

Stålbjelke og hulldekkeelementer i samvirkekonstruksjon

Hulldekkeelementer opplagt på stålbjelke som etasjeskiller i boligbygg, kontrollert etter Eurokode 4

GØRAN MEISLER ANTONSEN
OLE ANDREAS DITLØV



VEILEDER

Førsteamanuensis Dmitry Vysochinskiy, UiA

Universitetet i Agder, 2023
Fakultet for teknologi og realfag
Institutt for ingeniørvitenskap

OBLIGATORISK EGENERKLÆRING/GRUPPEERKLÆRING

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"> - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse. 	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høyskoler i Norge, jf. Universitets- og høyskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

PUBLISERINGSAVTALE

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller tausehetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

JA NEI

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?

JA NEI

(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)

FORORD

Denne masteroppgaven har blitt utarbeidet i våren 2023, ved Institutt for Ingeniørvitenskap i emnet BYG508-G – Masteroppgave ved Universitetet i Agder(UiA). Rapporten utgjør 30 studiepoeng, og er det avsluttende emnet for sivilingeniørstudiet for bygg.

Hovedformålet med denne rapporten har vært å undersøke hva som er fordelene og ulempene med å etablere en samvirkeløsning mellom hulldekkeelement og stålbjelke i et eksisterende boligbygg. Samtidig er det undersøkt hvilke eventuelle materialbesparelser som følger med å etablere en samvirkeløsning sammenlignet med konvensjonell utført løsning.

Med dette ønskes det å takke vår veileder, Dmitry Vysochinskiy ved UiA, for kontinuerlig oppfølging, engasjement og konstruktive diskusjoner.

I tillegg rettes det en takk til Rambøll, som hjalp oss utarbeide en god case med et interessant tema.

SUMMARY

The work with this project is the result of the Master's Thesis at University of Agder, and mark the final subject for obtaining the degree Master of Science in the field of Civil and Structural Engineering.

The report takes a close look at the use of composite structures in a multi residential building. The building is already built, with a conventional loadbearing system, containing of concrete slabs on steel beams. The goal for this work was to figure out if there could've been any benefits regarding material usage if this building was constructed with composite solutions. This led to our research question:

How is the connection between a concrete slab and steel beam affected when you make it a composite structure?

Changes in capacity between composite and regular connections was evaluated using the rules and recommendations from Eurocode 0 through 4. The Eurocodes were also used in designing the connection. And Solidworks Simulation was used to do a finite element analysis on how the stresses in the structural parts behaved.

The increased capacity of the composite section between the concrete slab and steel beam, made it possible to reduce the steel beam from a HEA200 to a HEA100. Even including the shear connectors, the HEA100 ended up being only about half the amount of volume of steel compared to the HEA200. There is no doubt that this might be a beneficial factor, but the need for extra work with detailing and extra work on site due to more reinforcement has to be included in the evaluation. This has not been part of the work with this report.

INNHALDSFORTEGNELSE

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	ii
Forord.....	iii
Summary	iv
Figurliste.....	ix
Tabelliste	xii
1. Innledning.....	1
2. Samfunnsperspektiv.....	2
3. Kunnskapsbakgrunn.....	3
3.1 Forutsetninger for dimensjonering	3
3.2 Teori om betong	4
3.2.1 Egenskaper	4
3.2.2 Dimensjonering av betongkonstruksjoner etter Eurokode 2	5
3.2.3 Knusing av betongen.....	7
3.3 Teori om stål	8
3.3.1 Egenskaper	8
3.3.2 Dimensjonering av stålbjelker etter Eurokode 3	9
3.4 Hulldekker.....	10
3.4.1 Typiske opplegg:	10
3.4.2 Anbefalte løsninger:.....	12
3.4.3 Skjæroverføring	14
3.5 Samvirkekonstruksjoner	15
3.5.1 Betongdekke på stålbjelke	15
3.6 Eurokode 4.....	15
3.6.1 Kontroller ved dimensjonering av samvirketverrsnitt	16
3.6.2 Effektiv bredde I betongdekket	17
3.6.3 Klassifisering av tverrsnitt:	18
3.6.4 Vipping	18
3.6.5 Armering.....	19
3.6.6 Bøyemomentkapasitet.....	22
3.6.7 Skjærkapasitet	23
3.6.8 Skjærforbindelse.....	23
3.6.9 Detaljering av skjærforbindelsen.....	24

3.6.10	Skjærdebylene	27
3.6.11	Nedbøyning samvirketverrsnitt.....	28
3.7	Spenninger og brudd	30
3.7.1	Fleraksialbelastning	30
3.7.2	Von Mises	34
3.7.3	Mohrs sirkel.....	35
3.7.4	Drucker-prager	36
3.8	Solidworks simulation.....	37
3.8.1	Finite Element Analysis	37
3.8.2	Frihetsgrader	38
3.8.3	Solide elementer.....	39
3.8.4	Mesh konvergens.....	40
3.8.5	Mesh kontroll	41
3.8.6	Materialer.....	41
3.8.7	Material modeller	42
3.8.8	Lineær og ikke-lineære analyser.....	43
3.8.9	Kvalitetssikre Resultater.....	46
3.8.10	Eksplisitt vs implisitt analyse	46
3.8.11	Sammenligning av FEM-analyser og tester i laboratoriet	47
4.	Forskerspørsmål	49
4.1	Avgrensninger	49
5.	Case OG Materialer.....	51
5.1	Konstruksjon	51
5.2	Prosjekteringsgrunnlag fra Rambøll	53
6.	Metode.....	54
6.1	Litteraturstudie	54
6.2	Håndberegninger.....	55
6.3	Programmer	56
6.3.1	Solidworks simulation	56
6.3.2	Ove Sletten E-bjelke.....	56
6.3.3	Revit	57
6.4	Intervju med Rambøll	57
7.	Resultat	58
7.1	Referansebjelke.....	58

7.1.1	Kontrollberegninger.....	58
7.1.2	Grad av skjærforbindelse I utført løsning	60
7.2	Håndberegninger etter Eurokode 4.....	61
7.2.1	Klassifisering av tverrsnitt	61
7.2.2	Effektiv bredde	62
7.2.3	Grad av skjærforbindelse	65
7.2.4	Skjærkraftkapasitet.....	65
7.2.5	Momentkapasitet	66
7.2.6	Detaljering av skjærforbindelsen.....	68
7.2.7	Kontroll av armering	72
7.2.8	Knusing av betongen.....	76
7.2.9	Nedbøyning	76
7.3	Resultat fra Over Sletten E-bjelke	78
7.4	FEM-analyse i Solidworks Simulation	79
7.4.1	Stålbjelke.....	80
7.4.2	Hulldekke.....	81
7.4.3	Lengdearmering.....	83
7.4.4	Randarmering	83
7.4.5	Randbetingelser og forbindelser	84
7.4.6	Mesh	86
7.4.7	Utvikling og kvalitetssikring av modell.....	88
7.4.8	Resultat konvensjonell hulldekkeløsning med HEA200	91
7.4.9	Resultat fullstendig samvirke med HEA100	98
7.4.10	Sammenligning av resultat.....	104
8.	Diskusjon	105
8.1	Referansebjelke.....	105
8.1.1	Med samvirke	105
8.2	Utforming av samvirketverrsnittet.....	106
8.2.1	Effektiv bredde	106
8.2.2	Dybler.....	106
8.2.3	Armering.....	107
8.3	Kapasitetskontroll etter håndberegninger	107
8.3.1	Vertikal skjærkraft	107
8.3.2	Bøyemoment.....	107

8.3.3	Nedbøyning	108
8.4	Praktisk utførelse.....	108
8.4.1	Dybler.....	108
8.4.2	Hulldekker	108
8.5	FEM-analyse.....	109
9.	Konklusjon	112
10.	Anbefalinger	113
11.	Referanser	114

FIGURLISTE

Figur 3.1 - Parabel-rektangel diagram for betong under trykk [11]	5
Figur 3.2 - Figur viser skjærflate a-a og b-b i samvirketverrsnittet.....	6
Figur 3.3 - Figur viser effektivt betongareal, opplagt på stålbjelke med trykkstaver.	6
Figur 3.4 - Arbeidskurver og definisjon av materialparametre [14]	8
Figur 3.5 - Typisk kontinuerlig opplegg på H- eller I-bjelke [1].....	11
Figur 3.6 - Typisk endeopplegg på H- eller I-bjelke [1]	11
Figur 3.7 - Typisk hulldekke på stålbjelke, endeopplegg [1]	12
Figur 3.8 - Typisk hulldekke på stålbjelke, kontinuerlig opplegg [1].....	13
Figur 3.9 - Typisk fritt opplagt bjelke på klakk på stålsøyle [1].....	13
Figur 3.10 - Typisk kontinuerlig opplegg på betongbjelke, med skivearming mellom dekker [17]....	14
Figur 3.11 - Forskjell mellom konvensjonelt dekke på bjelke, og samvirke med hensyn til σ	16
Figur 3.12 - Bestemmelse av effektiv bredde av betongflens [18].....	17
Figur 3.13 - Snitt av samvirketverrsnitt som viser skjærflate a-a og b-b	19
Figur 3.14 - Viser nødvendig forankringslengde for armering etter tabell B 19.11.2 fra Betongelementboka bind B kapittel 19.11 [17]	21
Figur 3.15 - Spaltebrudd i betong [11]	21
Figur 3.16 - Viser forenklet modell av fordeling av skjærkrefter etter elastisitetsteori [18]	25
Figur 3.17 - Inndeling av arealer og opptredende skjærkredter	26
Figur 3.18 - Forsterkning av skjærdebyler [20].....	27
Figur 3.19 - Et plan med origo som deler en modell i to deler [22].....	30
Figur 3.20 - Resultantkraft- og momentvektor ved et område ΔA om et punkt O i planet [22]	31
Figur 3.21 - Stress vektor ved et punkt O [22].....	31
Figur 3.22 - Spenningsvektorer på tre forskjellige plan som står vinkelrett på hverandre [22].....	32
Figur 3.23 - ikke-deformert element [22]	33
Figur 3.24 - Deformert element [22]	34
Figur 3.25 - von Mises flyteoverflaten i hovedspenningskoordinatene som omgir den hydrostatiske aksen [24]	34
Figur 3.26 - Mohrs sirkel [25]	35
Figur 3.27 - urotert- og rotert element. [25].....	36
Figur 3.28 - Kohesjonsstyrke og intern friksjonsvinkel konstruert fra Mohrs sirkel [26]	36
Figur 3.29 - Kohesjonsstyrke og intern friksjonsvinkel avhengig av betongstyrke [26]	37
Figur 3.30 - Typiske elementmodeller [28]	38
Figur 3.31 - lineær og kvadratisk tetraedrisk elementer [28]	38
Figur 3.32 - integrasjons punkt i fullstendig integrert, to-dimensjonalt, kvadratisk element. [28]	39
Figur 3.33 - Integrasjonspunkter i en redusert integrert, to-dimensjonalt, kvadratisk element [28] ...	39
Figur 3.34 - Tre-dimensjonale kontinuumelement [28].....	40
Figur 3.35 - Ulike mesh densiteter [28].....	40
Figur 3.36 - mesh kontroll [28]	41
Figur 3.37 - Forholdet mellom spenning og strekk ved gitt last for en lineær oppførsel. [28]	43
Figur 3.38 - Generalisering av kraft- og forskyvningsforhold i en lineær og ikke-lineære analyse. [28]	44
Figur 3.39 - Typisk spennings-tøyningsdiagram av et duktilt material [28]	44
Figur 3.40 - Generalisert kraft-forskyvningsdiagram for store forskyvninger [28].....	45

Figur 3.41 - Utkraget bjelke med punktlast i enden [28]	45
Figur 3.42 - Sammenligning av FEM-analyse og forsøk i laboratoriet [31]	47
Figur 3.43 - Avskjæring av dybel, sammenligning FEM-analyse og forsøk [32]	47
Figur 3.44 - Knusing av betong, sammenligning FEM-analyse og forsøk [32]	48
Figur 5.1 - Utklipp av 3D-modell av boligbygg som er brukt som referanse [Vedlegg A] ...	51
Figur 5.2 - Utklipp av bæresystemet til boligbygget [Vedlegg A]	52
Figur 5.3 - Plantegning av etasjeskiller med hulldekker og stålbjelker	53
Figur 7.1 - Forklaring for utregning av effektiv bredde av betongen	62
Figur 7.2 - Illustrering av b_{eff}	64
Figur 7.3 - Tegnforklaring for samvirketverrsnitt ved utregning av momentkapasitet	67
Figur 7.4 - Inndeling av arealet av skjærkrefter	69
Figur 7.5 - Målsatt inndeling av arealet av skjærkrefter	70
Figur 7.6 - Oppriss stålbjelke med plassering av dybler	71
Figur 7.7 - Plassering av dybler langs bjelken i 3D	71
Figur 7.8 - Utklipp som viser skjærflater (lag egen i Revit med én dybel og endeopplegg)	72
Figur 7.9 - Plansnitt som viser armering rundt dybler ved bjelkeende	72
Figur 7.10 - Utklipp av 3D-modell som viser armeringsføring rundt dybler ved bjelkeenden	73
Figur 7.11 - Utklipp av 3D-modell som viser hulldekke, effektiv bredde, armeringsføring og dybler ...	73
Figur 7.12 - Trykkstaver for skjærspenning på langs i betongplate	74
Figur 7.13 - Utklipp fra Ove Sletten E-bjelke som viser materialdata lagt til grunn i simuleringen	79
Figur 7.14 - Modell av HEA200 med en dybel per dekke	80
Figur 7.15 - Modell av HEA100 med regionsinndelte dybler	81
Figur 7.16 - Modell av HD200 for HEA200	82
Figur 7.17 - Modell av HD200 for HEA100	82
Figur 7.18 - Modell av armeringsstålet	83
Figur 7.19 - Modell av tverrarmeringen	84
Figur 7.20 - Fastholdning i bjelkeende	85
Figur 7.21 - Deformert resultat, bjelkeenden som er fastholdt i Y- og Z-aksen.	85
Figur 7.22 - Fremheving av kontaktpunkt mellom konstruksjonsdelene	86
Figur 7.23 - Mesh av hele systemet for HEA100	87
Figur 7.24 - Illustrering av forskjellige elementstørrelser i mesh avhengig av detaljnivå	87
Figur 7.25 - Nedbøyningsresultat HEA160	88
Figur 7.26 - Nedbøyningsresultat HEA180	88
Figur 7.27 - Nedbøyningsresultat HEA200	89
Figur 7.28 - Underside av betongdekke med lengdearmring	90
Figur 7.29 - Framsiden av betongdekke med lengdearmring	90
Figur 7.30 - Nedbøyningsresultat HD200 uten armering(Drucker-Prager)	90
Figur 7.31 - Nedbøyningsresultat HD200 med lengdearmring(lineær modell)	90
Figur 7.32 - Sjekk av resultanterkrefter i bruddgrensetilstand, ved de definerte randbetingelsene	91
Figur 7.33 - Nedbøyningsresultater av konvensjonell løsning i bruksgrensetilstand	91
Figur 7.34 - Spenningsresultat av bjelke for en konvensjonell løsning	92
Figur 7.35 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 350 N/mm ² spenning	93
Figur 7.36 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 300 N/mm ² spenning	93
Figur 7.37 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 250 N/mm ² spenning	94
Figur 7.38 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 200 N/mm ² spenning	94

Figur 7.39 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 150 N/mm ² spenning.....	95
Figur 7.40 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 100 N/mm ² spenning.....	95
Figur 7.41 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 50 N/mm ² spenning.....	96
Figur 7.42 - Nedbøyningsresultater av samvirke i bruksgrensetilstand.....	98
Figur 7.43 - Spenningsresultat av bjelke for samvirkeløsning.....	99
Figur 7.44 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 350 N/mm ² spenning.....	99
Figur 7.45 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 300 N/mm ² spenning.....	100
Figur 7.46 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 250 N/mm ² spenning.....	100
Figur 7.47 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 200 N/mm ² spenning.....	101
Figur 7.48 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 150 N/mm ² spenning.....	101
Figur 7.49 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 100 N/mm ² spenning.....	102
Figur 7.50 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 50 N/mm ² spenning.....	102

TABELLISTE

Tabell 3.1 - Opptredende laster [Vedlegg A]	3
Tabell 3.2 - Benyttede standarder	4
Tabell 3.3 - Parametre for input til bøyestivhet	28
Tabell 3.4 - Forskjellige typer nedbøyning	28
Tabell 7.1 - Motstandsmoment om sterk akse for H-bjelker [33] [33]	59
Tabell 7.2 - Sammenligning av oppgitte utnyttelser, håndberegning og FEM-analyse	60
Tabell 7.3 - Utnyttelser for HEA180 – HEA100	60
Tabell 7.4 - Verdier for b_0 , b_1 og b_2	63
Tabell 7.5 - Skjærutnyttelse for HEA180 – HEA100	66
Tabell 7.6 - Utrekning antall dybler og senteravstand.....	71
Tabell 7.7 - Input parameter for beregning av bøyestivheter	77
Tabell 7.8 - Opptredende lasttilfeller og verdier	77
Tabell 7.9 - Nedbøyning fra de fire tilfellene.....	78
Tabell 7.10 - Nedbøyninger sammenslått	78
Tabell 7.11 - Resultat av nedbøyning i OS E-bjelke og FEM-modell i Solidworks	79
Tabell 7.12 - Materialeegenskaper med von Mises.....	80
Tabell 7.13 - Materialeegenskaper etter Drucker-Prager	81
Tabell 7.14 - Materialeegenskaper etter lineær modell	81
Tabell 7.15 - Materialeegenskaper for lengdearmeringen etter von Mises	83
Tabell 7.16 - Materialeegenskaper for randarmering etter von Mises	83
Tabell 7.17 - Simuleringsresultater av nedbøyning for bjelker i bruksgrensetilstand	89
Tabell 7.18 - Simuleringsresultater av nedbøyning for HD200 i bruksgrensetilstand	91
Tabell 7.19 - Nedbøyningsresultater for konvensjonell hulldekkeløsning i bruksgrensetilstand.....	92
Tabell 7.20 - Prosent av bjelken i konvensjonell løsning som er over en gitt verdi med spenning.....	97
Tabell 7.21 - Andel spenninger som går igjennom bjelken i den konvensjonelle løsningen ved angitte spenninger.....	97
Tabell 7.22 - Nedbøyningsresultater av samvirke i bruksgrensetilstand	98
Tabell 7.23 - Prosent av bjelke i samvirkeløsning som er over gitt antall spenning.....	103
Tabell 7.24 - Andel spenninger som går igjennom samvirkebjelken ved angitte spenninger.....	103
Tabell 7.25 - Prosentvis endringer fra den konvensjonelle løsningen med HEA200 til samvirkeløsning med HEA100.....	104

1. INNLEDNING

Bruken av hulldekker i nye konstruksjoner har blitt svært utbredt. Hulldekkets muligheter for lange spenn, lav egenvekt, rask montering og færre operasjoner på byggeplass har gjort det til et populært valg for mange nye bygg. Et typisk nytt bygg bruker gjerne hulldekker som etasjeskiller, som spenner mellom et bæresystem av stålbjelker og stålsøyler. Hulldekkene ivaretar horisontal avstivning, mens stålet håndterer vertikal avstivning ved hjelp av vindkryss. [Vedlegg B]

Ofte prosjekteres stålet av en egen rådgiver, mens hulldekkene prosjekteres av leverandørens rådgiver. Dette gjøres gjerne etter kjente velutprøvde metoder og løsninger, hvorav mange av disse er utarbeidet av Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen. Dette skaper oversiktlige konstruksjonsprinsipp og bestandige konstruksjoner. På samme måte som armering og betong jobber sammen og utnytter hverandre sine styrker, kan også betongdekker og stålbjelker gjøre dette i form av det å skape en samvirkekonstruksjon. Å skape en samvirkekonstruksjon kan føre til bedre materialutnyttelse, som igjen kan føre til besparelser av materialmengder. I en tid hvor kostnader for byggematerialer har økt betraktelig, og presset på byggebransjen for bærekraftige løsninger har tiltatt, er det mulig at slike løsninger som kan gi besparelser blir mer attraktive. Etter intervju med en av Norges ledende rådgiverfirmaer, kom det frem at ønsket er der for å finne ut mer om samvirkekonstruksjoner, både dimensjonering, fordeler og ulemper. [Vedlegg A] [Vedlegg B] [1] [2]

Utarbeidelse av samvirkekonstruksjoner krever mer prosjektering og planlegging enn konvensjonelle bjelke-dekke forbindelser, men *Eurokode 4 – Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*, inneholder mange utprøvde dokumenterte løsninger for dette. Samvirkekonstruksjoner mellom betongdekke og stålbjelke kan potensielt gi en så stor materialbesparelse at det veier opp for eventuell ekstra prosjektering og montasje. En forutsetning vil være at klare grensesnitt foreligger, og samarbeid mellom prosjekterende for stål og betong kommer i gang fra starten av prosjektet. Hvis konstruksjonen kan utføres med effektive løsninger, ville det vært et nyttig tilskudd til en bransje som tidvis har blitt kritisert for å ikke fornye seg fort nok. [3]

Rapporten bygger på kontroll av et boligbygg i Bodø som er prosjektert med hulldekker på stålbjelker. Løsningen i bygget mellom hulldekkene og stålbjelkene er ikke utført som samvirkekonstruksjon, men for ivaretagelse av skivekrefter i horisontalplanet er hvert dekkeelement festet til stålbjelken ved en påsveiset dybel som blir støpt inn under montasje. Teknisk sett er denne stålbjelken og betongdekket, med én dybel for hvert element, starten på en samvirkekonstruksjon. Deler av kontrollene som er utført undersøker om denne forbindelsen tilfredsstillende oppfyller kravene for en samvirkekonstruksjon, og hvis ikke, hva skal til for å kunne gjøre det.

2. SAMFUNNSPERSPEKTIV

Samfunnet har vært, og kommer i stor grad alltid å være påvirket av byggebransjen. Prosjektering av nye bygg er noe en ikke kommer foruten, med dette kommer det også viktige valg blant annet innenfor hvilke materialer som skal brukes, og utnyttelsen av dem. Dette er to viktige faktorer for hvordan samfunnet og klimaet blir påvirket av bransjen. I konstruksjoner er materialer som stål og betong svært mye nyttet i byggeprosjekter i dag, både nasjonalt og internasjonalt. Ifølge forskningsrådet står bygg og anleggsbransjen for omtrent 40% av de globale klimagassutslippene. [4] Bygging av nye bygg er noe som alltid kommer til å være relevant. Det prosjekteres, utvikles og bygges nye bygg for hver dag som går. Derfor er det viktig å utvikle med fokus i å finne effektive løsninger med økonomisk gevinst, men også ta beviste valg for å inkludere de klimatiske påkjenningene som byggebransjen kommer med. Utnyttelsen av materialene blir da et viktig tema. Betong og stål blir ofte brukt om hverandre, ved for eksempel betongdekke opplagt på en stålbjelke. Konvensjonelt blir betongen og stålet dimensjonert hver for seg, og ikke utnyttet til sitt fulle potensial. En god retning for videre utvikling kan da være å utnytte materialene bedre ved å ta i bruk samvirkekonstruksjoner, hvor det er mulig å oppnå økt materialutnyttelse, som dermed kan resulterer til lavere materialforbruk.

En annen fordel av lavere materialforbruk, eksempelvis grunnet lavere stålbjelker, kan være at avsatt plass for etasjeskillere i bygg kan reduseres. I høye bygg kan summen av å spare litt høyde for hver etasje, bety at bygget blir noe lavere, som igjen kan gi positive ringvirkninger og andre materialbesparelser.

I 2015 lagde landene i FN en bærekraftig utviklingsplan, som er ment å fungere som en felles arbeidsplan for verden med mål om å gjøre slutt på ulikheter, bekjempe fattigdom og sett en stopper for klimaendringene innen år 2030. Denne bærekraftsplanen består videre av 17 mål og 169 delmål, der målenes hensikt er å gi det globale felleskapet en pekepinn for å kunne nå disse målene innen tidsplanen. [5] For denne rapporten vil det være mål nummer 12 som er mest relevant. Dette målet omhandler å «sikre bærekraftig forbruks- og produksjonsmønstre» [6], som blant annet kan oppnås ved å utnytte de brukte ressursene bedre. [6] Naturligvis vil materialbesparelsen som nevnt ovenfor være en god retning for dette målet i den bærekraftige utviklingsplanen.

Det er mange ulike faktorer som spiller en rolle om dette lønner seg fra et miljø- og økonomiperspektiv. Rapporten ekskluderer i hovedsak disse perspektivene, og tar videre ikke for seg noe innenfor miljø- og økonomipåvirkningen som kommer ved å nytte samvirkeforbindelser med betong og stål.

3. KUNNSKAPSBAGGRUNN

Dette kapittelet er ment for å presentere teori og kunnskapsbakgrunn som har blitt lagt som grunnlag til å kunne besvare forskerspørsmålene som stilles. Hensikten er å gi en god oversikt over relevante dimensjonerings og teori rundt og om FEM-analyse.

3.1 Forutsetninger for dimensjonering

Grunnleggende forutsetninger for dimensjonering av konstruksjoner skal være i samsvar med kravene og anbefalingene gitt i NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016, heretter kalt Eurokode 0. Eurokode 0 omhandler grunnleggende regler for konstruksjoner, dimensjonerende brukstid, bestandighet, pålitelighet, bruks- og bruddgrensetilstander med tilhørende lastfaktorer. Dette gjøres likt for alle konstruksjonsdeler, også samvirkebjelker. Dette sikrer at konstruksjonen opptrer som forventet når det kommer til tverrsnitt, konstruksjonsdeler, knutepunkter og opplagere. [7]

Konstruksjonen undersøkt i denne rapporten er et boligbygg, og opptredende laster er oppgitt av Rambøll og hvor nyttelest i boligbygg er kontrollert iht. Eurokode 1, allmenne laster i bygninger, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, kap. NA.6.3.1.1, tabell NA 6.1 og NA 6.2. Tabell 3.1 angir laster på konstruksjonen. [8][Vedlegg A]

Last	Verdi
Egenvekt HD200 ferdig fuget	2,7 kN/m ²
Påført egenlast på etasjeskiller (lettvegger, tekn. føring osv.)	1,0 kN/m ²
Påført nyttelest Kategori A – på gulv i boligbygg	2,0 kN/m ²

Tabell 3.1 - Opptredende laster [Vedlegg A]

Med grunnlag i disse lastene er det lastkombinasjon 6.10b fra Eurokode 0, kap. 6.4.3.2, som blir gjeldende. Denne blir seende slik ut for dette tilfellet: [7]

$$q = 1,5 * \text{nyttelest bolig} + 1,2 * (\text{egenlast}_{\text{HD200}} + \text{egenlast}_{\text{Lettvegger}})$$

I tillegg til Eurokode 0 og Eurokode 1, benyttes i hovedsak NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009, heretter kalt Eurokode 4, for arbeidet i denne rapporten. Eurokode 4 omhandler prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong, og er forutsatt brukt sammen med Eurokode 0, 1, 2, 3, 7 og 8. Standardene brukt i denne rapporten er listet opp i tabell 3.2.

Standard	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016	Eurokode 0
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019	Eurokode 1
NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA	Eurokode 2
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3
NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009	Eurokode 4

Tabell 3.2 - Benyttede standarder

3.2 Teori om betong

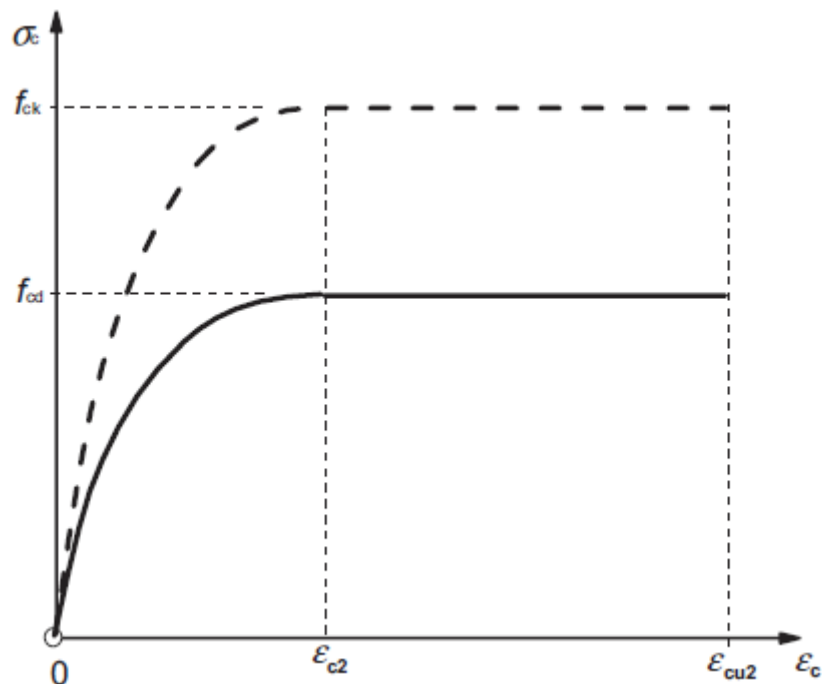
Generelt er betong mye brukt i byggebransjen, og har vært det i mange år. Betong lages ved å blande sement, vann og tilslag. Tilslagene kan blant annet bestå av grus, puk og sand. Dette skaper et material med høy trykkfasthet, som gjør det svært godt egnet til trykkutsatte konstruksjonsdeler som søyler, fundamenter og vegger. [9]

3.2.1 Egenskaper

Betong er et sprøtt materiale som sprekker ved for stor belastning, i motsetning til elastiske materialer som for eksempel stål, som går over i flyt. Dette betyr at betong har lite kapasitet mot strekk, og benyttes nesten alltid sammen med armering av stål for å kunne lage konstruksjonselementer som håndterer disse strekkrefter. Kapasiteten mot strekk er bare om lag en tiendedel av trykkapasiteten, og derfor neglisjeres som oftest bidraget til betongen i et armert tverrsnitt som kontrolleres for strekkraftkapasitet. [10]

Eurokode 2 omhandler prosjektering av betongkonstruksjoner. Figur 3.1 viser tøyings- og spenningsrelasjon for betong. Følgende er hentet fra boken Betongkonstruksjoner: [11]

- f_{ck} , er fastheten etter 28 dager herding
- f_{cd} , er dimensjonerende fasthet etter 28 dager herding
- ϵ_{c2} , er tøyningen i betongen når maksimalspenning oppnås
- $\epsilon_{cu2}(\%)$, er tøyningen i betongens bruddtilstand



Figur 3.1 - Parabel-rektangel diagram for betong under trykk [11]

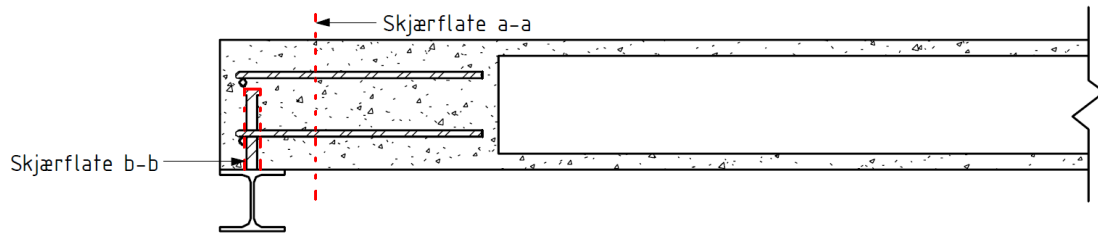
Når en betongkonstruksjon skal dimensjoneres, velges det først en eksponeringsklasse, som bestemmes ut fra hvilke ytre ikke last-relaterte påkjenninger betongen skal utsettes for. Eksponeringsklassen gir føringer for hvilke bestandighetsklasser betongen må tilfredsstillere, som igjen gir føringer til hvilken fasthetsklasse som bør benyttes. Det finnes som regel flere kombinasjoner her, så det er også viktig å vurdere kraftpåkjenningen betongen skal håndtere når man velger bestandighetsklasse, og hvilke mekaniske egenskaper man ønsker. De mest brukte fasthetsklassene går fra B12 til B55, mens bestandighetsklassene går fra M90 til M40. [11]

Eksempelvis vil et betongfundament for et boligbygg typisk plasseres i eksponeringsklasse XC2, M60 og B30, med mindre det er snakk om veldig store laster. Mens derimot deler av en betongkai som skal stå permanent neddykket i saltvann, vil typisk havne i eksponeringsklasse XS2, med tilhørende M40 og B45. Typisk prosjekteres hulldekker, slik som i denne rapporten, med fasthetsklasse B45. Grunnen til at hulldekker ofte har så høy fasthetsklasse, er den store spenningen betongen blir påført av den oppspente armeringen. [11] [12]

3.2.2 Dimensjonering av betongkonstruksjoner etter Eurokode 2

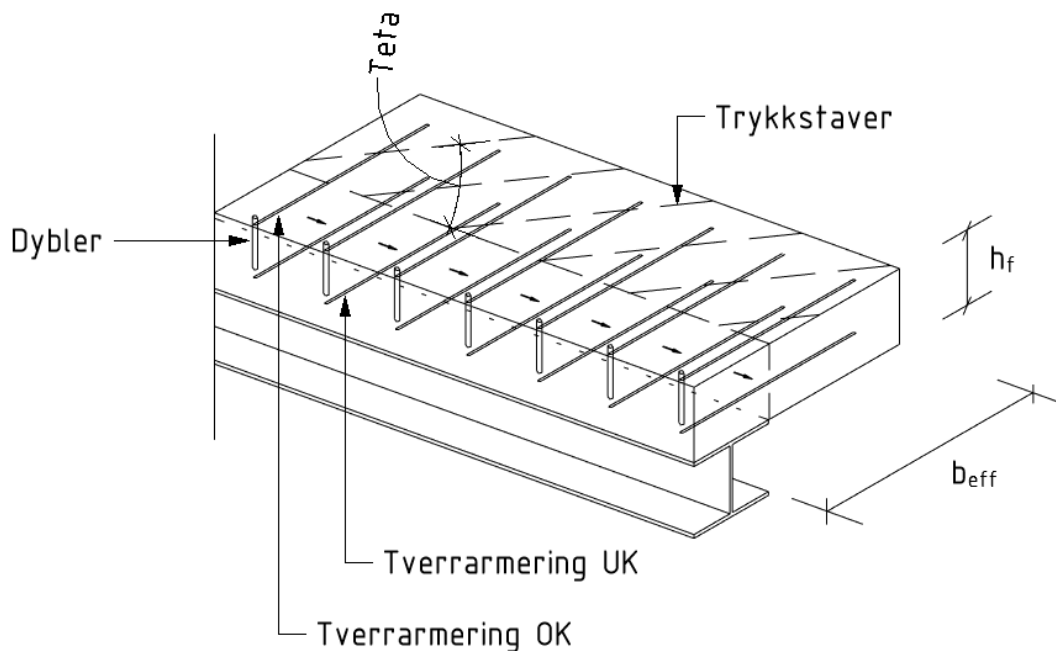
Selv om mye av teorien som kreves for å dimensjonere en samvirkekonstruksjon er oppgitt i Eurokode 4, henviser den stadig til regler og anbefalinger i både Eurokode 2 og Eurokode 3. Eksempelvis vedrørende prinsipper som gjelder betongen og stålet isolert sett.

Kapittel 6.2.4 i Eurokode 2, Skjærkrefter mellom steg og flenser, er svært relevant i samvirkekonstruksjonen som undersøkes i denne rapporten. Kapitlet omhandler dimensjonering av armering for å sikre nok kapasitet for skjærflaten som oppstår i betongdekket, på langs av bjelken når skjærkrefter overføres mellom dyblene og betongen. Figur 3.2 viser dette tegnet som skjærflate a-a. [8]



Figur 3.2 - Figur viser skjærflate a-a og b-b i samvirketverrsnittet

Figur 3.3 viser betongdekket sitt effektive areal opplagt på en stålbjelke, utformet som samvirke med dybler og armering. Skjærflate og trykkstaver med en vinkel θ er også vist.



Figur 3.3 - Figur viser effektivt betongareal, opplagt på stålbjelke med trykkstaver.

For å forhindre trykkbudd benyttes formel 3.1. Dette for å ivareta at opptredende skjærkraft er mindre enn tilgjengelig tverrsnittsareal fra armeringen. Nasjonalt tillegg til Eurokode 2 NA.6.2.4, tillater bruk av $\cot\theta$ mellom 1 og 2,5, altså mellom 45° og $21,8^\circ$. For å skape det mest konservative tilfellet, benyttes $21,8^\circ$ som vinkel på trykkstaver, vist som « θ » på figur 3.3. h_f er lengden på skjærflaten, altså dekkets høyde for snitt a-a. [12]

$$\frac{A_{sf}}{s_f} * f_{sd} \geq V_{L,Ed} * \frac{h_f}{\cot\theta} \quad (3.1)$$

Hvor A_{sf}/s_f er tverrarmeringen uttrykt som mm^2/m . Armering i den utstøpte delen av dekket undersøkt i denne rapporten er valgt som armeringsbøyler, både grunnet krav til armeringsbøyler

rundt skjærddybler, men også grunnet egnet form for å sikre tilstrekkelig forankringslengde. Armeringsareal regnes ut etter følgende formel: [12]

$$A_t = A_b = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} * \frac{1000}{c/c} \quad (3.2)$$

For snitt b-b regnes den totale lengden av skjæroverflaten rundt dybelen, h_f : [12]

$$h_f = 2 * h_{dybel} + 1,5d_{dybel} \quad (3.3)$$

Langsgående skjær i dette skjærplanet er definert av: [12]

$$V_{L,Ed,b} = \frac{\Delta N_{c1}}{a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} \quad (3.4)$$

Det må også tas kontroll av minimumsarmering for betongdekket, som gjøres iht. Eurokode 2, 9.2.2: [12]

$$p_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yr,k}} \quad (3.5)$$

$$A_{t,min} = A_c * p_{w,min} \quad (3.6)$$

3.2.3 Knusing av betongen

Under samvirke oppstår det store kraftoverføringer mellom skjærddyblene og betongen.

Skjærddyblene presses mot et relativt lite betongareal, og for å unngå knusing, må betongens kapasitet mot knusing må kontrolleres. På samme måte som ved kontroll av trykkstavene i betongen i delkapittel 3.2.2, settes vinkelen på diagonalverrsnittene i betongen til mest konservative tillatte verdi, altså $21,8^\circ$, og følgende ligning benyttes for å finne kapasiteten til betongen: [12]

$$V_{Rd} = v * f_{cd} * \sin\theta * \cos\theta \quad (3.7)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{45}{250}\right) \quad (3.8)$$

Utregnet kapasitet kontrolleres mot opptredende krefter for å verifisere at betongen har stor nok kapasitet. Kapasiteten til betongen handler i stor grad om f_{cd} , altså trykkfastheten til betongen. For et hulldekke med M45, vil det være relativt høy kapasitet, mens hadde man benyttet en lavere fasthetsklasse, eksempelvis B20, ville kapasiteten blitt en del lavere. [12]

3.3 Teori om stål

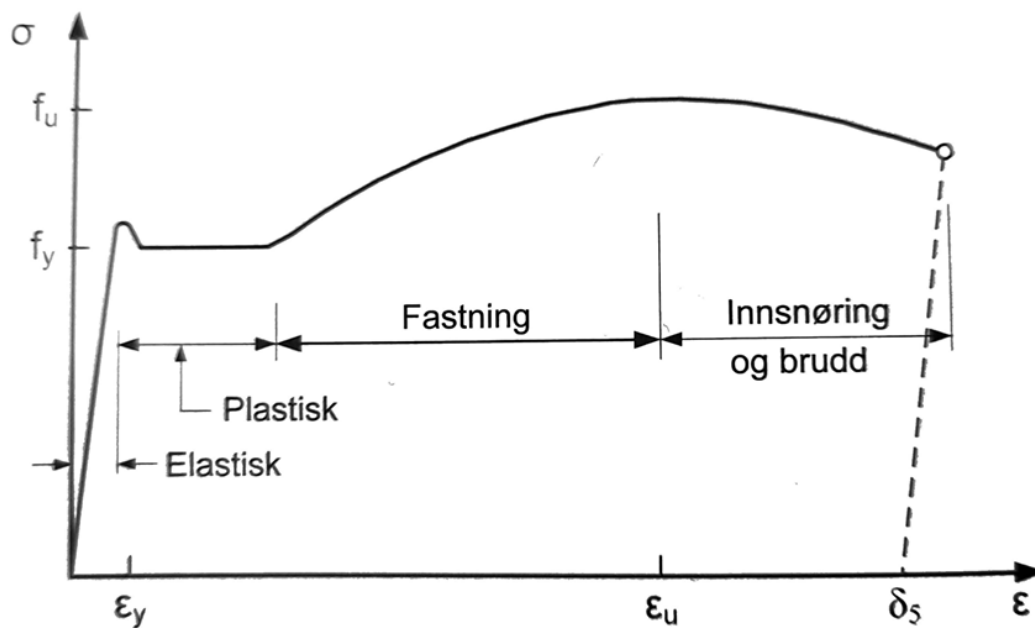
Stål er, i likhet med betong, et anvendelig og mye benyttet materiale i byggebransjen. Det benyttes også hyppig i andre næringer som for eksempel binderser, skip, utstyr og verktøy. Stål er kort fortalt legeringer av jern og karbon, i tillegg til en mengde andre mulige legeringer som benyttes for å oppnå forskjellige egenskaper. [13]

3.3.1 Egenskaper

Konstruksjonsstål som benyttes i byggebransjen har stor kapasitet mot strekk, og er derfor så mye brukt sammen med betong i konstruksjoner. Betongen ivaretar trykkreftene, mens stålet håndterer strekkraften. [14]

Eurokode 3, er eurokoden som omhandler stålkonstruksjoner. I figur 3.4, vises tøyningen av stålet i forskjellige stadier, der: [14]

- ϵ_y , er stålets flytetøyning
- ϵ_u , er stålets bruddtøyning
- δ_s , er stålets bruddforlengelse



Figur 3.4 - Arbeidskurver og definisjon av materialparametre [14]

Tabell 3.1 i Eurokode 3 gir nominelle verdier for valmvalset konstruksjonsstål av flytespenning, f_y , og strekkfasthet, f_u . Dimensjonerende verdier for elastisitetmodulen skal iht. Eurokode 3 settes til 210 000 N/mm². Skjærmodulen skal settes lik 81 000 N/mm². [15]

3.3.2 Dimensjonering av stålbjelker etter Eurokode 3

Eurokode 3 omhandler prosjektering av stålkonstruksjoner. Standarden beskriver nødvendige kontrollberegninger som må gjennomføres for forskjellige stålkonstruksjoner. For denne rapporten er det i hovedsak teori om stålbjelker og dybler som er gjeldende, og da spesielt hvilke regler som gjelder for utregning av: [15]

- Bøyningmoment
- Skjærkraft
- Nedbøyning

Dimensjonerende bøyemoment, M_{Ed} , og skjærkraft, V_{Ed} , for et fritt opplagt bjelke, bestemmes ut fra de kjente formlene fra statikk lære, hvor q er linjelast på bjelken og l er bjelkelengden: [16]

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} \quad (3.9)$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} \quad (3.10)$$

Begge disse dimensjonerende lastene, kontrolleres for bjelkens kapasitet mot bøyemoment og skjærkraft: [15]

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Ed}} \leq 1,0 \quad (3.11)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Ed}} \leq 1,0 \quad (3.12)$$

Kapasiteten for tverrsnittet mot bøyemoment regnes ut ved å gange ståltverrsnittets plastiske tverrsnittsmodul med flytegrensen til stålet, delt på partialfaktor bestemt av Eurokode 3, N.A.6.1. [15]

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.13)$$

Skjærkraftkapasiteten bestemmes ved hjelp av skjærarealet til stålbjelken, oftest arealet av steget til stålbjelken, flytegrensen til stålet og partialfaktoren. [15]

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.14)$$

Nedbøyning bestemmes også ut fra statikkformelen under, hvor q er linjelasten på bjelken, L er bjelkens lengde, E er elastisitetsmodulen til materialet og I er annet arealmoment for ståltverrsnittet. [16]

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (3.15)$$

Ifølge norsk stålforbund og betongelementforeningen, er god konstruksjonspraksis og ikke gå under L/300 i nedbøyning for en stålbjelke. Dette for å sikre at skjærkapasiteten mellom hulldekkene ivaretas. Dette kan variere fra prosjekt til prosjekt, hvor blant annet bjelkelengde kan spille en rolle for hvor mye nedbøyning som er tillatt. En bjelke på 4,0m vil ved L/300 ha 13,3mm tillatt nedbøyning, mens en bjelke på 9,0m vil ved L/300 ha 30mm tillatt nedbøyning. Ofte kommer den som prosjekterer hulldekkene med en anbefaling om maksimal tillatt nedbøyning for stålbjelken. [1]

3.4 Hulldekker

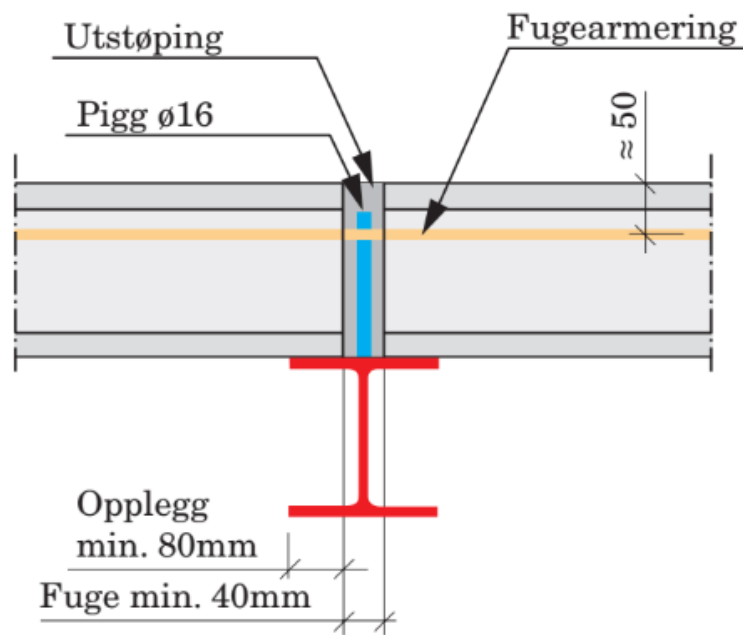
Årsaken til at denne rapporten ser på hulldekker som etasjeskillere er dets popularitet i byggebransjen. Betongelementboken fremhever positive argumenter som økonomi, enklere prosjektering og byggetid. Byggekostnadene kan reduseres ved at det kreves mindre tilrigging på byggeplass og man får vesentlig kortere byggetid, da elementene er ferdig støpt og heises på plass i bygget. Kortere byggetid kan gi raskere ferdigstilling, kortere tid med byggelån, tidligere inntekter fra leie og mindre kostnader til generell byggeplassadministrasjon. Elementer kan gi enklere prosjektering da dette ofte utføres av leverandøren, og at det benyttes standard elementtyper, løsninger og detaljer. [Vedlegg B] [17]

3.4.1 Typiske opplegg:

Når opplegg for et hulldekkelement skal detaljeres, må man hensynta: [1]

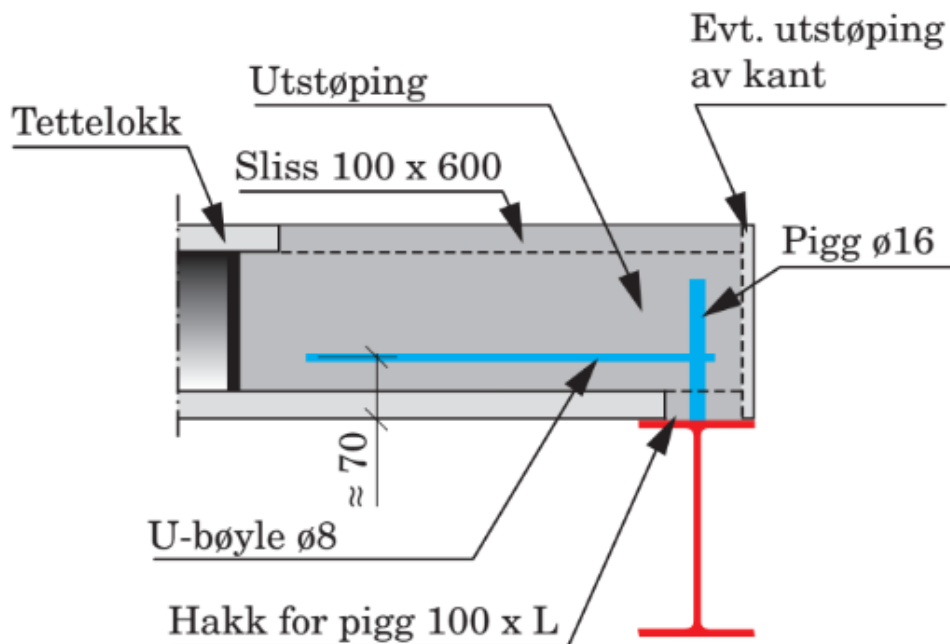
- Stor nok oppleggsflate
- Trykkfasthet til materialet hulldekket legges på
- Kantavstand
- Rotasjonsmulighet
- Eventuell ekstra armering i randsonen
- Oppstikkende pigger for forankring
- Toleranser

Figur 3.5 og 3.6 viser typiske opplegg av hulldekker på stål. Det sveises en pigg fast i toppflensen, sentrisk over steget, for å kunne overføre skjærkrefter mellom dekket og bjelken. I en konvensjonell løsning som vist på figur 3.5, benyttes det ofte en pigg, mens kravet til Eurokode 4, for å skape et samvirke, er at det benyttes en dybel. Forskjellen på en dybel og en pigg er at piggen ikke har et hode. Dekkene legges med minimum 80mm opplegg, for å sikre at oppleggsflaten ikke blir for liten til å ivareta all lasten fra dekket. [1]



Figur 3.5 - Typisk kontinuerlig opplegg på H- eller I-bjelke [1]

Ved endeopplegg kan enten dekket legges inn mot pigg, for så å støpe ut resterende areal, eller så kan hulldekket leveres med utsparing i underkant, eventuelt en sliss, tilpasset piggens plassering, slik som vist på utklipp under. Etter hulldekket er løftet på plass, legges en armeringsbøyle rundt piggen, og arealet støpes ut. Kanalene leveres med et tetteløkk, som bestemmer hvor langt ut i spennet på hulldekket kanalen/slissen skal støpes ut. I et samvirketverrsnitt vil tetteløkkets plassering være bestemt av utregnet effektiv bredde. [1]

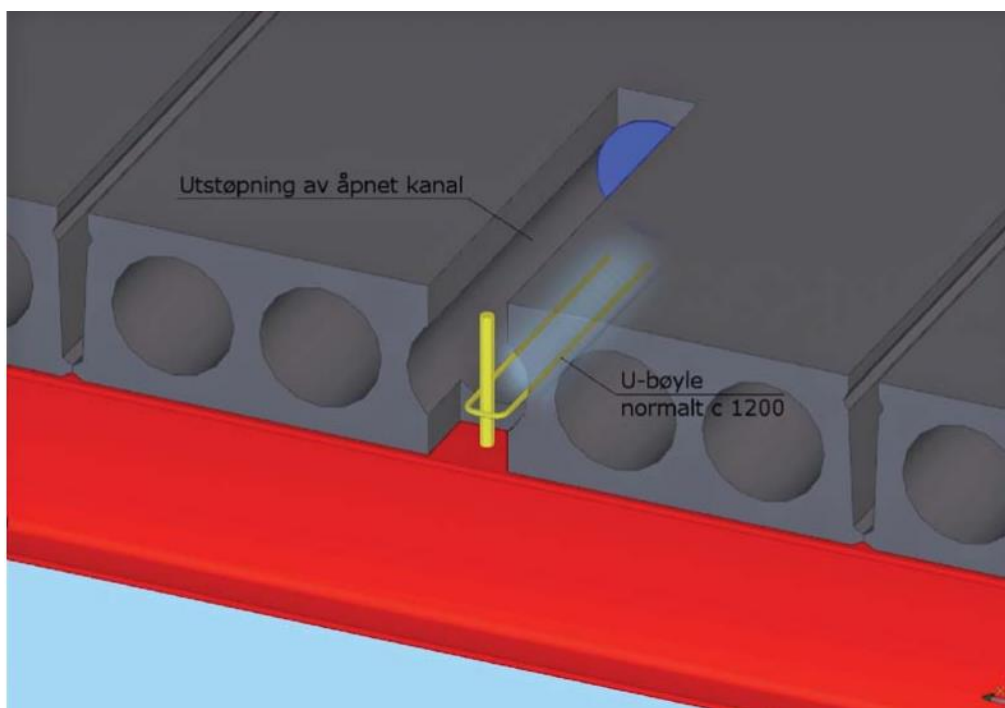


Figur 3.6 - Typisk endeopplegg på H- eller I-bjelke [1]

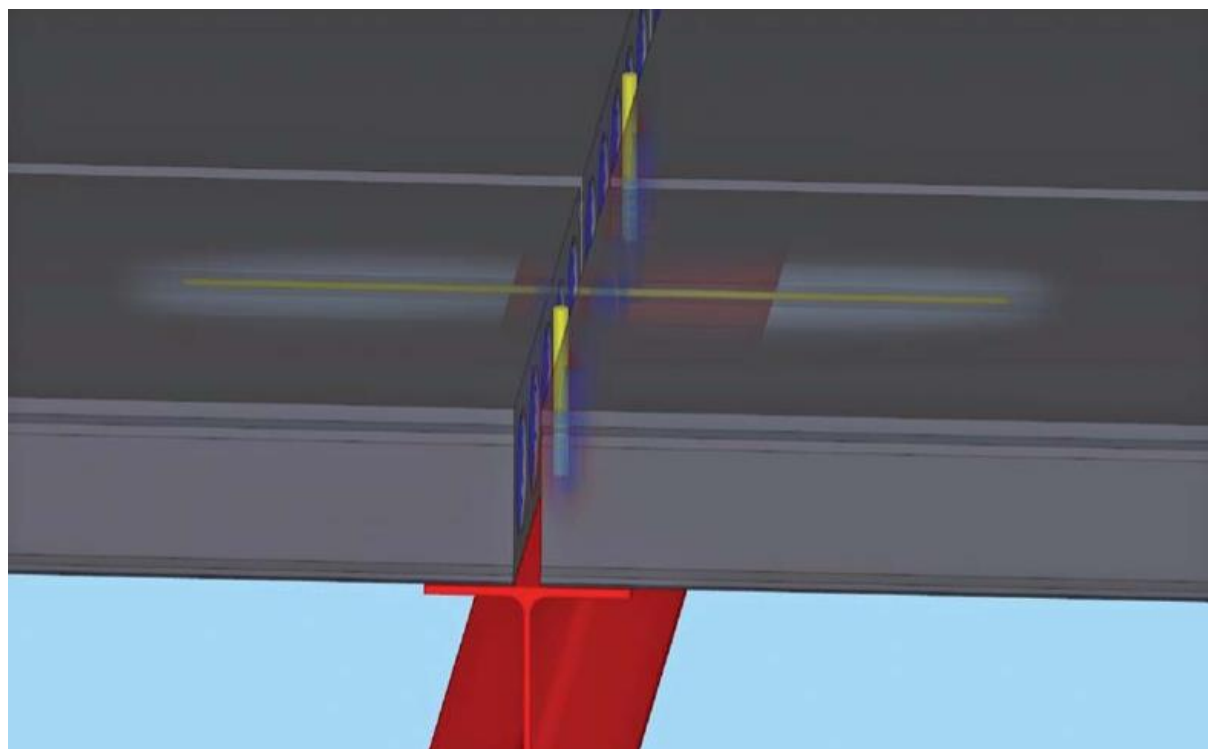
3.4.2 Anbefalte løsninger:

Norsk Stålbund og Betongelementforeningen har utarbeidet et skriv med anbefalte løsninger og prinsipper for betongelementer opplagt på stålbjelker som etasjeskillere, se figur 3.7, 3.8 og 3.9. Helt grunnleggende har de lagt vekt på noen punkter: [1]

- Alle knutepunkter skal ha en duktil oppførsel, slik at man oppnår tydelige deformasjoner før et eventuelt brudd.
- For å oppnå duktile knutepunkt kan f.eks. sveiser og bolteforbindelser «overdimensjoneres» i stålet, mens for betongen ønsker man flyt i armeringen før betongen får brudd.
- Det bør alltid være strekkforankring mellom komponentene, selv om det ikke opptrer strekkrefter i kraftoverføringen.
- Stålbjelker bør ikke ha mer enn $L/300$ i nedbøyning, for å utnytte hulldekkes skjærkapasitet. Eventuelt kan stålbjelker leveres med overhøyde.



Figur 3.7 - Typisk hulldekke på stålbjelke, endeopplegg [1]



Figur 3.8 - Typisk hulldekke på stålbjelke, kontinuerlig opplegg [1]

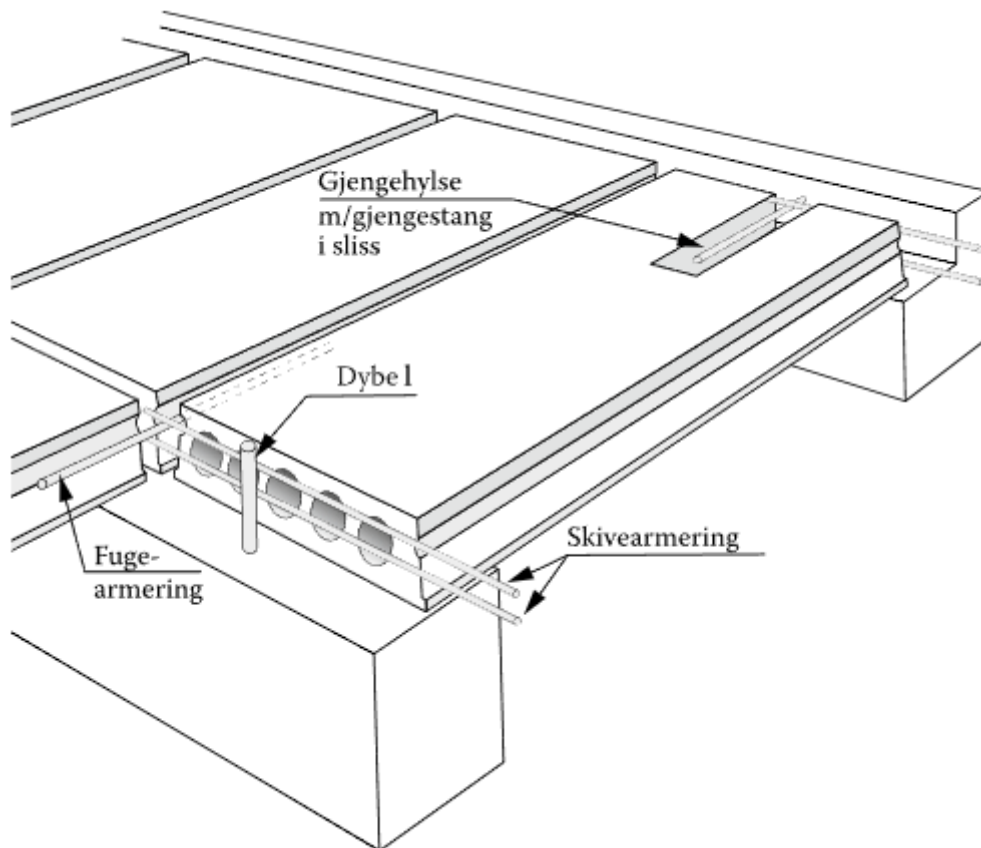


Figur 3.9 - Typisk fritt opplagt bjelke på klakk på stålsøyle [1]

3.4.3 Skjæroverføring

Typisk utføres skjærarmeiring enten ved å støpe ut en kanal, påsveist stålplate eller via en dybel. Se figur 3.10 under. Betongelementforeningen åpner for bruk av prefabrikkerte dekkelementer i samvirke med stålbjelke, og henviser da til eurokode 4 for dimensjonering av dette.

Armeringsdetaljer utføres som spesifisert i Eurokode 4, og foranker inn i utstøpte kanaler. Videre kan dekket produseres med hull i bunnen av hver kanal, slik at dybler kan stikke opp og bli omfavnet i en støp. Eventuelt er det mulig å legge dekket inn mot dybel, og støpe ut randsonen med armering for å oppnå samvirke, slik som vist på figur 3.6 [1] [17]



Figur 3.10 - Typisk kontinuerlig opplegg på betongbjelke, med skivearmering mellom dekker [17]

3.5 Samvirkekonstruksjoner

Betegnelsen samvirkekonstruksjoner er mye brukt, og har ikke en klar avgrenset definisjon. Eksempelvis er et armert betongfundament en samvirkekonstruksjon, hvor man har et samvirke mellom betongen og armeringen. Men som regel benyttes betegnelsen samvirkekonstruksjoner på konstruksjoner der to bygningselementer med forskjellig materialtype er prosjektert og utført slik at de utnytter hverandre sine styrker, og virker sammen. Samvirkekonstruksjonen som er undersøkt i denne rapporten er mellom et betongdekke som er opplagt på en stålbjelke. En tradisjonell måte å bygge fleretasjes hus, men som oftest ikke utføres som en samvirkekonstruksjon. [1] [Vedlegg B]

3.5.1 Betongdekke på stålbjelke

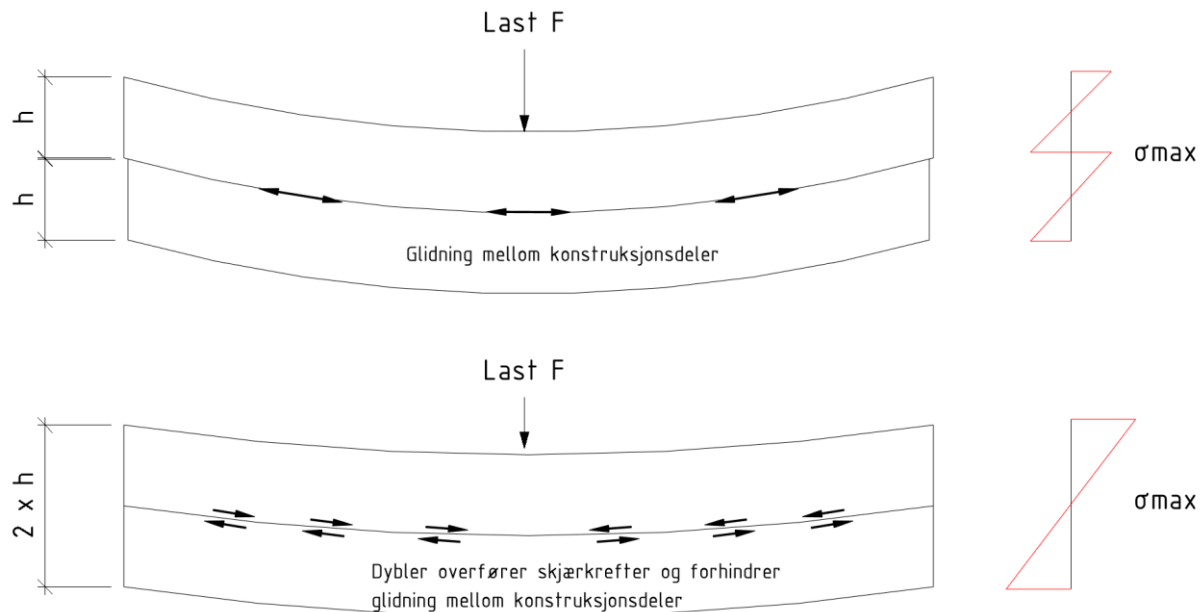
Grunnen til at man ønsker å oppnå et samvirke mellom betongdekket og stålbjelken, er for å utnytte de gode egenskapene til hvert av materialene, slik at man kan øke kapasiteten, og derav bruke mindre kg material i konstruksjonen. Et samvirke mellom betongdekke og stålbjelke virker ideelt sett slik at betongen tar trykkreftene i toppen av tverrsnittet, mens stålet tar strekkreftene. Betong har høy trykkfasthet, men så lav strekkfasthet at denne som oftest neglisjeres i dimensjoneringer. Stålet derimot har høy strekkfasthet, og noe lavere trykkfasthet. Måten man skaper samvirke på er å opprette en skjærforbindelse mellom overkant stålbjelke og underkant betongdekke. Dette gjøres typisk ved bruk av ståldybler som er sveist på toppflensen til stålbjelken. Disse dyblene støpes inn i betongdekket med en armeringsføring rundt. Dette fører til at man får hevet høyden på tverrsnittet, og når stålbjelken får en deformasjon, vil betongdekket holde imot og bidra med sin kapasitet. [18]

3.6 Eurokode 4

Samvirkekonstruksjonen som denne oppgaven tar for seg, og som Eurokode 4 i hovedsak omhandler, er samvirket mellom stål og betongkonstruksjoner, og spesielt et betongdekke opplagt på en stålbjelke. Samvirket oppstår ved at det dannes en skjærforbindelse mellom betongen og stålet, oftest ved hjelp av dybler som er påsveist toppen av bjelken. Disse dyblene overfører skjærkrefter, slik at man begrenser/fjerner glidning i lengderetning mellom stål og betong, og at man hindrer at delene separeres. Dette skaper et forhøyet tverrsnitt, noe forenklet forklart på figur 3.11. [3] [16]

Det man oppnår ved å skape et samvirke som dette, er å utnytte materialenes styrker, ved at man noe forenklet kan si at betongen får trykkreftene, mens stålet får strekkreftene. Resultatet av dette er at man potensielt kan gå ned i dimensjon på stålbjelken, som både kan gi en økonomisk og miljømessig gevinst. I en konvensjonell løsning med dekke på bjelke, dimensjonerer man oftest dekket for seg selv, med opptredende laster, og stålbjelken dimensjoneres alene ved en fordelt last fra dekket påført toppflensen som en linjelast. Dimensjonering av stålbjelken gjøres ved hjelp av standard for stålkonstruksjoner, Eurokode 3. Ved å skape et samvirke, øker man høyden på tverrsnittet, noe som påvirker bøyepening og bøyestivheten. Kort fortalt ser man at en dobling av tverrsnittshøyden gir 4 ganger økning i kapasiteten mot nedbøyning. Ligning for nedbøyning er gitt under. [18] [15] [3]

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (3.16)$$



Figur 3.11 - Forskjell mellom konvensjonelt dekke på bjelke, og samvirke med hensyn til σ

3.6.1 Kontroller ved dimensjonering av samvirketverrsnitt

Ved dimensjonering av samvirketverrsnitt, er det noen punkter som er anbefalt å kontrollere, både iht. Eurokode 2, 3 og 4: [15] [3] [12]

- Finne effektiv bredde i betongdekket
- Klassifisering av ståltverrsnittet
- Kontroll mot vipping
- Definerings av skjærforbindelse mellom bjelke og dekke
- Kontroll av valgt antall og geometri på dybler
- Kapasitet mot bøyemoment
- Kapasitet mot vertikalt skjær
- Armering i betong for kritiske snitt
- Knusing av betong
- Nedbøyning

For bjelker dimensjonert etter plastisitetsteori, skiller man mellom full- og delvis skjærforbindelse. Definisjonen på en full skjærforbindelse, er at man når det punktet med antall dybler hvor ytterligere økning i antall dybler ikke vil øke skjærkapasiteten til tverrsnittet. Dette er fordi stålet og betongen har en gitt kapasitet, og skjærforbindelsen vil ikke gi mer overførsel av skjærkrefter enn konstruksjonsdelene klarer å overføre. [3]

Alle tilfeller hvor det er mindre antall dybler enn hva som er beregnet for fullt samvirke, regnes som en delvis skjærforbindelse. Standarden tillater skjærforbindelser på under 40% for at regelverket skal gjelde. [3]

3.6.2 Effektiv bredde I betongdekket

Bestemmelse av effektiv flensbredde, b_{eff} , på betongen gjøres i samsvar med Eurokode 4, 5.4.1.2. Effektiv bredde kan regnes ut detaljert med forskjellige verdier langs bjelkelengden alt etter hvilke krefter som opptrer. Men som en forenkling kan man sette en b_{eff} som en konstant effektiv bredde for alle steder med positiv momentbelastning på bjelken. For tilfellet i denne rapporten, med en fritt opplagt bjelke, settes b_{eff} som konstant for hele bredden, da det ikke er noen steder med positiv momentbelastning. Effektiv bredde bestemmes etter ligningen under: [3]

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (3.17)$$

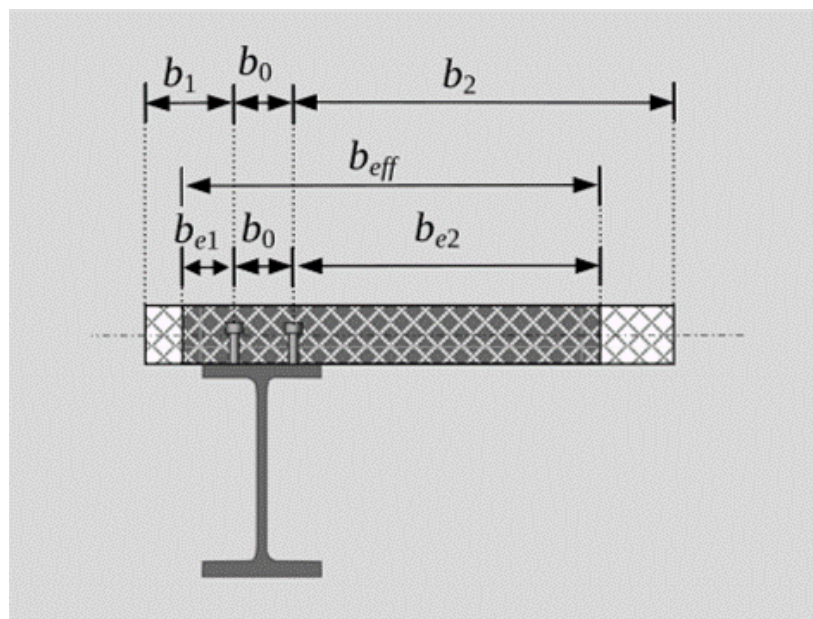
Hvor b_0 er senteravstanden mellom radene med dybler, som i dette tilfellet vil være 0mm. b_{ei} er vist på figur 3.12, som b_{e1} og b_{e2} . Disse regnes ut ved hjelp av den reduserte bjelkelengden iht. figur 5.1 i Eurokode 4: [3]

$$L_e = 0,85 * L \quad (3.18)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \quad (3.19)$$

Hvor den minste av b_i og b_{ei} benyttes. Videre er β_i er en parameter for eventuell reduksjon av b_i (fordi den aldri er høyere enn 1,0). [3]

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}}) \leq 1,0 \quad (3.20)$$



Figur 3.12 - Bestemmelse av effektiv bredde av betongflens [18]

Siden dette prosjektet benytter hulldekker, vil beff tilsvare arealet av kanalene som må støpes ut. Utsøpingen er nødvendig for at hulldekket skal få et massivt betongtverrsnitt som klarer å overføre kreftene på tvers av hulldekkeelementene. [3]

3.6.3 Klassifisering av tverrsnitt:

For å klassifisere samvirketverrsnittet benytter man klassifiseringsprinsippet som er vist i NS-EN Eurokode 3, kap. 5.5.2. Man klassifiserer tverrsnittet etter den minst gunstige klassen for sin trykkpåkjente ståldel, men unntaket her er hvis den trykkpåkjente ståldelen er innfestet i betongen og at dette gir en forbedret ytelse. Da kan tverrsnittet plasseres i en mer gunstig klasse. Eksempelvis kan en trykkpåkjent stålfens som ikke er omstøpt, men festet til betongen med dybler som tilfredsstiller kravet til senteravstand gitt av ligningen under, plasseres i tverrsnittsklasse 1. [3] [15]

Både trykkpåkjent flens og steg utsatt for bøyning kontrolleres og spiller en rolle i hvilken tverrsnittsklasse stålbjelken havner i. For trykkpåkjent flens kontrolleres det om utstikkende flens (utkraget flens), delt på flenstykkelsen, er mindre eller lik grenseverdi gitt i Eurokode 3, tabell 5.2. Stålbjelkene undersøkt i denne rapporten, er av mindre typer H-bjelker, og det er derfor utført kontroller for å se om disse havnet i tverrsnittsklasse 1. Grenseverdi for trykkpåkjent stålfens til tverrsnittsklasse 1, er gitt ved: [3] [15]

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon \quad (3.21)$$

Hvor c er største flensutstikk, t_f er flenstykkelse og ε er kvadratroten av flyspenning for stålet, S355, delt på 235. Grenseverdi for steget til tverrsnittsklasse 1, er gitt ved: [3] [15]

$$\frac{c}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \quad (3.22)$$

Hvor c er arealet av den bøyningspåkjente delen av flensen, t_w er tykkelsen på steget og ε er kvadratroten av flytespenning for stålet, S355, delt på 235.

Et tverrsnitt med steg i klasse 3, men med flenser i klasse 1 eller 2, kunne behandles som et tverrsnitt i klasse 2. Dette er fordi flensene, og spesielt toppflensen, er den kritiske delen på bjelken i samvirketverrsnittet. [3] [15]

3.6.4 Vipping

Vipping må henytas når en samvirkekonstruksjon med betongdekke på bjelke skal dimensjoneres, med mindre stålfensen er festet til betongdekket med en skjærforbindelse i samsvar med Eurokode 4 6.6. Da kan man forutsette av stålet er stabilt sideveis. [3]

3.6.5 Armering

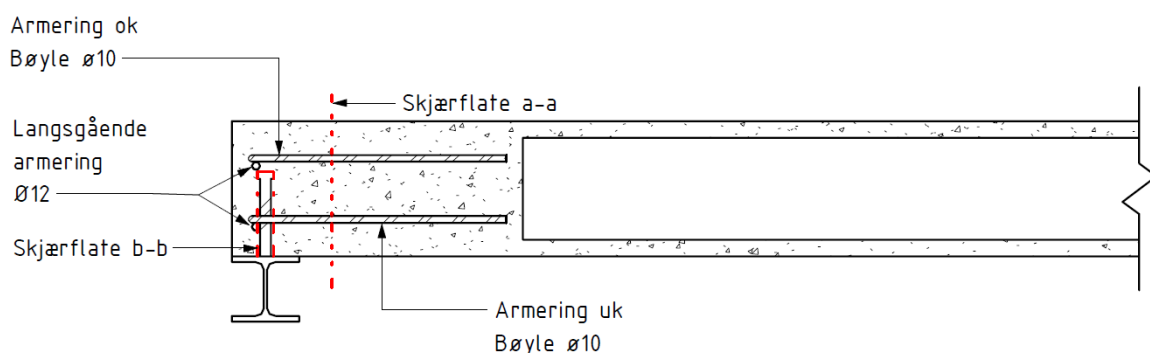
I samvirketverrsnittets betongdel kontrolleres tverrarmeringen, altså armeringen som ligger normalt på bjelkeretningen. Dette gjøres for å sikre at de langsgående skjærkreftene som tas opp mellom dyblene og betongen, ikke overskrider skjærfastheten til det gitte betongtverrsnittet. Ved for liten skjærfasthet vil man få langsgående splitting av betongen. Den dimensjonerende skjærkraften som legges til grunn i kontrollen, er den opptredende skjærkraften for samvirketverrsnittet, utregnet i delkapittel 7.2.3. [12]

På figur 3.13 er de to skjærflatene i betongen rundt dyblene som kontrolleres vist med rød stiplet linje. Betongdekket skal dimensjoneres for å hindre for tidlig skjærbrudd i lengderetning. Skjærflaten b-b omhandler skjærflaten som oppstår rundt selve dyblene, mens skjærflaten a-a omhandler skjæret gjennom hele betongtverrsnittet. For bjelker med en enkel rad av skjærdybler, bør lengden til skjærnett b-b være: [3]

$$L = 2 * h_{dybel} + d_{dybethode} \quad (3.23)$$

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet for snitt a-a på figur 3.13 bestemmes ut fra Eurokode 2, 6.2.4(4), som omhandler skjærkrefter mellom steg og flenser. Man betrakter flensen, altså betongdekket, som et system av trykk- og strekkstaver, i form av henholdsvis betongen og armeringen. Opptredende langsgående skjærkraft, $V_{L,Ed}$, fordeles på betongarealet $h_f * a_v$, gitt av halve bjelkelengden ganget med høyden på betongtverrsnittet. Grunnen til at halve bjelkelengden benyttes, er fordi ved en fritt opplagt bjelke, som i tilfellet i denne rapporten, regner man skjærkreftene for avstanden mellom punktet med høyest positivt bøyemoment og nærmeste opplager. [3] [12]

$$V_{L,Ed,1} = \frac{\Delta N_{c1}}{a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} \quad (3.24)$$



Figur 3.13 - Snitt av samvirketverrsnitt som viser skjærflate a-a og b-b

For tilfellet undersøkt denne rapporten, hvor vi ikke har en kontinuerlig betongplate over en bjelke, men et endeopplegg, vil det være nødvendig med lokal armering for å overføre og håndtere kreftene i randsonen: [3]

- Tverrarmeringen bør være fullforankret i dyblene
- Forankringen utføres med bøylor rundt dyblene
- Avstand fra kant på betong til senter dybel være minst $6d$, hvor d er diameter på dybelen
- Bøylene bør være minst $5d$ i diameter
- Bøylene bør plasseres så lavt som mulig, men ikke lavere enn at de tilfredsstiller krav om overdekning

Siden skjærforbindelsen i dette prosjektet er et endeopplegg, og derfor nær en langsgående kant på betongdekket, bør tverrarmeringen være fullforankret i betongen. Generelt benyttes ofte definisjon på tilstrekkelig forankringslengde å være lik 50 ganger diameteren på armeringen. Men dette er ofte et unødvendig konservativt valg iht. Betongelementforeningen. De oppgir at en fullt forankret armering kan bestemmes ut fra s Betongelementboka Bind B, tabell B.19.11.2, vist på figur 3.14. Bakgrunnen for at de kan gå så mye ned på forankringslengde, er i hovedsak valgene rundt kantavstand. Det viser seg at for armeringsdiameter mellom $\varnothing 8$ og $\varnothing 16$, vil det nesten alltid være nok overdekning, som gir stor nok kantavstand til at spaltebrudd ikke oppstår. Spaltebrudd er når armeringen ligger for nært kanten av betongen, slik at spenningen skaper et brudd ut mot kanten, som gjør at en spalte løsner. Vist på figur 3.15. [3] [19] [17]

Forutsetninger:
 Stål: B500NC $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$ MPa
 $N_{Rd,s} = f_{yd} \times A_s$
 Betong: Uarmert
 Heftbrudd: $f_{bd} = 1,9125 \times f_{ctk,0,05} / \gamma_c$
 Korreksjonsfaktor for kantavstand (a) og senteravstand (s)
 $\alpha_2 = 1 - 0,15 \times [(R/\varnothing) - 1,5] \geq 0,7$ og $\leq 1,0$ der $R = a$ eller $s / 2$
 $l_{bd} = (N_{Rd,s} \times \alpha_2) / (\pi \times \varnothing \times f_{bd})$

					Fasthetsklasse				
					B25	B30	B35	B45	B55
					γ_c	1,8	1,5	1,5	1,5
					f_{bd} (N/mm ²)	1,913	2,550	2,805	3,443
\varnothing (mm)	$N_{Rd,s}$ (kN)	a (mm)	s (mm)	α_2	l_{bd} (mm)				
8	22	≥ 28	≥ 56	0,7	320	240	218	178	160
10	34	≥ 35	≥ 70	0,7	369	297	270	220	198
12	49	≥ 42	≥ 84	0,7	476	357	324	264	238
16	87	≥ 56	≥ 112	0,7	633	475	432	352	317
20	137	55	110	0,813	927	695	632	515	463
		60	120	0,775	883	663	602	491	442
		≥ 70	≥ 140	0,7	798	599	544	443	399
25	213	55	110	0,895	1269	952	865	705	635
		60	120	0,865	1226	920	836	681	613
		70	140	0,805	1141	856	778	634	571
		80	160	0,745	1056	792	720	587	528
		≥ 88	≥ 176	0,7	992	744	677	551	496
32	350	60	120	0,944	1718	1289	1172	955	859
		70	140	0,897	1632	1225	1113	907	816
		80	160	0,850	1547	1161	1055	860	773
		90	180	0,803	1461	1096	997	812	731
		100	200	0,756	1376	1032	938	764	688
		≥ 112	≥ 224	0,7	1274	956	869	708	637

Figur 3.14 - Viser nødvendig forankringslengde for armering etter tabell B 19.11.2 fra Betongelementboka bind B kapittel 19.11 [17]



Figur 3.15 - Spaltebrudd i betong [11]

Siden det er mindre enn 300mm fra senter dybel til kanten av betongen, må det i tillegg legges ytterligere forutsetninger til grunn for å forhindre at skjærdyblene splitter betongen i lengderetning. Dette forhindres vet at tverrarmeringen utføres som bøylor liggende rundt hver skjærdybel, og at disse plasseres så lavt som mulig i tverrsnittet, gitt at krav om overdekning overholdes. I tillegg må avstand fra kant på betong til senter på første dybel, i lengderetning, være minimum 6d (6 x dybeldiameter). [3]

3.6.6 Bøyemomentkapasitet

Hvordan dimensjonerende bøyemomentkapasitet bestemmes avhenger av hvordan tverrsnittsklasse konstruksjonen havner i. Hvis tverrsnittet er klassifisert i klasse 1 eller 2, og det ikke benyttes spennarmering, kan dimensjonerende bøyemomentkapasitet bestemmes ved stiv-plastisk teori. Hvis ikke benyttes elastisk analyse og ikke-lineær teori, som kan brukes for alle tverrsnittsklasser. Bruker man elastisk analyse og ikke-lineær teori, kan man forutsette av samvirketverrsnittet forblir plant, så lenge skjærforbindelsen og tverrarmeringen er dimensjonert iht. Eurokode 4 6.6. Det er ønskelig at stål og armering skal ta strekkrefter, så strekkfastheten til betongen i tverrsnittet skal neglisjeres. [3]

Ved beregningen av plastisk momentkapasitet, $M_{pl,Rd}$, bør det forutsettes fullt samvirke mellom betong, armering og konstruksjonsstål, og at både effektivt areal av konstruksjonsstål og armering er belastet opp til flytegrensen for strekk eller trykk. Trykkarmering kan neglisjeres. I tillegg må det effektive arealet av betongen som er trykkpåkjent, kunne håndtere en spenning på $0,85 f_{cd}$. Spenningen skal forutsettes som konstant mellom den mest sammentrykte fiberen til betongen og den plastiske nøytralaksen til samvirketverrsnittet. [3]

Hvis det skal brukes ikke-lineær teori for å bestemme bøyemomentkapasiteten, skal spennings-tøyingsforholdet i materialene tas med. Tøyningen i den innstøpte armeringen, bestemt ut fra Eurokode 2 3.2.7., forutsettes lik tøyningen i betongen rundt, som bestemmes ut fra Eurokode 2 3.1.7. Det forutsettes også at samvirketverrsnittet forblir plant. [3] [12]

Er samvirketverrsnittet klassifisert som 1 eller 2 og har en trykkpåkjent betongflens, kan trykkraften i betongen, N_c , benyttes for å finne den ikke-lineære momentkapasiteten M_{Rd} . Dette gjøres ut fra ligningene under: [3]

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{for } N_c \leq N_{c,el} \quad (3.25)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{for } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (3.26)$$

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed} \quad (3.27)$$

Hvor $M_{a,Ed}$ er dimensjonerende bøyemoment påført stålet før samvirket er etablert, $M_{c,Ed}$ er delen av dimensjonerende bøyemoment som påføres samvirketverrsnittet, k er minste faktor som tilfredsstiller Eurokode 4 6.2.1.5(2), og $N_{c,el}$ er trykkraften i betongflensen, tilsvarende momentet. [3]

Skal det brukes en utregnet effektiv bredde av betongflensen, anbefales det å bestemme spenningen ved hjelp av elastisitetsteori. Skal elastisk bøyemomentkapasitet beregnes og at tverrsnittet i tillegg er plassert i klasse 4, anbefales det at størst spenning settes lik f_{cd} i trykkpåkjent betong, f_{yd} i strekk- eller trykkpåkjent konstruksjonsstål og f_{sd} i strekk- eller trykkpåkjent armering. [3]

Hvis det er for stor forskjell mellom kapasitet mot bøyemoment i samvirketverrsnittet og i ståldelen alene, kan ikke dyblene plasseres med lik senteravstand. Dette er nærmere forklart i delkapittel 3.6.9. Forholdet mellom kapasitet skal iht. Eurokode 4 6.6.1.3 ikke overskride 2,5: [3]

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2,5 \quad (3.28)$$

Hvor $M_{pl,Rd}$ er momentkapasitet til samvirketverrsnittet, og $M_{pl,a,Rd}$ er momentkapasitet til stålbjelken alene. Hvis denne kontrollen ikke er oppfylt, må dyblene fordeles mellom opplegg og senter av en fritt opplagt bjelke i samsvar med langsgående skjær som blir beregnet ved elastisitetsteori. [3]

3.6.7 Skjærkapasitet

Samvirketverrsnittets kapasitet mot vertikalt skjær anbefales å settes lik $V_{pl,a,Rd}$, som er skjærkapasiteten til stålbjelken alene. Denne kapasiteten bestemmes fra Eurokode 3 6.2.6, og er beskrevet i delkapittel 3.3.2. Det anbefales at bidrag fra betongens skjærkapasitet neglisjeres, så lenge opptredende vertikal skjærkraft er under halvparten av kapasiteten til stålbjelken alene. [3] [15]

Hvis vertikal skjærkraft, V_{Ed} , er mer enn halvparten av skjærkapasiteten, V_{Rd} , bør dens virkning på momentkapasiteten tas med. V_{Rd} tilsvarer den minste av Eurokode 4 6.2.2.2 og 6.2.2.3. For tverrsnitt klassifisert som 1 eller 2, kan bidraget fra vertikal skjær på bøyemomentkapasiteten tas med, ved at det brukes en redusert dimensjonerende stålfasthet i skjærarealet. Er derimot tverrsnittet klassifisert som 3 eller 4, gjelder Eurokode 3, 7.1, hvor M_{Ed} benyttes som det totale bøyemomentet i det betrakte tverrsnittet, og $M_{pl,Rd}$ og $M_{f,Rd}$ for samvirketverrsnittet. [3] [15]

3.6.8 Skjærforbindelse

Skjærforbindelsen med dybler skal overføre skjærkraften i lengderetning mellom stålbjelken og betongdekket, og sørge for at betongdelen ikke separeres fra ståldelen. Det forutsettes at dyblene ivaretar all kraftoverføring, og at eventuelt bidrag fra heft mellom betong og stål neglisjeres, dette fordi når et heftbrudd først er oppstått, er ikke denne effekten reverserbar. [3] [12]

Ved store laster på betongdekket, kan det oppstå kantroising over bjelken, særlig hvis bjelken ligger ved en bjelkeende. Dette må ivaretas under dimensjoneringen, og dyblene må kontrolleres for å kunne ivareta en kraft vinkelrett på stålfleisen minimum lik 1,0 ganger dybelens dimensjonerende skjærkapasitet. Hvis dette ikke er tilstrekkelig, må ekstra forankring vurderes. Er dybelen i samsvar med Eurokode 4 6.6.5.7, kan generell kapasitet mot oppløft forutsettes ivaretatt, med mindre dybelen blir utsatt for direkte strekk. [3]

Dyblene skal plasseres slik at man får en fornuftig fordeling av skjærkreftene til hver dybel. Antallet dybler som kreves beregnes mellom punktet med høyest momentbelastning på bjelken, og nærmeste opplager. Dette vil si mellom opplager og senter av bjelken for en fritt opplagt bjelke, som undersøkt i denne rapporten. [3]

I henhold til Eurokode 2, 10.5.1, skal ikke virkning av friksjon mellom stålbjelken og betongdekket medtas i dimensjoneringen. Dette er fordi bygget er plassert i en seismisk sone. Eventuelle seismiske krefter som vil påvirke bygget, vil gi ujevn oppførsel og vekslende påvirkning, som fører til at dekket kan bevege seg. [12]

3.6.9 Detaljering av skjærforbindelsen

Flere krav spiller inn når man skal detaljere dybelen i en samvirkebjelke. Den skal ha minimum 30mm avstand fra UK hode til OK underkantarmoring i betongdekke. Hvis det er krav til overdekning skal den nominelle verdien for overdekning over dybelen være den største av 20mm eller anbefalingene i tabell 4.4 i Eurokode 2, hvis ikke kan OK dybel være flush med betongen. [3] [12]

Hvis man forutsetter at den øvre stålflynsen er fastholdt mot vipping, og stålet derfor er plassert i en lavere tverrsnittsklasse som følge av dette, stilles det krav til senteravstanden på dyblene. Disse må da ikke være større enn grenseverdiene nevnt i delkapittel 3.6.10. [3]

Ved en massiv plate, som for eksempel en etasjeskiller, bør ikke senteravstanden mellom dyblene være større enn utledning under, som er et uttrykk av flenstykkelse til stålbjelken og flytegrensen til stålet i flensen. [3]

$$22t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.29)$$

Samme utledning, noe omskrevet, gir anbefaling at avstanden fra nærmeste rad med skjærdybler til kanten på trykkflensen ikke er større enn: [3]

$$9t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.30)$$

Hvis samvirkebjelken tilfredstiller kravene i Eurokode 4 6.6.1.3, kan dyblene plasseres med lik senteravstand over hele bjelken: [3]

- Alle kritiske tverrsnitt er i tverrsnittsklasse 1 eller 2.
- For bjelker som er 25,0m eller kortere, må η være innenfor:

$$\eta \geq 1 - \frac{355}{f_y} * (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 1 \quad (3.31)$$

Hvor η er grad av skjærforbindelse, f_y er flytspenning til stålet og L_e er effektiv bjelkelengde. [3]

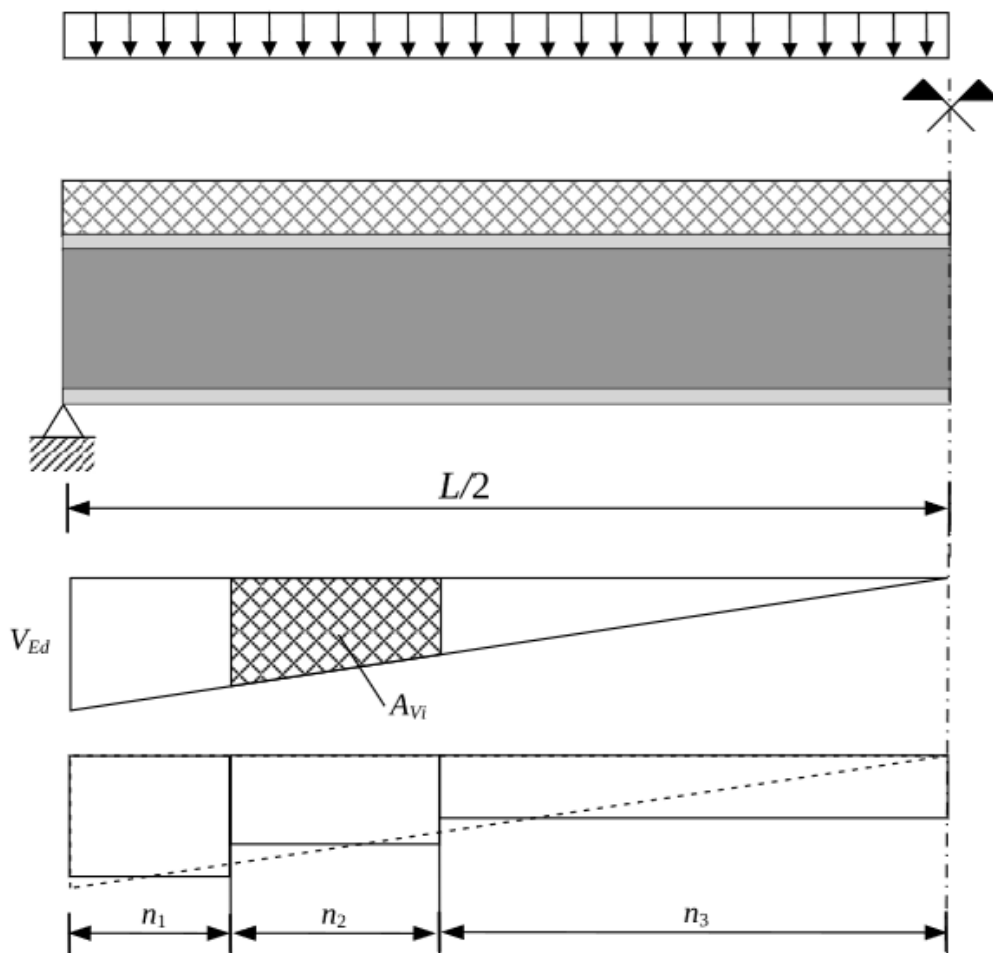
- Plastisk momentkapasitet for samvirketverrsnittet er ikke mer enn 2,5 ganger større enn den plastiske momentkapasiteten for stålbjelken alene

Hvis momentkapasiteten til samvirketverrsnittet er større enn 2,5 ganger momentkapasiteten til stålbjelken alene, sier Eurokode 4 6.6.1.3(5) at det må utføres en detaljert beregning for utforming av skjærforbindelsen. Dette gjøres ved å plassere dyblene ut fra dimensjonerende langsgående skjærkraft, utført etter elastisitetsteori. [3]

Ved dimensjonering av dyblene etter langsgående skjær bestemt av elastisitetsteori, kan man benytte en redusert verdi for betongens kapasitet mot normalkrefter, $redN_c$ beregnet ut fra forholdet av momentkapasitet: [3]

$$redN_c = N_c \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad (3.32)$$

Når dyblene plasseres etter elastisk beregning, benytter man skjærkraftdiagrammet, deler det inn i tre områder og distribuerer dyblene etter hvor stor opptredende skjærkraft som er i hvert område. De tre områdene skal ha lik skjærspenning, og vil derfor få en lengde som tilsvarer 18%, 24% og 58% av bjelkens lengde. Vist på figur 3.16. Skjærkraftdiagrammet til en fritt opplagt bjelke har størst skjærkraft ved opplegg, før det går ut i 0kN ved midten av bjelken. Derfor vil det være en lavere senteravstand på dyblene ved opplegg, enn mot midten av bjelkespennet. Antallet dybler er ment å ivareta maksimumskraften for sitt område, vist på figur 3.16. Krav til senteravstand på dyblene er de samme for elastisitetsteori og plastisk teori, nærmere beskrevet i delkapittel 3.6.10. [3] [18]



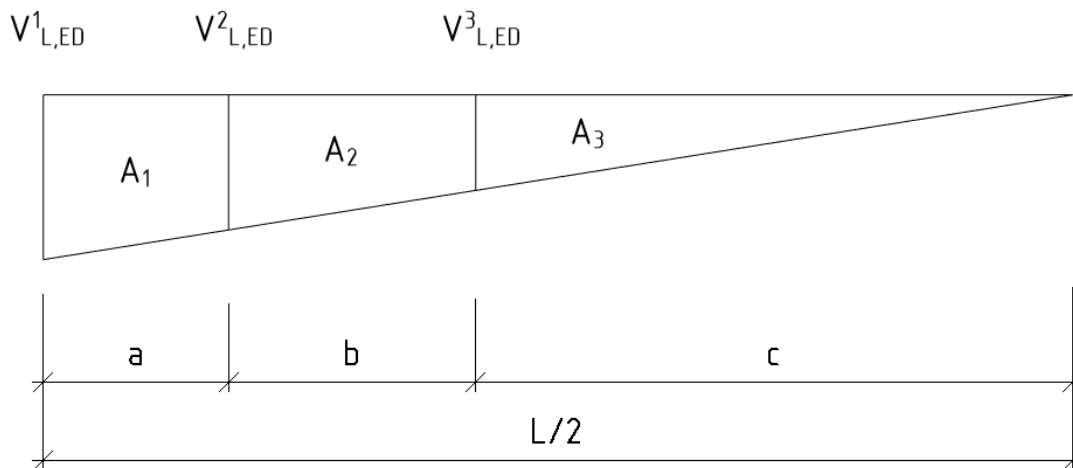
Figur 3.16 - Viser forenklet modell av fordeling av skjærkrefter etter elastisitetsteori [18]

Eurokode 4 henviser til beregning av langsgående skjær etter elastisitetsteori med følgende uttrykk: [3]

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \frac{s}{l} \quad (3.33)$$

Hvor V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft, S er første arealmoment for betong eller stål om nøytralaksen og I er annet arealmoment for samvirketverrsnittet. [3]

Skjærkraftdiagrammet er triangulært mellom opplegg og midten av bjelken. Det deles inn i de tre arealene A_1 , A_2 og A_3 . Lengdene til disse arealene, a , b og c , tilsvarer lengden til halve bjelken, $L/2$. Se figur 3.17. [18]



Figur 3.17 - Inndeling av arealer og opptredende skjærkredter

Videre benytter man følgende ligninger for å regne ut lengdene, hvor man begynner med å finne arealet for trekanten $A_2 + A_3$, uttrykt ved lengden $(b+c)$: [18]

$$\frac{V_{L,Ed}^2 \cdot (b+c)}{2} = A_2 + A_3 \quad (3.34)$$

Deretter bruker man ligning for forhold mellom arealene i trekanten: [18]

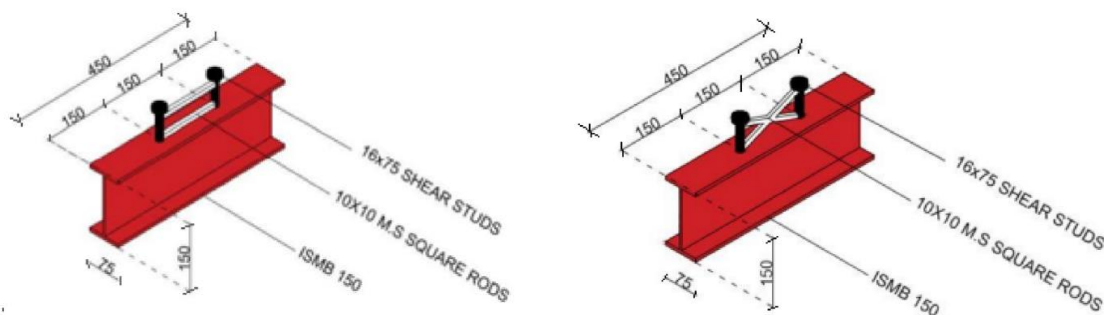
$$V_{L,Ed}^1 \cdot V_{L,Ed}^2 = (a + (b + c)) \cdot (b + c) \quad (3.35)$$

Man setter inn kjente tall og snur ligningene over. Til slutt finner man a ved å snu følgende ligning: [18]

$$(V_{L,Ed}^1 - V_{L,Ed}^2) \cdot \frac{a}{2} + V_{L,Ed}^2 \cdot a = A_1 \quad (3.36)$$

Utreget verdi for a skal ta tilsvare 18% av $L/2$. Videre kan man benytte samme prinsipp for å finne lengdene av b og c , som skal være henholdsvis 24% og 58% av $L/2$. Når alle dimensjonerende skjærkrefter og lengder på arealer er funnet, deles kraften på kapasiteten til én dybel, for å se hvor mange som trengs i hvert område. Deretter deles antall dybler på lengden til område, for å bestemme senteravstand på dyblene innenfor området. Her er det viktig at de generelle reglene for dybelplassering er iht. delkapittel 3.6.10. [18]

Hvis skjærkraften på langs av bjelken blir for stor til at dyblene klarer å ivareta kraften, enten fordi det ikke er plass til større dybler, eller at kravene for minimum senteravstand allerede er oppnådd, er det mulig å forsterke dyblene med små stålforbindelser, som vist på figur 3.18. Dette kan eksempelvis utføres som rette stenger, eller med kryss, slik som ingeniører ved Sri Sivasubramaniya Nadar College of Engineering i India gjorde i et forsøk. De belastet bjelken med en skjærkraft så stor at de fremprovoserte brudd i skjærforbindelsen, og fant ut, med sine dimensjoner, at betong med fasthetsklasse B20 gikk til knusing, mens for fasthetsklasse B30 og B40 kom bruddet i dyblene. Deretter ble dyblene forsterket med to varianter, rette stenger og kryss, noe som gav en kapasitetsøkning på henholdsvis 3,9% og 5,0% mot betong med fasthetsklasse B40, som blir den fasthetsklassen nærmest tilfellet undersøkt i denne rapporten. [20]



Figur 3.18 - Forsterkning av skjærdybler [20]

3.6.10 Skjærnybler

Den totale høyden på en skjærnybel bør være større enn $3d$, der d er diameteren på skaftet til nybelen. Hodet til nybelen bør ha en høyde på minst $0,4d$, og en diameter på minst $1,5d$. Ytterkant av nybelen bør være minst 20mm fra kanten av flensen på stålbjelken. I tillegg bør det være minst 5d avstand mellom nybelene i skjærkraftretningen. Det er også krav om at flenstykkelsen bør være ikke mer enn 2,5 ganger tynnere enn diameteren til bolten. [3]

Krav til senteravstand på nybler: [3]

- Minst $5 \cdot$ nybeldiameter
- Maks 800mm
- Maks $6 \cdot$ nybelhøyde

Krav til utforming av nybler: [3]

- Krav til størrelse:
 - $h_{nybel} = \text{minimum } 3 \times d_{nybel}$
 - $h_{nybelhode} = \text{minimum } 0,4 \times d_{nybel}$
 - $d_{nybelhode} = \text{minimum } 1,5 \times d_{nybel}$
 - $d_{nybel} = \text{ikke mer enn } 2,5 \times t_f$
- YK nybel minimum 20mm fra kant på toppflens
- Minimum 30mm mellom UK nybelhode og OK armering i UK betongdekke
- Minimum 20mm overdekning av betong over nybel

3.6.11 Nedbøyning samvirketverrsnitt

Beregning av nedbøyning til samvirketverrsnittet er ikke rett frem forklart i Eurokode 4. Nedbøyning er beregnet ut fra elastisitetsteori, hvor følgende hendelser må hensyntas: [3]

- Oppsprekking av betong
- Kryp og svinn i betong
- Montasjerekkefølge
- Belastning før samvirke er oppnådd

Ligningen som benyttes for å finne nedbøyning, er den samme som er brukt for å finne nedbøyning av stålbjelken i delkapittel 3.3.2, bare at det nå må benyttes flere varianter av EI , for de forskjellige tilfellene som skal undersøkes. [3] [16]

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (3.37)$$

Fire tilfeller av nedbøyning hensyntas for å komme frem til samlet nedbøyning. Nedbøyning som følge av korttidslast, permanent last, effekt av kryp og svinn. Før disse fire tilfellene av nedbøyning kan regnes ut, må elastisitetsmodulen til samvirketverrsnittet for de forskjellige scenarioene regnes ut. E_{I_0} , E_{I_p} og E_{I_s} , for henholdsvis korttidslast, permanent lasttilfelle og effekt av svinn. [3]

For å bestemme bøyestivhetene E_{I_0} , E_{I_p} og E_{I_s} , må følgende parametre benyttes: [3] [18]

Parameter	Benevning
Høyde betongverrsnitt	h_0
Elastisitetsmodul stålbjelke	E_a
Annet arealmoment stålbjelke	I_a
Areal tverrsnitt av stålbjelke	A_a
Areal effektivt betongverrsnitt	A_c
Annet arealmoment effektivt betongverrsnitt	I_c
Avstand mellom likeveksakser betong og stål	a

Tabell 3.3 - Parametre for input til bøyestivhet

Disse parameterne benyttes i følgende ligning for å finne bøyestivheten: [18]

$$EI = E_a * I_a + E_L * I_c + \frac{E_a * A_a * E_L * A_c}{E_a * A_a + E_L * A_c} * a^2 \quad (3.38)$$

Det skilles mellom følgende forskjellige lasttilfeller for de ulike typene nedbøyning: [18]

Nedbøyning	Nedbøyning som følge av
$\hat{\delta}_1$	Permanente laster, påført etter $t_0 = 28$ dager
$\hat{\delta}_{2.1}$	Permanente laster, påført etter $t_0 = 28$ dager
$\hat{\delta}_{2.2}$	Kryp under permanente laster + redusert variabel last. Forskjell mellom nedbøyning ved $t = \infty$ og $t_0 = 28$ dager

Tabell 3.4 - Forskjellige typer nedbøyning

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_0} \quad (3.39)$$

$$\delta_{2.1} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_0} \quad (3.40)$$

$$\delta_{2.2} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_0} \quad (3.41)$$

For å finne den fjerne og siste nedbøyningen, nedbøyning som følge av svinn, er det nødvendig å bestemme krypeffekten, N_{cs} : [18]

$$N_{cs} = \epsilon_{cs}(\infty) * E_s * A_c \quad (3.42)$$

Deretter finner man plassering av nøytralaksen, a_c : [18]

$$a_c = \frac{E_a * A_a}{E_a * A_a + E_s * A_c} * a \quad (3.43)$$

og til slutt dimensjonerende moment M_{cs} som følge av svinn: [18]

$$M_{cs} = N_{cs} * a_c \quad (3.44)$$

Dette benyttes i siste ligning for nedbøynign: [18]

$$\delta_{2.3} = \frac{1}{8} \frac{M_{cs} v L^2}{EI_s} \quad (3.45)$$

Bjelkens lengde er 4,8m. I dette prosjektet var det bestemt en tillatt nedbøyning tilsvarende $L/250$ for total nedbøyning: [Vedlegg A]

$$\frac{4,8m}{250} = 19,2mm \quad (3.46)$$

Nedbøyninger δ_1 , $\delta_{2.1}$, $\delta_{2.2}$ og $\delta_{2.3}$ legges sammen og sammenlignes med tillatt nedbøyning for å se om nedbøyning er innenfor kravene. [18]

3.7 Spenninger og brudd

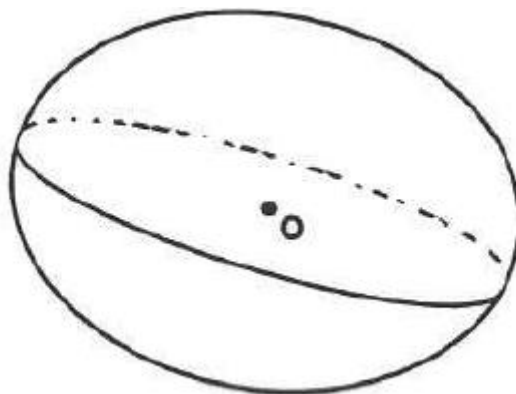
Å definere brudd for et materiale etter fleraksialbelastning er ingen rett frem oppgave. Den er så komplisert, at det finnes ingen universell metode å gjøre det på. I hovedsak skiller vi disse mellom metoder som brukes for duktile materialer, som for eksempel stål, og for porøse materialer, som for eksempel betong. Grunnen til dette er at disse forskjellige materialene, opplever brudd på forskjellige metoder. Duktile materialer opplever brudd når de går over i plastisk deformasjon, mens porøse materialer får brudd når de sprekker opp.

Definisjon av brudd for et materiale i én dimensjon er forholdsvis enkelt, og kan gjøres etter kjente metoder, hvor man ser på hvor mye stress et materiale kan utsettes for, før det når brudd. Prinsippet er det samme for triakselbelastede materialer, hvor metodene har forskjellige ligninger, som tar utgangspunkt i stress i materialet, sammenlignet med kjente materialegenskaper som er enkle å finne (for eksempel via enaksial belastning).

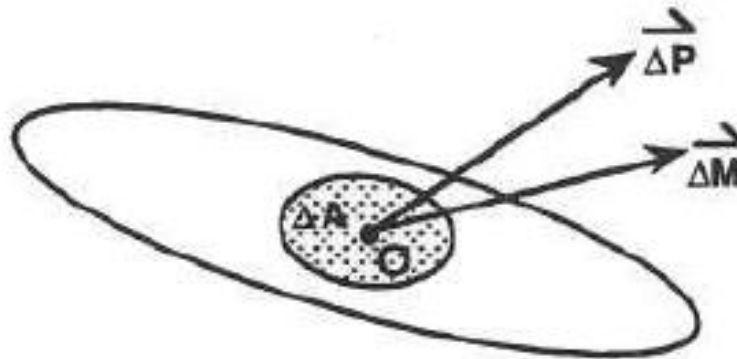
Fleraksialbelastning kan dekomponeres i to forskjellige stater, de som gjør at materialet endrer i volum, og belastning som fører til at materialet endrer form. Belastning som fører til at materialet endrer volum, kalles hydrostatisk stress. Dette er fordi det er slik en væske belaster et materiale, med lik belastning fra hver side, og det er ingen skjærbelastning.

3.7.1 Fleraksialbelastning

Stress er et mål på hvor mye krefter som virker på et tverrsnitt. Det finnes to typer spenninger, der den første typen er normale spenninger. Dette er spenninger som virker vinkelrett på overflaten av en modell. Den andre type spenninger er skjærspenning, som forekommer når spenningene virker parallelt med overflaten. [21] Ekstern belastning på overflaten av en deformbar modell er antatt og bli overført til det Indre, av trykket fra en del av modellen på en tilstøtende del. Om en slik modell er delt av et plan gitt en orientasjon i rommet og et område rundt et punkt P på den tenkte snittflaten, som vist i Figur 3.19, kan trykkreftene på dette området løses opp til en resultant momentvektor og en resultantkraft vektor som er illustrert i Figur 3.20. [22]



Figur 3.19 - Et plan med origo som deler en modell i to deler [22]

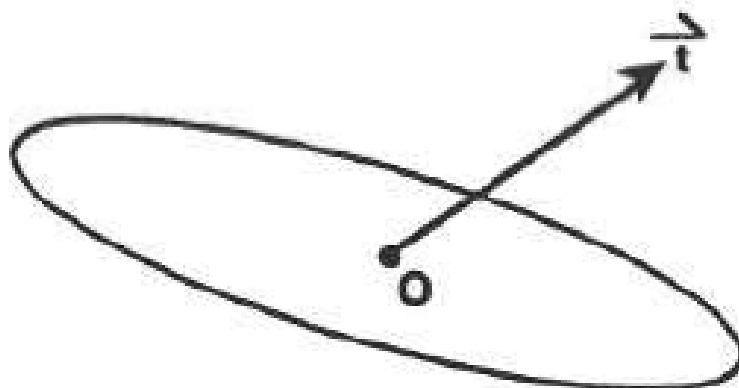


Figur 3.20 - Resultantkraft- og momentvektor ved et område ΔA om et punkt O i planet [22]

Når den tenkte snittflaten minker i størrelse rundt punkt, vil også resultantvektorene minke i størrelse og retningene vil kunne variere. Ved grensen hvor arealet går til null er det antatt at forholdet mellom kraft vektoren og område det virke på, altså spenningsvektoren, går til \vec{t} , som vises i ligning en og er illustrert i Figur 3.21. Mens forholdet mellom momentvektoren og området, går til null, som vist i ligning to. [22]

$$\lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{P}}{\Delta A} = \vec{t} \quad (3.47)$$

$$\lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{M}}{\Delta A} = 0 \quad (3.48)$$



Figur 3.21 - Stress vektor ved et punkt O [22]

Spenningsvektoren \vec{t} ved et punkt i modellen er en funksjon av orientering til planet som det virke på og er relatert til komponentene i spenningsvektorene på tre vinkelrette plan som passerer gjennom punktet. Dette utgjør et sett med ni komponenter, som sammen utgjør en spenningsmatrise, som definerer spenning i et punkt. Disse komponentene er vist i Figur 3.22, og utgjør en spenningsmatrise S som ser slik ut: [22]

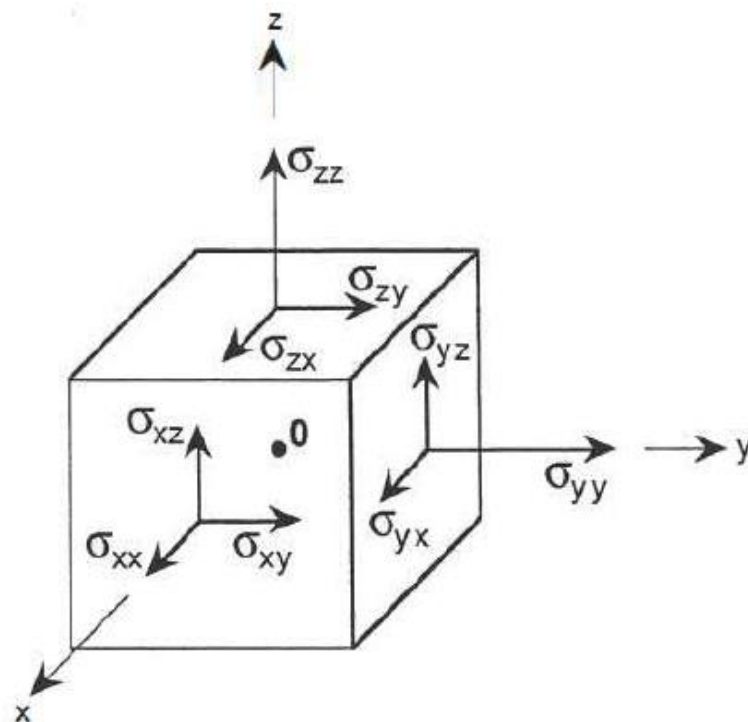
$$S = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Der den første indeksen viser til hvilken plan spenningen foregår på, der hvor normalvektoren til den påvirkende plan peker parallelt med en av aksene, mens den andre indeksen viser til hvilken retning flaten har spenninger i. Den andre indeksen følger også det satte koordinatsystemet for spenninger på flaten. Dette er illustrert i figur 3.22. Betingelser for momentlikevekt av krefter om et punkt krever symmetri i spenningsmatrisen, som vil si: [22]

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \quad (3.49)$$

$$\sigma_{yz} = \sigma_{zy} \quad (3.50)$$

$$\sigma_{zx} = \sigma_{xz} \quad (3.51)$$



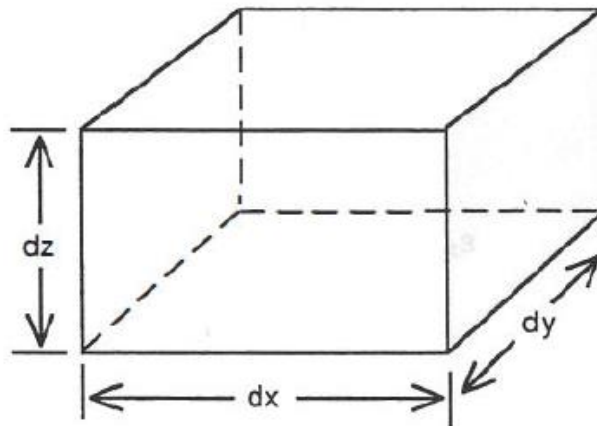
Figur 3.22 - Spenningsvektorer på tre forskjellige plan som står vinkelrett på hverandre [22]

Når et element blir utsatt for spenninger, kan det deformeres. Deformasjon måles for hvor mye materialet har endret seg i lengde vanligvis som et forholdstall for hvor mye materialet har endret seg i lengde, i forhold til originallengden. Typisk oppgis dette i prosentvis endring. [23]

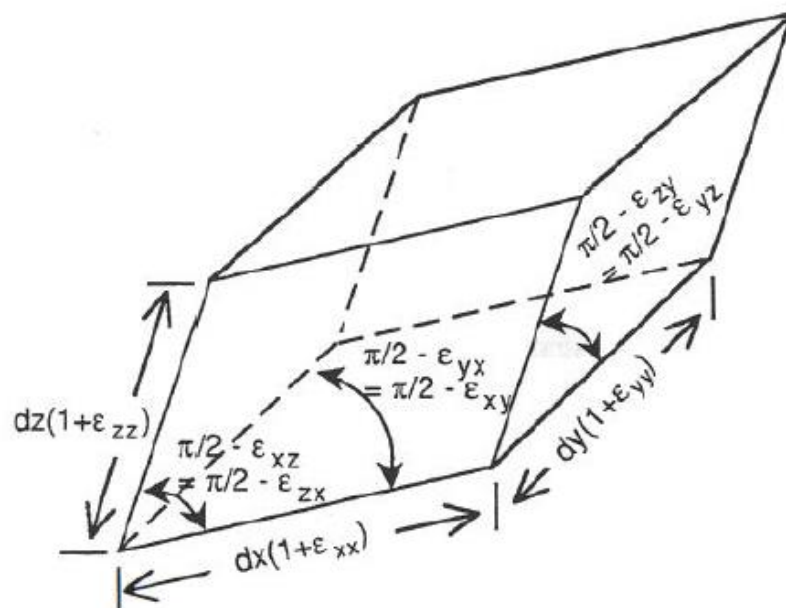
Deformasjonstilstanden ved et punkt i modellen er gitt ved matrisen: [22]

$$E = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2} \varepsilon_{xy} & \frac{1}{2} \varepsilon_{xz} \\ \frac{1}{2} \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \frac{1}{2} \varepsilon_{yz} \\ \frac{1}{2} \varepsilon_{zx} & \frac{1}{2} \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Her er de diagonale strekkkomponentene et mål på den relative endringen i lengde av linjene som ligger i en av koordinataksene som er mulig å se ved figur Figur 3.23, men de ikke-diagonale komponentene er symmetriske og en måling på forandringen av vinkel mellom original plassering ved koordinataksen og der hvor linjen faktisk går, som er illustrert i figur Figur 3.24. [22]



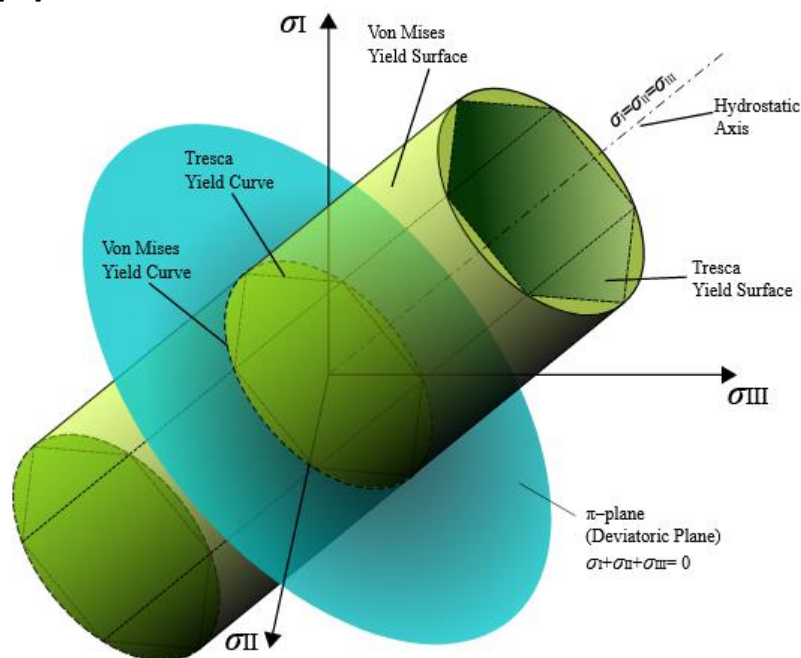
Figur 3.23 - ikke-deformert element [22]



Figur 3.24 - Deformert element [22]

3.7.2 Von Mises

Von Mises spenningsteori, ofte også kalt Maxwell-Huber-Hencky-von Mises-teorien, forvrengningsenergi-teorien, skjærenergiteorien eller oktaedrisk-skjær-stress-teorien, er en teori som sier at materialets flytepunkt nås når kritisk forvrengingsverdi er nådd. Denne teorien er godt utbredt innen finite element analysis. Dette kritiske punktet er enkelt funnet ved utførelse av en spenningstest. Når vi sjekker brudd ved bruk av von Mises-spenningen, bruker vi von Mises-flytekriteriet for å avgjøre flytning. Von Mises spenningsteori kan uttrykkes i formen $N = \frac{\sigma_y}{\sigma'}$, som også er passende for å beregne sikkerhetsfaktoren mot brudd. Modellen brukes vanligvis for duktile materialer. I figur 3.25 er det mulig å få en illustrasjon av hva slags ulike komponenter von Mises teorien består av. [24]



Figur 3.25 - von Mises flyteoverflaten i hovedspenningsskoordinatene som omgir den hydrostatiske aksen [24]

Videre kan vi separere spenningstensoren i to komponenter, hydrostatisk- og deviatorisk spenning. Der hydrostatisk spenning tilsvarer en ren volumendring av et objekt uten at det oppstår endringer i formen av objektet, med andre ord vil det være en skalering av det opprinnelige objektet. Spenningen er et gjennomsnitt av de tre spenningsaksene. [24]

$$\sigma_{hyd} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (3.52)$$

Deviatoriske spenninger endrer bare formen og korresponderer med de observerte skjær- og forvrengningseffekten som forekommer på objektet. De deviatoriske spenningene er de spenningene som er igjen etter at de hydrostatiske spenningene er fratrukket. [24]

$$\sigma' = \sigma - \sigma_{hyd} \quad (3.53)$$

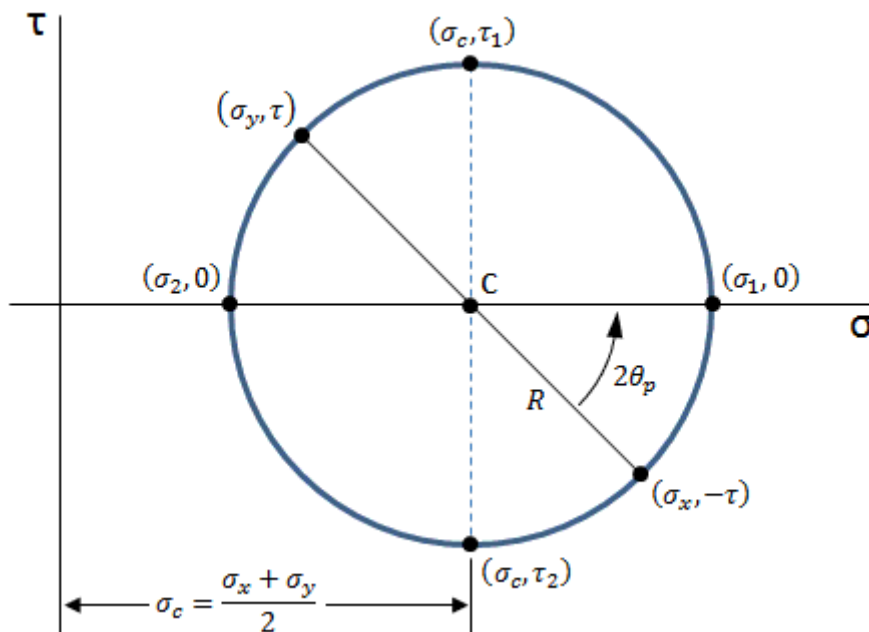
Von Mises flytekriterium er en metode for predikasjon av atferden til duktile materialer for komplekse 3D-lasttilfeller. Matematisk kan dette kriteriet uttrykkes som: [24]

$$J_2 = K^2 \quad (3.54)$$

Der K er flytespenning til materialet i ren skjær.

3.7.3 Mohrs sirkel

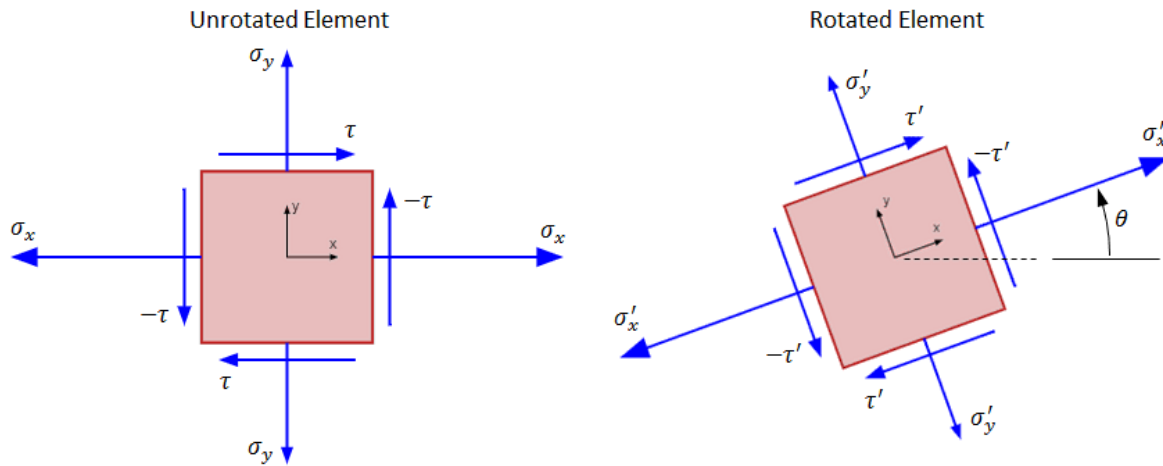
Mohrs sirkel er en måte å visualisere spenningstilstanden ved et punkt på et belastet materiale. Den gir også en intuitiv følelse av hvordan ligningene i spenningstransformasjonen fungerer i praksis, og viser samtidig hvordan spenningene på et element forandrer seg som en funksjon av rotasjonsvinkelen, θ . Fra Mohrs sirkel er det tydelig hva som er hovedspenningene, maks skjærspenning, og for hvilke vinkler de ulike spenningene oppstår. I figur 3.26 under er det mulig å se Mohrs sirkel. [25]



Figur 3.26 - Mohrs sirkel [25]

For å lokalisere senter av sirkelen, må det som vist i figuren ovenfor ta gjennomsnitte av normalspenningene. Videre må det plasseres punkter på sirkelen som representerer spenningene for x og y flaten for elementet. Der vil spenningene for x flaten ha koordinatene $(\sigma_x, -\tau)$, og spenningene på y flaten vil ha koordinatene (σ_y, τ) . Disse to punktene representerer normalspenningene. For å finne maksimale normalspenningene ser vi at vi må gå til $(\sigma_1, 0)$, og for minimum normalspenning $(\sigma_2, 0)$. De maksimale skjærspenningene finnes ved (σ_c, τ_1) , og minimale ved (σ_c, τ_2) . [25]

Spenningstilstanden på x - og y -flatene av elementet er representert av den svarte linjen som går igjennom sentrum, og forbinder punktene $(\sigma_x, -\tau)$ og (σ_y, τ) . Denne linjen i Mohrs sirkel korresponderer med det uroterte elementet som figur 3.27 viser. Om denne svarte linjen blir rotert, vil verdiene for punktene følge den roterte linjen, som gir nye verdier av spenninger på x - og y -flatene for et rotert element. [25]



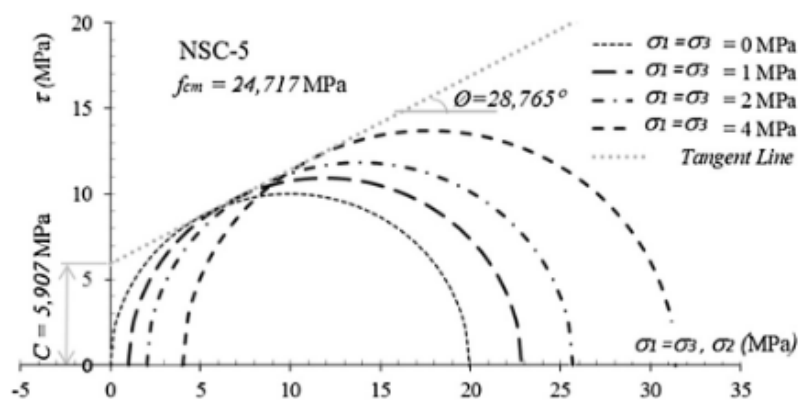
Figur 3.27 - urotert- og rotert element. [25]

3.7.4 Drucker-prager

Drucker-Prager modellen er en elastoplastisk modell som ofte anvendes for jord, betong og polymer. Dette er en modell som ble laget ved å utjevne overflaten som er definert i Mohr-Coulomb-kriteriet og ved å modifisere Von Mises kriteriet. Drucker-Prager kriteriet inkluderer effekten fra det hydrostatiske trykket har på skjærmotstanden til et material. Generelt kan modellen uttrykkes ved: [26]

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \tag{3.55}$$

I denne ligningen er α og k kjent som Drucker-Prager parameterne, og er definert som positive konstanter for hvert punkt i materialet. Disse konstantene er deretter avhengig av verdiene c og ϕ som angir kohesjonsstyrke og intern friksjonsvinkel til materialet. En studie gjennomført i 2016 utledet disse verdiene grafisk ved å tegne Mohrs sirkler for å kunne definere Drucker-Prager kriteriet. Etter fire Mohrs sirkler var konstruert i samme figuren, ble det deretter konstruert en tangentlinje som passet for alle sirklene. Vinkelen mellom denne tangentlinjen og horisontalaksen ga den interne friksjonsvinkelen, og kryssningspunktet mellom tangentlinjen og vertikalaksen ga da kohesjonsstyrken. [26] I Figur 3.28 vises det hvordan dette ble gjennomført, og i Figur 3.29 er det mulig å se de ulike verdiene studiet produserte ved bruk av denne metoden.



Figur 3.28 - Kohesjonsstyrke og intern friksjonsvinkel konstruert fra Mohrs sirkel [26]

Cohesion and internal friction angles for NSC and HSC.

	f_{cm} MPa	Cohesion c , MPa	Internal friction angle θ , degree
NSC1	22.216	5.245	27.497
NSC2	30.240	8.142	29.479
NSC3	41.175	10.849	30.904
NSC4	51.934	12.403	32.805
NSC5	24.717	5.907	28.765
NSC6	40.618	9.013	31.087
NSC7	45.232	10.638	33.071
NSC8	53.209	12.814	33.897
HSC1	56.498	13.807	34.184
HSC2	61.803	14.319	35.368
HSC3	71.562	16.735	36.399
HSC4	81.164	17.875	37.133
HSC5	58.838	13.839	34.564
HSC6	62.235	14.530	35.572
HSC7	70.109	16.228	36.732
HSC8	84.443	18.892	38.636

Figur 3.29 - Kohesjonsstyrke og intern friksjonsvinkel avhengig av betongstyrke [26]

3.8 Solidworks simulation

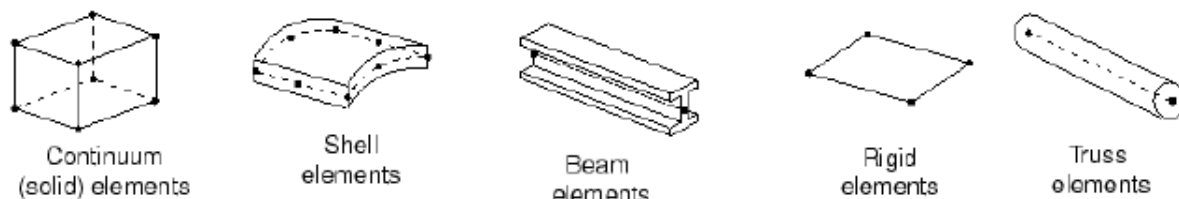
Solidworks er en programvare som brukes for mekanisk design i 3D, der hvor man kan skissere raske ideer, eksperimentere med funksjoner, dimensjonere og produsere modeller utfra detaljtegninger i 2D. Kort fortalt er måten disse modellene blir laget på er ved å ta i bruk skisser, der hvor skissene ekstruderes, kuttet og formes ved ulike funksjoner og verktøy. Simuleringen er en utvidelsespakke til Solidworks.

3.8.1 Finite Element Analysis

Finite element analysis (FEA) omhandler kalkulasjoner, modeller og simulering som skal kunne forutse og forstå hvordan modellen oppfører seg i reelle omgivelser. På denne måten er det mulig å finne svakheter i designet, og rette opp i svakheten før modellen eventuelt blir realisert. Solidworks simulation bruker finite element method (FEM), som er en numerisk teknikk som kutter et element opp i flere element, og setter koblingspunkt mellom de ulike elementene i form av noder. Slikt er det mulig å analysere spenningsfordeling av en modell. [27]

Disse elementene er fundamentale komponenter i en FEM modell. Elementene er grunnleggende geometriske former som deler modellen opp i mindre elementer, videre vil elementene representeres matematisk ved hjelp av elementligninger. Disse elementligningene er enkle ligninger som lokalt estimerer de opprinnelige komplekse ligningene for problemet som analyseres. [28]

I disse analysene må modellen defineres etter hvilken karakterisering som ønskes av hver enkelt finite element. Avhengig av geometriske egenskaper modellen har, er det mulig å tildele passende elementmodell for å skape en god mesh. Vanlige elementmodeller som brukes for spenning og forskyvningsanalyse kan sees i Figur 3.30. [28]



Figur 3.30 - Typiske elementmodeller [28]

3.8.2 Frihetsgrader

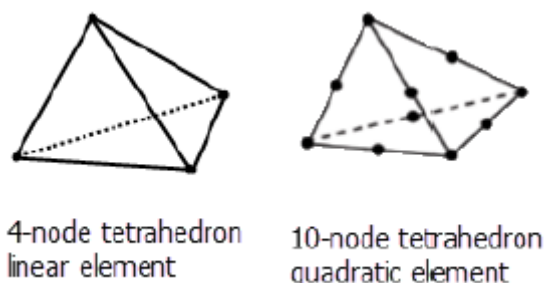
Frihetsgradene i modellen er fundamentale variabler som blir kalkulert i analysen. For simulering av spenninger og forskyvninger vil nodene representere de frihetsgradene som er satt for modellen.

Noen elementmodeller som bjelker og skallmodeller, har også rotasjons frihetsgrader.

Avhengig av hvilken type analyse som gjennomføres, vil de kalkulerte frihetsgradene utgjøre (basert på et globalt eller lokalt koordinatsystem): [28]

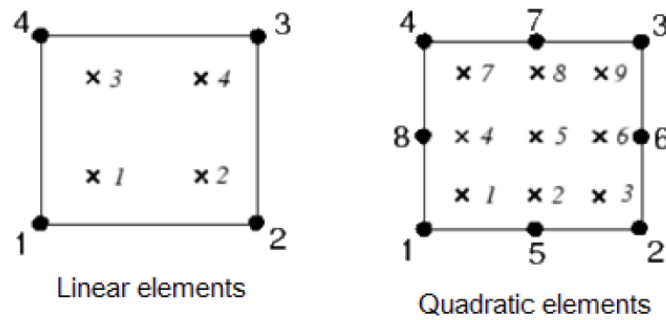
- Forskyvninger i tre akser, X, Y og Z.
- Rotasjoner om tre akser, X, Y og Z.

Disse forskyvningene og rotasjonene blir kalkulert for hver enkelt node i et element. For å få ut data utenfor disse nodene, brukes det interpolasjon fra node forskyvningen og -rotasjonen. Vanligvis vil denne interpolasjonsrekkefølgen bli bestemt av antall noder som finnes i elementet. Lineære- eller førsteordens elementer er elementer som kun har noder i hjørnene og bruker lineær interpolasjon, mens kvadratiske- eller andreordens elementer bruker kvadratisk interpolasjon. Figur 3.31 illustreres ulikhetene mellom antall noder. [28]

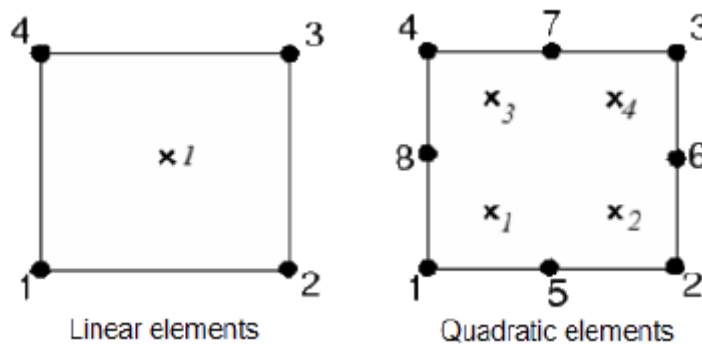


Figur 3.31 - lineær og kvadratisk tetraedrisk elementer [28]

Videre brukes begrepet integrasjon, som referer til ulike numeriske teknikker som Gaussian kvadratur, til å integrere polynomleddene i elementets stivhetsmatrise over volumet til hvert enkelt element. Ved å bruke Gaussian kvadratur for de fleste elementene, vil en Finite element analyse evaluere materialets respons ved hvert enkelt integrasjonspunkt i hvert element. Analysen tillater at noen elementer kan nytte full eller redusert integrasjon, noe som kan ha stor innvirkning på nøyaktigheten av elementet for et gitt problem. Hvordan dette i praksis ser ut er illustrert i Figur 3.32 og Figur 3.33. [28]



Figur 3.32 - integrasjons punkt i fullstendig integrert, to-dimensjonalt, kvadratisk element. [28]

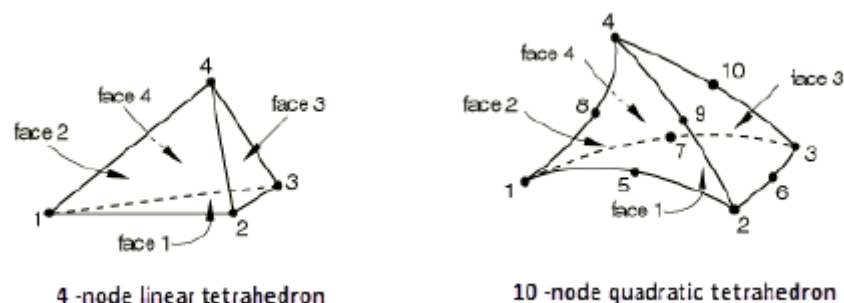


Figur 3.33 - Integrasjonspunkter i en redusert integrert, to-dimensjonalt, kvadratisk element [28]

Uttrykket «full integrert» refererer til det nummeret av Gauss punkter som kreves for å integrere polynomleddene i elementets stivhetsmatrise når elementet har en vanlig form. For heksaedriske og kvadratiske elementer menes det med vanlig form at kantene er rette, møtes i rette vinkler og at eventuelle noder ligger midt på kantlinjen. For elementer som har redusert integrasjon, resulterer det til et mindre integrasjonspunkt i hvert av kantene i forhold til elementer som er fullstendig integrert. Redusert integrasjon med lineære elementer får også kun et enslig integrasjonspunkt i senter. Kvadratiske element med redusert integrasjon er vanligvis det beste valget for de fleste generelle simuleringene av spenning og forskyvninger, dette med unntak av simulering av større forskyvninger som innebærer veldig stor strekkpåvirkning, og i noen typer kontaktanalyser. [28]

3.8.3 Solide elementer

Kontinuum- eller solide elementer kan brukes til å modellere de aller fleste komponenter. I praksis modelleres disse kontinuumelementer med mindre blokker av material i en komponent. Denne elementtypen kan bli tilkoblet til overflaten av andre kontinuumelementer, som byggeklosser i en bygning. På denne måten er mulig å bygge og sette sammen modeller av alle slags former, og kan utsatt for nesten alle typer av laster. De tre-dimensjonale kontinuumelementene tar en geometrisk form av et tetraeder, se Figur 3.34. [28]

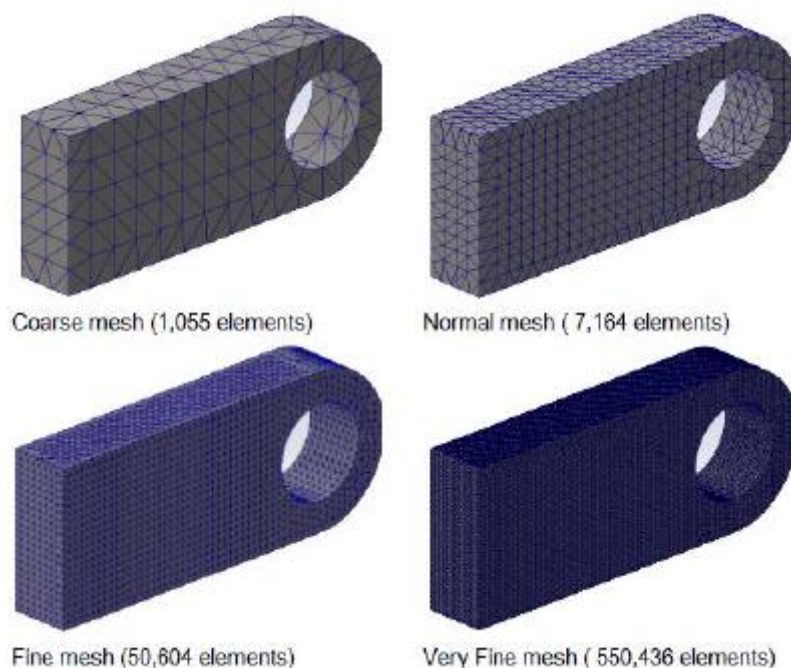


Figur 3.34 - Tre-dimensjonale kontinuumelement [28]

3.8.4 Mesh konvergens

En mesh er en samling av mindre geometriske former som kalles element. Prosessen av å dele den gitte modellen i elementer kalles meshing. Det er viktig å ha fin nok mesh i modellen, slik at resultatet blir så nøyaktig som mulig. Den numeriske løsningen for FEA modellen vil typisk få et mer nøyaktig resultat jo tettere densiteten på meshen er. En tett mesh kreves desto mer av datamaskinen som skal kjøre analysen, eksempelvis er det mulig å se hvilke forskjeller dette faktisk utgjør, der en grov mesh kan utgjøre 1,055 element, men en fin mesh kan utgjøre hele 550,436 elementer. Se Figur 3.35. Det som er optimalt er å finne mesh konvergens, som vil si at det å øke mesh densiteten til det punktet at videre økning av meshen utgjør svært lite på resultatet. Når resultatet med finere mesh begynner å bli svært likt, kan man med god sikkerhet si at simulasjonen gir nøyaktige resultat. [28]

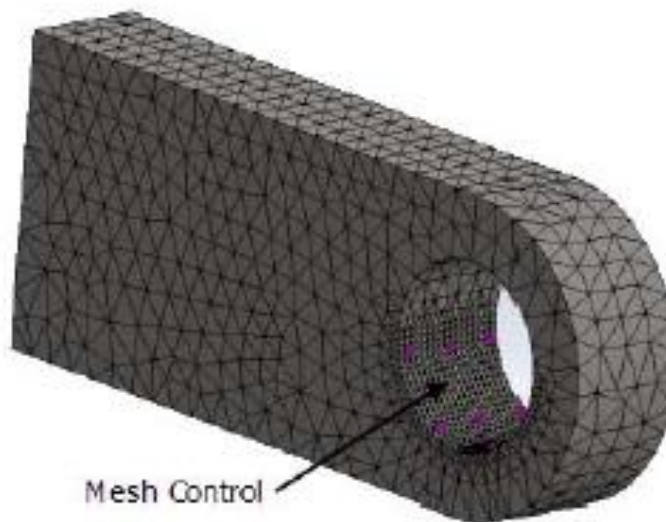
Det er viktig å ha i bakhodet at når mesh konvergens er funnet for eksempelvis forskyvning, er det ikke sikkert at mesh konvergens også gjelder for spenningsresultatene. I simulasjonene er det fullt mulig at de ulike resultatene for eksempelvis spenning og strekk har forskjellige mesh konvergenser. [28]



Figur 3.35 - Ulike mesh densiteter [28]

3.8.5 Mesh kontroll

Vanligvis er det verken nødvendig eller lurt å bruke samme mesh densitet for hele modellen som blir analysert. Det er mulig å bruke ulike mesh densiteter for ulike deler av modellen. For områder som for eksempel er litt mer detaljert eller mer utsatt for spenninger, kan en finere mesh gi en bedre simulering. Dette gjelder selvsagt også for det motsatte, der hvor modellen har områder med lite spenninger og detaljer, er det mer gunstig å kjøre en grov mesh. Eksempelvis er det mulig å se i Figur 3.36, hvor mesh densiteten er økt for å gi en mer nøyaktig simulering for det området. [28]



Figur 3.36 - mesh kontroll [28]

Ofte er det mulig ut fra erfaring mulig å forutse hvilke områder som er utsatt, og krever en finere mesh, men noen ganger er det ikke fullt så åpenbart. Da er en god framgangsmåte å gjennomføre en simulering med grov mesh i første omgang, for så identifisere utsatte områder å gjennomføre en mesh kontroll for å få finere mesh. [28]

3.8.6 Materialer

Materialer i en FEA simulering defineres for alle relevante materialegenskaper og -oppførsel (som for eksempel elastisitet, metallplastisitet, hyperelastisitet o.l.) som best beskriver modellens fysiske oppførsel. Materialene kan grovt sett kategoriseres i to ulike typer: isotropisk og anisotropisk, der den mest brukte kategorien er isotropiske materialer med homogene materialegenskaper. Det som kjennetegner et isotropisk materiale, er at materialet har identiske egenskaper uavhengig av hvilken retning, og er karakterisert av to uavhengige materialkonstanter etter Young's modulus og Poisson's ratio. Betong og de aller fleste metaller er isotropiske. [28]

Homogene materialer har konsekvente materialegenskaper gjennom hele materialets volum. Dette vil da si at eventuelle lokale endringer forårsaket av for eksempel urenheter, varmelastninger og indre tomrom som reduserer den karakteristiske stivheten til materialet blir neglisjert. I simuleringssammenheng kan det i noen tilfeller være nyttig å ha dette i bakhodet. [28]

Anisotropiske materialer har forskjellige egenskaper avhengig av retning og krever at materialets orientasjon spesifiseres. Dette er typiske egenskaper av tre og fiberarmerte kompositter, som er mye sterkere i fiberretningen enn på tvers av fiberne. [28]

3.8.7 Material modeller

Å angi riktig materialoppførsel som best beskriver den fysiske oppførselen av modellen er avgjørende i prosessen ved å gjennomføre en FEA simulering. Det er en bred samling av materialer som forekommer i spenningsanalyseproblem, og for hvert av disse materialene finnes det en rekke ulike konstitutive modeller som beskriver materialets oppførsel. For eksempel er det mulig å modellere en komponent av standard konstruksjonsstål med isotropiske-, lineære elastiske- og temperaturuavhengige egenskaper. Dette vil antakeligvis være nok til å utføre mindre rutinemessige design. For tilfeller der hvor konstruksjonsstålet blir utsatt for større laster, eventuelt en overbelastning. Vil det være svært nyttig å vite hvordan stålet deformeres, og om materialet har tilstrekkelig duktilitet til å motstå lasten uten å få et fullstendig brudd. [28]

Lineær elastiske materialer følger Hooke's law, som med andre ord betyr at spenningen har en direkte relasjon til strekk og er hele tiden proporsjonal med hverandre. Den lineær elastiske modellen kan blant annet definere isotropiske materialegenskaper, ha gode simuleringer for mindre elastisk strekk (normalt mindre enn 5%). [28]

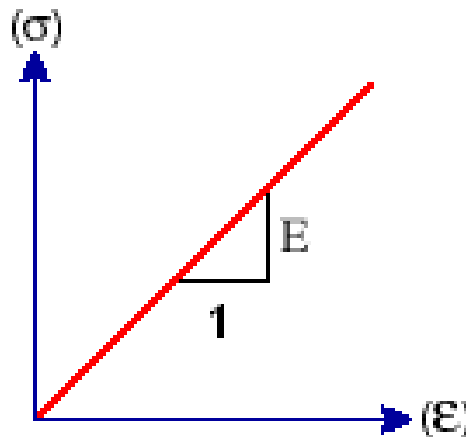
Når spenningene blir så store at materialets flytepunkt blir nådd, vil den lineær elastiske modellen opphøre. Etter at flytepunktet er nådd vil ikke deformasjonen gå tilbake til materialets utgangspunkt, det oppstår en permanent deformasjon. Plastisitetsteorier modellerer materialets mekaniske respons når det gjennomgår spenninger som overgår flytegrensen, på en duktil måte. Disse plastisitetsteoriene er mest utviklet for metaller, men de er også utviklet for blant annet jord, betong, stein, is, osv. Alle disse materialene oppfører seg ulikt. Eksempelvis vil store verdier av rent hydrostatisk trykk forårsake svært liten plastisk deformasjon i metaller, men små verdier med hydrostatisk trykk kan forårsake betydelige permanente volumendringer i eksempelvis en jordprøve. Flytegrensen til et material, er det punktet der oppførselen skifter fra elastisk til plastisk. For å nevne noen utviklede flytegrense-kriterium som også er lagt inn som er lagt inn i Solidworks simulation sine spenningsmodeller: [28]

- Tresca kriteriet, antar at materialet flyter når de maksimale skjærspenningene for et punkt i materialet under generell stresstilstand, oppnår verdien for maksimal skjærspenning når flytning inntreffer i en enakset spenningstest.
- Von Mises kriteriet, antar at flytning inntreffer når jevnføringsspenningen for et punkt i materialet under generell stresstilstand er lik jevnføringsspenningen ved begynnelsen av flytningen i en enakset spenningstest. Dette kriteriet passer best til duktile materialer, som for eksempel metall.
- Drucker-Prager kriteriet beskriver best hvordan oppførselene til geologiske materialer som vises å ha en trykkavhengig flyt.

3.8.8 Lineær og ikke-lineære analyser

Når laster er påført på en deformerbar modell, oppstår det indre krefter og reaksjoner for å kunne gjengi modellen i en likevektstilstand. En lineær analyse beregner forskyvninger, tøyninger, spenning og reaksjonskrefter under effekten av påførte belastninger. For at en lineær analyse skal være gyldig, må disse antagelsene være sanne: [28]

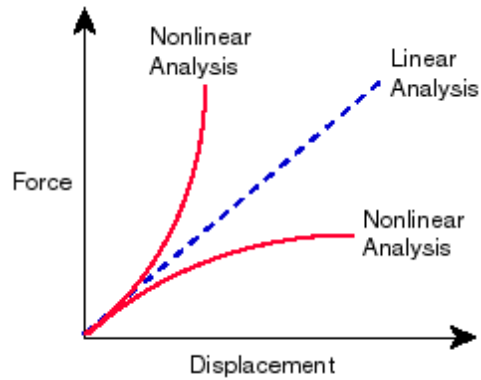
- Alle materialene i modellen har en lineær elastisk oppførsel som følger Hooke's law, der spenningene er lineær proporsjonale til strekk. Hvis lasten blir fjernet vil modellen gå tilbake til sin originale tilstand uten noen som helst deformasjon. Se Figur 3.37.



Figur 3.37 - Forholdet mellom spenning og strekk ved gitt last for en lineær oppførsel. [28]

- Deformasjonene er små i forhold til dimensjonene i modellen.
- All last påføres sakte og gradvis til de når fullstendig last. Når den fullstendige lasten er oppnådd vil lasten og retning av lasten være konstant.
- Frihetsgradene vil ikke variere eller endre under den gradvise lastpåføringen, og lasten vil heller ikke kunne endre forholdet mellom komponentene.

I en lineær analyse er det som nevnt tidligere et lineært forhold mellom de påførte lastene og responsen systemet gir. I praksis vil da for eksempel en lineær fjær som strekker seg 1 m ved en belastning på 10 N, strekke seg 2 m ved en belastning på 20 N. Dette betyr at fleksibiliteten til modellen kun trenger å beregnes en gang (ved å beregne stivhetsmatrisen, for så å invertere den). Den lineære responsen av modellen til andre lasttilfeller vil da kunne finnes ved å multiplisere vektorlastene med den inverterte stivhetsmatrisen. I tillegg vil modellens respons til ulike lasttilfeller være skalerbar med konstanter for å bestemme responsen til et helt nytt lasttilfelle, med den forutsetningen at det nye lasttilfeller er summen (eller multiplum) av tidligere lasttilfeller. Et lineært statisk resultat vil ikke være gyldig om noe av de punktene ovenfor ikke er tilfellet. Hvis dette skjer, vil forholdet mellom påførte laster og responsen til modellen bli ikke-lineære. Da må det utføres en ikke-lineær analyse for å få nøyaktige resultater som reflekterer den faktiske oppførselen av den tiltenkte modellen. I figuren under er det mulig å se en representasjon av analysetypene basert på et generalisert kraft- og forskyvningsforhold. [28]

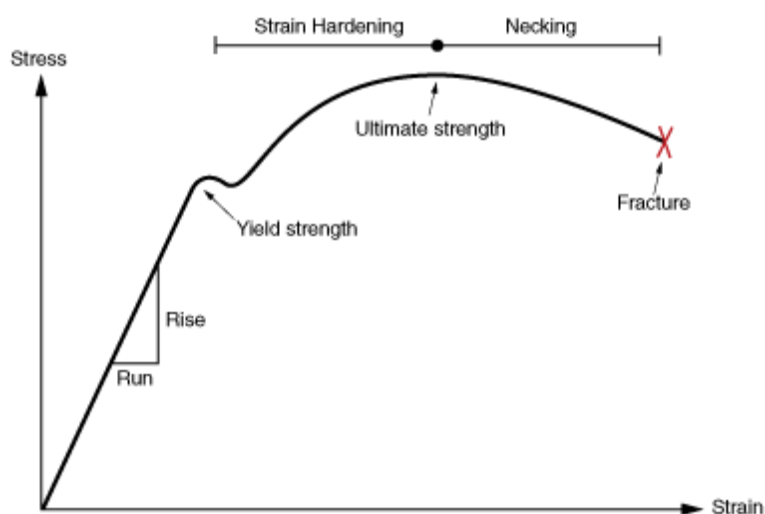


Figur 3.38 - Generalisering av kraft- og forskyvningsforhold i en lineær og ikke-lineære analyse. [28]

Om tilfeller er at forholdet mellom påført last og responsen modellen gir er ikke-lineær, må en ikke-lineær analyse gjennomføres for å få riktige resultater som bedre reflekterer modellens oppførsel. I en ikke-lineær analyse vil forholdet mellom spenningene og strekk kunne avvike. Som nevnt tidligere har de fleste metallene relativt lineært spennings og strekk forhold for lave strekkverdier. Hvis strekkrefter er større en materialets flytegrense, vil materiale respondere ikke-lineært og permanente deformasjoner vil oppstå. Det er flere faktorer som kan påvirke spennings og stress forholdet, for eksempel: [28]

- Lasthistorikk: plastisitetsproblemer
- Lastvarighet: krypanalyse, viskoelastisitet
- Temperatur: termoplastisitet

i Figur 3.39 illustreres et typisk spennings-tøyningsdiagram av et duktilt material. Der er det mulig å se at de elastiske egenskapene til materialet slutter når spenningene når flytegrensen, eller «Yield strength» som det er anvist på figuren. Når materiales flytegrense er nådd, vil det oppstå permanente deformasjoner. Videre når strekkspenningene øker vil de plastiske deformasjonene karakteriseres av fastning, innsnøring og til slutt, brudd. [28]

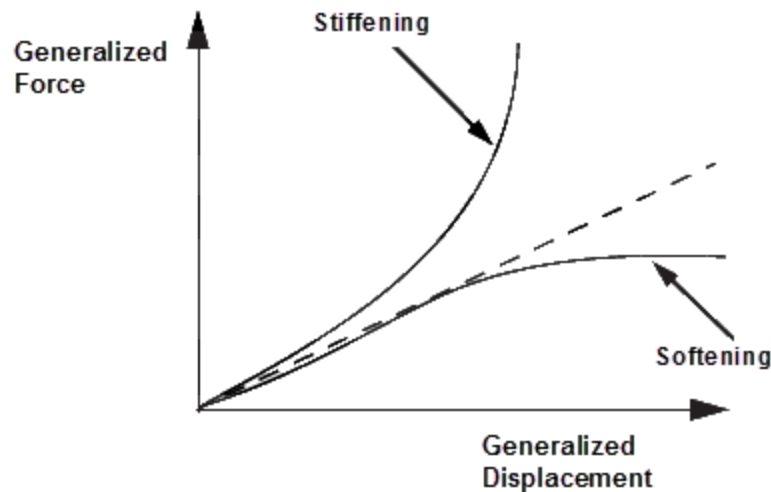


Figur 3.39 - Typisk spennings-tøyningsdiagram av et duktilt material [28]

En annen kilde til at en ikke-lineær situasjon kan oppstå, er relatert til endring i geometrien i modellen under analysen. Disse geometriske ikke-linearitetene oppstår når størrelsen på forskyvningene påvirke modellens respons. Dette kan skyldes: [28]

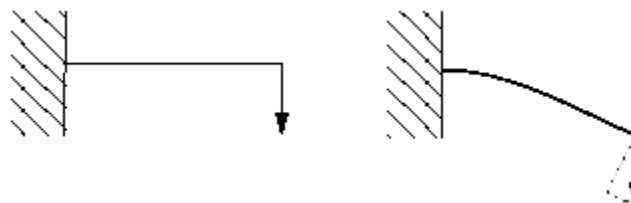
- Store nedbøyninger eller rotasjoner
- Startspenninger eller belastningsavstivning

Generelt sett, kan store forskyvninger forårsaket at modellen responderer i en avstivnings- eller mykgjørende måte som vises i Figur 3.40. [28]



Figur 3.40 - Generalisert kraft-forskyvningsdiagram for store forskyvninger [28]

Dette kan for eksempel være en utkraget bjelke som har en vertikal belastning helt i enden, som illustrert i Figur 3.41.



Figur 3.41 - Utkraget bjelke med punktlast i enden [28]

Om nedbøyningen på endepunktet er liten, vil analysen kunne betraktes som tilnærmet lineær. Dersom det viser seg at nedbøyningen i endepunktet er stor, vil formen for den utkragede bjelken forandre seg, og det samme vil stivheten. Dette kan også forårsake at lasten ikke lenger er perpendikulær som vist i Figur 3.41, som forandrer virkningen av lasten på bjelken betydelig. Når utkragerbjelken bøyer seg, kan lasten dekomponeres til en last som blir stående vinkelrett på bjelken, og en last som vil virke langs bjelken. Alt dette bidrar til en ikke-lineær respons av bjelken. Man kan forvente at store nedbøyninger og rotasjoner vil ha en betydelig effekt på hvordan strukturen håndterer laster, men forskyvningene trenger nødvendigvis ikke å være store i forhold til dimensjonene av strukturen, for at geometrisk ikke-linearitet vil være viktig. [28]

3.8.9 Kvalitetssikre Resultater

Det siste steget i FEA-prosessen involverer visualisering og tolkning av resultater. FEA-resultatene bør være kvalifisert i forhold til nøyaktighet og riktighet. Det er viktig å verifisere at resultatene er nøyaktige og oppfyller de opprinnelige designmålene for analysen. Resultatnøyaktigheten er knyttet til konvergensnivået og kvaliteten på løsningsmetoden. Det er god praksis å vurdere kvaliteten av resultatene ved å validere av modelleringsantakelser som er gjort.

Når resultatene gjennomgås: [28]

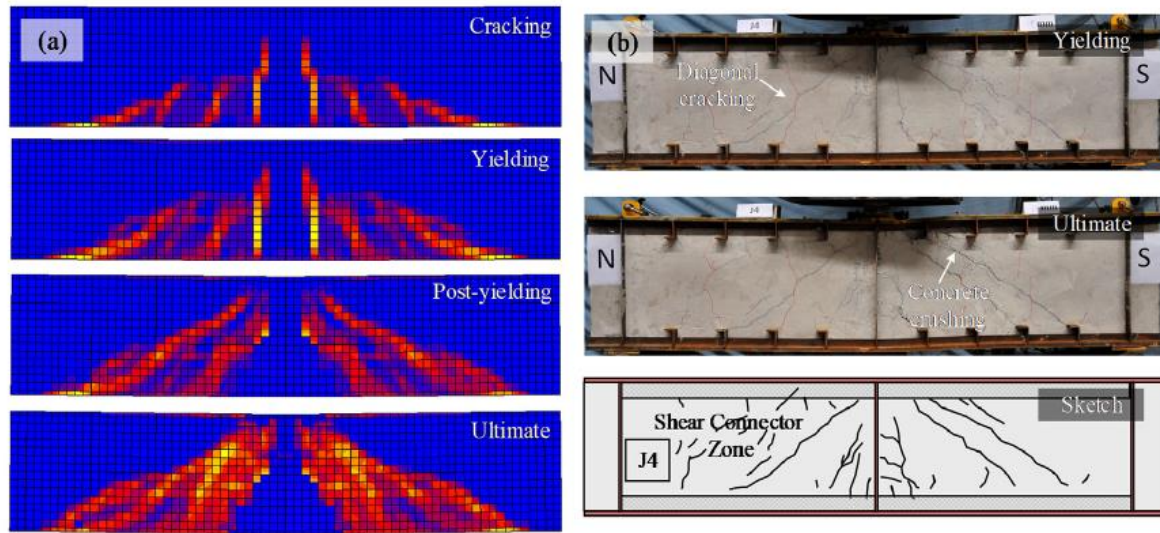
- Sjekk forskyvningsresultatene, om størrelsesorden av deformasjonene er som forventet. Uventet avvik kan være forårsaket av et ukonsekvent sett med enheter og feilaktige belastningsdefinisjoner. Om det kjøres en lineær analyse hvor deformasjonene er for store, må det vurderes å kjøre en ikke-lineær analyse istedenfor. Det må også verifiseres at den totale deformerte modellen er i samsvar med de satte grense- og belastningsbetingelsene. Hvis tilfelle er at det er noe med simuleringen som ikke virker helt som det skal, men det er for vanskelig å påpeke problemet, kan en visualisering av responsen som modellen gir ved den gradvise belastningen hjelpe.
- Sjekk spenningsresultatet, er dette også i samme størrelsesorden som forventet. Da spesielt i områder hvor det oppstår høy konsentrasjon av spenninger. Konkluder om dette er tilfelle eller om det bare skyldes dårlige kvalitet på mesh. Om så gjennomfør en lokal mesh med høyere kvalitet til konvergens av resultat nås. Det kan også skyldes ubetydelige geometriske områder som skarpe hjørner eller korte kanter. Eliminer disse om mulig. For så å verifisere at overgangen av spenningsverdiene har en relativt jevn overgang igjennom geometrien.
- Verifiser at reaksjonskreftene ved opplagerpunktene håndterer den gitte belastningen.
- Gjennomgå og kvalifiser modellantakelsene som er gjort. Dette gjelder også for de iboende forutsetningen av variabler (laster, begrensninger, materialegenskaper, element egenskaper, løsningsmetode) som er lagt inn i FEA modellen. Når resultatene tolkes, bør disse forutsetningene vurderes for å kvantifisere effekten de har på løsningen. Her er det viktig å ha en god forståelse av mekanikken til materialene, de potensielle feilene som kan oppstå i materialet, og hvilket miljø materialet faktisk er i.
- Bekreft at løsningen tilfredsstillende opprinnelige designformålet. FEA-modellen settes opp med hensyn til å oppnå noe. Det er viktig å lykkes med å få meningsfulle resultater som best tjener de opprinnelige designmålene.

3.8.10 Eksplisitt vs implisitt analyse

Ved en å bruke FEM analyseprogrammer kan man skille mellom implisitt og eksplisitt FEM-analyse. Eksplisitt FEM-analyse brukes eksempelvis for å regne ut et system ett gitt tidspunkt frem i tid. Dette kan for eksempel være simuleringen av en krasjlanding for et fly, eller en kule som slippes ned på en flate. Her er det et gitt stabilt system som virker på sin måte, og endringer vil ikke skje før systemet, eksempelvis en flate, treffes av den fallende kulen. Ved begge disse tilfellene spiller akselerasjonen og tid en rolle i beregningene. Mens for typiske beregninger av bygningsselementer og system som en bærekonstruksjon, vil det benyttes implisitt FEM-analyse. Selv det som defineres som korttidslaster på en bærekonstruksjon, som vindlast, vil ikke gi et bidrag i tid og akselerasjon som må ivaretas i beregningene. Når vinden blåser på bygget, blir denne lasten påført sakte nok til at tid og akselerasjon neglisjeres. [29]

3.8.11 Sammenligning av FEM-analyser og tester i laboratoriet

En del av rapporten bygger på tolkning av resultater oppnådd med FEM-analyse. Så fremt input og materialegenskaper er korrekt, skal i utgangspunktet FEM-analysen representere en virkelighetsnær visualisering av kraftfordeling og eventuelt brudd. Som grunnlag for denne påstanden er det undersøkt rapporter hvor nettopp fysiske tester i laboratoriet er kontrollert mot FEM-simuleringer. Figur 3.42 viser sammenligning av plot fra FEM-analyse og laboratorieforsøk for en samvirkebjelke, bygget opp som stålbjelke omstøpt av betong. Forsøket er gjort ved Tsinghua University. Resultatene viser at brudd i FEM-analysen stemte godt overens med virkeligheten. [30] [31]

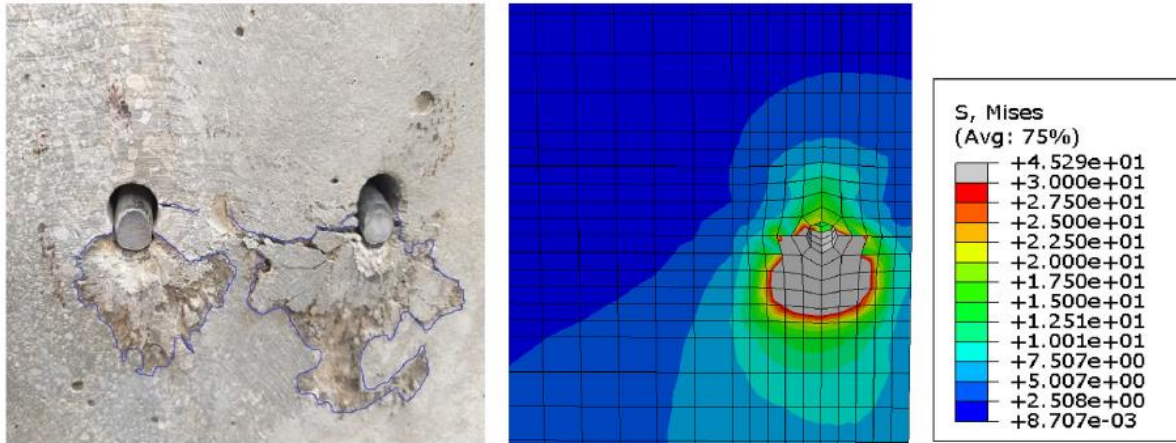


Figur 3.42 - Sammenligning av FEM-analyse og forsøk i laboratoriet [31]

Det er også undersøkt oppførsel til skjærdebyel, både for rent brudd i dybel, vist i figur 3.43, og for knusing mot betongen, vist i figur 3.44. Også dette forsøket viser at FEM-analysen samsvarer med faktiske brudd utført i laboratorie. Dette bekrefter at FEM-analysen kan, såfremt korrekt anvendt, vise veldig realistiske fremstillinger av kraftfordeling og eventuelle brudd. [32]



Figur 3.43 - Avskjæring av dybel, sammenligning FEM-analyse og forsøk [32]



Figur 3.44 - Knusing av betong, sammenligning FEM-analyse og forsøk [32]

4. FORSKERSPØRSMÅL

Forskerspørsmålet er ment å gi rapporten en konkret problemstilling, og tydeliggjøre hva rapporten tar for seg. Hovedspørsmålet som stilles i denne rapporten lyder slik:

Hvordan påvirkes bjelke-dekke forbindelsen ved å opprette et samvirke?

Med hensyn til dette forskerspørsmålet, er det videre satt tre underspørsmål som er ment å bidra til en god besvarelse av forskerspørsmålet. I henhold til de brukte metodene er dette de underspørsmålene som skal besvares:

i. Hvilke endringer i kapasitet oppnår man ved å omprosjekttere den utførte løsningen av betongdekke på stålbjelke, til en samvirkeløsning?

Her er det ønskelig å undersøke om man oppnår endringer i kapasitet ved å gjøre om den utførte konvensjonelle løsningen ved boligbygget, til en løsning med samvirke. Og om kapasitetsendringene gjør det mulig å redusere størrelsen på stålbjelken.

ii. Hvilke betydninger har det for detaljeringen av knutepunktet mellom dekket og bjelken når dette gjøres om til en samvirkekonstruksjon?

Dette underspørsmålet er ment for å undersøke hvilke detaljeringer som er nødvendig å tilføye knutepunktet for å tilfredsstille kravene til kraftoverføringene i en samvirkekonstruksjon. Detaljeringen omhandler blant annet krav til dybler, armering og betong.

iii. Hvordan påvirkes bjelkespenningene i en FEM-analyse når dimensjoneringen går fra konvensjonelle opplagte hulldekkeelementer til samvirke?

Formålet med dette underspørsmålet, er å modellere både en konvensjonell- og samvirkeløsning med like randbetingelser og betongdekke, for så å gå i dybden i spenningstilfellene som oppstår å sammenligne de ulike løsningene.

4.1 Avgrensninger

Arbeidet med rapporten tar for seg noen utvalgte fordeler og ulemper med å skape samvirke mellom betongdekke og stålbjelke, disse går i hovedsak på konstruksjonsteknikk, praktisk utførelse og materialforbruk. Selv om det blir nevnt som mulige besparelser og gevinster, og er svært relevante for den helhetlige vurderingen av løsningen, er ikke fordeler og ulemper med hensyn til miljø og økonomi vurdert i dybden. Dette er vurdert å være for omfattende temaer til å kunne gi gode svar på i denne rapporten. Kostnader for prosjektering, konstruering av stålbjelker og dekkeelementer, samt byggeplasskostnader ville vært interessante temaer å undersøke. For miljø ville en LCA-analyse med de samme parameterne satt lys på hvor bærekraftig denne løsningen er.

Dimensjonering er gjort iht. de avgrensede kontrollene i Eurokode 4, med tilhørende andre relevante Eurokoder for bl.a. stål og betong. For FEM-modellen er ikke hele bygget kontrollert og sett i sammenheng, men det er kun modellert et betongdekke opplagret på en stålbjelke. Denne isolerte modellen er tilstrekkelig for å gjennomføre de planlagte undersøkelsene. Det er kun utført beregninger med forskjellige typer HEA-bjelker, siden det er denne typen som er benyttet i prosjektet. Mindre typer I-bjelker kunne også vært en interessant innfallsvinkel for videre arbeid.

Utførelse er til dels inkludert i både diskusjon og konklusjon, men eksempelvis er ikke dimensjonering av bjelke utført med opptredende laster i en montasjefase, før samvirke er etablert.

5. CASE OG MATERIALER

For arbeidet i denne rapporten har vi vært i kontakt med Rambøll Norge, og fått innsyn i et ferdig bygget boligbygg som er oppført i Bodø. Se figur 5.1. Rambøll ønsker ikke at prosjektets navn skal henvises i rapporten. Boligbygget er prosjektert etter den mest brukte løsningen for bæresystem i mellomstore boligbygg, som er hulldekkeelementer opplagt på et bæresystem av stålbjelker og stålsøyler, i tillegg til noen prefabrikkerte skivevegger av betong. Boligbygget er ikke prosjektert som samvirkekonstruksjon, så rapporten omhandler mulig bruk av samvirke i dette prosjektet, og eventuelle gevinster det kunne gitt. [Vedlegg A]



Figur 5.1 - Utklipp av 3D-modell av boligbygg som er brukt som referanse i prosjektet [Vedlegg A]

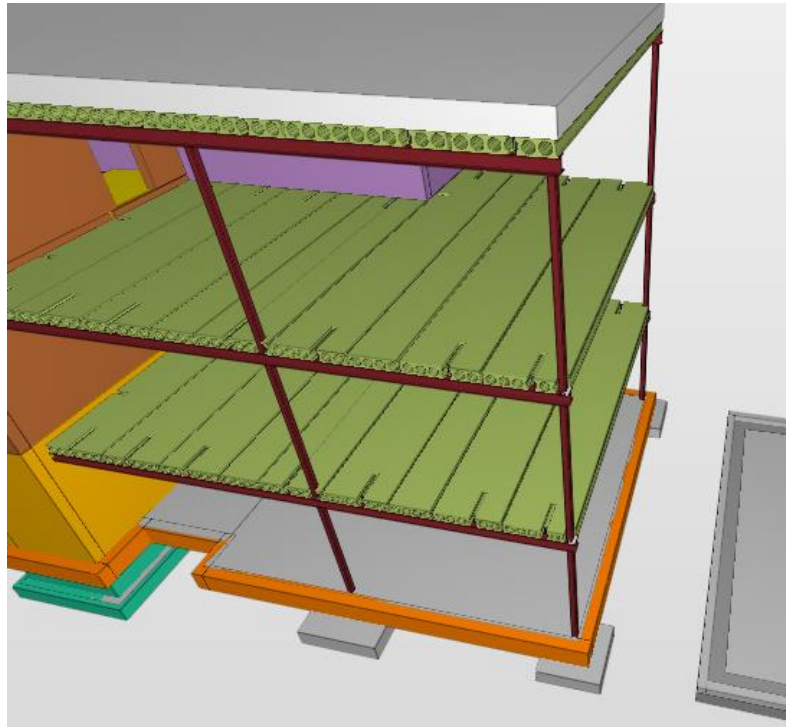
5.1 Konstruksjon

Ved dette boligbygget er det benyttet et bæresystem av H-profil stålbjelker, hulprofil stålsøyler og hulldekkeelementer. Etasjeskillene er utført som hulldekker opplagt på stålbjelker.

Stålkonstruksjonen og fundamenteringen er dimensjonert av Rambøll, som har vist sin interesse for problemstillingen i denne rapporten. Hulldekkene er dimensjonert av hulldekkeleverandørens egne rådgiverfirma. [Vedlegg A]

Bygget er tre etasjer høyt, hvor det benyttes hulldekker i alle etasjeskillene inkludert taket, som vil si at det er tre plan med hulldekker. Bygget er prosjektert med en konvensjonell dekke-bjelkeløsning, som i praksis betyr at hulldekkene er lagt opp på stålbjelken, og festet med én oppstikkende dybel for hvert hulldekkeelement. Dette gjør at betongdekket blir fungerende som en horisontalskive. Rundt denne dybelen er det en armeringsbøyle, og dette knutepunktet sørger for skjæroverføring av skivekrefter fra horisontalskiven. [Vedlegg A]

I tillegg er det noen avstivende skivevegger av prefabrickerte betongelementer i midten av bygget. Hulldekkene er her lagt opp på en stålvinkel som er innstøpt i veggene, men med samme prinsipp for dybel og armeringsbøyle. I randsonen langs stålbjelken ligger det en randarmering bestående av 2 stk. Ø12, for å ivareta randstrekket. Bygget er fundamentert på en blanding av punkt- og stripefundamenter. Horisontal avstivning tas i dekkeskivene, mens vertikal avstivning tas i prefabrickerte betongvegger. [Vedlegg A]



Figur 5.2 - Utklipp av bæresystemet til boligbygget [Vedlegg A]

Denne oppgaven tar utgangspunkt i et isolert område av etasjeskillerne for dette boligbygget, og undersøker om det ville vært fordel og evt. materialbesparelser ved å ha dimensjonert og utført dekke-bjelkeløsningen som en samvirkekonstruksjon. Hulldekkene, som er HD200 B45, vil måtte være av samme dimensjon, men ved å skape et samvirke mellom stålbjolkene, HEA200 S355, og hulldekket, kan det være mulig å øke kapasiteten til stålet, slik at man heller kunne brukt en mindre H-bjelke. [Vedlegg A]

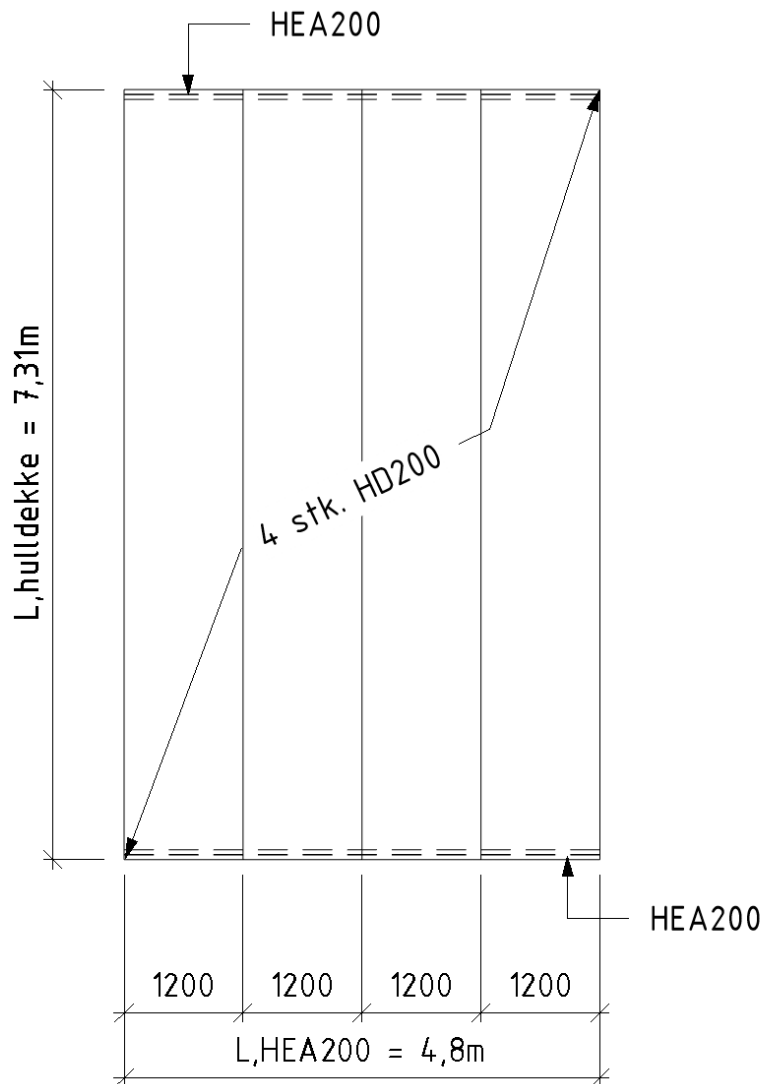
Stålbjelken er fritt opplagt i endene, ved at den ligger på klakker som er sveist til stålsøylene. Effekter som positivt moment over opplager er derfor ikke opptredende her, og bjelken dimensjoneres konvensjonelt ved å kontrollere bøyemoment, skjærkrefter og nedbøyning. Skjærkrefter kontrolleres ved opplegg siden der er her den opptredende skjærkraften er størst. Maksimalt negativt bøyemoment opptrer midt i spennet, og det er her bøyemomentkapasitet og nedbøyning kontrolleres. [Vedlegg A]

Dimensjonerende faktor for bjelken som er benyttet, HEA200, er nedbøyning. Det er i prosjektet lagt en grenseverdi for nedbøyning på $L/250$, oppgitt av Rambøll. Siden stålbjelken er 4,8m lang tilsvarer dette en tillatt nedbøyning på 16mm. Utnyttelse av skjærkraftkapasitet for bjelken er opplyst til å være ca. 20%, og utnyttelse moment nærmere 60%. [Vedlegg A]

Bjlkene har som nevnt én påsveiset dybel for hvert dekke. Det er også gjort en kontroll og vurdering fra et samvirkeperspektiv av denne faktisk prosjekterte løsningen, da disse innstøpte dyblene vil overføre en andel skjærkrefter, og er å anse som en samvirkekonstruksjon. [Vedlegg A]

5.2 Prosjekteringsgrunnlag fra Rambøll

Figur 5.3 viser en plantegning av hulldekkene, hvor målene brukt som utgangspunkt fremgår. [Vedlegg A]



Figur 5.3 - Plantegning av etasjeskiller med hulldekker og stålbjelker

Spennvidder: [Vedlegg A]

- Lengde bjelke: 4,80m
- Lengde hulldekke 7,31m

Lastdata: [Vedlegg A]

- Egenvekt HD200 ferdig fuget: 2,7k N/m²
- Påført egenlast (lettvegger osv.): 1,0 kN/m²
- Påført nyttelast, bolig: 2,0kN/m²

6. METODE

Denne rapporten har som mål å svare på forskerspørsmålet og de to underspørsmålene. For å gjøre dette på best mulig måte er det benyttet tre forskjellige metoder. Grunnlaget for å kunne diskutere og besvare forskerspørsmålet er dannet gjennom litteraturstudie av relevante standarder, forskningsartikler og faglitteratur. Dette har dannet en bred kunnskapsbakgrunn som har hjulpet med å forstå problemstillingen og måter å løse denne på. Deretter utføres det håndberegninger med bakgrunn i teorien som er fremskaffet, for å undersøke resultat og kapasitet for tre forskjellige måter å løse et dekke-bjelkesystem på. Avslutningsvis benyttes FEM-analyseprogrammet Solidworks for å utføre en avansert FEM-analyse for de ulike løsningene. Dette skaper et sammenligningsgrunnlag, både mellom de valgte løsningene, og mellom håndberegningene og FEM-analysen. Håndberegningene kan gi resultat etter forventede metoder, men samtidig fremheve mangler i tilgjengelig standardiserte beregninger og preaksepterte løsninger ved bruk av hulldekker. FEM-analysen vil gi et mer omfattende og grundig svar, men stiller store krav til kjennskap til programvaren.

I tillegg har vi sett på publiserte forskningsartikler som omhandler samvirke mellom stål og betong, og fleraksiale spenninger i stål og betong. Artikkene har bidratt med forståelse av temaet, og gitt et innblikk i andre relevante problemstillinger i forbindelse med arbeidet. Artikkene er brukt for å utvide kunnskapsbakgrunnen, og flere av dem er utført med tester i laboratoriet, hvor sammenligning av prosjekterte data og faktiske hendelser er dokumentert.

For å utføre denne oppgaven er det benyttet teori fra lærebøker og standarder som omhandler prosjektering, betong, stål og samvirkekonstruksjoner. Standardene er omfattende oppslagsverk som ivaretar nødvendige anbefalinger for alle kritiske kontroller i prosjekterings, og til dels, utførelsesfasen. Lærebøkene bygger mesteparten av sin teori på innholdet i standardene, men fremstilt på en mer pedagogisk og illustrativ måte og inneholder gjerne regneeksempler, forklarende figurer og tolkning av regler. Ut fra denne teorien er det utført håndberegninger av flere typer tverrsnitt, noe på papir, men mesteparten i Microsoft Excel, da muligheten for å endre input etter alle regler og ligninger er plottet inn, gjør det tidsbesparende og kontrollere forskjellige scenarier.

6.1 Litteraturstudie

Litteraturstudie er til stor nytte i en rapport som dette, spesielt ved å komme i gang tidlig i arbeidet med å innhente kunnskap om emnet vil det bidra til bedre forståelse og utarbeiding av forskerspørsmål, og hvordan dette kan besvares. Samvirkekonstruksjoner er ikke en konvensjonell metode å løse en bærekonstruksjon på, spesielt i boligbygg. Derfor er det noe varierende mengde stoff tilgjengelig som omhandler akkurat denne rapportens fokus.

Det er laget en egen standard for samvirkekonstruksjoner mellom stål og betong, Eurokode 4, som har blitt benyttet i stor grad for å avklare hvilke regler, muligheter og mangler som foreligger. Eurokode 4 er gjennomlest, og relevant teori er skrevet ned i teorikapitlet. Denne teorien danner grunnlaget for håndberegningene. Eurokode 4 er, som flere andre standarder, et ryddig men omfattende oppslagsverk av regler og anbefalinger. Det er derfor også blitt gjort innkjøp av fagbøker som tar for seg Eurokode 4, både ved bruk av beregningseksempler, men også med en pedagogisk fremstilling av krav og anbefalinger. Dette har bidratt til å gi en bedre forståelse av innholdet i Eurokode 4, og belyst hvilke mangler denne har når det kommer til hulldekkeelementer.

Videre har litteraturstudiet også tatt for seg relevante publikasjoner i form av forskningsartikler som er utført med fokus på hulldekker, FEM-analyser, samvirkekonstruksjoner og betong under fleraksialbelastning. For å finne relevante publikasjoner er det benyttet søk i velrenomerte databaser som Sporcle, Google Scholar, Oria og Elsevier. Publikasjoner ble funnet ved hjelp av noen kriterier som treff i utvalgte relevante søkeord, språk på norsk eller engelsk og publiseringsdato. For hver forskningsartikkel som var relevant ut fra overskrift, ble abstraktene gjennomlest. Viste abstraktet seg å omhandle relevante temaer ble konklusjon gjennomlest, før artikkelen enten ble filtrert ut eller lastet ned som relevant kilde. Alle relevante kilder ble gjennomlest, og nyttig teori ble notert.

Det har også blitt gjennomført offentliggjorte kurs, og gjennomgått forskjellige brukermanualer til Solidworks for å kunne bruke programmet på riktig måte. SolidWorks har en tilleggspakke som heter Solidworks simulation, som gjør det mulig å gjennomføre simulasjoner av modellen, både lineært og ikke-lineært. Solidworks er et omfattende program hvor det er viktig å ha kontroll på hvilke parametere man putter inn.

6.2 Håndberegninger

For å skape et sammenligningsgrunnlag med analysemodellene fra Solidworks, og for å gjøre kapasitetskontroller i henhold til gjeldende regelverk, utarbeides det håndberegninger av de forskjellige typer samvirker som denne rapporten studerer. Disse håndberegningene er gjort med kjente metoder og regler, hovedsakelig hentet fra Eurokode 4. Ved å gjøre dette, er det mulig å få en oversikt over de forskjellige kreftene som virker på de forskjellige komponentene i samvirketverrsnittet, og hvor disse kan dokumenteres med vel utprøve metoder. FEM-analysen vil gi et mer detaljert bilde av lastene og fordelingen, men grunnet analyseprogrammets omfattende mulighet for justering av parametere, er det viktig å kunne sammenligne resultatene med de resultatene som Eurokode 4 gir. Håndberegningene er viktig for å kunne svare på forskerspørsmålet til rapporten, da de skaper resultater for de forskjellige samvirkekonstruksjonene våre, med bakgrunn i veldokumenterte formler og metoder.

Beregningene er gjort hovedsakelig med anbefalinger og metoder som er listet opp i Eurokode 4. Det har også vært behov å benytte andre kjente formler fra mekanikk og statikk. Forutsetningene og formlene er listet opp i Excel, hvor Excels egne forslag til stiler er benyttet for «inndata», «beregning», «kontrollcelle» osv. Dette er gjort for å skape et ryddig ark, som det er lett å gjøre endringer i senere. Ved å linke sammen formlene på denne måten, kan inndata justeres etter hvert som flere tverrsnitt, laster og andre parametere endrer seg, og resultatene vil presenteres på en organisert måte som forenkler sammenligning.

Det er også benyttet håndberegninger for å gjøre kontroller av referansebjelken uten samvirke, altså bjelken som er benyttet i prosjektet. Denne metoden er så brukt for å undersøke utnyttelse for andre mulige tverrsnitt av H-bjelker, både for å se utnyttelsesgrader mot hverandre, men også mot samme bjelker i en samvirkekonstruksjon.

6.3 Programmer

Det har i rapporten blitt brukt flere ulike programmer, og laget visualiserende modeller. Alle modeller og figurer som ikke er henvist til en kilde, er utarbeidet selv enten i Revit eller Solidworks.

6.3.1 Solidworks simulation

Det er foretatt simuleringer i Solidworks for å gå dypere i spenningsfordeling på de enkelte konstruksjonsdelene. Solidworks gir mulighet til å gå mer i dybden i hvordan spenningene utarter seg. Dette gjør det mulig å finne ut hvordan stålbjelke, dybler og betongen oppfører seg i en samvirkekonstruksjon, når det oppstår fleraksialbelastninger. Det er relativt tunge simuleringer som gjennomføres, og krever en del kapasitet fra datamaskinen, avhengig av kompleksitet. Så framgangsmåten for å få en modell opp å gå har vært å starte med en enkel modell, for så å gjøre modellen mer kompleks etter hvert. Dette gjelder også å gjennomføre lineær analyser først, for så å øke kompleksiteten ved ikke-lineære analyser. Ved å ha en «steg for steg» framgang vil det være veldig my enklere å feilsøke eventuelle feilmeldinger. Som nevnt krever slike simuleringen mye datakapasitet, og komplekse modeller med veldig fin mesh tar mye tid, og i verstefall ikke mulig å gjennomføre. For å sikre gode resultat av simuleringen av en ferdigstilt modell, er det satt fokus på en tilnærming der hvor modellen justeres for en finere og finere mesh, helt til resultatene konvergerer. På denne måten er det mulig å få nøyaktige resultater og samtidig redusere simuleringstid.

Det er også foretatt simuleringer i dataprogrammet Solidworks simulation. Solidworks er et 3D-modelleringsprogram, ofte benyttet for presisjonsmodellering av komponenter og konstruksjonsdeler. Med simuleringsutvidelsen til Solidworks, er det mulig å foreta FEM-analyser av de modellerte konstruksjonene. Dette er gjort for å kunne illustrere og undersøke kreftene, oppførselen og kraftoverføringene detaljert i konstruksjonen og sammenkoblingen. I tillegg gir en FEM-analyse, tross noen forenklinger i modellen, et sammenligningsgrunnlag med konvensjonelle håndberegninger.

6.3.2 Ove Sletten E-bjelke

Av andre dataprogrammer er det også foretatt overslagsberegninger i dataprogrammet Ove Sletten E-bjelke, for å kontrollere utnyttet kapasitet og nedbøyning på hulldekkene. Kapasitetsberegning av hulldekkene er ikke en del av oppgaven, men oppførselen til dekket har fungert som et sammenligningsgrunnlag med FEM-modellen, for å sikre at den oppfører seg korrekt.

6.3.3 Revit

Programvaren Revit 2022 fra Autodesk er benyttet for tegning og 3D-modellering. Revit er et avansert tegneprogram, blant annet tilpasset konstruksjonsteknikere, for detaljering av konstruksjoner og generering av tegningsmateriale. Samvirkemodellen er modellert i 3D, for å visualisere armeringsføring og geometri. I tillegg er det laget forklarende detaljer tilpasset samvirketverrsnittet og utregningene i denne rapporten.

6.4 Intervju med Rambøll

For å gi arbeidet med rapporten en praktisk betydning er det foretatt intervju med Rambøll. I intervjuet ble det diskutert flere problemstillinger rundt bruk av samvirkekonstruksjoner, og det gav en forståelse av hvordan prosjekter av denne typen, medium store boligprosjekt, prosjekteres og utføres i byggebransjen i dag. Hvorfor samvirke ikke brukes i så stor grad i dag ble diskutert, og hva som eventuelt kan gjøres for å kunne benytte det i fremtidige prosjekter.

7. RESULTAT

Resultatene omhandler sammenligning av kapasitetsutnyttelse for stålbjelker i konvensjonell bjelke-dekkeløsning uten samvirke, og stålbjelker i samvirke med betongdekke. I tillegg er det undersøkt hvor stort samvirke en konvensjonell utførelse av hulldekker gir, hvor det er én skjærdebybel for hvert hulldekkeelement. Bjelkene er kontrollert med håndberegninger fra gjeldende Eurokoder og i programmet Solidworks Simulation. Hulldekkeelementer er kontrollert i Ove Sletten E-bjelke. Dimensjoner, laster og spennvidder er hentet fra et boligbygg i Bodø prosjektert av Rambøll. Dette bidrar til at beregningene og resultatene får en praktisk betydning. Målet er å finne ut om dimensjonene på stålbjelken kunne vært redusert, hvis det ble opprettet samvirke med hulldekket.

Lastutregninger, inkl. lastfaktorer vist under kap. 3.1.:

$$\text{Linjelast SLS} = \frac{7,3}{2} * (2,7 + 1,0 + 2,0) = 20,83 \text{ kN/m} \quad (7.1)$$

$$\text{Linjelast ULS} = \frac{7,3}{2} * ((2,0 * 1,5) + ((1,0 + 2,7) * 1,2)) = 27,19 \text{ kN/m} \quad (7.2)$$

$$\text{Dimensjonerende moment, } M_{Ed} = \frac{27,19 * 4,8^2}{28} = 78,32 \text{ kNm} \quad (7.3)$$

$$\text{Dimensjonerende skjærkraft, } V_{Ed} = \frac{27,19 * 4,8}{2} = 65,26 \text{ kN} \quad (7.4)$$

7.1 Referansebjelke

For å kunne sammenligne resultater er det gjort kontrollberegninger av referansebjelken, den originalt prosjekterte HEA200 stålbjelken som ble benyttet i prosjektet. Beregningene er utført som håndberegninger etter Eurokode 3 og FEM-analyser i Solidworks Simulation. Dette ble gjort for å sammenligne kapasitetsutnyttelser til bjelken med oppgitte data fra Rambøll, og for å kontrollere eventuelle forskjeller mellom håndberegninger etter Eurokode og FEM-analyse.

7.1.1 Kontrollberegninger

Kapasitet av bjelken er kontrollert med hensyn til skjær, moment og nedbøyning. Nedbøyning er oppgitt av Rambøll til å være dimensjonerende faktor. Momentkapasitet er dimensjonert etter Eurokode 3, 6.2.5, skjær etter Eurokode 3 6.2.6 og nedbøyning etter formel for nedbøyning. Bjelken er av stålkaritet S355, spennet er 4,8m og den er dimensjonert som fritt opplagt. Det er ikke hensyntatt eventuell virkning fra påsveiste dybler ved denne kontrollberegningen. Prinsipp for lastpåkjenning for begge beregningene er en påført linjelast, sentrisk over steget. Tabell 7.1 angir motstandsmoment om sterk akse for H-bjelkene som skal kontrolleres.

Bjelke	Motstandsmoment om sterk akse
HEA200	429,5
HEA180	324,9
HEA160	245,1
HEA140	173,5
HEA120	119,5
HEA100	83,01

Tabell 7.1 - Motstandsmoment om sterk akse for H-bjelker [33] [33]

Det brukes kun stål av kvalitet S355, som vil si at $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$. Partialfaktor for tverrsnittskapasitet, γ_{M0} , er oppgitt i Eurokode 3 for å være 1,00, mens i det nasjonale tillegget er denne justert til 1,05, og det er denne verdien som er lagt til grunn i beregningene i denne rapporten.

Kontroll av momentkapasitet:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.5)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{429,5 \cdot 355}{1,05} = 145,21 \text{ kNm} \quad (7.6)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{78,32}{145,21} = 0,539 < 1,0 = OK \quad (7.7)$$

Kontroll av skjærkapasitet:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (7.8)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1805 \cdot \left(\frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 352,33 \text{ kN} \quad (7.9)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{65,26}{352,33} = 0,186 < 1,0 = OK \quad (7.10)$$

Kontroll av nedbøyning:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (7.11)$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{20,83 \text{ kN}}{210000 \text{ MPa} \cdot 3692 \text{ cm}^4} = 18,57 \text{ mm} = \frac{L}{258} = OK \quad (7.12)$$

HEA200	Oppgitt fra Rambøll	Håndberegninger
Utnyttelse skjær i %	18	18
Utnyttelse moment i %	54	54
Nedbøyning i mm – L/?	18,6 – L/258	18,6 – L/258

Tabell 7.2 - Sammenligning av oppgitte utnyttelser, håndberegning og FEM-analyse

Som vist i tabellen over, er det ingen forskjell i verdier for skjær og nedbøyning mellom håndberegninger og de oppgitte tallene fra Rambøll.

Det er i tillegg gjort kontroll med håndberegninger for alle H-bjelker mellom HEA100 og HEA180. Utregningene er gjort med samme ligninger som for HEA 200, og alle beregningene er gjort på samme måte, uten samvirke, for å finne referanseverdier og sammenligningsgrunnlag for utnyttelse av kapasitet.

	HEA180	HEA160	HEA140	HEA120	HEA100
Utnyttelse skjær i %	23,0	27,3	33,1	39,7	44,5
Utnyttelse moment i %	71,3	94,5	133,5	193,8	279,1
Nedbøyning i mm - L/?	27 – L/176	41 – L/117	66 – L/72	113 – L/42	196 – L/24

Tabell 7.3 - Utnyttelser for HEA180 – HEA100

Som vist i tabellen over har både HEA180 og HEA160 kapasitet mot skjær og moment, men nedbøyningen overskrider tillatte verdier, og blir derfor dimensjonerende.

7.1.2 Grad av skjærforbindelse I utført løsning

Som beskrevet i delkapittel 3.4.1, utføres typisk hulldekker på stålbjelker med én dybel for hvert element, som skal overføre skjærkrefter for horisontalskiva, og for å sikre fastholding av elementet. Dette er i utgangspunktet starten på en samvirkekonstruksjon, og det er derfor valgt å utføre kontroll av denne løsningen, for å se hvordan den mottas av regelverket i Eurokode 4.

Dimensjonerende skjærkraft mellom betong og stål, $V_{L,Ed}$, er for dette tilfellet, med betong B45 og HEA200 S355, beregnet til 1818,95kN. Dette er funnet etter regelen:

$$V_{L,Ed} = \min \{N_{cf}; N_{pla}\} \quad (7.13)$$

N_{cf} er betongens kapasitet uttrykt med effektiv bredde, høyde på betongtverrsnitt og trykkfasthet, f_{cd} , mens N_{pla} er stålprofilets kapasitet, uttrykt ved arealet til tverrsnittet og stålqualitet, f_{yd} .

$$N_{cf} = 3102,9kN \quad (7.14)$$

$$N_{pla} = 1819,0kN \quad (7.15)$$

Dimensjonerende skjærkraft, $N_{pla} = 1819\text{kN}$ deles på kapasiteten til hver dybel, som i dette tilfellet er $71,9\text{kN}$. Dette gir et krav til 25,3 dybler for å overføre hele skjærkraften, og oppnå fullt samvirke. Dette rundes opp til 26 stk. dybler, og er beregnet for bjelkelengde/2, som vil si totalt 52 dybler er nødvendig for hele bjelkelengden. Opprinnelig utført bjelke har 4 dybler på hele bjelken.

$$\frac{4}{52} = 0,077 = 7,7\% \quad (7.16)$$

Utført løsning havner kun på 7,7% skjærforbindelse. Eurokode 4 har regelverk for delvis skjærforbindelse, men med et krav om at det minst oppnås 40% skjærforbindelse. I tillegg gir fire dybler for hele bjelkelengden en senteravstand på 1200mm, mens Eurokode 4 har angitt maksimalt anbefalt senteravstand til å være 800mm.

Kravene for samvirke iht. Eurokode 4 er følgelig ikke oppfylt, og det er derfor ikke tatt ytterligere kapasitetsberegninger med håndberegninger for dette tilfellet.

7.2 Håndberegninger etter Eurokode 4

Referansebjelke i dette prosjektet er en HEA200. Utgangspunktet for denne rapporten er å undersøke om gevinstene med å skape et samvirke er så store, at det er mulig å redusere bjelketverrsnittet til en mindre bjelke. Beregningene er gjort etter de anbefalte metodene og kontrollene i Eurokode 4, listet opp i vedlagte regneark **HUSK Å HENVIS TE VEDLEGG X**, og hvor deler av utregningen er listet opp i rapporten. Regnearket gjør det mulig å endre på dimensjoner, geometri eller materialkvaliteter uten å måtte sette opp hele regnestykket på nytt, og har derfor vært et nyttig verktøy for å kontrollere utnyttelser til forskjellige tverrsnitt og materialkvaliteter. Som utgangspunkt er minste mulige H-bjelke, HEA100, benyttet i beregningene.

7.2.1 Klassifisering av tverrsnitt

For videre dimensjonering er klassifisering av tverrsnittet til H-bjelmene utført. Det er gjort tverrsnittsklassifisering av ønsket bjelkestørrelse, HEA100. Grenseverdi for trykkpåkjent stålfens til tverrsnittsklasse 1, er gitt ved:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon \quad (7.17)$$

$$c = \frac{b_a - t_w - 2 * r}{2} = \frac{96 - 5 - 2 * 12}{2} = 35,50 \quad (7.18)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad (7.19)$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{35,50}{8} \leq 9 * \varepsilon = 9 * 0,81 \quad (7.20)$$

$$4,44 \leq 7,32 = OK \quad (7.21)$$

Trykkpåkjent flens til stålbjelken er godt innenfor kravet for tverrsnittsklasse 1. Videre undersøkes kravet for steget:

$$\frac{c}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \quad (7.22)$$

$$c = h_a - 2 * t_f - 2 * r = 100 - 2 * 8 - 2 * 12 = 56 \quad (7.23)$$

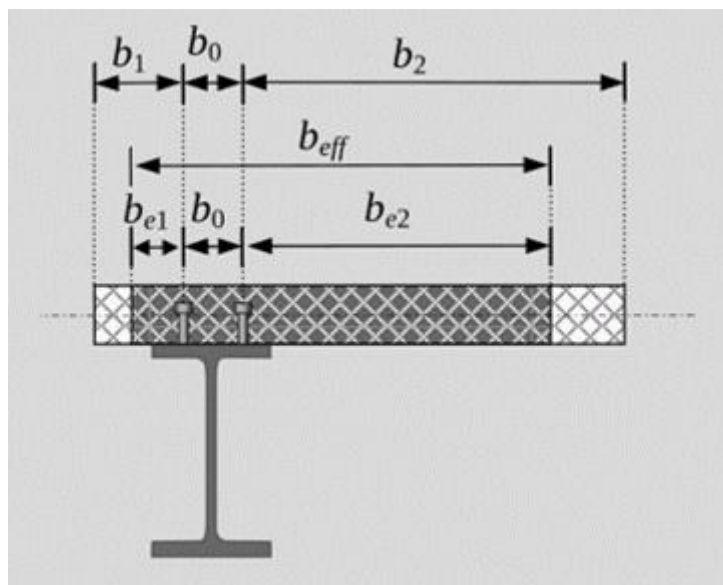
$$\frac{c}{t_w} = \frac{56}{5} \leq 72 * \varepsilon = 72 * 0,81 \quad (7.24)$$

$$11,20 \leq 58,58 = OK \quad (7.25)$$

Steget på stålbjelken er også godt innenfor kravet til tverrsnittsklasse 1, og tverrsnittet til stålbjelken er derfor bekreftet å være i tverrsnittsklasse 1.

7.2.2 Effektiv bredde

Det første som gjøres er å bestemme effektivt betongareal over stålbjelken. Siden dette prosjektet benytter hulldekker, vil dette si arealet av kanaler som må støpes ut. Utstøpingen er nødvendig for at hulldekket skal få et massivt betongtverrsnitt som klarer å overføre kreftene på tvers av hulldekkeelementene.



Figur 7.1 - Forklaring for utregning av effektiv bredde av betongen

Gitt spennvidder og dimensjoner på stålbjelke, kan følgende dimensjoner finnes ved hjelp av figur 7.1:

Område	Benevning	Lengde
Avstand mellom dybelrader	b_0	0,0m
Avstand fra senter dybel til YK betongdekke	b_1	0,05m
Avstand fra senter dybel til senter betongdekke ($L_{\text{betongdekke}} / 2$)	b_2	3,66m

Tabell 7.4 - Verdier for b_0 , b_1 og b_2

Effektiv bredde bestemmes ut fra formelen:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 * b_{e1} + \beta_2 * b_{e2} \quad (7.26)$$

b_{e1} og b_{e2} i formelen over er den minste verdien av avlest b_1 fra tabell 7.4 og b_{e1} beregnet iht. ligning 7.29. Ligning 7.29 benytter L_e , som er den reduserte lengden av stålbjelken:

$$L_e = 0,85 * L \quad (7.27)$$

$$L_e = 0,85 * 4,8m = 4,08m \quad (7.28)$$

Deretter bestemmes b_{e1} og b_{e2} :

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \quad (7.29)$$

$$b_{ei} = \frac{4,08}{8} = 0,51m \quad (7.30)$$

$$b_1 = 0,05m < b_{e1} 0,51m \quad (7.31)$$

$$b_{e1} = 0,05m \quad (7.32)$$

$$b_2 = 3,66mm > b_{e2} 0,51m \quad (7.33)$$

$$b_{e2} = 0,51m \quad (7.34)$$

Videre er β_i gitt av følgende ligning:

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \frac{l_e}{b_{ei}}\right) \leq 1,0 \quad (7.35)$$

$$\beta_1 = \left(0,55 + 0,025 \frac{4,8}{0,05}\right) = 2,59 > 1,0 \quad (7.36)$$

$$\beta_1 = 1,0 \quad (7.37)$$

$$\beta_2 = \left(0,55 + 0,025 \frac{4,8}{0,51}\right) = 0,75 < 1,0 \quad (7.38)$$

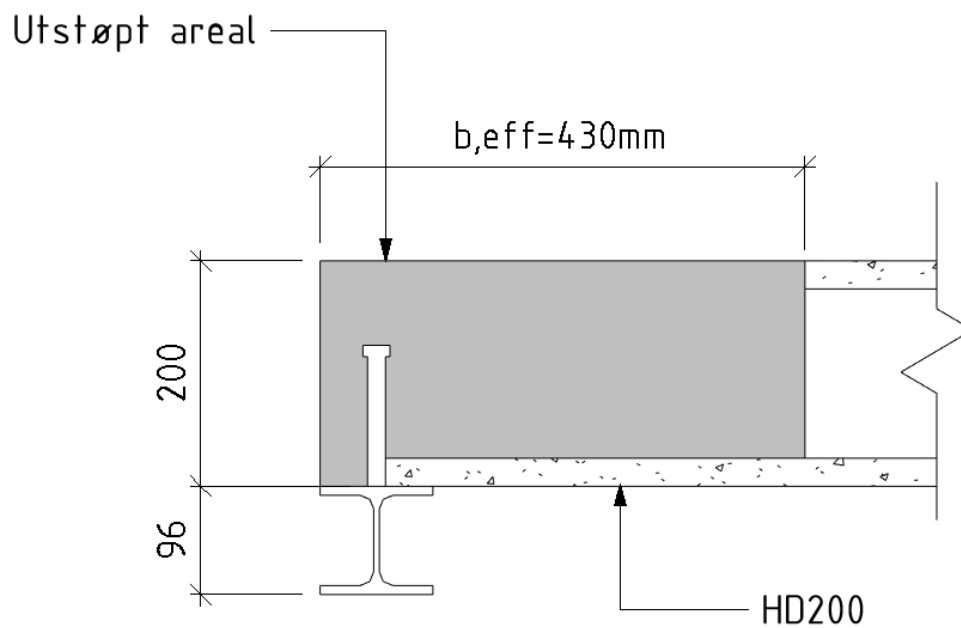
$$\beta_2 = 0,75 \quad (7.39)$$

Da kan hele b_{eff} regnes ut:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 * b_{e1} + \beta_2 * b_{e2} \quad (7.40)$$

$$b_{eff} = 0 + 1,0 * 0,05 + 0,75 * 0,51 = 0,43m \quad (7.41)$$

0,43m er effektiv bredde, og derfor avstanden fra YK dekke og så langt som kanalene i hulldekke må støpes ut, som vist på figur 7.2.



Figur 7.2 - Illustrering av b_{eff}

Ekstra egenlast som følge av utstøpte kanaler er ikke inkludert i beregningene. Oppgitt last på $2,7\text{kN/m}^2$ i egenlast for hulldekket er allerede inkludert utstøping av én sliss samt noe avrundet oppover.

7.2.3 Grad av skjærforbindelse

Grunnet ønske om å gå mest mulig ned i størrelse på stålbjelen, ble grad av skjærforbindelse i dette tilfellet satt til full skjærforbindelse. Her er skjærkraft mellom betongdekke og stålbjelke vurdert mot kapasitet på dybler. Dimensjonerende skjærkraft mellom betong og stål, $V_{L,Ed}$, er for en HEA100 og betong B45, beregnet til $716,76\text{kN}$. Dette er funnet etter regelen:

$$V_{L,Ed} = \min \{N_{cf}; N_{pla}\} \quad (7.42)$$

N_{cf} er betongens kapasitet uttrykt med effektiv bredde, høyde på betongtverrsnitt og trykkfasthet, f_{cd} , mens N_{pla} er stålprofilens kapasitet, uttrykt ved arealet til tverrsnittet og stålqualitet, f_{yd} .

$$N_{cf} = b_{eff} * h_c * f_{cd} = 0,43\text{m} * 0,2\text{m} * 25,5\text{Nmm}^2 = 2205,8\text{kN} \quad (7.43)$$

$$N_{pl,a} = \frac{A_a * f_{yd}}{\gamma_{m0}} = \frac{38,77\text{cm}^2 * 35,5\text{N/cm}^2}{1,05} = 716,8\text{kN} \quad (7.44)$$

$$N_{cf} = 2205,8\text{kN} \quad (7.45)$$

$$N_{pl,a} = 716,8\text{kN} \quad (7.46)$$

Dimensjonerende skjærkraft, $N_{pla} = 716,8\text{kN}$ deles på kapasiteten til hver dybel, som i dette tilfellet er $71,9\text{kN}$. Dette gir et krav til 9,97 dybler for å overføre hele skjærkraften, og oppnå fullt samvirke. Dette rundes opp til 10 stk. dybler, og er beregnet for bjelkelengde/2. Dette gir følgende senteravstand, e_L :

$$e_L = \frac{\frac{L}{2}}{n_{dybler}} = \frac{\frac{4800\text{mm}}{2}}{10} = 240\text{mm} \quad (7.47)$$

Senteravstand mellom dyblene på 240mm tilfredsstiller alle kravene til senteravstand gitt i Eurokode 4, beskrevet i delkapittel 3.6.10.

7.2.4 Skjærkraftkapasitet

Skjærkraftkapasitet beregnes i første omgang kun for stålbjelken alene, og bidraget fra betongen neglisjeres så fremt kapasitetsutnyttelsen til kun stålbjelken er under 50%. Som regnet ut i delkapittel 7.1.1, er skjærkraftkapasiteten til alle H-bjelker, helt ned til HEA100, beregnet til å være under 50%:

	HEA180	HEA160	HEA140	HEA120	HEA100
Utnyttelse skjær i %	23,0	27,3	33,1	39,7	44,5

Tabell 7.5 - Skjærutnyttelse for HEA180 – HEA100

Siden alle bjelkestørrelsene til H-bjelker mindre enn HEA200, altså HEA100 til HEA180, tilfredsstiller kravet om skjærkraftkapasitet, er det ikke behov for ytterligere kontroll av skjærkraftkapasitet til samvirketverrsnittet med medvirkning av kapasiteten til betongen.

7.2.5 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til samvirketverrsnittet regnes ut midt i bjelkens lengde, der hvor det opptredende positive bøyemomentet er høyest. Bjelken i dette tilfellet er fritt opplagt, som vil si at det ikke er områder med momentopplagring eller negativt bøyemoment. Som spesifisert under kap. 7.1 er dimensjonerende bøyemoment midt i spennet 78,3kNm i bruddgrensetilstand. Det er denne verdien som legges til grunn for kontroll mot kapasiteten til samvirketverrsnittet.

Hvis $N_{c,f}$ – betongens kapasitet mot normalkrefter, er større enn $N_{pl,a}$ – stålbjelkens kapasitet mot normalkrefter, ligger nøytralaksen i betongverrsnittet.

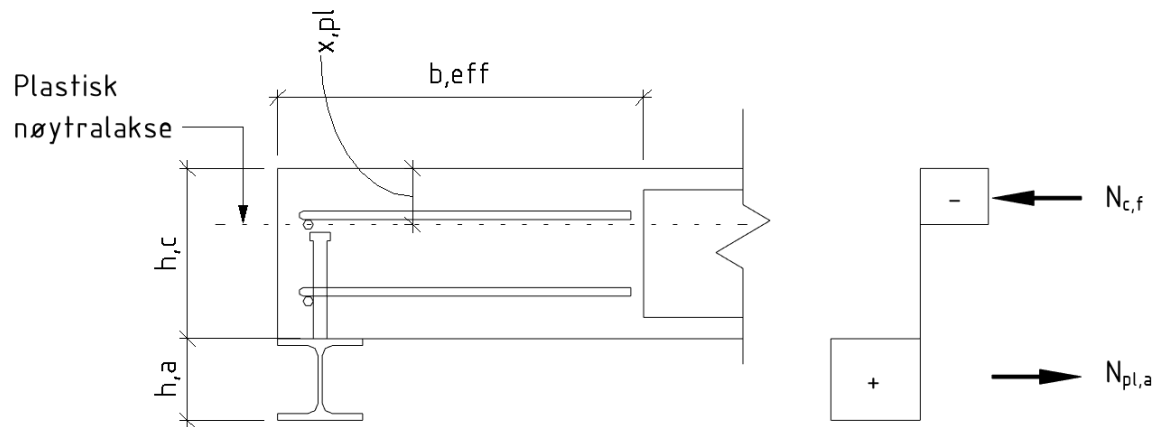
$$N_{pl,a} < N_{c,f} \quad (7.48)$$

$$716,8\text{kN} < 2205,8\text{kN}$$

Dette viser at nøytralaksen ligger i betongdelen av samvirketverrsnittet. Ved å dele stålbjelkens kapasitet på normalkrefter for betongens effektive bredde multiplisert med trykkfastheten, fremkommer plassering av nøytralaksen uttrykt ved x_{pl} , som er avstanden mellom den plastiske nøytralaksen og den høyest trykkpåkjennte fiberen i betongen, altså som midt i spennet med negativt moment vil si fra overkanten av betongen.

$$x_{pl} = \frac{N_{pl,a}}{b_{eff} * f_{cd}} \quad (7.49)$$

$$x_{pl} = \frac{716,76}{0,43 * 25,5} = 6,58\text{cm} \quad (7.50)$$



Figur 7.3 - Tegnforklaring for samvirketverrsnitt ved utregning av momentkapasitet

Momentkapasiteten til samvirketverrsnittet er da gitt ved uttrykket:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a}(0,5h_a + h_c + h_p - 0,5x_{pl}) \quad (7.51)$$

$$M_{pl,Rd} = 716,76 * (0,5 * 96 + 200 + 0 - 0,5 * 68,58) * 10^{-3} = 154,17kNm \quad (7.52)$$

Dimensjonerende bøyemoment delt på bøyemomentkapasiteten til tverrsnittet gir:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{p,Rd}} = \frac{78,32}{154,71} = 0,508 < 1,0 = OK \quad (7.53)$$

Den siste kontrollen av momentkapasiteten til samvirketverrsnittet, er for å oppfylle kravet om plassering av dybler. Eurokode 4, 6.6.1.3, sier at dybler kan plasseres med konstant avstand over hele bjelkelengden, såfremt alle 3 kriteriene, spesifisert under delkapittel 3.6.6, er oppfylte:

- Alle kritiske tverrsnitt er i tverrsnittsklasse 1 eller 2 = OK
- Grad av skjærforbindelse er iht. Eurokode 4, 6.6.1.2 = OK
- Plastisk kapasitet av tverrsnittet ikke overskrider 2,5 gang plastisk kapasitet av stålbjelken

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} \leq 2,5 \quad (7.54)$$

$M_{pl,Rd}$, momentkapasitet til samvirketverrsnittet, er allerede funnet ut å være 154,17 kNm. Mens $M_{pl,a,Rd}$, momentkapasitet til HEA100 stålbjelken alene, må regnes ut.

$$M_{pl,a,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_{yd}}{\gamma_{m0}} \quad (7.55)$$

$$M_{pl,a,Rd} = \frac{83,01 \cdot \frac{35,5}{100}}{1,05} = 28,07 \text{ kNm} \quad (7.56)$$

Dette gir:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{154,71}{28,07} = 5,49 > 2,5 = \text{ikke OK} \quad (7.57)$$

Siden alle 3 kriteriene ikke er oppfylt, kan ikke dyblene plasseres med lik senteravstand over hele bjelken, og det er derfor nødvendig å foreta en ekstra detaljert kontroll av skjærforbindelsen.

7.2.6 Detaljering av skjærforbindelsen

Siden momentkapasiteten til samvirketverrsnittet er større enn 2,5 ganger momentkapasiteten til stålbjelken alene, må det utføres en detaljert beregning for utforming av skjærforbindelsen. Dette gjøres ved å dimensjonere dyblene etter langsgående skjær bestemt av elastisitetsteori. Her benyttes en redusert verdi for betongens kapasitet mot normalkrefter, $redN_c$ beregnet ut fra forholdet av dimensjonerende moment delt på momentkapasitet:

$$redN_c = N_c \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad (7.58)$$

$$redN_c = 716,76 \frac{78,32}{154,47} = 363,41 \text{ kN} \quad (7.59)$$

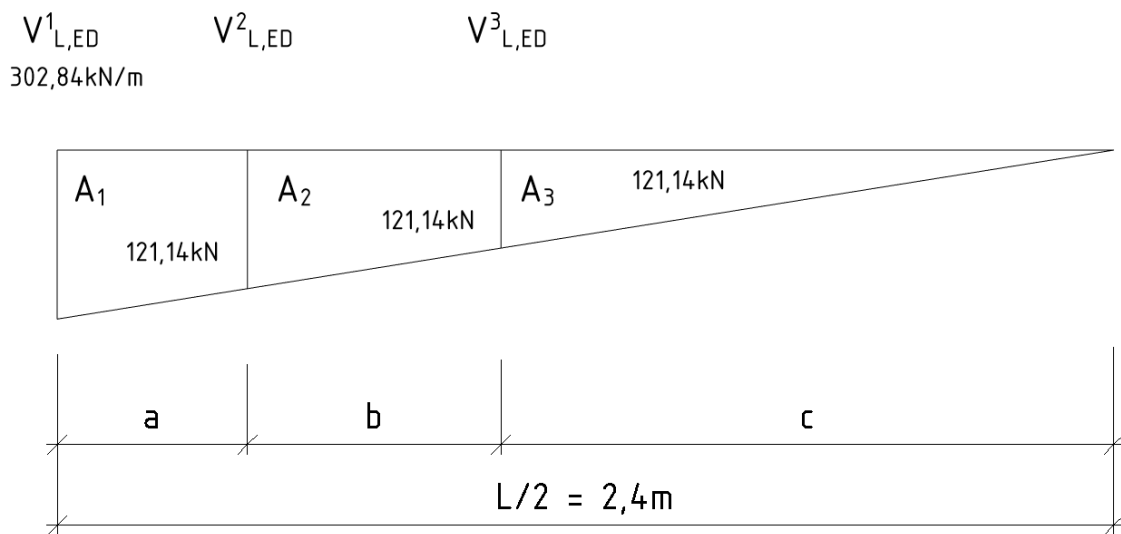
Som vist under delkapittel 3.6.9, er skjærkraftdiagrammet er triangulært mellom opplegg og midten av bjelken, og delt inn i tre arealer A_1 , A_2 og A_3 , som alle har lik spenning.

$$A_1 = A_2 = A_3 = \frac{redN_c}{3} = \frac{363,41}{3} = 121,14 \text{ kN} \quad (7.60)$$

$V_{L,Ed}^1$ regnes ut først:

$$V_{L,Ed}^1 = \frac{2 \cdot redN_c}{L/2} = \frac{2 \cdot 363,41}{4,8/2} = 302,84 \text{ kN/m} \quad (7.61)$$

Foreløpig er følgende regnet ut, vist i figur 7.4:



Figur 7.4 - Inndeling av arealet av skjærkrefter

Deretter snur man formler for å finne resterende verdier, og bytter ut $b + c$ med x :

$$\frac{V_{L,Ed}^2 \cdot (b+c)}{2} = A_2 + A_3 \quad (7.62)$$

$$V_{L,Ed}^2 \cdot x = 2 \cdot (121,14 + 121,14) = 484,55 \quad (7.63)$$

$$V_{L,Ed}^1 \cdot V_{L,Ed}^2 = (a + x) \cdot x \quad (7.64)$$

$$(a + x) = 2,4 \quad (7.65)$$

$$V_{L,Ed}^1 \cdot x = 2,4 \cdot V_{L,Ed}^2 \quad (7.66)$$

Ved å slå sammen ligning 7.63 og 7.60 får vi:

$$V_{L,Ed}^2 \cdot \left(\frac{2,4 \cdot V_{L,Ed}^2}{V_{L,Ed}^1} \right) = 484,55 \quad (7.67)$$

$$V_{L,Ed}^2 \cdot \left(\frac{2,4 \cdot V_{L,Ed}^2}{302,84} \right) = 484,55 \quad (7.68)$$

$$V_{L,Ed}^2 = \sqrt{\frac{484,55 \cdot 302,84}{2,4}} = 247,27 \text{ kN/m} \quad (7.69)$$

Ved å snu formel under for a , finner vi lengden til område A_1 :

$$(V_{L,Ed}^1 - V_{L,Ed}^2) * \frac{a}{2} + V_{L,Ed}^2 * a = A_1 \quad (7.70)$$

$$(302,84 - 247,27) * \frac{a}{2} + 247,27 * a = 121,14 \quad (7.71)$$

$$a = 0,44m \quad (7.72)$$

0,44 (avrundet) tilsvarer 18% av halve bjelkens lengde, 2,4m. Samme fremgangsmåte er benyttet for å finne at:

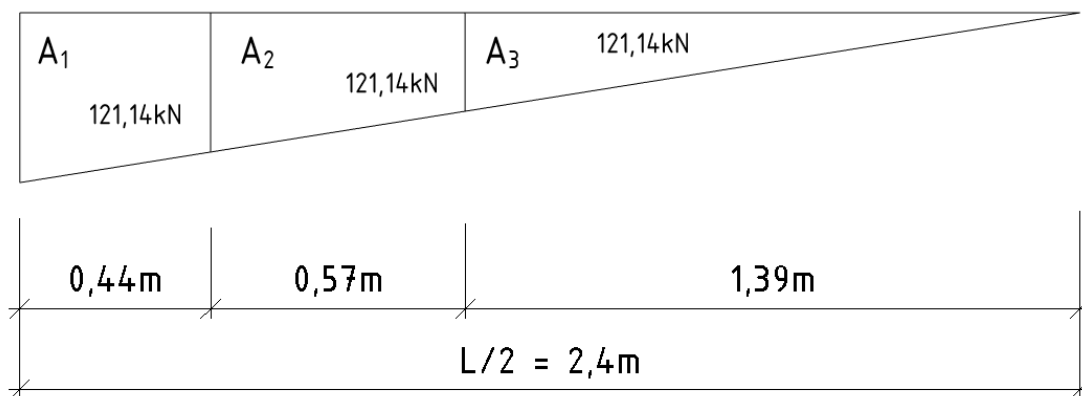
$$V_{L,Ed}^3 = 174,85 \quad (7.73)$$

$$b = 0,57m \quad (7.74)$$

$$c = 1,39m \quad (7.75)$$

Og skjærkraftdiagrammet blir seende slik ut:

$V_{L,ED}^1$	$V_{L,ED}^2$	$V_{L,ED}^3$
303kN/m	247kN/m	175kN/m



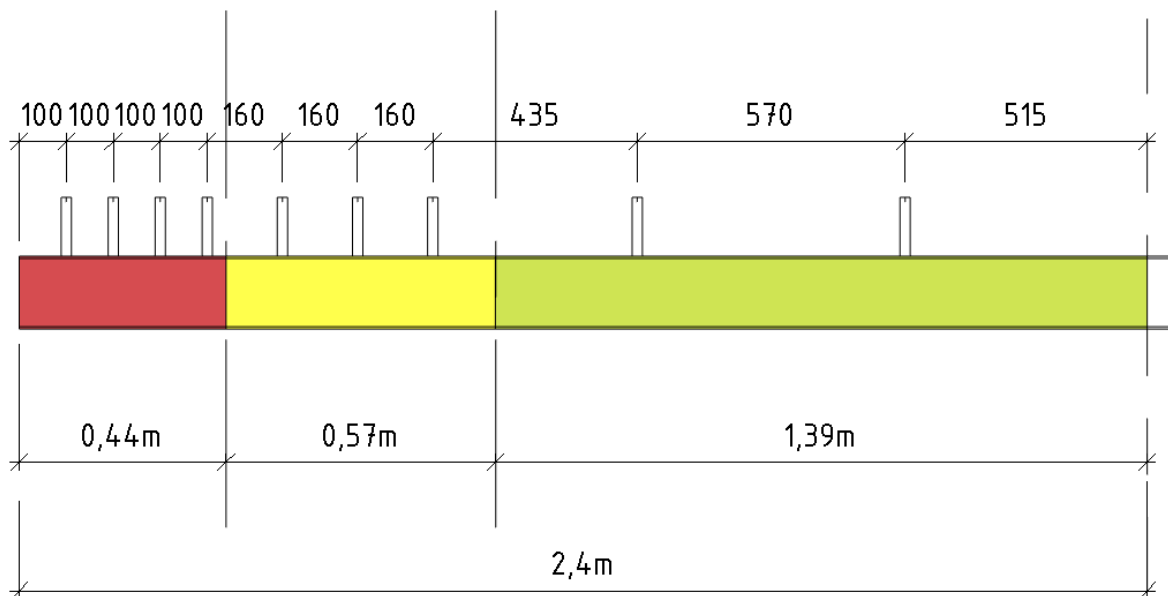
Figur 7.5 - Målsatt inndeling av arealet av skjærkrefter

Videre deles dimensjonerende skjærkraft på kapasiteten til dyblene, for så å dele antall dybler på lengden til området. Det gir følgende resultater:

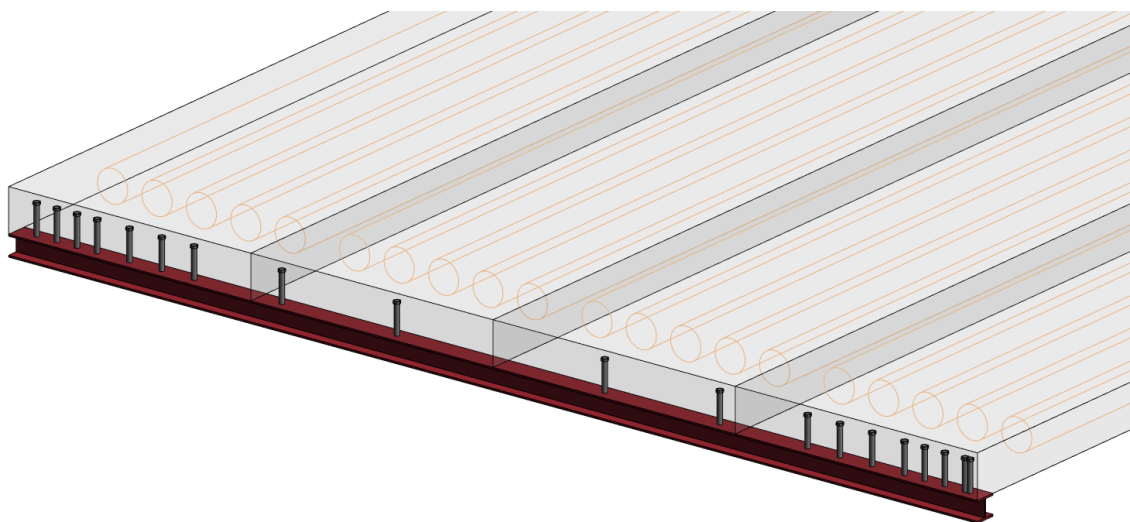
Område	Langsgående skjærkraft	Lengde område	Kapasitet dybel	Nødvendig antall dybler	Maksimal senteravstand
A ₁	303 kN/m	0,44m	71,9kN	4	103mm
A ₂	247 kN/m	0,57m	71,9kN	3	167mm
A ₃	175 kN/m	1,39m	71,9kN	2	572mm

Tabell 7.6 - Utregning antall dybler og senteravstand

Figur 7.6 viser valgt plassering og senteravstand for dyblene. Figur 7.7 viser dybelplassering i 3D. Grunnet krav om minimumsavstand på 6xd for ytterste dybel, er de fire dyblene i område A₁ plassert slik de er.



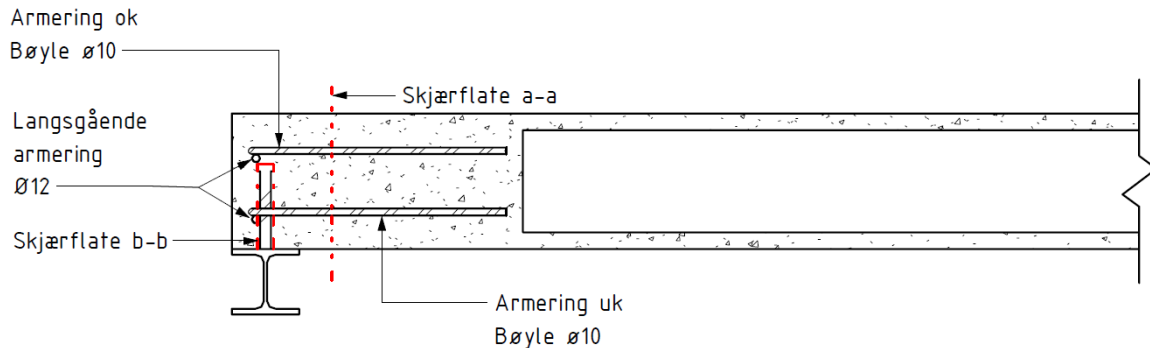
Figur 7.6 - Oppriss stålbjelke med plassering av dybler



Figur 7.7 - Plassering av dybler langs bjelken i 3D

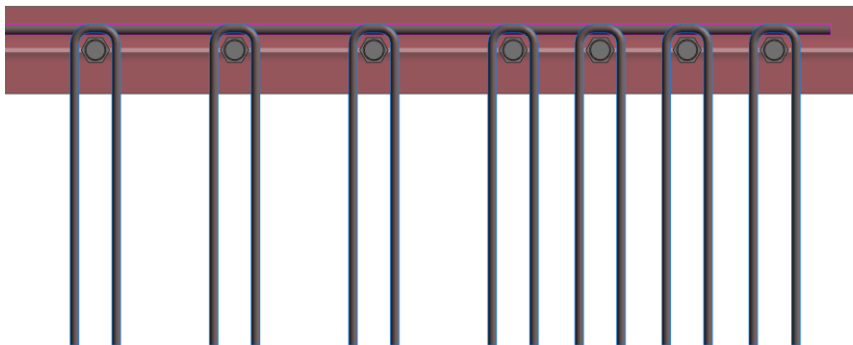
7.2.7 Kontroll av armering

Kontroll av tverrarmeringen gjøres for snitt a-a og b-b på figur 7.8. Dette for å sikre at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet mot skjærkrefter i betongen langs bjelken.

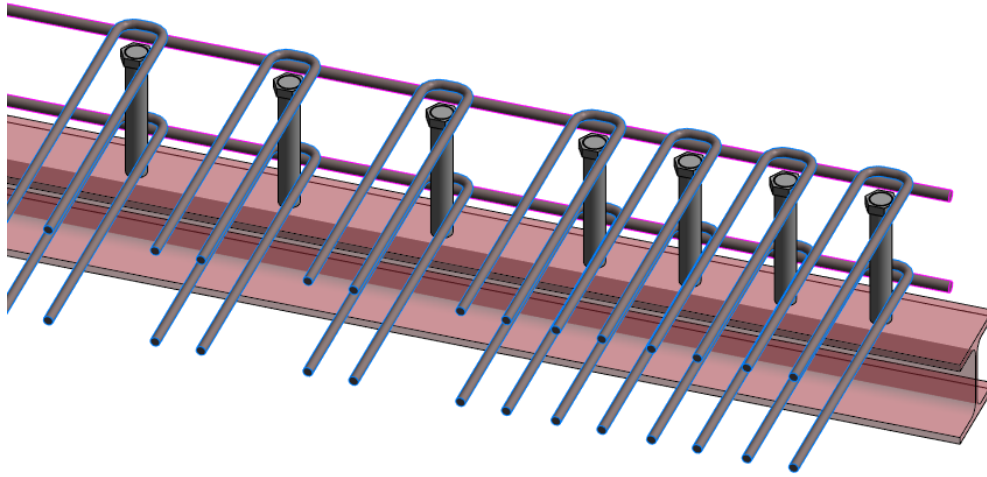


Figur 7.8 - Utklipp som viser skjærflater (lag egen i Revit med én dybel og endeopplegg)

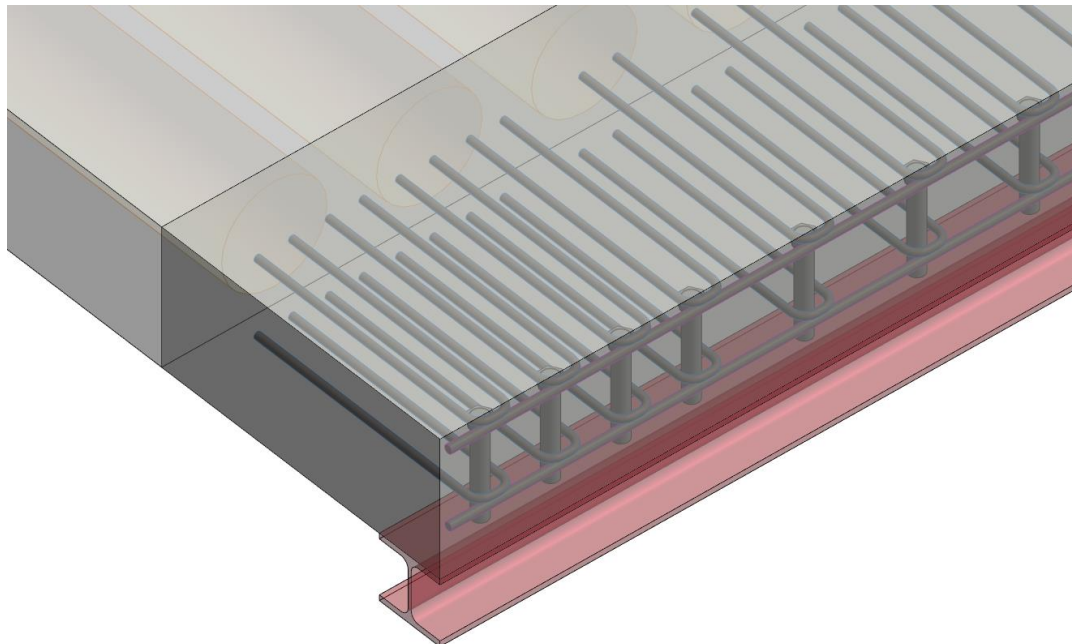
A_t er armeringsarealet i toppen av tverrsnittet, mens A_b er armeringsarealet i bunnen av tverrsnittet. Som utgangspunkt for beregningen legges det inn horisontale U-bøylar Ø10 c/c 200mm. For de ytterste to sonene av bjelken, iht. figur 7.6, legges bøylerne med henholdsvis c/c 160mm og 100mm, for å sikre at alle dybler har hver sin bøyle iht. krav i delkapittel 3.6.5. Armering i 3D vises på figurene under.



Figur 7.9 - Plansnitt som viser armering rundt dybler ved bjelkeende



Figur 7.10 - Utklipp av 3D-modell som viser armeringsføring rundt dybler ved bjelkeenden



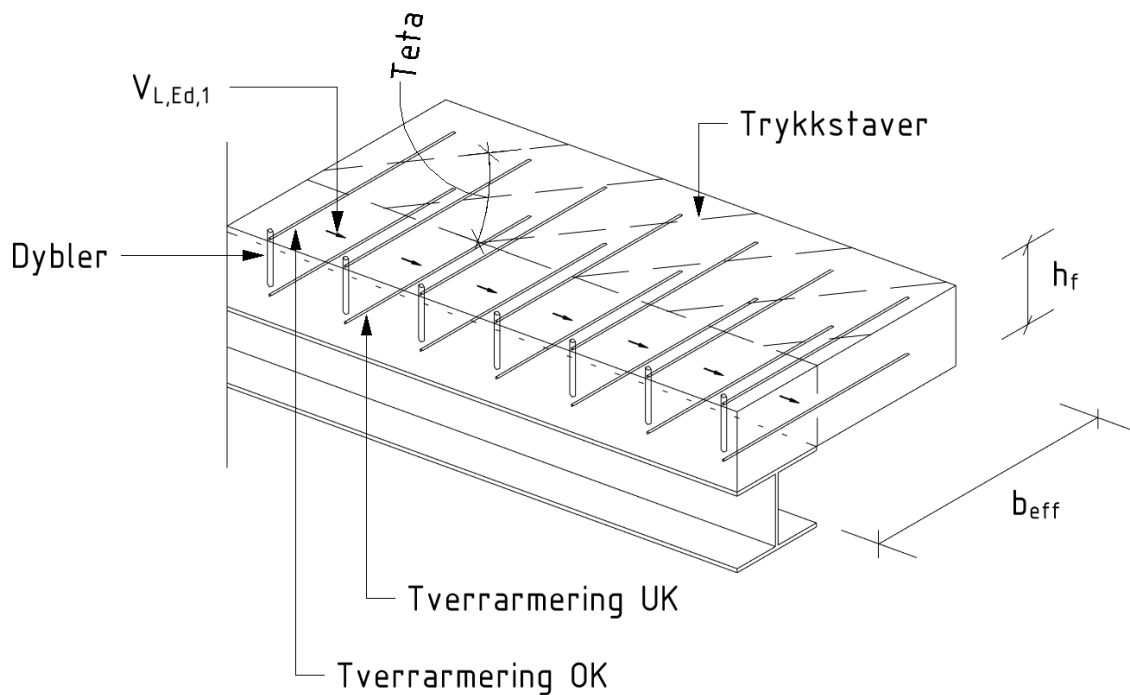
Figur 7.11 - Utklipp av 3D-modell som viser hulldekke, effektiv bredde, armeringsføring og dybler

Dimensjonerende skjærspenning:

$$V_{L,Ed,a} = \frac{\Delta N_{c1}}{a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} \quad (7.76)$$

$$V_{L,Ed,a} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} = \frac{716,76 \cdot 10^3}{200 \cdot 2400} = 1,49 \text{ N/mm}^2 \quad (7.77)$$

Som vist på figur 7.8, deles flensen til betongen inn i trykkstaver med en vinkel, θ , på skjærflaten.



Figur 7.12 - Trykkstaver for skjærspenning på langs i betongplate

Formel 7.75 benyttes for å verifisere at opptredende skjærspenning er mindre enn tilgjengelig tverrsnittsareal fra armeringen. Iht. Eurokode 2 NA, benyttes den mest konservative verdien for vinkel på trykkstavene, $\cot\theta$ lik 21,8*.

$$\frac{A_{sf}}{s_f} * f_{sd} \geq V_{L,Ed} * \frac{h_f}{\cot\theta} \quad (7.78)$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{V_{L,Ed,a}}{f_{sd}} * \frac{h_f}{\cot\theta} = \frac{1,49}{435} * \frac{200}{\cot 21,8} = 275 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.79)$$

Dette gir et tilgjengelig tverrsnittsareal av armeringen på $275 \text{ mm}^2/\text{m}$. Armering i dekket i denne rapporten er armeringsbøyer med $\varnothing 10$, plassert med maksimum senteravstand på 200 mm . Senteravstand er nede i 100 mm ved bjelkeenden, for å sikre at det ligger en bøyel rundt hver dybel, i tillegg har egentlig bøyelene dobbelt areal gjennom skjærflaten siden det er bøyler, men for å ta et konservativt valg i utregningen legges senteravstand 200 mm og enkle jern til grunn i beregningen.

$$A_t = A_b = \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \cdot \frac{1000}{200} = 393 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.80)$$

Ligning 7.77 viser at valgt armering gir et armeringsareal på $393 \text{ mm}^2/\text{m}$ for både topp og bunn. Beregnet nødvendig armeringsareal, $275 \text{ mm}^2/\text{m}$ er mindre enn det armeringsarealet som valgt armering gir, og kapasiteten mot skjærspenningen er derfor ivaretatt for snitt a-a.

For snitt b-b regnes den totale lengden av skjæroverflaten rundt dybelen, h_f :

$$h_f = 2 \cdot h_{dybel} + 1,5d_{dybel} = 2 \cdot 125 + 1,5 \cdot 16 = 274 \text{ mm} \quad (7.81)$$

Langsgående skjær i dette skjærplanet er:

$$V_{L,Ed,b} = \frac{\Delta N_{c1}}{a_v} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} \quad (7.82)$$

$$V_{L,Ed,b} = \frac{V_{L,Ed}}{a_v} = \frac{716,76}{274 \cdot 2400} = 1,09 \text{ N/mm}^2 \quad (7.83)$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{V_{L,Ed,b}}{f_{sd}} \cdot \frac{h_f}{\cot \theta} = \frac{1,09}{435} \cdot \frac{274}{\cot 21,8} = 275 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.84)$$

Beregnet nødvendig armeringsareal er mindre enn det armeringsarealet som valgt armering gir, og kapasiteten mot skjærspenningen er derfor ivaretatt også for snitt b-b.

Det må også tas kontroll av minimumsarmering. Benyttet betong er B45:

$$p_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yr,k}} \quad (7.85)$$

$$p_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{45}}{500} = 0,00107 \quad (7.86)$$

$$A_{t,min} = A_c \cdot p_{w,min} = 200000 \cdot 0,00107 = 215 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (7.87)$$

Valgt armeringsføring gir $A_t = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$, som er høyere enn kravet til $A_{t,min} = 215 \text{ mm}^2/\text{m}$, og kontroll av minimumsarmering er derfor ivaretatt.

7.2.8 Knusing av betongen

Betongen kontrolleres for knusing, grunnet de store kreftene som oppstår mellom skjærdebylene og betongen. På samme måte som ved kontroll av trykkstavene i betongen under delkapittel 7.2.7, settes vinkelen på diagonaltverrsnittene i betongen til mest konservative tillatte verdi, altså 21,8*.

$$V_{Rd} = v * f_{cd} * \sin\theta * \cos\theta \quad (7.88)$$

$$V_{Rd} = 0,6 \left(1 - \frac{45}{250}\right) * 25,5 * \sin 21,8 * \cos 21,8 = 4,33 \text{ N/mm}^2 \quad (7.89)$$

Dette gir en kapasitet av betongen $V_{Rd} = 4,33 \text{ N/mm}^2$. Opptredende skjærkraft er her $V_{Ed} = 2,73 \text{ N/mm}^2$, som betyr at betongverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet, og at det ikke vil oppstå knusing av betongen.

7.2.9 Nedbøyning

Beregning av nedbøyning til samvirketverrsnittet er ikke rett frem forklart i Eurokode 4. Nedbøyning er beregnet ut fra elastisitetsteori, hvor følgende hendelser må hensyntas:

- Oppsprekking av betong
- Kryp og svinn i betong
- Montasjerekkefølge
- Belastning før samvirke er oppnådd

Ligningen som benyttes for å finne nedbøyning, er den samme som er brukt for å finne nedbøyning av stålbjelken i delkapittel 7.1.1, bare at det nå må benyttes flere varianter av EI, for de forskjellige tilfellene som skal undersøkes.

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (7.90)$$

Fire tilfeller av nedbøyning hensyntas for å komme frem til samlet nedbøyning. Nedbøyning som følge av korttidslast, permanent last, effekt av kryp og svinn. Før disse fire tilfellene av nedbøyning kan regnes ut, må elastisitetsmodulen til samvirketverrsnittet for de forskjellige scenarioene regnes ut. EI_0 , EI_p og EI_s , for henholdsvis korttidslast, permanent lasttilfelle og effekt av svinn.

Parameter	Verdi	Enhet
Høyde betongtverrsnitt, h_0	20	Cm
Elastisitetsmodul HEA100, E_a	21000	kN/cm ²
Annet arealmoment HEA100, I_a	349,2	Cm ⁴
Areal tverrsnitt HEA, A_a	53,8	Cm ²
Areal effektivt betongtverrsnitt, A_c	854	Cm ²
Annet arealmoment effektivt betongtverrsnitt, I_c	28467	Cm ⁴
Avstand mellom likevektsakser betong og stål, a	19,5	Cm

Tabell 7.7 - Input parameter for beregning av bøyestivheter

Disse parameterne benyttes for å finne verdiene for EI_0 , EI_p og EI_s .

$$EI = E_a * I_a + E_L * I_c + \frac{E_a * A_a * E_L * A_c}{E_a * A_a + E_L * A_c} * a^2 \quad (7.91)$$

$$EI_0 = 21000 * 349,2 + 3600 * 28467 + \frac{21000 * 53,8 * 3600 * 854}{21000 * 53,8 + 3600 * 854} * 19,5^2 = 42397 \text{ kNm}^2 \quad (7.92)$$

$$EI_p = 21000 * 349,2 + 882 * 28467 + \frac{21000 * 53,8 * 882 * 854}{21000 * 53,8 + 882 * 854} * 19,5^2 = 20434 \text{ kNm}^2 \quad (7.93)$$

$$EI_s = 21000 * 349,2 + 859 * 28467 + \frac{21000 * 53,8 * 859 * 854}{21000 * 53,8 + 859 * 854} * 19,5^2 = 20094 \text{ kNm}^2 \quad (7.94)$$

Deretter er disse benyttet i formelen for nedbøyning, med følgende opptredende laster:

Lasttilfelle	Verdi
Linjelast permanente laster	13,52 kN/m
Linjelast korttidslaster	7,31 kN/m
Linjelast permanente laster + kvasipermanente variable laster	15,72 kN/m

Tabell 7.8 - Opptredende lasttilfeller og verdier

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \frac{13,52 * 4,8^4}{42397} = 0,22 \text{ cm} \quad (7.95)$$

$$\delta_{2.1} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \frac{7,31 * 4,8^4}{42397} = 0,12 \text{ cm} \quad (7.96)$$

$$\delta_{2.2} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_p} = \frac{5}{384} \frac{15,72 * 4,8^4}{20434} = 0,09 \text{ cm} \quad (7.97)$$

For å finne den fjerne og siste nedbøyningen, nedbøyning som følge av svinn, er det nødvendig å bestemme krypeffekten, N_{cs} , plassering av nøytralaksen, a_c og dimensjonerende moment M_{cs} som følge av svinn.

$$N_{CS} = \epsilon_{CS}(\infty) * E_S * A_C = 4,14 * 10^{-4} * 859 * 854 = 304kN \quad (7.98)$$

$$a_c = \frac{E_a * A_a}{E_a * A_a + E_S * A_C} * a = \frac{21000 * 53,8}{21000 * 53,8 + 859 * 854} * 19,5 = 11,82cm \quad (7.99)$$

$$M_{CS} = N_{CS} * a_c = 304 * \frac{11,82}{100} = 35,91kNm \quad (7.100)$$

$$\delta_{2.3} = \frac{1}{8} \frac{M_{CS} v L^2}{E I_S} = \frac{1}{8} * \frac{35,9 * 4,8^2}{20094} = 0,95cm \quad (7.101)$$

Nedbøyningene er listet opp i tabell 7.9, og sammenslått i tabell 7.10 for å finne total nedbøyning til samvirketverrsnittet.

Tilfelle	Nedbøyning i mm
Nedbøyning grunnet permanent lasttilfelle, påført etter 28 dager	2,2
Nedbøyning grunnet variabelt lasttilfelle, påført etter 28 dager	1,2
Nedbøyning grunnet kryp etter ∞ dager	0,9
Nedbøyning grunnet svinn	5,1

Tabell 7.9 - Nedbøyning fra de fire tilfellene

Tilfelle	Nedbøyning i mm
Nedbøyning grunnet permanent last	2,2
Nedbøyning grunnet variabel last, kryp og svinn	7,2
Total nedbøyning	9,5

Tabell 7.10 - Nedbøyninger sammenslått

Bjlkens lengde er 4,8m. I dette prosjektet var det bestemt en tillatt nedbøyning tilsvarende $L/250$, $4,8m/250 = 19,2mm$. Med 9,5mm nedbøyning for samvirketverrsnittet, er det ca. 50% av tillatt nedbøyning.

7.3 Resultat fra Over Sletten E-bjelke

Hulldekkene i dette prosjektet er dimensjonert av et annet rådgiverfirma enn Rambøll, og beregningsrapport eller utnyttelse av elementene er derfor ikke oversendt. Kapasitet til hulldekket må antas å være ivaretatt. Ved å opprette samvirke mellom dekket og stålbjelken vil ikke kapasiteten eller oppførselen til dekket endres for det negative, men grad av nedbøyning til elementene er interessant å vite for å skape et sammenligningsgrunnlag for verifisering av FEM-modellene, på samme måte som det ble gjort for stålbjelken.

Derfor er det gjort en forenklet kontroll av hulldekkeelementene ved hjelp av beregningsprogrammet Ove Sletten E-bjelke. Geometri til hulldekkene og påførte laster er lagt inn i programmet iht. data fra case, og materialdata lagt til grunn for dimensjoneringen er vist på figur 7.13. Resultat fra nedbøyning er vist i tabell 7.11.

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element		
Materialkoeffisient betong	1,5	Strekkfasthet N/mm ² (fpk)		1860
Materialkoeffisient stål	1,15	0.1 % strekkgrense N/mm ² (fp0.1k)		1640
Betongkvalitet	B45(C45/55)	Forlengelse ved største belastning (euk)		0,037
Densitet (kg/m ³)	2400	Spennarmering. Emodul		195000
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj)		28
Armering flytegrense	500	Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj)		32
Bøyler flytegrense	500	Betongens alder ved avspenning (døgn)		1
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	70			
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Eksporeringsklasser	uk:XC1	ok:XC1
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Korrosjonsømfintlig armering		
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	360	Dimensjonerende levetid		50
Korttids Emodul, E _{cm}	36300	Min. overdekning (mm)	uk	ok
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	25,5	*)Min. krav for spennarmering	25	25
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	4	Toleranse	5	5
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,51	Nominell overdekning	30	30
		*)Krav til overdekning for bøyler er 10 mm mindre		
Kryptall, FI 0_28	0,71	Svinntøyning, 0_28		-0,00008
Kryptall, FI 28_9000	1,61	Svinntøyning, 0_9000		-0,00052

NA.6.2.2(1) Minst 1 av følgende krav til tilslag i betongen er IKKE oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max} ≥ 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget ≥ 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Figur 7.13 - Utklipp fra Ove Sletten E-bjelke som viser materialdata lagt til grunn i simuleringen

	OS E-bjelke	FEM-analyse
Nedbøyning	6mm	10,8mm

Tabell 7.11 - Resultat av nedbøyning i OS E-bjelke og FEM-modell i Solidworks

7.4 FEM-analyse i Solidworks Simulation

Solidworks-modellen som er konstruert for den ikke-lineære analysen, er satt opp for og best mulig representere det faktiske systemet som er dimensjonert av Rambøll. Riktige egenskaper for de ulike materialene er også tatt med i modellen. For betongen var det ment å bruke Drucker-Prager spenningsmodell, mens for stålet bruke von Mises spenningsmodellen. For betongen måtte det gjøres flere ulike forenklinger for å få simuleringen gjennomførbare. Deriblant måtte egne modeller for fugestøp, betongutstøpningen rundt dyblene og betongens utstøp av randarmering ved endepunktene sløyfes. Dette betyr at betongen endte opp som én part. Det å få simulert spennarmering i betongen var ekstremt vanskelig å gjennomføre. Så her måtte det gjøres noen forenklinger for lengdearmeringen. Det ble gjort ved å legge et visst antall kvadratiske jern under betongen, og empiriske teste nedbøyningen til betongen har tilnærmet like nedbøyning som ble beregnet i Ove Sletten E-bjelke som simulerte nedbøyning for hulldekke. Randarmeringen har blitt lagt inn i den utstøpte enden av betongelementet. Stålbjelkene som hele systemet hviler på, er ment å oppføre seg som en fritt opplagt bjelke. Alle modellene i systemet er modellert som solide elementer.

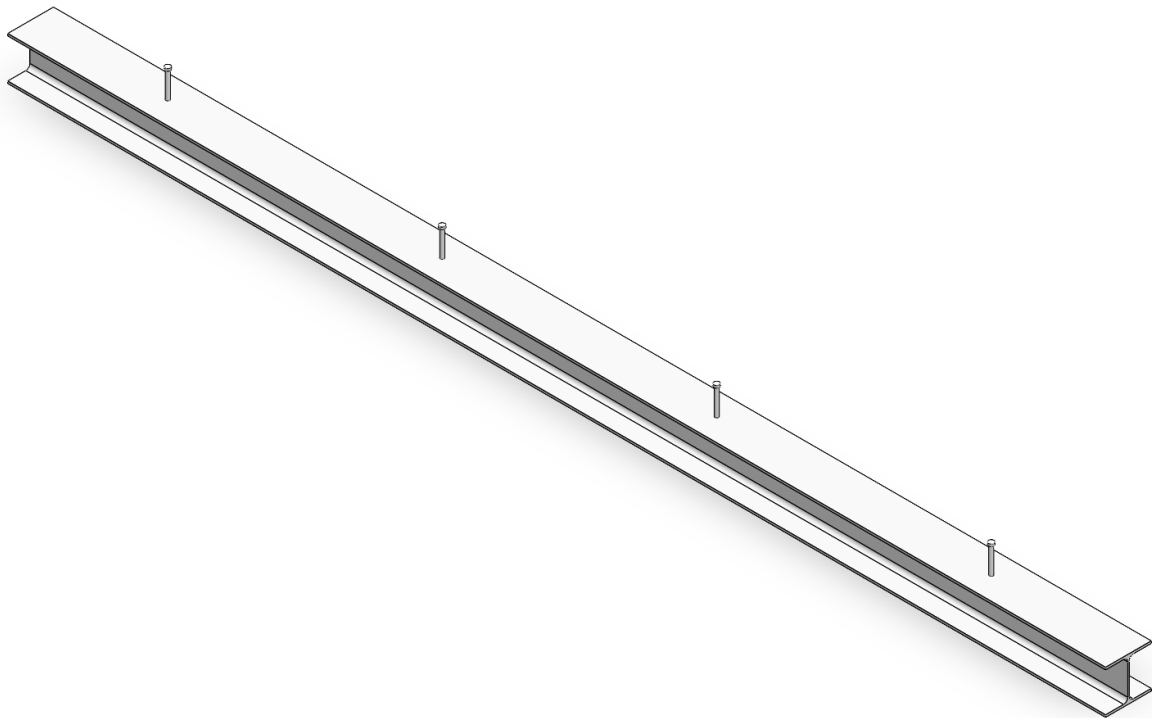
7.4.1 Stålbjelke

Figur 7.14 og 7.15 viser hvordan HEA100 og HEA200 stålbjelken ble modellert med dybler. Her er dyblene og bjelken ansett å være fullstendig sammensatt, derfor modellert som én modell.

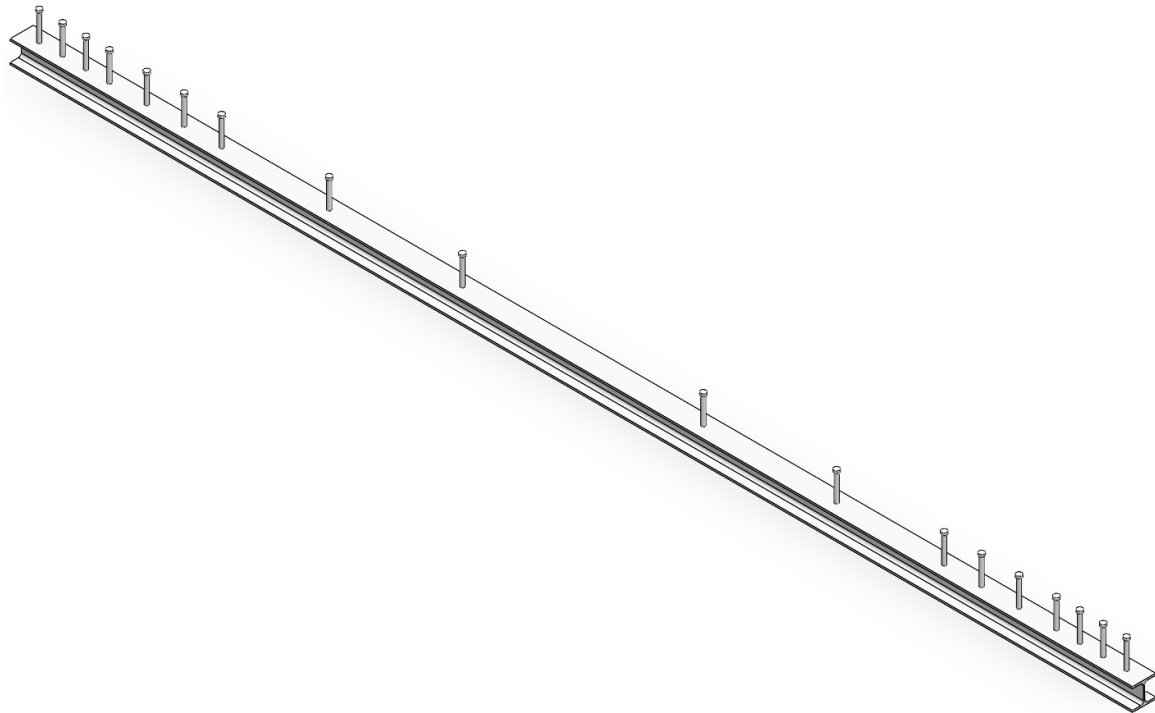
Modellene som ble laget for HEA160 og HEA200 i kvalitetssikring av nedbøyning, er av samme framgangsmåte bare uten dyblene. Egenskapene som definerer von Mises-modellen stålbjelken er hentet fra Eurokode 3 [15], og er da definert i Tabell 7.12:

Bjelke, stål	
E_s	210000 N/mm ²
Poissons	0.3
f_u	490 N/mm ²
f_y	355 N/mm ²
ρ	7850 kg/m ³

Tabell 7.12 - Materialegenskaper med von Mises



Figur 7.14 - Modell av HEA200 med en dybel per dekke



Figur 7.15 - Modell av HEA100 med regionsinddelte dyblere

7.4.2 Hulldekke

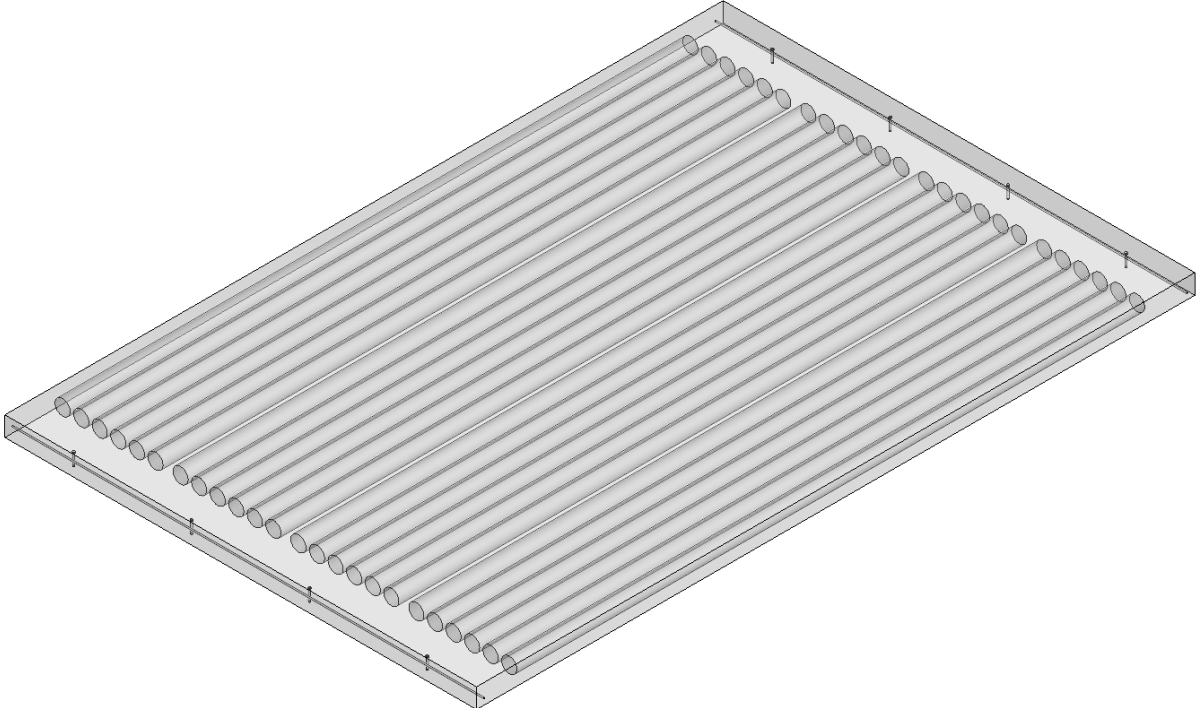
I figur 7.16 og figur 7.17 er det mulig å se hvordan hulldekket har blitt modellert etter hvilken bjelke som er satt i systemet. Der kan man også se utsparinger i modellen som er tilpasset dyblene, randarmeringen og de innvendige hullene i dekke. Betongmodellen har som nevnt satte egenskaper i Drucker-prager modellen og en lineær modell. Grunnen til at det også har blitt definert en lineær modell kommenteres i delkapittel 7.4.7. For begge disse modellene har materialegenskapene blitt hentet fra Eurokode 2 [12] og Figur 3.29, og satt inn i tabellene under:

Hulldekke, betong	
E_{cm}	36000 N/mm ²
Poissons	0,2
c	12.814 N/mm ²
ϕ	33,879 °
$f_{ctk, 0,05}$	2,7 N/mm ²
ρ	2400 kg/m ³

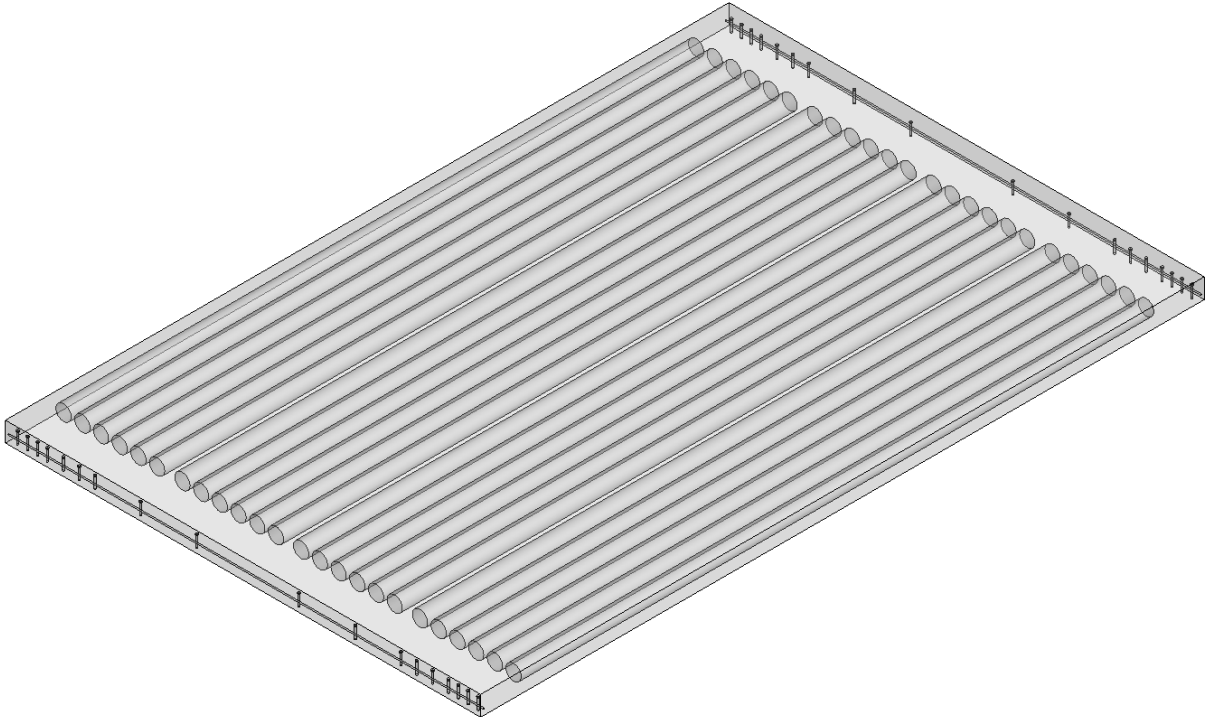
Tabell 7.13 - Materialelegenskaper etter Drucker-Prager

Hulldekke, betong	
E_{cm}	3600 N/mm ²
Poissons	0.,
f_{ck}	45 N/mm ²
$f_{ctk, 0,05}$	2,7 N/mm ²
ρ	2400 kg/m ³

Tabell 7.14 - Materialelegenskaper etter lineær modell



Figur 7.16 - Modell av HD200 for HEA200



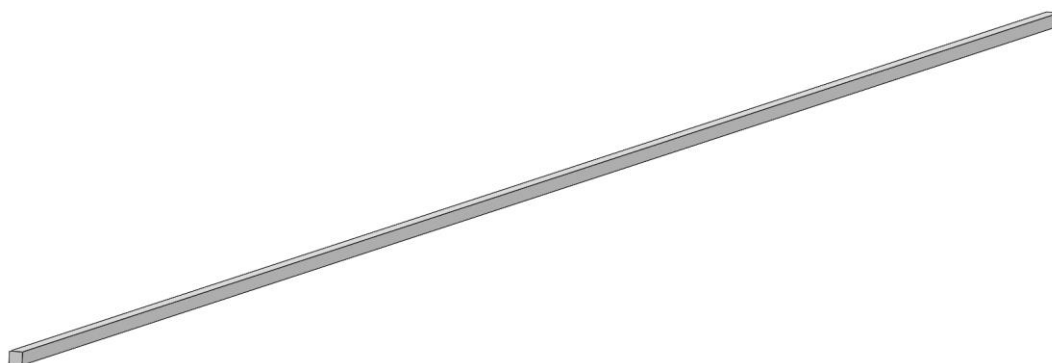
Figur 7.17 - Modell av HD200 for HEA100

7.4.3 Lengdearmering

Det var som nevnt tidligere svært krevende å få simulert spennarmeringen som skulle vært i elementene, da med tanke på kontaktflatene i kombinasjon med mengde armeringsjern. Da var den beste løsningen å legge armeringen på undersiden av dekke, i form av armeringsstål med dimensjoner 20 x 20 med en lengde på 6950 mm. Antallet armeringsjern blir funnet i kapittel 7.4.7. Hvordan et armeringsstål ser ut er vist i Figur 7.18, og hvordan de ble seende ut på undersiden av dekke vises på Figur 7.18. Verdiene som er brukt for å definere denne modellen, er hentet fra Figur 7.13 og ga følgende verdier:

Lengdearmering, stål	
E_s	195000 N/mm ²
Poissons	0,3
f_{pk}	1640 N/mm ²
f_y	1426 N/mm ²
ρ	N/A

Tabell 7.15 - Materialelegenskaper for lengdearmeringen etter von Mises



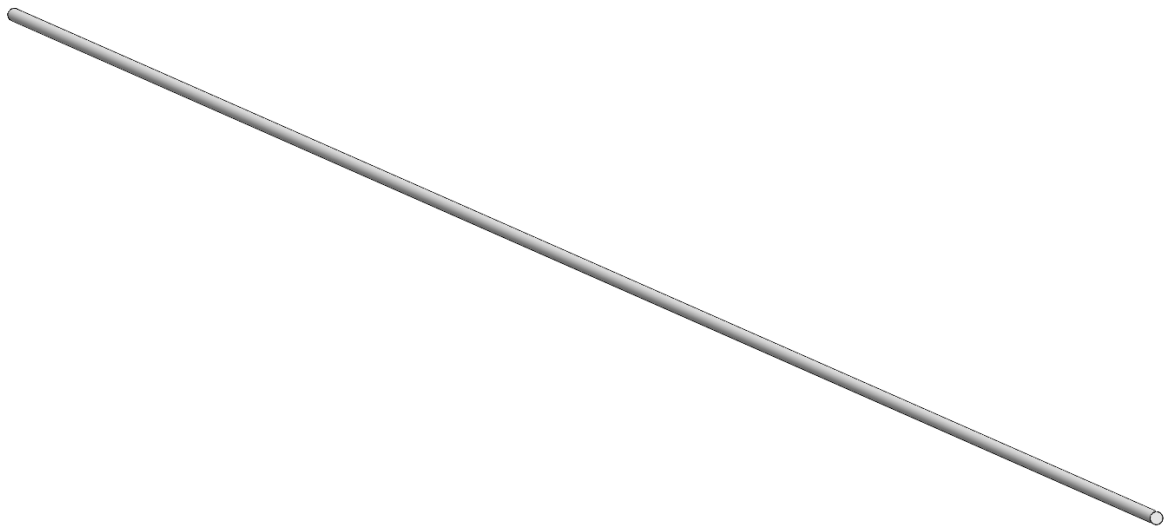
Figur 7.18 - Modell av armeringsstålet.

7.4.4 Randarmering

I modellen har det blitt satt inn en $\emptyset 12$ som tverrarmering. Egentlig skulle det vært to tverrarmeringsjern, men da det brukes krumningsbasert mesh tar dette veldig mye simuleringskraft. For simuleringens formål er det bestemt at simuleringskapasiteten heller bruke til å gjøre systemets mesh finere. Det er mulig å se i Figur 7.19 er armeringen modellert som et sirkulert jern, uten rillene som i realiteten er til stede for å sikre heft mellom betongen og armeringen. Dette er ikke nødvendig, og blir tatt hensyn til i neste delkapittel. Verdiene for randarmeringen er fastsatt i tabellen under:

Randarmering, stål	
E_s	210000 N/mm ²
Poissons	0.3
f_y	500 N/mm ²
ρ	7850 kg/m ³

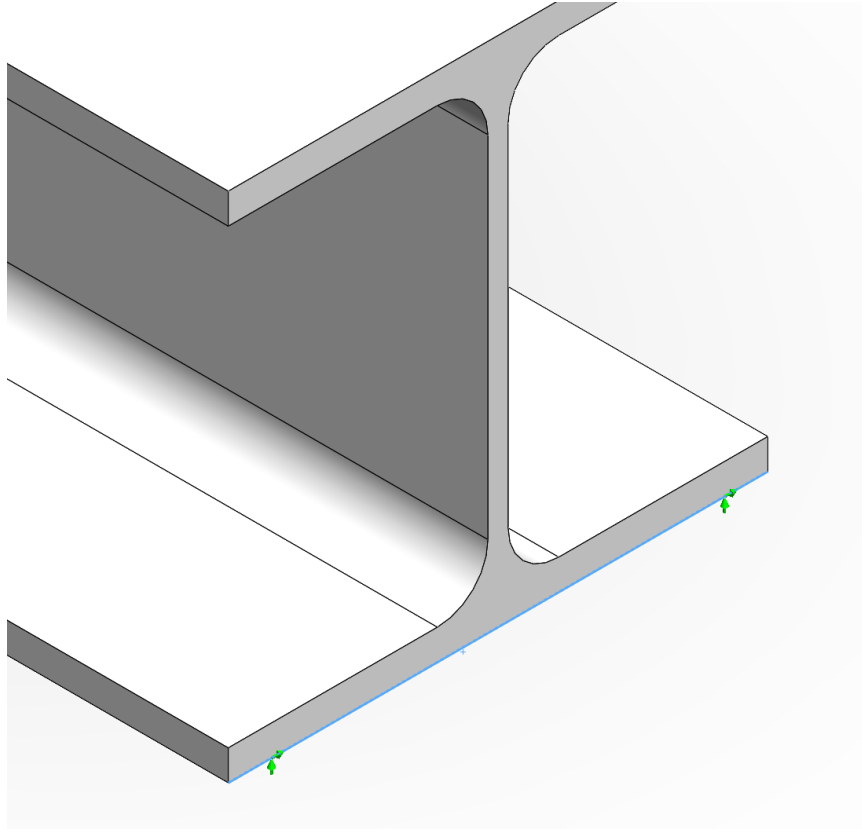
Tabell 7.16 - Materialelegenskaper for randarmering etter von Mises



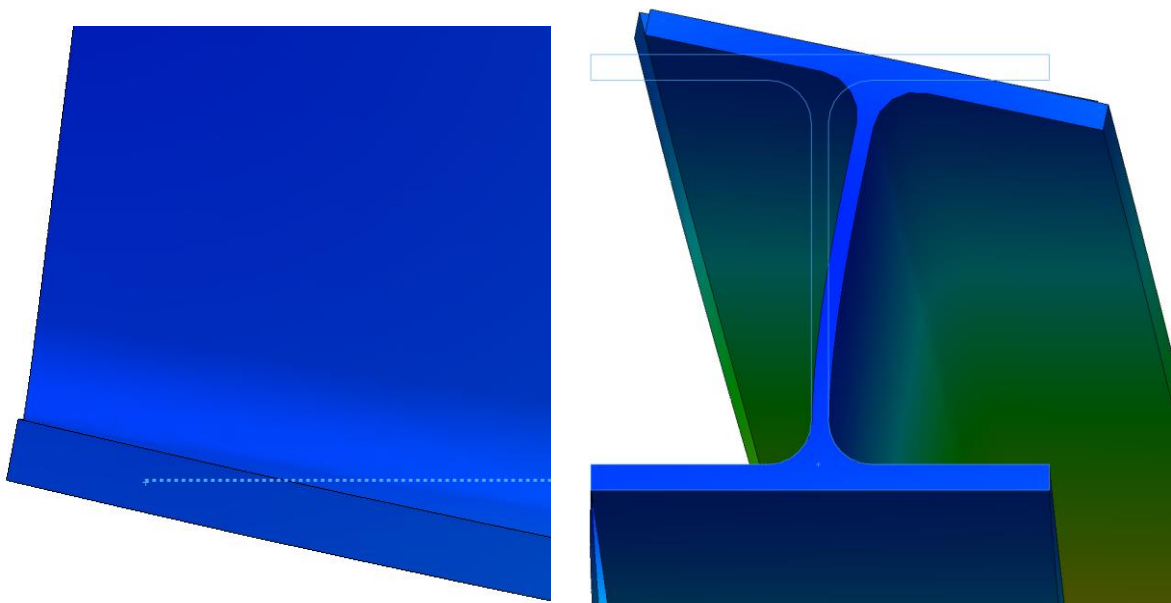
Figur 7.19 - Modell av tverrarmeringen

7.4.5 Randbetingelser og forbindelser

For konstruksjonssystemet som er satt opp, er det tenkt at bjelkene på hver side skal være fritt opplagt. Måten dette har blitt gjort på er ved å sette randbetingelser helt ytterst på bjelkene ved undersiden av flensen, som illustrert i Figur 7.20. På den ene siden av bjelken er det blå markerte streket på figuren fastholdt i Z- og Y-aksen, slik at bjelken har mulighet til å bevege seg i X-aksen. Mens på den andre siden er det blå streket fastholdt i X-, Y- og Z-aksen. Dette gir bjelkeenden ved undersiden av nedre flens mulighet til å bevege seg i X-aksen. Det er best illustrert ved en forhøyet deformasjonsanalyse. Se deformasjonsresultatet i Figur 7.21. Det blå stiplede streket som vises på bildet til venstre i Figur 7.21, viser originalposisjon av underkanten til den nedre flens, her kan man se at den blå delen av bjelken som vist i Figur 7.21 kun har beveget seg i X-aksen. Det blå flensprofillet som vises på bildet til høyre i Figur 7.21, er original posisjonen til bjelken før deformasjonen. Her kan man se at bjelken oppfører seg som fritt opplagt og har fått de ønskede randbetingelsene.



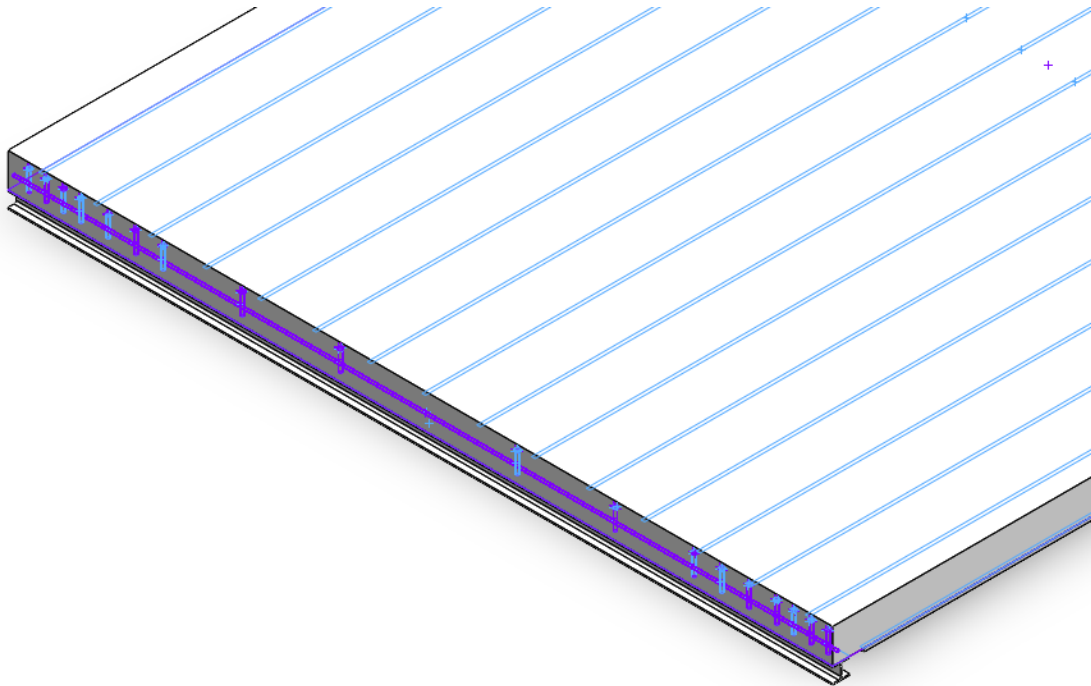
Figur 7.20 - Fastholdning i bjelkeende.



Figur 7.21 - Deformert resultat, bjelkeenden som er fastholdt i Y- og Z-aksen.

Det er også mulig å definere hvilke forbindelser det skal være mellom de ulike konstruksjonsdelene. De relevante alternativene er: kontakt (med eller uten friksjon), fri eller knyttet. Som nevnt er friksjonen mellom betongen og den øvre flensen i stålbjelken neglisjerbar. Derfor har denne interaksjonen blitt satt som kontakt uten friksjon. Forholdet til randarmeringen i betongdelen er

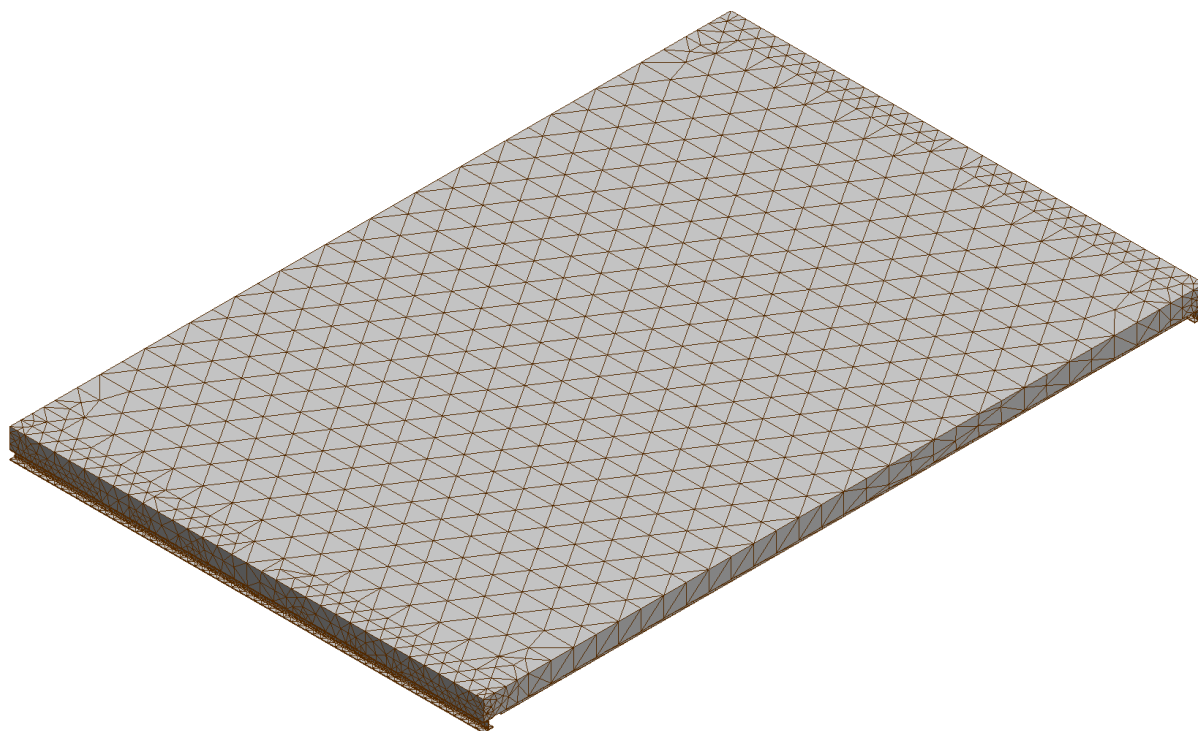
antatt å være i full heft, og er derfor definert som knyttet. Dyblene og armeringsstålet har også blitt definert som knyttet. I Figur 7.22 er det mulig å se all kontakt mellom konstruksjonsdelene. Alle disse er individuelt definert.



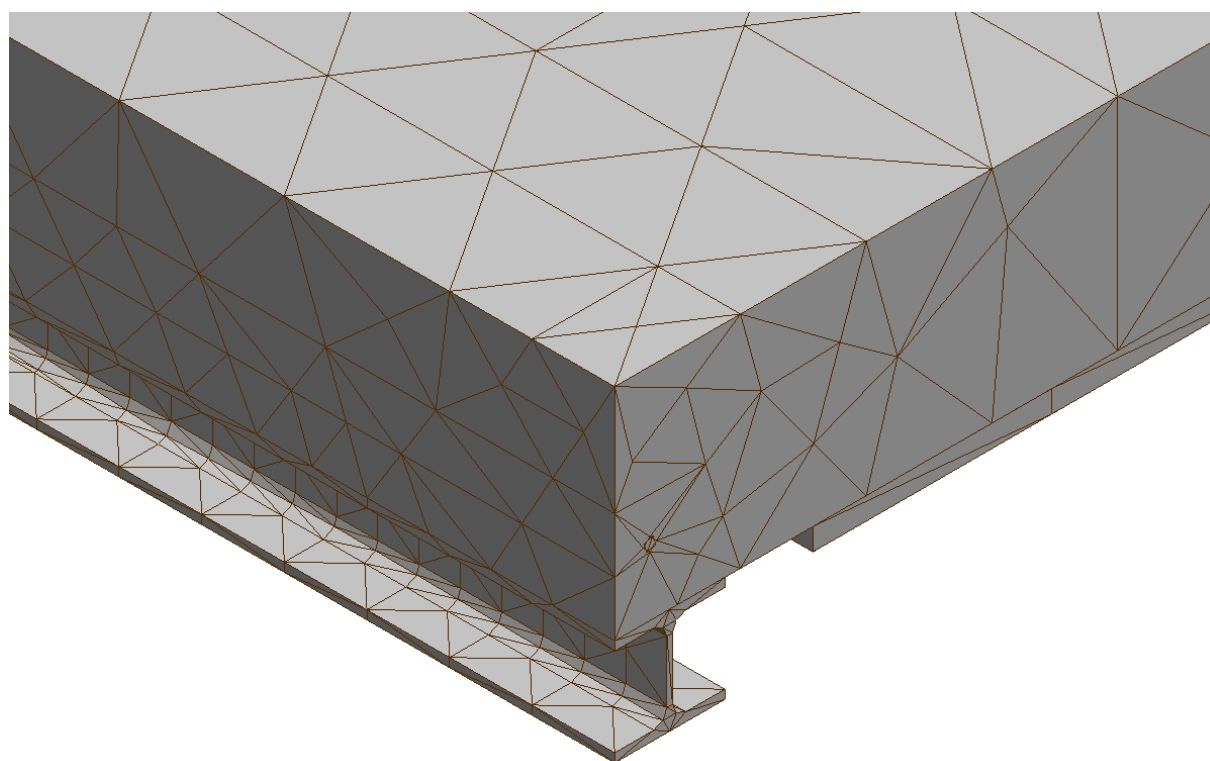
Figur 7.22 - Fremheving av kontaktpunkt mellom konstruksjonsdelene

7.4.6 Mesh

I Figur 7.23 kan man se hvordan meshen for systemet er satt opp. Dette er en krumningsbasert mesh, som styrer elementstørrelsen etter hvor detaljert modellene er. Eksempelvis på dekke, er det mulig å se elementstørrelsene i midten av feltet, kontra elementstørrelsene mot bjelken. Dette er bedre illustrert i Figur 7.24. For å få meshen mest mulig lik, har den fineste meshen blitt brukt, uten videre konfigurering. Meshen for dette systemet består av 56236 noder og 200258 elementer. Systemet med HEA200 har 53716 noder og 187782 elementer.



Figur 7.23 - Mesh av hele systemet for HEA100

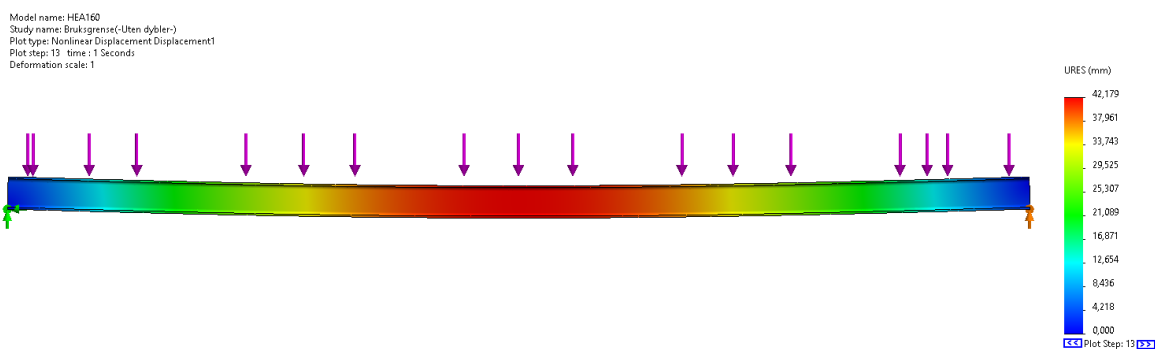


Figur 7.24 - Illustrering av forskjellige elementstørrelser i mesh avhengig av detaljnivå

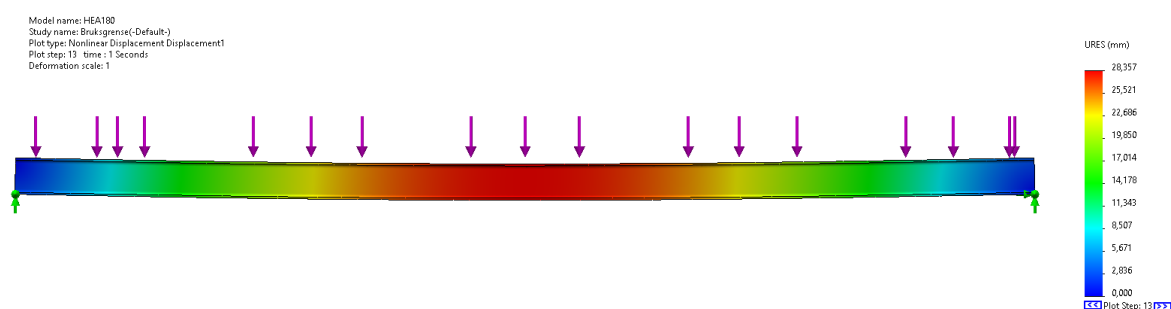
7.4.7 Utvikling og kvalitetssikring av modell

Når det opprettes et slikt system, er det viktig å kunne verifisere at systemet som er satt opp er representativ, og at modellen oppfører seg som den ville gjort i et reelt tilfelle. Det har da blitt gjennomført noen kontroller på både stålbjelken og betongdekke. For stålbjelken ble nedbøyningen beregnet ved konvensjonelle utregninger og ved simulering for både HEA160, HEA180 og HEA200 bjelken. Betongdekke ble kontrollert av programmet Over sletten E-bjelke, som ga en pekepinn på forventet nedbøyning i lengderetning for den spennarmerte betongen. Både stålbjelken og betongdekket ved individuell sjekk av nedbøyning har like randbetingelser som beskrevet i delkapittel 7.4.5.

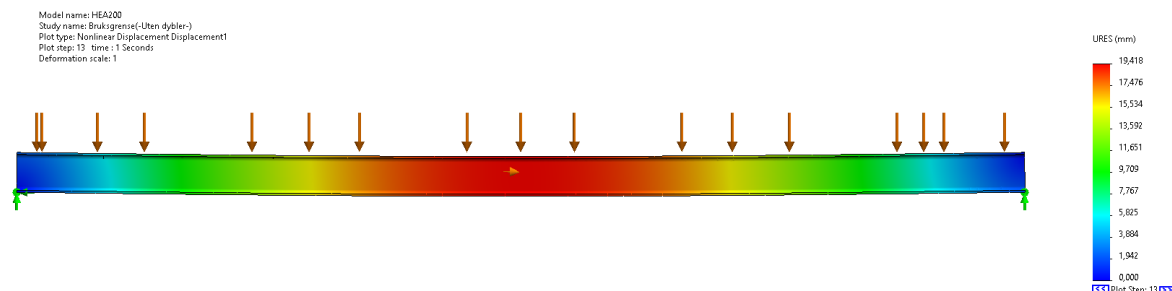
I de tre figur som er etterfulgt avsnittet, er det mulig å se nedbøyningsresultater for ulike bjelkeprofiler. Her er halvparten av den totale lasten plassert på bjelken i to tilfeller. Der det ene tilfellet er en HEA 160 bjelke og den andre er en HEA200 bjelke. Å sjekke nedbøyning til en HEA100 uten samvirke vil ikke være veldig hensiktsmessig, da bjelken har over 200% utnyttet momentkapasitet iht. håndberegningene, og vil derfor gå til brudd lenge før maksimal last er påført.



Figur 7.25 - Nedbøyningsresultat HEA160



Figur 7.26 - Nedbøyningsresultat HEA180



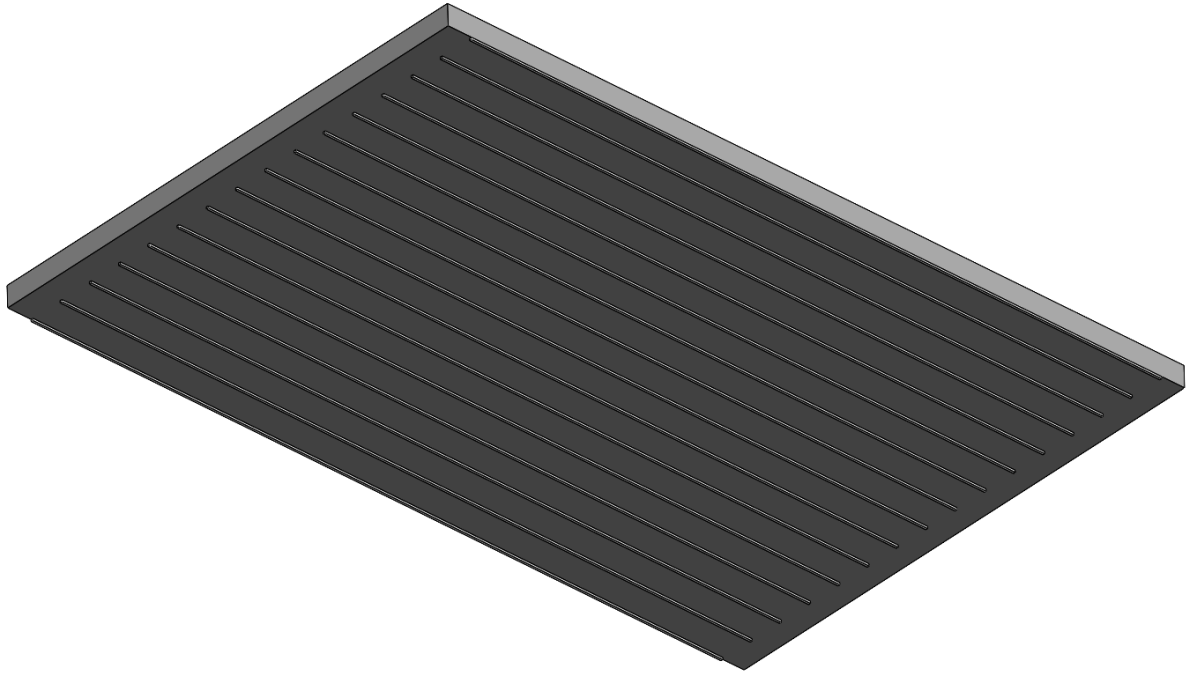
Figur 7.27 - Nedbøyningsresultat HEA200

For å sikre at simulering av bjelken, og randbetingelsene som må til for å oppnå et system der hvor bjelken er fritt opplagt, ble en sammenligning av nedbøyningsresultat en naturlig sjekk å gjennomføre. I tabellen under er resultatet for nedbøyning etter Eurokode 3 og simuleringen sammenlignet. Det er her tydelig at systemet som er modellert i Solidworks Simulation oppfører seg som en fritt opplagt bjelke.

	HEA200	HEA180	HEA160
Nedbøyning FEM	19,4 mm - L/247	28,4 mm - L/169	42,2 mm - L/113
Nedbøyning EK3	18,6 mm - L/258	27 mm - L/176	41 mm - L/117

Tabell 7.17 - Simuleringsresultater av nedbøyning for bjelker i bruksgrensetilstand

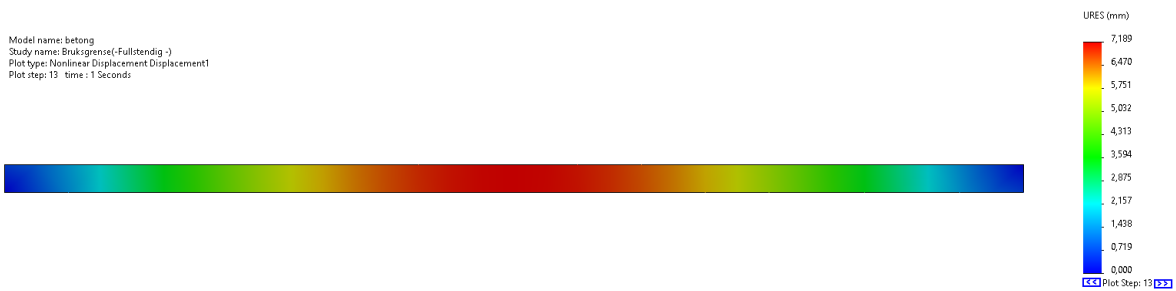
I simuleringen var det også ønsket å se på spenningene i betongen, etter Drucker-Prager modellen. Siden spennarmering ble for komplisert å simulere, måtte det som tidligere nevnt gjøres noen forenklinger. Da var tanken for betongdekke, å legge 20 x 20 armeringsstål som lengdearmering under dekke som vist i Figur 7.28 og Figur 7.29. For så å justere mengden til nedbøyningen va lik den som var beregnet i Over sletten E-bjelke simuleringen. Denne framgangsmåten neglisjerer effekten av spennarmeringen, men tilfellet vil fortsatt antatt å være representativt i en sammenligning. Det simuleringen viste ved justering av armering for dekke, er at betongen i seg selv er urealistisk sterk. I Figur 7.30 ser man betongen med sine verdier som ble listet opp i Tabell 7.13, bære sin egen vekt. Det ble da valgt å se bort fra hva som skjer med betongen etter Drucker-prager, og istedenfor fokusere på hva som skjer i bjelken. For å få en litt mer realistisk påvirkning på bjelken fra dekke, er det valgt å gjennomføre simuleringen med en lineær tilnærming for betongen, samtidig å redusere E-modulen ned til 1/10 del av den egentlige verdien. Dette vil ikke gi perfekte resultat, men fremprovoserer nedbøyning slik at sammenligningen ved ulike bjelker i samme situasjon vil kunne gi nok informasjon til å ta konklusjoner. Ved denne E-modulen trengtes det også lengdearmering. Det endte opp med 16 stykker armeringsstål, resultatene av nedbøyningen kan man se i Figur 7.31- Nedbøyningsresultat HD200 med lengdearmering(lineær modell), og i Tabell 7.18 - Simuleringsresultater av nedbøyning for HD200 i bruksgrensetilstand er alle nedbøyningsresultat for betongen oppgitt.



Figur 7.28 - Underside av betongdekke med lengdearmering



Figur 7.29 - Framsiden av betongdekke med lengdearmering



Figur 7.30 - Nedbøyningsresultat HD200 uten armering(Drucker-Prager)

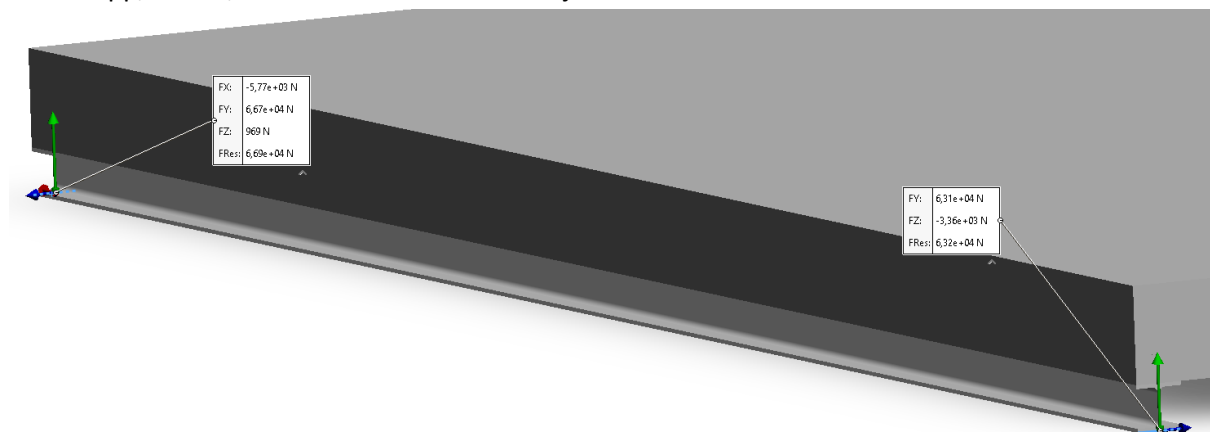


Figur 7.31 - Nedbøyningsresultat HD200 med lengdearmering(lineær modell)

	HD200(Drucker-Prager)	HD200(Lineær modell)
Nedbøyning FEM	7,2 mm	6,0 mm
Nedbøyning OS E-bjelke	6 mm	

Tabell 7.18 - Simuleringsresultater av nedbøyning for HD200 i bruksgrensetilstand

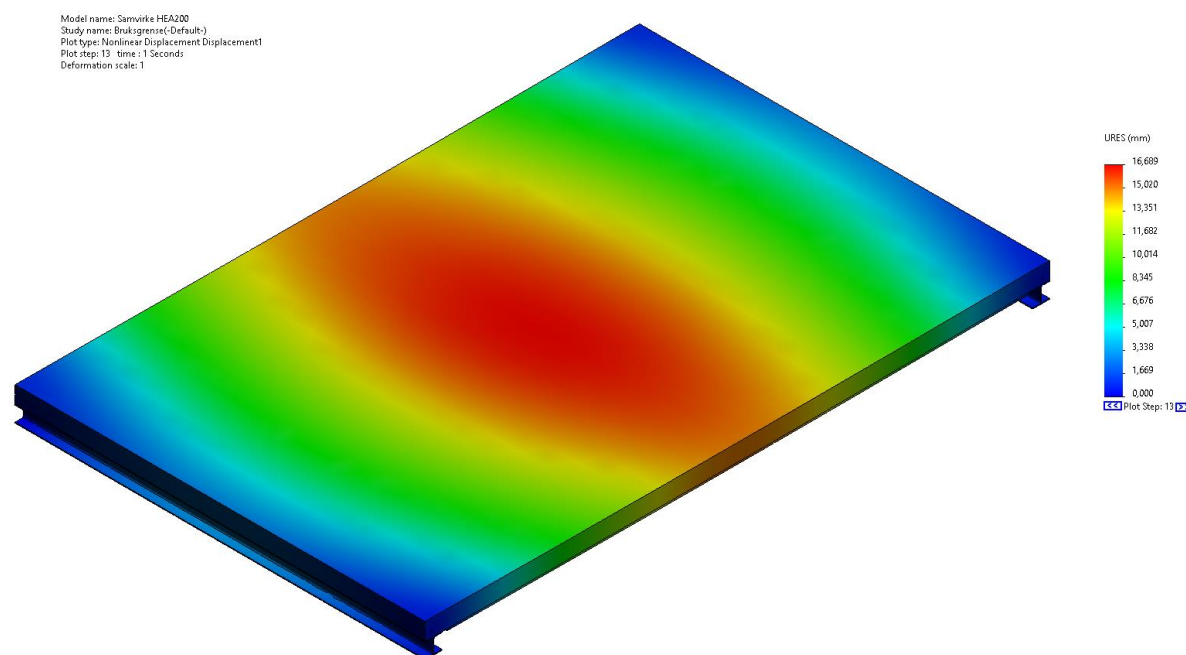
Som en del av kvalitetssikringen, er det samtidig vesentlig å sjekke at kreftene som virker på systemet, også blir tatt opp av de definerte randbetingelsene. I figuren under kan man se at de totale kreftene som blir tatt opp i y-aksen utgjør 129,8 kN. Den dimensjonerende lasten bjelken teoretisk skal ta opp, er 129,8 kN. Dermed viser denne sjekken at alt stemmer.



Figur 7.32 - Sjekk av resultanter i bruddgrensetilstand, ved de definerte randbetingelsene

7.4.8 Resultat konvensjonell hulldekkeløsning med HEA200

I figuren under er det mulig å se nedbøyningsresultatet for hele systemet. Nedbøyningsresultater i bruksgrensetilstand for både bjelke og dekker er angitt i Tabell 7.19

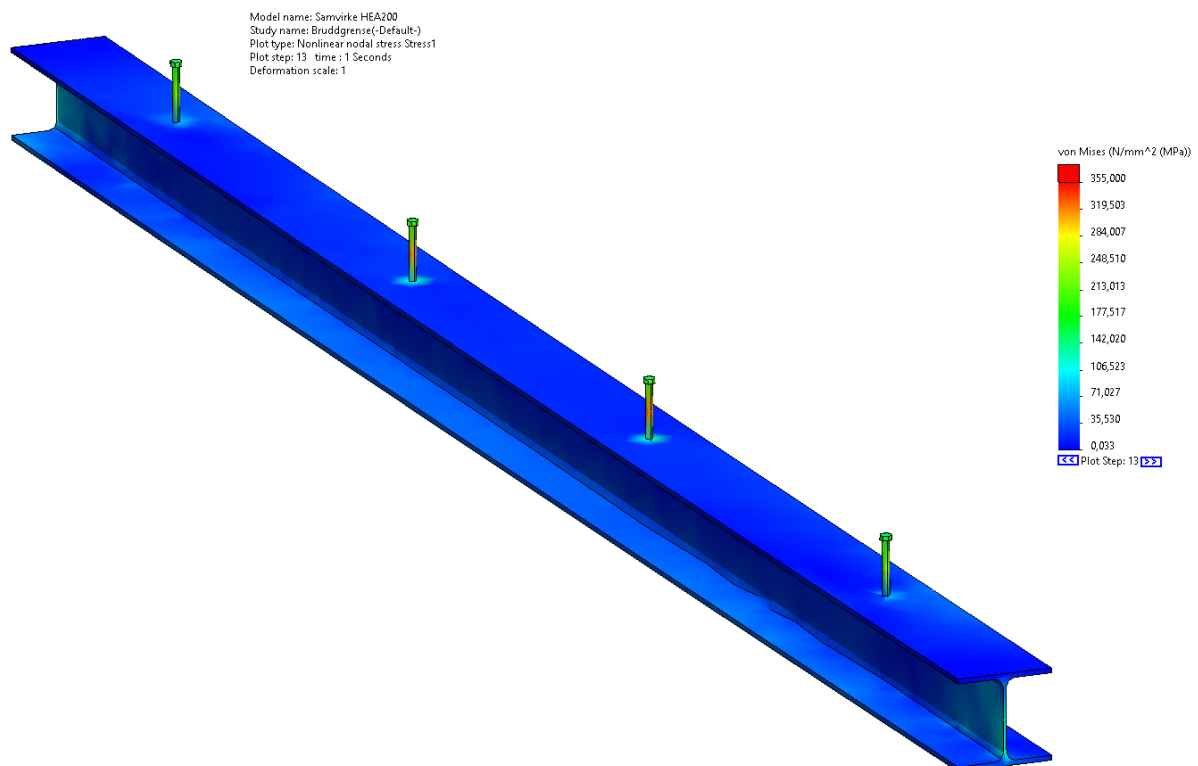


Figur 7.33 - Nedbøyningsresultater av konvensjonell løsning i bruksgrensetilstand

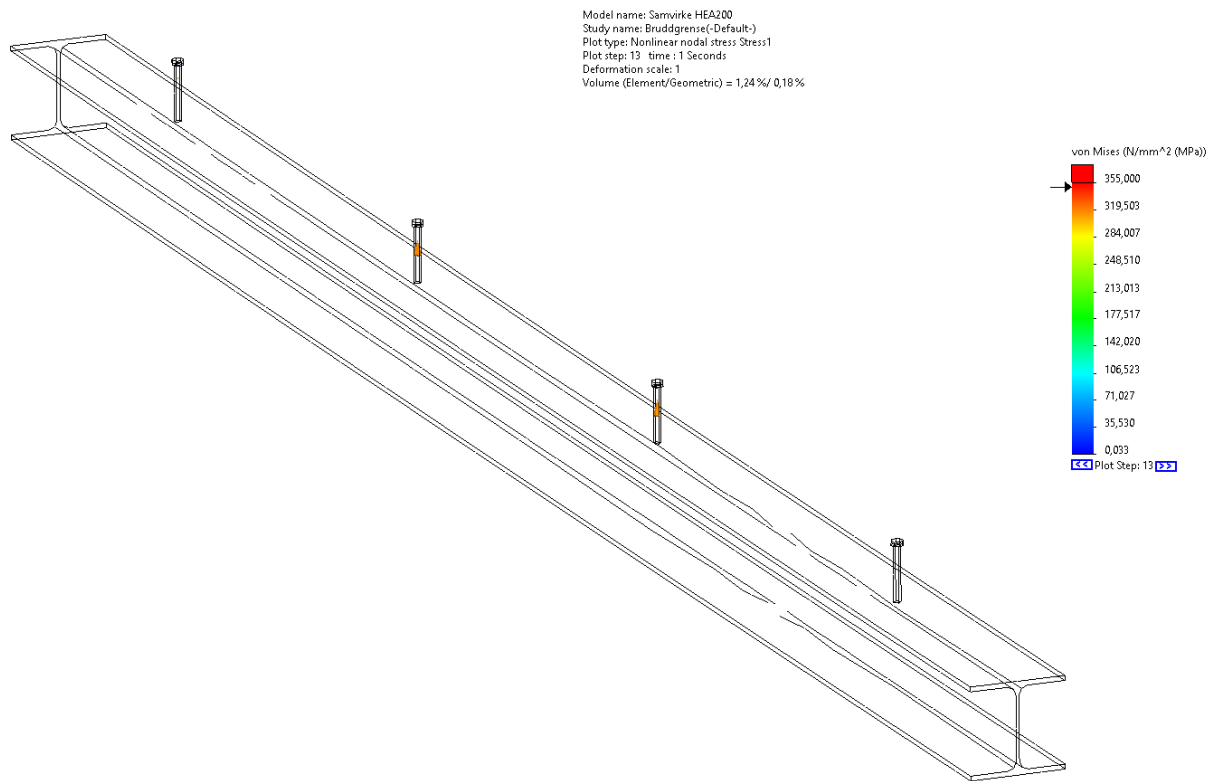
Konstruksjonsdel	Nedbøyning
Dekke	16,7 mm
Bjelke	3,7 mm

Tabell 7.19 - Nedbøyingsresultater for konvensjonell hulldekkeløsning i bruksgrensetilstand

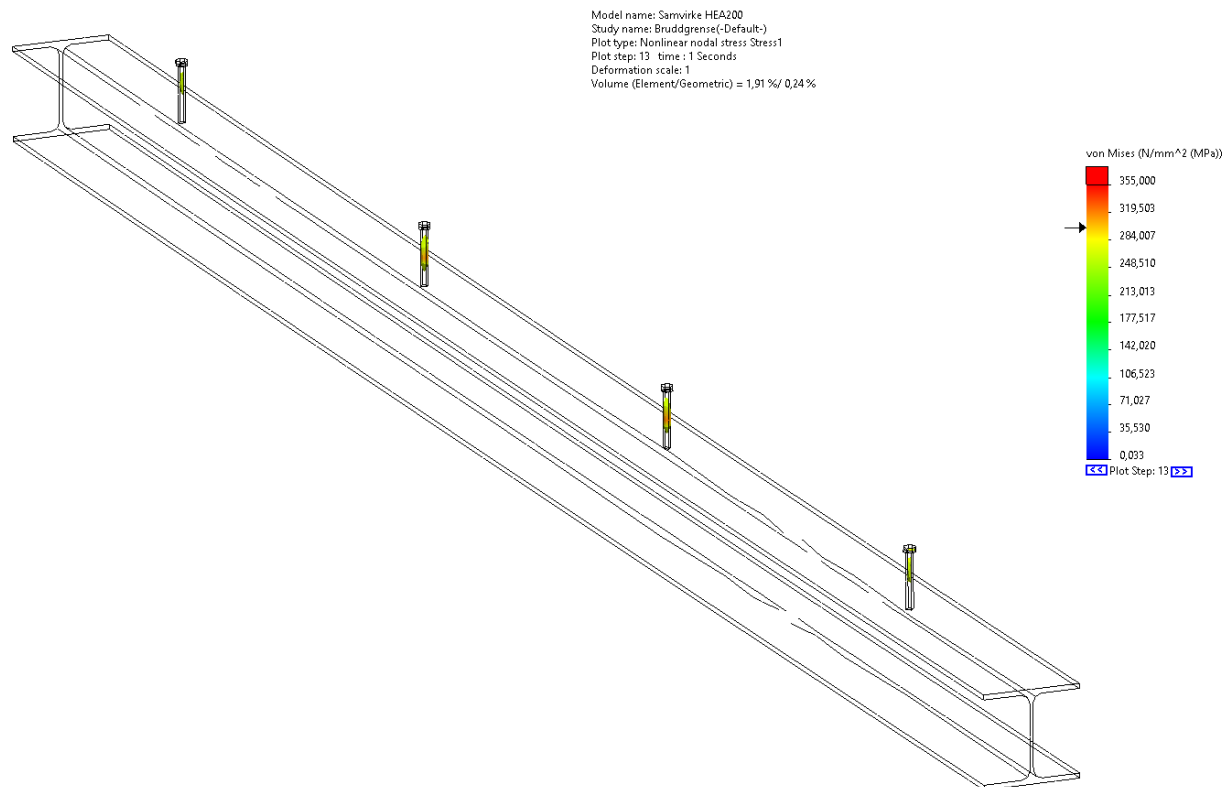
Videre kommer resultatene for bjelken i bruddgrensetilstand. Her er det valgt å se på spenningen som påvirker bjelken i forskjellig størrelsesorden. Som er ment å gi god innsikt i hvor godt spenningene blir overført til dyblene og bjelken. Figurene under viser spenningstilstanden til bjelken under et gitt antall spenninger.



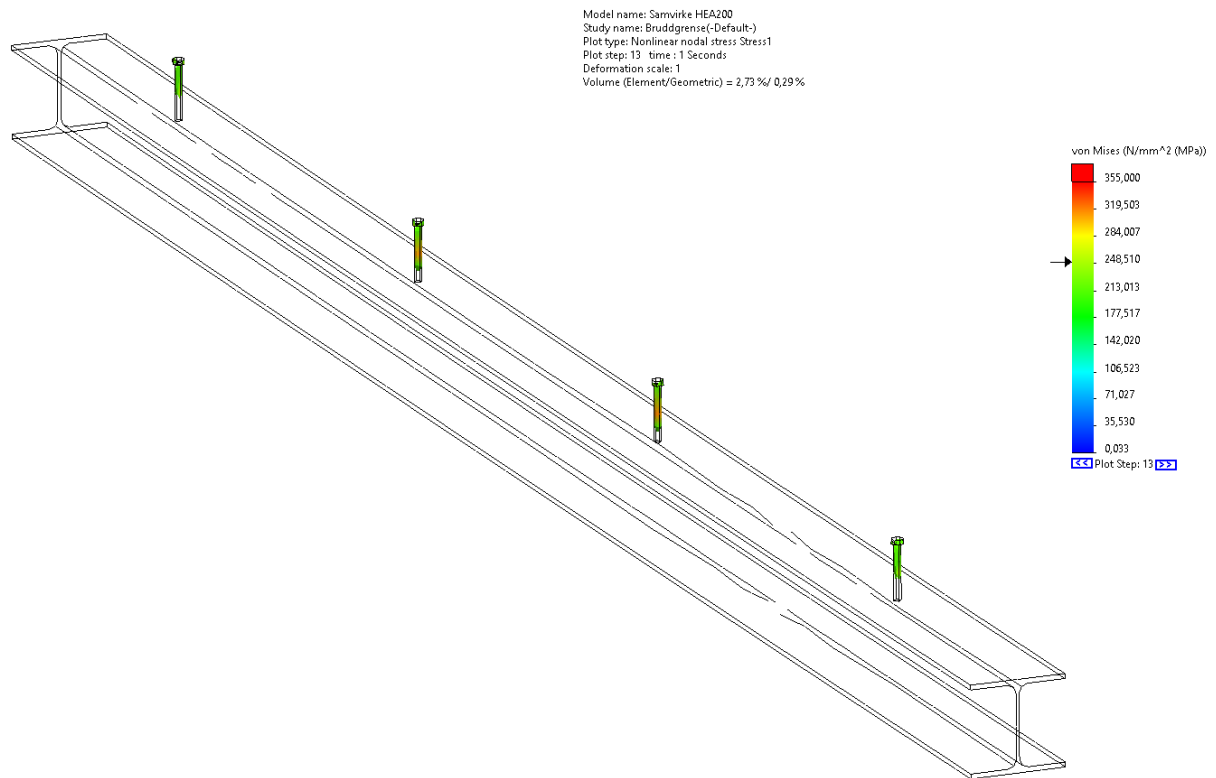
Figur 7.34 - Spenningsresultat av bjelke for en konvensjonell løsning



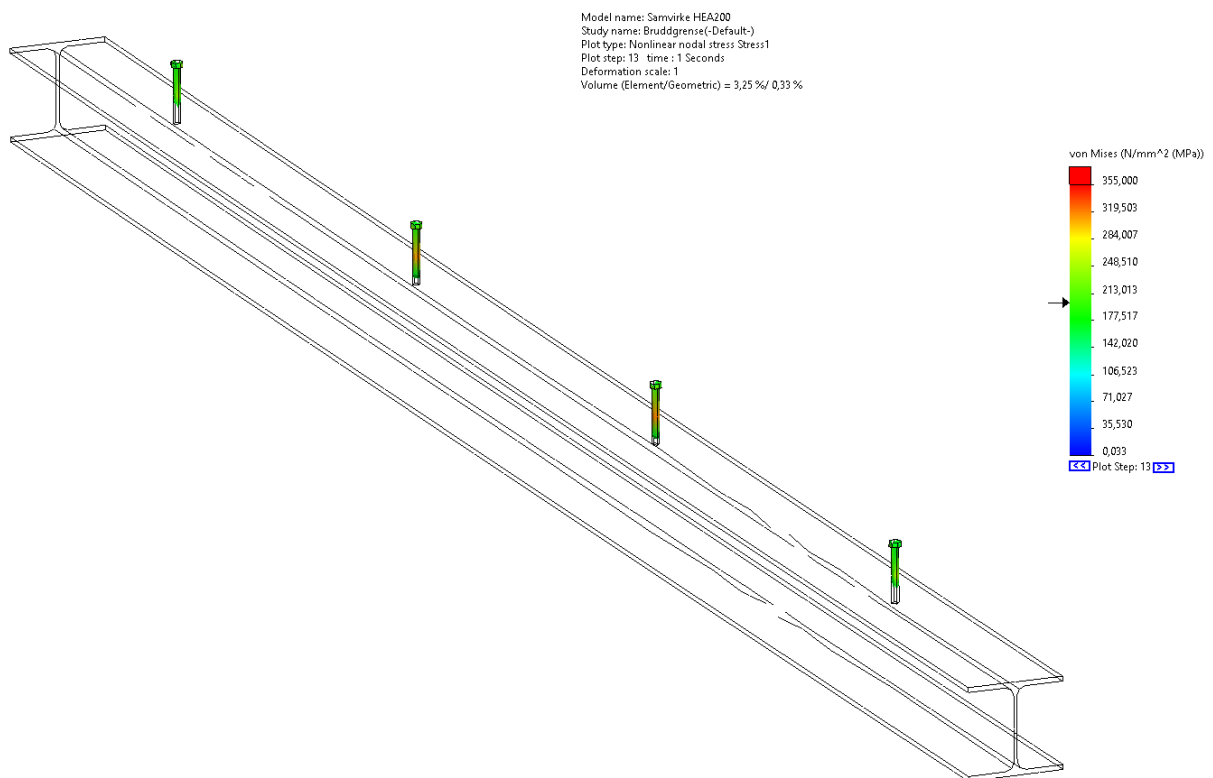
Figur 7.35 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 350 N/mm² spenning



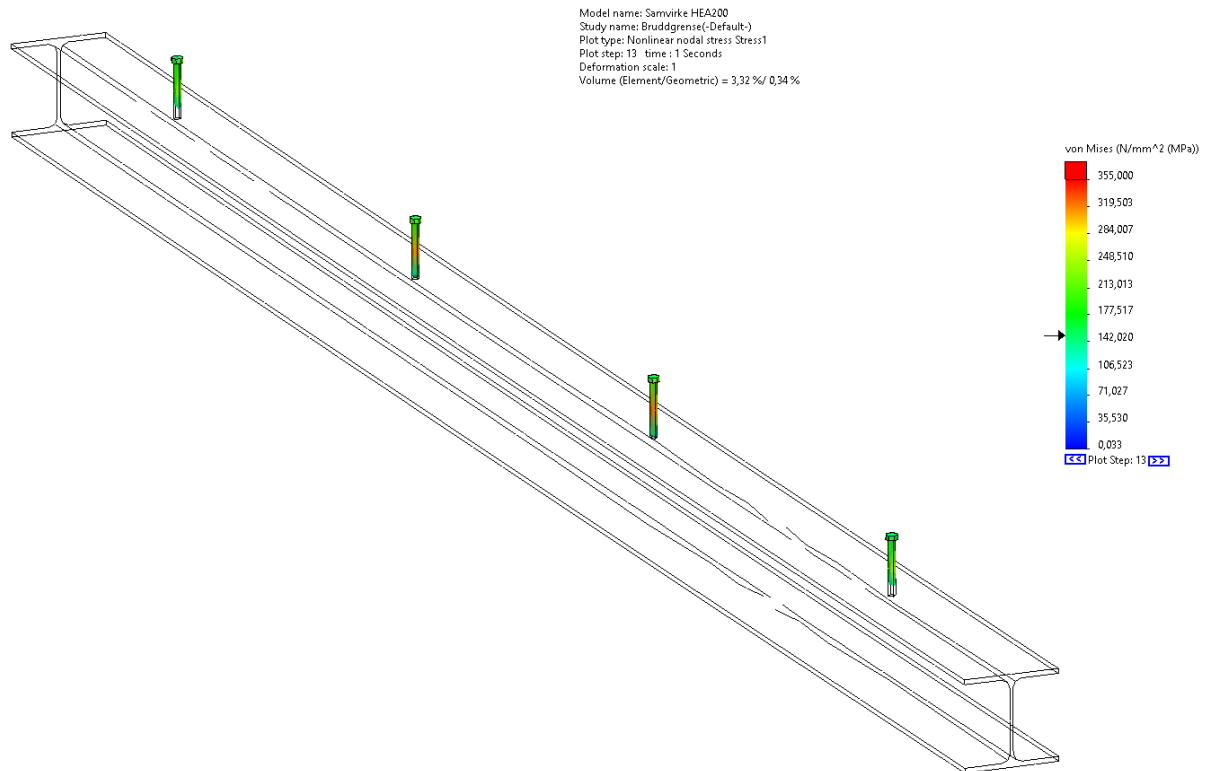
Figur 7.36 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 300 N/mm² spenning



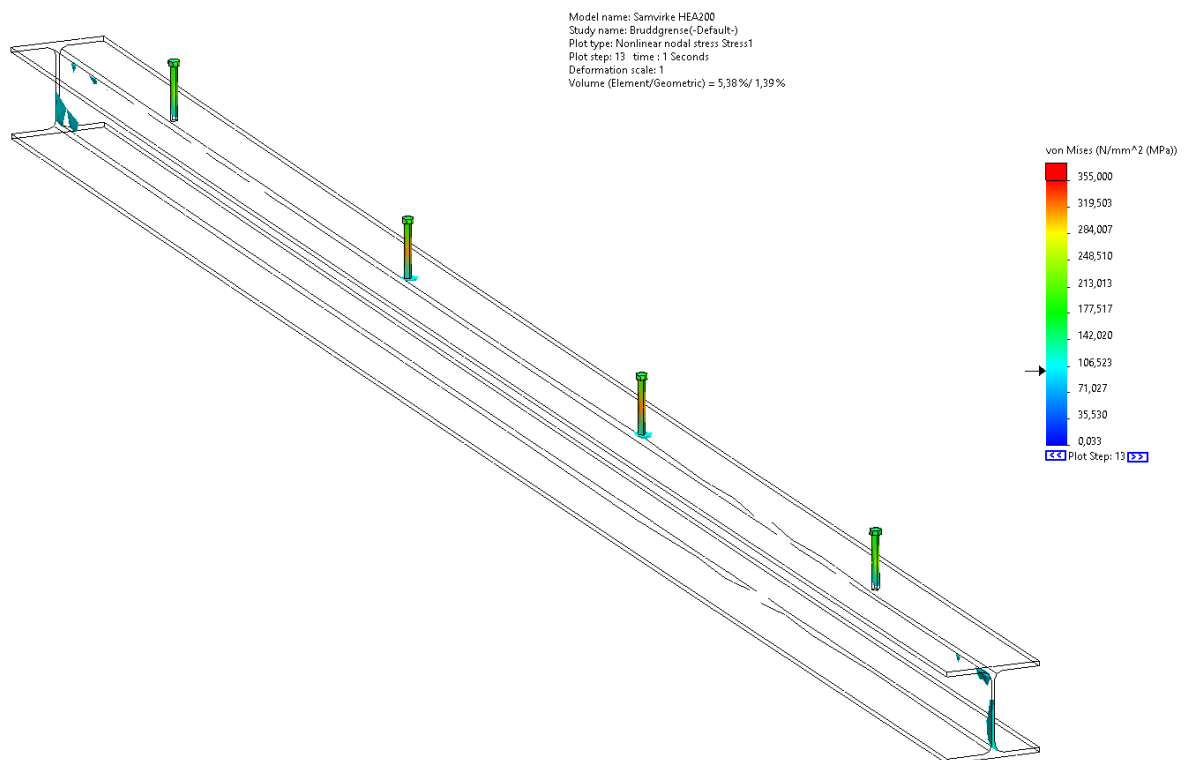
Figur 7.37 - Spenningsresultat for konvensjonell løsnings ved 250 N/mm² spenning



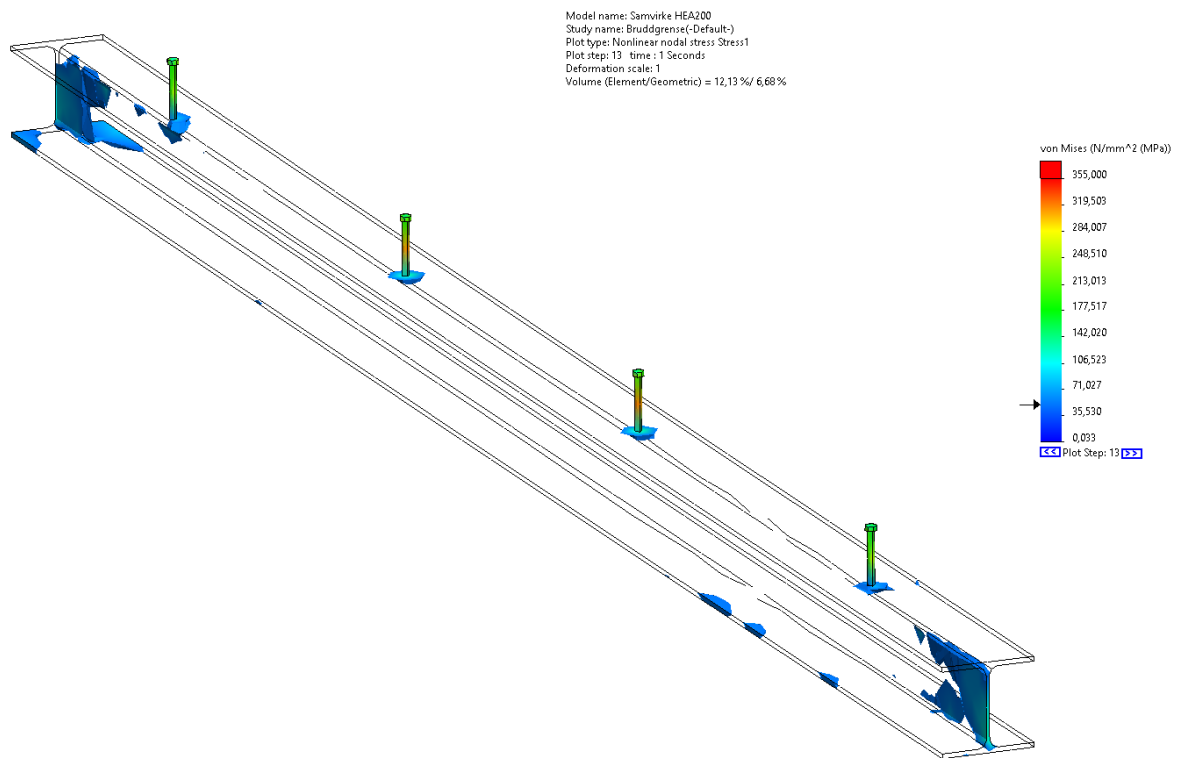
Figur 7.38 - Spenningsresultat for konvensjonell løsnings ved 200 N/mm² spenning



Figur 7.39 - Spenningsresultat for konvensjonell løsnning ved 150 N/mm² spenning



Figur 7.40 - Spenningsresultat for konvensjonell løsnning ved 100 N/mm² spenning



Figur 7.41 - Spenningsresultat for konvensjonell løsning ved 50 N/mm² spenning

I tabellene under er det mulig å se resultatet av figurene som er angitt over for den konvensjonelle løsningen. Her vises hvor stor andel i volum av bjelken som er påvirket av spenninger over en gitt verdi.

Volum	Verdi
Største spenning som inntreffer dyblene	353 N/mm ²
Volum(geometri) av spenninger som er > 350 N/mm ²	0,18%
Volum(geometri) av spenninger som er > 300 N/mm ²	0,24%
Volum(geometri) av spenninger som er > 250 N/mm ²	0,29%
Volum(geometri) av spenninger som er > 200 N/mm ²	0,33%
Volum(geometri) av spenninger som er > 150 N/mm ²	0,34%
Volum(geometri) av spenninger som er > 100 N/mm ²	1,39%
Volum(geometri) av spenninger som er > 50 N/mm ²	6,68%

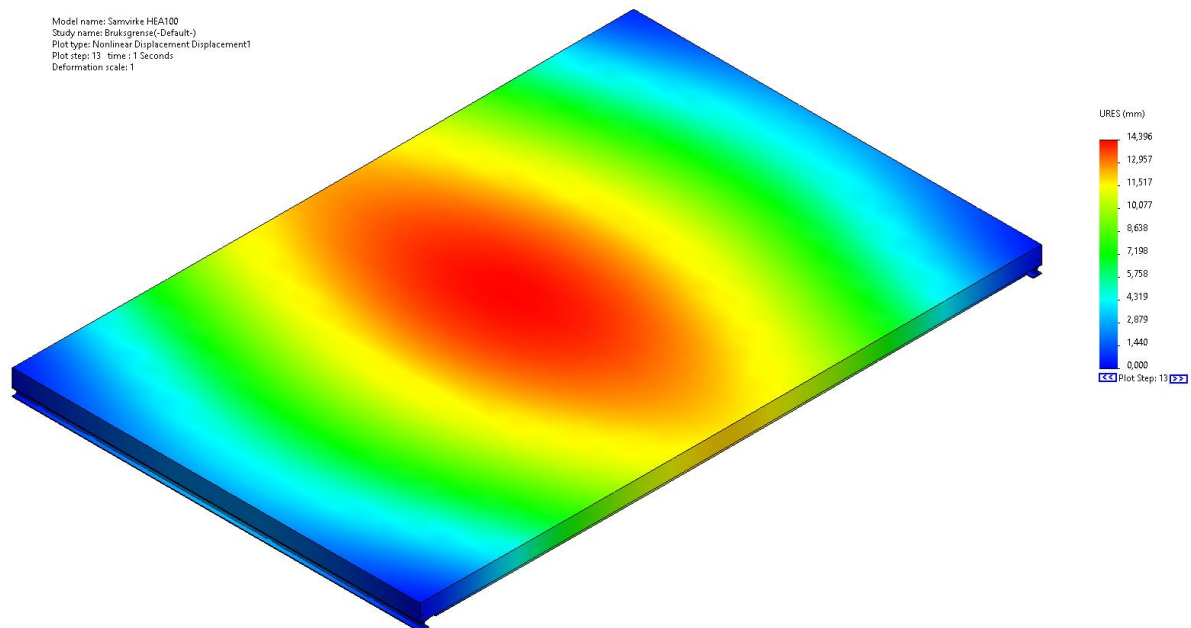
Tabell 7.20 - Prosent av bjelken i konvensjonell løsning som er over en gitt verdi med spenning

Spenning	Volum
Totale volumet i bjelken(geometri)	2,59x10 ⁷ mm ³
Volum av spenninger som er > 350 N/mm ²	46620 mm ³
Volum av spenninger som er > 300 N/mm ²	62160 mm ³
Volum av spenninger som er > 250 N/mm ²	75110 mm ³
Volum av spenninger som er > 200 N/mm ²	85470 mm ³
Volum av spenninger som er > 150 N/mm ²	88060 mm ³
Volum av spenninger som er > 100 N/mm ²	360010 mm ³
Volum av spenninger som er > 50 N/mm ²	1730120 mm ³

Tabell 7.21 - Andel spenninger som går igjennom bjelken i den konvensjonelle løsningen ved angitte spenninger

7.4.9 Resultat fullstendig samvirke med HEA100

I figuren under vises nedbøyningsutviklingen i samvirkeforbindelsen. Og i Tabell 7.22 er nedbøyning i bruksgrensetilstand angitt for både bjelke og dekke.

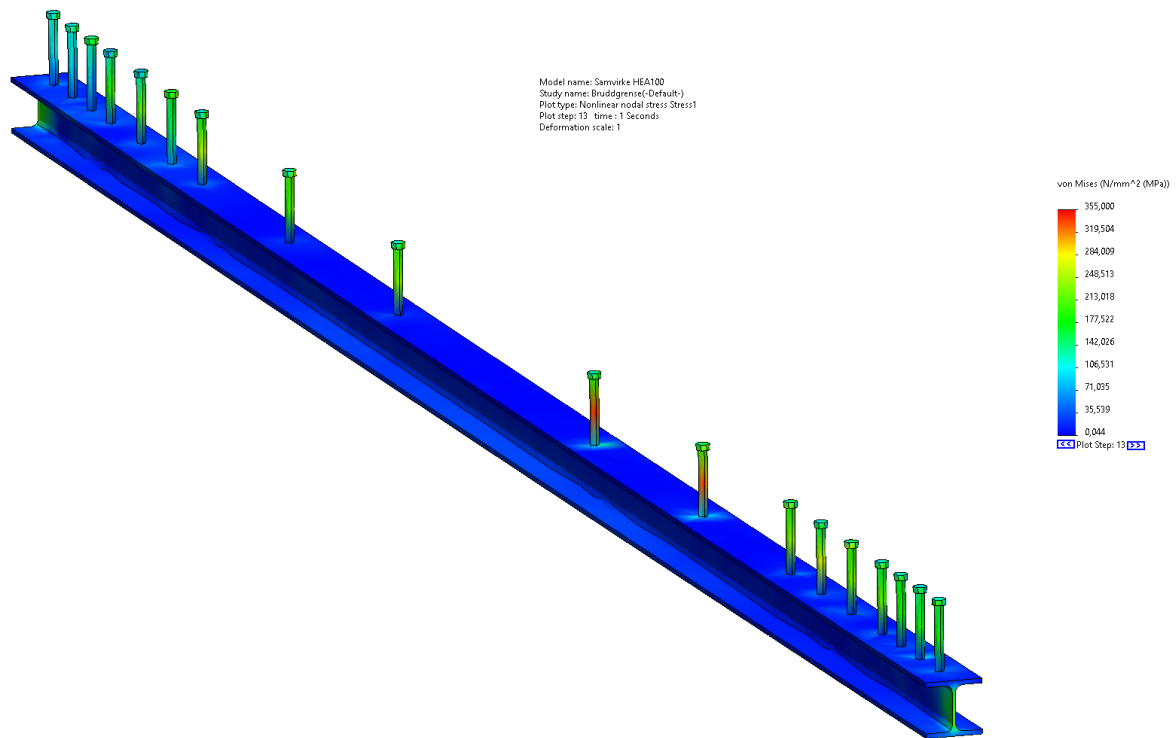


Figur 7.42 - Nedbøyningsresultater av samvirke i bruksgrensetilstand

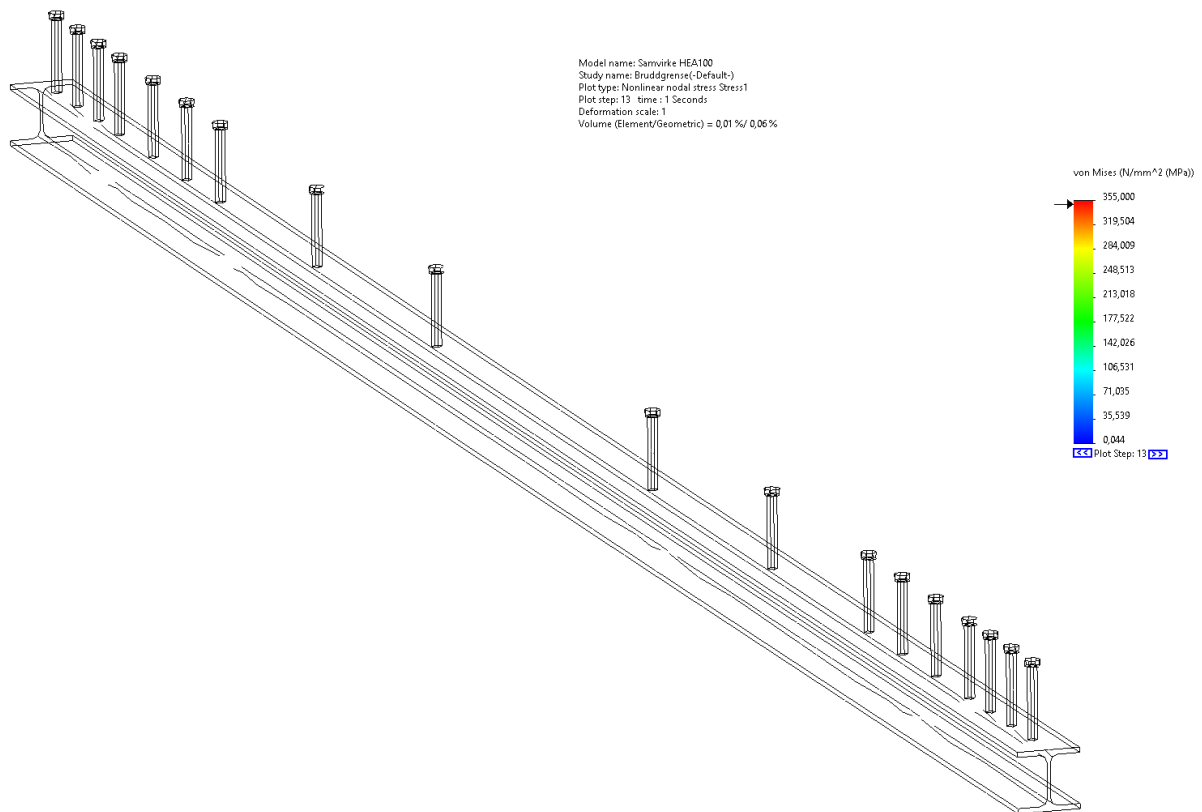
Konstruksjonsdel	Nedbøyning
Dekke	14,4 mm
Bjelke	2,9 mm

Tabell 7.22 - Nedbøyningsresultater av samvirke i bruksgrensetilstand

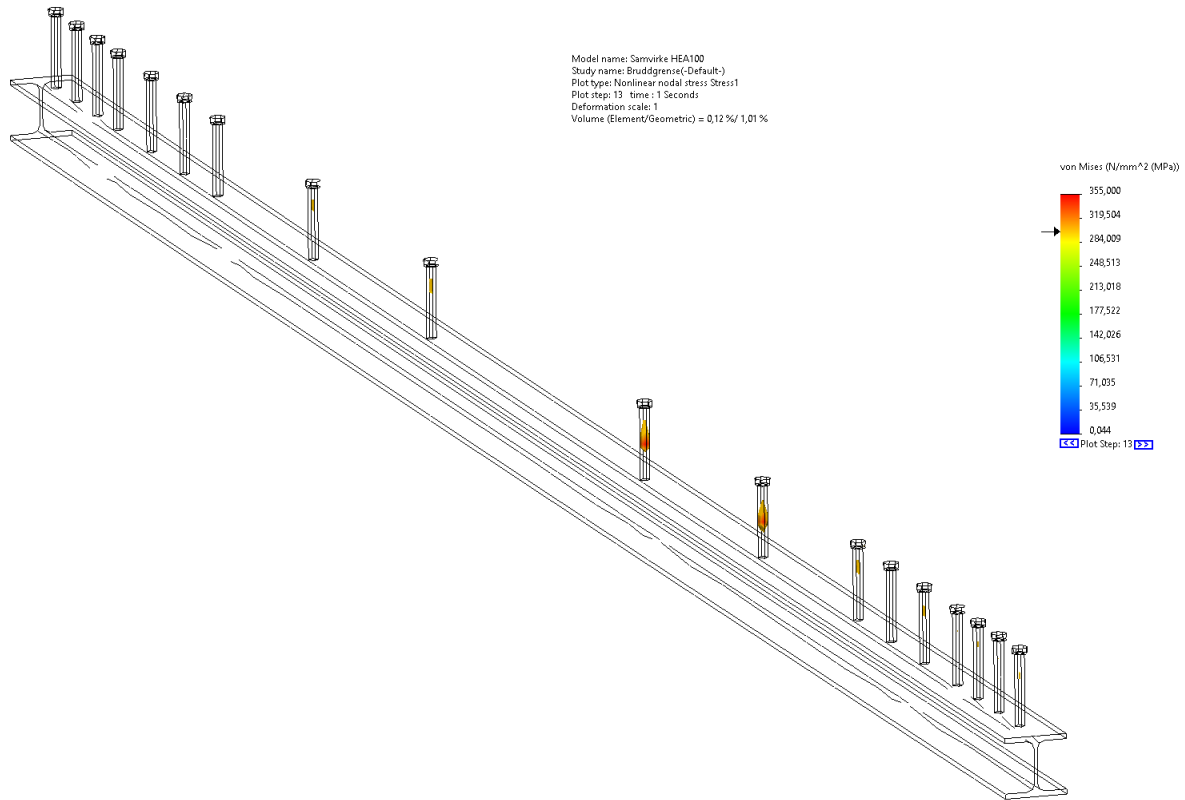
I figurene under, er det mulig å se hvordan en bjelke i fullstendig samvirke blir påvirket av spenninger. Figurene under viser hvilke av dyblene som først tar imot de største spenningene, og i hvilken størrelsesorden spenningen er i. Her er det mulig å se utviklingen av spenninger i bjelken og dyblene.



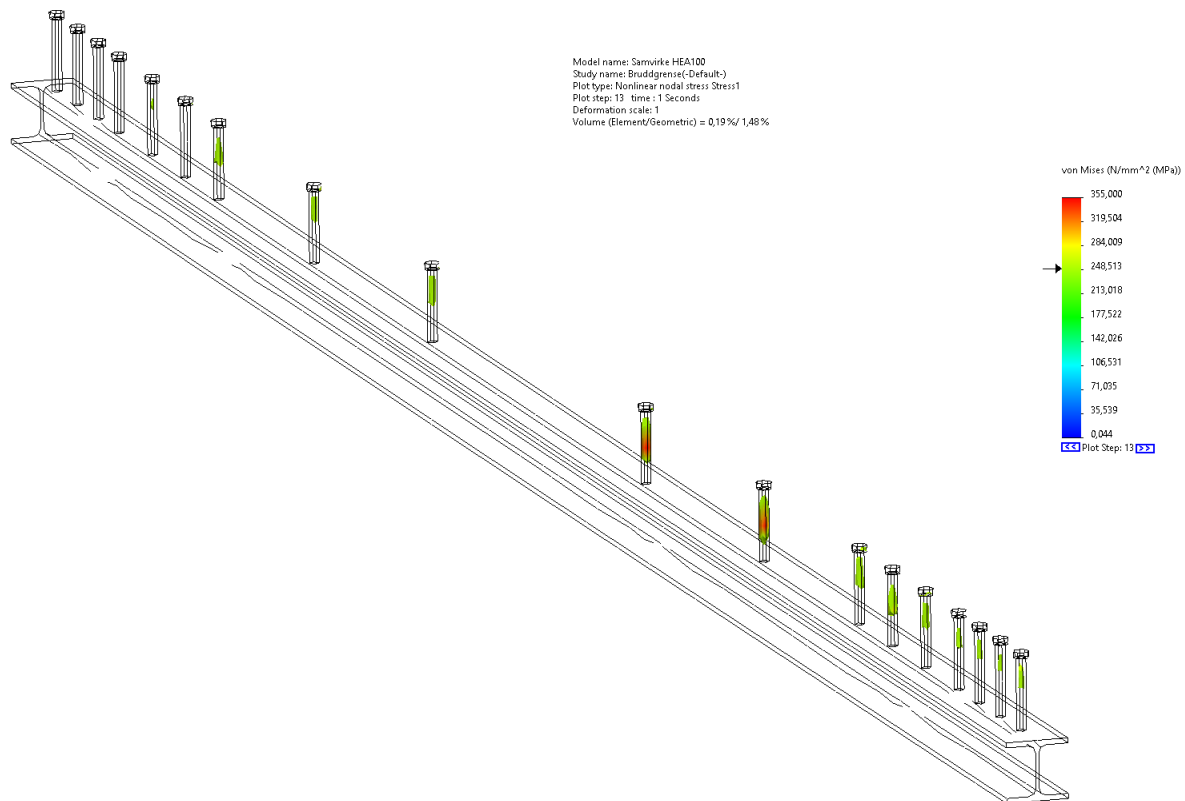
Figur 7.43 - Spenningsresultat av bjelke for samvirkeløsning



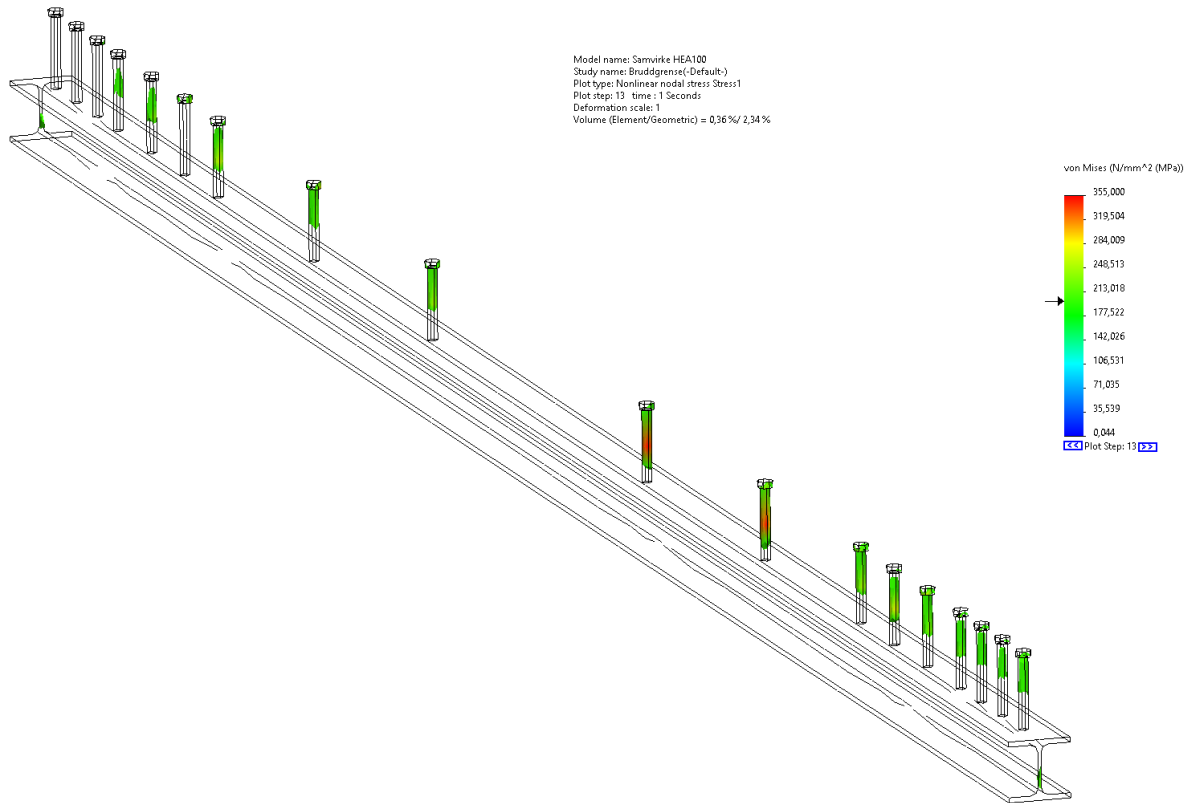
Figur 7.44 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 350 N/mm² spenning



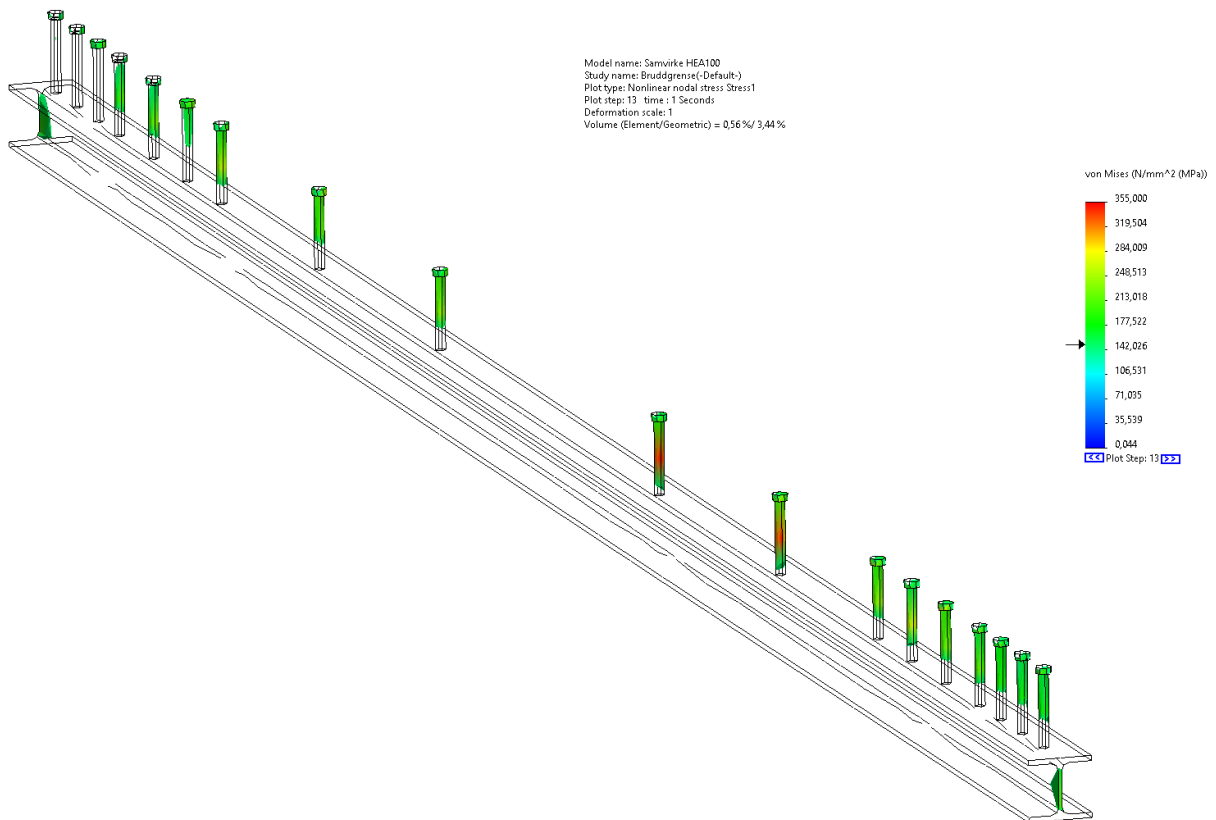
Figur 7.45 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 300 N/mm² spenning



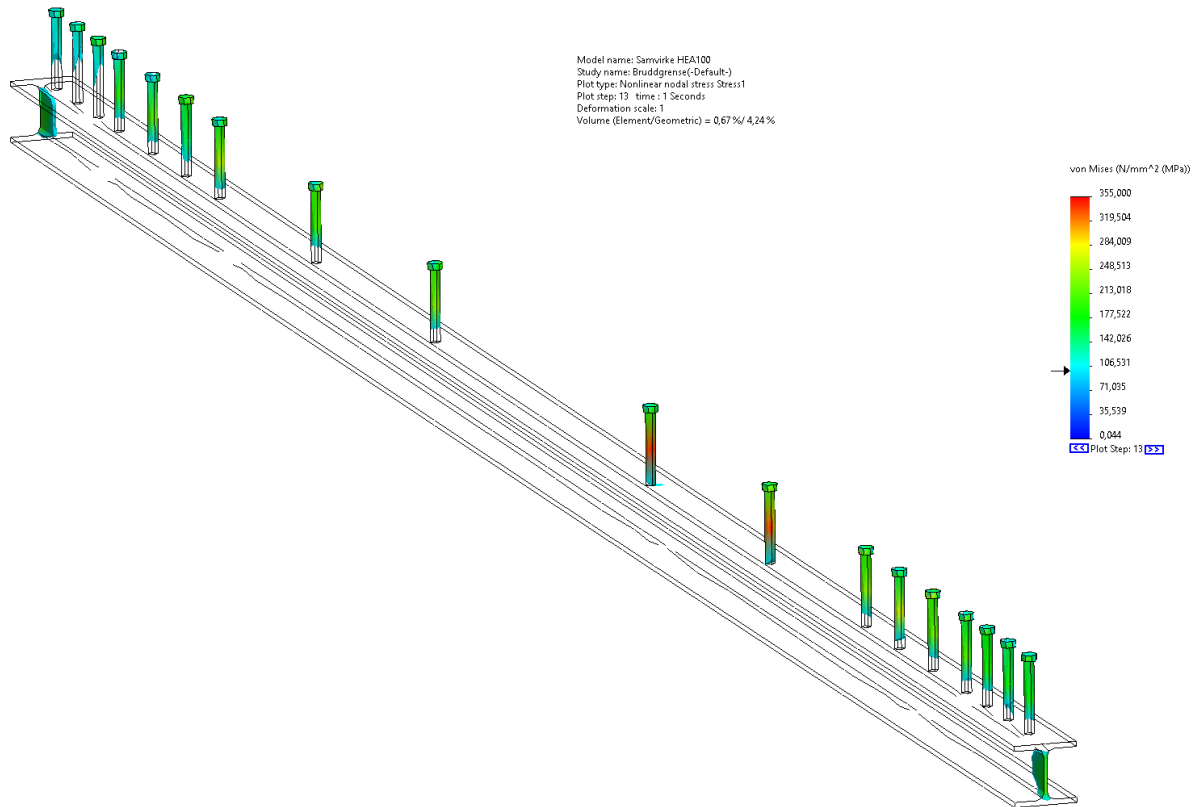
Figur 7.46 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 250 N/mm² spenning



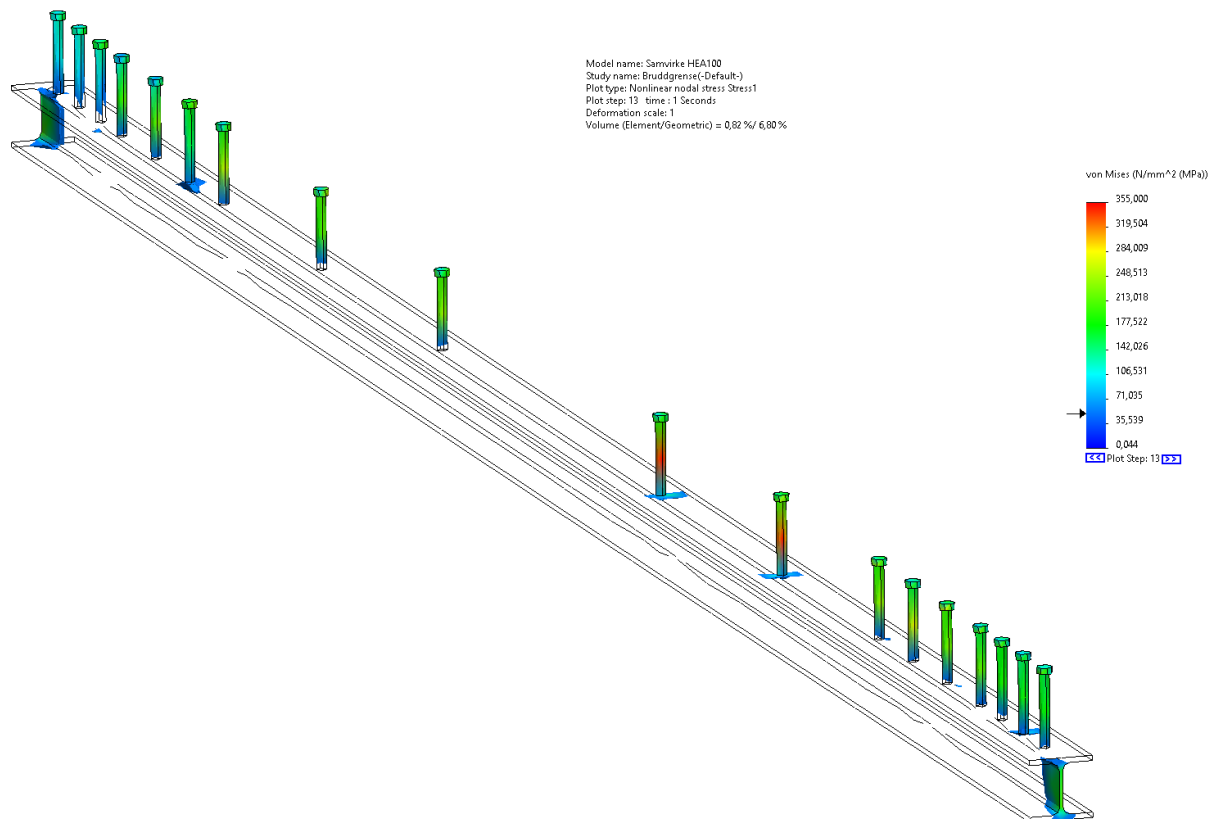
Figur 7.47 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 200 N/mm² spenning



Figur 7.48 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 150 N/mm² spenning



Figur 7.49 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 100 N/mm² spenning



Figur 7.50 - Spenningsresultat for samvirkeløsning ved 50 N/mm² spenning

I tabellene under er det mulig å se resultatet av figurene som er angitt over for samvirkeløsningen. Her er også resultatene for hvor stor andel i volum av bjelken som er påvirket av spenninger over en gitt verdi.

Volum	Verdi
Største spenning som inntreffer dyblene	351 N/mm ²
Volum(geometri) av spenninger som er > 350 N/mm ²	0,06%
Volum(geometri) av spenninger som er > 300 N/mm ²	1,01%
Volum(geometri) av spenninger som er > 250 N/mm ²	1,48%
Volum(geometri) av spenninger som er > 200 N/mm ²	2,34%
Volum(geometri) av spenninger som er > 150 N/mm ²	3,44%
Volum(geometri) av spenninger som er > 100 N/mm ²	4,24%
Volum(geometri) av spenninger som er > 50 N/mm ²	6,80%

Tabell 7.23 - Prosent av bjelke i samvirkeløsning som er over gitt antall spenning

Spenning	Volum
Totale volumet i bjelken(geometri)	1,07x10 ⁷ mm ³
Volum av spenninger som er > 350 N/mm ²	6420 mm ³
Volum av spenninger som er > 300 N/mm ²	108070 mm ³
Volum av spenninger som er > 250 N/mm ²	158360 mm ³
Volum av spenninger som er > 200 N/mm ²	250380 mm ³
Volum av spenninger som er > 150 N/mm ²	368080 mm ³
Volum av spenninger som er > 100 N/mm ²	453680 mm ³
Volum av spenninger som er > 50 N/mm ²	727600 mm ³

Tabell 7.24 - Andel spenninger som går igjennom samvirkebjelken ved angitte spenninger

7.4.10 Sammenligning av resultat

I Tabell 7.25 er det utregnet prosentvis endring fra den konvensjonelle løsningen til en løsning med fullstendig samvirke. Dette er utført med hensyn til mengde volum som er påvirket av en gitt spenningsverdi, nedbøyning og total volumendring inkludert dybler.

Hva	%
Nedbøyningsendring bjelke	-21,6 %
Nedbøyningsendring dekke	-13,8 %
Total volumendring i bjelke(element/geometri)	-58,7%
Endring i største påvirkende spenning	-0,6%
Volumendring ved > 350 N/mm ²	-86,2%
Volumendring ved > 300 N/mm ²	73,9%
Volumendring ved > 250 N/mm ²	110,8%
Volumendring ved > 200 N/mm ²	193,0%
Volumendring ved > 150 N/mm ²	318,0%
Volumendring ved > 100 N/mm ²	26,0%
Volumendring ved > 50 N/mm ²	-58,0%

Tabell 7.25 - Prosentvis endringer fra den konvensjonelle løsningen med HEA200 til samvirkeløsning med HEA100

8. DISKUSJON

8.1 Referansebjelke

Vi startet med å kontrollere referansebjelken uten samvirke, altså bjelken som ble benyttet i det faktiske prosjektet. Bjelken ble kontrollert for skjær, moment og nedbøyning. Deretter gjorde vi en kontroll av samme lasttilfelle som for referansebjelken, men med alle mulige H-bjelker som var mindre enn HEA200. Dette gjorde vi for å få flere typer sammenligningsgrunnlag:

- Mellom våre håndberegninger og oppgitte beregninger fra Rambøll
- Mellom FEM-modell og håndberegninger
- Mellom de forskjellige typene H-bjelker som var mindre enn benyttet bjelke, for å sammenligne utnyttelser med og uten samvirke

Våre håndberegninger etter Eurokode 3 stemte, som forventet, med dimensjoneringen til Rambøll. Men det som var interessant, var at analysen av HEA200 utført med FEM-beregning, overskred tillatt nedbøyning satt i prosjektet. Tillatt nedbøyning var bestemt til $L/250$, hvor håndberegningene havnet på $L/258$, mens FEM-beregningene kom ned på $L/247$. Håndberegningene bruker plastisk dimensjonering etter velutprøvde formler og metoder spesifisert i Eurokode 3, og er derfor en godkjent dokumentasjon på kapasiteten, men at FEM-modellen fikk et noe mer konservativt resultat, kan skyldes at den beregnet etter von-Mises plastisitetsteori.

Videre vises det at alle bjelker, helt ned til HEA100, hadde tilstrekkelig kapasitet mot vertikal skjærkraftkapasitet, og både HEA180 og HEA160 hadde tilstrekkelig kapasitet mot bøyemoment, men nedbøyning for alle profiler mindre enn HEA200, overskred tillatt nedbøyning på $L/250$. Generelt anbefaler både Norsk Stålförening og Betongelementforening en nedbøyning på $L/300$. Men grunnet det relativt korte spennet for disse bjelkene, på 4,8m, ble det oppgitt at $L/250$ var godkjent av prosjekterende for hulldekkene for dette prosjektet. Grunnen til at man ikke ønske for stor nedbøyning, til tross for at bjelkene har tilstrekkelig kapasitet for skjær og moment, er skjæroverføringen mellom hulldekkeelementene. Elementene midt på bjelken vil følge bjelken ned, og for at dekket ikke skal splittes opp, overføres skjærkrefter mellom elementene.

8.1.1 Med samvirke

I boligbygget er stålet og hulldekkene dimensjonert vær for seg, av forskjellige rådgivere. Utrekning av laster har blitt kommunisert mellom rådgiverne, men det har ikke vært dokumentert eventuelle samvirkeeffekter av stålbjelken og hulldekkene. For hvert dekkeelement er det montert én skjærdebel som er støpt inn i en prefabrikkert sliss med en armeringsbøyle rundt. Som diskutert tidligere er dette starten på en samvirkekonstruksjon.

Videre var det ønsket å se hvordan den konvensjonelle løsningen ble mottatt av regelverket til Eurokode 4. Grunnet så få antall dybler, ble senteravstanden større enn hva som er angitt i Eurokode 4. Elementene har en bredde på 1200mm, og det blir også senteravstanden på dyblene. Eurokode 4 spesifiserer minste tillatte senteravstand til å være 800mm. Dermed går den konvensjonelle løsningen utenfor Eurokode 4. I tillegg ville kravet for antall dybler på halve bjelkelengden, med betong B45 og stålbjelke HEA200, vært 25,3 stk for å skape en full skjærforbindelse. Med kun 2 stk. oppnår man bare en grad av skjærforbindelse på 7,9%, mens minste krav er 40%, som tilsvarer 10,12 stk. dybler. Etter prøving i regnearket i Excel, viser det også seg at nøytralaksen til samvirketverrsnittet kommer for lavt i tverrsnittet, slik at man ikke oppnår den ønskede samvirkeeffekten med strekk i stålet og trykk i betongen. Det ble derfor ikke foretatt ytterligere kontroller av denne løsningen etter håndberegninger fra Eurokode 4.

8.2 Utforming av samvirketverrsnittet

8.2.1 Effektiv bredde

Effektiv bredde for betongdekket i samvirketverrsnitt ble regnet ut til å være 0,43m. Denne bredden regnes ut fra geometrien til dekket over stålbjelken, med en blanding av avleste verdier og beregninger. Eurokode 4 stiller krav til maks-verdier for bredder, slik at ikke effektivt tverrsnitt eksempelvis blir mange meter bare fordi man har et langt spenn på hulldekket. 0,43m gir en plausibel bredde med solid betong, som er gjennomførbar i praksis, og som klarer å overføre og ivareta de nødvendige opptredende kreftene. Rent praktisk vil hulldekkene leveres med et tettelukk plassert 43cm fra ytterkant av stålbjelken, og kanalene vil støpes ut til lokket.

8.2.2 Dybler

Det er valgt å gå for en full skjærforbindelse i denne rapporten. Eurokode 4 åpner for å benytte en full skjærforbindelse eller en delvis skjærforbindelse ned til 40%. Grunnen til at full skjærforbindelse ble valgt, var tanken om å skape et kraftigst mulig tverrsnitt, for å få den største mulige reduksjon av stålbjelken. Antall dybler som kreves i en full skjærforbindelse avhenger av kapasiteten på stålbjelken og betongdekket, det vil si at desto mindre bjelke man velges, dess færre dybler trengs. Dette er enkelt forklart fordi dyblene har en gitt kapasitet som de klarer å overføre mellom konstruksjonsdelene, og det vil ikke være nødvendig å overføre mer krefter enn det som kan tas hånd om av bjelken og/eller dekket.

Med dyblene som er valgt, sammen med betong B45 og stålbjelke HEA100, gir dette et krav til 10 dybler på halve bjelken, gitt full skjærforbindelse og lik senteravstand av dyblene over bjelkelengden. Men grunnet for stor forskjell mellom momentkapasiteten til samvirketverrsnittet, og momentkapasiteten til stålbjelken alene, ble det nødvendig å dimensjonere skjærforbindelsen etter elastisitetsteori. Ved elastisitetsteori ser man på skjærkraftdiagrammet til stålbjelken, og fordeler dyblene etter hvor det er størst skjærkraft. I en fritt opplagt bjelke er dette naturligvis ute med opplegg, mens skjærkraften går til null midt i spennet.

Ved dimensjonering av skjærforbindelsen etter elastisitetsteori, endte vi opp med totalt ni dybler for halve bjelken, altså en mindre enn ved dimensjonering etter plastisk teori. Men forskjellen er her at de fire første dyblene plasseres med senteravstand på 100mm, de tre neste med 160mm og de to siste med 550mm. Dette gjør at man får flest dybler ut mot kanten, der skjærkraften er størst, mens den innerste 1,4 meteren mot midten av bjelken kun har to dybler. Etter plastisk teori, men en senteravstand på 240mm, ville denne innerste 1,4 meteren hatt 5 dybler. Måten skjærkraften virker på er at den ytterste dybelen får all kraften, og så snart den starter å deformeres, aktiveres neste dybel, og så videre. Derfor er det bedre utnyttelse av dyblene å ha flest der hvor kraften er størst, og man kan da ende opp med å bruke én dybel mindre, sammenlignet med plastisk dimensjonering.

Grunnet relativt lav skjærkraft i forhold til kapasitet på dybler, og ingen problemer med for liten senteravstand, vil det ikke være nødvendig å forsterke dyblene i denne løsningen.

8.2.3 Armering

Siden skjær dyblene som er brukt er plassert nærmere kanten enn 300mm, er det benyttet armeringsbøyle rundt hver dybel, iht. krav fra Eurokode 4. Da dette er et endeopplegg med hulldekker, hvor dybelen skal omstøpes, er det ikke langsgående armering i overkant og underkant, på samme måte som det ville vært om det var et plasstøpt betongdekke. Armeringsbøylene som ligger rundt dyblene, fungerer derfor også som tverrarmering til samvirketverrsnittet.

Tradisjonell forankring av armering tilsier at et jern er fullforankret når forankringslengden er 50ϕ , som vil si 500mm for en $\phi 10$ -bøyle som vi har benyttet. Men dette er et veldig konservativt tall, noe betongelementforeningen har tatt tak i, og redegjort for i Betongelementboka, Bind B, tabell B19.11.2. Her har de dokumentert at nødvendig forankringslengde for de mest brukte armeringsdiametrene, fra $\phi 8$ til $\phi 32$, faktisk er langt lavere enn $50 \times \phi$. Disse jernene vil nesten alltid ha stor nok overdekning, altså kantavstand, til å unngå spaltebrudd. Derfor blir minste nødvendige forankringslengde, iht. Eurokode 2, gjeldende.

Dette gjør at effektive bredde på 0,43m, er tilstrekkelig for å få fullforankret tverrarmeringen som ligger rundt dyblene. Hvis denne lengden har måttet tilfredsstillende $50 \times \phi$, altså 500mm forankringslengde, måtte kanalene i hulldekkene blitt ytterligere støpt ut for å oppnå nok lengde.

Det er i tillegg lagt to rette armeringsstenger på langs av bjelken. Disse har ingen direkte innvirkning på samvirketverrsnittet, og det er ikke utført noen beregningsmessige kontroller som omhandler disse jernene, men de er opplyst å ligge der grunnet strekk i randsonen for horisontalskiva, altså hulldekkene, og det er derfor valgt å videreføre samme jern for å illustrere et realistisk knutepunkt.

8.3 Kapasitetskontroll etter håndberegninger

Utfordringene med et samvirkekonstruksjoner er at det kreves ekstra dimensjonering og dokumentasjon ved prosjektering av disse. Dimensjonering skjer i hovedsak etter Eurokode 4, som har flere regelsett som må ivaretas for å kunne skape et samvirke.

8.3.1 Vertikal skjærkraft

Innledningsvis i beregningene ble skjærkraftkapasiteten kontrollert for alle H-bjelkene, hvor det kom frem at selv ikke den minste, HEA100, kom over 50% utnyttelse av skjærkraftkapasitet mot vertikalt skjær. Dette betyr, grunnet regel fra Eurokode 4 om utnyttelser under 50%, at det ikke var behov for ytterligere kontroll av samvirketverrsnittet mot vertikalt skjær.

8.3.2 Bøyemoment

Kontroll av bøyemoment viste at samvirketverrsnittets bøyemomentkapasitet, med bruk av betong B45 og bjelke HEA100, var utnyttet rett i overkant av 50%. Dette er ca. samme utnyttelse som referansebjelken HEA200 hadde, uten samvirke. Og til sammenligning viste beregningene etter Eurokode 3 at en HEA100, uten samvirke, ville fått en 27,1% utnyttelse av bøyemomentkapasitet. Dette viser hvor stor økning i kapasitet man skaper ved å opprette et samvirke. HEA100 er en relativt liten stålbjelke som blir liggende under et kraftig dekke, men denne har veldig stor kapasitet mot strekkrefter, og når man ved å etablere et samvirke klarer å skape en situasjon der bjelken kun trenger å ivareta strekk, fordi trykksone havner i betongen, vil utnyttelsen øke signifikant.

Men forskjellen på bøyemomentkapasiteten for samvirketverrsnittet, og for stålbjelken alene, var 5,5. Standarden anbefaler at denne ikke er over 2,5. Siden vi kom over denne grenseverdien, ble det nødvendig å foreta en detaljert dimensjonering av skjærforbindelsen mellom dekket og bjelken, utført fra resultater av langsgående skjær etter elastisitetsteori.

8.3.3 Nedbøyning

Nedbøyning var det klart dimensjonerende kriteriet for referansebjelken, som hadde skjærutnyttelse på 18,5%, moment på 53,9% og nedbøyning på 97,8%. Selv om HEA180 og HEA160 hadde tilstrekkelig kapasitet mot skjær og bøyemoment, hadde de for mye nedbøyning.

Samvirketverrsnittet, med B45 og HEA100, oppnådde en total nedbøyning på 9,44mm, som vil si ca. 49% av tillatt nedbøyning. Til sammenligning var skjær utnyttet 44,5% og bøyemoment 50,7%, som vil si at kapasiteten mot bøyemoment var mer utnyttet enn nedbøyningen. Men dette vil nødvendigvis ikke bety at nedbøyning ville blitt dimensjonerende ved å øke bjelkelengden. For ved å eksperimentere i regnearket i Excel og fremprovosere brudd på en av kriteriene, gitt samme betong, laster og H-bjelke, ville en maksimal lengde på stålbjelken være 6,38m. Utnyttelsene ville da vært skjær på 59,1%, moment på 86,6% og nedbøyning på 99,9%. Det viser seg at nedbøyning har tendens til å være dimensjonerende faktor for bjelker i dette tilfellet.

8.4 Praktisk utførelse

8.4.1 Dybler

Siden det uansett er nødvendig med minst én dybel for hvert hulldekke for å overføre skjærkrefter når man legger hulldekker på stålbjelker, er det allerede prosess med å sveise på denne dybelen etter mål fra den rådgiveren som prosjekterer hulldekkene, for at den skal passe med slissen. I referanseprosjektet er det totalt sveist på fire stk. dybler på stålbjelken. Dette gjøres av stålleverandøren på verksted, etter oppgitte mål. Mengden merarbeid for å sveise på 16 flere dybler er veldig liten. Man kan argumentere for at det er mer ekstraarbeid å gå fra å levere en helt ren bjelke til en bjelke med én påsveist dybel, enn å gå fra å levere en bjelke med fire dybler til en med 18 dybler. Prosessen med sveising er allerede i gang på verkstedet.

8.4.2 Hulldekker

Hulldekkene må prosjekteres med hensyn til alle disse dyblene. Anbefalt minimum opplegg for hulldekke HD200 er 80mm. Toppflensen på HEA100 er 100mm bred, sammenlignet med HD200 som har en 200mm bred flens. Det vil si, for en HEA200 brukt med mange dybler for samvirke, kan dyblene sveises sentrisk over steget på bjelken, og hulldekkene legges inn mot dybelen under montasje. Hulldekket må stemples opp frem til randsonen er støpt ut, så lenge det ikke er gjort dimensjonering av stålbjelken for eksentrisk last på toppflensen med hensyn til vipping. Slik referanseprosjektet er utført, er det kun én dybel for hvert dekke, og denne er tilpasset med en sliss i hulldekket. Med kun én sliss på dekket, får det nok opplegg på sidene til at dekket kan støpes med tilnærmet full lengde og legges godt inn på stålbjelken, slik at det ikke blir behov for dimensjonering mot vipping under montasje.

Men siden bjelken i denne rapporten, en HEA100, kun har 100mm bred toppflens, vil det være for lite opplegg for hulldekket hvis man kun legger det på ene siden av flensen, inn mot dybelen. Hulldekket må derfor prosjekteres og støpes slik at det har en full sammenhengende flate på undersiden, men med hull for hver dybel, som det tres over ved montasje. Ulempen er at det krever nøyaktig prosjektering og samarbeid mellom de prosjekterende, samt nøyaktig produksjon for å lage utsparingene korrekt. I tillegg må det utføres ekstra varsomhet under montasje når dekkene heises på plass. Fordelen med dette, er at bjelken vil få lasten sentrisk over steget så snart dekket er lastet på plass. Men hvis stålbjelken ikke har kapasitet til å ivareta egenlasten under montasje, må det uansett stemples frem til dyblene er omstøpt, og samvirke opprettet.

I tillegg må det utføres ekstra armeringsdetaljer rundt dyblene og i det utstøpte arealet av betongdekket. Prinsippet for armering er i hovedsak lik den konvensjonelle metoden, men grunnet økning i antall dybler øker også behovet for armeringsbøyler, som er et arbeid som må utføres på byggeplass før utstøping.

8.5 FEM-analyse

FEM-analyser i Solidworks simulation har spilt en viktig rolle i forståelsen av hvilke forskjeller det er mellom en bjelke dimensjonert tradisjonelt, og en som er dimensjonert for å oppnå fullt samvirke. Det har derfor blitt investert mye tid for å oppnå kunnskap i programmet, for å kunne modellere systemet med gode forenklinger og betingelser. Av erfaring er slike simuleringer vanskelig å få i gang. Feilsøking er en stor del av å gjennomføre en slik simulering, da feilmeldingene var svært vage, og noen ganger helt tilfeldig.

Det ble laget utallige konfigurasjoner av systemet. Blant annet ble det gjort flere forsøk i å simulere inn egne modeller av utstøp av dekkeenden, fugestøp imellom hulldekkeelementene og spennarmering i hulldekket. Dette er åpenbart en svakhet i simuleringen, men samtidig nødvendig for å for eksempel heller fordele simuleringskapasiteten for til å få en finere mesh. Grunnen til at dette ble vanskelig å simulere er antakeligvis på grunn at dette ga en økt mengde med kontaktflater som må simuleres. Som nevnt i metoden var fremgangsmetoden å starte i det små med en lineær modell som er mulig å simulere. Dette dannet grunnlaget til å få i gang de ikke-lineære simuleringene. En ikke lineær simulering er mer kompleks, og krever mer enn en lineær simulering. Dessverre gikk ingen av stålbjellekene til flyt, så von Mises flytekriteriet ble i disse situasjonene ikke relevant.

For å kunne se hvordan materialene blir påvirket i komplekse lasttilfeller, har von Mises og Drucker-Prager spenningsmodeller blitt brukt for å definere når materialene vil gå til flyt. Det var også ønsket og se på hvordan spenningstilfellet for betongen var i de ulike tilfellene, men dessverre var den ønskede oppførselen til betongen vanskelig å modellere i Solidworks simulation. Selv med definert «failure criterion» oppførte ikke betongen seg som den burde. I korte trekk klarte ikke simuleringen å forstå at betongen går til brudd, og på det tidspunktet slutter å ta strekkspenninger. Det ble da bestemt å fremprovosere nedbøyning i betongen, slik at den ble mer realistisk i forhold til nedbøyningen over bjelken og i spennet. For spenninger i bjelken, var resultatene gode. Ved kvalitetssikring av modellen i bruksgrensetilstand var resultatene svært lik de som ble gjort ved håndberegninger. Med denne kvalitetssikringen var det mulig å sikre at fastholdningen i bjelken fungerte slik at den oppførte seg som en fritt opplagt bjelke. I realiteten vil nok opplegget til bjelken vært noe større, men dette er blitt ansett som ikke viktig i simuleringen. Så til tross for at betongens oppførsel ikke er helt som ønsket, menes det at sammenligning av den konvensjonelle løsningen og løsningen med samvirke gir god innsikt i hva forskjellen med utbytting av stålbjelken medbringer for både spenninger og nedbøyninger.

Knusing av betong rundt dyblene etter Drucker-prager modellen var også noe som ville vært interessant å sett på i en slik analyse. Men håndberegningene viser at det knusing av betongen rundt dyblene er langt fra realistisk, så systemene vil heller ikke være påvirket av ulikheter her. Dette er også grunnet til at det å definere kontakten mellom dyblene og betongen som knyttet var en god definisjon. Da vi ikke får noe brudd i betongen, vil dyblene og betongen rundt dyblene bevege seg sammen uansett.

Det er også mulig å se at antall noder og elementer er høyere i det systemet som har HEA100 bjelken med flere dybler, selv om volumet på HEA200 bjelken er over dobbelt så stort. Dette skyldes nok valget av den krumningsbaserte meshen, som automatiske gir en finere mesh på grunn av detaljnivået som skyldes mindre overflater og flere dybler. Denne type mesh gjordet også at det ikke var behov for noe mesh kontroll. Utartingen av både spenninger og nedbøyning var jevn og fin. Det å benytte denne krumningsbaserte meshen kan også være grunnen til at det var så krevende og få simulert de armeringsjernene som skulle vært i hulldekket, da disse jernene ender opp med å få veldig mange noder og elementer. Det var prøvd å bruke mesh kontroll, for å gjøre meshen til armeringsjernene grovere, men til ingen nytte.

Kvalitetssikring av resultatene som forekom i analyser som ble utført. I resultatene var det ingen uregelmessigheter eller unormale spennings- og forskyvningsovergangen, de hadde begge en relativt jevn og fin overgang igjennom geometrien i modellen. Reaksjonskreftene er også som forventet, der opplagringen av bjelkene har til sammen lik reaksjonskrefter som den totale lasten som ble lagt på. Samtidig var randbetingelsene en viktig del for å sikre at systemet oppførte seg som det skulle. Ved å sammenligne de konvensjonelle nedbøyningsberegningene til en fritt opplagt HEA160 og HEA200, for så å se bjelkenes randbetingelser i modellen gir tilsvarende resultat. Resultatene var tilfredsstillende, dermed anses bjelken i modellen som fritt opplagt.

Ved sammenligning av resultat kommer det tydelig frem at en HEA100 bjelke i en samvirkeløsning er en mye bedre utnyttet bjelke enn HEA200 i konvensjonell løsning. Spenningsmessig er de største spenningene på bjelken veldig likt, så kvaliteten på stålet trengs ikke økes for å kunne gå ned i stålprofil. Samtidig er det mulig å se at ved å kunne oppnå et samvirke, vil nedbøyningen til tross for at bjelkestørrelsen går fra HEA200 til HEA100, bli 21,6% mindre for bjelke. Den reduserte nedbøyningen av bjelken vil resultere til at betongdekke blir stivere i tverretning, som da gjør at nedbøyning i spennet ender opp med å bli 13,8% mindre. Høydeforskjellen imellom disse to bjelkene utgjør 96 mm. Ved en fleretasjes bygning kan en samvirkeløsning utgjøre en relativt stor forskjell, selvfølgelig avhengig av hvor mange etasjer. I noen tilfeller kan man også anta at dette får en arkitektonisk gevinst. I spenningsresultatene er det mulig å se hvor effektivt dyblene tar opp spenninger, her er det tydelig at med en samvirkeløsning blir spenningene i mye større grad overført til dyblene. Dette til tross for at volumet til HEA100 bjelken inkludert 18 dybler er 58,7% mindre enn HEA200 bjelken med sine fire dybler.

9. KONKLUSJON

- i. Hvilke endringer i kapasitet oppnår man ved å omprosjekttere den utførte løsningen av betongdekke på stålbjelke, til en samvirkeløsning?**
 - Skjærkraftkapasiteten endres ikke, så lenge utnyttelsen av skjærkapasiteten til stålbjelken alene ikke overskrider 50%.
 - Momentkapasiteten øker betraktelig, ved at spenningsfordelingen til tverrsnittet fører trykksonen i betongen og strekksonen i stålet.
 - Kapasiteten mot nedbøyning øker betraktelig, grunnet økt høyde på tverrsnittet.

- ii. Hvilke betydninger har det for detaljeringen av knutepunktet mellom dekket og bjelken når dette gjøres om til en samvirkekonstruksjon?**
 - Antallet nødvendige dybler øker for å overføre nok skjærkrefter mellom konstruksjonsdelene.
 - Antallet dybler bestemmes av stålbjelkens og betongens dimensjonerende kapasitet mot aksialkrefter.
 - Ved store forskjeller i momentkapasitet for samvirketverrsnittet og ståltverrsnittet, må dyblene plasseres etter skjærkrefter beregnet ved elastisitetsteori.
 - Effektiv bredde på betongdekket bestemmes av geometrien til konstruksjonsdelene, og betyr det arealet av kanalene i hulldekkene som må støpes ut.
 - Overføring av skjærkrefter mellom konstruksjonsdelene setter krav til både mengde og plassering av armering gjennom kritiske snittflater i betongen.
 - Ved mindre bjelker kreves det en armeringsbøyle for hver dybel, som må fullforankres i dekket. Dette vil si i den utstøpte delen av kanalene i et hulldekke.

- iii. Hvordan påvirkes bjelkespenningene i en FEM-analyse når dimensjoneringen går fra konvensjonelle opplagte hulldekkeelementer til samvirke?**
 - Største spenningene som virker på bjelken øker ikke.
 - Størrelses orden på spenningene som virker på bjelken er mye bedre fordelt, og bjelken tar totalt sett opp mer spenninger.
 - Nedbøyningene for bjelken blir mindre, som resulterer til at betongdekke også får mindre nedbøyning.

Hvordan påvirkes bjelke-dekke forbindelsen ved å opprette et samvirke?

- Bedre utnyttelse av materialet i stålbjelken, som fører til at det kan brukes en mindre stålbjelke
- Mindre stålbjelke, tross flere antall skjærdybler, fører totalt sett i dette tilfellet til halvering av kg stål brukt pr. bjelke.
- Tverrsnittet blir løftet, som fører til mindre nedbøyning for både bjelke og dekke.
- Ved å bruke mindre bjelker, vil takhøyden kunne løftes.
- Støping av hulldekkene kan bli mer krevende, grunnet behovet for ekstra utsparinger til dybler
- Antallet dybler som må sveises på stålbjelken øker
- Behovet for stimpling under montasje, alt etter kapasitet på bjelke før samvirke er opprettet, og eventuell eksentrisk plassering av last på toppflens.

10. ANBEFALINGER

Arbeidet med rapporten er gjort med visse avgrensninger, og det ville interessant å undersøke flere av disse nærmere. Konklusjonen fra dette arbeidet er at man kan oppnå en betydelig reduksjon i ståltverrsnitt ved å oppnå samvirke, men det er fortsatt usikkerhet om dette vil resultere i økonomiske besparelser. En forventet dyrere prosjektering og eventuell ekstra kostnad på byggeplass, ville vært spennende å sammenligne med redusert kostnad for lavere materialforbruk. Her vil høyst sannsynlig store bygg, med mange repetitive forbindelser kunne gi de største effektene, da samme prosjekterte samvirkeprinsipp kunne vært brukt flere steder. En spennende vinkling kunne vært å undersøke hvor mange samvirkebjelker et bygg må ha, før den eventuelle besparelsen kommer.

Det er også mulige fordeler med samvirkekonstruksjoner sett fra et bærekraftperspektiv. Umiddelbart er det lett å tenke at mindre material betyr mindre klimagassutslipp. Men det ville vært spennende å foreta en komplett LCA-analyse av et prosjekt, hvor alle parameter blir inkludert i det totale regnestykket. Her vil antall arbeidere i drift på byggeplass og eventuell ekstra byggetid påvirke klimagassregnskapet.

For selve prosjekteringen av samvirkebjelker, ville en videreutvikling av regnearket vårt i Excel kunne bli et nyttig verktøy. Flere av programmene som i dag benyttes for dimensjonering av isolerte konstruksjonsdeler av betong, stål og trevirke, er enkle dataprogram basert på regelverket i Eurokodene. Blant disse nevnes Ove Sletten sine programmer, hvorav det ene programmet, E-bjelke, ble benyttet i arbeidet med denne rapporten. Excel-arket kunne vært videreutviklet til et slikt program for samvirke, hvor det legges inn input av geometri, laster osv. hvor man får ut kalkulasjoner med kapasitetsberegninger og eventuelt nødvendig informasjon om dybler, effektiv bredde osv.

Etablering av en detaljert FEM-modell ville også vært et interessant steg videre for kontroll av kreftene i en samvirkekonstruksjon. FEM-analyse kan være et svært nøyaktig og bra verktøy for å kontrollere oppførselen til konstruksjonen, men det å skape en realistisk modell av et samvirke, inkludert armering, ville vært en veldig omfattende jobb. I tillegg ville en simulering av en slik modell høyst sannsynlig krevd en supercomputer for å gjennomføre.

Til slutt er det flere kontroller og innfallsvinkler etter Eurokode 4 som kunne vært spennende og sett på. Blant annet det å bytte ut H-bjelken med en I-bjelke, eller andre stålprofiler, for å sammenligne kapasitet og besparelser. Også bruk av delvis skjærforbindelse, og ved hvor mange % skjærforbindelse de forskjellige tersklene ligger for å kunne redusere stålbjelken.

11. REFERANSER

- [1] T. Brynhildsen, M. Rotheim, F. Hvidsten, K. Solberg, J. E. Reiersen, K. Myhre og A. K. Sygnestveit, «Hulldekker på bæresystemer av stål,» Januar 2008. [Internett]. Available: https://www.betong.no/siteassets/dokumenter/bef.veileder.hulldekker_l3.pdf. [Funnet 28 September 2022].
- [2] SSB, «Byggekostnadsindeks for bustader,» SSB, 2023. [Internett]. Available: <https://www.ssb.no/priser-og-prisindeks/byggekostnadsindeks/statistikk/byggjekostnadsindeks-for-bustader>. [Funnet 14 05 2023].
- [3] *NS-EN 1994-1-2:2005+A1:2014+NA:2018 Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*, Standard Norge, 2018.
- [4] T. Keilman, «Prosjekter fra næringslivet,» 29 Mars 2023. [Internett]. Available: <https://www.forskningsradet.no/sok-om-finansiering/hvem-kan-soke-om-finansiering/naringsliv/prosjekter-naringslivet/bygger-bedre-kunnskap-for-en-mer-barekraftig-byggebransje/>. [Funnet 24 April 2023].
- [5] FN-SAMBANDET, «FNs bærekraftsmål,» 4 April 2023. [Internett]. Available: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>. [Funnet 1 Mai 2023].
- [6] FN-SAMBANDET, «Ansvarlig forbruk og produksjon,» 2 Mai 2023. [Internett]. Available: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal/ansvarlig-forbruk-og-produksjon>. [Funnet 1 Mai 2023].
- [7] Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, Standard Norge, 2016.
- [8] S. Norge, *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner*, Standard Norge, 2019.
- [9] Betongelementforeningen, «Betong Norge - Fakta om betong,» Betongelementforeningen, 2023. [Internett]. Available: <https://www.betong.no/fakta-om-betong/>. [Funnet 02 05 2023].
- [10] J. V. Thue, «Armert betong,» 21 September 2022. [Internett]. Available: https://snl.no/armert_betong. [Funnet 15 Oktober 2022].
- [11] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*, Bergen: Fagbokforlaget, 2017.
- [12] *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*, Standard Norge, 2021.
- [13] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, Bergen: Fagbokforlaget, 2020.
- [14] J. K. Solberg, N. Christensen og A. Almar-Næss, «Stål,» 3 Juni 2022. [Internett]. Available: <https://snl.no/stal>. [Funnet 22 November 2022].
- [15] *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner*, Standard Norge, 2015.
- [16] K. Bell, *Konstruksjonsmekanikk del I Likevektslære*, Bergen: Fagbokforlaget, 2014.
- [17] J.-E. R. Leidulv Vinje, *Betongelementboken, GRØSET*, 2016.

- [18] D. D. I. L. Boris Androic, Composite Structures according to Eurocode 4 - Worked Examples, Ernst & Sohn, 2015.
- [19] Celsa Steel Service, «Armeringstabeller,» Celsa Steel Service, 2005. [Internett]. Available: <https://fig.ol.no/~atso0701/NS%20tabeller/Betongkonstruksjoner%20-%20Armeringstabeller.pdf>. [Funnet 15 05 2023].
- [20] P. S. J. J. S. B. N. M. D. F. P. S. Y.K. Sabapathy, "An experimental study on interconnected shear connector in steel - Concrete composite structure," Elsevier Ltd., 2022.
- [21] Boston University, «Mechanics of Materials: Stress,» [Internett]. Available: <https://www.bu.edu/moss/mechanics-of-materials-stress/>. [Funnet 17 Februar 2023].
- [22] DASSAULT SYSTÈMES, *THEORETICAL MANUAL*, DASSAULT SYSTÈMES, 2015.
- [23] Boston University, «Mechanics of Materials: Strain,» [Internett]. Available: <https://www.bu.edu/moss/mechanics-of-materials-strain/>. [Funnet 2 Februar 2023].
- [24] SDC Verifier, «What is von Mises Stress,» [Internett]. Available: <https://sdcverifier.com/articles/what-is-von-mises-stress/#historical-reference-to-von-mises-theory>. [Funnet 26 Mars 2023].
- [25] MechaniCalc, «Strength of Materials,» [Internett]. Available: <https://mechanicalc.com/reference/strength-of-materials#combined-stresses>. [Funnet 26 Mars 2023].
- [26] E. Öztekin, S. Pul og M. Hüsem, «Experimental determination of Drucker-Prager yield criterion parameters for normal and high strength concretes under triaxial compression,» 5 Mars 2016. [Internett]. Available: <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/S0950061816301866?token=19F4DAD981A81EE8E DEB57A993573606A9781CB881507E37F54EE4EC76846E527037EB63DE88932692ADE47403C DF692&originRegion=eu-west-1&originCreation=20230521132602>. [Funnet 20 Februar 2023].
- [27] K. Brush, «Finite element analysis (FEA),» November 2019. [Internett]. Available: <https://www.techtarget.com/searchsoftwarequality/definition/finite-element-analysis-FEA>. [Funnet 12 Februar 2023].
- [28] DASSAULT SYSTÈMES, *INTRODUCTION TO SIMULATION*, DASSAULT SYSTÈMES, 2015.
- [29] A. Harish, «Implicit vs Explicit Finite Element Method (FEM): What is the Difference?,» 29 November 2020. [Internett]. Available: <https://www.simscale.com/blog/implicit-vs-explicit-fem/>. [Funnet 28 Mars 2023].
- [30] Y.-T. G. J.-S. F. A. E. Shen-You Song, «Shear contribution of flange dowel action in steel–concrete–steel composite,» Elsevier Ltd., 2021.
- [31] J. C. X. N. M.-X. T. J.-J. W. J.-S. F. Yu-Tao Guo, Investigation of the shear resistances of steel-concrete-steel composite structures with bidirectional webs, Elsevier Ltd, 2019.
- [32] A. Ataei, "Modelling of demountable steel-concrete composite connections,," Elsevier Ltd, 2022.
- [33] Dlubal Software, «Cross-Section properties,» Dlubal Software, [Internett]. Available: <https://www.dlubal.com/en/cross-section-properties/series-hea-euronorm-53-62-din-1025-3-szs>. [Funnet 05 04 2023].

Vedlegg

- Vedlegg A – Prosjekt Rambøll
- Vedlegg B – Intervju Rambøll
- Vedlegg C – Beregningsfil Hulldekke Ove Sletten E-bjelke
- Vedlegg D – PDF av regneark i Excel
- Vedlegg E – Betong-Bruksgrense-1
- Vedlegg F – HD200 med Lengdearmring-Bruksgrense-1
- Vedlegg G – HEA160-Bruksgrense-1
- Vedlegg H – HEA180-Bruksgrense-1
- Vedlegg I – HEA200-Bruksgrense-1
- Vedlegg J – Samvirke HEA100-Bruddgrense-1
- Vedlegg K – Samvirke HEA100-Bruksgrense-1
- Vedlegg L – Samvirke HEA200-Bruddgrense-1
- Vedlegg M – Samvirke HEA200-Bruksgrense-1
- Vedlegg N – A3poster
- Vedlegg O – Regneark utregning samvirkekonstruksjon