandet av arbetet. Utan Linus hjälp hade det varit en ännu större utmaning att få fram några resultat. Vi tackar för Linus engagemang och stöttning.

Notation

Latinska bokstäver

- a** - Nodförskjutningvektor
- A** - Area
- A_a - Armeringsarea
- A_c - Betongarea
- b** - Bredd
- b** - Kraft per volymenhet
- B** - Formfunktionens derivata
- c** - Godtycklig funktion
- d** - Djup
- E** - Elasticitetsmodul
- E_a - Elasticitetsmodul för armering
- E_{cm} - Medelvärde för betongs elasticitetsmodul
- E_s - Elasticitetsmodul för stål
- f_{b0} - Biaxiell tryckspänning
- f_c - Biaxiell hållfasthet
- f_{c0} - Enaxiell tryckspänning
- f_{c2cm} - Biaxiell tryckhållfasthet för betong
- f_{cm} - Medelvärde för betongens tryckhållfasthet
- f_{ctm} - Medelvärde för betongens draghållfasthet
- f_{yb} - Sträckgränsen för stål i bultkorgen
- f_{yk} - Karakteristisk draghållfasthet för armering
- F** - Kraft
- g** - Gravitationskonstant
- G_F - Brottenergi
- h** - Höjd
- k** - Enhetslös parameter för kompressionsbeteende
- k_l - Linjär lutning av bilinjär kurva
- K** - Flytfunktionsparameter
- $K_{bergstag}$ - Fjäderstyvhet för bergstag
- K_{mark} - Fjäderkonstanten för markens styvhet
- l** - Längd
- M** - Moment
- N** - Formfunktion
- q** - Utbredd last
- q_d - Dimensionerande utbredd last
- r** - Radie
- R** - Reaktionskraft
- S** - Randyta
- t** - Tjocklek
- t** - Ytkraftsvektor

\mathbf{u} - Förskjutningsvektor
 \mathbf{v} - Viktfunktion
 V - Volym
 w - Sprickbredd
 w_1 - Fiktiv sprickbredd vid mittpunkt i bilinjär deformationskurva
 w_c - Fiktiv sprickbredd
 x - Förskjutning

Grekiska bokstäver

β - Fritkionsvinkel
 δ_c - Densitet för armerad betong
 δ_s - Densitet för stål
 ∇ - Differentialoperator
 ϵ - Flödesexcentricitet
 ε - Töjning
 ε^{el} - Elastisk töjning för betong
 ε^{iel} - Icke-elastisk töjning för betong
 ε^{pl} - Plastisk töjning för betong
 ε_c - Kompressionstöjning för betong
 ε_{c1} - Kompressionstöjning vid maximal spänning för betong
 ε_{cu1} - Maximal nominell töjning för betong
 η - Enhetslös parameter för kompressionsbeteende
 θ - Vinkel mellan tryck- och dragstag i fackverksmodell
 μ - Viskositetsparameter
 ν_a - Poissons tal för armering
 ν_c - Poissons tal för betong
 ν_s - Poissons tal för stål
 σ - Spänning
 σ_1 - Horisontell huvudspänning vid biaxiell hållfasthet
 σ_2 - Vertikal huvudspänning vid biaxiell hållfasthet
 σ_a - Spänning i armering
 σ_c - Spänning i betong
 σ - Spänningstensor
 ϕ - Diameter
 ψ - Dilatationsvinkel

Förkortningar

CDP - Concrete Damage Plasticity
FE - Finita Element
FEM - Finita Elementmetoden
RP - Referenspunkt
TP - Tyngdpunkt

3D - Tredimensionell
2D - Tvådimensionell

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	XII
1 Introduktion	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	2
1.4 Avgränsningar	2
2 Vindkraftverksfundament	5
2.1 Gravitationsfundament	6
2.2 Pålade fundament	6
2.3 Bergförankring	6
2.4 Laster på vindkraftverk	7
2.5 Infästning mellan torn och fundament	8
3 Beräkningsmodeller	9
3.1 Fackverksmetoden	9
3.2 Finita elementmetoden	11
3.2.1 Modellering av betong utifrån plasticitetsteori	13
3.2.2 Beteende vid tryckspänning	13
3.2.3 Beteende vid dragspänning	14
3.2.4 Förhållande mellan enaxiell och biaxiell hållfasthet	16
3.2.5 Materialmodell i Brigade/Plus	17
3.3 Materialparametrar	18
4 Parameterstudie: Hög balk	21
4.1 Fackverksmodell	21
4.2 Finita elementmodell	22
4.3 Resultat	24
4.4 Slutsatser	26
5 Modellering av fundament	27
5.1 Beskrivning av fundament	27

5.1.1	Armering	27
5.1.2	Bultkorg	28
5.1.3	Bergstag	28
5.2	Laster och randvillkor på fundament	29
5.3	Rymdfackverk	29
5.4	Tvådimensionell modell	30
5.4.1	Modellering	30
5.4.2	Laster	34
5.4.3	Resultat	35
5.4.4	Jämförelse med fackverksmodell	37
5.5	Tredimensionell modell	40
5.5.1	Modellering	40
5.5.2	Laster	43
5.5.3	Resultat	44
5.5.4	Jämförelse med fackverksmodell	48
6	Diskussion	55
6.1	Materialmodellering	55
6.2	Tvådimensionell analys	55
6.3	Tredimensionell analys	56
6.4	Brottnod och brottlast	56
6.5	Sprickbeteende	57
7	Slutsatser och fortsatta studier	59
7.1	Slutsatser	59
7.2	Fortsatta studier	59
	Litteratur	61
A	Beräkningar	63
A.1	Materialmodellering enligt CDP	63
A.1.1	Kompressionsbeteende	63
A.1.2	Dragbeteende	64
A.2	Hög balk	65
A.2.1	Fackverksmetoden	65
A.2.2	FEM	66
A.3	Tvådimensionell modell	68
A.3.1	Volymandel	68
A.3.2	Bergstag	68
A.3.3	Brottnod	69
A.3.4	Fackverk	70
A.3.5	Jämförelse med dragstag i fackverksmodell	71
A.4	Tredimensionell modell	72
A.4.1	Bergstag	72
A.4.2	Brottnod	72
A.4.3	Jämförelse med dragstag i fackverksmodell	73

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

År 2020 producerades cirka 17 % av Sveriges energi med hjälp av vindkraftverk (Energimyndigheten, 2021b). Enligt Svensk Vindenergi (2023) har energiproduktionen från vindkraft ökat till 25 % av Sveriges totala energiproduktion under januari månad 2023. Sverige har målet att uppnå 100 % förnybar elproduktion år 2040 och vindkraft kommer utgöra en viktig del för att uppnå detta mål (Energimyndigheten, 2020).

Enligt Energimyndigheten (2021a) har målet om förnybar och fossilfri energi samt att vindkraft idag är den billigaste energikällan gjort att viljan att investera i vindkraft ökat. Detta har lett till att produktionen av vindkraftverk har ökat. Samtidigt utvecklas vindkraftverkens teknologi för att öka effektgenereringen - tornens höjd stiger och rotorbladen blir större för att öka energiproduktionen. Detta bidrar i sin tur till större laster vilket leder till att högre krav ställs på fundamenten (Energimyndigheten, 2019).

Vindkraftverksfundament kan vid dimensionering betraktas som ett rymdfackverk (ett tredimensionellt fackverk) som simulerar spänningsfördelningen genom den armerade betongen. Fackverkens utformning beror på vilken typ av fundament som används. De vanligaste fundamenten som idag används presenteras i Kapitel 2.

I detta arbete analyserades ett cylinderformat bergförankrat vindkraftverksfundament. Fundamentet består huvudsakligen av tre olika komponenter; armerad betong, bergstag och en bultkorg. Den armerade betongen utgör kroppen av fundamentet, bergstagen förankrar fundamentet till berggrunden och bultkorgen ansluter tornet till fundamentet. Bultkorgen består av en ovanfläns och en underfläns samt vertikala bultar, se Figur 2.4. Tornet förankras till ovanflänsen och underflänsen gjuts in i fundamentet. Dessa är sedan ihopkopplade med hjälp av vertikala bultar. En mer ingående förklaring av alla komponenter presenteras i Kapitel 2.

1.2 Syfte

Syftet med arbetet var att utvärdera beräkningsmodeller för dimensionering av ett landbaserat bergförankrat vindkraftverksfundament som baseras på fackverksanalogi samt att identifiera kritiska brottmoder i regioner innanför och i anslutning till bultkorgen. Analysen utfördes baserat på följande frågeställningar:

1. Hur är spänningsbeteendet innanför bultkorgen?
2. Hur är spjälkningsbeteendet ovanför underflänsen i bultkorgen?

3. Hur är spjälkningsbeteendet mellan underflänsen i bultkorg och stag?
4. Hur är beteendet hos det antagna rymdfackverket kontra spänningsutvecklingen i Finita Elementmodellen (FE-modellen)?

1.3 Metod

I studien analyseras ett referensfall av ett bergförankrat betongfundament som dimensionerats utifrån fackverksmetoden. Samtliga dimensioner, utformning, laster och randvillkor som utgör detta exempel baserades på referensfundament som tillhandahållits av ELU Konsult AB. Utformningen av det förenklade exempelfundamentet som analyseras i detta arbete presenteras i Kapitel 5.

För att besvara frågeställningarna utfördes tre olinjära analyser med Finita Elementmetoden (FEM) som sedan jämfördes med fackverksmodeller. Modellerna byggdes upp och analyserades med hjälp av programmet Brigade/Plus. För att modellera betongens olinjära beteende användes materialmodellen "Concrete Damage Plasticity" (CDP) som beskrivs i Avsnitt 3.2.5.

Den första analysen presenteras i Kapitel 4. Syftet med denna analys var att undersöka inparametrarna så att materialmodellen ger rimliga resultat. Analysen utfördes på en hög armerad betongbalk med simpel geometri för att resultaten skulle vara enklare att utvärdera. Reaktionskraft, dragkraft och brottlast jämfördes med motsvarande fackverksmodell.

Den andra analysen behandlade en tvådimensionell modell av fundamentet med antagande om plan spänning. Modellen presenteras i Avsnitt 5.4. Syftet med analysen var att undersöka kraftspel och sprickbeteende i fundamentet. Kraftspelet jämfördes även med en fackverksmodell. Utöver analyserna låg modelleringen till grund för hur den tredimensionella modellen byggdes upp.

Den sista analysen utfördes med hjälp av en tredimensionell modell av fundamentet och presenteras i Avsnitt 5.5. Syftet var att uppnå ett mer detaljerat resultat på kraftspel och sprickbeteende i fundamentet. I analysen jämfördes även spänningarna i den olinjära tredimensionella modellen med motsvarande spänningar beräknade utifrån ett antaget rymdfackverket.

1.4 Avgränsningar

För att kunna analysera betongfundamentet gjordes ett antal avgränsningar och antaganden angående materialparametrar samt fundamentets utformning, laster och randvillkor.

Materialen som användes i modellerna är betong och stål. De FE-modeller som presenteras i denna rapport utgår alla ifrån samma materialparametrar. All stål antas

ha ett elastoplastiskt beteende (Isaksson, Mårtensson och Thelandersson, 2019). Betongens plastiska egenskaper beskrevs med materialmodellen CDP. Materialmodellen innehåller ett flertal parametrar som kan justeras för att efterlikna ett verkligt beteende. I detta arbete undersöktes inte hur en ändring av dessa parametrar påverkade resultatet. För att ytterligare förenkla modelleringen användes samma betongklass, armeringsklass och stålqualität genomgående för alla analyser. I Avsnitt 3.3 presenteras samtliga materialparametrar.

Studien behandlar endast landbaserad vindkraft och fundamentet som analyserades var en förenklad modell. Fundamentets komponenter hade en förenklad utformning för att minska risken för konvergensproblem, minska beräkningstiden samt för att ge mer lättolkade resultat. Utformningen av komponenterna och fundamentet i sin helhet presenteras i Kapitel 5. Både en tvådimensionell och en tredimensionell analys av fundamentet utfördes. I Avsnitt 5.4 presenteras de förenklingar som krävdes för att beskriva ett tredimensionellt beteende i två dimensioner. Rymdfackverket som presenteras i Avsnitt 5.3 är givet och en härledning av modellen redovisas inte i denna rapport.

Lasterna och upplagsvillkoren som ansattes i analyserna presenteras i Avsnitt 5.2. Lasterna och upplagsvillkoren hämtades från typexempel av bergförankrade vindkraftverksfundament. Beräkningar av dimensionerande last och markens styvhet utfördes inte. Vridning exkluderades från analyserna. Inverkan av vridning bedömdes som liten i relation till övriga laster. I arbetet undersöktes inte hur olika geotekniska förutsättningar påverkade resultatet av spänningarna i fundamentet. I samtliga analyser bedömdes inverkan av stora deformationer och därmed andra ordningens effekter som försumbar. Hur fundamenten modellerades beskrivs i Avsnitt 5.4 och 5.5.

2 Vindkraftverksfundament

Den kanske mest utmärkande delen av vindkraftverket är själva tornet. Genom historien har många olika varianter av torn använts. Exempel på sådana är fackverkstorn, vajrade torn samt betongtorn. Idag är det absolut vanligast med ett ihåligt rörformat ståltorn. Användning av stål har många fördelar jämfört med andra material. Produktionen är snabb, billig och till stor del automatiserad. Fördelen med ett slutet cirkulärt tvärsnitt är främst att vridmotståndet blir högre jämfört med andra tvärsnitt (Hanser Verlag, 2014).

Tornets diameter minskar från botten till toppen. Det största momentet uppstår vid marken, vilket är anledningen till att en större diameter behövs där. Hur stor diameter som kan tillåtas begränsas utifrån transporten till byggplatsen. En vanlig yttre diameter är mellan tre och fem meter beroende på tornets höjd. För att underlätta transport och uppresning är tornet uppbyggt av sektioner som är mellan 20 och 30 meter långa. Dessa sätts sedan ihop på plats via flänsar i segmentens ändar (DNV/Risø, 2002).

Dagens landbaserade vindkraftverk är vanligtvis mellan 80 och 100 meter höga. På höjden tillkommer även rotorbladen, vilka kan göra att vindkraftverken får en total höjd på över 150 meter. På grund av tornets höjd ställs stora krav på dess styvhet och hållfasthet. Trots tornets storlek är dess egentyngd relativt låg. Vindlast är vanligtvis dimensionerande och belastar tillsammans med bladens rotation tornet för dynamiska effekter och utmattning (Hanser Verlag, 2014).

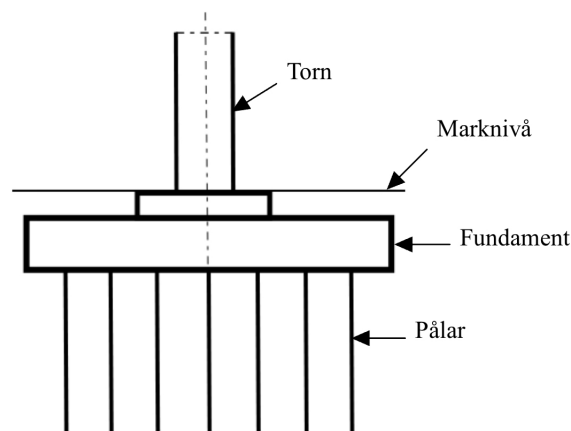
Fundamentens funktion är att överföra moment och krafter från tornet till marken. Det ställs höga krav på fundamenten och dess storlek har ökat i takt med att vindkraftverkens höjd stigit (Hau, 2000). Fundamentet är vanligtvis cirkulärt eller oktagonalt. Dess utformning och egenskaper anpassas inte endast utifrån tornets höjd och dimensionerande laster utan är även beroende av markförhållandet där det ska placeras. För att bestämma vilken typ av fundament som är optimal för markunderlaget krävs i allmänhet en utförlig geologisk undersökning där jordtyper och dess hållfasthetsegenskaper tas fram (Spellman, 2022). Även fenomen som sättningar, glidning, lyftning och stjälpning ska kontrolleras (DNV/Risø, 2002). Exempel på olika typer av fundament presenteras i Avsnitt 2.1 till 2.3.

2.1 Gravitationsfundament

Gravitationsfundament är till storleken de största fundamenten. I enlighet med namnet används fundamentets egentyngd för att uppnå jämvikt. Fundamentet är således inte förankrat i marken utan ska ha tillräcklig tyngd och styvhet för att tornet inte ska välta. Gravitationsfundament används endast om underlaget består av jord med hög bärighet. Vid jordförhållanden med låg bärighet, som till exempel kohesionsjord, föredras istället pålade fundament (DNV/Risø, 2002).

2.2 Pålade fundament

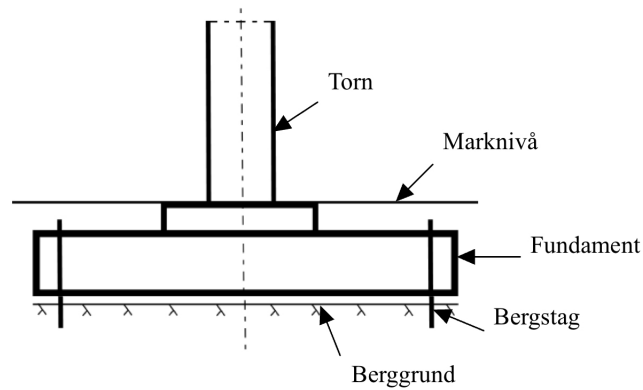
Pålade fundament är generellt mindre till storleken jämfört med gravitationsfundament. Till skillnad från gravitationsfundament utnyttjas inte enbart fundamentets egentyngd för att motverka laster. Pålarna överför främst lasten genom axiell friktion (DNV/Risø, 2002). Antalet pålar beror på jordlagerföljden och fundamentets storlek. Vanligtvis krävs runt 20 pålar för ett normalstort fundament. Vid markförhållanden med dålig bärighet som till exempel lera kan pålarna gå ner till ett djup på 20 till 25 meter (Hau, 2000). En skiss över ett pålat fundament visas i Figur 2.1.



Figur 2.1: Pålade fundament.

2.3 Bergförankring

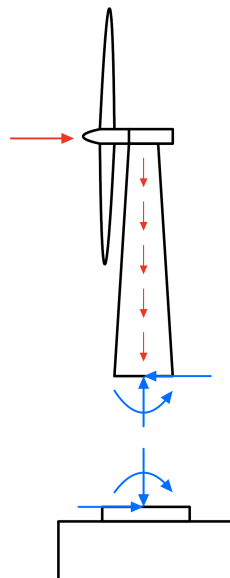
För att minska fundamentets storlek är det vanligt att bergförankra fundamentet. Bergstagen placeras i fundamentets ytterkant vilket visas i Figur 2.2. Förankringen görs med hjälp av förspända stag som är infästa i berggrunden. På så sätt kan laster föras direkt ner till berget (Hobst och Zajíc, 1983). I detta arbetet är ett bergförankrat fundament i fokus.



Figur 2.2: Bergförankrat fundament.

2.4 Laster på vindkraftverk

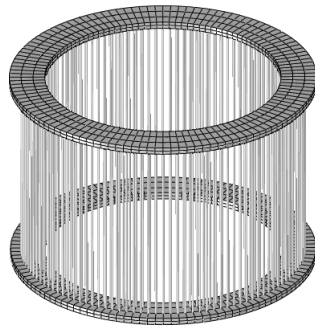
Vinden som angriper tornet ger upphov till en horisontell reaktionskraft, ett moment och en vridning kring tornets axel. Förutom vindlasten har tornet en egenvikt som motsvaras av en vertikal reaktionskraft i fundamentet. För att behålla jämvikt och förankra tornet krävs att dessa reaktionskrafter tas upp av fundamentet. I Figur 2.3 presenteras en principskiss över hur lasterna från tornet överförs till fundamentet där vindlasten och tornets egenvikt representeras av de röda pilarna samt reaktionskrafterna av de blå. Vridningen kring tornets axel är inte med i rapporten enligt avgränsningarna i Avsnitt 1.4. Exempel på lasternas storlek presenteras i Kapitel 5.2.



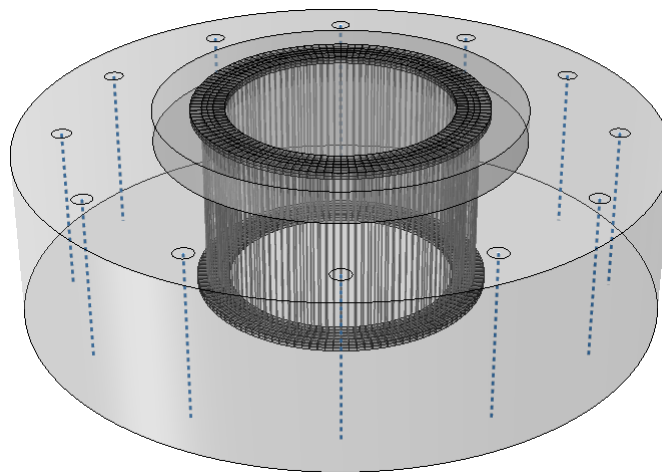
Figur 2.3: Lastöverföring mellan torn och fundament.

2.5 Infästning mellan torn och fundament

En infästning krävs för att överföra krafter och moment från tornet till fundamentet. Detta uppnås vanligtvis med hjälp av en ingjuten bultkorg placerad i mitten av fundamentet. Tornet förankras i bultkorgen som består av vertikala bultar arrangerade i en cylinder. I botten och toppen av bultkorgen är bultarna sammankopplade via cirkulära flänsar av stål. Antalet bultar beror på hur stor dragkraft som uppstår från vindlasten. Bultarna förspänns också för att kunna motstå utmattning (Ahlström och Holmquist, 2017). Bultkorgens utseende visas i Figur 2.4 och dess placering inuti fundamentet kan ses i Figur 2.5.



Figur 2.4: Bultkorg.



Figur 2.5: Bultkorgens placering i fundamentet.

3 Beräkningsmodeller

Beräkningsmodeller bygger på antaganden om det verkliga beteendet och kan därav endast ses som approximationer. I detta kapitel ges en översiktlig beskrivning av fackverksmetoden och FEM samt hur dessa beräkningstekniker kan användas för att analysera armerad betong. Beräkningsteknikerna kommer sedan tillämpas i en analys av ett bergförankrat fundament i Kapitel 5.

Analyser av betongkonstruktioner kan utföras med linjär eller olinjär materialbeskrivning. Ett linjärelastiskt material kännetecknas av en linjär relation mellan spänning och töjning. Vid endimensionellt spänningstillstånd ges denna relation av Hookes lag, se Ekvation 3.1.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

Materialets elasticitetsmodul (E) definerar relationen mellan spänning (σ) och töjning (ε). I ett idealt linjärelastiskt material uppstår inga permanenta deformationer efter avlastning (Ottosen och Peterson, 1992). Osprucken armerad betong dimensioneras främst utifrån en linjär analys. Detta beror på att inverkan av armeringen är liten i ett osprucket stadie (Engström, 2011).

Armerad betong kan ses som ett homogent material vid små belastningar. Vid större deformationer tar armeringen upp större laster, betongen spricker upp och det uppstår ett olinjärt samband mellan last och deformation. För att beskriva detta samband krävs en olinjär modell där brottmekanik beaktas (Engström, 2011).

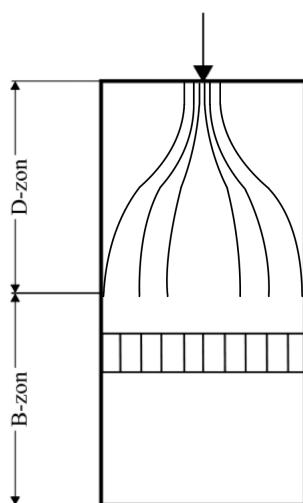
3.1 Fackverksmetoden

Fackverksmetoden används för att dimensionera armerad betong i brottgränstillståndet. Analogin bygger på plasticitetsteorin och grundprincipen är att simulera spänningsfördelningen genom konstruktionen (Engström, 2011). Enligt Betongföreningen (2010) bör beräkningen utföras enligt följande steg vid dimensionering i brottgränstillståndet.

1. Bestäm stödreaktioner och snittkrafter i konstruktionen.
2. Identifiera diskontinuitetszoner.
3. Bestäm spänningsfördelningen mellan diskontinuitetszonen och kontinuitetszonen.
4. Uppskatta spänningsfältet i diskontinuitetszonen med kraftlinjemetoden eller med en linjär FE-analys.

5. Upprätta en fackverksmodell utifrån föregående steg. Modellen ska innehålla noder samt tryck- och dragstag.
6. Beräkna krafterna i strävorna utifrån angripande laster i noderna.
7. Dimensionera armeringen utifrån dragstagen och undersök spänningarna i konstruktionens noder och tryckstag.

Diskontinuitetszonen är en region av varierad geometri och/eller spänningsfördelning. Kontinuitetszonen utgör en region av oförändrad geometri med jämnt fördelade spänningar över regionen (Engström, 2011). I Figur 3.1 illustreras zonerna i fallet där spänningsfördelningen av en koncentrerad trycklast varierar genom konstruktionen.



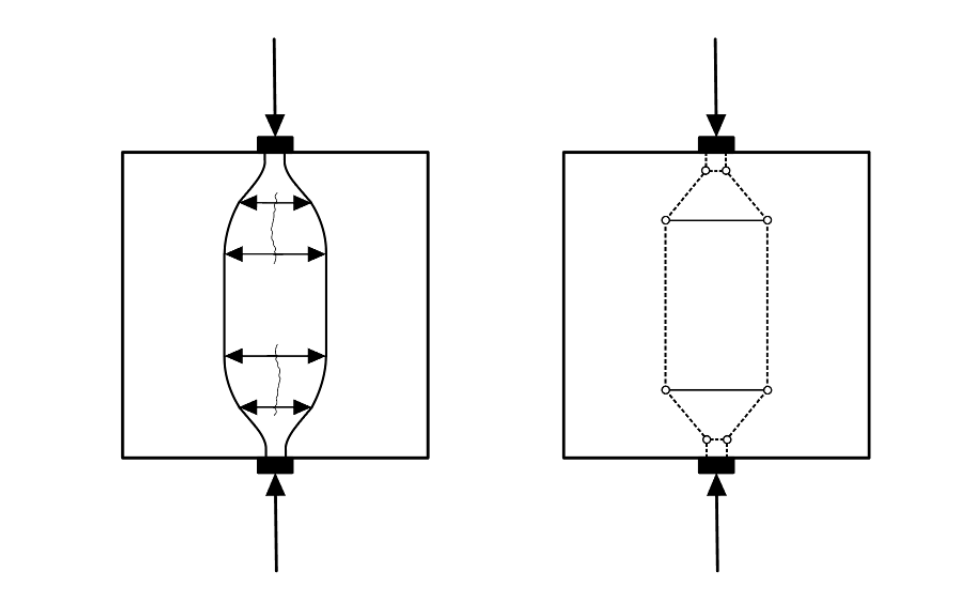
Figur 3.1: Diskontinuitetszon (D-zon) och kontinuitetszon (B-zon).

Kraftlinjemetoden baseras på antaganden om hur kraften fördelas genom konstruktionen. Kraftlinjerna kan uppskattas utifrån en linjär spänningsfördelning i kontinuitetszonen och en olinjär i diskontinuitetszonen. Eftersom fackverkets utformning bygger på antaganden om kraftens fördelning genom konstruktionen är det viktigt att fördelningen inte är överförenklad. I Betonghandboken Volym 1 av Betongföreningen (2010) beskrivs mer ingående hur kraftlinjemetoden används.

När spänningsfördelningen i kroppen är uppskattad approximeras en fackverksmodell utifrån premisserna att betongen tar trycklast i form av trycksträvor och armeringen tar upp draglast i form av dragstag. Betongen approximeras alltså utan egen dragkapacitet (Engström, 2011).

Fackverksmodellen kan användas för att dimensionera mot spjälksprickor. Dessa sprickor uppkommer när koncentrerade tryckklaster angriper utbredda betongkonstruktioner. Tryckspänningen går inte direkt till upplaget utan kommer sprida ut sig i konstruktionen, se den vänstra illustrationen i Figur 3.2. När spänningen sprider sig i konstruktionen ger det upphov till dragspänningar som kan orsaka spjälksprickor. För att motverka spjälksprickor används spjälkarmering som tar upp den tvärgående draglasten i betongen och förhindrar alltför stora sprickor. I den högra illustrationen i Figur

3.2 visas hur fackverksmodellen baseras på spänningsfördelningen. De streckade linjerna motsvarar trycksträvor och de heldragna motsvarar dragstag. Armeringen placeras i höjd med dragstaget och antas i fackverksmodellen ta all dragkraft i konstruktionen (Betongföreningen, 2010).



Figur 3.2: Till vänster visas dragspänningarna i konstruktionen och till höger illustreras fackverksmodellen.

Som tidigare nämnts kan vindkraftverksfundament av armerad betong dimensioneras med hjälp av fackverksanalogin. Fundamentet behandlas i detta fall som en diskontinuitetszon. Rymdfackverket presenteras i Avsnitt 5.3.

3.2 Finita elementmetoden

FEM är en numerisk beräkningsmetod som används för att lösa komplicerade differentialekvationer genom att bryta ner ett problem i mindre beståndsdelar, så kallade finita element. Metoden kan användas för en-, två- och tredimensionella problem. FEM kan användas för att uppskatta en regions beteende i ett begränsat intervall istället för att approximera det med en funktion över hela regionen.

I detta arbete presenteras hur sambandet mellan spänning och töjning kan approximeras med hjälp av FEM. Följande samband gäller endast för små förskjutningar och baseras på (Ottosen och Peterson, 1992). Samtliga fetstilta parametrar är matriser eller vektorer.

För att härleda FE-ekvationerna krävs en omformulering av problemet som studeras. Först etableras en stark form som är differentialekvationen tillsammans med randvillkoren. Den starka formen för tredimensionella problem ges av Ekvation 3.2 (Ottosen och Peterson, 1992).

$$\tilde{\nabla}^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad (3.2)$$

$\tilde{\nabla}$ - Differentialoperator.
 T - Transponat.
 $\boldsymbol{\sigma}$ - Spänningstensor.
 \mathbf{b} - Kraft per volymenhet.

Utifrån den starka formen etableras därefter en svag form. Denna är en omformulering av differentialekvationen och uppnås genom att multiplicera differentialekvationen med en viktfunction och integrera över området. Funktionen etablerar jämvikt för differentialekvationen och gör det möjligt att skapa FE-formuleringen. Den starka och svaga formen är ekvivalenta men upprättandet av FE-formuleringen utgår ifrån den svaga formen (Ottosen och Peterson, 1992). Från den starka formen kan den svaga formen härledas till Ekvation 3.3.

$$\int_V (\tilde{\nabla} \mathbf{v})^T \boldsymbol{\sigma} \, dV = \int_S \mathbf{v}^T \mathbf{t} \, dS + \int_V \mathbf{v}^T \mathbf{b} \, dV \quad (3.3)$$

V - Volym.
 \mathbf{v} - Viktfunction.
 S - Randsyta.
 \mathbf{t} - Ytkraftsvektor.

För att härleda FE-formuleringen från den svaga formen definieras först förskjutningsvektorn \mathbf{u} . Därefter skrivs sambandet om genom att introducera en godtycklig funktion \mathbf{c} .

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \mathbf{a}$$

$$\mathbf{v} = \mathbf{N} \mathbf{c}$$

$$\tilde{\nabla} \mathbf{v} = \mathbf{B} \mathbf{c}$$

$$\mathbf{B} = \tilde{\nabla} \mathbf{N}$$

\mathbf{N} - Formfunktion.
 \mathbf{a} - Nodförskjutningvektor.
 \mathbf{B} - Formfunktionens derivata.

Genom att implementera detta samband kan följande ekvation definieras:

$$\mathbf{c}^T \left(\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} \, dV - \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} \, dS - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{b} \, dV \right) = 0$$

Eftersom \mathbf{c} är en godtycklig funktion måste uttrycket innanför parantesen bli noll. I Ekvation 3.4 presenteras FE-formuleringen.

$$\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS + \int_S \mathbf{N}^T \mathbf{b} dV \quad (3.4)$$

För en mer utförlig beskrivning av FEM och härledning från stark form till FE-formuleringen se Ottosen och Peterson (1992). I detta arbete används en olinjär materialbeskrivning av betong i FE-programmet Brigade/Plus. I Avsnitt 3.2.1 till 3.2.5 ges en övergripande beskrivning av teorier och begrepp som används vid modellering av olinjär betong. För mer detaljer om hur detta implementeras i Brigade/Plus se Dassault Systèmes Simulia Corp (2013).

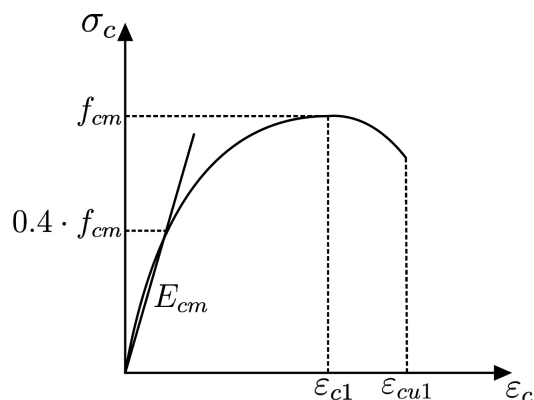
3.2.1 Modellering av betong utifrån plasticitetsteori

Plasticitetsteorin är ofta förknippad med deformationsbeteendet av sega material. Teorin kan däremot även användas som en modell som approximerar beteendet hos spröda material (Malm, 2006). Betong klassas varken som segt eller sprött, utan som ett deformationsmjuknande material (Elfgren, 1989). Omslutande provtryckningar av cylindriska provkroppar visar att deformationsbeteendet är olika beroende på storleken av tryckspänningarna. Resultatet visar att betong vid låga tryck går till sprött brott och att det vid höga tryck sker en plastisk deformation innan materialet når brottlasten, se exempelvis Malm (2006). I Avsnitt 3.2.2 och 3.2.3 beskrivs betongens enaxiella kompressions- och dragbeteende vid brott.

I denna studie användes plasticitetsteorin för att modellera egenskaperna hos krossad respektive sprucken betong. Betongens kapacitet beskrivs med hjälp av funktioner som definierar deformationen efter att materialets beteende inte längre kan definieras som elastiskt. Brottmekaniken vid tryck respektive drag ser olika ut och behöver därför beskrivas med två olika funktioner (Malm, 2006). I Avsnitt 3.2.5 beskrivs hur kompressionsbeteendet och tryckbeteendet kan definieras i en olinjär FE-analys.

3.2.2 Beteende vid tryckspänning

När en kropp av betong utsätts för högt tryck leder det till att betongen krossas. Detta beteende har definierats som olinjärt vid enaxiella provtryckningar av betong (Malm, 2006). Betongens arbetskurva är approximativt linjär fram till 40 % av brottlasten (SS-EN 1992-1-1:2005). Efter denna punkt krävs en olinjär funktion för att beskriva sambandet (Malm, 2006). För att beskriva beteendet används ett spännings-töjningsdiagram vid enaxiell spänning, se Figur 3.3 från Eurocode 2 (SS-EN 1992-1-1:2005).



Figur 3.3: Spänning-töjnings samband för betong vid tryckspänning.

Den linjära tryckspänningen beskrivs med hjälp av Ekvation 3.5 och motsvarar den punkt där betongen går från en linjär deformation till olinjär deformation (SS-EN 1992-1-1:2005).

$$\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm} \quad (3.5)$$

För att beräkna spänningen fram till den maximala nominella töjningen ε_{cu1} enligt Figur 3.3 används Ekvation 3.6 från Eurokod 2 (SS-EN 1992-1-1:2005).

$$\sigma_c = f_{cm} \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right) \quad (3.6)$$

De två enhetslösa parametrarna η och k beräknas enligt Ekvation 3.7 respektive 3.8.

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.7)$$

ε_c = Töjningen vid aktuell punkt.

ε_{c1} = Töjningen vid maximal spänning.

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (3.8)$$

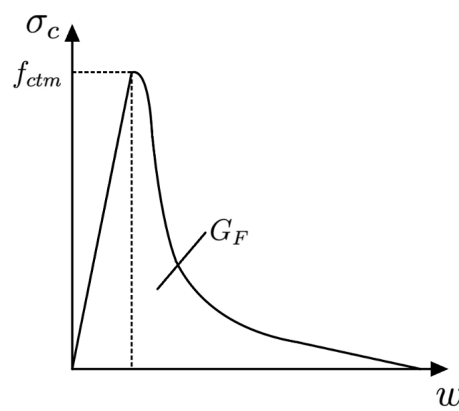
E_{cm} = Medelvärde för betongens elasticitetsmodul.

f_{cm} = Medelvärde för betongens tryckhållfasthet.

3.2.3 Beteende vid dragspänning

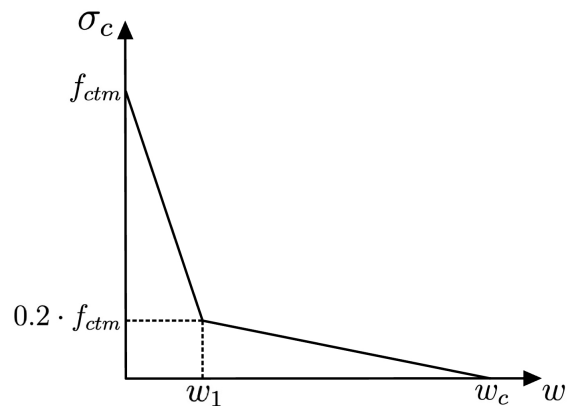
I en betong belastad med enaxiellt drag bildas dragspänningar. Töjningarna som uppstår på grund av dessa spänningar ökar inledningsvis linjärt enligt Hookes lag, se Ekvation 3.1. Beteendet kan representeras av spänning-töjningskurvan till vänster om den streckade linjen i Figur 3.4. Dragspänningen ger upphov till att mikrosprickor

utvecklas. När storleken på spänningarna närmar sig draghållfastheten skapas en lokal brottzon i betongens naturligt svagare punkter eller där spänningen koncentrerats. I brottzonen bildas mikrosprickor (Fédération Internationale du Béton, 2010). Detta bidrar till att en lokal mjukning uppstår vilket i sin tur leder till att styvheten sjunker. Beteendet visualiseras till höger om den streckade linjen i Figur 3.4. Styvheten fortsätter att minska i samband med att ytterligare mikrosprickor bildas. Detta kan representeras med hjälp av en fiktiv spricka. Spänning-töjningsdiagrammet övergår till ett spännings-sprickbreddiagram. Arealen under denna delen av kurvan motsvarar brottenergin, G_F , som är den energi som krävs för att en spricka ska propagera en areaenhet. Den verkliga sprickan uppstår när sprickbredden w_c är uppnådd (Malm, 2006). Betongens beteende under drag kan alltså beskrivas med hjälp av både en spänning-töjningskurva samt en spänning-sprickbreddskurva (Fédération Internationale du Béton, 2010).



Figur 3.4: Spänning-deformationskurva för dragen betong.

Spänning-sprickbreddskurvan kan beskrivas approximativt som konstant, linjär eller bilinjär. I detta arbete användes en bilinjär approximation enligt Figur 3.5.



Figur 3.5: Bilinjär spänning-sprickbreddskurva.

Vanligtvis bestäms brottenergin för en specifik betong genom tester. Om möjligheten till detta inte finns kan brottenergin approximeras med hjälp av Ekvation 3.9 (Fédération Internationale du Béton, 2010).

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.9)$$

Från brottenergin kan den fiktiva sprickbredden beräknas. Beräkningen skiljer sig åt beroende på vilken approximation som används (Elfgren, 1989). För den bilinjära approximationen beräknas den fiktiva sprickbredden vid 20 % av dragkapaciten samt den slutgiltiga sprickbredden genom Ekvation 3.10 respektive 3.11 (Fédération Internationale du Béton, 2010).

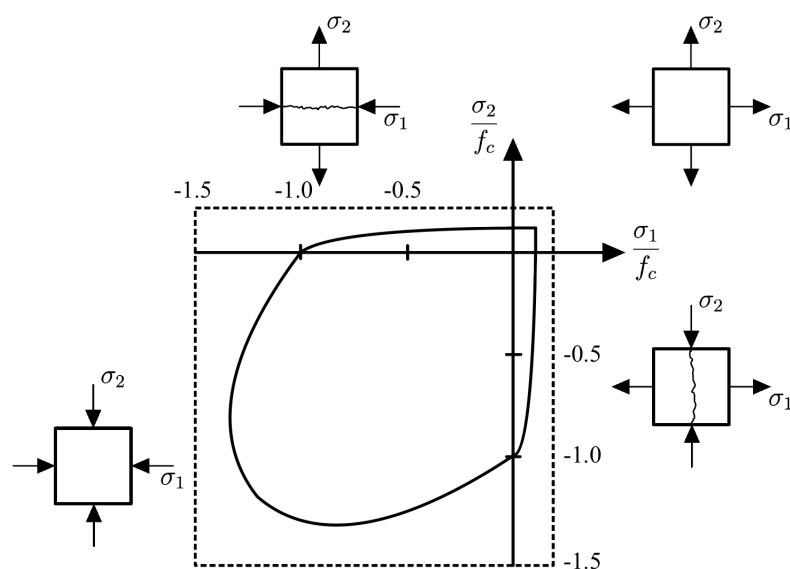
$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3.10)$$

$$w_c = 5 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3.11)$$

3.2.4 Förhållande mellan enaxiell och biaxiell hållfasthet

Standardvärden för en betongs hållfasthet under tryck och drag är angivna för enaxiell spänning. I allmänhet kommer betongen inte belastas enaxiellt, utan laster kommer att utveckla ett flerdimensionellt spänningstillstånd. I det tvådimensionella fallet benämns detta som biaxiell spänning, alltså att huvudspänning angriper i två riktningar.

Förhållandet mellan biaxiellt tryck och drag illustreras i Figur 3.6. En provkropp som belastas med tryck i en riktning kommer att ge upphov till en spricka som går parallellt med lasten. Om ett drag läggs på vinkelrätt mot trycket kommer provkroppens hållfasthet minska drastiskt. Maximal tryckhållfasthet fås vid biaxiellt tryck. Om förhållandet mellan de två axlarna hamnar utanför det heldragna området i Figur 3.6 går kroppen till brott.



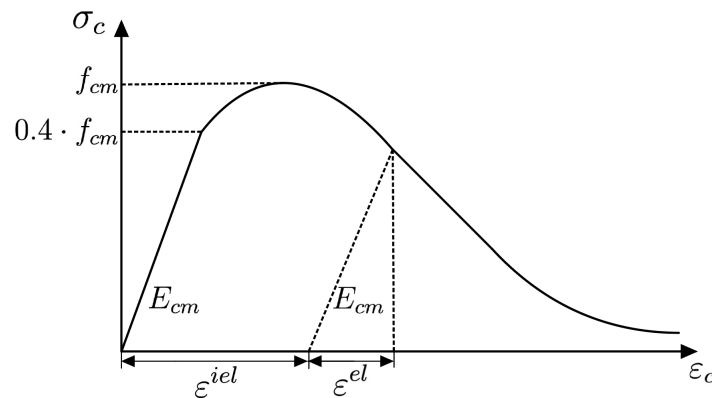
Figur 3.6: Betongs hållfasthet vid biaxiellt spänningstillstånd.

3.2.5 Materialmodell i Brigade/Plus

För att simulera olinjär betong i Brigade/Plus används materialmodellen CDP. I materialmodellen används en kombination av brottvillkor enligt Drucker-Prager och Mohr-Coulomb (Malm, 2006). CDP baseras på brottmekanik och plasticitetsteorin och kan därmed beskriva det olinjära beteendet vid både tryck och drag (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013). En översiktlig beskrivning av teorin bakom både tryck- och dragbeteendet presenterades i Avsnitt 3.2.2 och 3.2.3.

I Brigade/Plus anges indata angående relationen mellan enaxiell tryckspänning och icke-elastic töjning för att beskriva det plastiska beteendet, se Figur 3.7. I denna studie approximeras spänningen enligt Ekvation 3.6 och antas vara linjär fram till 40 % av brottlasten i enlighet med Ekvation 3.5 (SS-EN 1992-1-1:2005). Den icke-elastic töjningen beskrivs med Ekvation 3.12 (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013). Den elastic töjningen följer Hookes lag enligt Ekvation 3.1.

$$\varepsilon^{iel} = \varepsilon_c - \varepsilon^{el} \quad (3.12)$$



Figur 3.7: Kompressionsbeteende.

Tryckspänning och icke-elastic töjning specificeras genom tabellvärden som beskriver betongens beteende vid endimensionellt spänningstillstånd. Brigade/Plus beräknar sedan den plastiska töjningen utifrån den icke-elastic töjningen. Beaktas inte skadeparametrar är icke-elastic töjning ekvivalent med plastisk töjning (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013).

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon^{iel}$$

Förutom tryckbeteendet krävs en beskrivning av dragbeteendet. I Brigade/Plus har betongens dragegenskaper stor betydelse för hur uppsprickningen sker. Arbetskurvan vid drag kan anges på tre olika sätt, med hjälp av spänning-töjning, spänning-deformation (sprickbredd) eller brottenergi. I detta arbetet beskrivs dragbeteendet utifrån dragspänning och sprickbredd enligt Figur 3.5.

När betong utsätts för stora plastiska deformationer ändras volymen av materialet. Denna effekt beskrivs av dilatationsvinkeln, ψ . En liten vinkel ger ett sprött beteende

medan en större vinkel ger ett segare beteende. Vinkeln begränsas mellan noll och friktionsvinkeln, β (Malm, 2006):

$$\beta = \arctan\left(\frac{2}{3}\right)$$
$$0 < \psi < \beta$$

För att reglera dilatationsvinkeln under förändringar av biaxialt tryck används i Brigade/Plus en parameter som benämns potenitell flödesexcentricitet, ϵ . I detta arbete används genomgående ett standardvärde för denna parameter (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013):

$$\epsilon = 0,1$$

Den tredje plasticitetsparametern anger förhållandet mellan biaxialt och enaxialt tryck. Denna beskrivs i beräkningsprogrammet som f_{b0}/f_{c0} . Enligt Malm (2006) är ökningen av tryckhållfastheten ca 16 %.

I CDP krävs även att parametern K och en viskositetsparameter anges. Parametern K sätts till standardvärde på $2/3$ och viskositeten sätts till ett lågt värde. För vidare information angående dessa parametrar se manualen (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013).

3.3 Materialparametrar

I Kapitel 4, Avsnitt 5.4 och Avsnitt 5.5 presenteras tre analyser där fackverksanalogin jämförs med FEM. Betong- och armeringsklass samt stålqualität väljs utifrån referensfallet. Utifrån dessa klasser har materialparametrarna i Tabell 3.1 bestämts. Armeringen antas ha ett elastoplastiskt beteende och stålets hårdnande modelleras därmed inte. Densiteten för armerad betong och stål har hämtats ur Eurokod 1 (SS-EN 1991-1-1), sträckgränsen för stålet ur Eurokod 3 del 8 (SS-EN 1993-1-8:2005) samt Poissons tal ν för armeringen och stålet ur Eurokod 3 del 1 (SS-EN 1993-1-1:2005). Resterande materialparametrar har hämtats ur Eurokod 2 (SS-EN 1992-1-1:2005).

Tabell 3.1: Allmänna materialparametrar.

Betong	C35/45
f_{cm}	43 MPa
f_{ctm}	3,2 MPa
E_{cm}	34 GPa
δ_c	2500 kg/m ³
ν_c	0,2
Armering	K500C-T
f_{yk}	500 MPa
E_a	200 GPa
ν_a	0,3
Stål	8.8
f_{yb}	640 MPa
E_s	210 GPa
δ_s	8000 kg/m ³
ν_s	0,3

För att modellera betong olinjärt enligt Avsnitt 3.2.5 måste både kompressionsbeteendet och dragbeteendet specificeras. För att approximera kompressionsbeteendet valdes sex punkter med ett jämnt intervall upp till den nominella brotttöjningen, ε_{cu1} . I Tabell 3.2 presenteras betongens kompressionsbeteende efter att materialet överskridit sitt linjärelastiska beteende. För uträkning av tabellvärden se Bilaga A.1.1.

Tabell 3.2: Kompressionsbeteende för betong.

Töjning [%o]	Plastisk töjning [%o]	Flytspänning [MPa]
0,0	0,0	17,2
0,7	0,1	21,8
1,4	0,3	36,3
2,1	0,9	42,8
2,8	1,6	40,0
3,5	2,7	26,5

Betongens dragbeteende beskrivs med hjälp av sprickbredd enligt Ekvation 3.10 och 3.11. Som approximation användes den bilinjära kurvan där flytspänningen är en funktion av sprickbredden. För att ange detta ansattes tre punkter på deformationskurvan, se Figur 3.5. Punkternas värden presenteras i Tabell 3.3. Vid den största sprickbredden valdes motsvarande spänning till 10 % av den maximala draghållfastheten (om denna punkt istället sattes till noll fick analyserna svårare att konvergera). För uträkning av tabellvärden se Bilaga A.1.2.

Tabell 3.3: Dragbeteende för betong.

Sprickbredd [m]	Flytspänning [MPa]
0	3,2
$4,5 \cdot 10^{-5}$	0,64
$1,3 \cdot 10^{-4}$	0,32

Värden på resterande paramterar som presenterades i Avsnitt 3.2.5 kan ses i Tabell 3.4.

Tabell 3.4: Materialparametrar som ingår i CDP.

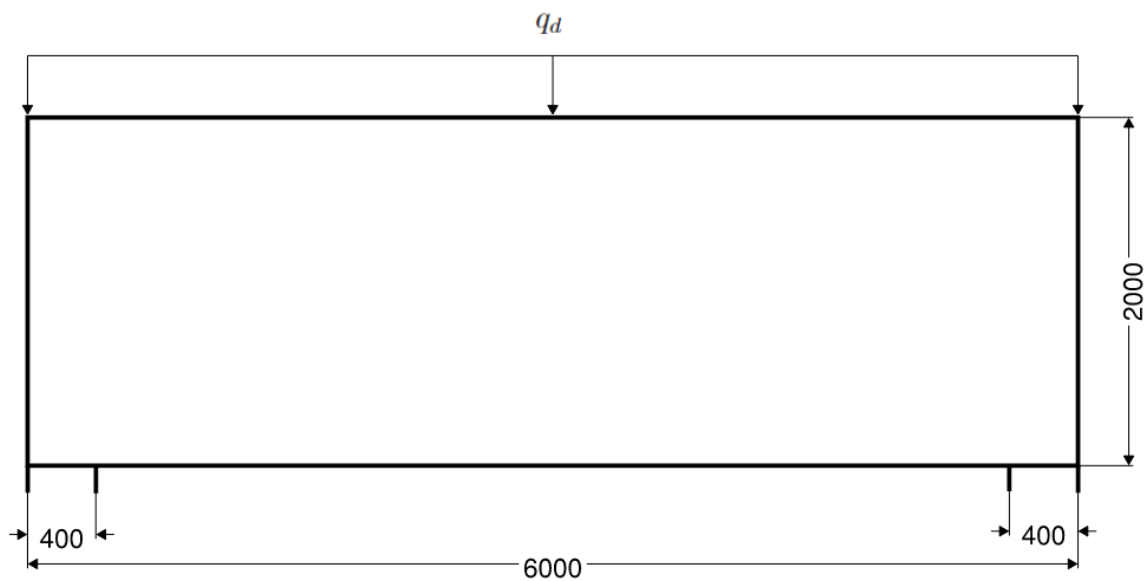
Materialparameter	Värde
Dilatationsvinkel	30°
Excentricitet	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,16
K	0,667
Viskositet	0,0001

4 Parameterstudie: Hög balk

I Avsnitt 3.2.5 beskrevs materialparametrar som utgör indata till materialmodellen CDP. För att undersöka om valda materialparametrar ger tillförlitliga resultat användes ett exempel av en fritt upplagd hög balk dimensionerad utifrån fackverksmetoden. De resultat som jämfördes var reaktionskrafter, dragspänningar samt brottlast. Dimensioner, laster, fackverksgeometri och uträkningsmetod för fackverksmodellen baseras på Exempel I2 i Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2 (Svenska Betongföreningen, 2010). Balkens dimensioner tillsammans med en utbredd last visas i Figur 4.1. Följande värden har ansatts för balkens tjocklek och dimensionerande last:

$$t = 0,25 \text{ m}$$

$$q_d = 450 \text{ kN/m}$$



Figur 4.1: Fritt upplagd hög balk.

Förutom att jämföra beräkningsmodellerna undersöktes även sprickbeteendet. Eftersom både balken och lasten var symmetrisk kring y-axeln förväntades ett symmetriskt sprickmönster. Materialparametrar för betong respektive armering redovisas i Tabell 3.1, 3.2, 3.3 och 3.4.

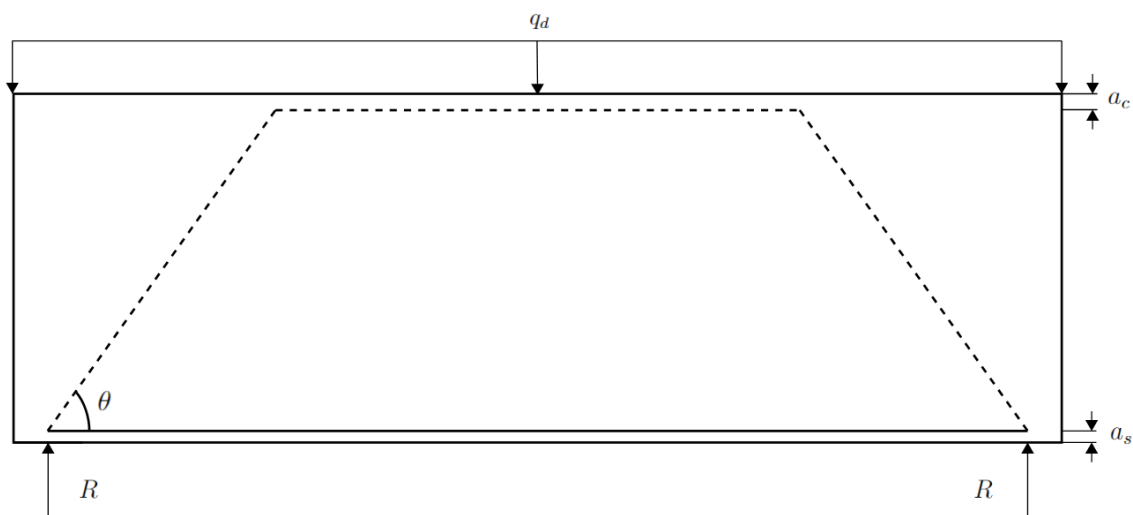
4.1 Fackverksmodell

Fackverksmodellen presenteras i Figur 4.2. I figuren visas placering av tryck- och dragstag. Reaktionskrafterna uppstår i mitten av stöden vilket leder till att dragstaget

går mellan mitten av vardera stöd. Fackverkets placering samt antalet och storleken på dimensionerande armeringsjärn presenteras i Tabell 4.1 och baseras på Exempel I2 i Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2 (Svenska Betongföreningen, 2010).

Tabell 4.1: Fackverkets utformning.

Parameter	Värde
a_s	70 mm
a_c	100 mm
θ	55°
ϕ	16 mm
Antal armeringsjärn	11 st



Figur 4.2: Fackverksmodell över hög balk.

4.2 Finita elementmodell

I detta avsnitt beskrivs övergripande hur FE-modellen byggdes upp i Brigade/Plus. För en mer ingående beskrivning av Brigade/Plus, se manualen (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013).

Betongbalken modellerades som ett skal utefter de dimensioner som visas i Figur 4.1. Plant spänningstillstånd antogs. Armeringen modellerades med stångelement vars area motsvarade de elva armeringsjärnen som utgjorde dragstaget i fackverksmodellen. Stångelementen placerades på samma avstånd från underkant som dragstaget i fackverksmodellen. Materialen skapades utefter de materialparametrar som finns beskrivna i Avsnitt 3.3. För att etablera samverkan mellan betongen och armeringen användes funktionen som i Brigade/Plus benämns "Embedded region". Modellen visas i Figur 4.3 där blått är betong och rött är armering.



Figur 4.3: FE-modell. Blått är betong och rött är armering.

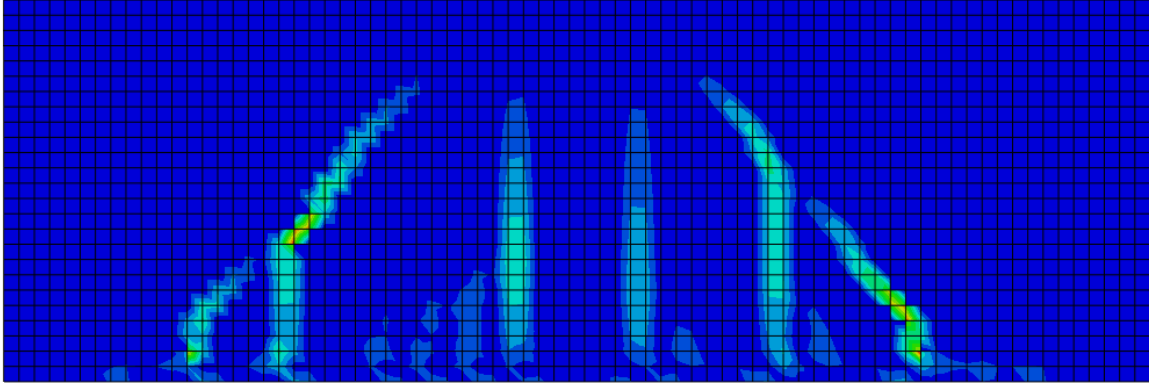
Den utbredda lasten placerades på balkens ovansida och dividerades med balkens djup för att få last per kvadratmeter. För att göra balken fritt upplagd och samtidigt återskapa de breda stöden från fackverksmodellen skapades en referenspunkt centralt under varje stöd. Den vänstra punkten låstes fast både vertikalt och horisontellt medan den högra endast låstes i vertikalled. På respektive sida gjordes därefter en koppling mellan referenspunkten och noder belägna inom stödets bredd. Funktionen som användes benämns "Distributed coupling" i Brigade/Plus. Elementstorleken 0,08 meter användes för både armeringen och betongen. Elementtyper redovisas i Tabell 4.2

Tabell 4.2: Element för respektive komponent.

Komponent	Elementtyp	Element
Betong	Skal, plan spänning	CPS4
Armering	Stång	T2D2

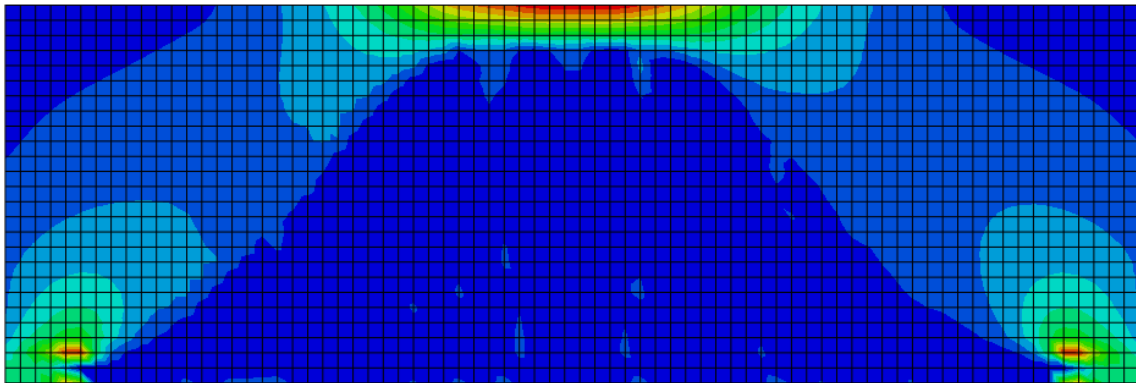
4.3 Resultat

I Figur 4.4 presenteras betongens plastiska dragtöjning vid dimensionerande last för att visualisera sprickbildningen.



Figur 4.4: Plastiska dragtöjningar i betong.

Beräkningar av resultat som jämförs i detta avsnitt redovisas i Bilaga A.2.1 och A.2.2. Den första jämförelsen undersökte tryckstagen i fackverksmodellen med tryckspänningen i FE-modellen. I Figur 4.2 och 4.5 syns en tydlig korrelation mellan trycksträvor och tryckspänning. Den antagna vinkeln i fackverksmodellen är ungefär samma som för trycksträvan i FE-modellen.



Figur 4.5: Tryckspänning i den höga balken.

Vertikal reaktionskraft blev lika stora i båda beräkningsmodellerna och presenteras nedan.

$$R_{fackverk} = 1350 \text{ kN}$$

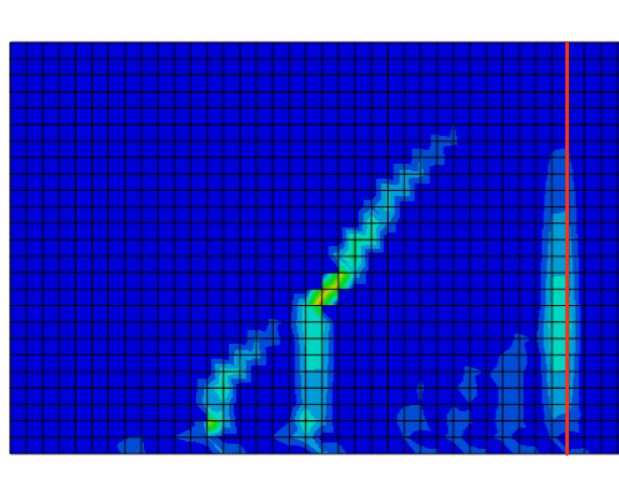
Den resulterande dragkraften i dragstaget respektive armeringen presenteras nedan.

$$F_{fackverk} = 950 \text{ kN}$$

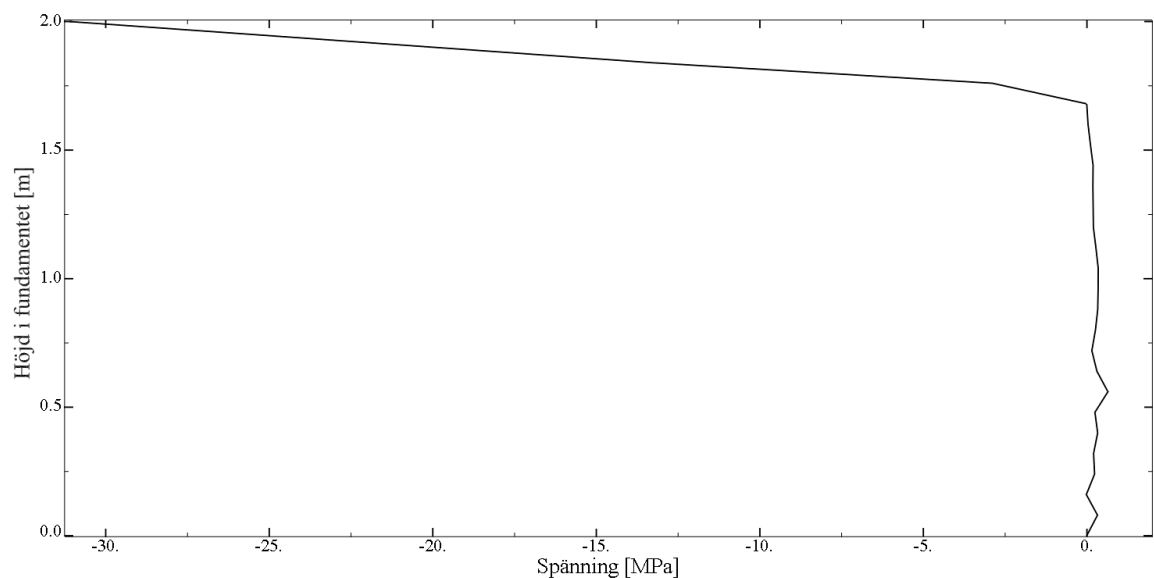
$$F_{FEM,a,drag} = 860 \text{ kN}$$

Skillnaden beror på att FE-modellen beaktar betongens dragkapacitet (Malm, 2006). I fackverksmodellen antogs betongen inte ha någon draghållfasthet och all dragspänning togs därmed upp av dragstaget (Engström, 2011).

Horisontell dragspänning extraherades från ett vertikalt snitt vid den vänstra centrala sprickan, se den röda linjen i Figur 4.6. Den horisontella dragspänningen över balkens höjd visas i Figur 4.7.



Figur 4.6: Vertikalt snitt där dragspänning extraherades.



Figur 4.7: Den horisontella huvudspänningen i betongen.

Genom att integrera dragspänningarna längs snittet kunde den totala dragkraften beräknas:

$$F_{FEM,c,drag} = 90 \text{ kN}$$

Total dragkraft i FE-modell:

$$F_{FEM,drag} = 950 \text{ kN}$$

Förhållandet mellan dragkrafterna i beräkningsmodellerna presenteras nedan.

$$\frac{F_{FEM,drag}}{F_{fackverk}} = 100 \%$$

Armeringen började inte flyta enligt beräkningsmodellerna. Enligt fackverkmodellen gick balken till brott vid följande last.

$$q_{fackverk,brott} = 520 \text{ kN/m}$$

För att kunna jämföra modellernas brottlast höjdes lasten i FE-modellen fram tills dess att stålet plasticerades. Brottlasten presenteras nedan.

$$q_{FEM,brott} = 570 \text{ kN/m}$$

Förhållandet mellan brottlasterna för beräkningsmodellerna presenteras nedan.

$$\frac{q_{fackverk,brott}}{q_{FEM,brott}} = 91 \%$$

4.4 Slutsatser

Reaktionskrafter och dragkrafter, beräknade med den olinjära FE-modellen, stämde väl överens med motsvarande resultat beräknade med fackverksmodellen. Resultat från FE-modellen ger en högre kapacitet för balken jämfört med fackverksmodellen. Detta var ett väntat resultat då betongen inte upptar dragspänning i fackverksmodellen.

Genom att jämföra kraften i dragstaget med den resulterande dragkraften i FE-modellen uppskattades skillnaden mellan de horisontella lasterna i beräkningsmodellerna. Att lasterna blev lika innebär i detta fall att uppskattningen av den horisontella trycksträvans position i fackverksmodellen stämde väl överens med FE-analysen. Med andra ord var den inre hävarmen i de två modellerna i samma storleksordning.

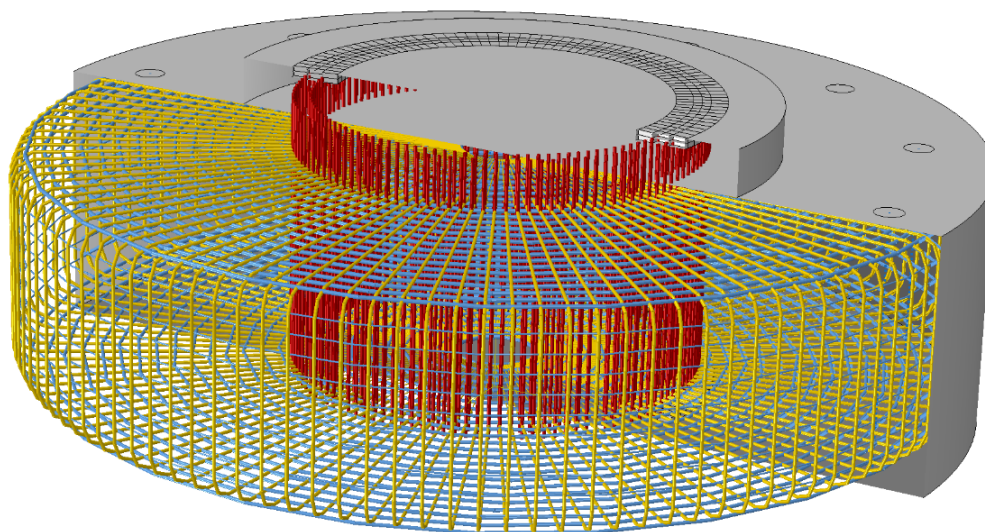
Vid stora laster förväntades en symmetrisk sprickbildning i FE-analysen. Sprickorna bildades relativt symmetriskt. Betongens plastiska deformationer bedömdes som rimliga. Vidare bedömdes även valda materialparametrar som rimliga vid modellering av vindkraftverksfundamentet (se Kapitel 5).

5 Modellering av fundament

Fundamentet som analyseras i denna studie är ett bergförankrat cylinderformat fundament av armerad betong. Fundamentets dimensioner, komponenter och utformning baserades på verkliga bergförankrade fundament av liknande storlek. Modellerna som presenteras kan endast ses som förenklade modeller och ska inte användas för dimensionering. Materialparametrar som låg till grund för uppbyggnaden av de olinjära FE-modellerna är beskrivna i Tabell 3.1, 3.2, 3.3 och 3.4.

5.1 Beskrivning av fundament

Ett vindkraftverksfundament är i verkligheten komplext och på grund av detta gjordes förenklingar av både komponenter och dess geometri för att underlätta modelleringen. Förenklingarna för respektive komponent presenteras i Avsnitt 5.1.1, 5.1.2 och 5.1.3. Fundamentets komponenter visas i Figur 5.1.

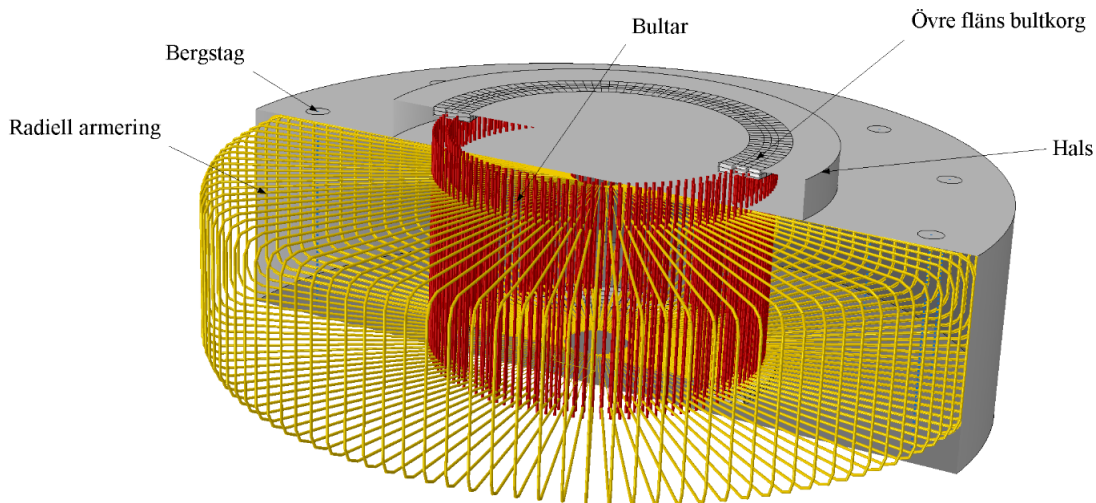


Figur 5.1: Sektionsbild med radiell armering (gul), tangentiell armering (blå) samt bultkorg (röd).

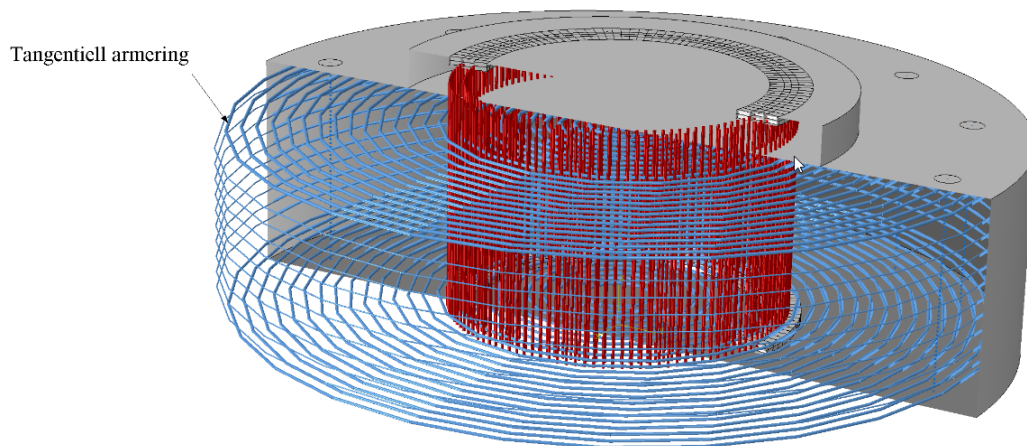
5.1.1 Armering

Vindkraftverksfundament innehåller flera typer av armering med olika funktion. I denna modell förenklades armeringen till två typer; radiell och tangentiell. Den radiella armeringen anordnas ut från mitten av fundamentet och presenteras i Figur 5.2. Den tangentiella placerades i fundamentets under-, ytter- och ovkant och kan ses i Figur 5.3. Utöver att förenkla armeringen till två typer reducerades antalet armeringsjärn ge-

nom att representera flera armeringsjärn med större fiktiva järn. På så sätt minskades antalet järn samtidigt som den totala armeringsarean förblev oförändrad.



Figur 5.2: Sektionsbild som visar den radiella armeringens utformning tillsammans med fundamentets komponenter.



Figur 5.3: Sektionsbild som visar den tangentiella armeringens utformning.

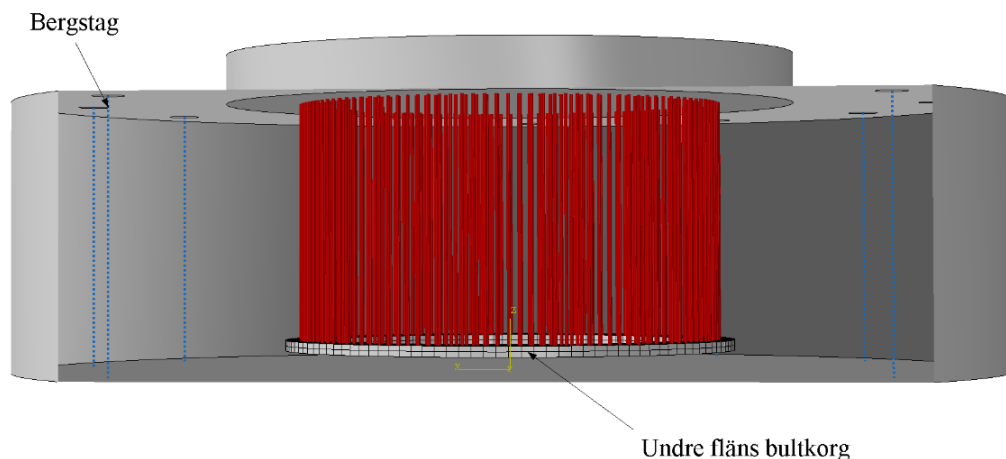
5.1.2 Bultkorg

Bultkorgen bestod av två cirkulära flänsar som bands ihop av flera förspända bultar. Bultarna var uppdelade i ett inre lager och ett yttre. Totalt ansattes 240 bultar (120 i varje lager) för att få ett jämnt avstånd på tre grader mellan bultarna. Varje bult hade en diameter på 40 millimeter och hade ingen samverkan med betongen. Stålkvaliteten för bultarna och flänsarna antogs vara samma. Bultkorgen kan ses i Figur 5.2 och 5.4.

5.1.3 Bergstag

Bergförankringar utgjordes av tolv jämnt fördelade stag placerade i fundamentets yterkant. De har likt bultarna ingen samverkan med betongen. Stagens placering kan

ses i Figur 5.2 och 5.4.



Figur 5.4: Sektionsbild som visar bultkorg och bergstag.

5.2 Laster och randvillkor på fundament

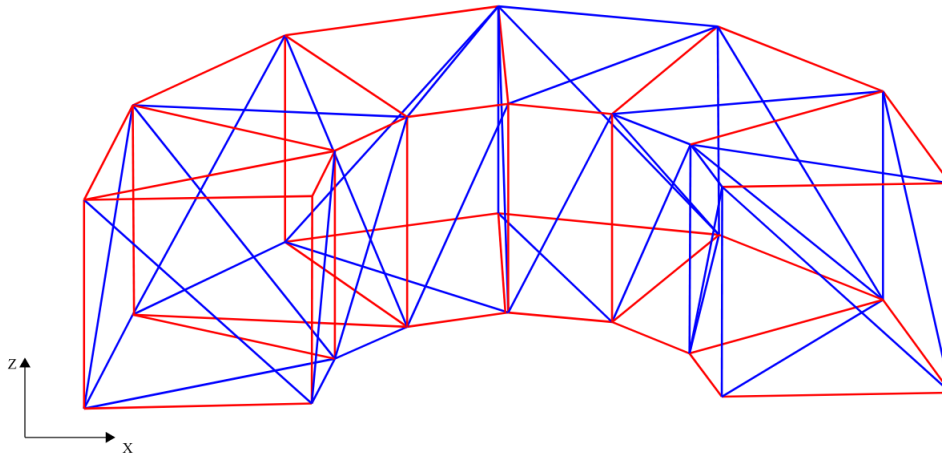
Dimensionerande laster och markens styvhet presenteras tillsammans med förspänningskrafter i bultkorg och bergstag i Tabell 5.1. Samtliga laster baserades på och är i samma storleksordning som laster för verkliga bergförankrade fundament med liknande storlek. Fundamentets egentyngd beräknades i Brigade/Plus utifrån materialens densitet samt gravitationskonstanten, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013). Marken representeras av en fjäderbädd.

Tabell 5.1: Laster och randvillkor.

Lasttyp	Storlek
Förspänning av bultkorg	500 kN/bult
Förspänning av bergstag	3700 kN/stag
Vertikal last från torn	5500 kN
Horisontell last från vind	1500 kN
Moment från vind	186000 kNm
Markens styvhet	5 GN/m ³

5.3 Rymdfackverk

I Figur 5.5 presenteras rymdfackverket som används som referens vid jämförelsen. Referensfallet baserades på en belastning i x-led. Beräkningsmodellen är därmed symmetrisk med avseende på xz-planet. De blå linjerna motsvarar tryckstag och de röda linjerna motsvarar dragstag. De laster som jämförs med FE-modellerna presenteras under respektive analys i Avsnitt 5.4.4 och 5.5.4.



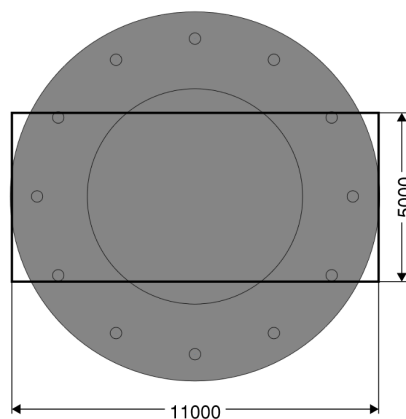
Figur 5.5: Rymdfackverket delat i symmetriplanet.

5.4 Tvådimensionell modell

En tvådimensionell modell av fundamentet byggdes upp för att undersöka spänningsfördelning och spjälkningsbeteende efter lastpåförning. Syftet var att identifiera kritiska brottmoder som sedan kunde undersökas närmare i den tredimensionella modellen (se Avsnitt 5.5). Utöver detta utfördes en jämförelse av kraftspelet i modellen med en fackverksmodell.

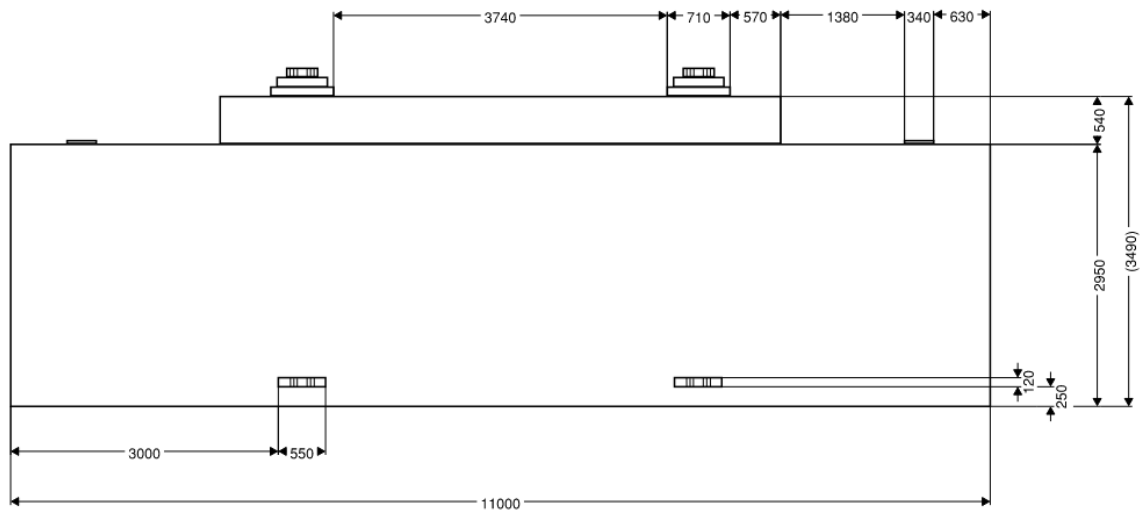
5.4.1 Modellering

För att kunna analysera det cylinderformade fundamentet i två dimensioner antogs ett approximerat rätblock. Den tvådimensionella modellens utformning ovanifrån visualiseras som den svarta rektangeln i Figur 5.6. Djupet sätts till fem meter för att inkludera hela bultkorgen i modellen. Bredden sätts till elva meter, lika bred som fundamentets diameter. Volymandelen av rätblocket jämfört med det cylindriska fundamentet beräknas i Bilaga A.3.1 och är 58 %.

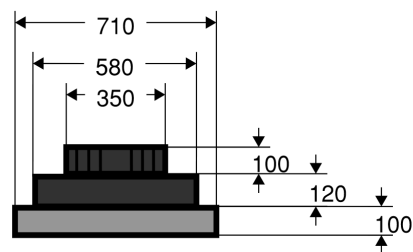


Figur 5.6: Förenklad modell av fundamentet, vy ovanifrån. Mått är angivna i millimeter.

En illustration av modellens utformning och dimensioner visas i Figur 5.7. Detaljritning av ovanfläns och undergjutning kan ses i Figur 5.8.



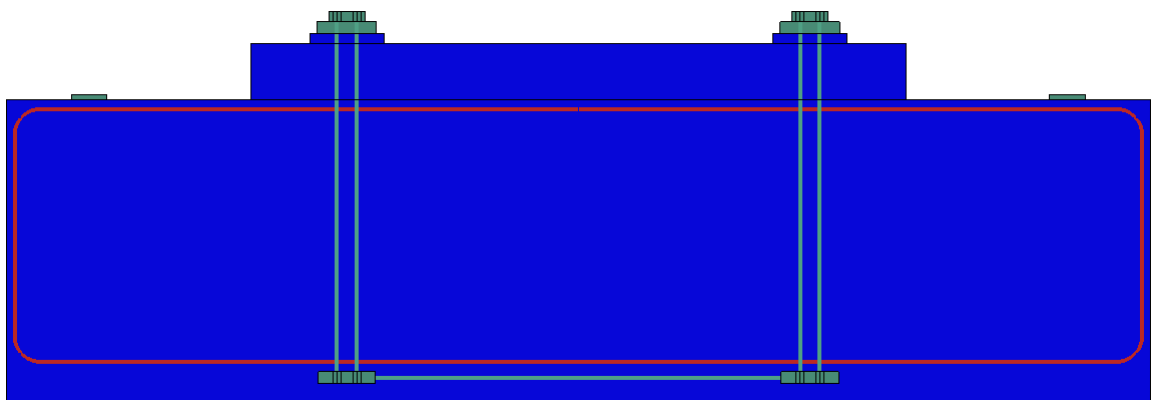
Figur 5.7: Det tvådimensionella fundamentets dimensioner. Mått är angivna i millimeter.



Figur 5.8: Bultkorgens övre fläns med undergjutning.

Betong och stål

Modellen utgörs av en solidmodell i två dimensioner. Plan spänning antogs och tjockleken sattes till fem meter. Materialparametrar för betong och stål valdes enligt Avsnitt 3.3. Modellen visas i Figur 5.9.

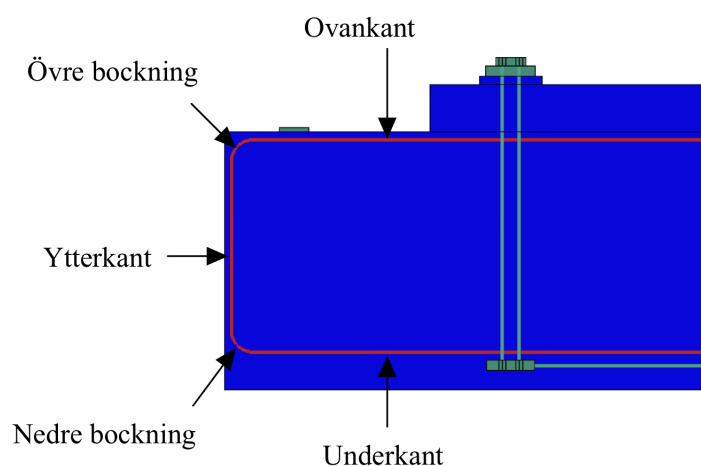


Figur 5.9: De olika materialen i modellen. Blått är betong, grönt är stål och rött är armering.

Armering

Fundamentet som presenteras i Avsnitt 5.1 innehåller både radiell och tangentiell armering. Den tangentiella armeringen exkluderades i denna förenklade modell då dess effekt i planet antogs vara försumbar. Samtlig radiell armering representerades med en kontinuerlig stång som placerades innanför fundamentets perimeter, se Figur 5.10. I verkligheten är armeringen inte fullt förankrad innanför bultkorgen och har således begränsad effekt där. Bockningsradien i hörnen sattes till 250 millimeter.

Armeringen modellerades med stånelement som benämns T2D2 i Brigade/Plus. Armeringen är symmetrisk kring y-axeln. I modellen delades armeringen upp i fem delar: underkant, ytterkant, ovankant samt de två bockade hörnen. Armeringsarea för respektive del, presenteras tillsammans med täckande betongskikt i Tabell 5.2. Armeringen kopplades till betongen med hjälp av funktion som i Brigade/Plus benämns "Embedded region".



Figur 5.10: Uppdelning av armering.

Tabell 5.2: Armeringsarea och täckande betongskikt.

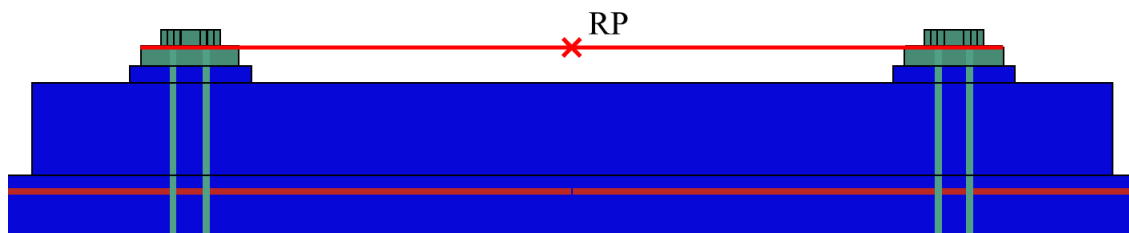
Armering	Area [mm ²]	Täckande betongskikt [mm]
Underkant	73000	400
Nedre bockning	76000	-
Ytterkant	79000	100
Övre bockning	76000	-
Ovankant	73000	100

Bultkorg

Bultarna i bultkorgen modellerades med stånelement och representerades av totalt fyra sådana, två för den inre ringen och två för den yttre. Stånelementen kopplades i varje ände till bultkorgens ovan- och underfläns med kopplingar benämnda "Distributed couplings". Varje stång i modellen hade samma area som 30 bultar. När yttre

moment appliceras blir ena sidan av bultkorgen belastad i tryck och den andra i drag. Av denna anledning exkluderades bultar belägna centralt i fundamentet. Inverkan från dessa bedöms som försumbar.

För att få bultkorgen att verka som en sammansatt enhet kopplades vänster och höger del av flänsarna till varandra. I nivå med underflänsen placerades ett balkelement av stål, som representerade underflänsen. Balkens djup sattes till 1,1 meter och höjden till 0,12 meter. Balken kopplades därefter till fläns på respektive sida. Ovanflänsens delar kopplades till nod (referenspunkt) som placerades centralt ovanför fundamentet, se Figur 5.11. På detta sätt säkerställs att ovanflänsen fungerar som en sammansatt enhet.



Figur 5.11: Koppling mellan referenspunkt och bultkorgens ovanfläns.

Bergstag

Fundamentet förankrades med tolv stag jämnt fördelade i fundamentets ytterkant. I enlighet med Figur 5.6 inkluderades hälften av bergstagen i denna modell. Förankringskraften modellerades som laster placerade ovanpå bergstagen. Denna last motsvarade spännkraften från tre bergstag. De övriga sex stagens inverkan simulerades som en utbredd last mellan de två bergstagen i modellen. Detta visualiseras med en blå utbredd last i Figur 5.12.

Elementnät

Elementstorleken 0,1 meter användes för samtliga komponenter. Respektive bult modellerades dock med ett stånelement (bultar samverkar ej med betong). Elementtyper för respektive komponent presenteras i Tabell 5.3.

Tabell 5.3: Element för respektive komponent.

Komponent	Elementtyp	Element
Solid betong och stål	Solid, plan spänning	CPS4
Bultkorgens underfläns	Balk	B21
Armering och bultar	Stång	T2D2

5.4.2 Laster

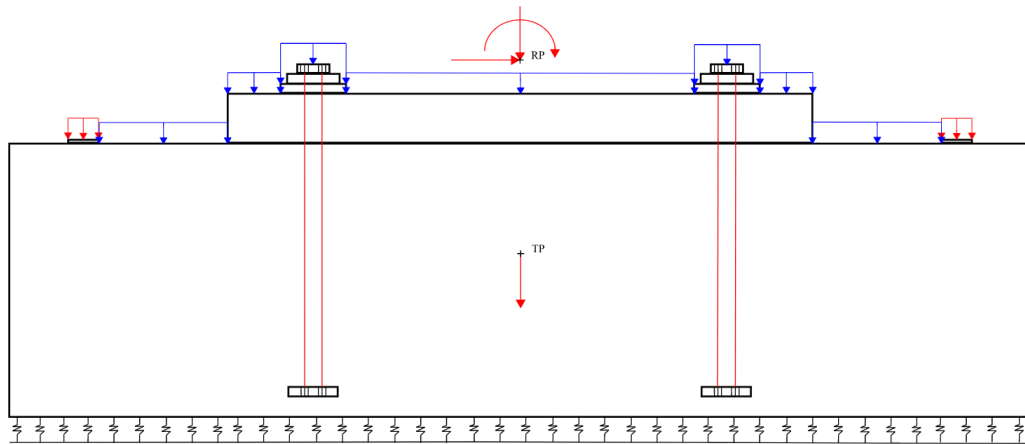
Laster, förspänningskrafter och fjäderkonstanter presenteras i Tabell 5.4 och visualiseras i Figur 5.12. Lasterna från tornet modellerades som punktlaster belägna i referenspunkten ovanför fundamentet, som i sin tur är kopplad till ovanflänsen (se Avsnitt 5.4.1). Lasterna från tornet utgörs av en horisontell last och ett moment från vindlast samt en vertikal last från tornets egenvikt. Fundamentets egentyngd angriper i dess tyngdpunkt.

Bultarnas och bergstagens förspänning modellerades med olika tekniker. Bultarnas förspänning simulerades som en temperatursänkning där temperaturskillnaden bestämdes genom en iterativ process för att uppnå aktuell spännkraft. Bergstagens förspänning räknades om till utbredda laster (se Bilaga A.3.2) och visas som röda utbredda laster i Figur 5.12. Markens styvhet i både vertikal- och horisontalled modellerades som en fjäderbädd i fundamentets underkant. Den vertikala fjädern motverkade endast negativ förflyttning och förhindrade därmed inte att fundamentet lyfter. Den horisontella fjädern verkade i båda riktningarna. I den tvådimensionella modellen multiplicerades styvheten med fundamentets djup. Fjäderbädden genererades med en funktion i Brigade/Plus som benämns "Spring-to-Ground Interaction".

För att återskapa en realistisk lastpåföring delades analysen upp i olika beräkningssteg. I programmet benämns dessa som "Steps". I de första beräkningsstegen simulerades bultarnas förspänning följt av fundamentets egentyngd och bergstagens förspänning. Därefter applicerades vertikal last från torn. I det sista steget applicerades horisontell last och moment från torn.

Tabell 5.4: Indata för laster, förspänningar och randvillkor.

Indata	Värde
Förspänning, bultar	500 kN
Förspänning, bergstag	6,5 MPa
Förspänning, bergstag (utbredd last)	0,5 MPa
Vertikal last från torn	5500 kN
Horisontell last från torn	1500 kN
Moment från torn	186000 kNm
Markens styvhet	25 GN/m ²



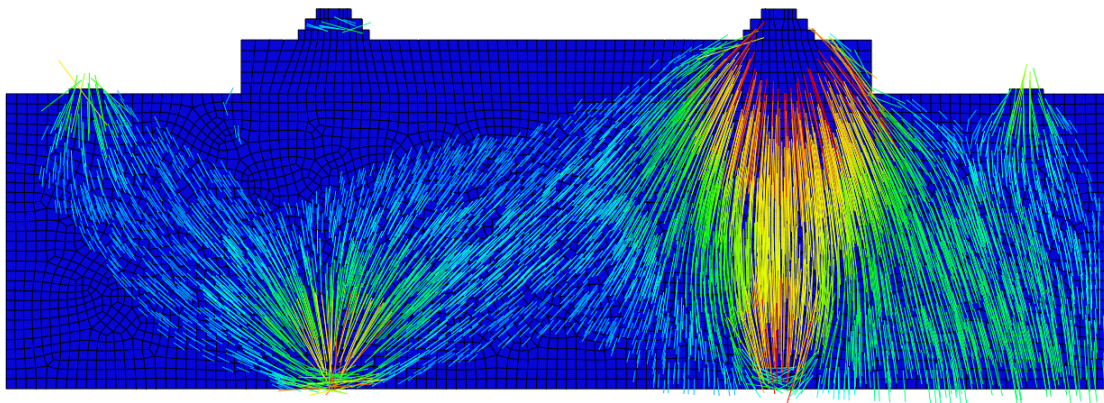
Figur 5.12: Laster och upplagsvillkor.

5.4.3 Resultat

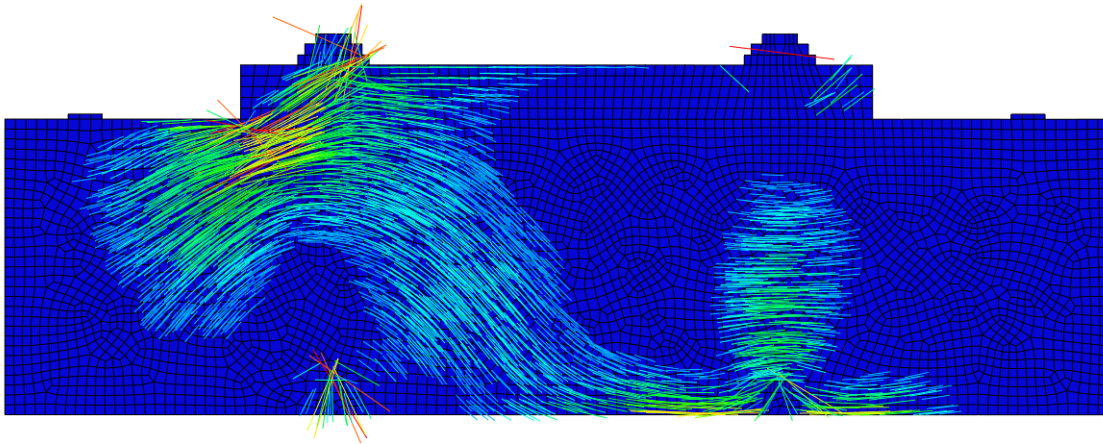
I detta avsnitt presenteras spänningsfördelningar och betongens uppsprickning för den tvådimensionella modellen tillsammans med en analys av fundamentets brottmod och brottlast. Målet var att identifiera strukturbeteenden som kan förväntas i den tredimensionella analysen. Vidare presenteras en jämförelse med en fackverksmodell.

Tryck- och dragspänningar

Spänningar i fundamentet utvärderades genom att undersöka de tryck- och dragspänningar som uppstod efter det att lasterna påförts. I Figur 5.13 visas minsta huvudspänning i betongen för att tydliggöra de trycksträvor som bildats. Flaskhalsformade sådana kunde ses till vänster i fundamentet mellan bergstag och bultkorgens underfläns samt innanför bultkorgen. Dessutom bildades en tryckstäva vid bultkorgens högra sida som ett resultat av moment från vindlasten. I Figur 5.14 ses områden med koncentrerade dragspänningar som i vissa fall medför sprickbildning.



Figur 5.13: Minsta huvudspänning.



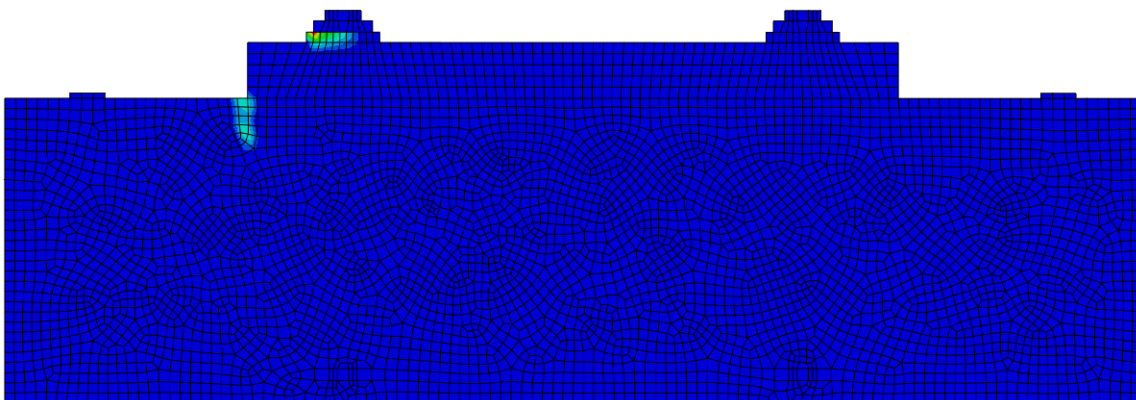
Figur 5.14: Största huvudspänning.

Spjälkning

Som beskrivet i Avsnitt 3.1 uppstår spjälkning när koncentrerade tryckklaster angriper utbredda konstruktioner. De flaskhalsliknande tryckspänningarna i Figur 5.13 gav upphov till dragspänningar som kan ses i Figur 5.14. Enligt analyserna uppstår däremot inte spjälksprickor.

Sprickbeteende

I Figur 5.15 visualiseras ekvivalent plastisk dragtöjning i betongen som representerar sprickor vid dimensionerande last. En spricka uppstod precis till vänster om fundamentalsen. Dessutom initieras sprickor i undergjutningen vid bultkorgens övre fläns. Utifrån dragspänningarna kunde sprickbeteendet vid ökad last bedömas. Sannolikt hade en diagonal spricka bildats innanför bultkorgen vid ökad belastning. Sprickbildning kan även förväntas vid fundamentets högra underkant.



Figur 5.15: Sprickbeteende vid dimensionerande last visualiseratvis i form av plastisk dragtöjning.

Brottlast och brottmod

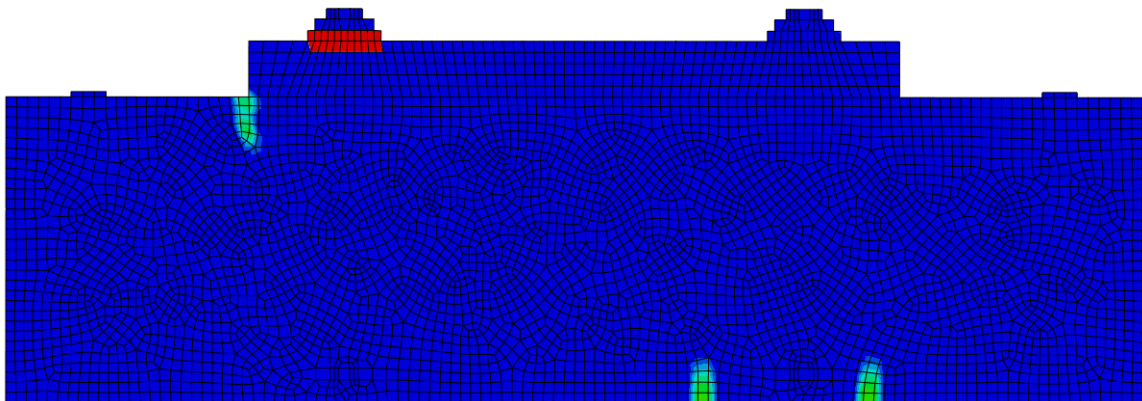
För att uppnå brott ökades horisontell last och moment från tornet. Vid en ökning av dimensionerande last med 32 % började de dragbelastade bultarna i bultkorgen plastificera. Övrig armering plastificerade inte vid denna last. Beräkning av brottmomentet presenteras i Bilaga A.3.3 och presenteras nedan.

$$M_{2D,brott} = 246000 \text{ kNm}$$

FE-modellens utnyttjandegrad beräknades som det dimensionerade momentet dividerat med brottmomentet.

$$\frac{M_d}{M_{2D,brott}} = 76 \%$$

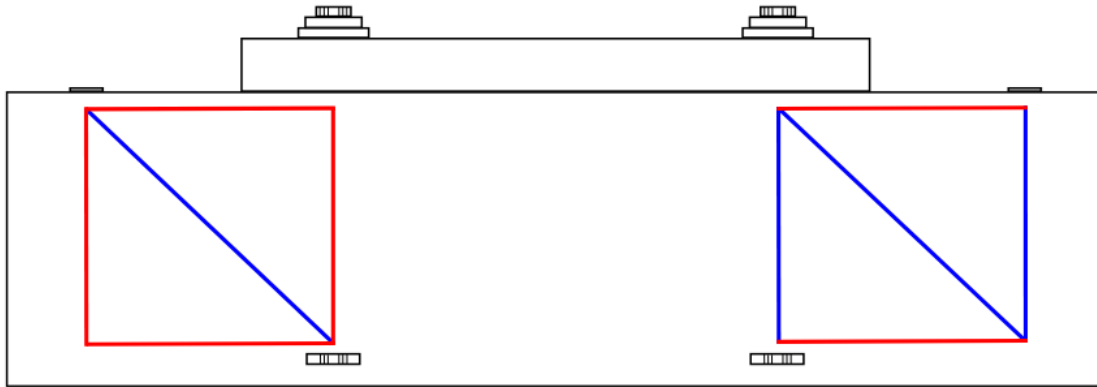
I Figur 5.16 presenteras plastiska dragtöjningar i betongen vid uppskattad brottl原因. Töjningsnivåer vid bultkorgens ovanfläns indikerade att betongen dras isär från halsen. Utöver detta noterades plastiska deformationer vid halsen samt vid den högra underflänsen.



Figur 5.16: Plastiska dragtöjningar vid brottl原因.

5.4.4 Jämförelse med fackverksmodell

Innan jämförelsen kunde utföras krävdes att rymdfackverket konverterades till ett fackverk i två dimensioner. Fackverket presenteras i Figur 5.17 och utgör en sektion av referensrymfackverket som presenterats i Avsnitt 5.3. De blå linjerna motsvarar tryckta stag och de röda motsvarar dragna.

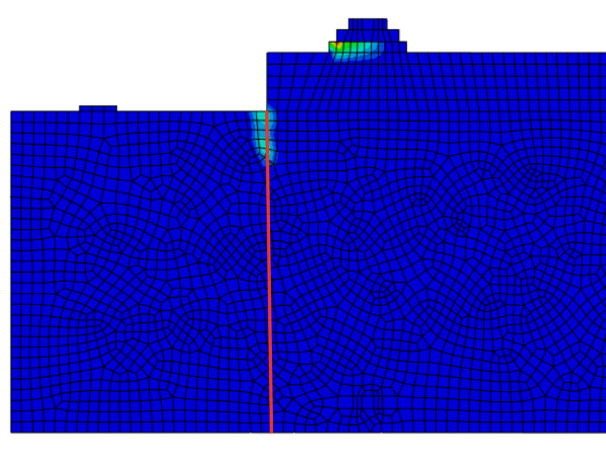


Figur 5.17: Tvådimensionell fackverksmodell.

Dragkraften i ovankantsarmeringen jämfördes med motsvarande dragstag i fackverket. Hur kraften i det övre vänstra staget beräknats redovisas i Bilaga A.3.4. Resultatet presenteras nedan.

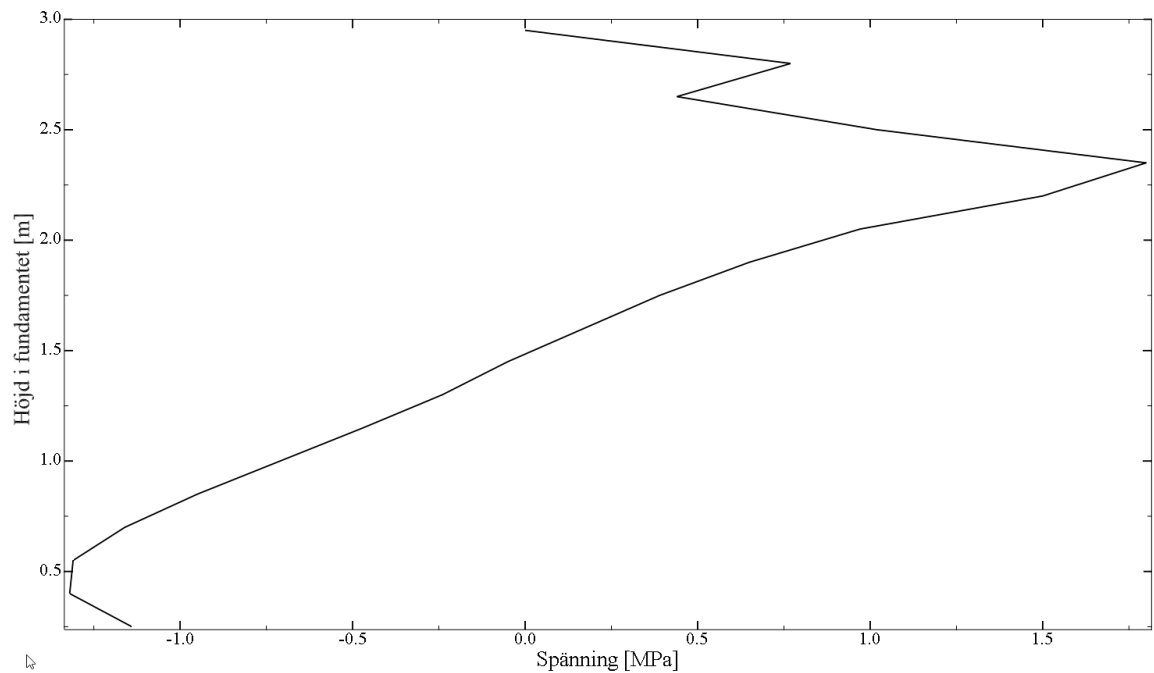
$$F_{2D,fackverk} = 10000 \text{ kN}$$

Dragkraften i armeringen i FE-modellen hämtades från ett vertikalt snitt taget där spricka uppstod. Detta snitt visas i Figur 5.18.



Figur 5.18: Horisontell huvudspänning i betongen vid sprickans snitt.

Precis som i jämförelsen av den höga balken i Kapitel 4 togs även dragkraften i betongen fram i samma snitt som för armeringen. Dragspänningen i betongen visas i Figur 5.19. Den genomsnittliga dragkraften i betongen beräknas enligt Bilaga A.3.5.



Figur 5.19: Horisontell huvudspänning i betongen vid sprickans snitt.

Nedan presenteras den beräknade dragkraften i armeringen och betongen.

$$F_{2D,FEM,a} = 3900 \text{ kN}$$

$$F_{2D,FEM,c} = 5200 \text{ kN}$$

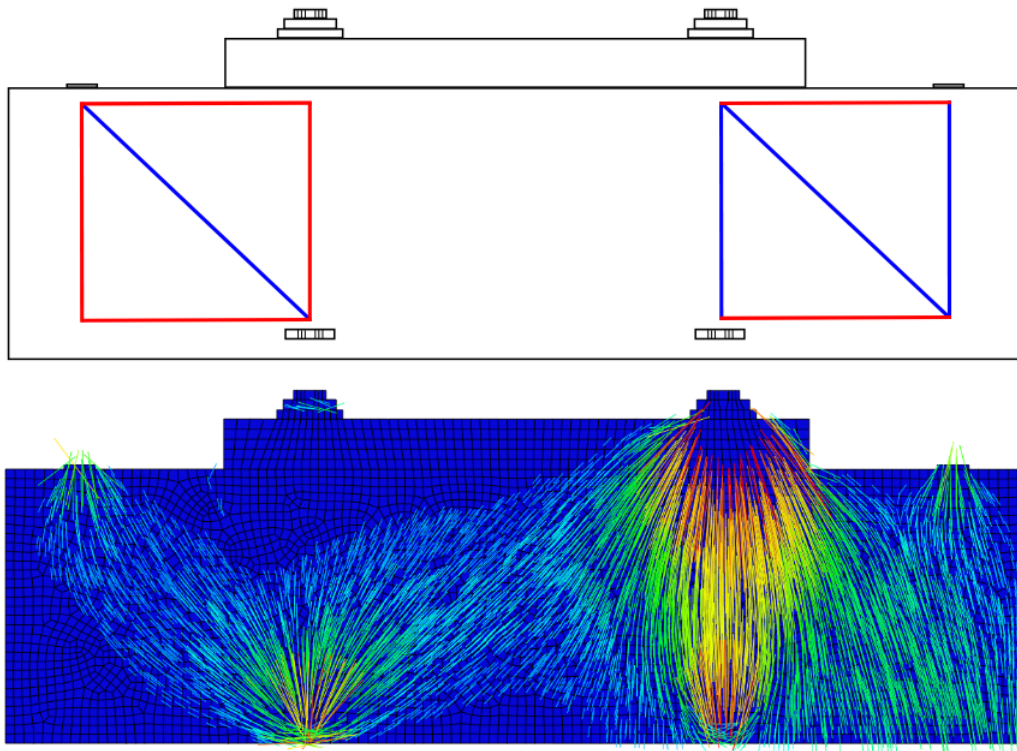
Den totala dragkraften blir enligt följande:

$$F_{2D,FEM} = 9100 \text{ kN}$$

Till sist visas kvoten mellan de två modellernas dragkraft.

$$\frac{F_{2D,FEM}}{F_{2D,fackverk}} = 91 \%$$

Vid jämförelse mellan fackverksmodellen och FE-modellen syns en tydlig likhet mellan tryckstagets utformning. Den stora skillnaden mellan modellerna var tryckstaget som uppstår innanför bultkorgen i FE-modellen. I rymdfackverket leds krafterna runt bultkorgen och i den tvådimensionella modellen förs kraften genom bultkorgen.



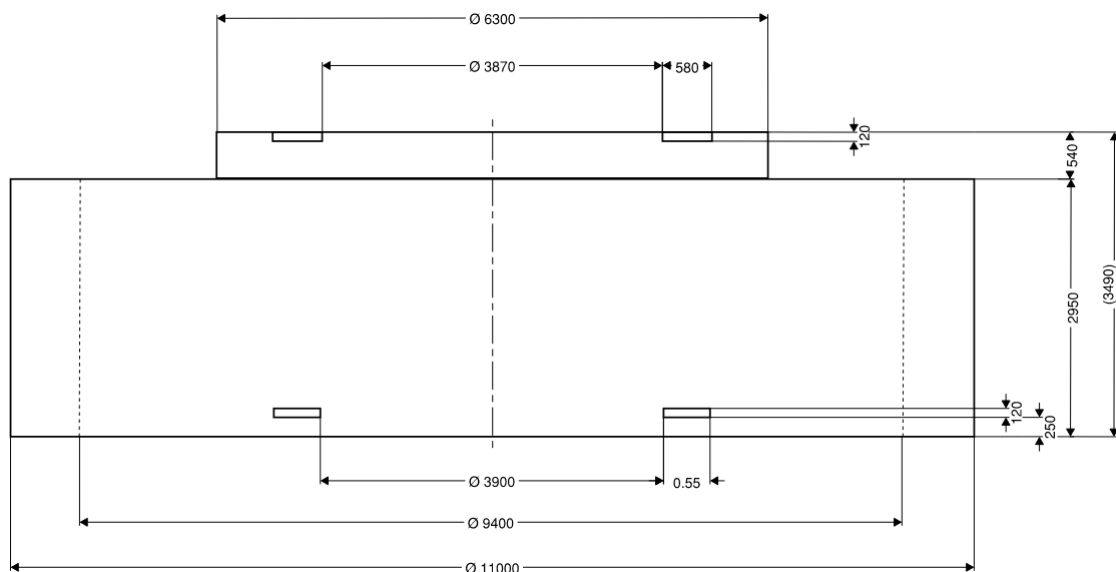
Figur 5.20: Jämförelse av trycksträvor i fackverksmodell och FE-modell.

5.5 Tredimensionell modell

Resultaten från den tvådimensionella analysen visade tydliga spjälkningsbeteenden samt att en trycksträva uppstår innanför bultkorgen. En tredimensionell analys genomfördes för att möjliggöra en mer detaljerad analys av fundamentet.

5.5.1 Modellering

Denna modell är mer komplex och tar hänsyn till tredimensionella spänningsförhållanden och deformationer. I stora drag är utformningen lik den tvådimensionella med några undantag. Bultkorgens och bergstagens infästningar förenklades för att minska simuleringstiden. Beskrivningar av samtliga komponenter presenteras i detta avsnitt.



Figur 5.21: Dimensioner för tredimensionell modell.

Betong och stål

Förutom fundamentets utformning är uppbyggnaden av den tredimensionella modellen lik den tvådimensionella. Betongen är solidmodellerad och bultkorgens flänsar ingår nu i bultkorgen. Undergjutningen på fundamentets ovasida inkluderades inte. Även stålplattorna vid berstagen är borttagna.

Armering

Armeringen i modellen visas i Figur 5.1. Till skillnad från den tvådimensionella modellen inkluderades både radiell och tangentiell armering. All armering modellerades med stånelement. Den radiella armeringen bestod av 120 järn som spred sig ut från fundamentets mitt. På samma sätt som i den tvådimensionella modellen var varje armeringsjärn uppdelat i delar med olika area. Även armeringens förankringslängd innanför bultkorgen beaktades. Delarnas area presenteras i Tabell 5.5 tillsammans med tjockleken på täckande betongskiktet.

Tabell 5.5: Armeringsarea och täckande betongskikt för radiell armering.

Radiell armering	Area [mm ²]	Täckande betongskikt [mm]
Underkant innanför bultkorg	100	400
Underkant	1000	400
Nedre bockning	1050	-
Ytterkant	1100	100
Övre bockning	1050	-
Ovankant	1000	100
Ovankant innanför bultkorg	100	100

Den tangentiella armeringen placerades i fundamentets under-, ytter- och ovankant. Arean för de olika armeringsjärnen presenteras i Tabell 5.6 tillsammans med de täckande betongskiktens tjocklek.

Tabell 5.6: Armeringsarea och täckande betongskikt för tangentiell armering.

Tangentuell armering	Area [mm ²]	Täckande betongskikt [mm]
Underkant	1200	400
Ytterkant	250	100
Ovankant	1500	100

Bultkorg

Den generella beskrivningen av bultkorgen i Avsnitt 5.1.2 gäller även för den tredimensionella modellen. Flänsarna modellerades som skalelement och bultarna som stångelement. Endast flänsarna hade samverkan med betongen. Detta gjordes precis som tidigare med hjälp av funktionen “Embedded region”. Varje bult var modellerad med ett stångelement så att noder endast fanns i ändpunkter, som kopplades till flänsarna. Bultarnas förspänning modellerades på samma sätt som för den tvådimensionella modellen, se Avsnitt 5.4.1.

Bergstag

Bergstagens förspänning var för denna modell inte modellerad som en last. Istället skapades två referenspunkter för varje stag, en vid betongens ovansida och en under fundamentet. Bergstagen representerades sedan av vertikala elastiska fjädrar kopplade mellan dessa två referenspunkter. För att fördela lasten från bergstagen kopplades varje övre referenspunkt kopplades till mindre cirkulära ytor på fundamentet, med kopplingar av typen “Distributed coupling”. En negativ förskjutning applicerades på den nedre referenspunkten vilket ledde till att staget spändes och ett tryck skapades på fundamentets ovansida. Fjädrarnas styvhet ansattes till samma som bergstagens. Denna beräknas i Bilaga A.4.1.

$$K_{bergstag} = 43000 \text{ kN/m}$$

Även förskjutningen beräknas i Bilaga A.4.1. Den slutliga förskjutningen för varje fjäder i z-led blir enligt följande.

$$x_{bergstag} = -0,09 \text{ m}$$

Elementnät

Elementstorleken var 0,2 meter för samtliga komponenter. Elementtyper presenteras i Tabell 5.7.

Tabell 5.7: Element för respektive komponent.

Komponent	Elementtyp	Element
Betong	Solid, tredimensionell spänning	C3D8R
Bultkorgens flänsar	Skal, plan spänning	S4R
Armering och bultar	Stång	T3D2

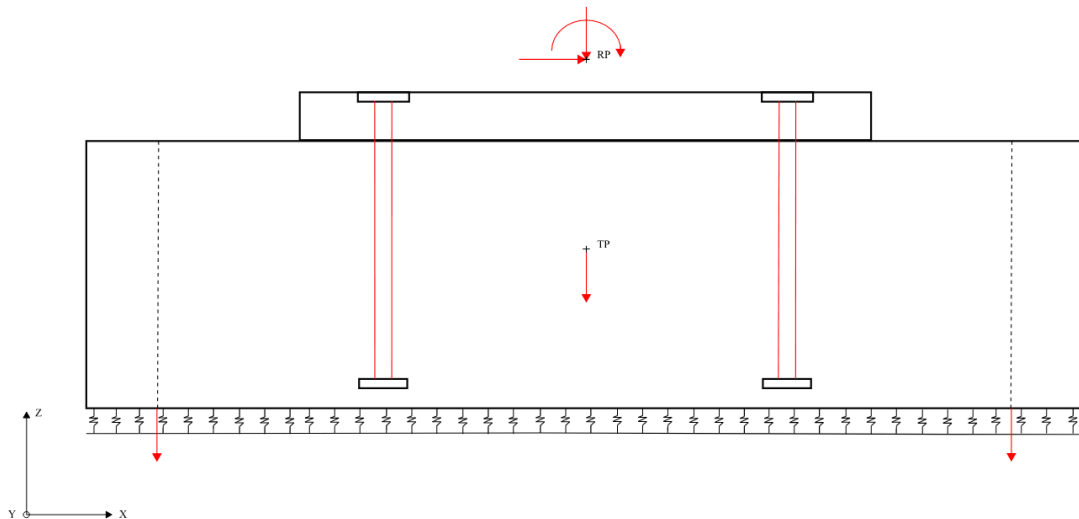
5.5.2 Laster

I Figur 5.22 presenteras de laster, förspänningar och förskjutningar som appliceras på fundamentet. Precis som i den tvådimensionella modellen applicerades lasterna från tornet i en referenspunkt centralt ovanför fundamentets hals som kopplades till ovanflänsen i bultkorgen via en "Distributed coupling". Dessa tre laster var av samma magnitud som tidigare (se Tabell 5.4) och bestod av en vertikal last från tornets egentyngd samt en horisontell last och ett moment från vindlasten. Fundamentets egenvikt angrep i dess tyngdpunkt. Bergstagens förspänning modellerades med hjälp av föreskrivna förskjutningar som representeras av de röda pilarna i fundamentets underkant i Figur 5.22.

För att modellera markens styvhet användes, på samma sätt som för den tvådimensionella modellen, funktionen "Spring-to-Ground". Skillnaden var att fjäderbädden i detta fall genererades över en yta. Fjäderbädden ansattes i x-led och z-led. Likt den tvådimensionella modellen förhindrade inte fjäderbädden upplyft utan gav endast motstånd mot negativ, vertikal förskjutning. Eftersom vridning kring z-axeln inte var inkluderat i detta arbetet modelleras ingen fjäderbädd i y-led. Randvillkor applicerades i referenspunkten ovanför fundamentet som förhindrade förflyttning i y-led samt rotation kring z-axeln. Laster, förspänningskraft, fjäderbäddens styvhet och bergstagens förskjutning presenteras i Tabell 5.8.

Tabell 5.8: Indata för laster, förspänningar och randvillkor.

Indata	Värde
Förspänning, bultkorg	500 kN
Förspänning, bergstag	3700 kN
Vertikal last från torn	5500 kN
Horisontell last från torn	1500 kN
Moment från torn	186000 kNm
Markens styvhet	5 GN/m ³



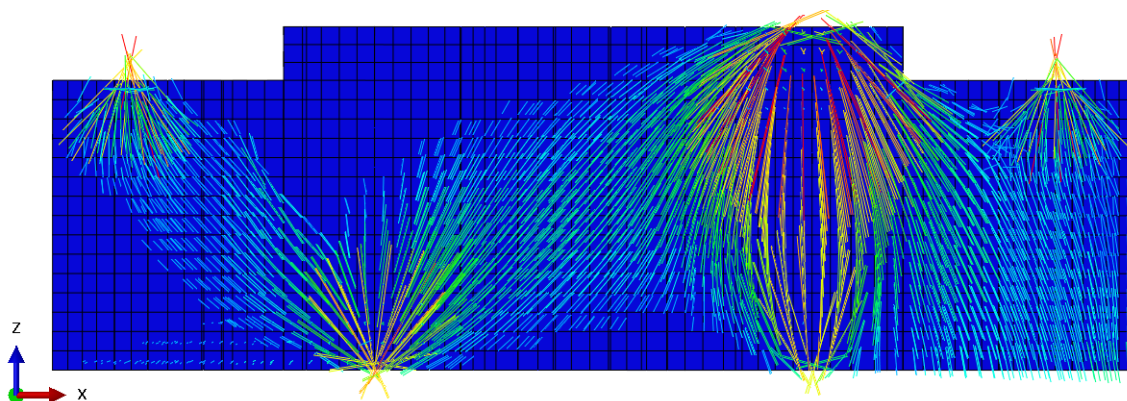
Figur 5.22: Laster och förflyttningar som angriper modellen.

5.5.3 Resultat

I detta avsnitt presenteras beräknade spänningsfördelningar, spjälknings- och sprickbeteendet samt en analys av brottmod och brottlast. Resultatet jämförs därefter med rymdfackverket.

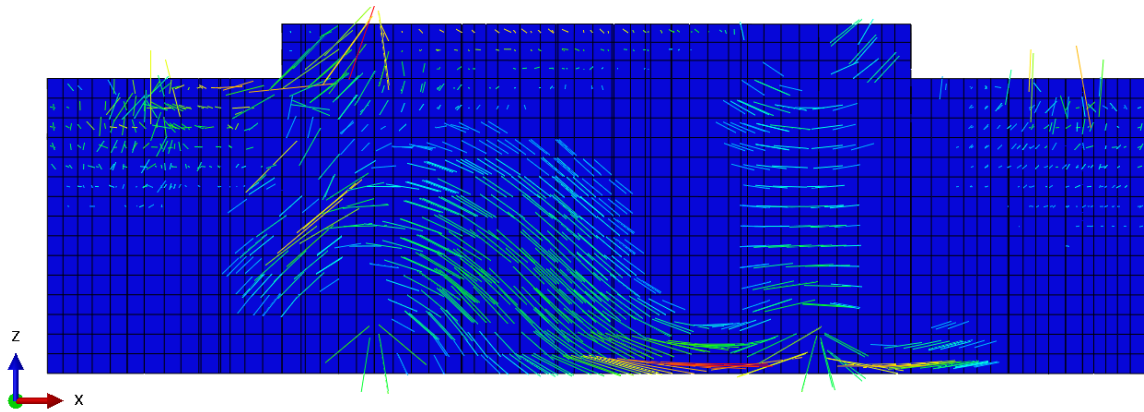
Tryck- och dragspänningar i xz-planet

I Figur 5.23 presenteras tryckspänningarna i fundamentets mittsnitt. Snittet togs i xz-planet och motsvarar det plan som representerades i den tvådimensionella modellen. De största tryckspänningarna noterades i bultkorgen där flera strävor uppstod. Likt den tvådimensionella modellen uppkom en tydlig diagonal trycksträva innanför bultkorgen mellan den vänstra underflänsen och den högra ovanflänsen samt en vertikal vid de tryckta bultarna. Trycksträvor uppstod även mellan det vänstra bergstaget och bultkorgens undre fläns. I fundamentets högra del bildades en diagonal sträva mellan bultkorgens övre fläns och grunden under bergstaget samt en vertikal trycksträva vid bergstaget.



Figur 5.23: Minsta huvudspänning i xz-planet.

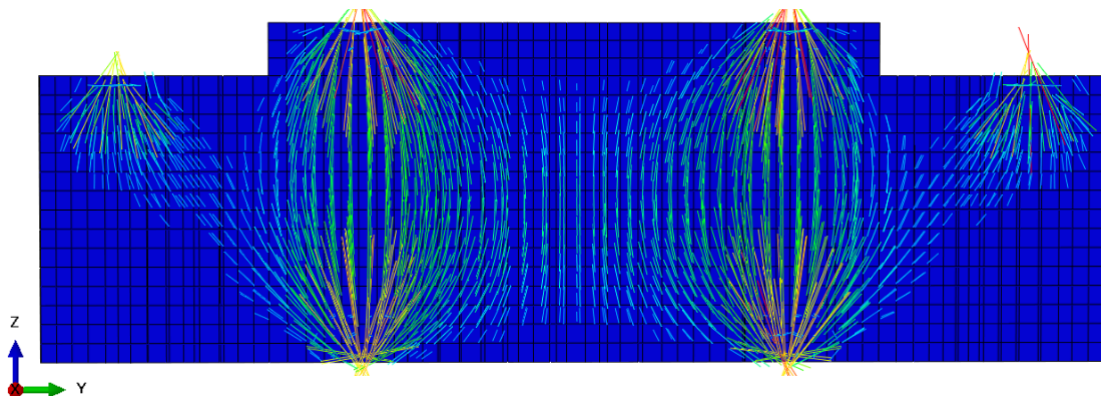
Trycksträvorna som uppstod i betongen gav upphov till tvärgående dragspänningar, se Figur 5.24. Ett spjälkningsbeteende uppstod i den diagonala trycksträvan innanför bultkorgen samt i fundamentets vänstra del mellan underflänsen i bultkorgen och bergstaget. Samma beteende noterades även för den vertikala trycksträvan mellan bultkorgens övre och undre fläns. De största dragspänningarna uppstod vid halsen samt vid fundamentets underkant.



Figur 5.24: Största huvudspänning i xz-planet.

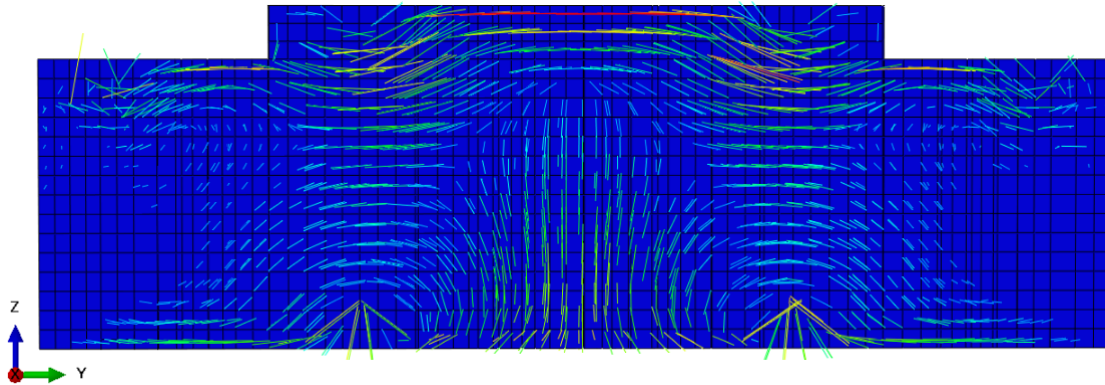
Tryck- och dragspänningar i yz-planet

För att få en uppfattning av beteendet genom hela fundamentet undersöktes även spänningarna av mittensektionen i yz-planet, det vill säga vinkelrätt mot föregående utdata-snitt. I Figur 5.25 visas tryckspänningarna. Eftersom momentet och den horisontella lasten var riktade i x-led blev spänningsfördelningen symmetrisk kring centrumlinjen. Trycksträvor noterades mellan bergstag och bultkorgens underfläns på båda sidorna. Inuti bultkorgen har större vertikala trycksträvor bildats mellan ovan- och underflänsen.



Figur 5.25: Minsta huvudspänning i yz-planet.

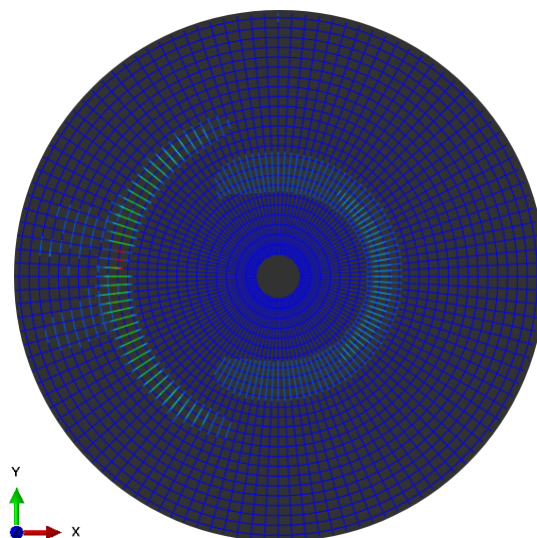
I Figur 5.26 presenteras dragspänningarna i yz -planet. Precis som med tryckspänningarna i samma snitt noterades ett symmetriskt beteende kring fundamentets centrumlinje. Horisontella dragspänningar kunde även noteras mellan ovan- och underflänsen i bultkorgen. Innanför bultkorgen syns samma diagonala dragspänningar som i Figur 5.24 från ett annat perspektiv. De största dragspänningarna noterades centralt vid fundamentets ovankant.



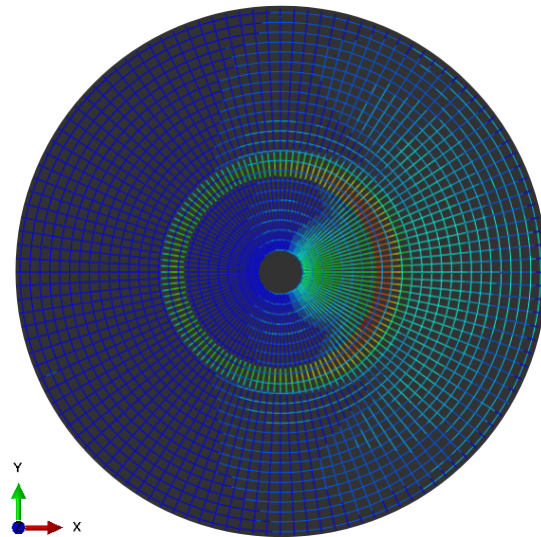
Figur 5.26: Största huvudspänning i yz -planet.

Dragspänningar i armering

Dragspänningarna som uppstod i den övre och undre armeringen kan ses i Figur 5.27 respektive 5.28. I ovankantsarmeringen uppstod störst spänningar vid fundamentalsen där momentet verkar i drag. I underkantsarmeringen uppstod de största spänningarna kring bultkorgens högra del. Utöver detta noterades generellt större spänningar i den tangentiella underkantsarmeringen jämfört med den i ovankanten.



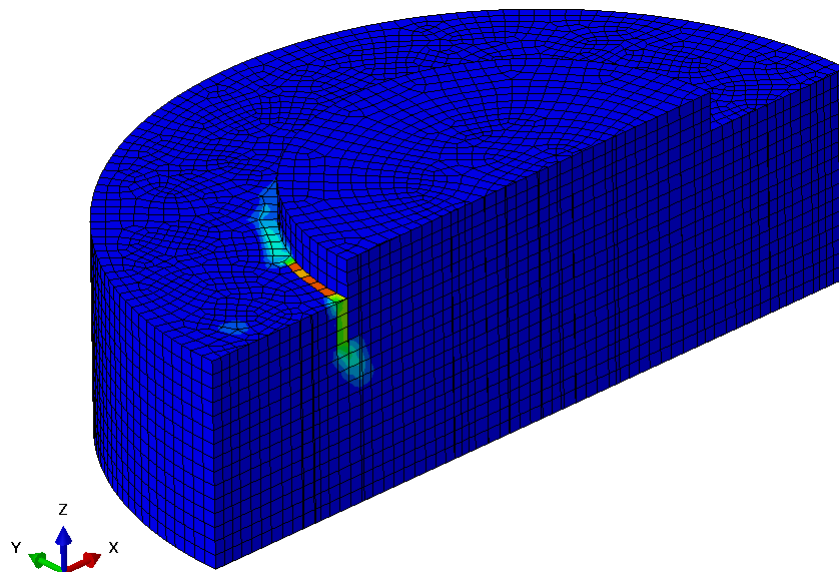
Figur 5.27: Spänning i den övre radiella och tangentiella armeringen.



Figur 5.28: Spänning i den undre radiella och tangentiella armeringen.

Sprickbeteende

Ett antal sprickor uppstod i betongen efter påförandet av dimensionerande last. Den största sprickan uppstår vid fundamenthalsens underkant och kan ses i Figur 5.29. Utöver detta uppstår små plastiska dragtöjningar vid ovanflänsen av bultkorgen.



Figur 5.29: Plastisk dragtöjning vid dimensionerande last.

Brottnod och brottlast

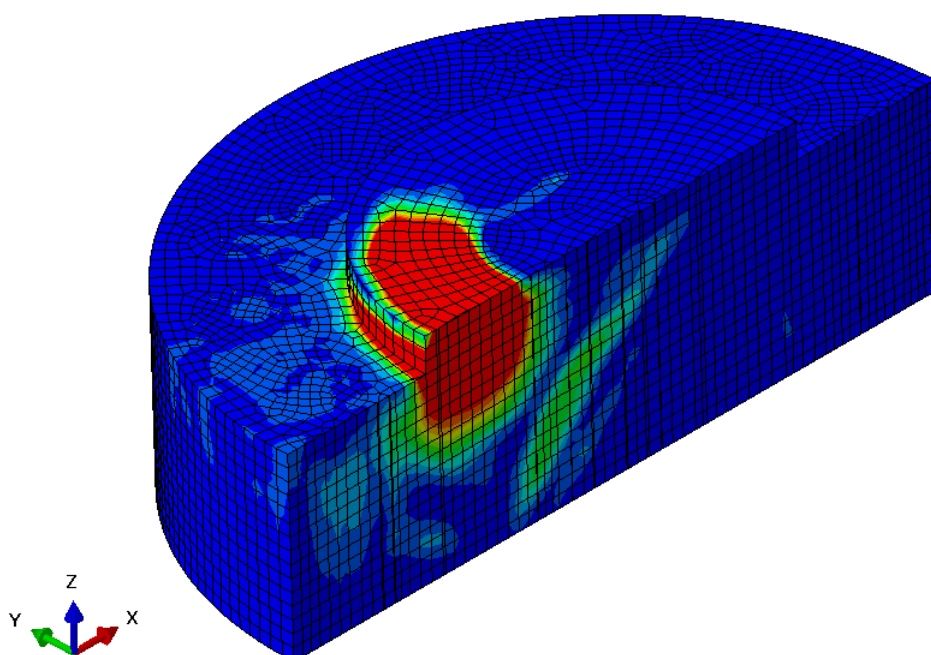
Fundamentet gick inte till brott efter dimensionerande last trots att det uppstod ett antal mindre sprickor. För att undersöka brottmoden i FE-modellen ökades momentet och den horisontella lasten med en faktor två. Vid 65 % av denna last började de dragna bultarna i bultkorgen plasticera. Följande resultat beräknas i Bilaga A.4.2.

$$M_{3D,brott} = 231000 \text{ kNm}$$

Nedan presenteras utnyttjandegraden av FE-modellens kapacitet.

$$\frac{M_d}{M_{3D,brott}} = 81 \%$$

Fundamentet fortsatte deformeras när lasten ökades förbi bottenlasten. Det uppstod då ytterligare sprickor vid halsen såväl som vid bergstaget. Utöver detta uppstod en diagonal spricka innanför bultkorgen. I Figur 5.30 visualiseras sprickor med hjälp av plastiska dragtöjningar.



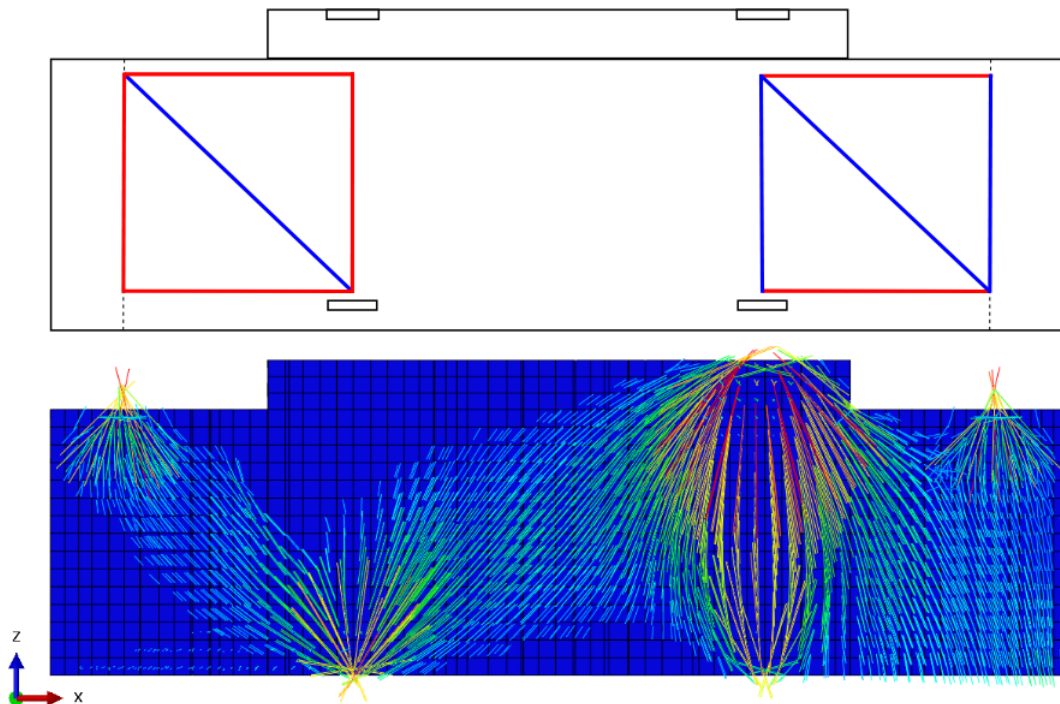
Figur 5.30: Plastisk dragtöjning efter brott.

5.5.4 Jämförelse med fackverksmodell

I denna jämförelse var målet att undersöka hur väl fackverksmodellen stämde överens med en olinjär FE-analys. Rymdfackverket som jämförs har presenterats i Avsnitt 5.3. För att tydligt jämföra spänningsbeteendet mellan fackverksmetoden och FEM presenteras de sektioner och snitt som redovisades i Avsnitt 5.5.3. Fackverksmetoden är som beskrivet i Avsnitt 3.1 en metod som utgår ifrån att betongen endast tar

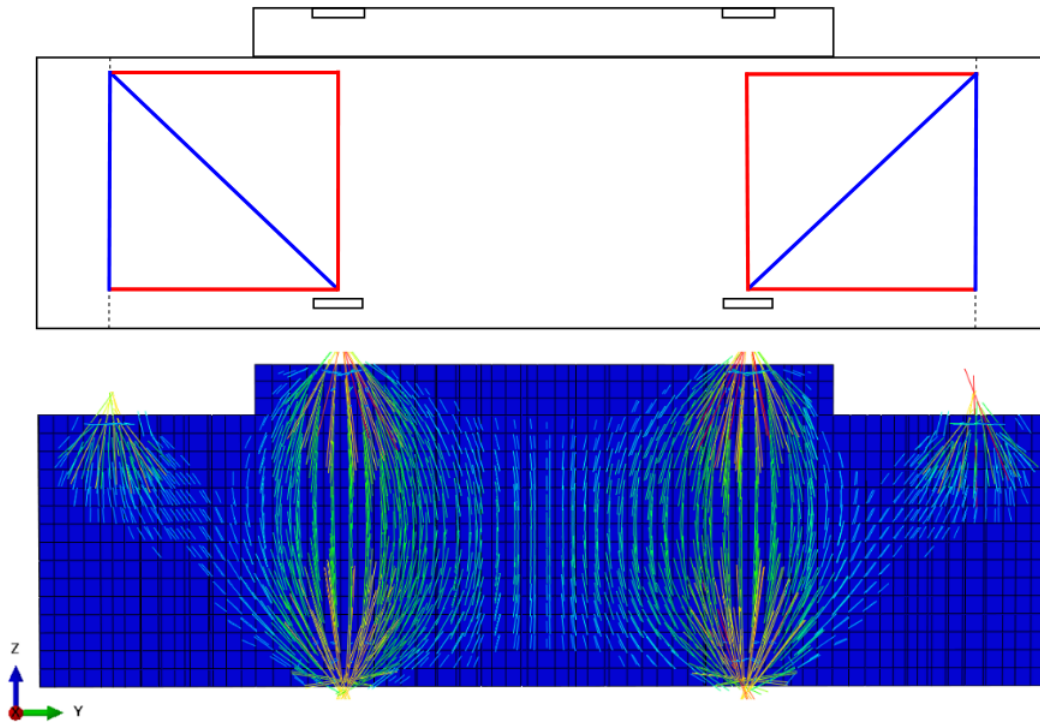
tryckspänningar och armeringen endast tar dragspänningar. I jämförelsen med FEM jämförs därmed tryckspänningarna i betongen med tryckstagen i fackverksmodellen och dragspänningar i armeringen jämförs med dragstagen.

I Figur 5.31 jämförs sektionen av fundamentet där snittet är taget i xz-planet med fackverket. Trycksträvorna som antogs enligt fackverksmodellen stämde överens med de tryckspänningar som uppstod i den olinjära analysen. Skillnader identifierades i beteendet innanför bultkorgen, då rymdfackverket inte beaktar denna del. När spänningarna i samma plan undersöktes utanför bultkorgen noterades även där tryckspänningar i fundamentet. FE-analysen tydde på att stora tryckspänningar uppstod innanför bultkorgen och att dessa inte endast leddes runt bultkorgen, vilket antas i fackverksmodellen.



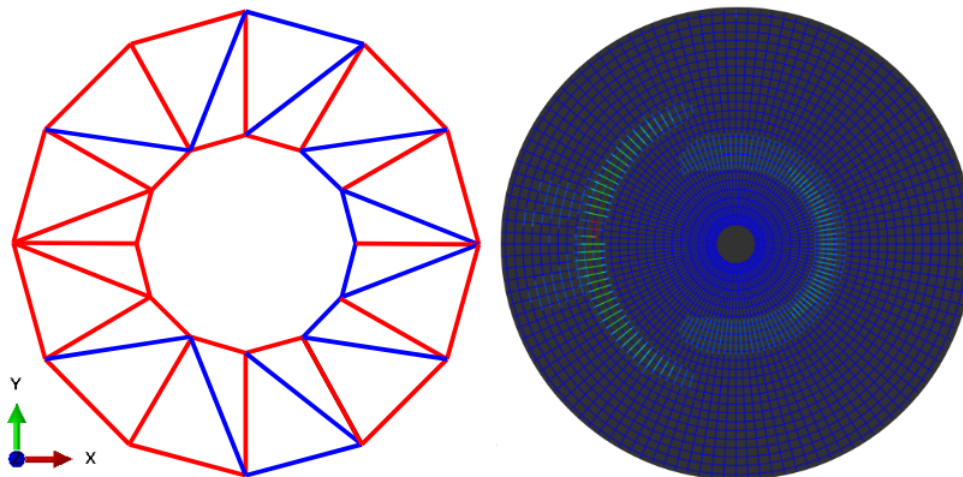
Figur 5.31: Jämförelse av tryckbeteendet i xz-planet.

I Figur 5.32 jämförs sektionen av fundamentet där snittet är tagit i yz-planet med fackverket. Trycksträvorna under bergstagen, mellan bultkorgens underfläns och bergstag, stämde överens med de tryckspänningar som uppstod i FE-analysen. En skillnad var dragstagen mellan bultkorgens under- och ovanfläns. I FE-analysen uppstod det tryckspänningar mellan dessa punkter.



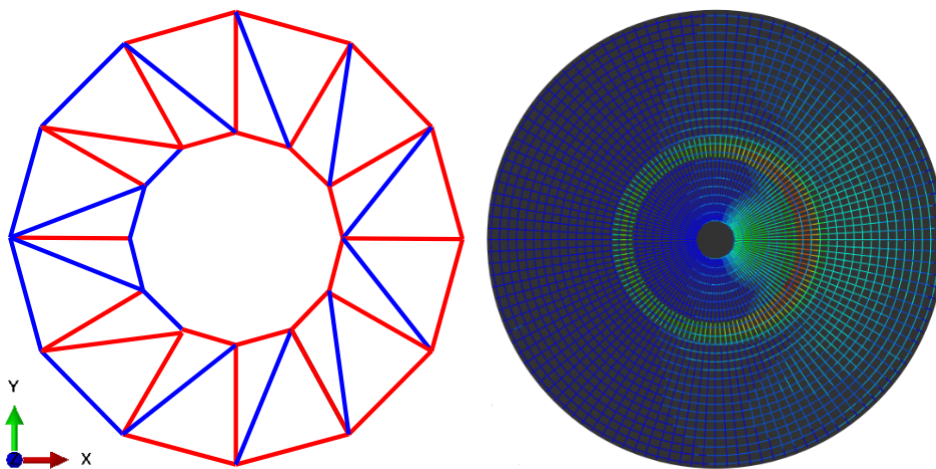
Figur 5.32: Jämförelse av tryckbeteendet i yz-planet.

I Figur 5.33 jämförs fackverkets ovankant med den radiella och tangentiella armeringen i fundamentets ovankant. Kraftspelet i de radiella järnen stämde överens med de radiella dragstagen. En annan likhet som noterades var spänningarna i de yttre tangentiella järnen och de yttre tangentiella dragstagen i fundamentets vänstra del. I innerkanten uppstod i princip inga dragspänningar i armeringen.



Figur 5.33: Jämförelse av dragbeteendet i den övre armeringen.

Underkantens armering utsattes för störst dragspänningar kring bultkorgen. Spänningen i de radiella järnen stämde precis som för ovankanten väl överens med stagen i fackverket vilket visas i Figur 5.34. Spänningen var högre i de tangentiella järnen i fundamentets högra del, vilket även det stämmer överens med de tangentiella dragstagen i inner- och ytterkant. I underkantsarmeringen uppstod även spänningar innanför bultkorgen, vilket inte stämmer överens med fackverkets utformning.



Figur 5.34: Jämförelse av dragbeteendet i den nedre armeringen.

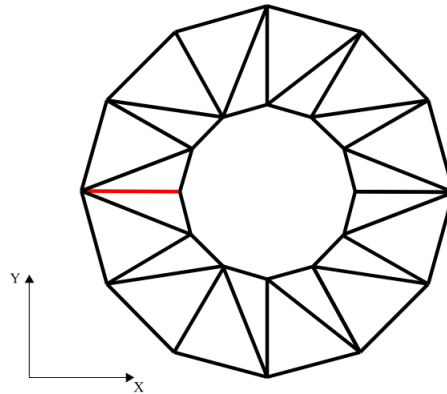
Eftersom fackverket är utformat mellan bergstag och bultkorg blev jämförelsen mellan armeringen i fundamentets ytterkant och fackverksmodellen svår att utföra. Det kunde däremot bekräftas att spänningarna i ytterkantsarmeringen var små i relation till spänningar i övrig armering.

Jämförelse av kraft

En jämförelse gjordes mellan kraften i fackverkets vänstra övre dragstag och dragkraften i ovankantsarmeringen. Dragstaget i fackverksmodellen visas som rött i Figur 5.35

och dess dragkraft presenteras nedan. Samtliga uträkningar till detta avsnitt redovisas i Bilaga A.4.3.

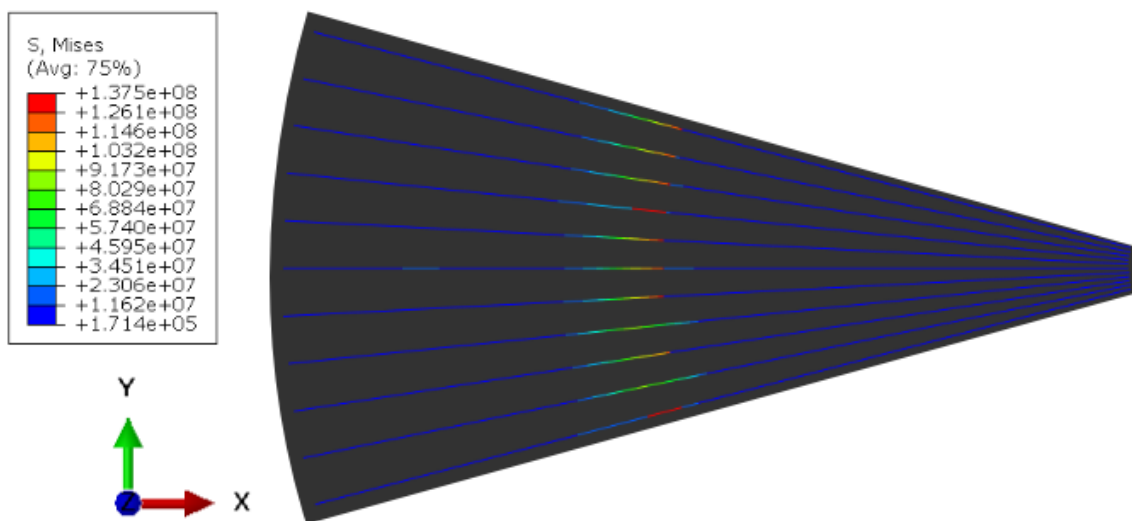
$$F_{3D,fackverk} = 4100 \text{ kN}$$



Figur 5.35: Dragstag i fackverket.

Rymdfackverket hade ett radiellt dragstag för varje bergstag. Varje dragstag antogs därmed ta samma last som en tolftedel av all radiell armering vilket motsvarade tio järn. De armeringsjärn som inkluderades i beräkningen visas i Figur 5.36 där det mittersta järnet var parallellt med vindlasten. De yttersta järnen låg mitt emellan två bergstag och endast halva dess spänning antogs bidra till dragstaget. På så sätt motsvarar detta totalt tio stänger. Dragspänningen i den radiella ovankantsarmeringen var som störst där sprickan vid halsen av fundamentet uppstod. Ett medelvärde av den största spänningen i järnen multipliceras med stängernas area för att få ut kraften.

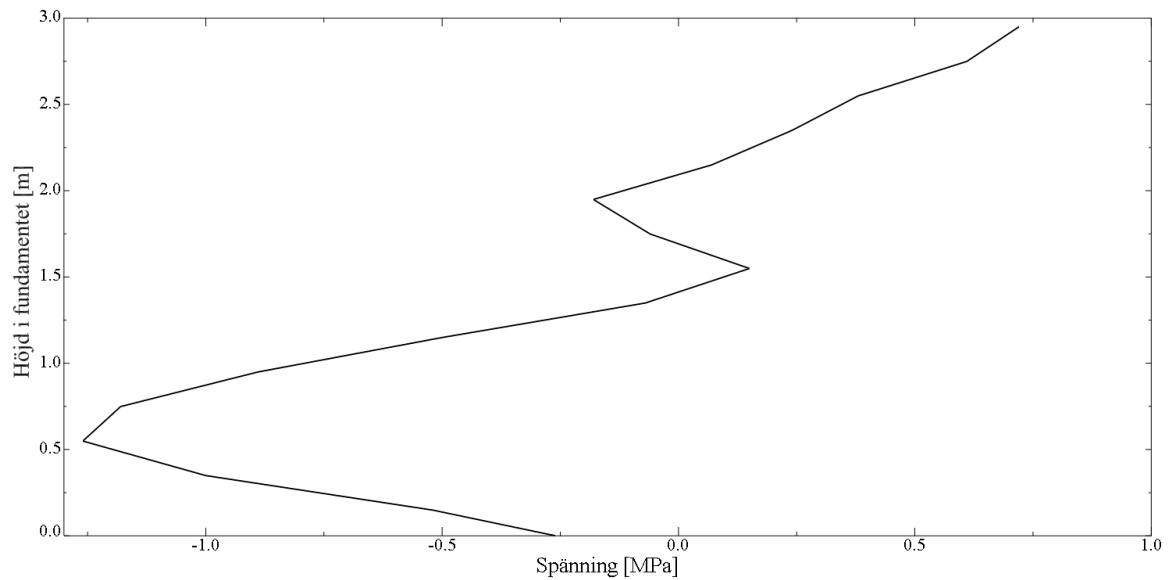
$$F_{3D,FEM,a} = 930 \text{ kN}$$



Figur 5.36: Spänning, övre armering.

Precis som i de föregående jämförelserna mellan dragstag och armering behövde dragspänningen i betongen beaktas. Betongens dragspänning beräknades för en 1,6 meter bred sektion i samma snitt som maxspänningen i armeringen. Snittets position i x-led är samma som för den tvådimensionella modellen (se Figur 5.18). Avstånden mellan de radiella järnen ökar från mitten ut till ytterkanten. Snittets bredd togs där spänningen var som störst i armeringen. Betongens medeldragkraft presenteras nedan. Ett diagram över spänningen i det vertikala snittet visas i Figur 5.37.

$$F_{3D,FEM,c} = 580 \text{ kN}$$



Figur 5.37: Huvudspänning i betongsnittet över fundamentets höjd.

Den totala dragkraften i FE-modellen beräknades genom att addera kraften i armeringen och betongen. Resultatet presenteras nedan tillsammans med en procentuell skillnad mellan kraften i fackverksmodellen och FEM.

$$F_{3D,FEM} = 1510 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{3D,FEM}}{F_{3D,fackverk}} = 37 \%$$

6 Diskussion

I detta kapitel diskuteras resultaten av analyserna som utförts. Olika aspekter av resultaten och hur väl modellerna uppfyllde sitt syfte presenteras i följande underrubriker.

6.1 Materialmodellering

Materialmodellen CDP användes för att beskriva betongens olinjära beteende i samtliga FE-modeller. I Avsnitt 3.2.5 beskrevs hur betongens tryck- och dragbeteende beräknades samt antagna värden för dilationsvinkel och viskositet. För resterande parametrar användes standardvärden i Brigade/Plus. Materialmodellen undersöktes i Kapitel 4 där en hög balk av armerad betong analyserades. Samma betongklass och armering användes som i analyserna av vindkraftverksfundamentet. Utifrån analysen bedömdes materialparametrarna rimliga. En fullständig parameterstudie av dessa parametrar genomfördes däremot inte. Värdena som anges för tryck- och dragbeteende i materialmodellen har stor påverkan på sprickornas storlek och utformning, samt vid vilken last dessa uppkommer. Dilationsvinkeln hade kunnat varieras vilket förmodligen givit ett annorlunda resultat. Som beskrivet i Avsnitt 3.2.5 påverkar vinkeln volymförändringen vid stora plastiska deformationer. Om en lägre vinkel ansatts hade betongen haft ett mer sprött beteende medan en större vinkel hade medfört ett segare beteende.

6.2 Tvådimensionell analys

Modellen gav tydliga resultat över kraftspel och sprickbeteende i fundamentet. Större spänningar uppstod innanför bultkorgen än utanför. Eftersom modellen är utformad i ett plan och baseras på ett plant spänningstillstånd kan spänningar inte fördelas runt bultkorgen vilket leder till att spänningarna uppstår innanför den. Utöver detta noterades ett tydligt spjälkningsbeteende ovanför underflänsen i bultkorgen samt mellan bultkorgens underfläns och bergstag. Det uppstod däremot inga spjälksprickor. Resultatet över spänningsbeteendet blev tydligt i analysen men det var svårt att konstatera hur väl den stämmer överens med verkligheten.

Förutom tryckspänningen innanför bultkorgen stämde fackverksmodellens utformning av tryck- och dragstag väl överens med spänningarna i fundamentet enligt FE-analysen. Eftersom rymdfackverket endast kunde jämföras i ett plan konstaterades att en mer detaljerad, tredimensionell modell krävdes för att utvärdera resultatet. Vid jämförelsen av dragkraften i dragstaget och armeringen var skillnaden stor. När dragkraften i betongen inkluderas blev däremot krafterna mer lika. Att spänningen i armeringen blev lägre än dragstaget var ett väntat resultat eftersom betongen var

modellerad för att ta upp dragspänningar i FE-modellen. Enligt denna jämförelse är dimensionering enligt fackverksmetoden på säkra sidan. Brottlasten för FE-modellen blev högre än den dimensionerande lasten. Målet med denna modell var som beskrivet inte att uppnå ett exakt beteende av en tredimensionell konstruktion utan att ge en indikation på om frågeställningen var relevant samt för att visa vilka kraftspel som kunde förväntas i den tredimensionella analysen.

6.3 Tredimensionell analys

Syftet med den tredimensionella analysen var att ge ett mer detaljerat resultat och kunna besvara de frågor som den tvådimensionella modellen lämnade. Resultatet från den tredimensionella analysen är i linje med slutsatserna från den tvådimensionella analysen. Spänningar uppstod innanför bultkorgen på samma sätt som i den tvådimensionella modellen. Det kan även konstateras att inga sprickor uppkom innanför bultkorgen på grund av dessa spänningar. Ett tydligt spjälkningsbeteende uppstod, dock utan att ge upphov till spjälksprickor.

Även i denna analys stämde utformningen av fackverksmodellens tryck- och dragstag väl överens med spänningsbeteendet i FE-modellen med ett fåtal undantag. Den mest anmärkningsvärda skillnaden var spänningarna som uppstod innanför bultkorgen. Fackverksmodellen förutsätter att spänningarna fördelas runt bultkorgen vilket inte är vad som sker i FE-modellen.

Vid jämförelse av dragkraft noterades en större skillnad mellan rymdfackverket och den tredimensionella FE-modellen än i motsvarande jämförelse med den tvådimensionella modellen. Det anses vara rimligt att spänningarna blir lägre i den tredimensionella analysen i jämförelse med den tvådimensionella eftersom lasten från tornet är densamma men mängden armering var större. En annan faktor är att ingen hänsyn togs till den tangentiella armeringen vid jämförelsen av dragkraften. En del av de tangentiella järnen tog upp dragkraft i samma riktning som de radiella järnen. Om målet med studien hade varit att optimera dimensioneringen av vindkraftverksfundament med hjälp av fackverksmetoden hade fler faktorer behövts undersökas och kontrolleras. Jämförelsen utfördes i detta fall för att få en uppfattning om skillnaderna mellan spänningarna.

6.4 Brottmod och brottlast

Resultaten av analyserna antydde att dimensionering enligt fackverksmetoden uppnår kraven och att brottlasten överskrider angiven dimensionerande last. Brottmoden i båda analyserna var att bultkorgen till slut plasticerades och ovanflänsen slet med betongen upp ur fundamentet. I verkligheten är ovanflänsen inte ingjuten i betongen utan endast fastspänd på ovasidan. Detta betyder att bultkorgen med stor sannolikhet hade lossnat från fundamentet utan att betongen hade följt med. Eftersom dragkapaciteten i betongen är så pass mycket lägre än bultkorgens kan det argumenteras för att

detta inte har någon påverkan på vilket sätt modellen går till brott. Om bultkorgens dragkapacitet däremot hade ökats finns möjligheten att brottmoden förändrats.

6.5 Sprickbeteende

Spjälksprickor var det som primärt skulle undersökas i detta arbetet. Resultatet från analyserna visade att inga spjälksprickor uppstod vid dimensionerande last. I båda analyserna uppstod däremot en spricka vid fundamentets hals. Uppkomsten av dessa sprickor kan bero på hur modellerna är uppbyggda. Bultkorgens ovanfläns är som beskrivet modellerad som fullt kopplad till betongen vilket leder till att momentet ger upphov till dragbrott i fundamentets hals.

När lasten ökades förbi brott i den tredimensionella modellen uppstod sprickor vid bergstaget samt innanför bultkorgen. Sprickorna vid bergstaget antas uppstå på grund av samma anledning som sprickan i halsen. Innanför bultkorgen uppstod en spjälkspricka vilket indikerar att dragspänningarna innanför bultkorgen kan behöva beaktas vid större laster än i detta arbete.

7 Slutsatser och fortsatta studier

Arbetets mål och syfte var att utvärdera beräkningsmodeller för dimensionering av ett landbaserat bergförankrat vindkraftverksfundament som baserats på fackverksanalogi samt att identifiera kritiska brottmoder i regioner innanför och i anslutning till bultkorgen. Arbetet uppnådde sitt syfte genom att identifiera likheter och skillnader mellan fackverksmodellen och FE-modellerna. Utöver detta noterades inga kritiska brottmoder i regioner innanför eller i anslutning till bultkorgen. Frågeställningarna besvaras i nästkommande avsnitt följt av vilka fortsatta studier som kan utföras utifrån diskussionen i Kapitel 6.

7.1 Slutsatser

Frågeställningar som har undersökts redovisas i Avsnitt 1.2. Eftersom utformningen av den tredimensionella modellen bygger på färre antaganden av vindkraftverksfundamentet kommer en stor del av slutsatsen att bygga på denna analys.

Enligt de olinjära analyserna som utförts uppstår relativt stora spänningar innanför bultkorgen. En trycksträva uppstår diagonalt mellan bultkorgens under- och ovanfläns parallellt med vindlasten. Denna trycksträva ger även upphov till dragspänningar vid underflänsen. Utöver detta noterades vertikala tryckspänningar mellan bultkorgens flänsar.

Ett spjälkningsbeteende noterades både ovanför bultkorgens underfläns samt mellan underflänsen och bergstag. Inga spjälksprickor uppstod på grund av dessa spänningar.

Fackverksmodellen kan utifrån FE-analyserna anses vara på den säkra sidan eftersom brottlasten överskred den dimensionerande lasten. I jämförelsen mellan dragstag i rymdfackverk och armering i FE-modell noterades lägre spänningar i armeringen än i dragstagen. Placeringen av tryck- och dragstag bedöms generellt vara korrekt i exempel-fackverket efter jämförelsen av spänningarna i FE-analyserna. Den stora skillnaden är de tryckspänningar som uppstod innanför bultkorgen enligt FE-analyserna. I fackverksmetoden antas spänningarna i fundamentet gå runt bultkorgen medan FE-analysen indikerar att stora tryckspänningar även färdas genom bultkorgen.

7.2 Fortsatta studier

Avgränsningar tillsammans med arbetets tidsram har lett till att några aspekter inte kunde undersökas i detta arbete. I detta avsnitt presenteras förslag på fortsatta studier gällande modellering av vindkraftverksfundament.

En vidare studie kring spännings- och sprickbeteendet i fundamentet hade kunnat utföras där olika värden för parametrar i CDP hade utvärderats. Syftet med undersökningen skulle kunna vara att uppnå ett realistiskt spännings- och sprickbeteende. Resonemang av vad som är ett realistiskt beteende skulle kunna grunda sig i fältstudier.

En studie skulle kunna utföras angående rymdfackverkets utformning och huruvida det går att vidare utveckla detta för att hantera spänningsfördelningen innanför bultkorgen. Även en studie som undersöker hur stor inverkan spänningar innanför bultkorgen har och hur den uppdaterade fackverksmodellen kan appliceras vid dimensionering av vindkraftverksfundament.

I detta arbete identifierades endast en brottmod av vindkraftverksfundamentet vilket var att bultarna i bultkorgen plasticerade. I en vidare studie hade det varit intressant att undersöka om andra brottmoder kan uppstå vid förändrad armeringsmängd. En mer noggrann modellering av bultkorgen och förändring av bultkorgens dragkapacitet hade även kunnat påverka brottmoden samt brottlasten.

I den tredimensionella analysen blev spänningarna i armeringsjärnen relativt låga vid dimensionerande last. Fortsatta studier kring optimering av mängden armering i fundamentet hade varit intressant att undersöka. Med en mindre mängd armering skulle även en annan brottmod kunna uppstå.

Referenser

- Ahlström, M. och C. Holmquist (2017). 'Assessment and comparative study of design method for onshore wind power plant foundations'. Examensarb. Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.
- Betongföreningen, Svenska (2010). *Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2*. Vol. 1. 10.
- Dassault Systèmes Simulia Corp (2013). *Dassault Systèmes: Abaqus/CAE Users's Guide*. Providence, USA.
- DNV/Risø (2002). *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Andra Upplagan. Det Norske Veritas och Risø National Laboratory.
- Elfgren, L. (1989). *Brottmekanik*. Luleå Tekniska Universitet.
- Energimyndigheten (2019). *100 procent förnybar el*. Delrapport 2 - Scenarier, vägval och utmaningar.
- (2021a). *Nulägesbeskrivning - vindkraftens förutsättningar*. https://www.energimyndigheten.se/48ff35/globalassets/fornybart/strategi-for-hallbar-vindkraftsutbyggnad/nulagesbeskrivning_-_vindkraftens_forutsattningar.pdf/. (Hämtad 2023-02-27).
 - (2020). *Sveriges energi- och klimatmål*. <https://www.energimyndigheten.se/klimat-miljo/sveriges-energi-och-klimatmal/>. (Hämtad 2023-02-24).
 - (2021b). *Ökning av förnybar elproduktion under 2020*. <https://www.energimyndigheten.se/nyhetsarkiv/2021/okning-av-fornybar-elproduktion-under-2020/>. (Hämtad 2023-02-24).
- Engström, B. (2011). *Design and analysis of deep beams, plates and other discontinuity regions*. Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Fédération Internationale du Béton (2010). *fib Model Code*. Vol. 1. International Federation for Structural Concrete.
- Hanser Verlag, C (2014). *Understanding Wind Power*. Theory, Deployment and Optimisation. Utg. av A. Schaffarczyk. Övers. av G. Roth. John Wiley Sons, Ltd. Storbritannien.
- Hau, E. (2000). *Wind Turbines*. Fundamentals, Technologies, Application, Economics. Tredje Upplagan. Springer, München.
- Hobst, L. och J. Zajíc (1983). *Anchoring in Rock and Soil*. Vol. 33. Elsevier. Tjeckien.
- Isaksson, T., A. Mårtensson och S Thelandersson (2019). *Byggkonstruktion*. 4:1. Studentlitteratur AB, Lund.
- Malm, R. (2006). *Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses*. Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Stockholm.
- Ottosen, N. och H. Peterson (1992). *Introduction to the finite element method*. Prentice Hall.
- Spellman, F. R (2022). *The Science of Wind Power*. CRC Press. Boca Raton.
- SS-EN 1991-1-1 (2002). *Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-1: Allmänna laster - Tunghet, egentyngd, nyttig last för byggnader*. Standard. Svenska institutet för standarder (SIS).

- SS-EN 1992-1-1:2005 (2005). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Standard. Svenska institutet för standarder (SIS).
- SS-EN 1993-1-1:2005 (2005). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Standard. Svenska institutet för standarder (SIS).
- SS-EN 1993-1-8:2005 (2005). *Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner - Del 1-8: Dimensionering av knutpunkter och förband*. Standard. Svenska institutet för standarder (SIS).
- Svensk Vindenergi (2023). *Vindkraften levererar på ny rekordnivå - igen*. <https://svenskvindenergi.org/komm-fran-oss/vindkraften-levererar-pa-ny-rekordniva-igen>. (Hämtad 2023-03-01).
- Svenska Betongföreningen (2010). *Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2*. Vol. 2. 10.

Bilaga A

Beräkningar

I denna bilaga presenteras beräkningar av numeriska värden som presenteras i rapporten.

A.1 Materialmodellering enligt CDP

I detta avsnitt beräknades kompressions- och dragbeteendet för materialmodellen CDP. Samtliga ekvationer presenterades i Avsnitt 3.2.2 och 3.2.3. Uträkningarna utfördes i Microsoft Excel.

A.1.1 Kompressionsbeteende

Spänning och icke-elastisk töjning beräknades för sex olika totala töjningar. För att avgränsa beräkningarna presenteras endast uträkningarna för en töjningsnivå, nämligen den maximala nominella töjningen (ε_{cu1}). Detta gjordes enligt Ekvation 3.6 (SS-EN 1992-1-1:2005).

$$\sigma_c = f_{cm} \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right)$$

De enhetslösa parametrarna beräknades enligt Ekvation 3.7 och 3.8 (SS-EN 1992-1-1:2005).

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} = \frac{3,5}{2,25} = 1,56$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} = 1,05 \cdot 34 \cdot \frac{2,25}{43} = 1,87$$

Därefter beräknades spänningen enligt Ekvation 3.6.

$$\sigma_c = 43 \cdot \left(\frac{1,87 \cdot 1,56 - 1,56^2}{1 + (1,87 - 2)1,56} \right) = 26,5 \text{ MPa}$$

Den icke-elastiska töjningen bestämdes utifrån Ekvation 3.12 och beräknades för den maximala nominella töjningen (SS-EN 1992-1-1:2005). Den elastiska töjningen beräknades med Hookes lag, se Ekvation 3.1.

$$\varepsilon^{oel} = \varepsilon_c - \varepsilon^{el} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 3,5 - \frac{26,5}{34} = 2,7 \text{ ‰}$$

A.1.2 Dragbeteende

Den bi-linjära modellen som visas i Figur 3.5 användes för att bestämma relationen mellan dragspänning och fiktiv sprickbredd.

Först beräknades brottenergin som motsvarande arean under grafen enligt Ekvation 3.9 (Fédération Internationale du Béton, 2010).

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} = 73 \cdot 43^{0,18} = 144 \text{ N/m}$$

Därefter bestämdes deformationen i respektive punkt utifrån ekvationerna i Figur 4.7.

$$w_1 = \frac{G_F}{f_{ctm}} = \frac{144}{3,2 \cdot 10^6} = 4,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$w_c = 5 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} = 5 \cdot \frac{144}{3,2 \cdot 10^6} = 2,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Spänningen vid 20 ‰ av dragkapaciteten beräknades enligt följande.

$$\sigma_1 = 0,2 \cdot f_{ctm} = 0,2 \cdot 3,2 = 0,64 \text{ MPa}$$

Även spänningen vid 10 ‰ av dragkapaciteten följt av tillhörande sprickbredd beräknades.

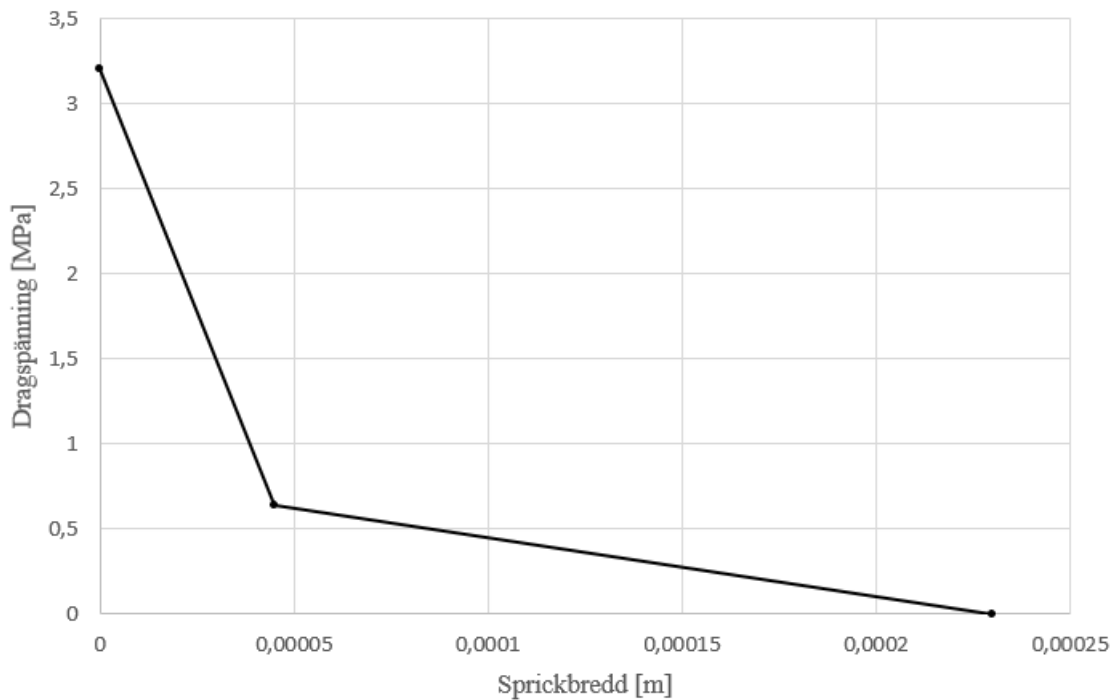
$$\sigma_2 = 0,1 \cdot f_{ctm} = 0,1 \cdot 3,2 = 0,32 \text{ MPa}$$

Lutningen av kurvans högra del krävdes för att beräkna sprickbredden vid 10 ‰ av betongens draghållfasthet.

$$k_l = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{0 - \sigma_1}{w_c - w_1} = \frac{0 - 0,64 \cdot 10^6}{2,3 \cdot 10^{-4} - 4,5 \cdot 10^{-5}} = -3,6 \cdot 10^9$$

$$w_2 = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{k_l} + w_1 = \frac{0,32 \cdot 10^6 - 0,64 \cdot 10^6}{-3,6 \cdot 10^9} + 4,5 \cdot 10^{-5} = 1,3 \cdot 10^{-4}$$

Den framtagna bilinjära spänning-spickbreddskurvan visas i Figur A.1.



Figur A.1: Bilinjär spännings-spickbreddskurva

A.2 Hög balk

A.2.1 Fackverksmetoden

I denna bilaga presenteras beräkningsgången för resultaten av fackverksmodellen i Avsnitt 4. De resultat som beräknades var reaktionskrafter, dragspänning i armering samt brottlast.

Reaktionskrafterna kunde tack vare symmetri beräknas enligt följande:

$$R_{fackverk} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{450 \cdot 6}{2} = 1350 \text{ kN}$$

Dragspänningen i armeringen kunde beräknas utifrån den antagna fackverksmodellens geometri. Dragspänningen i dragstaget bestämdes med hjälp av knutpunktsmetoden.

$$F_{fackverk} = \frac{R_{fackverk}}{\tan \theta} = \frac{1350}{\tan 55^\circ} = 950 \text{ kN}$$

Brottlasten för fackverksmodellen beräknades utifrån armeringens flytspänning (f_{yk}).

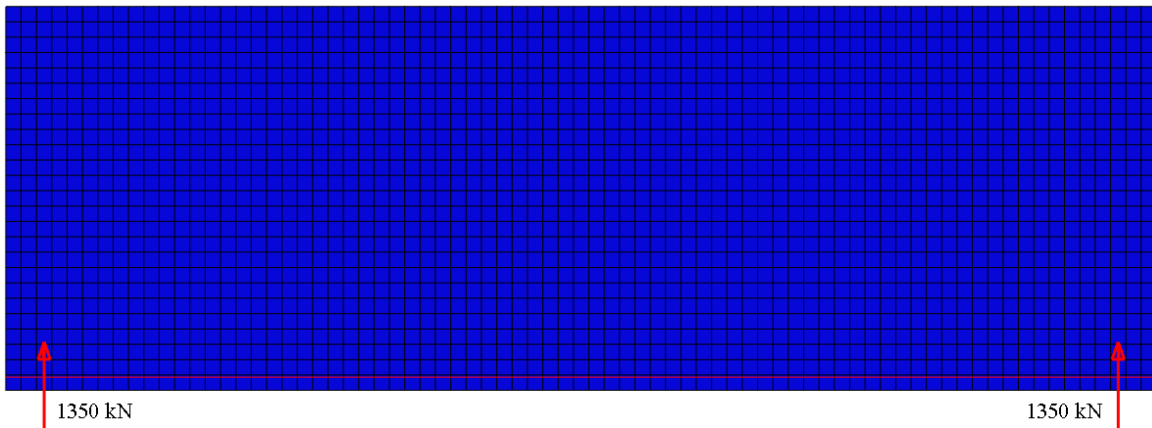
$$F_{fackverk,brott} = f_{yk} \cdot A_a = 500 \cdot 10^6 \cdot \left(11 \cdot \pi \cdot \frac{0,016^2}{4} \right) = 1100 \text{ kN}$$

$$R_{fackverk,brott} = F_{fackverk,brott} \cdot \tan \theta = 1100 \cdot \tan 55^\circ = 1570 \text{ kN}$$

$$q_{fackverk,brott} = 2 \cdot \frac{R_{fackverk,brott}}{l} = 2 \cdot \frac{1570}{6} = 520 \text{ kN/m}$$

A.2.2 FEM

Reaktionskraften av FE-modellen vid dimensionerande last visas i Figur A.2.



Figur A.2: Reaktionskraft vid upplag

För att få fram dragkraften i armeringen vid dimensionerande last extraherades spänningen (S11) från Brigade/Plus.

$$\sigma_a = 390 \text{ MPa}$$

Nedan presenteras uträkningen av draglasten i armeringen.

$$F_{FEM,a} = \sigma_a \cdot A_a = 390 \cdot 10^6 \cdot 11 \cdot \pi \cdot \frac{0,016^2}{4} = 860 \text{ kN}$$

Betongens dragspänning approximerades med hjälp av indatan till Figur 4.7 som presenteras i Tabell A.1. I tabellen presenteras endast de element där dragspänning uppstår.

Tabell A.1: Dragspänning i betongens fältmitt.

Avstånd från balkens underkant [m]	Spänning [MPa]
1,60	0,03
1,52	0,11
1,44	0,19
1,36	0,18
1,20	0,20
1,12	0,27
1,04	0,35
0,96	0,34
0,88	0,33
0,80	0,26
0,72	0,15
0,64	0,30
0,56	0,64
0,48	0,24
0,40	0,33
0,32	0,20
0,24	0,23
0,08	0,32

För att få fram en representativ dragspänning i betongen togs medelvärdet av Tabell A.1. Resultatet presenteras nedan.

$$\sigma_c = 0,26 \text{ MPa}$$

Höjden på draget snitt uppskattades till 1,36 meter. Arean beräknades som:

$$A_{c,drag} = t \cdot h_{drag} = 0,25 \cdot 1,36 = 0,34 \text{ m}^2$$

Till sist kunde dragkraften i betongen bestämmas.

$$F_{FEM,c} = \sigma_c \cdot A_{c,drag} = 0,26 \cdot 0,34 = 90 \text{ kN}$$

Den totala dragkraften i armeringen och betongen blev enligt följande.

$$F_{FEM} = F_{FEM,a} + F_{FEM,c} = 860 + 90 = 950 \text{ kN}$$

Förhållandet mellan dragkraften i FE-modellen och fackverket beräknades.

$$\frac{F_{FEM}}{F_{Fackverk}} = \frac{950}{950} = 1,0$$

Brottlasten uppnåddes när armeringen började plasticera. För att nå denna brottlast höjdes den dimensionerande lasten (q_d) till följande.

$$q_d = 675 \text{ kN/m}$$

Lasten ökades linjärt från noll till ansatt värde. Armeringen plasticerade vid 85 % av den totala lasten. Brottlasten beräknades utifrån denna last.

$$q_{FEM,brott} = 0,85 \cdot 675 = 570 \text{ kN/m}$$

Förhållandet mellan brottlasten för beräkningsmodellerna beräknades enligt följande.

$$\frac{q_{fackverk,brott}}{q_{FEM,brott}} = \frac{520}{570} = 0,91$$

A.3 Tvådimensionell modell

A.3.1 Volymandel

För att bestämma armeringsmängden användes den tvådimensionella modellens volymandel av den tredimensionella. Eftersom armering endast befann sig i fundamentets kropp exkluderades halsen från volymandelsberäkningen. Volymen beräknades utifrån dimensioner angivna i Avsnitt 5.4.1.

$$V_{2D} = b_{2D} \cdot d_{2D} \cdot h_{2D} = 11 \cdot 5 \cdot 2,95 = 162 \text{ m}^3$$

Samma sak gjordes för den tredimensionella modellen.

$$V_{3D} = \pi \cdot r_{3D}^2 \cdot h_{3D} = \pi \cdot 5,5^2 \cdot 2,95 = 280 \text{ m}^3$$

Till sist togs volymandelen fram.

$$\frac{V_{2D}}{V_{3D}} = \frac{162}{280} = 0,58$$

A.3.2 Bergstag

Bergstagens spännkraft simulerades i denna modell som utbredda laster. Först presenteras beräkningen av den kraft som läggs på bergstagen i modellen följt av utbredd spännkraft för de övriga sex stagen.

$$q_{bergstag} = \frac{3 \cdot P_{bergstag}}{b_{bergstag} \cdot d_{2D}} = \frac{3 \cdot 3700}{0,34 \cdot 5} = 6,5 \text{ MPa}$$

$$q_{bergstag,utbredd} = \frac{6 \cdot P_{bergstag}}{b_{mellan bergstag} \cdot d_{2D}} = \frac{6 \cdot 3700}{9,06 \cdot 5} = 0,5 \text{ MPa}$$

A.3.3 Brottlast

För att undersöka brottlasten ökades dimensionerande vindlast med en faktor två. Lasten ökades linjärt och bultkorgen plasticerades vid 66 % av det maximala momentet. Nedan beräknas momentet då brott uppstod.

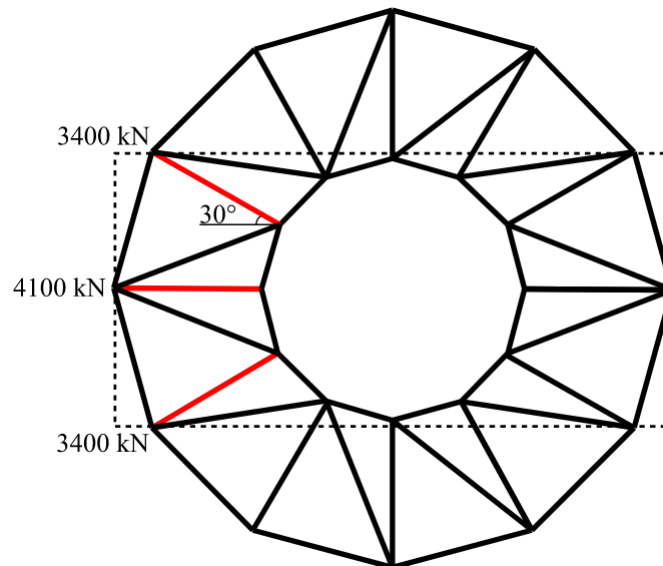
$$M_{2D,brott} = 2 \cdot 0,66 \cdot M_d = 2 \cdot 0,66 \cdot 186000 = 246000 \text{ kNm}$$

Utnyttjandegraden av FE-modellen blev enligt följande:

$$\frac{M_d}{M_{2D,brott}} = \frac{186000}{246000} = 0,76$$

A.3.4 Fackverk

Dragstaget i det tvådimensionella fackverket antogs motsvara dragkraften av tre stag i rymdfackverket. De streckade linjerna i Figur A.3 motsvarar det tvådimensionella fundamentets storlek. För att beräkna det sammanlagda dragstaget beräknades den horisontella resultanten av de tre stagen markerade i rött.



Figur A.3: Rymdfackverk ovkant vindkraftverksfundament.

$$F_{2D,fackverk} = 4100 + 2 \cdot 3400 \cdot \cos 30^\circ = 10000 \text{ kN}$$

A.3.5 Jämförelse med dragstag i fackverksmodell

Dragkraft i ovankantsarmeringen beräknades utifrån maximal huvudspänningen vid dimensionerande last.

$$F_{2D,FEM,a} = \sigma_{2D,FEM,a} \cdot A_{2D,FEM,a} = 54 \cdot 73000 = 3900 \text{ kN}$$

Dragspänningen i betongen presenteras i Tabell A.2. I tabellen presenteras endast de element där dragspänning uppstår.

Tabell A.2: Dragspänning i betong.

Avstånd från fundamentets underkant [m]	Spänning [MPa]
2,95	0,00
2,80	0,77
2,65	0,44
2,50	1,02
2,35	1,80
2,20	1,50
2,05	0,97
1,90	0,65
1,75	0,39
1,60	0,17

Medelvärdet av dragspänningen presenteras nedan.

$$\sigma_{2D,FEM,c} = 0,77 \text{ MPa}$$

Från Tabell A.2 togs även den dragna zonens höjd fram. Denna multiplicerades med fundamentets djup för att få fram arean.

$$A_{2D,FEM,c} = d_{2D} \cdot h_{2D,drag} = 5 \cdot (2,95 - 1,60) = 6,75 \text{ m}^2$$

Dragkraften i betongen beräknades enligt följande.

$$F_{2D,FEM,c} = \sigma_{2D,FEM,c} \cdot A_{2D,FEM,c} = 0,77 \cdot 6,75 = 5200 \text{ kN}$$

Den totala dragkraften i fundamentet presenteras nedan.

$$F_{2D,FEM} = F_{2D,FEM,a} + F_{2D,FEM,c} = 3900 + 5200 = 9100 \text{ kN}$$

Till sist beräknades förhållandet mellan dragkraften i fackverket och FE-modellen.

$$\frac{F_{2D,FEM}}{F_{2D,fackverk}} = \frac{9100}{10000} = 0,91$$

A.4 Tredimensionell modell

A.4.1 Bergstag

Bergstagen förskjöts i underkanten för att de skulle uppnå rätt spännkraft. Styvheten för en stång beräknades utifrån stagens elasticitetsmodul, area och längd. Samtliga värden visas i Tabell A.3. I tabellen presenteras endast de element där dragspänning uppstår.

Tabell A.3: Värden angående bergstagen.

Parameter	Värde
Spännkraft	3700 kN
Elasticitetsmodul	200 GPa
Radie	30 mm
Längd	13 m

Bergstagens styvhet beräknades.

$$K_{bergstag} = \frac{EA}{L} = \frac{200 \cdot 30^2 \cdot \pi}{13} = 43000 \text{ kN/m}$$

Därefter beräknades förskjutningen med hjälp av spännkraften samt bergstagens styvhet. Bergstagens förskjutning i ovkant bedömdes här som försumbar.

$$x_{bergstag} = \frac{P_{bergstag}}{K_{bergstag}} = \frac{-3700}{43000} = -0,09 \text{ m}$$

A.4.2 Brottlast

Brottlasten beräknades på samma sätt som för den tvådimensionella analysen. Momentet och den horisontella lasten dubblerades och vid 65 % plasticerade bultkorgen. Nedan beräknas momentet vid brott

$$M_{3D,brott} = 2 \cdot 0,62 \cdot M_d = 2 \cdot 0,65 \cdot 186000 = 231000 \text{ kNm}$$

Utnyttjandegraden av FE-modellen blev enligt följande beräkning.

$$\frac{M_d}{M_{3D,brott}} = \frac{186000}{231000} = 0,81$$

A.4.3 Jämförelse med dragstag i fackverksmodell

Dragkraft i armering

Dragkraften togs fram i armeringen vid samma position som dragstaget i rymdfackverket. Den motsvarar tio järn och togs fram genom att multiplicera medelspänningen med järnens area. För de yttersta järnen användes endast halva spänningen då dessa låg precis mellan två bergstag.

$$F_{3D,FEM,a} = \sigma_{3D,FEM,a,medel} \cdot A_{3D,FEM,a}$$

$$F_{3D,FEM,a} = \frac{(140 \cdot 2,5 + 80 \cdot 5,5 + 70 \cdot 2)}{10} \cdot 1000 \cdot 10 = 930 \text{ kN}$$

Dragkraft i betong

Dragspänning i betongen i samma snitt som armeringen visas i Tabell A.4. En medelspänning togs sedan fram för dessa värden.

Tabell A.4: Dragspänning i betong.

Avstånd från fundamentets underkant [m]	Spänning [MPa]
2.95	0.72
2.75	0.61
2.55	0.38
2.35	0.24
2.15	0.07
1.55	0.15

$$\sigma_{3D,FEM,c} = 0,36 \text{ MPa}$$

Den dragna zonens djup sattes till 1,6 meter, vilket motsvarar avståndet mellan de yttersta armeringsjärnen där den största spänningen uppstod. Dragzonens höjd uppskattades till 1,0 meter. Till sist beräknades dragkraften utifrån medelspänningen och dragzonens area.

$$F_{3D,FEM,c} = \sigma_{3D,FEM,c} \cdot h_{3D,drag} \cdot b_{3D,drag} = 0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,6 = 580 \text{ kN}$$

Den totala dragkraften i FE-modellen erhöles genom att addera kraften i armeringen med den i betongen. Beräkningen av den totala dragkraften samt den procentuella skillnaden mellan krafterna i fackverksmodellen och FEM presenteras nedan.

$$F_{3D,FEM} = F_{3D,FEM,a} + F_{3D,FEM,c} = 930 + 580 = 1510 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{3D,FEM}}{F_{3D,fackverk}} = \frac{1510}{4100} = 0,37$$