

Stempling av LB-bjelker i montasjetilstanden

Ceselie Lunde

Marie Lunde

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2018	ANTALL SIDER: 129
------------------------------------	------------------	-------------------

TITTEL:

Stempling av LB-bjelker i montasjetilstanden
Supporting of L-beams in the mounting phase

UTFØRT AV:



Marie Lunde



Ceselie Lunde

SAMMENDRAG:

Denne oppgaven omhandler torsjonspåkjente LB-bjelker i montasjefasen. Det er lagt stor vekt på å undersøke om det kan oppstå uforutsette krefter og momenter i denne fasen som vanligvis ikke tas hensyn til ved dimensjoneringen av slike elementer. For å analysere dette har flere faktorer blitt vurdert. Disse omfatter rekkefølgen på monteringen av hulldekkene, innvirkningen av kryp og kapasiteten til støtter, søyler og LB-bjelken under hele denne fasen. I tillegg er det studert hvilke grunnforhold og fundamenttyper som er de beste for å unngå rotasjon av bjelken, slik at utstøpingen kan utføres på en god måte. Det å representere montasjetilstanden i modelleringsprogrammet Robot var en omfattende del av arbeidet. Beregninger av krefter og rotasjoner ble utført både med håndberegninger og ved analyser i Robot. Med de forutsetninger og antagelser som ble gjort, viste den endelige analysen at det ikke oppstod kritiske krefter og momenter i bjelken i montasjefasen. Ved beregning av krefter hadde kryp liten innvirkning, og det oppstod heller ikke strekkrefter i søyler som kunne ødelegge oppleggsdetaljer. Det er gjort flere viktige funn i analysen. Nedrigging av støtter kan føre til at nabostøttene kan få mer last enn hva de er dimensjonert for. Dessuten kan montering på dårlige grunnforhold få fatale konsekvenser. Optimale fundamenter bør være av stål med et stort nok lastareal for å unngå setninger. Bruk av treklosser på ustabile grunnforhold kan gi betydelige rotasjoner av bjelken som kan gjøre det vanskelig å få støpt ut mellom bjelke og hulldekke. Forenklinger i modelleringsprosessen kan ha ført til at oppgavens resultater har blitt nokså konservative på noen områder. Resultatene kan likevel påvirke montasjearbeidere til å bli mer vaksomme i fremtiden når LB-bjelker skal understøttes.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

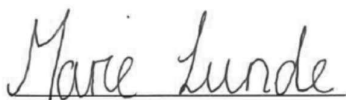
Forord

Denne oppgaven er skrevet som en avsluttende del for det toårige masterstudiet Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU. Masteroppgaven er gjennomført ved Institutt for konstruksjonsteknikk, våren 2018. I løpet av studiet har vi blitt gode teoretikere, men vi har hatt manglende kunnskap om hva som blir gjort ute på byggeplass. Da vi fikk muligheten til å skrive om betongelementer i byggetilstanden ble det derfor enkelt å velge oppgave. Temaet vekket stor interesse da den kunne utfordre oss i praktisk tenking.

Å skrive denne oppgaven har vært en utfordrende og lærerik prosess. I oppstartsfasen var det planleggingen og utformingen av en passende problemstilling som tok mye tid. Dette fordi det generelt var flere teorier i *Betongelementboken Bind I- Avstivning i montasjefasen* som skulle analyseres og vurderes. I tillegg var det å modellere konstruksjonene i montasjefasen *korrekt* svært tidkrevende, da den valgte programvaren hadde flere begrensninger. Vi tok utfordringen med å vurdere innholdet i *Betongelementboken Bind I* som omhandlet stimpling av LB-bjelker. Kunne vi bekrefte teoriene som forfatteren av boken, Leidulv Vinje, hadde kommet med på dette området? Vi fikk et stort utbytte av en slik vurdering, og temaet var spennende og utfordrende. Vi lærte å tenke praktisk og å stole på egne resultat, selv om disse ble møtt med sterke motargumenter fra montasjefronten.

Leidulv Vinje, konstruksjonssjef i Spenncon Trøndelag, har bidratt godt til oppgavens utforming, og hans erfaring og kompetanse har vært viktig for prosjektets sluttresultat. Veileder ved NTNU har vært Terje Kanstad. Han har vært svært motiverende og bidratt med gode råd og veiledning underveis i oppgaven. Vildana Brcic og Per Ståle Aarstad har gitt mye praktisk info som har vært til stor hjelp. Marcin Luczkowski og Katarzyna Ostapska-Luczkowska har også stilt opp på kort varsel for å bidra med veiledning i Robot. Vi ønsker å takke dem alle for engasjementet de har lagt ned i arbeidet vårt.

Trondheim, 7. juni 2018



Marie Lunde



Ceselie Lunde

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler torsjonspåkjente LB-bjelker i montasjefasen. Det er lagt stor vekt på å undersøke om det kan oppstå uforutsette krefter og momenter i denne fasen som vanligvis ikke tas hensyn til ved dimensjoneringen av slike elementer. For å analysere dette har flere faktorer blitt vurdert. Disse omfatter rekkefølgen på monteringen av hulldekkene, innvirkningen av kryp og kapasiteten til støtter, søyler og LB-bjelken under hele denne fasen. I tillegg er det studert hvilke grunnforhold og fundamenttyper som er de beste for å unngå rotasjon av bjelken, slik at utstøpingen kan utføres på en god måte. På grunn av analysens omfang ble det kun valgt å betrakte slakkarmerte bjelker. Ifølge Leidulv Vinje er det i dag vanligere å bruke spennarmerte bjelker, men resultatene fra denne oppgaven kan fint videreføres til slike bjelker. Momenter og krefter hentet fra Robot kan nemlig adderes til kraftvirkningen fra spennarmeringen, spennarmeringens *ekvivalente krefter*.

Det å representere montasjetilstanden i et modelleringsprogram var en omfattende del av arbeidet. Modelleringen ble gjort i *Robot Structural Analysis Professional*, som hadde flere begrensninger. Ved å benytte flere ulike modeller som skulle representere montasjefasen kom forfatterne frem til en modell som ble ansett som optimal. Beregninger av krefter og rotasjoner ble utført både med håndberegninger og ved analyser i Robot.

Med de forutsetninger og antagelser som ble gjort, viste den endelige analysen at det ikke oppstod kritiske krefter og momenter i bjelken i montasjefasen. Ved beregning av krefter hadde kryp liten innvirkning, og det oppstod heller ikke strekkrefter i søyler som kunne ødelegge oppleggsdetaljer. Det er gjort flere viktige funn i analysen. Nedrigging av støtter kan føre til at nabostøttene kan få mer last enn hva de er dimensjonert for. Dessuten kan montering på dårlige grunnforhold få fatale konsekvenser. Optimale fundamenter bør være av stål med et stort nok lastareal for å unngå setninger. Bruk av treklosser på ustabile grunnforhold kan gi betydelige rotasjoner av bjelken som kan gjøre det vanskelig å få støpt ut mellom bjelke og hulldekke. Forenklinger i modelleringsprosessen kan ha ført til at oppgavens resultater har blitt nokså konservative på noen områder. Resultatene kan likevel påvirke montasjearbeidere til å bli mer vaksomme i fremtiden når LB-bjelker skal understøttes.

Abstract

This thesis will mainly deal with torsional L-beams in the mounting phase. It's essential focus is to investigate if there may be unforeseen forces and moments in this phase that will normally not be taken into account in the dimensioning of such elements.

To analyze this, several factors that may have an impact have been considered. These include the sequence of mounting of the hollow cores, the impact of creep and the capacity of supports, columns and the L-beam under this entire phase. In addition, it has been studied which ground conditions and foundation types that are the best to avoid rotation of the beam so that the casting can be carried out in a good way. Due to the large content of this analysis, it was chosen to only consider reinforced concrete beams – not prestressed. According to Leidulv Vinje, prestressed beams are more common nowadays, but the results from this thesis can easily be used for these beams. Moments and forces which are taken from Robot can be added to the forces from the pre-stressing.

An extensive part of the work has been to correctly represent the mounting phase in a modeling program. The modeling was done in *Robot Structural Analysis Professional*, a program which had several limitations. By creating different models that could represent the mounting phase, the authors found a model that was considered as optimal. Calculations of forces and rotations have been done with both hand calculations and by analyzes in Robot.

With the assumptions and the preconditions that were made, the final analysis showed that there were no critical forces and moments in the beam during the mounting phase. Calculation of forces showed that creep had little impact, and there was also no tension in the columns that could destroy connections. Several important findings have been discovered in the analysis. When taking down temporary supports, this can lead to overloading of the remaining supports. Furthermore, mounting at bad ground conditions can give fatal consequences. To avoid deformations in the ground, one should use foundations of steel with a load area big enough to distribute the pressure from the supports. Using small-sized planks of wood as foundations can give significant rotations of the beam, which can cause difficulties regarding the grouting of the hollow cores. Simplifications done in the model may have lead to conservative results in some areas. Anyway, the results can help to influence the mounting workers to be more careful when supporting beams in the future.

Innholdsfortegnelse

	i
Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurliste	viii
1. Innledning	1
1.1 Prosjektbeskrivelse	1
1.2 Problemstilling	2
1.3 Resultatmål	2
2. Bakgrunn og teorigrunnlag for oppgaven	3
2.1 Fordeler med bruk av betongelementer	3
2.2 Ulike betongelementer	3
2.2.1 Hulldekker	3
2.2.2 Rektangulære flensbjelker	4
2.3 Grunnforhold	5
2.3.1 Spenninger i jord	5
2.3.2 Prosedyre for beregning av setninger	6
3. Avstivning av betongelementkonstruksjoner i montasjefasen	10
3.1 Stempling av LB- og DLB- bjelker	11
3.2 Dimensjonering av støttene	13
3.3 Understøttelse i bunn	13
4. Vanlig praksis ved understøttelse	14
4.1 Valg av støtter	14
4.2 Montering av hulldekkene	16
4.3 Grunnforhold og deformasjon	17
4.4 Fjerning av støtter	19
4.5 De prosjekterendes arbeid	19
5 Ulykker og HMS	20
5.1 Sammenbrudd av understøttelse for bruforskaling, Rotvollhaugbrua sør, 2013	21
5.2 Nedfall av betongelementer, Nydalen, Oslo	22
5.3 Brattørkaia 15, brudd i hulldekkkeelement	23
6. Viktige aspekt i montasjetilstanden	24
6.1 Betydningen av montasjerekkefølge	24

6.2	Setningers innvirkning på lastfordelingen	24
6.3	Betydningen av kryp	25
6.4	Nedrigging av støtter	25
6.5	Betydningen av riss	25
7	Metode	26
7.1	Modelleringsprogramvare og analyse	26
7.2	Modelleringsprosessen	26
7.2.1	Modell 1: Oppstart med forenklinger av bjelken	28
7.2.2	Modell 2: Platemodell	30
7.2.3	Modell 3: Hovedmodell	31
		32
7.2.4	Modell 4: Konstruksjon med fiktive stålbjelker	33
7.2.5	Modell 5: Bjelke på direkte opplegg	34
7.3	Validering av hovedmodellen	35
7.3.1	Momentdiagram for hulldekkelast	35
7.3.2	Momentdiagram med <i>kun</i> egenvekt	40
7.3.3	Aksialkraft i støttene	40
7.3.4	Deformasjoner	44
7.3.5	Oppsummering	46
8	Statisk analyse	47
8.1	Forutsetninger	47
8.2	Problemstillinger som skal behandles	48
8.3	Analysegrunnlag	49
8.3.1	Modelleringsinformasjon for Robot	49
8.3.2	Bjelkens kapasitet	50
8.3.3	Søylens kapasitet	50
8.3.4	Betydningen av kryp ved nedrigging av stag	50
8.4	Ett spenn	52
8.4.1	Bjelken i bruddgrensetilstanden	52
8.4.2	Opptredende krefter under montering av hulldekkene	53
8.4.2.1	Montering av hulldekker på faste grunnforhold	55
8.4.2.2	Montering ved bruk av 4 støtter på leire	56
8.4.3	Nedrigging av støttene	58
8.4.3.1	Momenter og skjærkrefter i bjelken under nedrigging av stag	59
8.4.3.2	Optimal nedriggingsrekkefølge for støttene	60
8.4.3.3	Støttenes kapasitet	61

8.4.3.4 Strekk i søyler under nedrigging	62
8.4.4 Rotasjon av bjelke ved ulike støtteplassering	62
8.5 Kontinuerlig bjelke over to felt	64
8.5.1 Bjelken i bruddgrensetilstanden	64
8.5.2 Opptredende krefter under montering av hulldekkene på faste grunnforhold	66
8.5.2.1 Montering over det første feltet	66
8.5.2.2 Montering av det andre feltet	67
8.5.2.3 Strekkrefter i søyler ved montering av hulldekkene	67
8.5.3 Effekten av fundamenttype og grunnforhold	68
8.5.4 Kraftforløp ved nedrigging av støtter	71
9. Konklusjon	77
9.1 Montering av hulldekkene	77
9.2 Strekkrefter i søyler	77
9.3 Faktorer som har betydning for utstøpning av fugen	77
9.4 Nedrigging av støtter	78
10. Videre arbeid	79
Referanseliste	81

Vedlegg A: Setningsberegninger for leire, pukk, grus og sand

Vedlegg B: Beregnede eksentrisiteter for Hovedmodellen

Vedlegg C: Kryperegninger og krypens innvirkning på kraftfordeling

Vedlegg D: Minimum lengde- og skjærarmering for bjelken

Vedlegg E: Analyse

Figurliste

Figur 2.1: Ulike typer bjelker (Systemblokk, u.å).....	4
Figur 2.2: Jordas fraksjonsinndeling (Aarhaug, 1984)	5
Figur 2.3: Tilleggspenning $\Delta\sigma'$ i vertikal retning ved last med liten utstrekning. Tilleggspenning midt under fundament.....	8
Figur 3.1: Plassering av støtter på tvers av bjelken (Betongelementforeningen, 2015))	11
Figur 3.2: Søyلة- bjelkeforbindelser (Betongelementforeningen, 2015).....	12
Figur 4.1: Understøttelse av en DLB-bjelke	15
Figur 4.2: Utstøpte hulldekker	16
Figur 4.3: Illustrasjon av fuge mellom LB-bjelke og hulldekke	17
Figur 4.4: Montasjebeskrivelse fra WSP	18
Figur 7.1: Støtteplassering på tvers av bjelken (Betongelementforeningen, 2015).....	27
Figur 7.2: Tverrsnittsdimensjoner i mm for LB 300x600	27
Figur 7.3: Modell 1a	29
Figur 7.4: Modell 1b	29
Figur 7.5: Modell 1c	29
Figur 7.6: Tverrsnitt av hovedmodell med valgte eksentrisiteter	31
Figur 7.7: Hovedmodell sett forfra	32
Figur 7.8: Hovedmodell sett fra siden.....	32
Figur 7.10: Modell 4	33
Figur 7.9: Modell 4	33
Figur 7.11: Modell 5, bjelke på direkte opplegg	34
Figur 7.12: M1, momentdiagram for Modell 1c	35
Figur 7.13: M2, momentdiagram for Modell 1a	36
Figur 7.14: M3, momentdiagram for Modell 1c	36
Figur 7.15: M4; Momentdiagram for Modell 3.....	37
Figur 7.16: M5; Momentdiagram for Modell 4.....	37
Figur 7.17; M6: Momentdiagram for Modell 5.....	37
Figur 7.18: M7; momentdiagram for Modell 1, men med bjelke dimensjoner 150mm x 335 mm.....	39
Figur 7.19: M8; momentdiagram for Modell 3	40
Figur 7.20: Aksialkraft i søylene i hovedmodellen kun pga hulldekkene	41
Figur 7.21: Aksialkraft i støttene i hovedmodellen pga egenvekten til rammen alene.....	41
.....	41
Figur 7.22: A1; Aksialkraft for Modell 1a.....	42
Figur 7.23: A2; Aksialkraft for Modell 4	42
Figur 7.24: A3; Aksialkraft for hovedmodellen.....	43
Figur 7.25: A4: Aksialkraft for Modell 5	43
Figur 7.26: Deformasjon for Modell 1c med kun hulldekkelast	44
Figur 7.27: Deformasjon for Modell 3, hovedmodell med kun hulldekkelast.....	45
Figur 7.28: Deformasjon for hovedmodell med hulldekkelast og egenvekt.....	46
Figur 8.1; Momentdiagram for bruddgrensetilstanden	53
Figur 8.2; Skjærkraftdiagram for bruddgrensetilstanden	53
Figur 8.3: Illustrasjon av hulldekkelast H1.....	54

Figur 8.4; Plassering av støtter på langs av bjelken (Betongelementforeningen, 2015, s. 96)	55
Tabell 8.1; Maksimale overkantsmomenter og skjærkrefter på midten av bjelken som oppstår under montasje	55
Tabell 8.2 Utnyttelse av stålstøttene	56
Figur 8.5: Deformasjonen til konstruksjonen når alle hulldekkene er montert.....	57
Figur 8.6: Vertikal forskyvning U_z og rotasjon R_x for nodene langs bjelken når alle hulldekkene er montert.	57
Figur 8.7: Tverrsnitt av LB-bjelke.....	58
Tabell 8.3: Maksimale overkantsmoment og skjærkrefter i bjelken under nedrigging av stag. Disse er hentet fra vedlegg E4.	59
Tabell 8.4 Aksialkrefter i støttene ved nedrigging	60
Figur 8.8: LB-bjelke i nedriggingsfasen.....	61
Tabell 8.5: Utnyttelser hentet fra Robot.	61
Tabell 8.6 Støtteplasseringens betydning for rotasjon og nedbøyning av bjelken	63
Figur 8.9: Kontinuerlig bjelke over to felt.....	64
Figur 8.10: Dimensjonerende moment.....	65
Figur 8.11: Dimensjonerende skjærkraft.....	65
Figur 8.12: Største overkantsmoment som kan oppstå ved montering av hulldekker på det første feltet	66
.....	66
Figur 8.13: Største skjærkraft som kan oppstå ved montering av hulldekker på det første feltet	66
Tabell 8.7: Maksimale momenter og skjærkrefter i bjelken under montering av hulldekkene i felt 2	67
Figur 8.14: Eksempel på analysering av eventuelle strekkrefter i søyler. Her er ett felt ferdig montert.	67
.....	67
Figur 8.15: Posisjonen til node 4.....	69
Figur 8.16: Deformasjoner med stålfundament 500x500 mm på komprimert grus	69
Figur 8.17: Deformasjoner med fundament 100mmx100mm på komprimert grus.....	70
Tabell 8.8: Gjenværende fugestørrelse etter rotasjon av bjelke for ulike grunnforhold og fundamentstørrelse	70
Figur 8.18a) Nedrigging av to støtter i det første feltet	72
Figur 8.18b): Støtter i ett felt fjernet	72
Figur 8.18c): Største moment som kan oppstå ved nedrigging av det andre feltet	72
Figur 8.19a): Største skjærkraft som kan oppstå ved nedriggingen av første felt.....	73
Figur 8.19b): Største skjærkraft som kan oppstå ved nedrigging av det andre feltet	73
Figur 8.20: Nedriggingseksempel der støtte 16 knekker.....	74
Figur 8.21: Nedriggingseksempel der støtte 14 knekker.....	74
Figur 8.22: Nedriggingseksempel der støtte 15 knekker.....	75
Figur 8.23: Utnyttelse av støtte 14 ved fast innspenning, hentet fra Robot.....	76
Figur 8.24: Utnyttelse av støtte 14 når forbindelsen mellom søyler og bjelke er halvveis innspent. ..	76

1. Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

Betongelementkonstruksjoner må i mange tilfeller avstives og støttes opp midlertidig i byggetilstanden ettersom de statiske systemene for ferdigtilstanden er avhengige av at forbindelsene er etablert. *Betongelementboken Bind I* (2015) er Nordens første lærebok som omhandler avstivning i montasjefasen, og er en del av bransjens handlingsplan for å bidra til enda sikrere byggeplasser. Bokens forfatter, Leidulv Vinje, er konstruksjonssjef i Spenncon Trøndelag. Ifølge Vinje er det mye som ikke er blitt standardisert på byggeplass, og oppføringsmetoden i *Bind I* blir ikke alltid fulgt i praksis (personlig diskusjon på hans kontor, 7.mars 2018). Det kan oppstå alvorlige ulykker dersom det ikke blir foretatt tilstrekkelig planlegging eller dersom det blir benyttet for lettvinde løsninger under montering. For å unngå at slike ulykker skjer skal montasjetilstanden vurderes og dokumenteres med beregninger på lik linje med ferdig tilstand.

Montasjearbeidere har gitt uttrykk for at de prosjekterende ikke har nok forståelse for den praktiske utførelsen av arbeidet. De synes rådgivningen fra de prosjekterende rett og slett blir for teoretisk. Ikke alt som blir forutsatt i *Betongelementboken Bind I* (2015) er mulig å gjennomføre ute i felt, mener montasjearbeiderne. Dette gjelder spesielt understøttelse av LB-bjelker. Forfatteren av boken ønsker derfor at teoriene hans blir bekreftet, slik at det vil bli lettere for montasjearbeidere å akseptere det som står i denne boken. Denne oppgaven omhandler derfor understøttelse av torsjonspåkjente LB-bjelker.

I *Betongelementboken Bind I* anbefales det en jevn fordeling av støttene langs bjelkene inntil det finnes dokumenterte målinger som viser den reelle lastfordelingen. En jevn fordeling av støttene antas å sikre en noenlunde lik fordeling av lastene, og at en unngår strekk i enkelte støtter eller i de permanente betongsøylene. Likevel gjør forfatteren brukeren oppmerksom på at dersom støttene får setninger i grunnen avhengig av belastningene, vil dette kunne føre til omfordeling av reaksjonene og dermed gi andre belastninger. Rekkefølgen på monteringen av hulldekkene og nedriggingen av støttene kan også påvirke lastfordelingen. Oppgaven vil derfor behandle flere av disse temaene med ulike eksempler, for å gi en beskrivelse til både de

prosjekterende og de utførende om hvilke faktorer som har betydning for dimensjoneringen og monteringen og hvilke som ikke har det.

1.2 Problemstilling

Vil det i løpet av montasjefasen oppstå en lastfordeling i konstruksjonen som det ikke tas hensyn til ved dimensjoneringen av elementene, og som er kritisk for kapasiteten til bjelker, søyler og støtter? Hvilken innvirkning vil blant annet grunnforhold, type fundament, antall støtter samt plasseringen av disse ha for støping av fuger mellom hulldekker og bjelke?

1.3 Resultatmål

- Lage en realistisk modell som kan representere montasjefasen
- Finne ut hvilke faktorer i denne fasen som har betydning for dimensjoneringen og monteringen av konstruksjonen
- Komme med gode råd og fremgangsmåter til prosjekterende og montasjearbeidere for å få en trygg og sikker montasjefase

2. Bakgrunn og teorigrunnlag for oppgaven

2.1 Fordeler med bruk av betongelementer

Betongelementer har vært i bruk i Norge siden siste halvdel av 1950-årene og har utviklet seg sterkt i industriell bygging i senere tid (Betongelementforeningen, 2010, s.11). Bygging med betongelementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader. Dessuten krever betongelementbygg minimalt vedlikehold, samtidig som de gir en god energiøkonomi - dette fordi tunge konstruksjoner gir gode muligheter for energisparing i forhold til lette konstruksjoner med samme varmeisolasjonskapasitet. Overskuddsvarme kan altså lagres i betongelementene, og kommer til bruk når det er behov for den. Med andre ord vil betongelementer være et godt byggemateriale med tanke på miljøet. For det første er produksjonen lite energikrevende og skaper lite avfall. For det andre er transport og montasje både raskt og effektivt, og dessuten er produktene miljømessig gunstig, da bruk av lange spenn og forspenning reduserer materialforbruket.

Betongelementer gir også andre fordeler, spesielt med betongdekker som etasjeskillere. Store søylefrie spenn tilrettelegger for flere valgmuligheter med tanke på rominndeling, og man får redusert behov for himlinger (Betongelementforeningen, 2010, s.101). Dekkeelementene gir også store fordeler med tanke på kanalgjennomføringer, da disse blir integrert i hulldekkene. Dessuten blir byggetiden vesentlig redusert ved bruk av prefabrikkerte dekkeelementer, noe som sikrer jevn produktkvalitet uavhengig av vær og vind.

2.2 Ulike betongelementer

2.2.1 Hulldekker

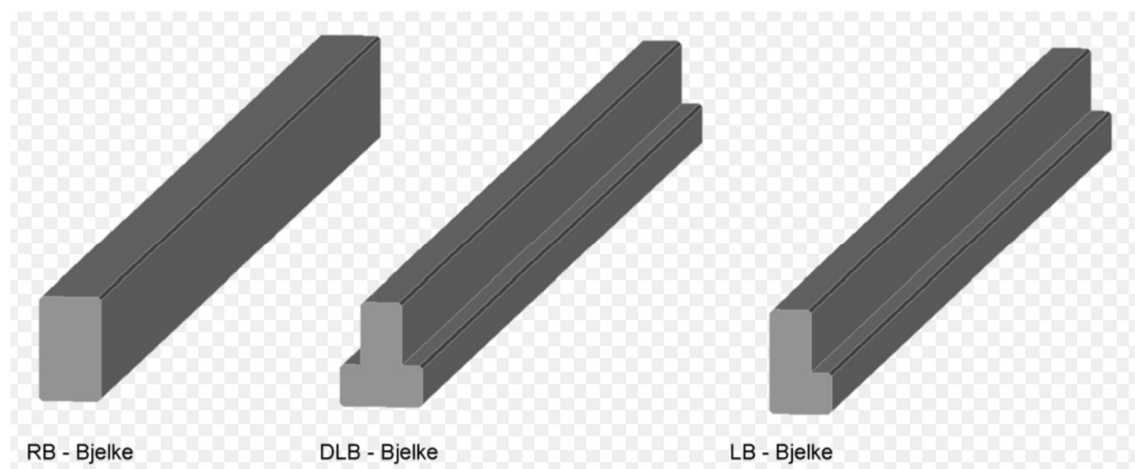
Et hulldekke er et tak- og dekkeelement med mange bruksområder. De brukes mest som tak og dekker i forretnings- og kontorbygg, boliger, skoler og sykehus, men benyttes også som etasjeskillere i driftsbygninger og industribygg. I tillegg kan de brukes i vegger, broer og kaier (Betongelementforeningen, 2010, s.49). Elementene kan leveres både slakkarmerte og forspente, der sistnevnte støpes ved ekstrudering eller glideforskaling i store lengder på en stålbunn. Dermed oppnår elementene en glatt underside og litt ru sidekanter og overside. Dette gir god heft for fugeutstøpning og avretting. Bruken av hulldekker reduserer behovet for

himlinger, og den glatte undersiden gjør at den kan males direkte.

Det vil være lønnsomt å velge betongelementer hvor kraner kan komme til og der dekket kan bygges opp av standard dekkeelementer. I hulldekkonstruksjoner utnytter man betongens store trykkapasitet i hele tverrsnittet, og en kan da redusere betongbruken med opp mot 50%. Dette betyr redusert sementforbruk, lavere vekt og slankere konstruksjoner som gir fleksible bygg med gode miljøegenskaper (Betongelementforeningen, 2015, s.4).

2.2.2 Rektangulære flensbjelker

Andre vanlige prefabrikerte betongelementer er rektangulære flensbjelker, enten med ensidig oppleggshylle (LB) eller med dobbelsidig oppleggshylle (DLB) (Betongelementforeningen, 2010, s.84). Denne type bjelke blir levert enten som forspent eller slakkarmert. Dersom de er fritt opplagte kan de være forspente eller slakkarmerte, og sistnevnte har som regel overhøyde innebygget i formen. Derimot har kontinuerlige bjelker nesten alltid en kombinasjon av slakkarmering og spennarmering. Rektangulære flensbjelker benyttes for å redusere den totale konstruksjonshøyden, ved at dekkeelementene bæres av en langsgående oppleggshylle på bjelkene. Når hulldekkene plasseres på oppleggshyllen, kan det oppstå torsjonsmoment i bjelken. LB- og DLB- bjelker må derfor sikres under montasje, for å unngå vridning ved denne type skjevbelastning. Figur 2.1 viser en illustrasjon av forskjellene mellom en RB-bjelke, en DLB-bjelke og en LB-bjelke.



Figur 2.1: Ulike typer bjelker (Systemblokk, u.å)

2.3 Grunnforhold

I følge Aarhaug (1984, s.13) er jord et trefaseelement bestående av kornskjelett, vann og luft i et vilkårlig forhold. Det som bestemmer jordas materialtekniske egenskaper er blandingsforholdet mellom disse. For å identifisere en jordart må man utføre grunnundersøkelser for å bestemme blant annet kornstørrelser, korngradering, densiteter, vanninnhold, poreforhold, plastisitetsforhold og sensitiviteter. Disse dataene er nyttige når man vurderer jordartenes mekaniske egenskaper med tanke på fundamentering av bygg, infrastruktur og utgraving av byggegrop, samt oppdage lag med bløt grunn (for eksempel bløt eller sensitiv leire). Det er viktig å ha kontroll på leirinnholdet, da et relativt lite innhold av dette kan gi stort utslag i materialets egenskaper i byggetekniske formål (Aarhaug, 1984, s.23). Mineralkornene som jorda består av har inndeling som vist i figur 2.2.

FRAKSJON	KORNSTØRRELSE (mm)	
Blokk Stein Grus Sand	> 600 – 600 – 60 60 – 2 2 – 0,06	Mekanisk sikting. Mineral- korn kan ses med det blotte øye.
Silt Leir	0,06 – 0,002 < 0,002 (< 2 μm)	Slemmeanalyse (Hydrometer, falling drop) Mineralkorn ses kun med mikroskop.

Figur 2.2: Jordas fraksjonsinndeling (Aarhaug, 1984)

2.3.1 Spenninger i jord

Når et bygg skal monteres vil det bli påført flere belastninger på terrenget. Disse pålastningene fører til en spenningsforandring i jorda, som igjen vil føre til setninger, påvirkning av stabilitet og bæreevne og eventuelt brudd. Spenning er definert som kraft pr. flateenhet i selve jordmaterialet. Dersom man vet jordas opprinnelige spenninger, tilleggsspenninger pga. f.eks byggverk, jordas setningsparametre og jordas styrkeparametre, så kan man beregne disse setningene - altså deformasjonen av jorda under byggverket eller fundamentet etc. (Aarhaug, 1984, s.76).

Setningens størrelse påvirkes av flere faktorer (Aarhaug, 1984, s.122). Lastens størrelse og utstrekning har stor innvirkning, men hva slags jordart som befinner seg under fundamentet og hvor stor dybden er til fjell er også av betydning. Dersom fundamentene har forskjellig last per flate, har ulike grunnforhold under seg eller forskjellig dybde til fjell, kan det oppstå skjevsetninger.

Ved stempling i montasjetilstanden vil det bli oppført støtter under LB- og DLB- bjelker. Dersom disse støttene får setninger eller skjevsetninger pga. grunnforholdene, kan de få uønskede store trykkrefter, og bjelkene kan få uforutsette skjær-og momentkrefter. Det er altså nødvendig å ha kjennskap til hvordan spenningene fordeler seg i jorda. Disse spenningene (*totalspenningene*) kan deles inn i *kornkontakttrykket (effektivspenningene)* og *vanntrykket (poretrykket)*. Effektivspenningene sier oss hvor store spenninger det er i kontaktflatene mellom mineralkornene, mens vanntrykket sier oss hvor store spenninger det er i vannet i porene. I denne oppgaven blir det sett på eksempler der grunnvannet ikke er tilstede. Derfor er det kun kornkontakttrykket som vil motstå den påførte lasten av et eventuelt byggverk.

Aarhaug (1984) omhandler kun plan spenningstilstand. Dette vil være til sikker side da sidetrykket i jorden neglisjeres, som normalt vil redusere de vertikale setningene. Dermed er det plan spenningstilstand som brukes videre i oppgaven.

2.3.2 Prosedyre for beregning av setninger

Ved beregning av setninger finnes det to muligheter beskrevet av Aarhaug (1984). Disse omhandler setninger under last med stor utstrekning og under last med liten utstrekning. Med stor utstrekning menes det at lastbredden er i størrelsesorden fire til fem ganger større enn dybden ned til fjell. Siden det i denne oppgaven blir beregnet setninger som oppstår under midlertidige og relativt små fundament i montasjetilstanden, blir beregningsgangen for last med liten utstrekning benyttet. Denne metoden blir kun brukt i kapittel 8.4.2.2 ved montering av støtter på leire, da det i Aarhaug (1984) ikke er parametre for komprimert pukk, grus og sand for denne metoden.

Følgende prinsipp for leire benyttes:

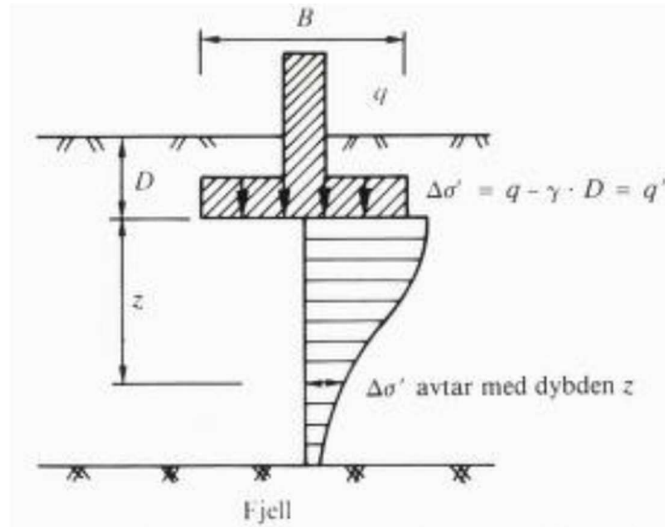
1. Totalspenningene σ_0 beregnes for et snitt under montasjestedet før fundamentene plasseres. Dette snittet stopper der enten fjellet starter eller der tilleggspenningene fra fundamentene har blitt neglisjerbare.
2. Dersom grunnvann er til stede må dette tas hensyn til. Da beregnes poretrykket for ulike dybder nedover i grunnen. Dermed blir effektivspenningen σ_0' totalspenningen minus poretrykket.
3. Deretter bestemmes forholdet mellom bredde og lengde på fundamentet (B/L)
4. Forholdet mellom snittets dybde og bredden på fundamentet, altså z/B , skal også beregnes for forskjellige dybder nedover i grunnen.
5. Så benyttes diagrammet for det beregnede z/B -forholdet (Aarhaug, 1984, Figur 3.36), der man går inn i grafen for B/L forholdet som er utregnet og leser av verdien x .
6. Tilleggspenningen på dybde z blir $\Delta\sigma'$, som er lik $x \cdot q'$, der q' er netto tilleggslast på fundamentnivå. Netto tilleggslast på fundamentnivå er lasten på fundamentet minus eventuell bortgravd masse per flateenhet. Se figur 2.3.
7. Effektivspenningene og tilleggspenningene summeres for de valgte dybdene.
8. Tøyningene, altså deformasjonen ε for hvert lag beregnes. Formelen for denne tøyningen varierer i forhold til hvilket material en ser på, men for NC-leire er den som følger:

$$\text{NC - leire} \quad \varepsilon = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma'}{\sigma_0'}$$

9. Modultallet m er dimensjonsløst, og for norske leirer ligger det vanligvis mellom 10 og 20. Modultallet for leirer er avhengig av vanninnholdet (Aarhaug 1984). Et høyt vanninnhold gir stor deformasjon, og små verdier av m . Høyt vanninnhold medfører altså stor setning, da utpressing av vann medfører volumreduksjon.

10. Det beregnes en midlere tøyning, og setningen blir dermed tøyningen multiplisert med jordens dybde som det blir sett på.

11. Ifølge Steinar Nordal, professor ved NTNU, vil setning på leire ta lang tid. På kort tid er setningen kanskje bare 1/5 av langtidssetningen. I denne oppgaven brukes det derfor at setningen under fundamentene er 1/5 av langtidssetningen.



Figur 2.3: Tilleggspenning $\Delta\sigma'$ i vertikal retning ved last med liten utstrekning. Tilleggspenning midt under fundament.

Hvis lasten påføres på terrenget uten bortgravinger av masser, er tilleggslasten lik den tilførte last. Hvis en imidlertid graver bort jordmasser for et fundament og plasserer fundamentlasten på en viss dybde, blir tilleggslasten lik differansen mellom bortgravd masse per m^2 og tilført masse per m^2 . Figur 2.3 illustrerer dette. Jo mindre forskjellen blir mellom fjernet og tilført masse per m^2 desto mindre blir naturligvis setningene.

Da *Geoteknikk og fundamenteringslære 1* ikke har oppgitt de nødvendige parametre for beregning av setninger under last med liten utstrekning for komprimert pukk, sand og grus, vil de for disse materialene bli brukt en enkel formel for overslag på setning under kvadratiske fundamenter. Denne formelen er som følger:

$$\delta = \frac{q}{E_{\text{odo}}} B$$

Her er δ setningen, B er fundamentets bredde, E_{odo} er en ødometermodul og q er spenningen lasten gir. For bløt leire er E_{odo} lett 0,5 MPa, mens den for fast sand kan bli over 100 MPa.

3. Avstivning av betongelementkonstruksjoner i montasjefasen

Ved bruk av betongelementer er det viktig at montasjen planlegges og tilrettelegges tilstrekkelig for å utnytte betongelementteknikkens muligheter fullt ut (Betongelementforeningen, 2010, s.22). Tidlig i prosjekteringsfasen er det mange faktorer som må vurderes for å oppnå en montasjefase som både er effektiv og sikker. Her er viktige punkter adkomst- og plassforhold, form, størrelse og vekt på elementene og om konstruksjonsprinsippet stiller spesielle krav til montasjen. Når betongelementer skal monteres er det vanligst å bruke mobilkraner, og de bør helst monteres i en sammenhengende operasjon. Fordeler med dette er at kontinuerlig elementmontasje gir tidsgevinst og sparer omkostningene ved avbrudd.

Prosjektering av midlertidig tilstand skal utføres og dokumenteres med beregninger, beskrivelser og tegninger på lik linje med slutttilstand (ferdig bygg) i henhold til Byggeteknisk forskrift (Tek 10) (Betongelementforeningen, 2015, s. 12). Begrunnelsen er at det finnes lasttilstander som er spesielle for prefabrikkerte betongelementer. Ved f.eks lagring, transport og montasje kan disse lasttilstandene gi helt andre påkjenninger på elementene enn det de siden utsettes for i sin endelige posisjon, og de kan derfor være av stor betydning ved dimensjoneringen. Et godt eksempel er understøttelsespunktene, som kan være nok så forskjellig fra endelig tilstand.

I *Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* punkt 1.1(2) blir det konstatert at “NS-EN 1990 er ment brukt sammen med NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for prosjektering av bygg og anlegg, medregnet geotekniske forhold, konstruksjonens dimensjonering for brann, situasjoner forbundet med jordskjelv, utførelse og midlertidige konstruksjoner”. Reglene i denne standarden om at det skal utføres kontroll av montasjetilstanden blir likevel ikke alltid fulgt i praksis. Eventuelle overkantmomenter i bjelken som kan oppstå ved montering av hulldekker blir ofte neglisjert, da de prosjekterende antar at disse er av liten betydning.

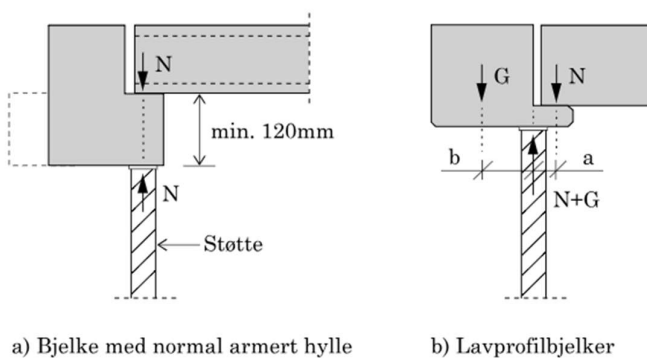
Når det gjelder avstivning av fleretasjers bygg, må normalt alle søyler og vegger i hver etasje avstives. Å montere bygget og gjøre ferdig bæresystemet etasje for etasje vil være det sikreste, slik at man raskest mulig kan bruke dekkeskivene som fastholdning via de permanente

avstivende veggskivene eller de avstivende søylene (Betongelementforeningen, 2015, s.74). Stagene kan fjernes når dekket skivene har nok styrke.

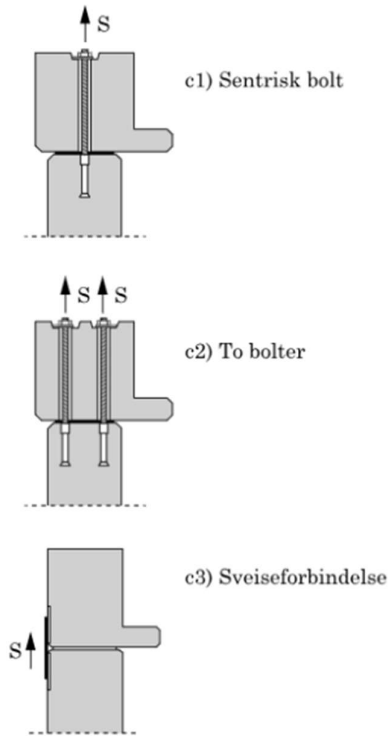
3.1 Stempling av LB- og DLB- bjelker

Ensidige hyllebjelker (LB) må stemples opp før dekkeelementer legges oppå hyllen dersom bjelkene ikke er dimensjonert for torsjon (Betongelementforeningen, 2015, s.94). Forbindelsen mellom dekke og bjelke vil normalt konstrueres som momentstiv - dermed må denne forbindelsen være sterk nok før understøttelsen kan fjernes. En momentstiv forbindelse kan etableres enten ved sveising eller ved utstøping. Dersom det ikke lar seg gjøre å oppnå tilnærmet lik belastning på begge hyller av en tosidig hyllebjelke (DLB), må også denne understøttes.

Betongelementforeningen har gitt flere føringer om hvordan plassering av støtter på tvers av bjelken skal gjøres. Normalt skal støttene plasseres direkte under opplegget for dekkeelementene (Betongelementforeningen, 2015, s.94). På lavprofilbjelker vil støttene gi uforutsatt oppadrettet last, og derfor må støttene her plasseres under selve steget på bjelken. Dette illustreres i figur 3.1.



Figur 3.1: Plassering av støtter på tvers av bjelken
(Betongelementforeningen, 2015))



Siden slike bjelker også kan få vridningsdeformasjoner, kreves det da søyle-bjelke forbindelser som kan oppta slike krefter. Dette er vist i figur 3.2. Likevel anbefales det fortsatt å dimensjonere dekke- bjelkeforbindelsen for dekkenes samlede last. I tillegg må støttene sikres mot sideveis forskyvning i toppen. Dette gjøres med en bolt (Betongelementforeningen 2015, s.102). Derimot trenger vanligvis ikke bunnen av støtten noen boltesikring.

Figur 3.2: Søyle- bjelkeforbindelser
(Betongelementforeningen, 2015)

Når det gjelder plassering av støtter på langs av bjelken er det flere faktorer som bør tas i betraktning. For å sikre at lasten fordeler seg til støttene slik som forutsatt i beregningene, er det viktig at valg av støttetyper, antall og plassering koordineres mellom konstruktøren og montøren. Valg av løsning blir da praktisk gjennomførbart (Betongelementforeningen, 2015, s.95). Dersom bjelkene blir stemplet opp på flere steder på langs, vil de oppføre seg som kontinuerlige. Det anbefales en *jevn fordeling av støttene* langs bjelkene. Dette sikrer en noenlunde lik fordeling av lastene. Når man skal beregne oppleggsreaksjoner for kontinuerlige bjelker forutsetter man uforskyvelige opplegg, men likevel kan setninger/skjevsetninger, bjelkens stivhet og dekkemontasjen påvirke lastens fordeling. Det skal stemples for all vekt fra dekker på bjelkehuller. Ved DLB-bjelker stemples det for forskjeller i vekt på de to hyllene dersom montasjen foregår kontinuerlig på begge sider. Å benytte en torsjonsforbindelse mellom søyle og bjelke kan være en alternativ løsning til bruk av støtter. Da slipper man å tenke på stemplingsmetoder og en oppnår fri passasje på byggeplass siden man ikke har støtter som blokkerer. Likevel er dette en avansert og veldig dyr metode, da man må dimensjonere søyle

for bøyemoment og bjelke for torsjon. Denne metoden blir dermed ikke beskrevet videre i denne oppgaven.

3.2 Dimensjonering av støttene

Det finnes et stort utvalg i kommersielle støtter som brukes ved stempling av LB- og DLB-bjelker. Støttenes kapasitet begrenses av evnen til å oppta trykk (knekking) med en øvre grense begrenset av gjengeområder, leddskruer, fot etc. (Betongelementforeningen, 2015, s.100). Dette er typiske forskalingsstøtter som også kan benyttes som midlertidige støtter for hulldekker. Når støttene fjernes kan nabostøttene bli overbelastet. Dette er ikke farlig for konstruksjonen siden dekke-bjelke forbindelsen nå kan klare seg selv, men det blir tyngre å skru ned nabostøttene.

3.3 Understøttelse i bunn

Under stempling av LB- og DLB-bjelker, må det brukes understøttelse i bunn. Her benyttes det enten eksisterende fundamenter eller understøttelsesputer (Betongelementforeningen, 2010, s.103). Det første alternativet er alltid eksisterende fundamenter. Dette vil være mindre tidkrevende og kan vanligvis gjøres uten noen form for beregningskontroll, spesielt dersom støttene kan settes direkte på underliggende plasstøpte grunnmurer, banketter eller armert betonggulv. I tilfeller der eksisterende fundamenter ikke er tilgjengelig må det stemples mot grunnen. Det må da benyttes understøttelsesputer som forhindrer uheldige setninger, da sistnevnte kan påvirke lastfordelingen på stagene under montasjen. Siden understøttelsesputene plasseres direkte oppå grunnen, er det sikreste å alltid kontakte geoteknisk prosjekterende (RIG) for å vurdere grunnforholdene og nødvendige putestørrelser. Vanlige understøttelsesputer er tykke stålplater, armerte betongplater og treputer av boks/kryssfiner.

4. Vanlig praksis ved understøttelse

Betongelementboken Bind I kom ut i 2015, og var den første boken som omhandlet temaet avstivning i montasjetilstanden. I følge Leidulv Vinje (personlig diskusjon på hans kontor, 07.03.2018), har formaliteten med å gi beskrivelser og tegninger vært der i årevis, men alt som har hatt med understøttelse å gjøre har den utførende ordnet selv. Det formelle ansvaret har likevel vært hos de ansvarlig prosjekterende. Erfarne montasjearbeidere kan ofte ha oppfatningen om at “det stort sett går bra”, og mange vil utføre arbeidet sitt slik de alltid har gjort det. Vinje sier også at mange ikke er klar over at *Betongelementboken Bind I* finnes, også på rådgiversiden. Det er lett for å late som at det ikke eksisterer en fremgangsmåte for montasjefasen, og tidspress kan ofte være årsaken. For å finne ut hva som er vanlig praksis ved understøttelse, er Per Ståle Aarstad, prosjektleder i Trøndersveis AS, blitt intervjuet for å fortelle om hvilke stemplingsmetoder som brukes i praksis. Hva gjøres ute i felt, og hva er eventuelle problemer med disse metodene? I tillegg er ingeniør Bjarte Tomren fra WSP Engineering AS kontaktet for å forklare hvordan man vanligvis setter opp en montasjebeskrivelse til de utførende.

4.1 Valg av støtter

Som tidligere nevnt er støttenes kapasitet begrenset av evnen til å oppta trykk (knekking). Ved fjerning av støtter kan nabostøttene få mer last enn det de er dimensjonert for. Ingeniør Bjarte Tomren sier han er usikker på hensikten med å ta hensyn til dette når kapasiteten til støttene skal beregnes. De prosjekterende antar nemlig at støttene vil “slakkes” litt og litt, og ikke at en støtte står igjen til slutt og må bære mer last enn det den er dimensjonert for. Når støttene skal tas bort betyr dette at momentforbindelsen mellom dekkene og bjelken er sterke nok, og dersom støttene blir skrudd ned litt og litt vil det ikke være krefter igjen på støttene som tas ned sist. Prosjektleder Per Ståle Aarstad fra Trøndersveis AS forteller at støttene ikke vil bli skrudd ned litt og litt dersom det er snakk om én etasje. Dette er både tidkrevende og vanskelig å få til med tanke på at støttene står i høyt trykk. Han mener også at desto nærmere støttene plasseres ved opplegget til bjelken desto bedre er det for rotasjonen ved søylen, og de vil da også være lettere å få ned.



Figur 4.1: Understøttelse av en DLB-bjelke

Aarstad sier også at når montasjebeskrivelsen blir sendt ut har de prosjekterende tatt i betraktning at entreprenørene kanskje bare har én type støtte, og de beregner dermed antall og plassering ut fra dette. De kunne også få tilsendt andre typer støtter dersom det er behov for dette. Montasjearbeiderne vet altså ikke hvor mye krefter støttene tåler og følger kun instruksene gitt i montasjebeskrivelsen. I hans tid har det ikke skjedd at en støtte har knekt pga. for dårlig kapasitet, men den har blitt bøyd under pålastning og deretter rettet seg opp igjen etter bruk. I figur 4.1 kan en se en støtte plassert under en DLB-bjelke ca 50 cm fra søylen, som beskrevet i montasjebeskrivelsen for dette tilfellet. Støtten er ikke sikret med en bolt i toppen, slik som forutsatt i *Betongelementboken bind I*. Teorien i boka samsvarer altså ikke med det som blir gjort i praksis.

4.2 Montering av hulldekkene

Når det er snakk om montering av hulldekker forteller Aarstad at de vanligvis monterer de kontinuerlig fra den ene siden til den andre, men at det hender at de kan bli tilfeldig plassert. Dette skjer dersom hulldekkene blir produsert i en annen rekkefølge enn planlagt. Ett felt blir alltid montert ferdig før nabofeltet monteres. Når det gjelder DLB-bjelker blir de derimot montert kontinuerlig bortover, med ett huldekke på hver side før en fortsetter. Dette er for å unngå rotasjon av DLB-bjelken. Det tar vanligvis rundt én arbeidsdag å montere hulldekkene i ett felt, og så støpes det mellom dekkene dagen etter. Figur 4.2 viser utstøpte hulldekker på en DLB-bjelke.

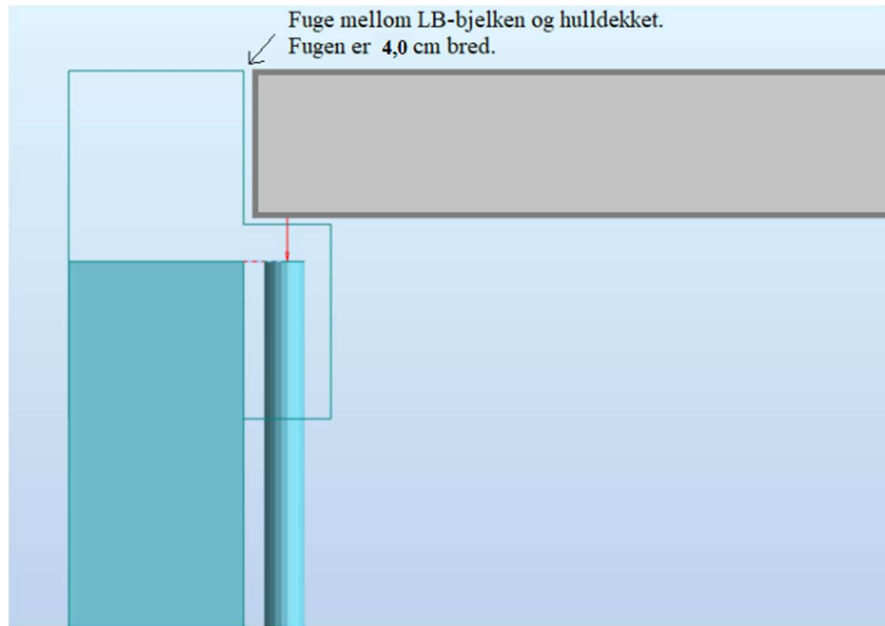


Figur 4.2: Utstøpte hulldekker

Ved montering av hulldekker over to etasjer varierer det om støttene i 1. etasje blir stående eller om de blir fjernet. Om betongen har en kapasitet på 8 MPa er dette godt nok til å fjerne støttene i 1. etasje. Dersom kapasiteten ikke er god nok blir støttene i 2. etasje plassert i samme akse som i 1. etasje, altså på lik linje med metoden beskrevet i *Betongelementboken Bind I*.

Aarstad forteller også at det aldri skal lagres hulldekker oppå monterte hulldekker som ikke er utstøpt. Ulykken i Nydalen, som beskrives i *kapittel 5.2*, var nettopp en medvirkende årsak til dette forbudet. Her ble det lagret hulldekker oppå monterte hulldekker som gjorde at ulykken inntraff. Det skal heller aldri lagres hulldekker på utlagte dekker/plan, da dette skal skje med riktig strø på riktig plass. Unntaket er dersom man får aksept fra konstruktør til å mellomlagre dekker, men Aarstad mener at det er svært sjelden dette skjer.

Vanlig angivelse når det gjelder støping av fuger er å ha en fuge på 40 mm mellom hulldekker og LB-bjelke når høyden på hulldekkene er 200-420 mm (*Betongelementforeningen 2013*). Figur 4.3 illustrerer dette.



Figur 4.3: Illustrasjon av fuge mellom LB-bjelke og hulldekke

4.3 Grunnforhold og deformasjon

Det er ikke alltid gode grunnforhold der stempelingen under montasjen skal foregå. Aarstad sier at det vanligvis ikke er gjort beregninger på grunnforholdene akkurat der støttene plasseres, og at dette også er vanskelig for entreprenørene å vite. Bjarte Tomren fra WSP forklarer at de prosjekterende sjelden har informasjon om grunnforholdene der det stemples, da grunnforholdene er veldig varierende. På stemplingsplanen de sender ut setter de derfor en merknad om at det må sørges for at grunnen under støttene har tilstrekkelig kapasitet. Hva som blir brukt som fundament vil bli vurdert fra prosjekt til prosjekt i samråd med konstruktør på grunn av forskjellige masser og underlag. Dersom det er veldig spesielle grunnforhold skal det derimot diskuteres med prosjektleder hvilke tiltak som må gjøres for at grunnen skal holde.

Aarstad forteller at de flere ganger under stempeling har opplevd uønskede setninger under støttene. Dersom det er dårlige grunnforhold kan det f.eks. legges betonglodd i grunnen for å kunne stemple skikkelig. Om støttene siger ned i grunnen har de også måttet skru støttene enda mer opp for å støtte opp bjelken tilstrekkelig. Siden det ikke er blitt regnet på grunnforholdene rett under stagene, vet ikke montasjearbeiderne hvordan denne grunnen oppfører seg. Med mindre det står noe spesifikt i montasjebeskrivelsen om bruk av understøttelsesputer, var det ikke noen spesielle regler for hvilke understøttelsesputer man skulle bruke. Dersom det ikke

står noe eller det er praktisk umulig å legge stålplater, legges det treplanker på f.eks. 50x100 mm. I montasjebeskrivelsen står det ofte bare at man må fundamentere tilstrekkelig. Nedenfor vises et eksempel på en montasjebeskrivelse fra WSP Engineering AS.

- MERKNAD STEMLING:
- Det må sørges for at grunnen under stemplene har tilstrekkelig kapasitet for stemping.
 - Første stempel settes 500mm fra opplegg og så fordeles likt bortover til man har riktig antall ihht. Tabell (Fig5.1.2.a, Bind I)
 - Dekkene skal være ferdig fuget og herdet før det stemples videre til neste plan.
 - Det skal stemples med margin på to etasjer.
 - Stemplene skal slakkes, og strammes igjen, for hver etasje som er ferdig herda. Maks en støtte skal være slakket i gangen.
 - Alle søyler skal stages i to retninger. Stag skal stå til dekket over er ferdig fuget og herdet. Er søylen over 5m skal det stages i fire retninger der det er mulig.
 - Søyler over mer enn 2 etg. skal stages i to retninger i 2/3 punkt på søylen. Der dette ikke er mulig kontaktes Konstruktør.
 - Standard for søyler opp til 2 etg brukes RKS 4. For søyler over 2.etg. brukes RKS 8 stag.

Figur 4.4: Montasjebeskrivelse fra WSP

Aarstad forteller også at de ikke har opplevd problemer med rotasjon av LB-bjelker som et resultat av at støttene har fått setninger. Siden denne deformasjonen har vært så liten, har ikke gysing mellom hulldekkene vært problematisk. Betongen som fylles er veldig flytende og kommer til i hele dybden.

4.4 Fjerning av støtter

Aarstad sier at metoden Trøndersveis AS bruker for fjerning av støtter noen ganger har vært tilfeldig, men som regel fjerner de støttene med slegge fra midten og deretter utover. Uansett vil alle støttene i ett felt bli fjernet før en begynner på nedrigging av andre felt. Alle støtter tas ned i samme tidsrom, og det tar som regel ikke så lang tid. Dersom den midterste står igjen til slutt skaper dette store problem. Den står da i så stort trykk at den er praktisk umulig å få ned, og kan bli ødelagt ved fjerningen. Bjelkene vil ha en liten oppbøyning dersom de er spennarmerte. Når hulldekkene er ferdig monterte bør ikke støttene bli plassert nærme midten på bjelkelengden som i *Betongelementboken Bind I*, mener Aarstad. Da greier nemlig ikke bjelken å deformere seg nedover og støttene her vil få stor aksialkraft.

4.5 De prosjekterendes arbeid

Ingeniør Bjarte Tomren sier at montasjebeskrivelsen er en mal som de tilpasser til hvert prosjekt, som er basert på *Betongelementbøkene* og NS-EN. Om man får strekk i overkant på bjelken under stemplingen er ikke dette noe som er blitt regnet eller brukt mye tid på. Derimot blir strekk i overkant for løfting av elementene tatt med i beregningen av bjelkene. Dette er det vanligvis konstruksjonsavdelingen til produsenten av elementene som gjør ved bruk av et beregningsprogram.

5 Ulykker og HMS

Det har skjedd flere dødsulykker ved oppføring og montering av betongelementer i Norge. I følge *Betongelementforeningen* har det vært 133 dødsulykker i byggenæringen i perioden 2000-2017, og fire av disse under montasje av betongelementkonstruksjoner.

For å unngå at flere slike ulykker skjer må tiltak iverksettes, og ifølge *Betongelementforeningen* (2015, s.13) er viktige momenter ved planlegging av sikkerheten for personellet på byggeplass:

- hvordan det skal se ut på byggeplassen (logistikkområde med mer)
- sikre at montasjepersonellet kan stå og bevege seg trygt under arbeidet
- planlegge gode festepunkter for fallsikringsutstyr
- sikker adkomst til og fra montasjefronten

Risikofaktorene har blant annet omhandlet kultur, ferdigheter og holdninger. Flere avvik har vært atferdsrelaterte og kan skyldes kunnskapsmangel. Dette gjelder blant annet avvik under utførelse og under demontering av støtter. Grunnen til denne kunnskapsmangelen kan ha vært manglende utdanning og kursing, dårlige instruksjoner med tanke på montasjebeskrivelser og tegninger i tillegg til kommunikasjonsproblemer og språkforståelse. I de følgende avsnittene vil flere av ulykkene under oppføring av betongkonstruksjoner og montering av betongelementer bli presentert. Det er spesielt lagt vekt på innflytelsen av den benyttede metoden for stimpling og staging på ulykkenes dannelse. Innholdet er basert på informasjon som er tilgjengelig i fagmiljøet som oppgavens forfattere har fått tilgang til via veileder.

5.1 Sammenbrudd av understøttelse for bruforskaling, Rotvollhaugbrua sør, 2013

Under støpearbeidet av betongen for bruplatten til *Rotvollhaugbrua Sør* kollapset de midlertidige konstruksjonene som ble brukt som understøttelse. Forskalingsmateriell, betongmasser og stålkompener falt ned. Dette resulterte i to dødsfall og flere skadde. Undersøkelsene som ble gjort viste at midtstillasets geometri hadde en stor mangel på avstivende diagonalelementer, og en mangel på planmessighet i utførelsen. Sideveis knekking av midtstillaset var åpenbart kritisk, og systemknekkningen skyldtes alvorlige mangler og svakheter i avstivningssystemet.

Det som ble forutsatt i bæreevneberegningene for avstivningssystemet var en knekk lengde på 0.55 m, noe som krever store mengder avstivninger. Knekk lengden for det utførte systemet var mye større enn den forutsatte knekk lengden. I en romlig konstruksjon som midtstillaset i Rotvollhaugbrua var det ikke praktisk mulig å plassere det antallet avstivede elementer som den forutsatte knekk lengden krevde. Støttens kapasitet ble dermed veldig redusert, og brakte stillasets beregningsmessige kapasitet langt under den påkrevde. Dessuten kunne tilstedeværelse av skjøter klart redusere bæreevnen til stillaset. Det var altså store avvik i stillaset, og konstruksjonen tilfredsstilte heller ingen krav til motstand mot sideveis belastning fra f.eks vind. Stillasbedriften *Master Solutions* hadde ikke nok kompetanse til å prosjektere og bygge stillassystemet for understøttelsen for brua. Stillaskonstruksjonen som ble utført hadde en betydelig vanskelighetsgrad og burde vært underlagt en forsvarlig kontroll, både fra byggherre og totalentreprenør.

Andre hovedfunn var at lasten fra støttene ble ført ned til grunnen via treklosser som var lagt direkte på bakken. Det kan virke som om treverk under støtter er en akseptert løsning ved bygging av reis. Selv om det var svært faste grunnforhold, viste prøvebelastning at setningene faktisk økte med bruk av treklosser. Dette fordi det er vanskelig å få lagt opp treverket plant nok og fordi treverket i seg selv har forholdsvis liten stivhet i forhold til lasten.

5.2 Nedfall av betongelementer, Nydalen, Oslo

Den 06.02.2012 omkom en person i Nydalen i Oslo etter at vedkommende fikk et betongelement over seg. *Veidekke Entreprenør AS* var totalentreprenør mens *Loe Betongelementer* og *Elementmontasje AS* var underentreprenører for henholdsvis produksjon og montering av betongelementene. Årsaken til ulykken var at det hadde blitt mellomlagret to hulldekkeelementer oppå seks elementer i et felt i et plan. Elementene var opplagt på hattebjelken. Da ulykken inntraff, falt de seks elementene som var blitt lagt opp i dette feltet og de to elementene som var mellomlagret oppå disse igjen plutselig ned. Under fallet tok de også med seg de seks elementene i det samme feltet på nivået under da disse ikke klarte å stå imot støtet de ble utsatt for. Det er rimelig sikkert at det var forholdene ved den ene hattebjelken som hadde utløst ulykken. Det skal minst være to støtter i hver ende av hattebjelken ved montering av så tunge element. I dette tilfellet var det imidlertid bare montert én støtte ved den ytterste søylen, fordi det antakelig ble vurdert slik at selve betongsøylen kan fungere som den andre støtten. Dersom de to ekstra elementene ikke hadde blitt mellomlagret oppå de andre elementene hadde nok ulykken heller aldri skjedd. Mye kan tyde på at både støttene og betongen har vært for høyt utnyttet under monteringen av de store elementene på dette bygget. Det kom også frem i undersøkelsene etterpå at de involverte i byggeprosjektet ikke hadde klare retningslinjer for antall støtter og hvor støttene skulle plasseres.

Montørene hadde hørt om at det fantes en “stagplan” men ingen kjente til innholdet i denne, og forklarte at “alle har sin måte å stage på”. Det kom frem at montøren ikke visste hvor stor belastning elementene utgjorde eller hvor mye vekt hattebjelken tålte. Han uttalte at han ikke hadde kunnskap nok til å vite hva som trengtes for å stemple korrekt.

5.3 Brattørkaia 15, brudd i hulldekkeelement

Den 16.mars 2012 falt et hulldekkeelement ned fra et forretningsbygg som var under oppføring på Brattøra i Trondheim. Forretningsbygget ble oppført som en totalentreprise av Reinertsen AS. Elementet som falt ned lå ytterst (i fasaden) på dekket over 6.etasje (taket) og det tok med seg flere tilsvarende element i etasjene under i fallet. Da ulykken inntraff pågikk utstøping i kanaler og fuger i dekket. Det ytterste elementet var noe vridd i forhold til de andre elementene på dette planet, og en var i ferd med å støpe ut den ytterste kanalen ved ulykkeselementet da det falt ned. Belastningen på elementet da det falt ned var derfor egenvekten av selve elementet og vekten av den ferske betongen som var blitt støpt ut i den ytterste kanalen. Ulykkeselementet falt ned på grunn av skjærbrudd ved det ene opplegget. En viktig grunn til at elementet falt ned var at det manglet opplegg på en ganske stor del av bredden fra ytterkanten. Dette er imidlertid ikke hele årsaken til at det falt ned.

SINTEF fastslår at når elementene monteres og før de er sikret (fuger og festepunkt støpt ut og herdet), må det derfor ikke foregå noen annen aktivitet i etasjene under feltet som monteres og et felt til hver side for det som monteres. Dette forbudet må gjelde helt ned til kjellerplanet.

6. Viktige aspekt i montasjetilstanden

For å finne ut om de opptredende krefter og momenter under stempling i monteringsfasen kan være kritiske, er det flere faktorer som bør tas i betraktning. Disse inkluderer innvirkningen av monteringsrekkefølge av hulldekkene, nedrigging av støtter, effekten av kryp, eventuelle setninger, fundamenttype samt antall støtter. På denne måten kan det muligens lages en beskrivelse til "amatører" om hvilke metoder de skal unngå å bruke og hvilke som egner seg best for en sikker arbeidsprosess. Da kan man også unngå ulykker. I dette kapitlet vil flere av disse faktorene bli beskrevet, og samtlige av disse vil bli behandlet i analysekapitlet for å kontrollere innvirkningen de har på kraftfordelingen.

6.1 Betydningen av montasjerekkefølge

Som nevnt i kapittel 4.2 kan hulldekkene monteres i vilkårlig rekkefølge. For å fastslå om en slik vilkårlig montering har betydning for LB-bjelkens kapasitet, vil dette bli analysert med bruk av eksempler i kapittel 8, der det studeres bjelker over ett og to felt. Det vil i tillegg kontrolleres om det oppstår strekk i betongsøylene. Dette kan i verste fall føre til at oppleggsdetaljen mellom bjelke og søyle blir ødelagt. I denne analysen blir ikke kryp tatt hensyn til da hulldekkene utgjør neglisjerbare krypdeformasjoner på så kort tid.

6.2 Setningers innvirkning på lastfordelingen

Betongelementforeningen (2015, s.95) angir ingen metode for setningsberegning ved oppføring av støtter ved stempling av LB- og DLB-bjelker. Likevel blir det påstått at dersom støttene får setninger i grunnen avhengig av belastningene, vil dette kunne føre til omfordeling av reaksjonene, og gi andre belastninger. Det er på dette grunnlaget beregnet setninger under støttene ved montasje for ulike grunnforhold. Dette for et verst tenkelig tilfelle med ren leire og med vanlige fyllmasser som komprimert pukk, grus og sand. Disse setningene er brukt for å beregne fjærstivheter som kan brukes under støttene i Robot, for å representere en situasjon med de valgte grunnforhold. For eksempel vil kapittel 8.4.2.2 vise hvordan kraftfordelingen og rotasjoner til bjelken blir under montasje på leire sammenlignet med montering på fast fjell.

6.3 Betydningen av kryp

Det finnes tre typer deformasjon; umiddelbar deformasjon rett etter pålastning (elastisk deformasjon), deformasjon pga langtidslast (kryp) og deformasjon pga svinn (Betongelementforeningen 2013, s.15). Ved påkjenning av trykk over lang tid vil betongen fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp. Betongens kryp avhenger av omgivelsenes fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjoner og betongens sammensetning. Den påvirkes også av modenheten av betongen når lasten påføres, og avhenger av belastningens varighet og størrelse. Hulldekkene vil normalt støpes ut dagen etter at de er montert, og støttene under LB-bjelken kan stå opptil 1-2 uker. Et viktig aspekt i montasjetilstanden er derfor om kryp kan ha uønskede effekter for bjelker, støtter og selve kraftfordelingen. I analysen i kapittel 8 vil det derfor ved nedrigging av støtter brukes stivhetsendringen som krypen gir.

6.4 Nedrigging av støtter

Når hulldekkene er ferdig montert og fugen mellom dekkene er utstøpt og herdet, kan støttene fjernes. I hvilken rekkefølge disse støttene blir fjernet kan ha betydning for om kritiske overkantsmoment eller skjærkrefter kan oppstå i bjelken, og hvorvidt de gjenværende støttene klarer å bære lasten fra hulldekkene. Nedriggingsrekkefølgen kan også ha noe å si for opptredende strekkrefter i betongsøylene.

6.5 Betydningen av riss

Under montasjetilstanden vil det oppstå strekkrefter i overkant av bjelken som brer seg over hele tverrsnittets overside. Dette er nødvendigvis ikke tatt hensyn til i dimensjoneringen av bjelken, og det kan da oppstå riss. Siden rissviddene skal begrenses til 0.2-0.3 mm kan større riss vekke oppsikt på byggeplass. Det vil ikke bli regnet på riss, men det vil bli vurdert i analysen.

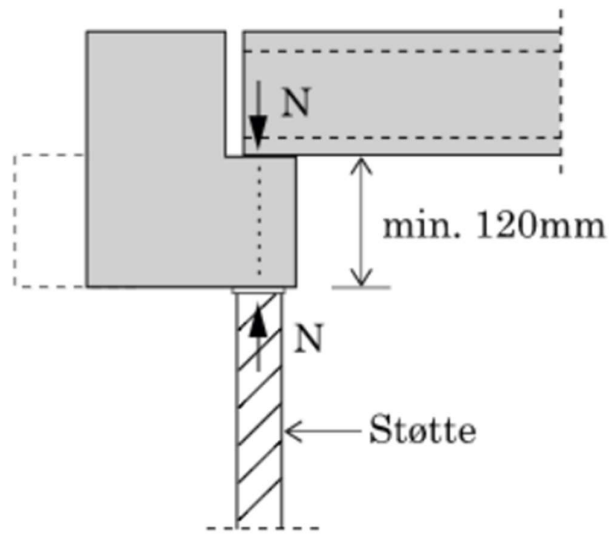
7 Metode

7.1 Modelleringsprogramvare og analyse

I kapittel 8 modelleres det flere vanlige system med hulldekker og bjelker. Bjelker og søyler i betong samt støtter i stål skal analyseres. *Mathcad 14* og *Excel* brukes til håndberegninger, og analyseprogrammet *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015* (fra nå Robot) brukes til modellering. Systemene som modelleres er konstruksjoner bestående av flere elementer med ulike tverrsnittsdata, antall spenn og materiale. Det analyseres systemer med både ett og to spenn. Å regne alle disse systemene for hånd ville være svært tidkrevende da noen av disse vil være flere ganger statistisk ubestemt. Det er derfor valgt å bruke dette dataprogrammet for å finne kreftene som oppstår i konstruksjonselementene på grunn av de ulike lastkombinasjonene. Robot er et program som med utgangspunkt i BIM-modellering beregner og analyserer lastvirkning på all form for struktur. Siden programmet kan kalkulere alle de dimensjonerende kreftene som oppstår i de valgte systemene og kan kontrollere opp mot Eurocode underveis, har Robot vært et godt redskap i prosessen.

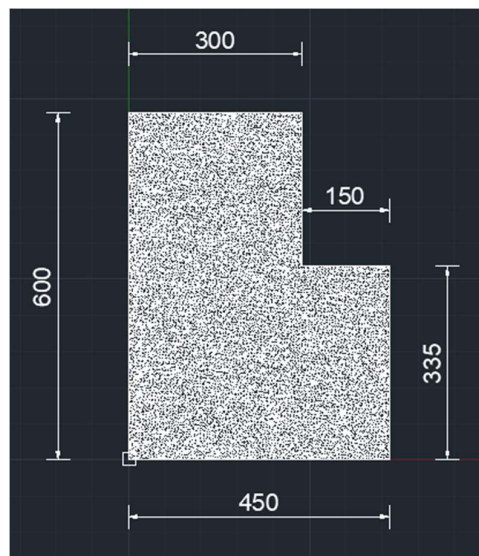
7.2 Modelleringsprosessen

For å vurdere stemplingsmetoden beskrevet i kapittel 3 vil flere eksempler bli analysert i kapittel 8. For å kunne analysere disse eksemplene måtte det i starten gjøres flere forenklinger i Robot. Siden det blir sett på en LB-bjelke med normalarmert hylle, skal støttene plasseres direkte under opplegget for dekkeelementene (se teorikapittel 3.1). Å modellere en LB-bjelke var uproblematisk, men utfordringene oppstod da støttene skulle plasseres direkte under opplegget for dekkeelementene som illustrert i figur 7.1.



Figur 7.1: Støtteplassering på tvers av bjelken
(Betongelementforeningen, 2015)

Målet gjennom modelleringsprosessen var å få til å modellere en LB- bjelke med tverrsnittsdimensjoner som vist i figur 7.2, med støttene plassert på tvers av bjelken som vist i figur 7.1.



Figur 7.2: Tverrsnittsdimensjoner i mm for LB 300x600

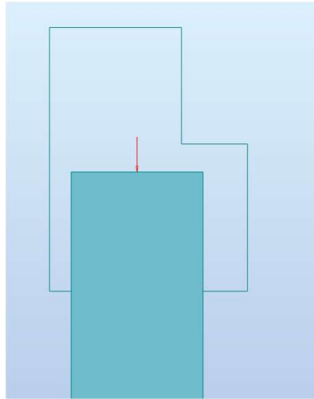
For å gjøre eksemplene i kapittel 8 mest mulig relevante ift. det som blir brukt i praksis, er det i modelleringen hentet inspirasjon fra eksempel 6.3.2 i *Betongelementboken Bind I*. Blant annet spennvidde, lastbredde, betongkvalitet og dimensjoner er hentet derfra. I følge Leidulv Vinje (diskusjon på mail, 07.03.2018), brukes det mellom to og seks støtter helt avhengig av støttetype og last på bjelken, men fire støtter er mest vanlig når det kommer til stemming. På dette grunnlaget er det dette antallet som ble valgt å modelleres først.

Betongsøylene skulle modelleres fast innspent i bunn og leddet i topp. Å modellere søylene leddet i topp vil være til sikker side da støttene dermed vil få mer last, men i virkeligheten vil det være en mellomting mellom innspent og leddet i topp. Stålstøttene skulle modelleres leddet i topp og bunn. Det antas først montering på fast fjell og dermed blir setninger neglisjert her. Støttene plasseres vanligvis kun på en treplanke eller andre midlertidige fundament, og dermed har de ingen bøyestivhet. Siden hulldekkene i eksempel 6.3.2 har en spennvidde på 12 meter ble disse erstattet med en linjelast på 21,6 kN/m i Robot. Beregninger er vist i vedlegg A . Kapittel 7.2.1-7.2.5 beskriver modelleringsprosessen for å fremstille en fritt opplagt LB-bjelke med støtter plassert under oppleggshyllen, med samme spennvidde og dimensjon som i eksempel 6.3.2. Figur 7.2 viser tverrsnittet for LB-bjelken som brukes i alle eksemplene i kapittel 8.

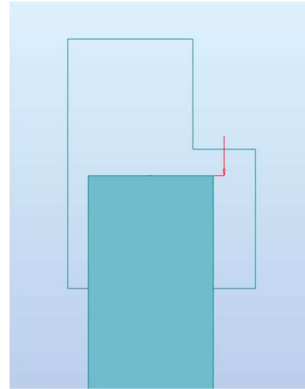
7.2.1 Modell 1: Oppstart med forenklinger av bjelken

I Robot ble det tegnet to akser i tverretningen, slik at støttene kunne plasseres med riktig eksentrisitet under oppleggshyllen på LB-bjelken. Det ble forenklet benyttet stålstøtter med kvalitet S355 som var leddet i hver ende. Da konstruksjonen ble beregnet i programmet oppstod det en feilmelding om at konstruksjonen var separert i to deler. Det ble derfor gjort flere forenklinger for å bøte på dette problemet. Støttene måtte plasseres slik at konstruksjonsdelenes senterlinjer møttes i ett og samme punkt. På dette tidspunktet var det ukjent at man kunne legge inn eksentrisiteter i Robot, og det ble trodd at hylledelen på LB-bjelken ville skape et uønsket torsjonsmoment dersom støttene ikke kunne plasseres rett under hyllen, se fig. 7.3. Det ble derfor valgt å gå bort fra denne modellen på dette tidspunktet. Likevel ble modellen brukt i kapittel 7.3; *Validering av valgt modell*, da det viste seg at den *ikke* fikk torsjonsmoment i Robot. Den kunne da fint benyttes i kapittel 7.2.3 til å vurdere resultatet til hovedmodellen som

ble valgt. For å sjekke innvirkningen lastplasseringen hadde på momentdiagrammet i kapittel 7.3, ble *Modell 1a* endret slik at lastangrepspunktet til hulldekkene kom på midten av hyllen på bjelken som vist i figur 7.4.

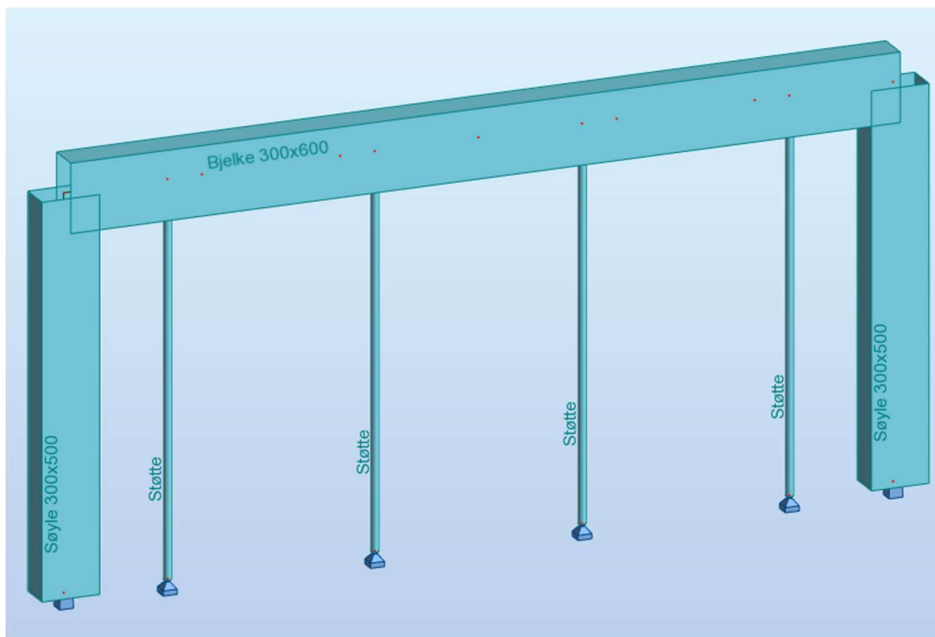


Figur 7.3: *Modell 1a*



Figur 7.4: *Modell 1b*

På grunn av usikkerheten rundt torsjonen ble LB-bjelken erstattet med en massiv rektangulær betongbjelke med omtrent samme dimensjon (300x600mm). Denne blir videre referert til som *Modell 1c*, se figur 7.5. Oppgavens forfattere mente at det å bruke en rektangulær bjelke i stedet for en LB-bjelke ikke hadde innvirkning på problemstillingens resultat, og denne modellen ble derfor analysert videre.



Figur 7.5: *Modell 1c*

For å finne ut om rekkefølgen ved montering av hulldekker kunne gi kritiske overkantsmoment i *Modell 1c* ble det i Robot laget oppstykkede linjelaster som skulle representere ett og ett hulldekk-element. Ut fra de oppstykkede linjelastene kunne flere lastkombinasjoner lages av disse. I løpet av pålastningen av hulldekkene ble det ikke tatt hensyn til kryp, da kryp har med langtidseffekter å gjøre. Siden prosessen med å plassere ut hulldekkene i ett felt foregår i løpet av maks to dager, neglisjeres altså kryp i denne prosessen.

Det ble på dette tidspunktet i modelleringen tatt utgangspunkt i *Modell 1c* og laget en modell med to felt. Det ble analysert om rekkefølgen ved påføring av hulldekker ga kritiske krefter i forhold til hva bjelken skulle være dimensjonert for, hvilken betydning setninger hadde for kraftfordelingen i tillegg til krypets innvirkning ved nedrigging av stag. Modellen viste at støttene under bjelken fikk ulik aksialkraft når alle hulldekkene var påført, noe som var oppsiktsvekkende da det i *Betongelementboken Bind I* forutsettes at støttene får lik last. Det ble dermed vurdert om modellen representerte problemstillingen korrekt.

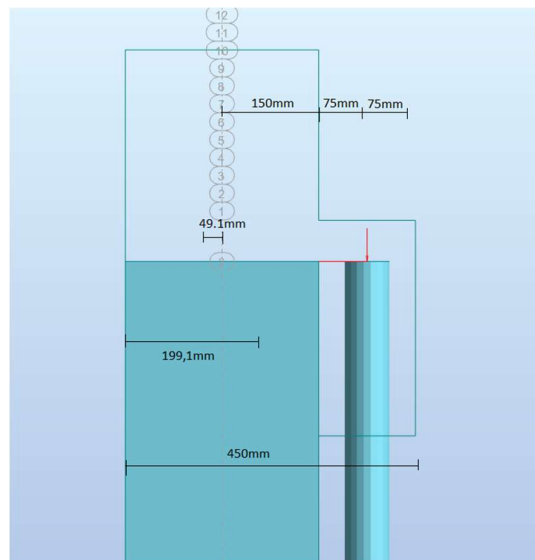
I praksis vil støttene plasseres under hyllen på bjelken og forhindre at det oppstår rotasjon i denne. Dersom det forutsettes at støttene er uendelig stive, vil mesteparten av kreftene fra hulldekkene gå rett ned i støttene, og ikke bli overført til søylene. Dette fordi lastangrepspunktet til hulldekkene vil være rett over stålstøttene. For å fremstille dette i Robot var derfor en idé å modellere søylene med en fjærstivhet slik at de tok minimalt med last, eller rett og slett ta de bort. Problemet ble da et utkragermoment i begge ender på bjelken som ikke ville oppstått i praksis. Dessuten ble det forventet at søylene *kunne* ta en liten del av lasten, i og med at støttene ikke er uendelig stive men kunne få en aksialdeformasjon.

7.2.2 Modell 2: Platemodell

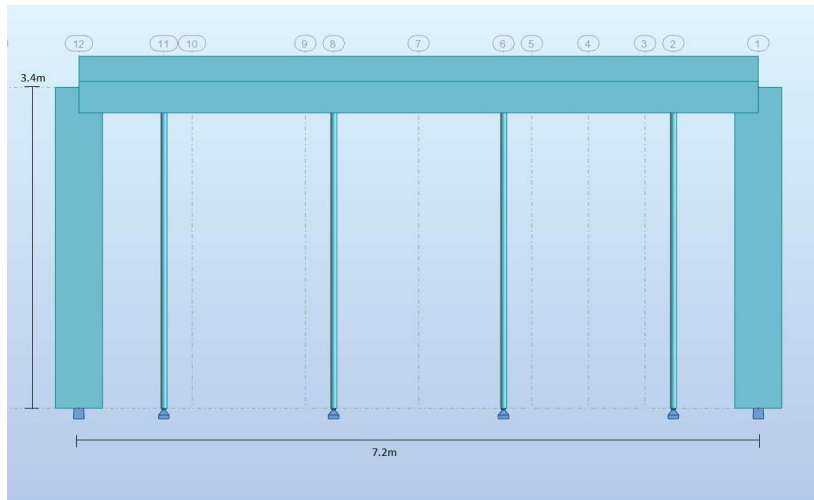
For å kunne koble søyler og støtter til samme bjelke med en viss eksentrisitet i forhold til hverandre, ble det derfor prøvd å modellere problemet som et plateproblem. Platens bredde og høyde ble satt lik den rektangulære bjelken. Det viste seg at det ble mer komplisert å vurdere resultatene, dvs hente ut momenter og skjærkrefter, når det ble benyttet en plate. Denne modellen ble derfor ikke analysert videre.

7.2.3 Modell 3: Hovedmodell

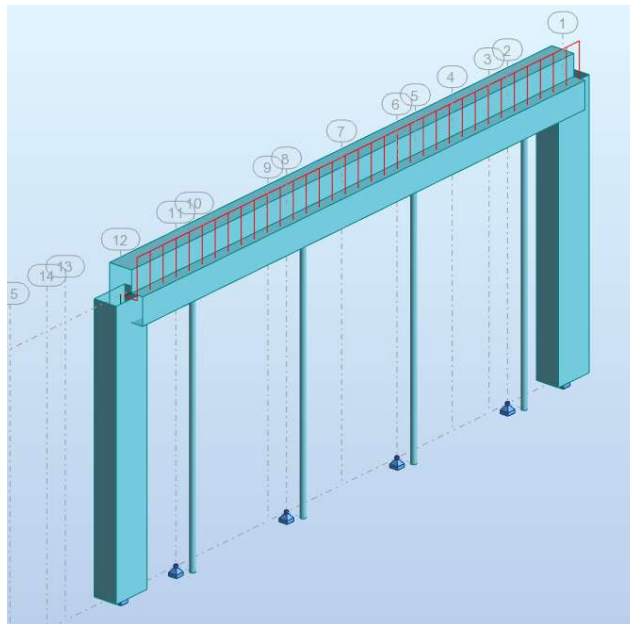
Da det ble oppdaget at det kunne legges inn eksentrisiteter i Robot (*offsets*) ble modelleringsproblemene løst. *Modell 1b* ble reintrodusert med rett lastplassering, samtidig som støttene fikk sin riktige eksentrisitet i forhold til søylene. Støttene ble modellert med et glidelager i topp, slik at de var fri til å rotere om både y- og z-aksen og at de hadde fri translasjon i y- og x-retningen. Dette fordi de kun har en plate i topp uten bolter. I bunnen ble de modellert med fastlager og fri rotasjon. Betongsøylene ble forenklet modellert med ledd i topp (men fastholdt mot torsjon) og fast innspenning i bunn. . Figur 7.6-7.8 viser den endelige modellen med valgte eksentrisiteter, som er utregnet i vedlegg B.



Figur 7.6: Tverrsnitt av hovedmodell med valgte eksentrisiteter



Figur 7.7: Hovedmodell sett forfra

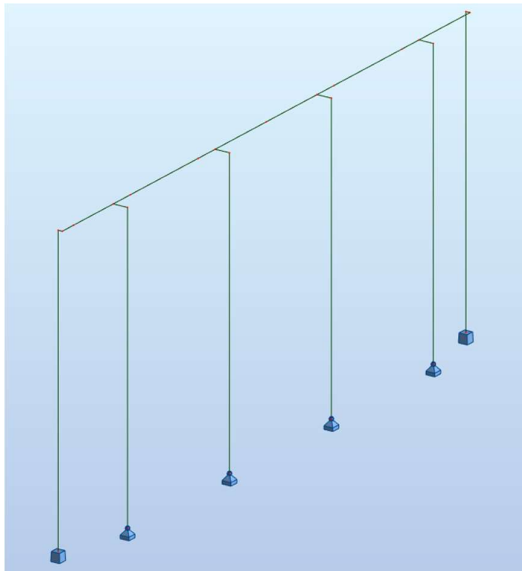


Figur 7.8: Hovedmodell sett fra siden

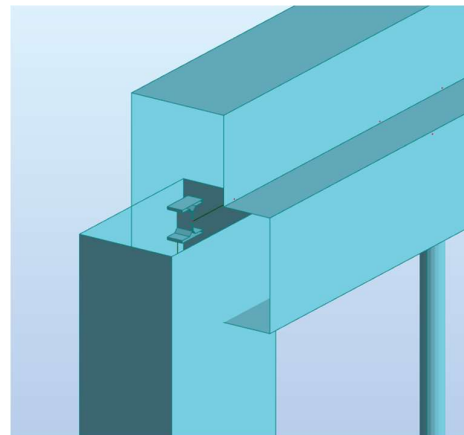
Å få modellen med eksentrisiteter til å fungere riktig krevde mye arbeid. Flere ganger oppstod feilmeldinger om instabiliteter i forskjellige noder, noe som kom av at modellen hadde for mange frihetsgrader (releases). Dette problemet ble løst med å forhindre betongsøylene i å rotere om sin egen akse i topp og bunn. Likevel skapte momentdiagrammene under de forskjellige lasttilfellene uvisshet om modellen faktisk representerte problemstillingen vår korrekt. Som en konsekvens av dette ble det valgt å modellere konstruksjonen på en annen måte for å forsikre oss om at kreftene som oppsto var realistiske.

7.2.4 Modell 4: Konstruksjon med fiktive stålbjelker

Eksentrisitetene mellom søyler og bjelke og støtter og bjelke i *Modell 3* ble erstattet med fiktive stålbjelker. Disse hadde dimensjon IPE100 med uendelig stivhet som skulle koble betongsøylene og betongbjelken sammen. Søylene og støttene ble modellert med samme frihetsgrader som i *Modell 3*. Analysen av modellen viste at den oppførte seg likt som *Modell 3* når det gjaldt momenter og deformasjoner. Dette forsikret oppgavens forfattere om at kreftene fra *Modell 3* var korrekte.



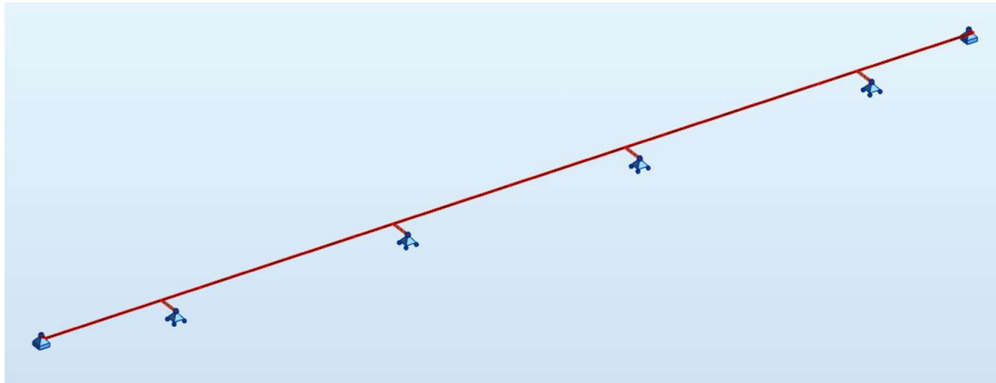
Figur 7.9: Modell 4



Figur 7.10: Modell 4

7.2.5 Modell 5: Bjelke på direkte opplegg

I praksis har støttene bare en plate i topp som ligger direkte under bjelken, og de vil derfor ikke kunne ta opp strekkraft. I *Modell 3* og *Modell 4* gikk det ikke an å representere dette. I disse modellene ble det prøvd å innføre releases som gjorde at støttene ikke tok opp strekkrefter, men da oppstod det instabiliteter og feilmeldinger i Robot som oppgavens forfattere ikke greide å bedømme. For å modellere dette ble støttene erstattet med opplegg i enda en ny modell i Robot. På denne måten kunne man spesifisere om oppleggene kunne ta strekkraft, altså løftkraft, eller ikke. Figur 7.11 viser en strekmodell av denne *Modell 5*. Her er det brukt samme bjelke som i *Modell 3* og *Modell 4*, altså en LB 300mmx600mm.



Figur 7.11: Modell 5, bjelke på direkte opplegg

Modell 5 ble brukt til å sjekke om man faktisk fikk strekkrefter i støttene under monteringen av hulldekkene. Analysen av aksialkreftene viste at de kun tok trykk. Dermed ble innstillingen som gjorde at støttene ikke kunne oppta strekk overflødig.

Beslutningen ble dermed å fortsette å analysere resultater fra *Modell 3* (også kalt *hovedmodell*), da denne kunne vise resultater på en enklest mulig måte. For å validere at modellen faktisk ga riktige resultater, ble momentdiagram og aksialkrefter fra de ulike modellene sammenlignet.

7.3 Validering av hovedmodellen

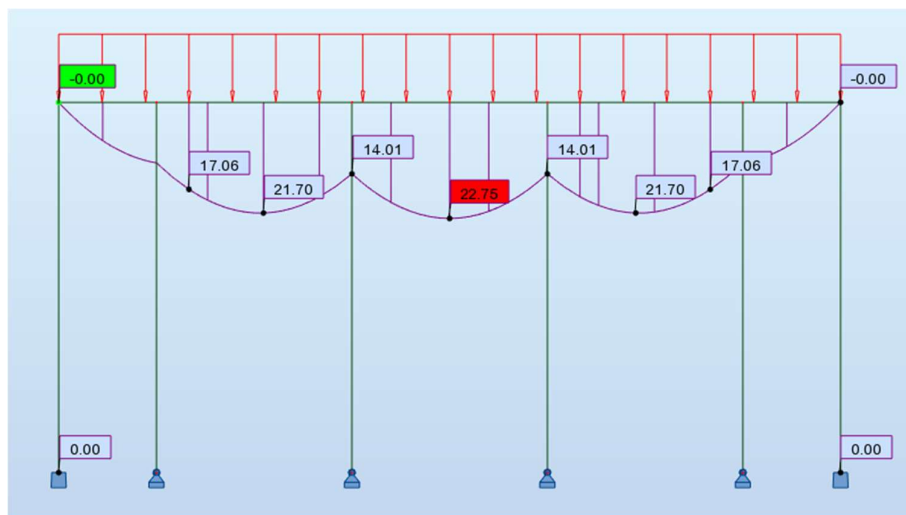
Dette delkapittelet studerer og sammenligner følgende punkter:

- Momentdiagram for *kun* hulldekkelast
- Momentdiagram for konstruksjonens egenvekt
- Aksialkrefter i støttene
- Deformasjoner

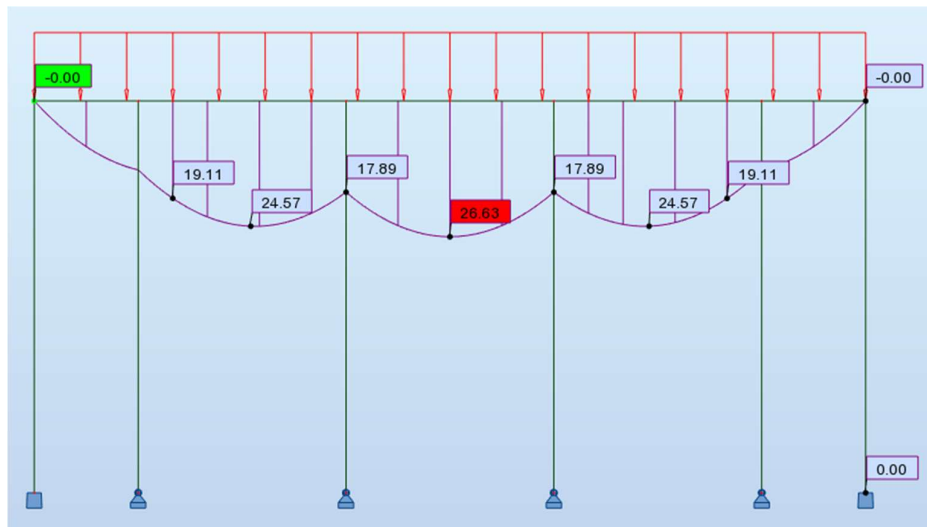
I de kommende delkapitler er alle krefter oppgitt i kN, mens alle momenter er oppgitt i kNm.

7.3.1 Momentdiagram for hulldekkelast

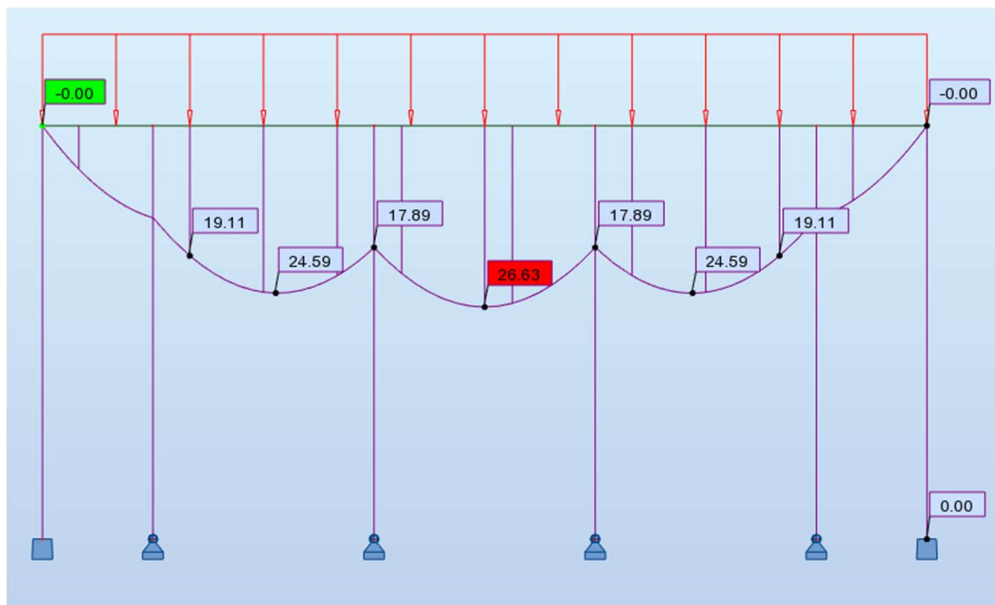
I de følgende momentdiagrammer er alle hulldekkene montert, der lasten fra disse er *uten* lastfaktor og der egenvekten til bjelke, søyler og støtter er neglisjert. Dette fordi momentene skal baseres på hvordan modellene fungerer med den samme påførte lasten. En platemodell sammenlignet med en LB-bjelke har ulik egenvekt, noe som ville ha påvirket sammenligningens resultat.



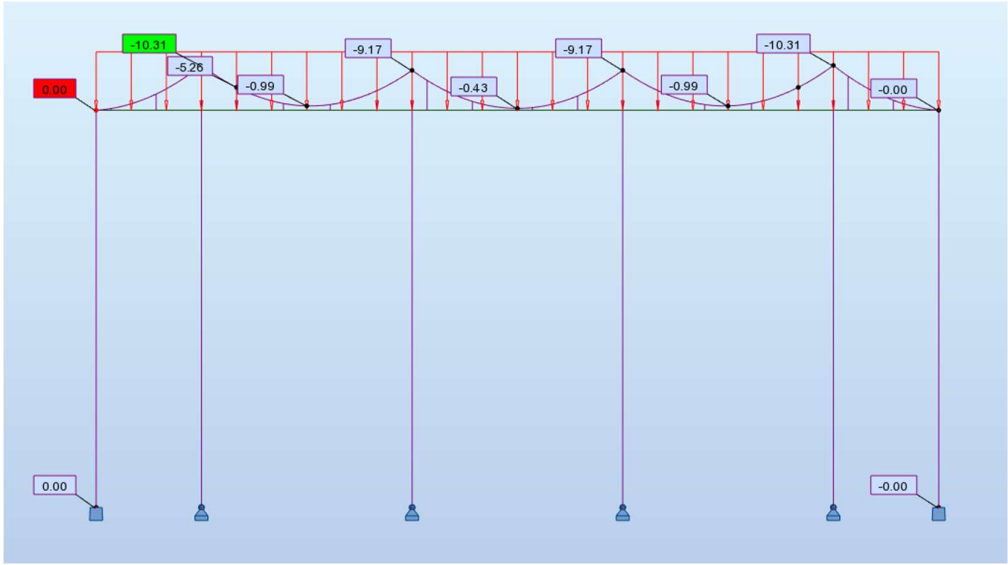
Figur 7.12: *M1*, momentdiagram for Modell 1c



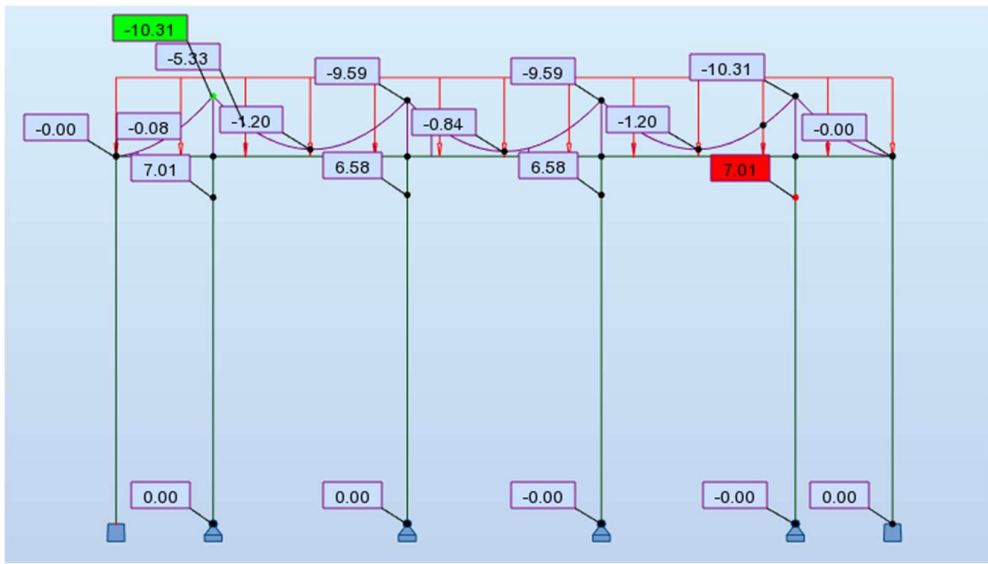
Figur 7.13: M2, momentdiagram for Modell 1a



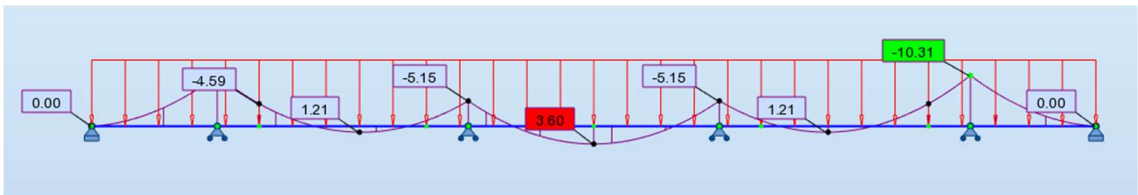
Figur 7.14: M3, momentdiagram for Modell 1c



Figur 7.15: M4; Momentdiagram for Modell 3



Figur 7.16: M5; Momentdiagram for Modell 4

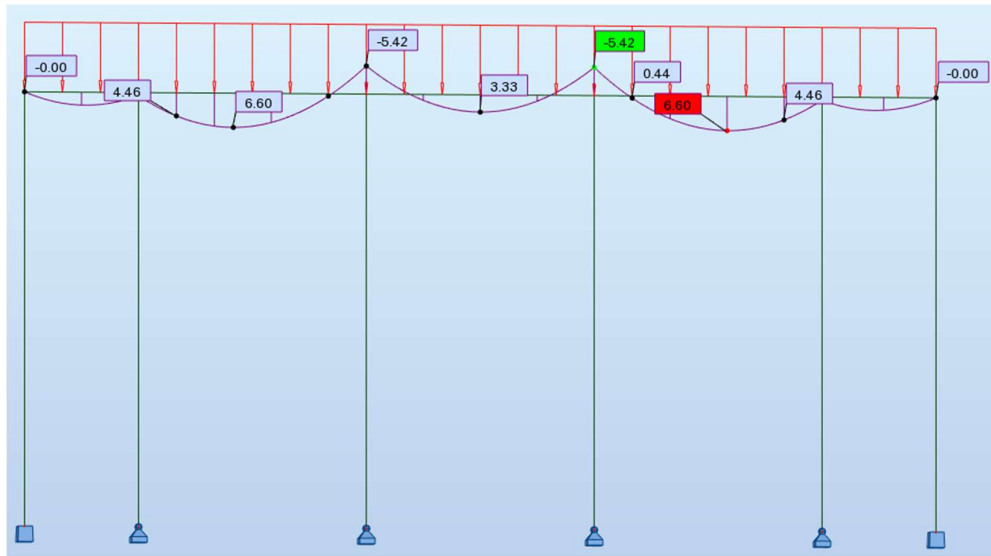


Figur 7.17; M6; Momentdiagram for Modell 5

Diskusjon av momentdiagrammene M1-M6 i figurene 7.12-7.17:

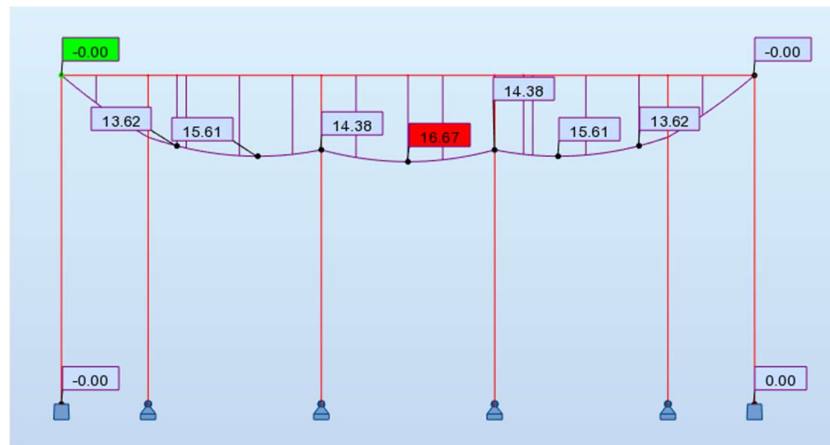
- Forskjellen på momentdiagrammene M1 og M2 kan forklares med at en RB-bjelke og en LB-bjelke har ulik stivhet. En teori kan være at i M1 vil lastangrepspunktet til hulldekkene komme i midtpunktet til tverrsnittet, mens i M2 vil lastangrepspunktet til hulldekkene ligge mellom den massive delen av LB-bjelken og hyllen, slik at tverrsnittet i dette punktet er mindre stift enn ellers. Dette kan gi større momenter.
- En kan se at momentdiagrammene M2 og M3 er ganske like. I M2 går lasten i samme akse som støttene, mens i M3 kommer lasten eksentrisk i forhold til støttene. Det virker rimelig at en ikke får overkantsmoment i noen av diagrammene da støttene står under den stiveste delen av tverrsnittet til bjelken. Betongbjelken blir da mye stivere i forhold til støttene i dette knutepunktet, og støttene vil ikke klare å gi overkantsmoment i bjelken. Den lille forskjellen i momentdiagrammet kan komme av eksentrisiteten på lasten.
- Når en sammenligner M3 med M4 kan overkantsmomentene i M4 begrunnes med at støttene står direkte under angrepspunktet til lasten. Når støttene er plassert under hyllen til bjelken, som har en lavere høyde, vil støttene virke relativt stivere, og kan dermed gi overkantsmoment.
- En kan se at forskjellen på M4 og M5 er minimal, noe som også er forventet. Ved å modellere eksentrisitetene som oppstår i praksis ved to forskjellige metoder der begge modellene viser omtrent samme svar, gjør at momentdiagrammene virker realistiske.
- Ved å sammenligne hovedmodellen M4 mot M6 ser man at modellene gir samme overkantsmoment. Dette gir enda en grunn til å stole på at momentene i hovedmodellen stemmer. At M6 får feltmomenter og ikke M4 kan komme av forenklingene som er gjort i modellene.
- At hovedmodellen M4 får overkantsmoment men ikke M1, kan komme av at lasten i M1 angriper i midtpunktet til en massiv rektangulær bjelke, mens i hovedmodellen angriper lasten på hyllen av bjelken. Hyllen har dimensjoner $150 \times 335 \text{ mm}^2$ som dermed

har en mye lavere stivhet enn bjelken totalt sett har. Dermed klarer støttene som står rett under lasten å skape et overkantsmoment i bjelken. Dette illustreres i figur 7.18. Dette er en plan modell hvor bjelke, søyler og støtter står i samme akse, og der bjelken har dimensjoner 150mm x 335mm, lik hyllen på LB-bjelken. Siden M1 illustrerer en bjelke med større stivhet enn i M7 (figur 7.18), er det derfor naturlig at overkantsmomentene oppstår i M7. At en får overkantsmomentene i hovedmodellen med eksentrisiteter når kun hulldekkelasten er påført modellen virker derfor fornuftig.



Figur 7.18: M7; momentdiagram for Modell 1, men med bjelkedimensjoner 150mm x 335 mm

7.3.2 Momentdiagram med *kun* egenvekt

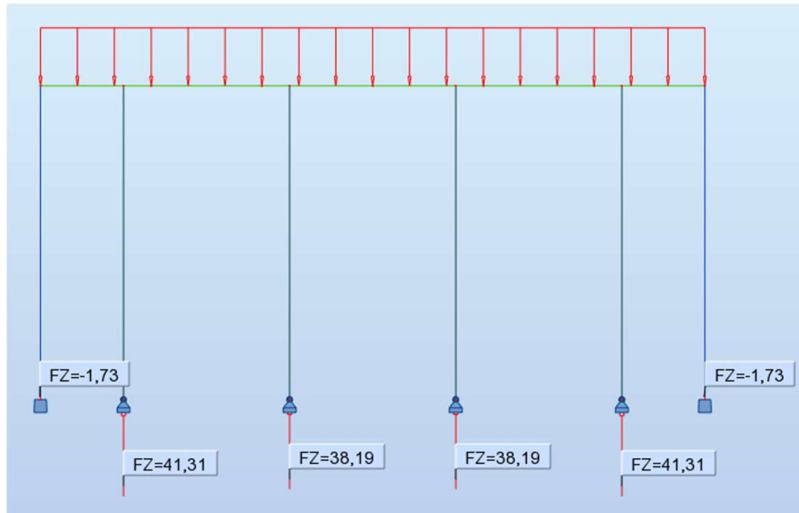


Figur 7.19: M8; momentdiagram for Modell 3

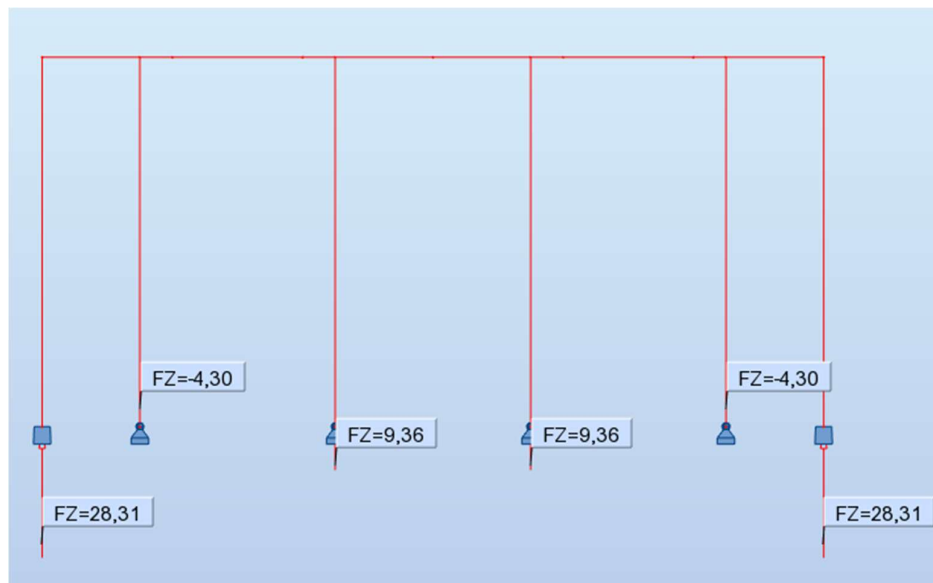
En kan se at hovedmodellen, som vist i figur 7.19, ikke får overkantsmoment pga. egenvekten. Siden *Modell 3* får overkantsmoment når kun hulldekkelasten er påført (figur 7.15), kan dette forklares med at denne lasten er større enn bjelkens egenvekt og går rett ned i støttene, mens egenvektens lastangrepspunkt vil være i massesenteret til bjelken. Her er bjelketverrsnittet mye stivere i forhold til støttene.

7.3.3 Aksialkraft i støttene

Betongelementforeningen (2015, s.99) sier at det skal stemples for all vekt fra dekker på bjelkehyller, men det står ikke noe om egenvekten til selve bjelken. Egenvekten er ikke neglisjerbar slik som man ofte kan tro. Figur 7.20 viser at det stemmer overens med *Betongelementboken Bind I* at kreftene i støttene er ganske like, dersom man ikke tar hensyn til egenvekten. Figur 7.21 derimot viser aksialkreftene i søylene på grunn av egenvekten alene.



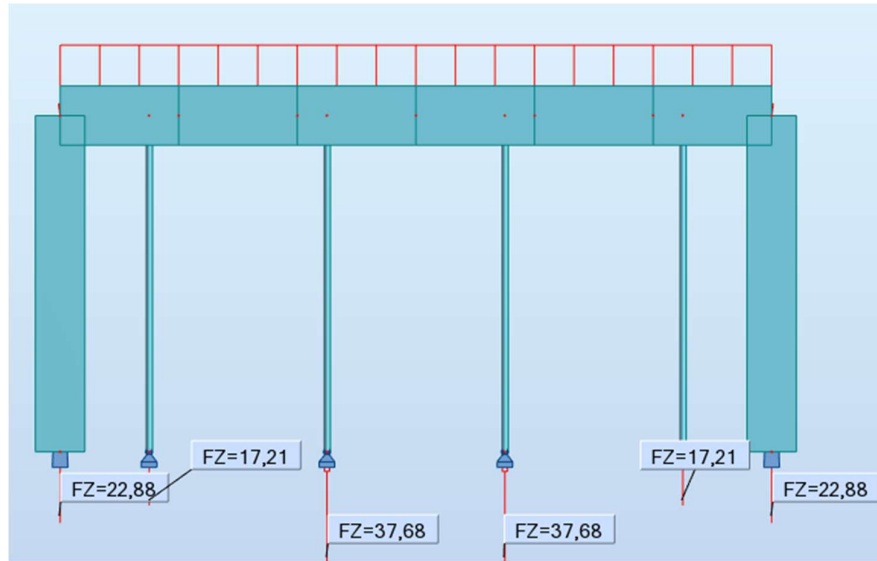
Figur 7.20: Aksialkraft i søylene i hovedmodellen kun pga hulldekkene



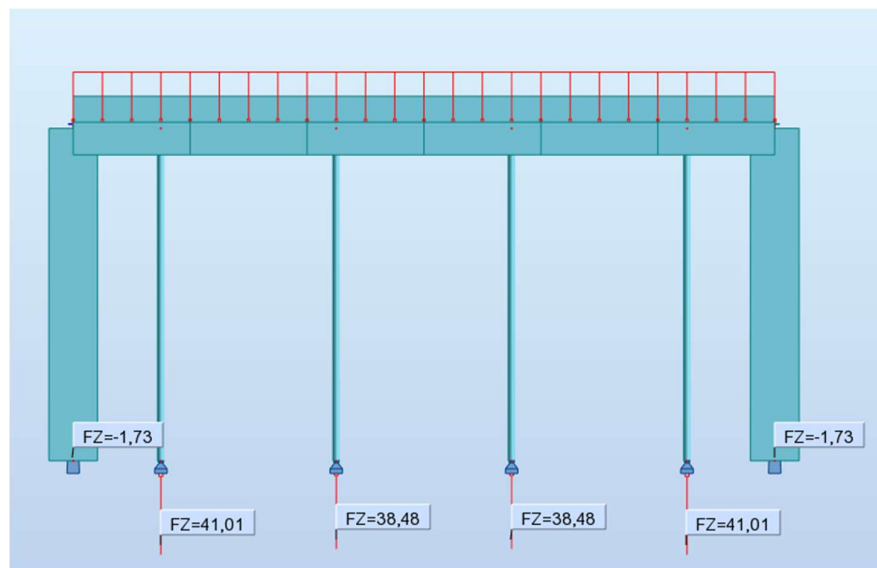
Figur 7.21: Aksialkraft i støttene i hovedmodellen pga egenvekten til rammen alene

I og med at støttene er stemplet, og ikke fastholdt til bjelken, vil ikke disse kunne ta strekkrefter. Derfor er det realistisk å se bort i fra strekkreftene i figur 7.21. De to midtre støttene vil få trykkrefter, så mye som $\frac{1}{4}$ av trykkraften de får fra hulldekkene i figur 7.20. Å ta hensyn til egenvekten er altså viktig ved valg av type og antall støtter.

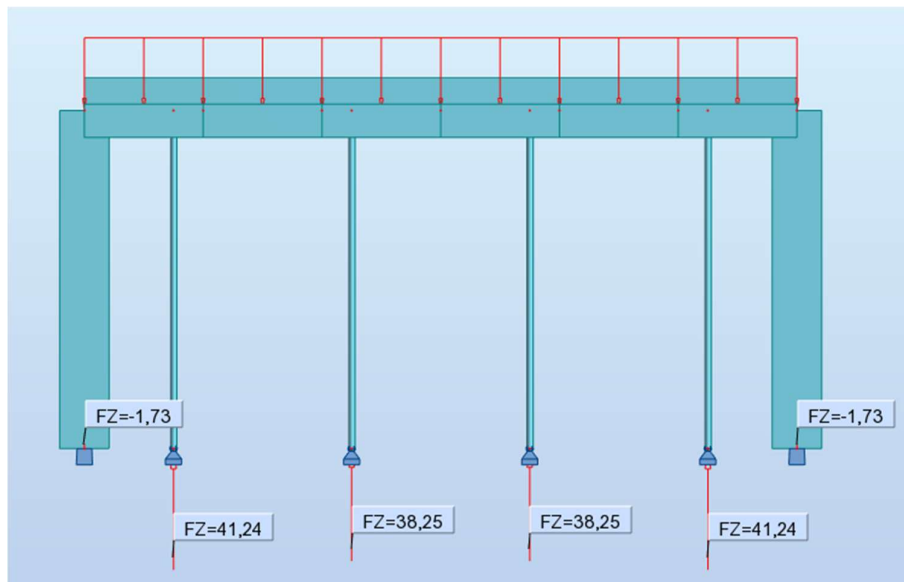
Figur 7.22-7.25 viser aksialkraften i støtter og søyler for noen utvalgte modeller. Her er egenvekten neglisjert for å illustrere hvor stor andel av hulldekkelasten støttene vil bære.



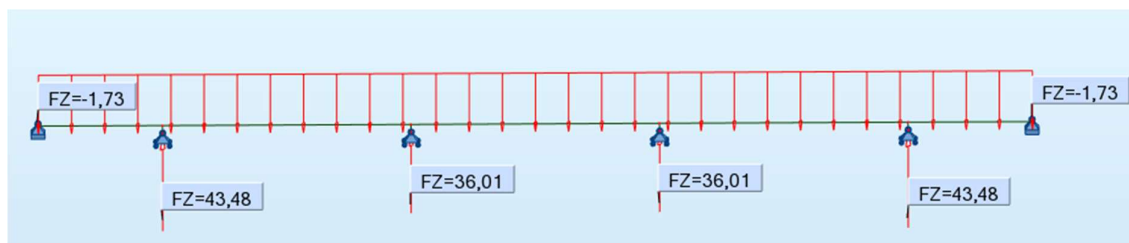
Figur 7.22: A1; Aksialkraft for Modell 1a



Figur 7.23: A2; Aksialkraft for Modell 4



Figur 7.24: A3; Aksialkraft for hovedmodellen.

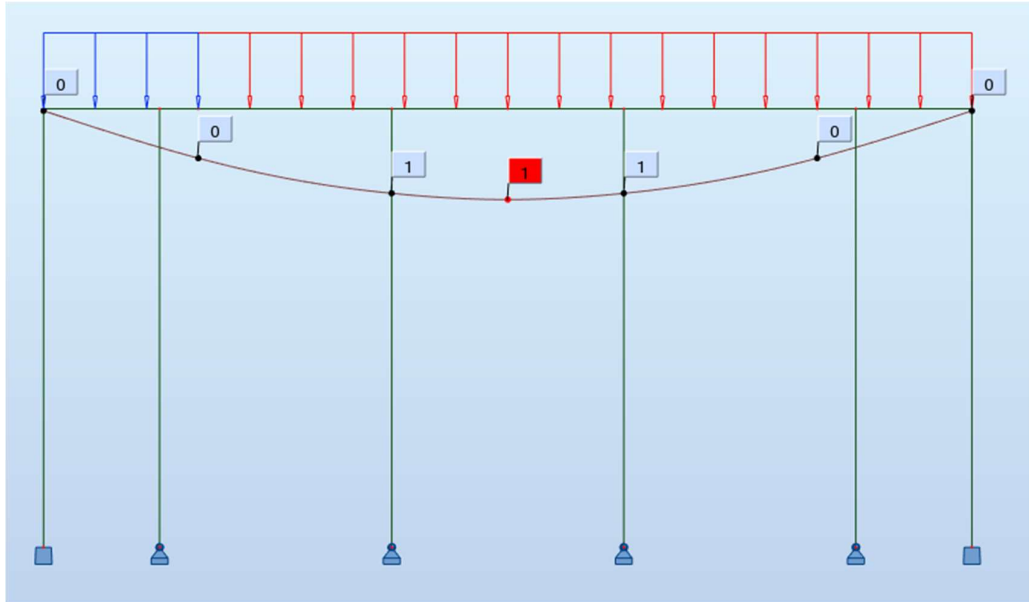


Figur 7.25: A4; Aksialkraft for Modell 5

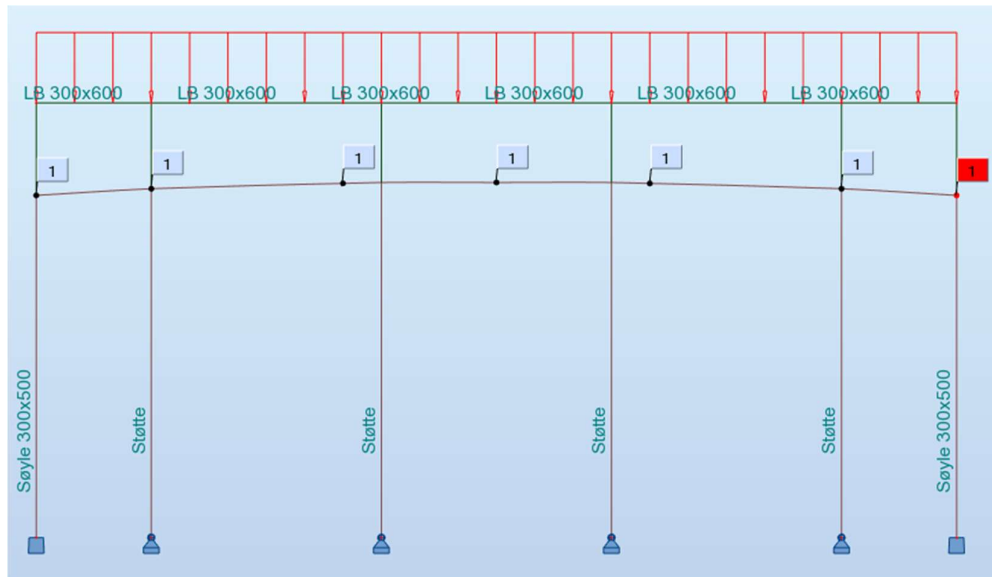
Betongelementboken Bind I forutsetter at alle støttene tar omtrent samme last. Figur 7.22 viser at der støttene og søylene står i samme akse vil lasten fordele seg på betongsøylene også. I figur 7.23 og 7.24 kan man se at det er primært støttene som tar all lasten, dette fordi angrepspunktet til lasten går rett i støttene, altså *minste motstands veg*. Det samme gjelder for figur 7.25. Dette tyder på at hovedmodellen fungerer som den skal, og at forutsetningen i *Betongelementboken Bind I* om at støttene vil ta all last fra hulldekkene stemmer godt.

7.3.4 Deformasjoner

For å finne ut om hovedmodellen oppførte seg realistisk ved lastpåføring ble deformatjonen til denne sammenlignet med deformatjonen til *Modell 1c*.

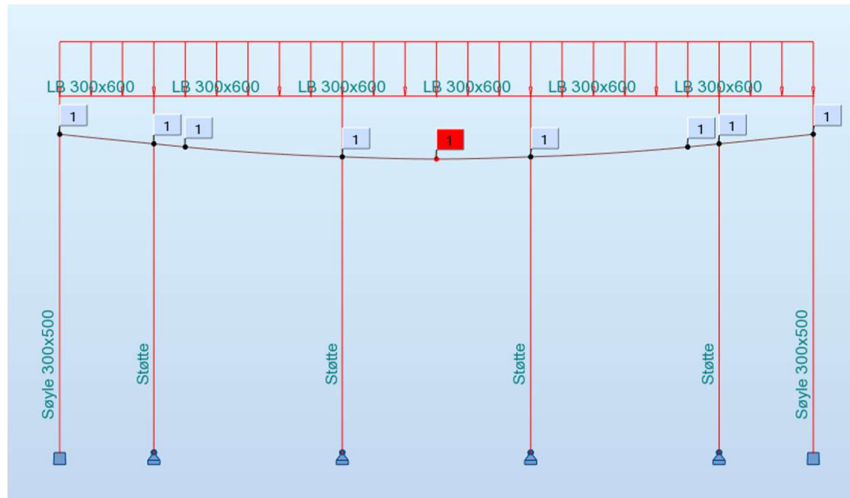


Figur 7.26: Deformasjon for Modell 1c med kun hulldekkelast



Figur 7.27: Deformasjon for Modell 3, hovedmodell med kun hulldekkelast

En kan se at de to deformasjonsfigurene er ganske forskjellige. Selv om deformasjonene er små, er formen ulik. I og med at resultantkraften til en jevnt fordelt last blir midt på den rektangulære bjelken som vist i figur 7.26, blir deformasjonen til denne realistisk siden den bøyer seg ned på midten. Deformasjonen til LB-bjelken i figur 7.27 har derimot en slak bøyning oppover på midten. Grunnen til at deformasjonslinjen får denne formen kan være at linjen representerer et gjennomsnitt av deformasjonen til alle punktene i tverrsnittet, og siden søylene i endene ikke forhindrer rotasjon av bjelken vil deformasjonen være litt større her. Når egenvekten til bjelken tas med ser man at deformasjonslinjen får en normal form, noe som er forventet. Dette illustrerer figur 7.28.



Figur 7.28: Deformasjon for hovedmodell med hulldekkelast og egenvekt

7.3.5 Oppsummering

Som vist gjennom kapittel 7.3.1-7.3.4 mener oppgavens forfattere at hovedmodellen nå er godt nok dokumentert og at den kan brukes til å analysere problemstillingene beskrevet i kapittel 4 og kapittel 6. Denne modellen blir dermed brukt i *kapittel 8*, selv om forenklinger som har blitt gjort i Robot kan ha gitt modelleringsfeil.

8 Statisk analyse

Analysekapittelet tar for seg flere eksempler der det studeres effekten av blant annet de viktige aspektene nevnt i kapittel 6.1- 6.4 på konstruksjoner bestående av ett og to spenn. Det vil bli analysert hvilke faktorer som har noe å si for sikkerheten og elementenes kapasitet og hvilke som ikke har det. Disse omfatter rekkefølgen på monteringen av hulldekkene, innvirkningen av kryp og kapasiteten til støtter, søyler og LB-bjelken. I tillegg er det studert hvilke grunnforhold og fundamenttyper som er de beste for å unngå rotasjon av bjelken, slik at utstøpingen mellom hulldekker og bjelke kan utføres på en god måte.

8.1 Forutsetninger

Spennvidde, lastbredde og annen nyttig informasjon er hentet fra eksempel 6.3.2 for to-etasjes skivebygg (Betongelementforeningen, 2015) for å gjøre de kommende eksemplene mest mulig relevante i forhold til det som brukes i praksis. Eksempel 6.3.2 viser ikke dimensjoneringen av stag, støtter, stagbolter og stagfundamenter etc., da dette er vist lengre fremme i boken (Betongelementforeningen, 2015, kapittel 5). Dette blir heller ikke sett på i denne oppgaven. Siden det under montasjen brukes midlertidige fundamenter under støttene som er relativt små, vil setningsberegningene i vedlegg A basere seg på de to beregningsmetodene beskrevet i kapittel 2.3.2.

Ifølge Leidulv Vinje produseres det oftere forspente bjelker enn slakkarmerte bjelker. Det vil i denne masteren for enkelhets skyld *kun* bli sett på slakkarmerte bjelker, da det å analysere alle aspektene i blant annet kapittel 6 viste seg å være svært tidkrevende. Metoden som er brukt for å analysere slakkarmerte bjelker kan likevel videreføres til spennarmerte bjelker, selv om kraftforløpene blir ulike på grunn av spennarmeringens innvirkning. Momentene som oppstår i underkant av bjelken under monteringen av hulldekkene blir heller ikke analysert, da disse uansett vil være mindre enn det de vil være når alle hulldekkene er montert. Dessuten sier Trond Eggen fra Spenncon at det er veldig sjelden lengdearmeringen i bunn avtrappes mot endene, noe som vil si at endene på bjelken vil ha like stor momentkapasitet i underkant som den midtre delen av bjelken.

Det finnes en egen laststandard for laster i montasjetilstanden; *NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008 (EC1-1-6). Laster på konstruksjoner. Del 1-6: Allmenne laster. Laster under utførelse*»\1|. Lastfaktorene kan reduseres for midlertidige tilstander og erstatter lastfaktoren på 1,35 for egenvekten med 1,2 (Betongelementforeningen, 2015, s.14). Det er denne lastfaktoren som benyttes i Robot.

8.2 Problemstillinger som skal behandles

For å svare på problemstillingen i kapittel 1.2 skal betongelementkonstruksjoner bestående av ett og to spenn analyseres. Resultatene fra analysen av ett spenn vil være gjeldene for to spenn også. Derfor vil ikke alle faktorene som sjekkes for ett spenn bli kontrollert for to spenn, og omvendt. Under vises en oversikt over hvilke faktorer som sjekkes for ett og to spenn.

For konstruksjoner bestående av ett spenn:

- Kan monteringen av hulldekkene gi momenter eller skjærkrefter i bjelken som den ikke er dimensjonert for? Kan det anbefales en rekkefølge på monteringen for å eventuelt unngå disse momentene?
- Kan det oppstå strekk i betongsøylene under monteringen av hulldekkene?
- Hvor stor betydning har antall støtter å si for kraftfordelingen og rotasjoner som oppstår i bjelken?
- Hvordan blir kraftfordelingen i konstruksjonen om en monterer på leire? Hvilke konsekvenser kan montering på slike grunnforhold gi?
- Har kryp noe å si for lastfordelingen under nedriggingen av stag?
- Oppstår det kritiske overkantsmoment eller skjærkrefter i bjelken når støttene fjernes?
- Finnes det en optimal rekkefølge på nedrigging av støtter?
- Vil det oppstå strekk i søylene under nedriggingen av støttene?
- Vil støttene ha god nok kapasitet under montasjefasen?
- Hvor mange støtter vil det være best å bruke med tanke på overkantsmoment i bjelken og utvikling av riss?

For konstruksjoner bestående av to felt:

- Oppstår det kritiske overkantsmoment eller skjærkrefter i bjelken i løpet av pålastningen av hulldekkene, i forhold til det bjelken egentlig er dimensjonert for?
- Kan det anbefales en rekkefølge på monteringen for å unngå de største momentene, eller er minimumsarmeringen så stor at rekkefølgen ikke har noe å si?
- Vil det oppstå strekk i betongsøylene under monteringen av hulldekkene?
- Hvilken effekt vil ulike fundamenttyper og grunnforhold ha for dannelse setninger og deformasjon/rotasjon av bjelken?

8.3 Analysegrunnlag

Kapittel 8.3 vil tar for seg informasjon som gjelder kapittel 8.4 og 8.5, samt kapasiteter til bjelken og søyler. Det vil også bli sett på betydningen av kryp ved nedrigging av stag.

8.3.1 Modelleringsinformasjon for Robot

- Det brukes betongkvalitet B45 med E-modul 36000 MPa, med mindre noe annet er spesifisert i eksemplene.
- For å få realistiske resultater er egenvekten til konstruksjonen inkludert. Egenvekten til selve fundamentene neglisjeres.
- For lastkombinasjonene er lastfaktor 1.2 for monteringsfasen benyttet.
- Betongsøylene modelleres fast innspent i bunn. Det antas at disse ikke får setninger, da de er godt fundamentert.
- De midlertidige støttene representert med en forenklet sirkulær stålstøtte, med stålqualität S355. Denne har ytre diameter 70mm og en godstykkelse på 5mm.
- Laster som vind, snø og jordskjelv neglisjeres i analysen.
- Spennvidden til bjelken er 7.2 meter, mens lastbredden fra hulldekkene er på 6 meter.
- Egenvekt av hulldekker gir en linjelast på $21,6 \text{ kN/m}^2$ på LB-bjelkene, som vist i Vedlegg A1.
- Nyttelasten antas lik 3 kN/m^2 da dette er vanlig praksis for kontorarealer. Med en lastbredde på 6 meter gir dette en linjelast på 18 kN/m .

- I betongelementbygg er 5 kN/m^2 også vanlig å bruke som nyttelast, men valg av 5 kN/m^2 er ikke til sikker side i denne analysen. Da vil bjelken automatisk dimensjoneres med mer armering som kan ta opp kreftene under montasjetilstanden.

8.3.2 Bjelkens kapasitet

Det henvises til Vedlegg D for utregning av bjelkens kapasitet. I vedlegget er det regnet ut minimum lengde- og skjærarmering. En tommelfingerregel er at man skal bruke halvparten av minimum lengdearmering i overkant av bjelken. I praksis brukes ofte mer strekkarmering i topp, ofte 2Ø16, da bjelken også dimensjoneres for løftekrefter i montasjetilstanden. Her blir det likevel brukt halvparten av minimumsarmeringen, et valg som er til sikker side for denne oppgavens formål.

8.3.3 Søylen kapasitet

Grunnen til at søylens kapasitet blir tatt opp som et viktig tema er eventuelle strekkrefter som kan oppstå i montasjetilstanden. Det er selvsagt at søylen vil stå under stort trykk ved slutttilstanden, og blir dimensjonert deretter. At søylen kan få strekkrefter under montasjetilstanden er ikke like innlysende. Derfor blir det kontrollert om det må tas hensyn til en slik strekkraft ved dimensjoneringen av oppleggsdetaljen.

8.3.4 Betydningen av kryp ved nedrigging av stag

Når stagene tas ned etter at utstøpingen mellom hulldekkene og LB-bjelken har oppnådd ønsket kapasitet, kan dette ta opptil 1-2 uker. Da kryp i betongen er avhengig av last, vil stivheten til betongen reduseres i dette tidsrommet og ha innvirkning på hvordan kraftfordelingen i konstruksjonen blir. Dette avsnittet vil derfor diskutere i hvilken grad kryp har noe å si for kraftfordelingen i monteringsfasen.

For å se hvilken effekt kryp har i utstøpingsperioden ble det i vedlegg C1 regnet ut kryptall og tilsvarende E-modul til betongen på dette tidspunktet. Ved bruk av denne E-modulen i Robot ble flere eksempler sammenlignet med hovedmodellen for å bekrefte at kryptets innvirkning

virket realistisk. Dette ble forenklet kun sjekket for rammen med ett spenn. Disse eksemplene er beskrevet og analysert i vedlegg C2.

Følgende punkter ble analysert:

- Momentdiagram for egenvekt og hulldekkelast til modell 1c med
 - opprinnelig elastisitetsmodul på 36000 MPa
 - elastisitetsmodul med hensyn til kryp. Denne er 33 390 MPa for betongsøylen og 33 490 MPa for bjelken
 - elastisitetsmodul på 10 000 MPa
- Momentdiagram for egenvekt og hulldekkelast til hovedmodellen med
 - opprinnelig elastisitetsmodul på 36000 MPa
 - elastisitetsmodul med hensyn til kryp. Denne er 33 390 MPa for betongsøylen og 33 490 MPa for bjelken
 - elastisitetsmodul på 10 000 MPa
- Momentdiagram for *kun* hulldekkelast til hovedmodellen med
 - opprinnelig elastisitetsmodul på 36 000 MPa
 - elastisitetsmodul på 10 000 MPa

Momentdiagrammene i vedlegg C2 viser at en endring i E-modul fra 36000 MPa til 10000 MPa for hovedmodellen påvirker kraftforløpet svært lite når egenvekten neglisjeres. Dette kommer av at i denne modellen bæres hulldekkelasten kun av stålstøttene, siden lastangrepspunktet til denne er rett over disse. Betongsøylene stivhetsendring vil derfor ha lite å si for momentdiagrammet. Når egenvekten tas med kan en se at en endring i E-modul fra 36 000 MPa til E-modul med hensyn til kryp gir en liten endring i momentdiagrammet. Krypets utvikling i en periode på to uker har altså ikke betydelig effekt på kraftfordelingen når det gjelder montering av hulldekker på LB-bjelker. Det er dermed ikke nødvendig for de prosjekterende å ta hensyn til kryp dersom de skal dimensjonere en LB-bjelke for montasjetilstanden.

Det vil for ordens skyld brukes E-modul til kryp under analysen av nedrigging av støtter, da egenvekten til betongen fordeles både på støtter og søyler. Stivhetsendringen til betongen vil derfor endre kraftforløpet litt og gi noe høyere overkantmoment i bjelken. Denne endringen vil være minimal, og kunne ha blitt neglisjert.

8.4 Ett spenn

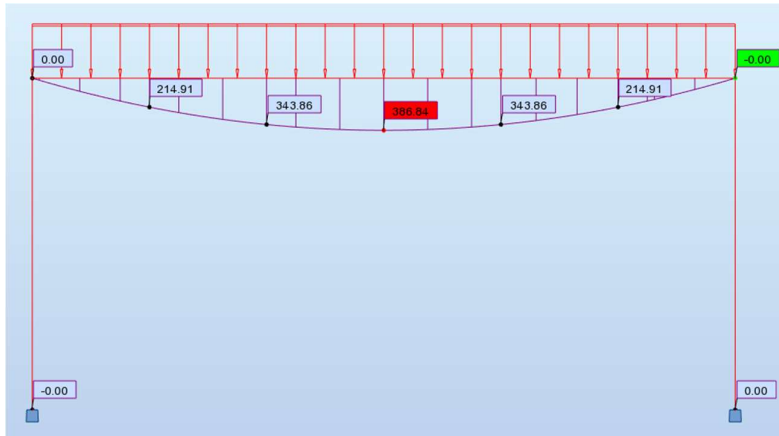
I dette delkapittelet blir det sett på betongelementkonstruksjoner der bjelkene er fritt opplagte og like lange som spennet i seg selv. Det er da tilstrekkelig å ta for seg ett spenn for å analysere kreftene som oppstår i monteringsfasen. Det antas stålfundamenter på $500 \times 500 \text{ mm}^2$ under støttene, og at disse står direkte på grunnen. Plassering av støttene er som vist i figur 8.4.

Følgende situasjoner skal studeres:

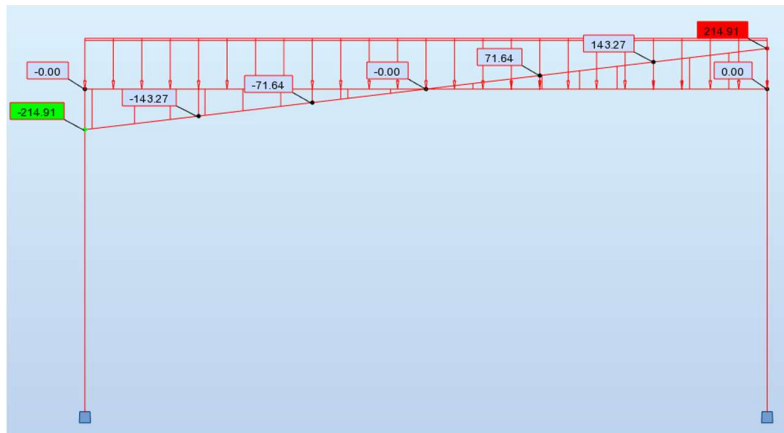
1. Montering av hulldekker med 4 og 2 støtter på faste grunnforhold (fjell)
2. Montering av hulldekker med 4 støtter på leire
3. Nedrigging av støtter

8.4.1 Bjelken i bruddgrensetilstanden

Når det gjelder skjærkraft og moment i bruddgrensetilstanden skal LB-bjelken dimensjoneres for egenvekten sin, hulldekkenes egenvekt samt nyttelast. Med lastfaktor på 1.2 på egenvekt og 1.5 på nyttelast blir dimensjonerende skjærkraft 214.9 kN, mens dimensjonerende moment blir 386.8 kNm. Som figur 8.1 viser, vil det ikke være strekk i overkant av bjelken i bruddgrensetilstanden. Likevel legges det halvparten av minimum lengdearmring i overkant av bjelken som en tommelfingerregel. Denne lengdearmringen vil ha en kapasitet på 35.5 kNm som vist i vedlegg D1. Figur 8.2 viser skjærkraftdiagrammet som representerer bruddgrensetilstanden, og at skjærkraften er 0 på midten. Som en kan se i de neste avsnittene, kan det oppstå skjærkrefter på midten av bjelken i monteringsfasen som det nødvendigvis ikke er dimensjonert for. Siden det alltid legges minimum skjærarmring, viser vedlegg D2 at minimum skjærkraftkapasitet er på 135.5 kN. Kreftene som oppstår i montasjetilstanden i kapittel 8.4.2-8.4.3 vil dermed bli sammenlignet med minimum skjær- og momentkapasitet.



Figur 8.1; Momentdiagram for bruddgrensetilstanden



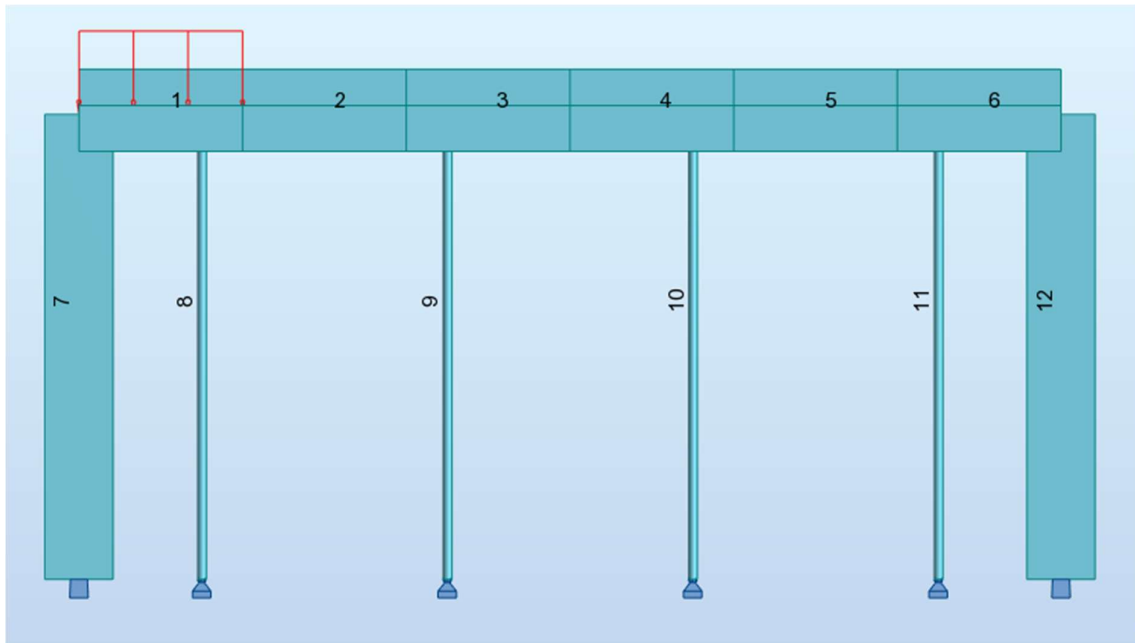
Figur 8.2; Skjærkraftdiagram for bruddgrensetilstanden

8.4.2 Opptredende krefter under montering av hulldekkene

Som nevnt i kapittel 4.2 kan det hende at hulldekkene monteres i tilfeldig rekkefølge på en LB-bjelke når denne er støttet opp. Det vil derfor bli studert om det finnes en “fasit” på hvilken rekkefølge som er best å montere disse i for å unngå at det oppstår kritiske krefter og momenter i konstruksjonen. Dersom disse kreftene er små i forhold til det bjelken er dimensjonert for, kan montasjearbeiderne montere hulldekkene i rekkefølgen de ønsker. Tabellene i vedlegg E1 viser derfor de *maksimale* overkantsmomentene og skjærkreftene som kan oppstå i bjelken ved bruk av to og fire støtter når hulldekkene blir vilkårlig plassert. Når det f.eks. monteres to

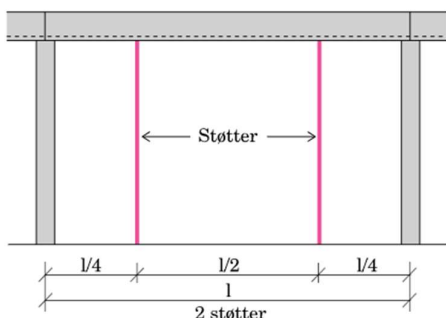
hulldekker, viser tabellene hvilke to hulldekker som må bli montert for å gi det maksimale overkantsmomentet og den største skjærkraften.

Lastene som står oppført i tabellene, f.eks H1, er illustrert i figur 8.3. H1 er altså linjelasten som representerer hulldekke 1 med en bredde på 1.2 meter. H2 vil være tilsvarende for hulldekke 2 osv. For eksempel vil kombinasjon H1H4H5 svare til at hulldekkene over bjelkedel 1, 4 og 5 er plassert.

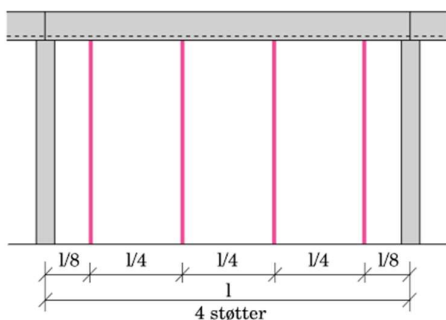


Figur 8.3: Illustrasjon av hulldekkelast H1.

8.4.2.1 Montering av hulldekker på faste grunnforhold



I dette avsnittet forutsettes det at de midlertidige støttene står på faste grunnforhold og at setninger under støtter neglisjeres. Tabell 8.1 viser de maksimale overkantsmomentene i bjelken og skjærkreftene på midten av bjelken som oppstår under monteringen av hulldekkene ved bruk av 2 og 4 støtter. Figur 8.4 viser plasseringen av disse.



Figur 8.4; Plassering av støtter på langs av bjelken
(Betongelementforeningen, 2015, s. 96)

Antall støtter	Maksimalt moment i overkant (kNm)	Maksimal skjærkraft på midten av bjelken (kN)
2	28	20
4	11	36

Tabell 8.1; Maksimale overkantsmomenter og skjærkrefter på midten av bjelken som oppstår under montasje

Som tabell 8.1 viser er skjærkreftene som oppstår ved bruk av 2 og 4 støtter mye mindre enn minimum skjærkraftkapasitet. Minimum lengdearmering i topp vil ha en kapasitet på 35.49 kNm, som er god nok kapasitet for momentene som oppstår når hulldekkene blir montert. Når hulldekkene monteres oppstår det heller ikke strekk i søylene som kan ødelegge oppleggsdetaljer.

Det kan ta opp til 1-2 uker før fugene mellom betongbjelken og hulldekkene er ferdig herdet og støttene fjernes. Ved bruk av 2 støtter vil det være overkantsmoment i bjelken under *hele*

denne perioden, mens ved bruk av 4 støtter oppstår det kun overkantsmoment i perioden mens hulldekkene blir *legges* ut. Spørsmålet blir dermed om det ene alternativet er bedre enn det andre med tanke på utviklingen av riss. Siden strekkfastheten til betongen er tidsavhengig, og rissvidden er avhengig av heftspenning mellom armering og betong, kan riss utvide seg dess lengre tid momentene i overkant opptrer. Sannsynligheten for at riss forverres med tid er altså der, men hvor stor betydning denne rissutviklingen har kan diskuteres. Siden det kun er momenter i overkant på bjelken under montasjen, vil disse rissene uansett lukke seg når støttene fjernes.

Hulldekkene kan altså utplasseres i vilkårlig rekkefølge, men med forbehold om at ekstra hulldekker ikke blir plassert oppå hulldekkene før utstøping av dekket. Dette kan i så fall føre til overbelastning av støtter, og mye høyere moment og skjærkrefter i bjelken enn forventet. Bjelken har god nok kapasitet uansett om det brukes to eller fire støtter.

Støttene i Robot ble kontrollert for å bekrefte at de hadde nok kapasitet til å understøtte LB-bjelken med tilhørende hulldekker. Tabell 8.2 viser at de ikke knekker og at de dermed ikke blir en feilkilde for resultatene ovenfor.

Antall støtter	Hvilke	Utnyttelse
2	Begge	97%
4	Ytre	50%
	Midtre	47%

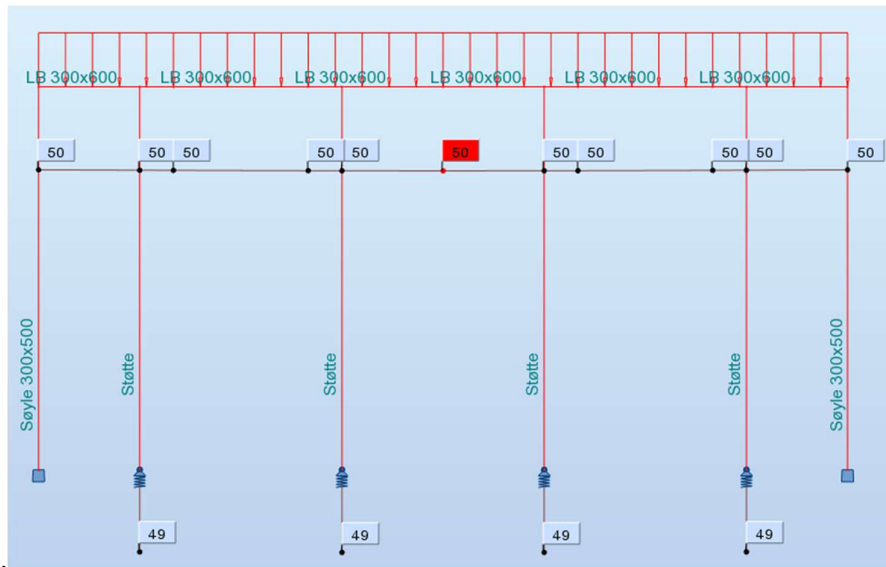
Tabell 8.2 Utnyttelse av stålstøttene

8.4.2.2 Montering ved bruk av 4 støtter på leire

For å se hvilken innvirkning dårlige grunnforhold har for kraftfordelingen og rotasjonen til konstruksjonen ved montering av hulldekkene er det i vedlegg A blitt regnet på setninger under et typisk stålfundament med dimensjon 500mm x 500mm. Ut ifra denne setningen er det funnet en fjærstivhet som er brukt under støttene i Robot. Forenklet er grunnforholdene antatt å bestå av en leire med tyngdetetthet 18 kN/m^3 i et 8 meter tykt lag over fjell. Resultatene i vedlegg E1 viser at det maksimale opptredende momentet i overkant av bjelken er 14,71 kNm, og at

største skjærkraft er på 30 kN. Det oppstår altså ingen kritiske krefter ved montering av hulldekkene da minimumsarmeringen har god nok kapasitet.

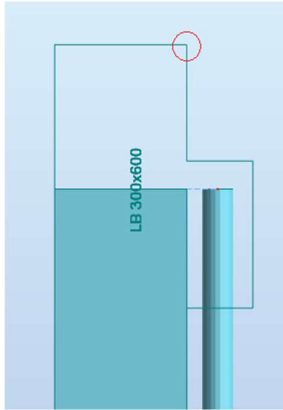
Figur 8.5 viser at når alle hulldekkene er montert er deformasjonen til konstruksjonen veldig stor ved montering på et lag av leire. Det antas at deformasjonslinjen under bjelken representerer deformasjonen til bjelken rett over der støttene er plassert. Denne er på 5 cm. For å bekrefte dette er forskyvningen til nodene - *knutepunktene der støttene er koblet til bjelken* kontrollert nærmere i programmet. Disse er vist i figur 8.6.



Figur 8.5: Deformasjonen til konstruksjonen når alle hulldekkene er montert

Node/Case	UZ (mm)	RX (Rad)
1/ 93 (C)	-50	-0,225
5/ 93 (C)	-50	-0,225
7/ 93 (C)	-50	-0,225
9/ 93 (C)	-50	-0,225

Figur 8.6: Vertikal forskyvning Uz og rotasjon Rx for nodene langs bjelken når alle hulldekkene er montert.



Figur 8.7: Tverrsnitt av LB-bjelke

Figur 8.6 viser at nodene langs bjelken deformerer seg likt i vertikal retning, og har lik rotasjon om bjelkens akse. Utregning i vedlegg E2 viser at bjelken dermed roterer ca 12.9 grader. I virkeligheten vil hulldekkene som ligger oppå hyllen til bjelken forhindre mesteparten av denne rotasjonen, men Robot tar ikke hensyn til dette. Bjelken vil altså ikke kunne rotere like mye som programmet viser. Utregningene i vedlegg E2 viser at ved montering på leire vil det markerte punktet i figur 8.7 forskyve seg 6.1 cm til høyre. Dette vil ikke skje i praksis for dette tilfellet, da fugebredden mellom hulldekke og hyllebjelke vil være 4 cm. Hyllebjelken vil dermed

rottere borti hulldekkene og en vil ikke få støpt ut med fugemasse. Da hulldekkene er veldig stive i sitt eget plan, kan trykket mot LB-bjelken føre til at denne presses bakover, og dersom søylen ikke er skikkelig støttet opp kan i verste fall konstruksjonen kollapse. Effekten av støttene reduseres altså kraftig når de står på så dårlige grunnforhold. En viktig prosedyre i montasjefasen må derfor være at det må sørges for at grunnen under støttene har tilstrekkelig kapasitet.

8.4.3 Nedrigging av støttene

Forbindelsen mellom hulldekker og bjelken vil normalt konstrueres som momentstiv da fugene vil fylles med betongmasse. Denne forbindelsen må dermed være sterk nok før understøttelsen kan fjernes. Om *Modell 3* brukes til å analysere nedrigging av stag slik som den er vil ikke kreftene som oppstår i modellen bli riktige. Dette er fordi bjelken ikke er forhindre i å rotere om sin egen akse i Robot når støttene fjernes, noe den vil være når fugen er utstøpt. I modell 3 ville bjelken da under nedriggingen av støtter rotere enda mer mot støttene og påføre disse mer last enn de ville fått i virkeligheten. Det som er mer naturlig å tenke seg er at siden fugen er utstøpt, vil bjelken være rotasjonsforhindret, og betongsøylene vil dermed ta mer av lasten fra hulldekkene når støttene fjernes.

Hulldekkene er stive i sitt eget plan og dermed vil bjelken rotere minimalt. De prosjekterende og de utøvende antar at under nedrigging av støtter vil de gjenværende støttene ikke få noe mer last enn det de er dimensjonert for siden hulldekkene er utstøpt. Realiteten kan være en mellomting, altså at både betongsøylene vil ta mer last i tillegg til at de gjenværende støttene

vil ta litt mer last enn de opprinnelig tok. I modelleringsprogrammet Robot er det begrensede metoder for å modellere en slik momentstiv forbindelse. Det er ikke mulig å fastholde bjelker mot rotasjon om sin egen akse langs hele lengden.

For å modellere dette ble dermed LB-bjelken delt opp i 60 deler, der hver node mellom disse ble fastholdt mot rotasjon om x-aksen. Slik blir bjelken rotasjonsforhindret, noe den vil være når hulldekkene er utstøpt. Denne modellen brukes derfor under nedriggingsanalysen. Analysen under tar for seg nedrigging av støtter på faste grunnforhold, dvs at setninger neglisjeres. Ulike grunnforhold vil ikke bli sett på i dette delkapitlet, da faste grunnforhold ikke vil gi setninger og vil dermed påføre støttene maksimalt med aksialkraft i forhold til om det hadde vært et bløtere jordlag.

8.4.3.1 Momenter og skjærkrefter i bjelken under nedrigging av stag

Tabell 8.3 viser at under nedriggingen av støtter oppstår det ingen momenter i overkant på bjelken. Skjærkreftene som oppstår er også mye lavere enn skjærarmeringens kapasitet på 135,49 kN. Rekkefølgen montasjearbeiderne tar ned stagene i har altså ingen betydning for bjelkens kapasitet.

Antall støtter (plassering som vist i figur 8.4)	Maksimalt overkantsmoment	Maksimal skjærkraft på midten av bjelken
4 støtter	Ingen	50
2 støtter	Ingen	26

Tabell 8.3: Maksimalt overkantsmoment og skjærkrefter i bjelken under nedrigging av stag. Disse er hentet fra vedlegg E4.

Som nevnt i kapittel 2.3.1 kan det oppstå skjevsetninger dersom det er ulike grunnforhold under støttene. Det verst tenkelige tilfellet skjevsetninger kan utgjøre vil være sammenlignbart med nedrigging av støtter. Dersom det tenkes at to av støttene står på leire, mens to av støttene står på fast fjell, vil det tilsi at kun to av støttene tar last. I tillegg er ikke bjelken kommet i et stadium der den er forhindret i å rotere (slik som den er når fugen er utstøpt mellom hulldekkene og bjelken). Da kan fugeåpningen bli redusert, bjelken kan få momenter og skjærkrefter som det ikke er dimensjonert for og støttene kan knekke.

8.4.3.2 Optimal nedriggingsrekkefølge for støttene

Som nevnt i kapittel 4.4 vil montasjearbeidere helst fjerne støttene med slegge fra midten og utover. Grunnen til dette er at dersom den midterste støtten står igjen til slutt vil denne være utrolig vanskelig å få ned, siden den står i høyt trykk. Den kunne i verste fall bli ødelagt ved fjerningen. For å finne ut om denne påstanden stemmer, og om det eventuelt finnes en optimal rekkefølge å ta ned støttene på slik at montasjearbeiderne får minst mulig arbeid med å få disse ned, er det i Robot sjekket de opptredende trykkreftene i støttene ved forskjellig rekkefølge på nedriggingen (det sees kun på bruk av 4 støtter her). Disse vises i tabell 8.4 og er hentet fra vedlegg E4.

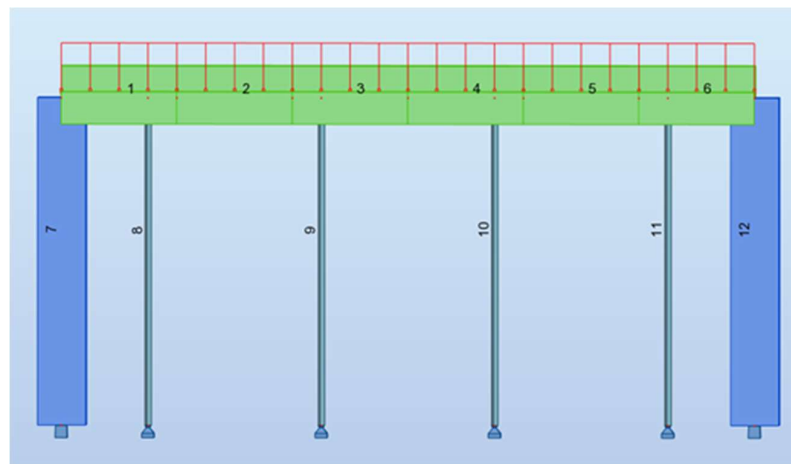
Nedrigging av	Hvilke støtter som fjernes (<i>se figur 8.3 for støttenummer</i>)	Aksialkraft i resterende støtte(r) oppgitt i kN
2 støtter	midtre (9 og 10)	76,59
	ytre (8 og 11)	64,62
3 støtter	8, 9 og 10	91,19
	8, 9 og 11	103,94

Tabell 8.4 Aksialkrefter i støttene ved nedrigging

Tabellen viser at ved å ta ned de midtre støttene først, slik som montasjefolkene liker å gjøre det, får de ytre støttene en aksialkraft på 76,6 kN. Dersom de midtre støttene står igjen, vil disse få en aksialkraft på 64.62 kN. Likevel er det verst om én av de midtre støttene står igjen til slutt, da denne vil få høyest aksialkraft. Dersom en av de ytre støttene står igjen til slutt vil denne få en aksialkraft på 91,19 kN, mens om en av de midtre står igjen til slutt vil denne få en aksialkraft på 103,94 kN. Dette bekrefter Aarstad sin påstand om at dersom den midtre støtten står igjen til slutt vil denne være i størst trykk. Det er ikke mange kN som skiller de to tilfellene, så om den ytterste eller innerste støtten står igjen vil begge disse være vanskelige å få ned. For å finne den optimale nedriggingsrekkefølgen med tanke på kapasiteten til støttene vil derfor kapittel 8.4.3.3 ta for seg støttenes kapasitet under ulike nedriggingsrekkefølger.

8.4.3.3 Støttenes kapasitet

Under intervju med Prosjektleder Per Ståle Aarstad poengterte oppgavens forfattere at ved fjerning av støtter kunne nabostøttene få mer last enn det de var dimensjonert for. Aarstad mente derimot at når fugen mellom hulldekkene og LB-bjelken var støpt ut ville dette resultere i en stiv skive, da bjelken ikke kunne rotere mer. De resterende støttene ville dermed ikke få mer trykkraft enn hva de opprinnelig hadde. Derfor ble ikke støttene skrudd ned litt og litt, men ble tatt ned med slegge enkeltvis. For å kontrollere utnyttelsesgraden til støttene, ble dermed eksempelet med ett spenn og 4 støtter sjekket i Robot. Figur 8.8 viser konstruksjonen som skal analyseres med støttenummer, mens tabell 8.5 viser utnyttelsen til støttene under ulike nedriggingsrekkefølger.



Figur 8.8: LB-bjelke i nedriggingsfasen

Gjenværende støtter	Støttenr.	Utnyttelse i prosent
Fire	8 og 11	54%
	9 og 10	69%
To	8 og 11	93%
	9 og 10	79%
En	8 eller 11	111%
	9 eller 10	127%

Tabell 8.5: Utnyttelser hentet fra Robot.

Tabellen viser at når alle fire støtter er montert, er de ytre støttene utnyttet 54% mens de indre støttene har en utnyttelse på 69%. Dersom Aarstad utsagn skulle ha vært riktig, skulle ikke støttene ha blitt mer utnyttet ved nedrigging av nabostøttene enn det de var opprinnelig. Tabell 8.5 viser at Aarstads utsagn ikke stemmer. Tabellen viser at når kun én støtte står igjen, vil denne kunne knekke. Dette viser altså at selv om betongsøylene vil tiltrekke seg mer og mer last fra hulldekkene ettersom støttene tas ned, vil også de gjenværende støttene ta mer last enn forutsatt. Det er derfor viktig å tenke på dette når det velges støtter i montasjefasen. Det er ikke farlig for konstruksjonen dersom støttene knekker siden utstøpingen mellom hulldekker og bjelke allerede er ferdig herdet, men det kan gi dårlig HMS.

Med bakgrunn i tabell 8.4 og 8.5, vil det ved bruk av 4 støtter anbefales å fjerne de to midtre støttene først, og deretter skru ned de to ytre litt og litt slik som anbefalt i *Betongelementboken Bind I* for å forhindre at kapasiteten til disse overskrides. Om en skal ta ned en og en må de prosjekterende forsikre seg om at støttene tåler denne belastningen, og eventuelt bruke støtter med høyere kapasitet.

8.4.3.4 Strekk i søyler under nedrigging

Ved bruk av enten 2 eller 4 støtter ved understøttelse, oppstår det ikke strekk i betongsøylene ved nedrigging av støtter. Grunnen til dette er bjelkens egenvekt. Det er altså ikke fare for at oppleggsdetaljer blir ødelagt under nedrigging ved ett felt.

8.4.4 Rotasjon av bjelke ved ulik støtteplassering

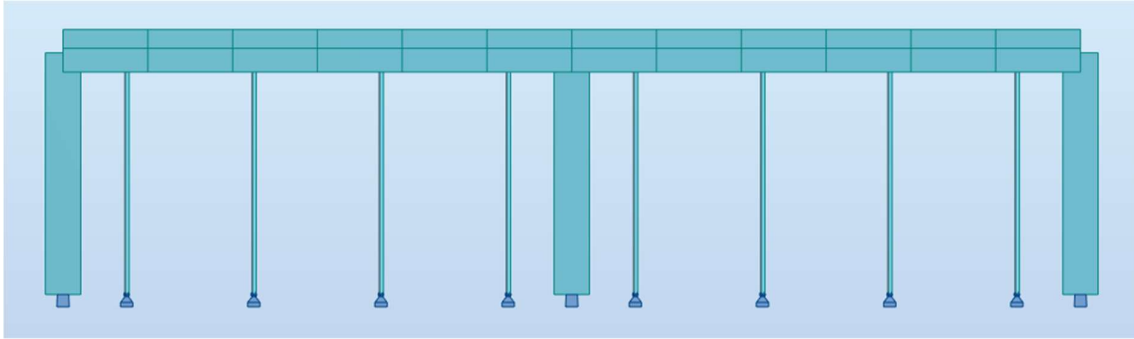
Prosjektleder Aarstad mener at desto nærmere opplegget til bjelkene støttene plasseres desto bedre er det for rotasjonen og deformasjonen til bjelken. For å bedømme dette utsagnet er det valgt å studere hovedmodellen i to omganger der det brukes to støtter. I den ene rammen er støttene plassert 500mm fra søylene mens i den andre rammen er støttene plassert 1800mm fra søylene, der sistnevnte er korrekt prosedyre ifølge *Betongelementboken Bind I*. Tabell 8.6 viser analysens resultater som er hentet fra vedlegg E3.

Støttenes avstand fra opplegg	Rotasjon om bjelkens akse	Gjenværende fugestørrelse	Nedbøyning på midten av bjelken
500 mm	0,229 grader	38,94 mm	5 mm
1800 mm	0,401 grader	38.14 mm	2 mm

Tabell 8.6 Støtteplasseringens betydning for rotasjon og nedbøyning av bjelken

Tabell 8.6 viser at dess nærmere støttene plasseres søylene desto mindre blir rotasjonen om bjelkens akse. Dette stemmer med Aarstads teori. På grunn av bjelkens rotasjon vil fugens bredde bli mindre, men som resultatene viser er denne reduksjonen svært liten. Den ene støtteplasseringen er dermed ikke å foretrekke fremfor den andre med tanke på rotasjonen, da gjenværende fugestørrelse er tilstrekkelig for begge tilfeller. Den største forskjellen ved bruk av de to støtteplasseringene er derimot nedbøyningen på midten av bjelken. Disse nedbøyningene er også veldig små. Når det brukes to støtter, spiller det altså ikke så stor rolle om disse blir plassert 500 mm fra søylene eller 1800 mm fra søylene som i I-boken, så lenge kapasiteten til støttene er god nok.

8.5 Kontinuerlig bjelke over to felt



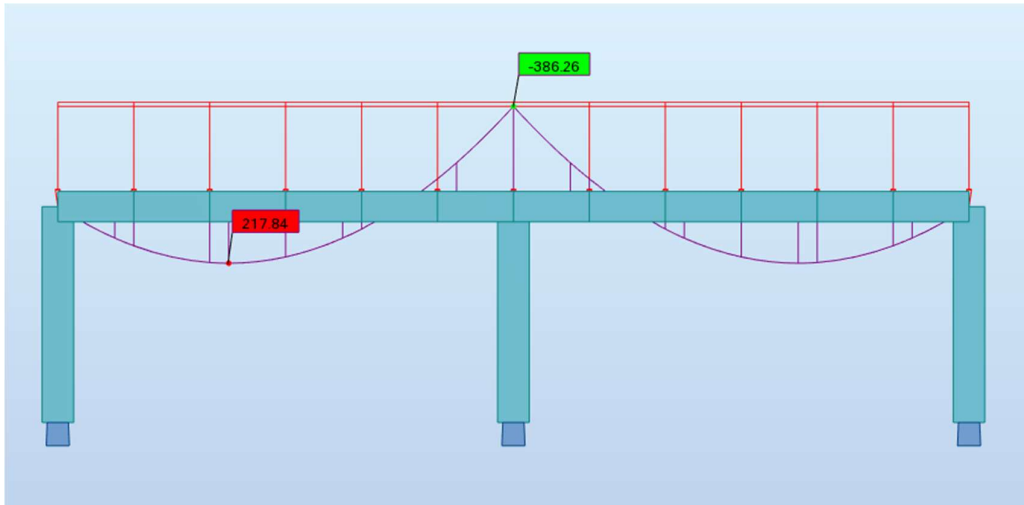
Figur 8.9: Kontinuerlig bjelke over to felt

I dette delkapittelet blir det sett på betongelementkonstruksjoner der bjelkene er kontinuerlige, som vist i figur 8.9. Konstruksjonene består av to rammer av *hovedmodellen*. Det er denne rammen som analyseres i hele kapittel 8.5, med 4 støtter i hvert felt. Følgende situasjoner skal analyseres:

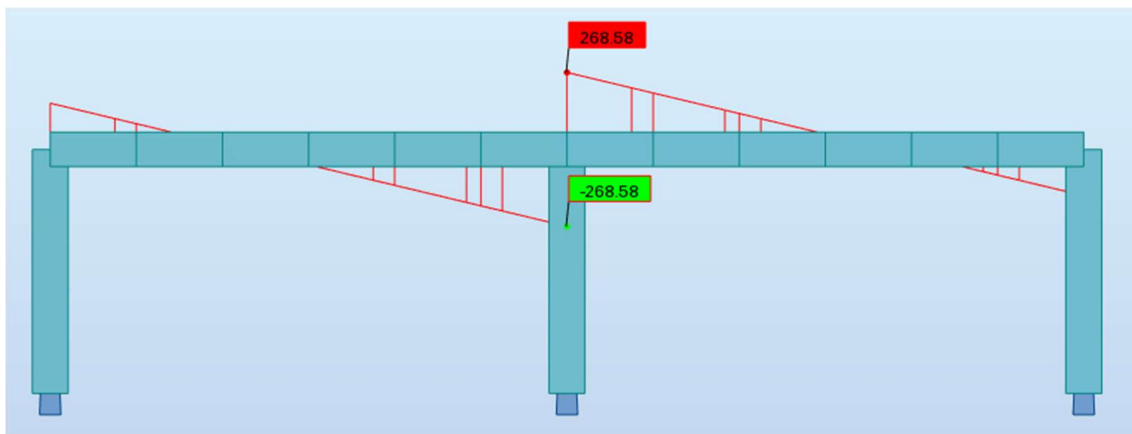
1. Montering av hulldekker på faste grunnforhold
2. Effekten av fundamenttype
3. Nedrigging av støtter

8.5.1 Bjelken i bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden skal LB-bjelken dimensjoneres for samme laster og med samme lastfaktorer som i kapittel 8.4.1. Figur 8.10 viser at dimensjonerende moment blir 386.3 kNm, mens figur 8.11 viser at dimensjonerende skjærkraft blir 268.6 kN. Disse tallene kan likevel avvike litt da bjelken mest sannsynlig vil bli dimensjonert for et litt annet kryptall.



Figur 8.10: Dimensjonerende moment



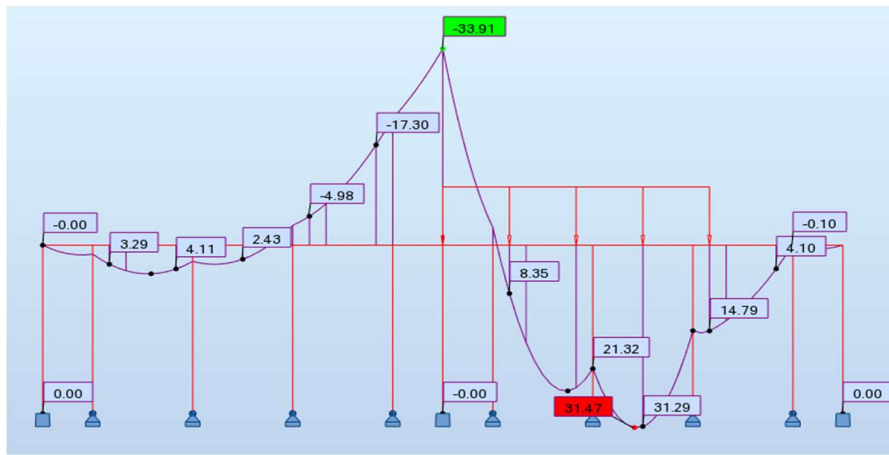
Figur 8.11: Dimensjonerende skjærkraft

Minimum lengdearmring i overkant av bjelken vil som nevnt i kapittel 8.4.1 ha en kapasitet på 35.5 kNm, mens minimum skjærarmring vil ha en kapasitet på 135.5 kN. Opptredende momenter og skjærkrefter i kapittel 8.5.2 og 8.5.4 vil dermed bli sammenlignet med henholdsvis minimum moment- og skjærkraftkapasitet.

8.5.2 Opp tredende krefter under montering av hulldekkene på faste grunnforhold

8.5.2.1 Montering over det første feltet

Det største overkantsmomentet som oppstår ved montering av hulldekker over det første feltet oppstår om man først monterer fire hulldekker som vist i figur 8.12. Dette momentet, 33.91 kNm, er mindre enn minimumsarmeringens kapasitet. Største skjærkraft som kan oppstå ved tilfeldig montering av det første feltet er 49.95 kN, som vist i figur 8.13. Denne skjærkraften er altså bare 36,9% av kapasiteten til minimum skjærarmering. Momenter og skjærkrefter som oppstår i montasjefasen vil dermed ikke være kritiske.



Figur 8.12: Største overkantsmoment som kan oppstå ved montering av hulldekker på det første feltet



Figur 8.13: Største skjærkraft som kan oppstå ved montering av hulldekker på det første feltet

8.5.2.2 Montering av det andre feltet

Tabell 8.7 viser de *maksimale* overkantsmomentene og skjærkreftene som kan oppstå i bjelken ved ulike pålastningsrekkefølger av hulldekkene i felt nr. 2, når det første feltet er ferdig montert. Disse er hentet fra Vedlegg E1.

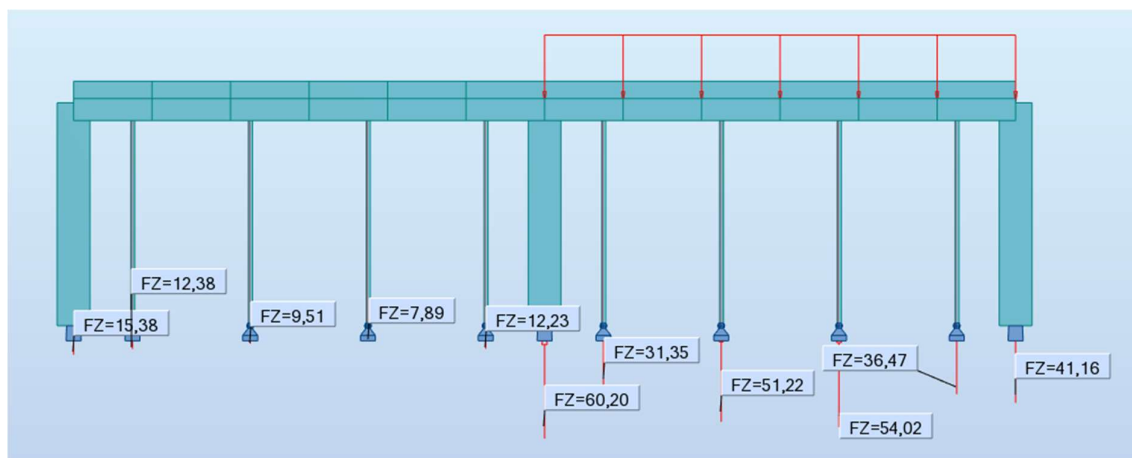
Antall støtter	Maksimalt moment i overkant (kNm)	Maksimal skjærkraft i bjelken (kN)
4	35,4	42,76

Tabell 8.7: Maksimale momenter og skjærkrefter i bjelken under montering av hulldekkene i felt 2

Tabell 8.7 viser at det ikke oppstår kritiske krefter eller momenter når hulldekkene i felt nr.2 monteres.

8.5.2.3 Strekkrefter i søyler ved montering av hulldekkene

For å vurdere om oppleggsdetaljer kan bli ødelagte under montasje av hulldekkene, har det blitt kontrollert om det oppstår strekk i søylene i denne fasen. Ingen av de mulige lastkombinasjonene ga strekk i søylene, da egenvekten er såpass stor at strekk i søylene unngås. Figur 8.14 viser et eksempel på hvordan dette har blitt kontrollert. Siden ingen av oppleggskreftene er negative, betyr dette at alle støtter og søyler står i trykk.



Figur 8.14: Eksempel på analysering av eventuelle strekkrefter i søyler. Her er ett felt ferdig montert.

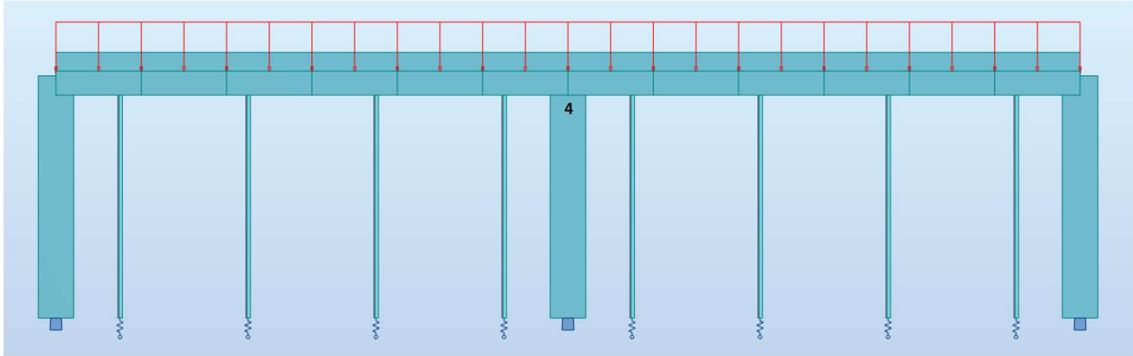
8.5.3 Effekten av fundamenttype og grunnforhold

Som tidligere nevnt i kapittel 4.3 er det ikke alltid gode grunnforhold der stemplingen skal foregå, og montasjeleder Aarstad sier det er svært tidkrevende å planere underlaget. Et fundament på 500mm x 500mm kan derfor være for stort til at det kan stå stabilt på slike grunnforhold. Dersom det ikke står noe spesifikt i montasjebeskrivelsen, eller det er praktisk umulig å legge stålplater, legges det treplanker på f.eks. 50mm x 100mm eller 100mm x 200mm. Leidulv Vinje mener det ikke er tilfredsstillende å bruke slike fundament under midlertidige støtter ved stempling. Oppgaven forfattere ville dermed undersøke hvilken effekt fundamentstørrelsen har på bjelkens rotasjon. Når det brukes mindre fundament, vil spenningen i grunnen under fundamentet øke, og dermed kan en få større setninger. Dette kan igjen øke rotasjonen av bjelken. Dersom bjelken roterer for mye, får en ikke støpt ut fugen mellom bjelke og hulldekke tilstrekkelig, da denne vil lukkes ved rotasjon. Det vil derfor bli sett på hvor stor betydning bruk av mindre kontra større fundament har for reduksjonen av denne fugen. Fugen er tidligere illustrert i 4.3. Det er ikke tatt hensyn til stivheten til fundamentene i analysen, uavhengig om det sees på stål eller tre. Det antas derfor at fundamentene er såpass tykke at de er stive nok til å fordele lasten jevnt utover hele deres areal.

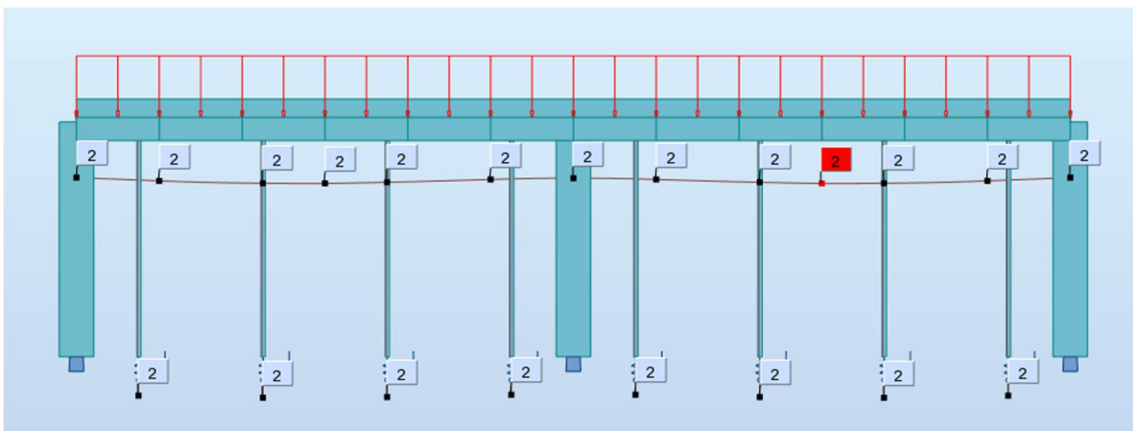
Jordlaget under fundamentene er satt til å være komprimert sand, pukk og grus, da en i Robot ikke får frem effekten av fundamentstørrelser dersom en antar faste grunnforhold som for eksempel fjell. I og med at en ikke kan sette inn ulike fundamentstørrelser i Robot må det benyttes fjærer for å representere setningen som de ulike fundamentstørrelsene og jordlagene vil gi. Dersom jordlaget er uendelig stivt vil man derfor ikke kunne analysere effekten av forskjellige fundamentstørrelser. De ulike fjærstivhetene er regnet ut i vedlegg A2.

I analysen er det brukt to forskjellige fundamentstørrelser. Det ene er av stål og har en størrelse på 500mm x 500mm, og i og med at det må planeres tilstrekkelig under slike fundament vil også lastarealet bli lik fundamentstørrelsen. Det andre fundamentet skal representere en typisk plankebit av tre. Siden det ofte er ujevne grunnforhold under slike fundament, antas det at denne har en effektiv størrelse på 100mm x 100mm.

Dersom grunnforholdene består av komprimert grus og det benyttes et 500mm x 500mm stålfundament, vil rotasjonen av bjelken i node 4 bli 0.010 radianer med en nedbøyning på 2mm. Figur 8.15 viser nodens posisjon og figur 8.16 viser bjelkens deformasjon.

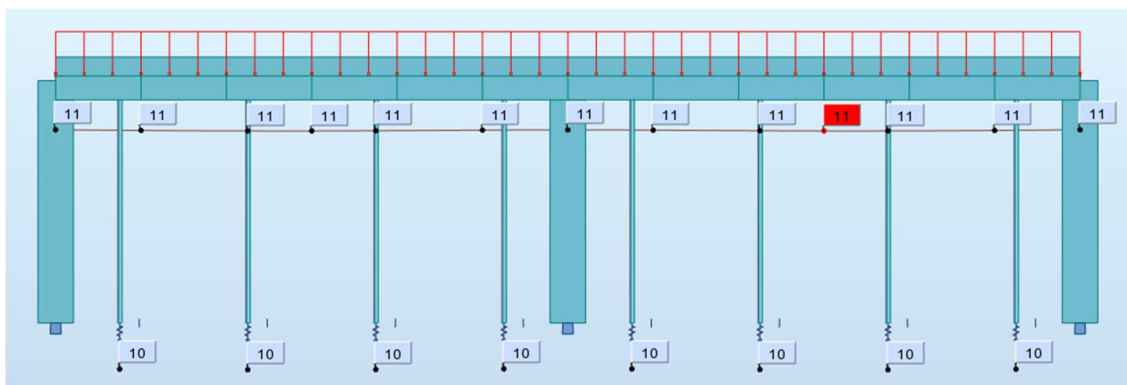


Figur 8.15: Posisjonen til node 4



Figur 8.16: Deformasjoner med stålfundament 500x500 mm på komprimert grus

Dersom det derimot benyttes en plankebit på 100mm x 100mm som fundament vil rotasjonen i node 4 bli 0.049 radianer med en nedbøyning på 11mm. Dette er vist i figur 8.17. Hvilken fundamentstørrelse som benyttes har altså mye å si for setningene under støtten.



Figur 8.17: Deformasjoner med fundament 100mmx100mm på komprimert grus

At bjelkens deformasjon er lik langs hele lengden har samme forklaring som for *Ett spenn* i kapittel 8.4; det virker sannsynlig at Robot viser deformasjonen for bjelkens hylle, og denne kan rotere likt uavhengig av om den står på støtter eller søyler.

Siden stålfundament er større sammenlignet med treklosser må det bli planert mye bedre under disse. Dette vil være en stor fordel siden fundamentene da vil stå stabilt. Plankebiter i tre kan i verste fall vippe om de blir skjevbelastet. Som figur 8.16 viser får en mye mindre deformasjoner og setninger ved bruk av stålfundament. Dette påvirker også arbeidet med å støpe ut fugen mellom hulldekker og bjelke. Ved bruk av treklosser får en større deformasjoner, derav større rotasjoner og fugestørrelsen som egentlig skal være på 40 mm blir redusert. I tabell 8.8 er det regnet ut gjenværende fugestørrelse ved bruk av en 100mm x 100mm plankebit kontra et 500mm x 500mm stålfundament for komprimert sand, grus og puk. Disse verdiene er hentet fra vedlegg E5.

	Størrelse på fuge etter rotasjon av bjelke	
Grunnforhold	<i>100mmx100mm treplanke</i>	<i>500mmx500mm stålfundament</i>
Komprimert sand	8.58 mm	34.4 mm
Komprimert grus	16.62 mm	37.35 mm
Komprimert puk	33.108 mm	37.88 mm

Tabell 8.8: Gjenværende fugestørrelse etter rotasjon av bjelke for ulike grunnforhold og fundamentstørrelse

Tabellen viser at ved bruk av stålfundamenter har ikke de ulike grunnforholdene stor innvirkning på gjenværende fugestørrelse. Dersom grunnforholdene består av komprimert sand, vil fugestørrelsen bli redusert til 34.4 mm ved bruk av stålfundament, mens for treplanken vil fugestørrelsen bli redusert til 8.58mm. Tabell 8.8 favoriserer stålfundament i stor grad, da det vil ikke bli problem å få støpt ut fugen, uavhengig av grunnforhold. Relativt små plankebiter av tre påvirkes derimot i stor grad av type grunnforhold, og bør ikke benyttes på sand og grus. Komprimert pukk er det desidert beste å bruke dersom det benyttes mindre fundamenter som treklosser.

Tidspress er ofte grunnen til at en bruker treklosser som fundament under midlertidige støtter. Det er likevel ikke sikkert at dette vil være tidsbesparende dersom det oppstår store rotasjoner og fugen minimeres. Da må en bruke tid på å gjøre tiltak for å støtte opp bjelken tilstrekkelig, slik at man kan støpe ut fugen. Disse kan være:

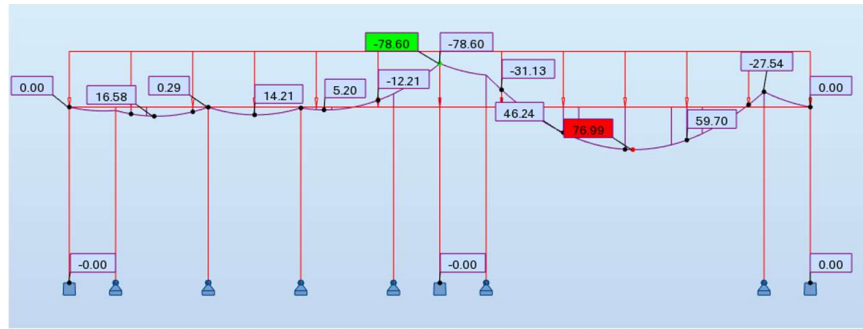
- Jekke opp støttene
- Planere bedre under støttene for å få full utnyttelse av fundamentstørrelsen
- Legge betonglodd i grunnen

8.5.4 Kraftforløp ved nedrigging av støtter

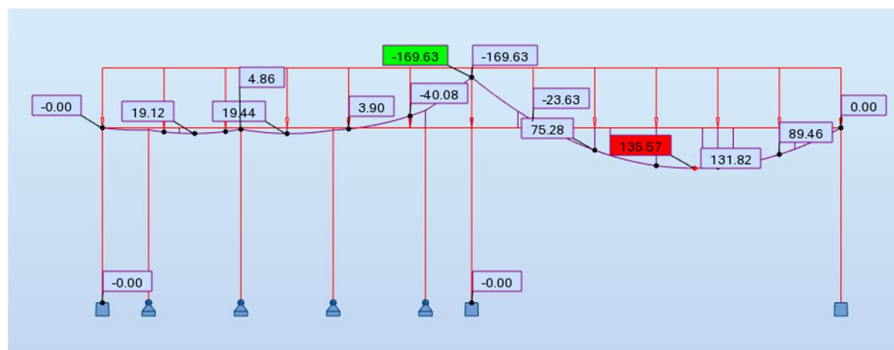
For å analysere hvilke krefter som kunne oppstå i bjelke og søyler ved nedrigging av støtter, var det ikke mulig å forhindre LB-bjelken i å rotere i Robot, slik som det ble gjort i kapittel 8.4.3 for bjelker over ett spenn. Bjelken over to felt ble altså for komplisert for programmet. For å bøte på dette problemet ble LB-bjelken i Robot erstattet med en kvadratisk bjelke med tverrsnittsdimensjoner på 480mm x 480mm, som dermed fikk samme egenvekt som den tidligere LB-bjelken. Støttene, søylene og bjelken stod nå i samme akse, og en unngikk dermed rotasjon av bjelken. Det kan diskuteres hvorvidt denne modellen kan representere en hyllebjelke eksakt ved nedrigging. Uansett vil søylene i denne modellen tiltrekke seg mer og mer last dess flere støtter som tas ned, noe som vil skje i praksis også.

Som nevnt i kapittel 4.4, vil det ved kontinuerlige bjelker fjernes støtter i det ene feltet før det andre. Ved nedrigging av støtter for *Kontinuerlig bjelke over to felt* blir det ikke vist alle krefter

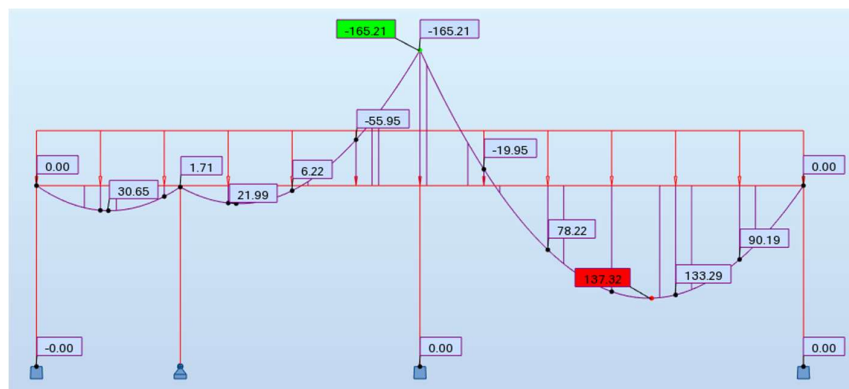
og momenter som oppstår slik som det ble for kapittel 8.4 *Ett spenn*. Det er blitt valgt å *kun* vise resultatene av de verste tilfellene som kan oppstå ved nedrigging, og *hvor* disse kreftene og momentene oppstår. Dette er blitt gjort ved hjelp av figurene 8.18-8.19 for å gjøre det lettere å forstå resultatene.



Figur 8.18a) Nedrigging av to støtter i det første feltet

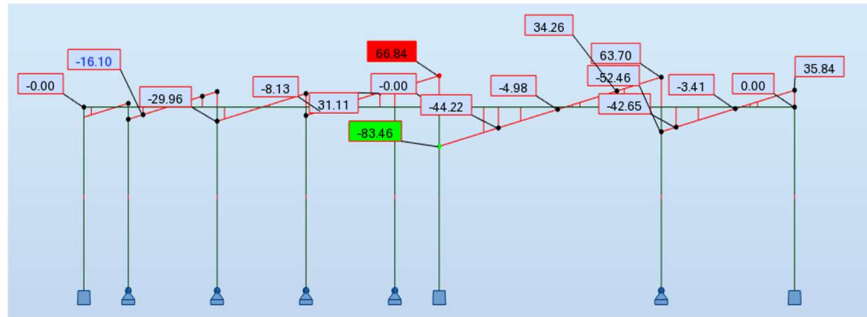


Figur 8.18b): Støtter i ett felt fjernet

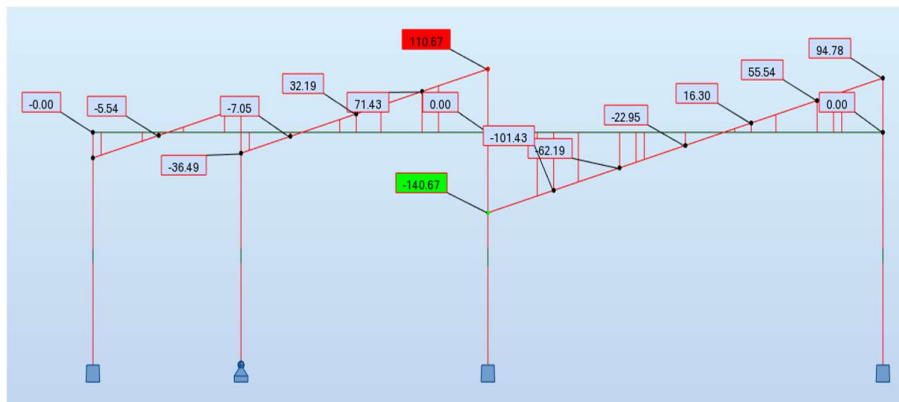


Figur 8.18c): Største moment som kan oppstå ved nedrigging av det andre feltet

Figur 8.18: Oppredende momenter ved nedrigging



Figur 8.19a): Største skjærkraft som kan oppstå ved nedriggingen av første felt



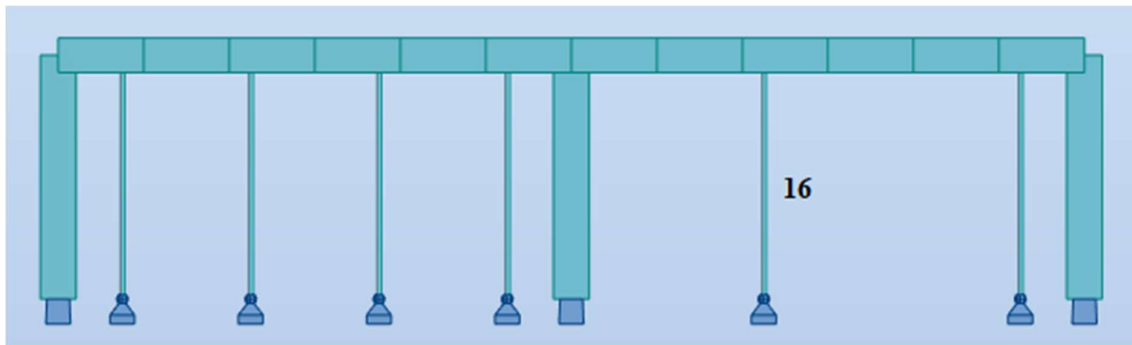
Figur 8.19b): Største skjærkraft som kan oppstå ved nedrigging av det andre feltet

Figur 8.19: Oppredende skjærkrefter ved nedrigging

Ved nedrigging av en tilfeldig støtte i det første feltet oppstår det ikke momenter eller skjærkrefter som minimumsarmeringen ikke har kapasitet til å ta. Derfor velges det å studere hva som skjer ved fjerning av 2 støtter. Figur 8.18a) viser den måten man kan fjerne to støtter på som er mest ugunstig. Her står de to ytterste støttene igjen. Da oppstår det et overkantsmoment på 78,6 kNm over den midtre søylen. Dette vil likevel ikke bli et problem, da bjelken vil være dimensjonert for et mye høyere overkantsmoment over denne søylen i bruddgrensetilstand som vist i figur 8.10. Figur 8.18b) viser momentene som oppstår når ett felt er ferdig nedrigget. Disse momentene vil heller ikke være kritiske sammenlignet med bruddgrensetilstanden. Figur 8.18c) viser største moment som kan oppstå ved nedrigging av det andre feltet. Dette momentet er heller ikke kritisk. Figur 8.19a)-b) viser største skjærkrefter som kan oppstå ved nedriggingen. Sammenlignet med figur 8.11 er skjærkreftene små, men de oppstår på andre steder i bjelken enn de dimensjonerende. Siden minimum skjærarmering har

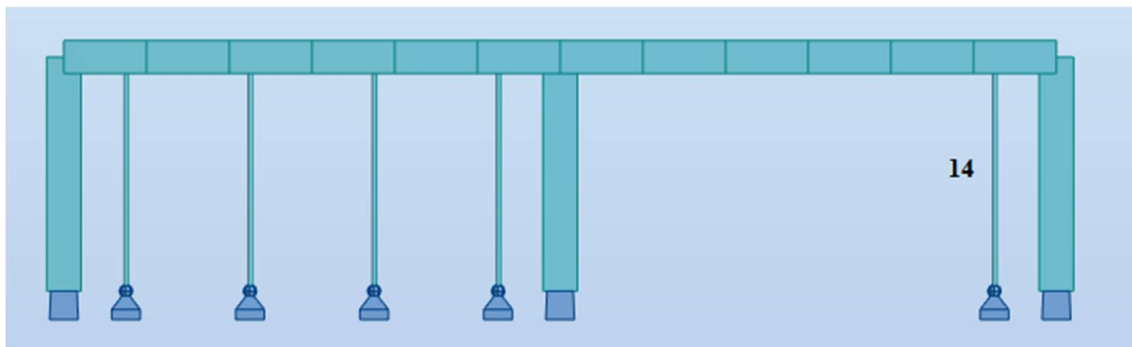
en kapasitet på 135,5 kN, vil dette si at bjelken uansett har nok kapasitet til å håndtere skjærkreftene som oppstår under nedriggingen. Konklusjonen blir dermed at bjelken har nok kapasitet til å tåle kreftene som oppstår ved nedrigging av støtter.

I de følgende avsnitt vurderes det om kapasiteten til støttene er tilstrekkelig i nedriggingsfasen. De gjenværende støttene vil få høyere trykkraft desto flere støtter som fjernes. Dersom man står igjen med støttene som vist i figur 8.20 har støtte 16 en utnyttelse på 121% og vil dermed knekke.



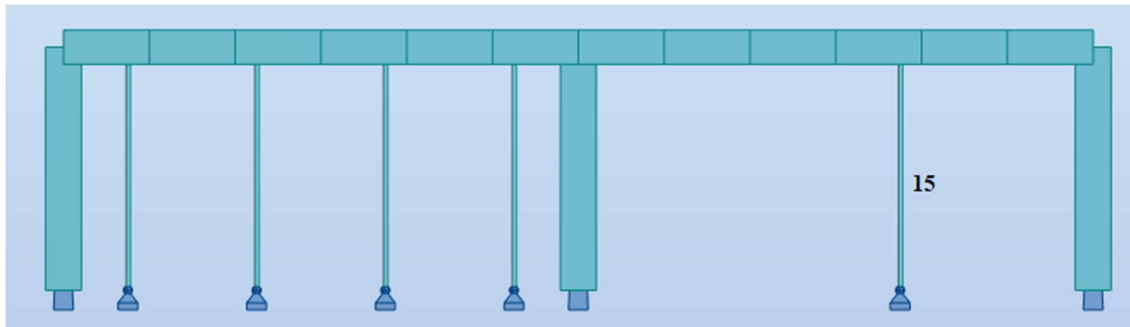
Figur 8.20: Nedriggingseksempel der støtte 16 knekker

Som nevnt i kapittel 4.4 lar montasjearbeiderne gjerne de ytterste støttene stå igjen til slutt. Dersom de tar ned tre av fire støtter i det ene feltet som illustrert i figur 8.21, vil den gjenværende støtten, nr. 14, ha en utnyttelse på 176%. Lastfaktoren for midlertidige lasttilstander er bare på 1.2, og en utnyttelse på 176% vil derfor kunne føre til knekking i praksis selv om sikkerhetsfaktorer på last og kapasiteter er inkludert i analysen.



Figur 8.21: Nedriggingseksempel der støtte 14 knekker

Figur 8.22 viser enda et eksempel ved nedrigging der gjenværende støtte, nr 15, har en utnyttelse på 142%.




Figur 8.22: Nedriggingseksempel der støtte 15 knekker

Når det ene feltet er fri for støtter og man begynner å fjerne støttene i det andre feltet, vil ikke kapasiteten til disse overskrides. Dette kan forklares med at hulldekkene i det nedriggede feltet vil løfte opp bjelken i det gjenværende feltet og vil dermed redusere trykkreftene i disse støttene.

I analysemodellen er bjelken leddet til søylene, *dette til sikker side*, mens knutepunktet i praksis vil være en mellomting av fast innspent og fritt opplagt. Dette fører til at betongsøylene i realiteten vil få større aksialkraft enn i analysemodellen. Dette kan være en medvirkende årsak til at montasjeleder Aarstad enda ikke har opplevd at en støtte har knekt.


For å validere resultatene ovenfor endres modellen slik at bjelken er fast innspent i søyletoppene, da slike knutepunkt ofte er en mellomting av fast innspent og leddet. Det vil videre bli sett på kapasiteten til støtte 14 da det var denne som fikk størst utnyttelse i analysen med leddete knutepunkt.

Dersom bjelken er fast innspent til søylene, vil *ikke* støtte 14 knekke for situasjonen i figur 8.21. Dette kan man se av figur 8.23 som er hentet fra Robot. Her får støtten en utnyttelse på 0.93. Ved fast innspenning reduseres bjelkens nedbøyning og støtten får derav mindre aksialkraft.

Member	Section	Material	Ratio	Case
14 Column 14	 Støtte	S355	0.93	22 Egenvekt og hulldekker

Figur 8.23: Utnyttelse av støtte 14 ved fast innspenning, hentet fra Robot.

Dersom bjelken er middels innspent til søylene, vil støtten ha en utnyttelse på 1.11 som vist i figur 8.24.

Member	Section	Material	Ratio	Case
14 Column 14	 Støtte	S355	1.11	22 Egenvekt og hulldekker

Figur 8.24: Utnyttelse av støtte 14 når forbindelsen mellom søyler og bjelke er halvveis innspent.

I praksis vil innspenningen i knutepunktene mellom bjelker og søyler variere for hvert tilfelle. Ofte er knutepunktene en mellomting av leddet og fast innspent, og da vil figur 8.24 gi det mest naturlige resultatet. Figur 8.24 viser en kapasitetsutnyttelse på 1.11, noe som tilsier at støtten i teorien vil knekke. Likevel har lastfaktorer og sikkerhetsfaktorer innvirkning på denne utnyttelsen, slik at den nødvendigvis ikke knekker i praksis.

Selv om det er gjort forenklinger i analysemodellen som kan ha gitt feilkilder, betyr ikke dette at disse er av så stor betydning at støttene *ikke* kan knekke i praksis. Det er derfor viktig at det brukes støtter med høyere kapasitet enn det man får ved metoden brukt i *Betongelementboken Bind I*. I denne boken står det ikke tydelig at det må tas hensyn til at støtten kommer til å få større last enn hva den har når alle støttene er oppført når kapasiteten til støtten skal velges. Det spiller ingen rolle for konstruksjonen om støttene knekker under nedrigging, da forbindelsen mellom bjelke, søyle og hulldekker allerede er etablert. Likevel er det svært tungvint og kostbart om støttene blir ødelagte eller får dårligere kapasitet ved feil bruk.

9. Konklusjon

9.1 Montering av hulldekkene

Det oppstår ingen kritiske momenter i overkant eller skjærkrefter i bjelken under monteringen av hulldekkene - uansett grunnforhold og brukte støtteplasseringer som i 8.4 og 8.5. Minimumsarmeringen har såpass god kapasitet at montasjearbeiderne kan plassere hulldekkene i hvilken som helst rekkefølge, både ved montering på ett og to felt, men med forbehold om at ekstra hulldekker ikke blir plassert oppå hulldekkene før utstøpingen av dekket er ferdig herdet.

9.2 Strekkrefter i søyler

Det oppstår ikke strekk i betongsøylene verken under monteringen av hulldekkene eller ved nedrigging av støtter, dersom det benyttes støtteplasseringer som i kapittel 8. Oppleggsdetaljer trenger derfor ikke dimensjoneres for strekkrefter.

9.3 Faktorer som har betydning for utstøping av fugen

Når det brukes 2 støtter på en fritt opplagt LB-bjelke spiller det ikke så stor rolle hvor langt disse blir plassert fra søylene når det kommer til rotasjon og deformasjon av bjelken, såfremt kapasiteten til støttene er god nok og at de blir plasserte symmetrisk. På bakgrunn av dette resultatet kan det konkluderes med at støtteplasseringen av 2 støtter som vist i *Betongelementboken Bind I* nødvendigvis ikke er den beste å følge. Dersom det f.eks. er plassmangel eller det er varierende grunnforhold ved støttene, ser ikke oppgavens forfattere noe problem ved at plasseringen av støttene avviker noe fra kravene i *Betongelementboken Bind I*.

Det skal unngås å montere på grunnforhold som ikke er gode nok. Dette gjelder først og fremst leirige masser. Slike grunnforhold gir store setninger og dermed stor rotasjon av LB-bjelken. Dette kan få fatale konsekvenser. Når det velges fundament er stålfundament soleklart det beste alternativet for å forhindre betydelige setninger. Ved bruk av små treplanker vil disse gi større rotasjon av bjelken, og fuger vil bli mye vanskeligere og arbeidskrevende å støpe ut. Komprimert pukk er det beste å bruke dersom det benyttes mindre fundamenter som treklosser.

9.4 Nedrigging av støtter

Krypets innvirkning ved nedriggingstidspunktet er neglisjerbar. Rekkefølgen montasjearbeiderne tar ned støttene i har ingen betydning for bjelkens kapasitet, da armeringen tåler kreftene den blir utsatt for. Dersom det brukes 4 støtter til understøttelse anbefales det å fjerne de to midtre støttene først, og deretter skru ned de to ytre litt og litt for å forhindre at kapasiteten til disse overskrides. Om montasjearbeiderne vil ta ned én støtte om gangen må det brukes støtter med høyere kapasitet enn det metoden i *Betongelementboken Bind I* gir. Ved bruk av denne metoden skal man fordele lasten fra egenvekt og hulldekker på antall støtter som skal brukes under monteringen - det vil si at støttene opprinnelig dimensjoneres for mindre last enn det de vil få når nabostøtter fjernes.

10. Videre arbeid

For å forhindre fremtidige ulykker ved oppføring av betongelementkonstruksjoner, er det viktig at montasjearbeiderne forstår hvilken betydning utførelsen av montering har for HMS og konstruksjonens kapasitet. Derfor bør de ha en viss forståelse for hvordan kreftene fordeles i konstruksjonen, og bør få tilstrekkelig informasjon fra de prosjekterende slik at misforståelser unngås. Flere har hørt om at det finnes en stagplan, men det er ikke alle som kjenner til innholdet i denne eller hva konsekvensene blir av å ikke følge den. Siden mange ikke har kunnskap nok til å vite hva som trengs for å stemple korrekt, er det viktig at montasjearbeiderne blir kurset i dette. Det kan ikke legges skjul på at tidspress er en viktig grunn til at lettvinte løsninger blir utført på byggeplass. I en anbudskonkurranse vil ofte entreprenøren med det billigste tilbudet få utføre arbeidet, men denne entreprenøren vil kunne ty til enkle løsninger for å få jobben gjort kjappest mulig. For å forhindre dette burde det være lovpålagt at alle montasjefirma hadde en felles prosedyre som er godkjent og vurdert av f.eks betongelementforeningen for å øke sikkerheten på byggeplass. Det er også viktig å gjøre de prosjekterende oppmerksomme på at det finnes regler for montasjetilstanden som de må følge på lik linje med slutttilstanden.

Krefter og momenter fra analysen i denne oppgaven kan som tidligere påpekt også brukes til å studere spennarmerte bjelker i montasjefasen. Likevel kan ikke alle anbefalingene gitt i denne oppgaven antas å gjelde for slike bjelker. Disse vil for det første ha en liten oppbøyning på midten, og plassering av en støtte på midten kan forhindre at bjelken får bøye seg nedover slik den skal når hulldekkene monteres. Anbefalt rekkefølge for nedrigging av støtter kan også avvike for spennarmerte bjelker. Det oppfordres derfor at faktorer som støtteplassering og nedriggingsrekkefølge av støtter kontrolleres for disse bjelkene, da kraften fra spennarmeringen og bjelkens deformasjon vil ha betydning for disse faktorene.

Ved montering av hulldekker over to etasjer er det viktig å ta stilling til plasseringen av støttene som skal stå i 2.etg. for å unngå at det oppstår store skjærkrefter i LB-bjelken som disse står plassert på. Dersom fugen mellom bjelke og hulldekker i 1.etasje ikke er ferdig herdet, skal ikke støttene i 1.etg fjernes da bjelken ikke vil være låst mot vridning. Støttene i 2.etasje skal dermed plasseres direkte over støttene i 1.etasje, og sistnevnte må ha kapasitet til å ta denne

lasten. Dersom en bruker 4 støtter av samme type anbefales det å plassere disse jevnt utover slik som prosedyren i *Betongelementboken Bind I*. Da er man sikker på at disse tar like mye last og at ikke en av dem blir overbelastet. Fjerning av støtter i 1.etg. før stempling i 2.etg. må bare gjøres dersom en er sikker på at bjelken har kapasitet til denne stimplingen.

Som oppgaven formidler er det utfordrende og tidkrevende å representere kraftfordelingen som oppstår under montasjefasen korrekt - og dette bare for *forenklede* betongelementkonstruksjoner. *Betongelementboken Bind I* burde derfor videreutvikles sammen med erfarne montasjearbeidere for å lage enkle prosedyrer som er mulig å gjennomføre på byggeplass.

Referanseliste

Aarhaug, O.R. (1984) *Geoteknikk og fundamenteringslære 1*. Løxavn: NKI-forlaget.

Betongelementforeningen (2010) *Betongelementboken bind A: Bygging med betongelementer*. Oslo: Betongelementforeningen

Betongelementforeningen (2016) *Betongelementboken bind B: Avstivning og kraftoverføring*. Oslo: Betongelementforeningen

Betongelementforeningen (2013) *Betongelementboken bind C: Elementer og knutepunkter*. Oslo: Betongelementforeningen

Betongelementforeningen (2015), *Betongelementboken bind I: Avstiving i montasjefasen*. Oslo: Betongelementforeningen

Systemblokk. (u.å). Tilgjengelig fra <<https://www.systemblokk.no/proff/soyler/>>
[16.04.2018]

Standard Norge. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Oslo : Standard Norge, 2008. NS-EN 1990:2002+NA:2008

Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo : Standard Norge, 2004. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Sørensen, S.I (2015) *Betongkonstruksjoner; Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2; 2.utgave*. Bergen; Fagbokforlaget Vigmostad og Bjørke AS.

Vedlegg A

Setningsberegninger for leire, pukk, grus og sand

A1: Setningsberegning under fundament med ren leire i grunn

Her er metoden i *Geoteknikk og fundamenteringslære 1* brukt for å beregne setninger. Denne er beskrevet i kapittel 2.3.2

z (m)	σ^e	z/B	x	$\Delta\sigma^i$	$\sigma^e + \Delta\sigma^i$	ε
0	0	0	0	1	131,28	0
0,25	4,5	0,5	0,6	78,768	83,268	0,1945
0,5	9	1	0,3	39,384	48,384	0,1787
0,75	13,5	1,5	0,1	13,128	26,628	0,0453
1	18	2	0,03	3,9384	21,9384	0,0132
1,5	27	3	0	0	27	0,0000
2	36	4	0	0	36	0

$\varepsilon_{\text{midlere}} = 0,106271696$

Setning= $\varepsilon_{\text{midlere}} \cdot \text{lagtykkelse} = 159,4075447 \text{ mm}$

Antar 1.5 meter leire

$$F = k \cdot \Delta$$

Fjærstivhet

$$k = F / \Delta$$

205,887

Symbolforklaringer, utregninger og verdier:

q	tilført last på fundamennivå fra byggeverket (tilleggslast)			
γ	tyngdetetthet av jorda (kN/m ³)	$\gamma =$	18	kN/m ³
z	Meter under terreng			
σ	Vertikal effektivspenning			
$q' = N/A$	Netto tilleggslast på fundamennivå, dvs. last på fundament minus eventuell bortgravd masse	$q' =$	131,28	kN/m ²
	Endelig effektivspenning			
$x = \Delta\sigma' / q'$	Fra diagram i fig. 3.36c. $B/L = 1$. (Aarhaug, 1984)			
$\Delta\sigma' = x * q'$	Tilleggsspenningen på dybde z			
g	Egenvekt hulldekke	$g =$	3,6	kN/m ²
s	Senteravstand mellom støtter	$s =$	1,2	m
gb	Egenvekt bjelke (armert betong)	$gb =$	25	kN/m ³
tb	Tverrsnittsareal LB bjelke	$tb =$	0,23	m ²
N	Kraft per støtte	N	32,82	kN
l	Lastbredde	l	6	m
A	Lastareal midlertidig fundament	A	0,25	m ²
B	Bredde fundament	B =	0,5	m
L	Lengde fundament	L =	0,5	m
σ^e	Totalspenninger			
$\sigma^{e'}$	Effektivspenning (her lik totalspenningen pga neglisjert grunnvann)			
m	modultall	$m =$	15	
$\varepsilon = (1/m) * \ln((\sigma^{e'} + \Delta\sigma') / (\sigma^{e'})) * 100\%$		Tøyning (ε)		

Her vil q' være lik q da vi ikke har noe bortgravd masse per flateenhet.

For å analysere effekten av setningene vil det i Robot brukes en fjærstivheten som utregnet her på oppleggene til støttene.

A2: Overslagsberegning for setninger under kvadratiske fundamenter

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B \quad \text{der}$$

δ er setningen

q er last på fundamentet (spenning) $q := 131.28 \cdot 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (lik q' i vedlegg A1)

B er fundamentets dimensjon (bredde) $B := 500\text{mm}$

E_{odo} er ødometermodul

Denne varierer for hvert tilfelle. Verdiene for E_{odo} er gitt av Steinar Nordal, professor ved NTNU.

Setning på bløt leire:

$$E_{\text{odo}} := 0.5\text{MPa}$$

$$\delta_{\text{ww}} := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 131.28 \cdot \text{mm} \quad \delta_{\text{geo}} := 159\text{mm} \quad \text{Se utregning i vedlegg A1.}$$

Setningen for bløt leire er nesten 3 cm mindre ved denne overslagsberegningen enn ved bruk av metoden i Geoteknikk-boken. For bløt leire vil det i denne masteren bli brukt metoden fra *Geoteknikk og fundamentering* (Aarhaug, O.R. (1984)) siden setningen fra denne metoden er på den sikre siden. I og med at dette er en leire, vil den utregnede setningen ta lang tid. Siden støttene maks vil stå et par uker, vil setningen kanskje bare være 1/5 av langtidssetningen. (Referanse: Steinar Nordal, professor ved NTNU)

$$\delta_{\text{støtte}} := \frac{\delta_{\text{geo}}}{5} = 31.8 \cdot \text{mm}$$

For å regne ut fjærstivhet har vi at

$$F := k \cdot \delta_{\text{støtte}}$$

der $F_{\text{ww}} := 32.82\text{kN}$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta_{\text{støtte}}} = 1.032 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $1.032 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Setning på komprimert sand:

$$E_{\text{odo}} := 20 \text{ MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 3.282 \cdot \text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 1 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $1 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Setning på komprimert grus:

$$E_{\text{odo}} := 50 \text{ MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 1.313 \cdot \text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 2.5 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $2.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Setning på komprimert pukk:

$$E_{\text{pukk}} := 100 \text{ MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{pukk}}} \cdot B = 0.656 \cdot \text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 5 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $5 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Ser videre på et mindre fundament for å se effekten av "enkle" løsninger på byggeplass, der en ofte bruker små tømmerklosser til fundamentering. I verste fall kan denne stå ustabil på steiner under, noe som kan føre til at fundamentets lastareal ikke blir særlig større enn søyletverrsnittet i seg selv.

Bruker nå et kvadratisk fundament med breidde 100 mm.

$$B := 100\text{mm}$$

$$\text{Areal} := B^2 = 0.01\text{m}^2 \quad +$$

$$N \text{ er lik kraft per støtte: } N := 32.82\text{kN}$$

$$q \text{ er last på fundamentet (spenning). Denne vil nå ha en annen verdi lik: } q := \frac{N}{\text{Areal}} = 3.282\text{MPa}$$

I eksempelet "To felt" i Robot brukes følgende fjærstivheter for å sammenligne kreftene som oppstår med et 100x100mm² fundament kontra et 500x500mm² fundament for tilstanden når alle hulldekkene er montert (men ikke utstøpt).

Setning på komprimert sand:

$$E_{\text{odo}} := 20\text{MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 16.41\text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $\boxed{2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$

Setning på komprimert grus:

$$E_{\text{odo}} := 50 \text{ MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 6.564 \cdot \text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 5 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $k := 5000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Med komprimert grus som underlag ser man at fundamentet med breidde på 500 mm har ca. en 6 ganger så stor fjærstivhet enn fundamentet med 100 mm breidde.

Setning på komprimert pukk:

$$E_{\text{odo}} := 100 \text{ MPa}$$

$$\delta := \frac{q}{E_{\text{odo}}} \cdot B = 3.282 \cdot \text{mm}$$

Fjærstivheten i ROBOT blir dermed

$$k := \frac{F}{\delta} = 1 \times 10^7 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Altså $10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

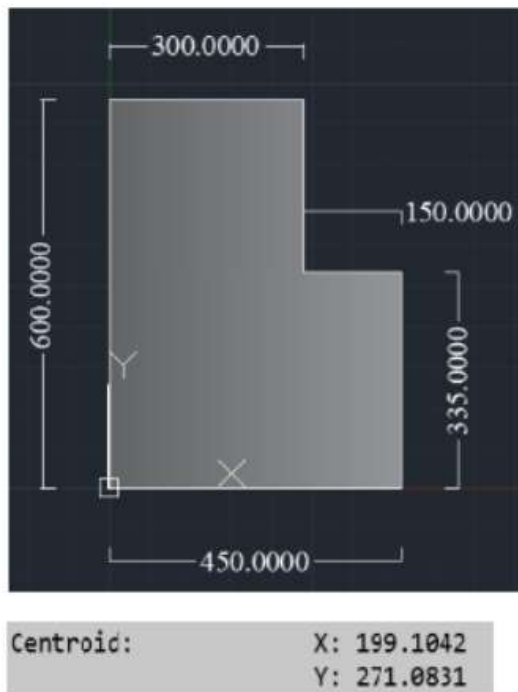
Vedlegg B

Beregnete eksentrisiteter for Hovedmodellen

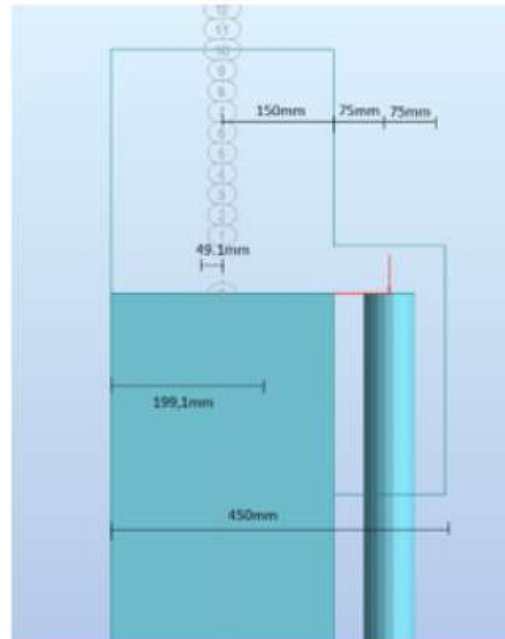
Beregning av eksentrisiteter

Eksentrisitetene ble ført inn for de ulike komponentene i Robot. Slik kom eksentrisitetene frem:

For å finne eksentrisiteten til bjelken i forhold til betongsøylene ble først massesenteret til bjelken funnet i AutoCad, se Figur B1.



Figur B1: Tverrsnitt av betongbjelken



Figur B2: Betongbjelken sammen med betongsøyle til venstre og stålstøtte til høyre

Bredde betongsøyle	$b_s := 300\text{mm}$
Største bredde betongbjelke	$b_b := 450\text{mm}$
Bredde hylle	$b_h := 150\text{mm}$
Massesenter bjelke i forhold til x-aksen:	$ms := 199.1\text{mm}$
Eksentrisitet til bjelke	e_b

$$e_b := ms - 0.5 \cdot b_s = 0.049\text{ m}$$

Eksentrisitet til støtter e_s

$$e_s := b_b - ms - \frac{b_h}{2} + e_b = 0.225\text{ m}$$

Eksentrisiteten til støttene ble 225mm i forhold til x-aksens nullpunkt.

Eksentrisiteten til lasten $e_l := b_b - ms - \frac{b_h}{2} = 0.176\text{ m}$

Vedlegg C

Krypberegninger og krypens innvirkning på
kraftfordeling

C1: KRYPBEREGNINGER

Det henvises til Eurokode 2 [3.1.4] og [7.4.3] for beregning av kryptall og effektiv elastisitetsmodul. Det sees her på slakkarmerte bjelker og lineært kryp vurderes. Hver ligning i denne filen har samme nummer som angitt i standarden.

Effektiv elastisitetsmodul i betong pga kryp:

$$E_{cl} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (7.20)$$

$\varphi(t, t_0)$ er kryptallet på tidspunktet t , der lasten er påført ved betongens alder t_0 . Videre blir det brukt Tillegg B for å beregne dette kryptallet;

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (B.1)$$

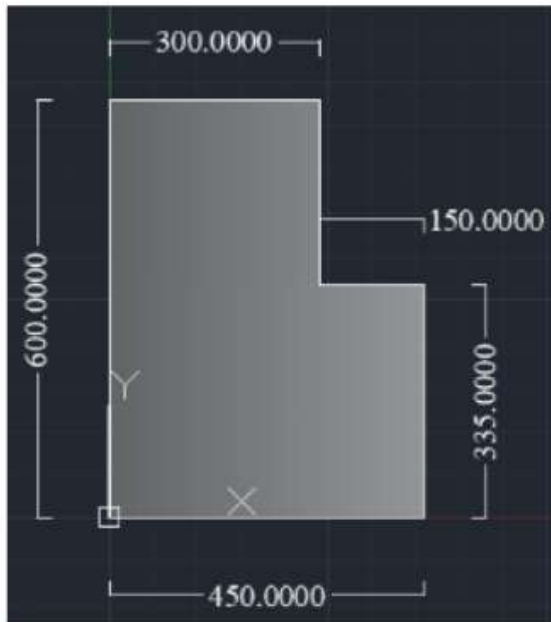
$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$f_{cm} := 53 \text{MPa} \quad \text{for betongkvalitet B45}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ for } f_{cm} > 35 \text{Mpa}$$

Antar montering etter 28 døgn, og beregner kryptall etter 14 døgn (da nedriggingen ofte vil skje 2 uker etter dette). Dette er en forenkling da kryp ikke er problemstillingens hovedfokus.

Tverrsnittsdimensjoner til bjelken vises under:



Tverrsnittsdimensjoner søyle:

$$b_s := 300\text{mm}$$

$$h_s := 500\text{mm}$$

$$A_{cb} := (450\text{mm} \cdot 600\text{mm}) - (265\text{mm} \cdot 150\text{mm}) = 0.23\text{ m}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal LB-bjelke}$$

$$A_{cs} := b_s \cdot h_s = 0.15\text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal søyle

u er den delen av konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for uttørring i kontakt med atmosfæren. I dette tilfellet vil det antas at alle sider av både bjelke og søyle er eksponerte tss.

$$u_b := 2 \cdot (600\text{mm} + 450\text{mm}) = 2.1\text{ m}$$

$$u_s := 2 \cdot (b_s + h_s) = 1.6\text{ m}$$

$$h_{0b} := 2 \frac{A_{cb}}{u_b} = 0.219 \cdot \text{m}$$

$$h_{0s} := 2 \cdot \frac{A_{cs}}{u_s} = 0.187\text{ m}$$

$$h_{0b} := 219$$

$$h_{0s} := 187$$

$$f_{cm} := 53$$

gir at formel (B.3b) skal brukes for beregning av φ_{RH}

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

Antar $RH := 80$

$$\varphi_{RH,b} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0b}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.149$$

$$\varphi_{RH,s} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0s}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.161$$

$$\beta(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \beta(f_{cm}) = 2.308$$

$$t_0 := 28 \text{ døgn}$$

$$t := 42 \text{ døgn}$$

Ifølge Leidulv Vinje kan alderen på elementene ved montasje variere fra noen dager til generelt 28 døgn. Elementene har ca. 60-70% av 28 dagers betongfasthet allerede etter ett døgn, så det regnes alltid med 28dg fasthet på elementene ved montasje. $t=14$ dager etter montasje (altså 42 døgn). Dette fordi det kan ta opptil 2 uker før støttene under bjelken fjernes.

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \quad \beta(t_0) = 0.488$$

$f_{cm} = 53$ som gir at formel (B.8b) skal brukes for $\beta.H$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.813$$

$$\beta_{Hb} := 1.5[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_{0b} + 250 \cdot \alpha_3 = 689.209 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad 1500 \cdot \alpha_3 = 1.219 \times 10^3 \text{ OK}$$

$$\beta_{Hs} := 1.5[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_{0s} + 250 \cdot \alpha_3 = 618.188 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad 1500 \cdot \alpha_3 = 1.219 \times 10^3 \text{ OK}$$

Kryputvikling bjelke:

$$\beta_{cb}(t, t_0) := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_{Hb} + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_{cb}(t, t_0) = 0.309$$

Kryputvikling søyle

$$\beta_{cs}(t, t_0) := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_{Hs} + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_{cs}(t, t_0) = 0.319$$

$$\varphi_{0b} := \varphi_{RH,b} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 0.243$$

$$\varphi_{0s} := \varphi_{RH,s} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 0.245$$

B45 gir

Kryptall bjelke:

$$\varphi_b(t, t_0) := \varphi_{0b} \cdot \beta_{cb}(t, t_0)$$

$$\varphi_b(t, t_0) = 0.075$$

$$E_{cm} := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{clb} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_b(t, t_0)} = 3.349 \times 10^4 \cdot MPa$$

Kryptall søyle:

$$\varphi_s(t, t_0) := \varphi_{0s} \cdot \beta_{cs}(t, t_0)$$

$$\varphi_s(t, t_0) = 0.078$$

$$E_{cls} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_s(t, t_0)} = 3.339 \times 10^4 \cdot MPa$$

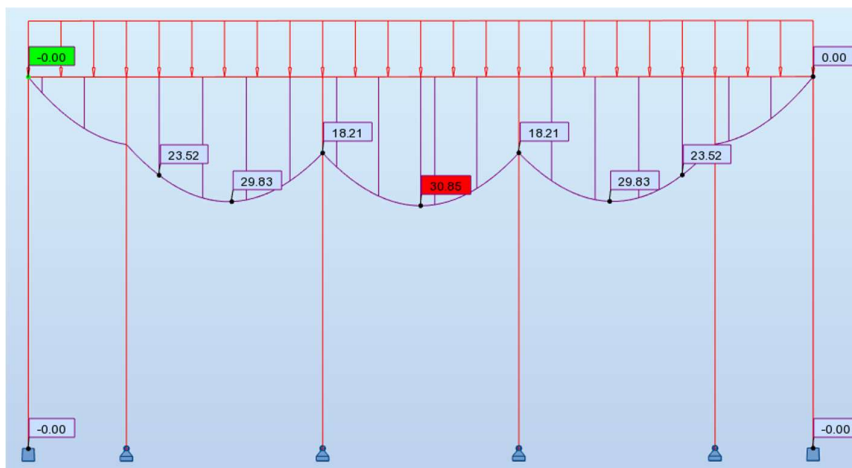
C2: Betydningen av kryp ved nedrigging av støtter

Nedenfor illustreres det hvilken betydning en kryptutvikling på 2 uker har å si for kraftfordelingen på modell 1c og hovedmodellen ved hjelp av momentdiagrammer. For å få frem effekten av en slik stivhetsendring bedre, er det også vist momentdiagrammer der E-modulen er redusert til 10 000 MPa. Modellene er sammenlignet for å begrunne at krepens innvirkning virker realistisk.

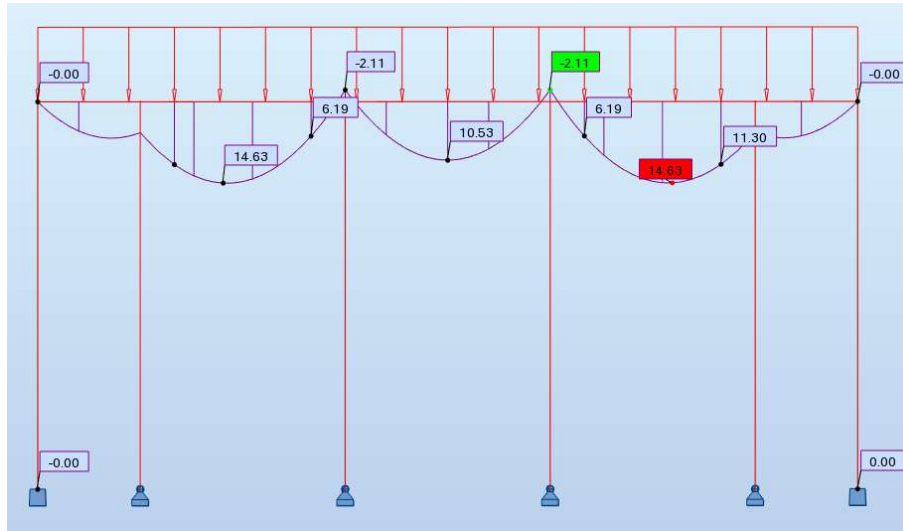
Betydningen av kryp på modell 1c:



Figur C2.1: Momentdiagram for modell 1c. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E = 36\,000\text{ MPa}$



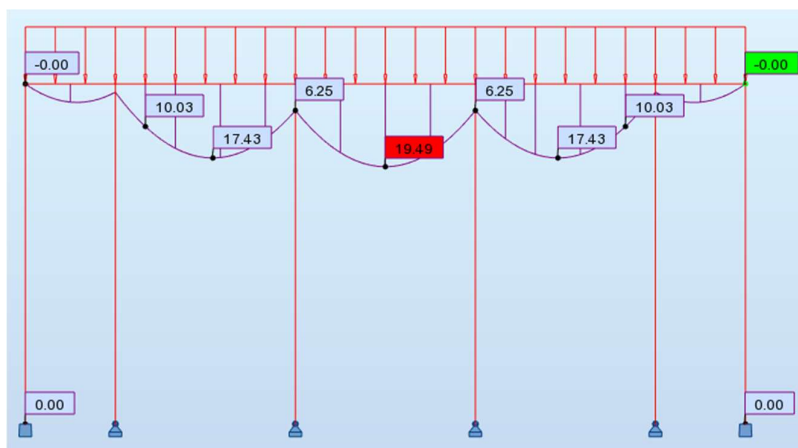
Figur C2.2: Momentdiagram for modell 1c. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E_{\text{søyle}} = 33\,390\text{ MPa}$. $E_{\text{bjelke}} = 33\,490\text{ MPa}$



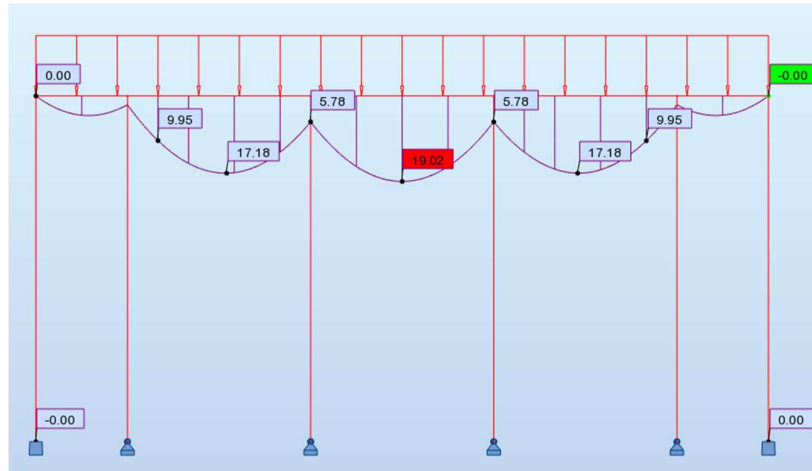
Figur C2.3: Momentdiagram for modell 1c. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E=10\ 000\ \text{MPa}$

Momentdiagrammene viser at kryp har en innvirkning på kraftfordelingen til bjelken. Når det brukes både stål og betong i en konstruksjon, har stivhetsendringen til betongen noe å si for kraftfordelingen da betongen endrer stivhet mens stålstøttene ikke gjør det. Når E-modulen reduseres vil bjelken og søylene få mindre stivhet, og støttene vil dermed virke stivere enn før. Støttene hever altså momentdiagrammet når E-modulen til betongen reduseres. Dette vises best når E-modulen endres til $10\ 000\ \text{MPa}$.

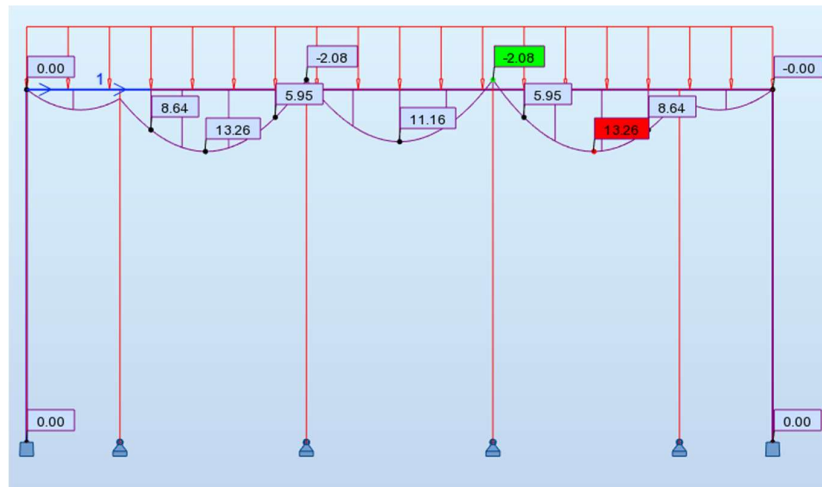
Betydningen av kryp på hovedmodellen:



Figur C2.4: Momentdiagram for hovedmodell. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E=36000\ \text{MPa}$

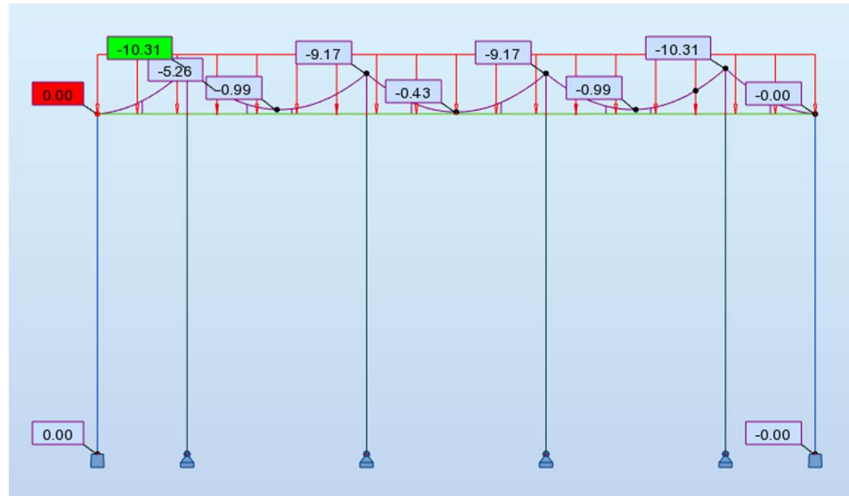


Figur C2.5: Momentdiagram for hovedmodell. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E_{søyle}=33390$ MPa. $E_{bjelke}=33490$ MPa

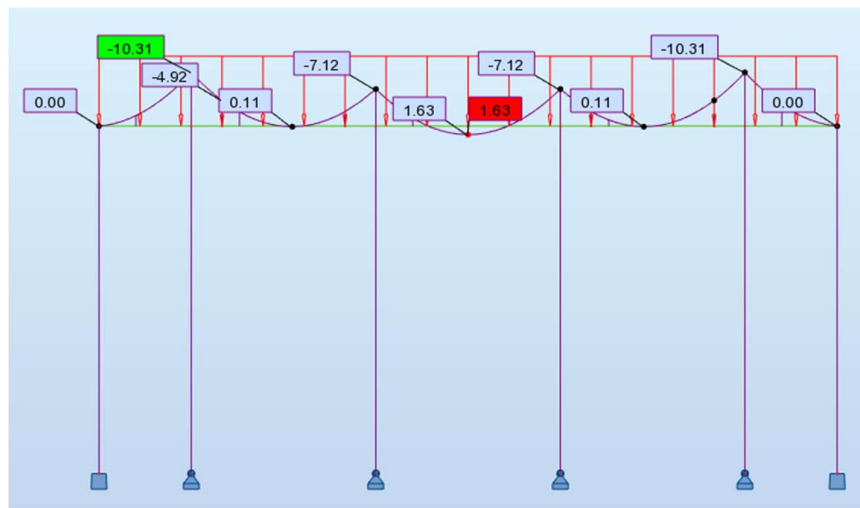


Figur C2.6: Momentdiagram for hovedmodell. Hulldekkelast og egenvekt inkludert. $E=10\ 000$ MPa

Her er effekten av kryp litt mindre enn i modell 1c når det gjelder overgangen fra en E-modul på 36 000 MPa til kryp E-modulen. Dette kan ha sammenheng med hulldekkelastens eksentrisitet på LB-bjelken i hovedmodellen. Dette vises i momentdiagrammene under. Her er egenvekten neglisjert.



Figur C2.7: Hovedmodell påført kun hulldekkelast. $E= 36000\text{MPa}$



Figur C2.8: Hovedmodell påført kun hulldekkelast. $E= 10\ 000\text{MPa}$

En kan se at endringen fra en E-modul på 36000 MPa (figur C2.7) til 10000 MPa (figur C2.9) påvirker momentdiagrammet til hovedmodellen svært lite når egenvekten til bjelken neglisjeres. Når egenvekten tas med, som vist i figur C2.4 og C2.6, vil stivhetsendringen påvirke momentdiagrammet mer. Dette kommer av at her bæres lasten kun av stålstøttene da lastangrepspunktet til hulldekkelasten er rett over disse. Betongsøylenees stivhetsendring vil derfor ha lite å si for momentdiagrammet. Siden hulldekkelasten er overlegen i forhold til egenvekten til bjelken kan den lille endringen i momentdiagrammet i figur C2.4 og C2.5 forklares med poengene ovenfor.

Vedlegg D

Minimum lengde- og skjærarmering for bjelken

Beregning av minimum momentkapasitet

For å beregne minimum momentkapasitet i overkant til bjelken er det brukt metoden i boka *Betongkonstruksjoner* (Sørensen, 2015, kap. 4.2), sammen med Eurokode 2.

Materialer :

$$\text{Betong B5} \quad f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{cu} := 0.0035 \quad f_{ctm} := 3.8 \text{MPa}$$

$$\text{Armering B500NC} \quad f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \cdot \text{MPa} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Flytetøyning for armering} \quad \epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.174 \times 10^{-3} \quad \epsilon_{ud} := 0.03$$

$$\text{Brudd i armering når} \quad \epsilon_s := \epsilon_{ud}$$

Tverrsnitt :

LB bjelke med dimensjoner som vist i kapittel 7.2 i masteroppgaven. Denne forenkles til en rektangulær bjelke med dimensjoner:

$$h := 600 \text{mm} \quad b := 300 \text{mm}$$

Beregning av betongoverdekning:

$$c_{min} := \max(c_{minb}, c_{mindur}) \quad (4.2)$$

$$\phi := 20\text{mm} \quad c_{\text{min},b} := 20\text{mm}$$

Tabell NA.4.4N; XC3 eller XC4;
50 års dimensjonerende brukstid

$$c_{\text{min},\text{dur}} := 35\text{mm}$$

$$c_{\text{min}} := 35\text{mm}$$

$$[\text{NA.4.4.1.3}] \Delta c_{\text{dev}} := 12\text{mm}$$

$$\text{EC2 [4.4.1]} \quad c_{\text{nom}} := c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1) \quad c_{\text{nom}} = 47\text{mm}$$

$$\phi_s := 12\text{mm} \quad \text{Skjærarmeringens diameter}$$

$$d := h - c_{\text{nom}} - \phi - \frac{\phi_s}{2} = 527\text{mm}$$

Balansert armeringstverrsnitt bestemmes:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{\text{cu}}}{\varepsilon_{\text{cu}} + \varepsilon_{\text{yd}}} = 0.617$$

$$A_{\text{sb}} := 0.8 \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yd}}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b = 4.576 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_{\text{smin}} := 0.26 \cdot \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot b \cdot d = 3.1241 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

I overkant av en betongbjelke brukes vanligvis $0.5 A_{\text{smin}}$.

$$0.5 \cdot A_{\text{smin}} = 1.562 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

Dvs. $0.5 A_{\text{smin}} < A_{\text{sb}}$ som gir at tverrsnittet er underarmert.

Aktuell α finnes derfor av ligning:

$$\alpha := f_{\text{yd}} \cdot \frac{0.5 A_{\text{smin}}}{0.8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d} = 0.021$$

Kontroll av armeringstøyningen:

$$\varepsilon_{sv} := \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.163$$

Her kan man se at armeringstøyningen er større enn bruddtøyningen på 0.03. Siden det her blir beregnet helt plastisk armering (ikke fastning), så trenger man ikke sjekke brudd i armeringen. Dette kan man gjøre fordi denne beregningsmåten er til sikker side da fastningen neglisjeres. Betongtrykksonens momentkapasitet kan dermed bestemmes:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Rd} = 3.549 \times 10^4 \text{ J}$$

$$M_{Rd} := 35.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Beregning av minimum skjærarmering

Det er blitt brukt *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner* for beregning av minimum skjærarmering.

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yk} := 500 \cdot \text{MPa}$$

Uten enheter:

$$f_{ck} := 45 \quad f_{yk} := 500$$

[9.2.2] Skjærarmering:

$$\rho_{w,\min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} = 1.342 \times 10^{-3}$$

Antar Ø12, som gir et skjærarmeringsareal på:

$$s := 12 \text{mm} \quad A_{\emptyset 12} := \pi \cdot \frac{s^2}{4} = 1.131 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$b_w := 300 \text{mm}$$

Ved beregning av minimum skjærarmering brukes bredden til den massive delen av bjelken (ikke hyllen).

$$A_{sw} := 2 \cdot A_{\emptyset 12} = 2.262 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$S \leq \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\min} \cdot b_w} = 0.562 \text{m}$$

$$s := 0.562 \text{m}$$

Skjærarmeringsarealet blir dermed Ø12S500 mm

Siden det i bruddgrensetilstanden av ett felt ikke vil være skjærkraft på midten av bjelken, antas det dermed at det ligger minimumsarmering her. Hvor stor skjærkraft tåler denne?

6.2.3 Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering:

$$f_{ywd} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\cot\theta := 2.0$$

$d := 527\text{mm}$ fra beregning av minimum momentkapasitet vedlegg

$$z := 0.9 \cdot d = 0.474\text{m}$$

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 1.355 \times 10^5 \text{N} \quad \text{Skjærstrekkkapasitet}$$

$$\tan\theta := \frac{1}{2}$$

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

$$v_1 := 0.6$$

$$f_{cd} := 25.5\text{MPa}$$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 8.708 \times 10^5 \text{N} \quad \text{Skjærtrykkkapasitet}$$

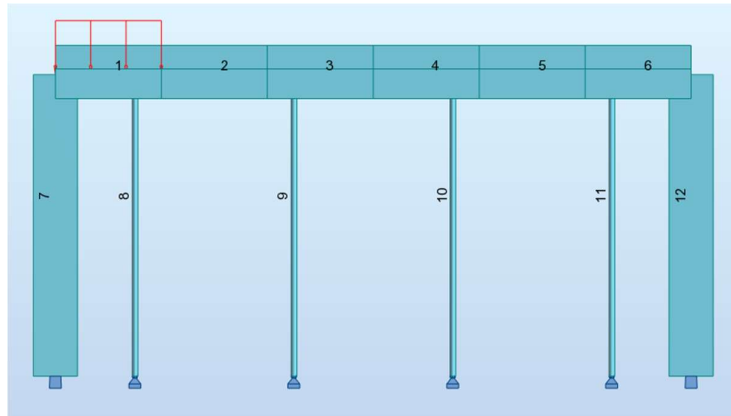
V_{Rd} er den minste av $V_{Rd.s}$ og $V_{Rd.max}$

$$V_{Rd} := 135.5\text{kN}$$

Vedlegg E

Analyse

E1: Tabeller for opptredende momenter og skjærkrefter ved montering av hulldekker



Figur E1.1: Støttenummer og hulldekkenummer for ett felt.

8.4.2.1 Montering av hulldekker på faste grunnforhold

Maksimale momenter og skjærkrefter ved påføring av hulldekker når det brukes 4 støtter						
Påføring av	Maks moment i overkant [kNm]			Maks skjær [kN]		
	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken
Ett hulldekke	Når bare én vilkårlig last er påført oppstår det ingen overkantsmoment i bjelken.			H3	20	Over støtte 9 og 10
To hulldekker	H1H6	5.22	Over støtte 8 og 9	H3H4	23 kN	Over støtte 9 og 10 Altså på midten av bjelken
Tre hulldekker	H1H2H6	11.08	Over støtte 10	H2H3H4	34	Over støtte 10
Fire hulldekker	H1H2H3H6	9.53	Over støtte 9 og 10	I løpet av pålastningsprosessen oppstod en skjærkraft på 36 kN på flere steder langs bjelken, også på midten. Det anbefales derfor at det skal legges en skjærarmoring som kan ta 36 kN hvor som helst på bjelken. Skjærkraften som oppstår nærme opplegg når støttene fjernes må selvsagt også tas hensyn til (ses ikke på her).		
Fem hulldekker	H1H2H4H5H6	5.77	Over støtte 9 og 10	35 kN over hele. Samme prinsipp som ovenfor.		
Seks hulldekker	Kombinasjonen av H1H2H3H4H5H6 gir ingen overkantsmoment.			32 kN over hele. Samme prinsipp som ovenfor.		

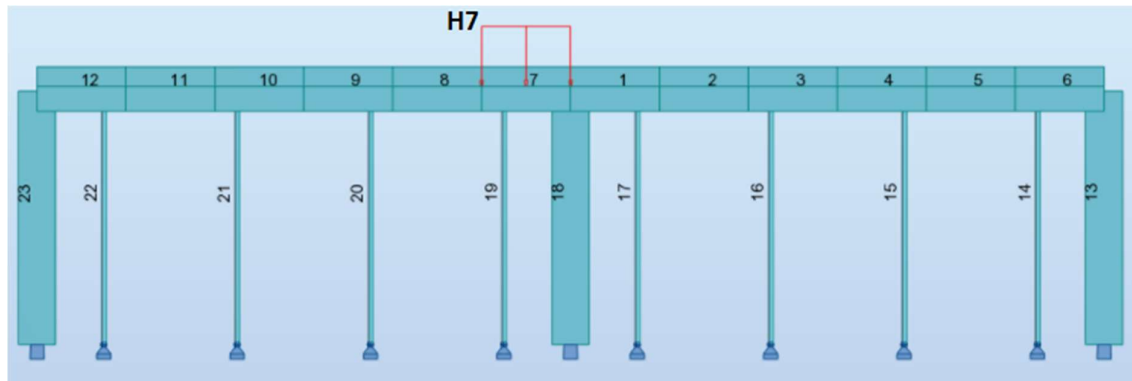
Maksimale momenter og skjærkrefter ved påføring av hulldekker når det brukes 2 støtter						
Påføring av	Maks moment i overkant [kNm]			Maks skjær [kN]		
	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken
Ett hulldekke	Når bare én vilkårlig last er påført oppstår det ingen overkantsmoment i bjelken.			H3	15	På midten av bjelken
To hulldekker	H1H6	15,41	Over støttene	H2H3	18	På midten av bjelken
Tre hulldekker	H1H2H6	26,63	Støtte 2	H1H2H3	20	På midten av bjelken
Fire hulldekker	H1H2H3H6	30,35	Over støtte 2	H1H2H3H6	20	På midten av bjelken
Fem hulldekker	H1H2H3H4H6	27,88	Over støtte 2	H1H2H3H5H6	20	På midten av bjelken
Seks hulldekker	H1H2H3H4H5H6	22,57	Over begge støtter	0 på midten av bjelken		
Størst overkantsmoment ved plassering i kronologisk rekkefølge	H1H2H3H4H5H6	22,57	Over begge støtter	Største skjærkraft på midten av bjelken ved plassering i rekkefølge 20 kN		

8.4.2.2 Montering av hulldekker ved bruk av 4 støtter på leire

Maksimale momenter og skjærkrefter ved påføring av hulldekker						
Påføring av	Maks moment i overkant [kNm]			Maks skjær [kN]		
	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken?	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken?
Ett hulldekke	Ingen overkantsmoment oppstår.	0	Ikke relevant	H3	23	Midt på bjelken
To hulldekker	H1H6	7.13	Over støtte 9 og 10	H2H3	27	Midt på bjelken
Tre hulldekker	H1H2H6	14.71	Over støtte 10	H1H2H3	30	Midt på bjelken
Fire hulldekker	H1H2H3H6	8.47	Over støtte 10	H1H2H3H6: I løpet av pålastningsprosessen oppstod en skjærkraft på minst 27 kN på midten av bjelken. Det anbefales derfor at det skal legges en skjærarmoring som kan minst 27 kN hvor som helst på bjelken.		
Fem hulldekker	H1H2H3H4H6	4.68	Over støtte 11	20 kN over hele. Samme prinsipp som ovenfor.		
Seks hulldekker	Kombinasjonen av H1H2H3H4H5H6 gir ingen overkantsmoment.			Ingen skjærkraft på midten		

8.5.2 Montering av hulldekker på faste grunnforhold

Lastene som står oppført i tabellen under, f.eks H7, er illustrert i figur E1.2. H7 er altså linjelasten som representerer hulldekke 7 på 1.2m. H8 vil være tilsvarende for hulldekke 8 osv. I tillegg vil f.eks H7H10H11g svare til at ene feltet med hulldekker er ferdig montert, at egenvekten er tatt hensyn til og at hulldekkene over bjelkedel 7,10 og 11 er plassert i det andre feltet.

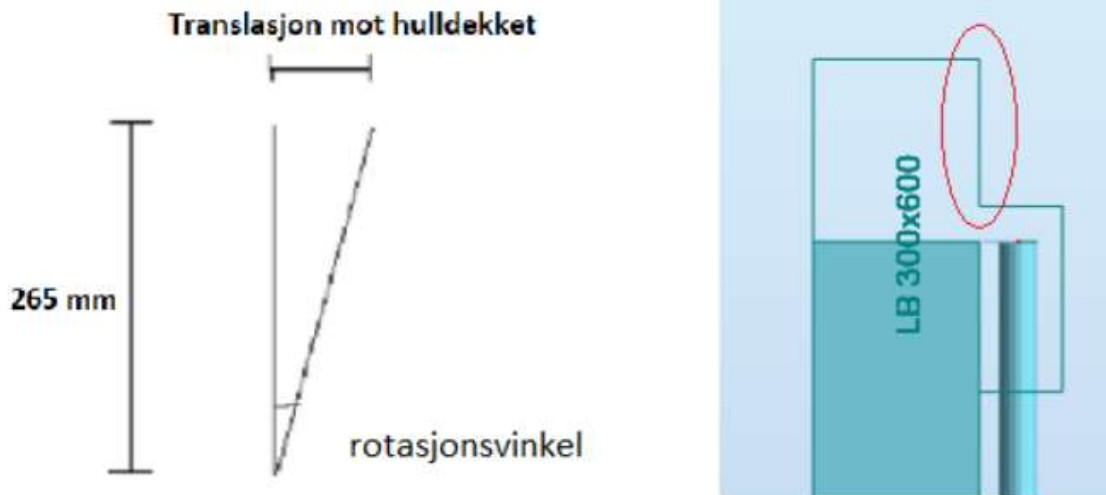


Figur E1.2: Illustrasjon av hulldekke H7

Kommende tabell viser de maksimale momentene og skjærkreftene som oppstår i bjelken når det ene feltet er ferdig montert, mens det andre monteres i vilkårlig rekkefølge. «g» bak lastkombinasjonen betyr nettopp dette, at det ene feltet er ferdig montert.

Maksimale momenter og skjærkrefter ved påføring av hulldekker						
Påføring av:	Maks moment i overkant [kNm]			Maks skjær [kN]		
	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken	Hvilke hulldekker	Verdi	Hvor på bjelken
Ett hulldekke	H9g	29.5	Over støtte 18	H9g	40.40	Ved støtte 17
To hulldekker	H9H10g	32.51	Over støtte 18	H7H8g	42.76	Ved støtte 17
Tre hulldekker	H8H9H10g	35.4	Over støtte 18	H8H9H10g	41.89	Ved støtte 17
Fire hulldekker	H8H9H10H11g	34.10	Over støtte 18	H7H8H9H12g	41.54	Ved støtte 17
Fem hulldekker	H8H9H10H11H12g	26.10	Over støtte 18	H8H9H10H11H12g	39.03	Ved støtte 17
Seks hulldekker	H7H8H9H10H11H12g	20.36	Over støtte 18	H7H8H9H10H11H12g	37.24	Ved støtte 17 og 19

E2: Rotasjon av LB-bjelken når alle hulldekkene er montert. Grunnforhold: Leire



Figur E2: På grunn av setninger under støttene vil bjelken rotere. Denne rotasjonen gjør at det øverste punktet i den markerte ringen vil bevege seg en verdi t til høyre.

Utregning av rotasjon for nodene over støttene:

$$R_{x_{\text{rad}}} := 0.225 \quad \text{Vinkelendring i radianer hentet fra Robot}$$

$$\theta := \frac{R_{x_{\text{rad}}} \cdot 360}{2\pi} = 12.892 \quad \text{Vinkelendring i grader}$$

Når bjelken roterer så mye som 12.892 grader vil forskyvningen til det øverste punktet på LB-bjelken til hulldekkene som legges oppå bli:

$$h := 265 \text{ mm}$$

$$t := \tan(R_{x_{\text{rad}}}) \cdot h = 0.061 \text{ m} \quad \text{forskyvning av øverste punkt i den markerte ringen}$$

Dette vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen vil bevege seg 6,1 cm mot høyre. Dette vil ikke skje i praksis, da fugen mellom hyllebjelken og hulldekkene vil være rundt 4 cm. Hyllebjelken vil dermed rotere borti hulldekkene og en vil ikke få støpt ut skikkelig.

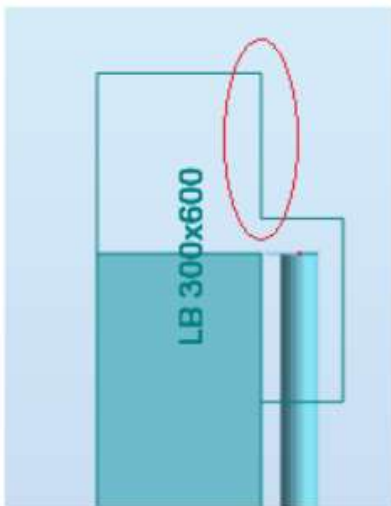
E3: Rotasjon av LB-bjelke bjelke ved bruk av 2 støtter

Lastkombinasjonen som gir størst rotasjon i begge tilfellene er når alle hulldekkene er montert.

Rotasjon av bjelke der støttene står 1800 mm fra søylene (som i I-boken)

$R_{x_{rad}} := 0.007$ Vinkelendring i radianer hentet fra Robot. Vinkelendringen er lik langs hele bjelken.

$$\theta := \frac{R_{x_{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 0.401 \quad \text{Vinkelendring i grader.}$$



Figur E3: Høyde over hylledelen til bjelken er markert i rødt.

$$h := 265 \text{ mm}$$

Når bjelken roterer 0.401 grader vil forskyvningen til det øverste punktet markert i rødt i figur E3 bli:

$$t := \tan(R_{x_{rad}}) \cdot h = 1.855 \cdot \text{mm}$$

Det vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen i Figur E3 vil bevege seg 1.855 mm mot høyre. Fugen mellom hyllebjelken og hulldekkene vil være 40 mm. Hyllebjelken vil dermed på langt nær ikke rotere borti hulldekkene og en vil få støpt ut skikkelig.

Rotasjon av bjelken der støttene står 500 mm fra søylene

$R_{x_{rad}} := 0.004$ Vinkelendring til bjelken langs hele lengden i radianer. Verdi hentet fra Robot.

$$\theta := \frac{R_{x_{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 0.229 \text{ Vinkelendring i grader.}$$

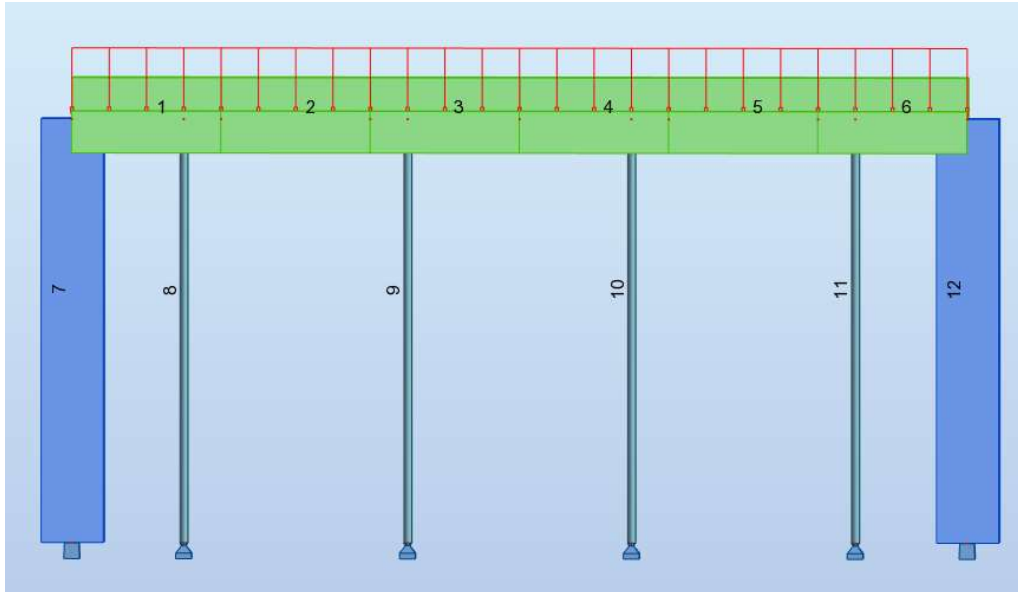
Når bjelken roterer 0.229 grader vil forskyvningen mot hulldekkene som legges oppå bli:

$$t_w := \tan(R_{x_{rad}}) \cdot h = 1.06 \cdot \text{mm}$$

Det vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen i Figur E3 vil bevege seg 1.06 mm mot høyre. Fugen mellom hyllebjelken og hulldekkene vil være rundt 40 mm. Hyllebjelken vil dermed på langt nær ikke rotere borti hulldekkene og en vil få støpt ut skikkelig.

E4: Nedrigging av støtter

Kapittel 8.4.3.1



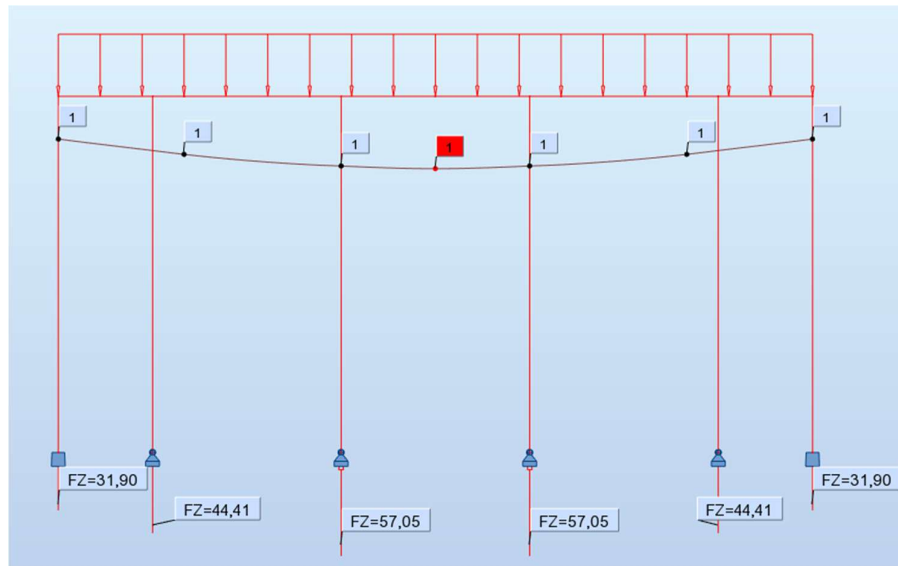
Figur E4.1: Nummerering av støtter

Tabell E4.1 viser maksimale overkantsmomenter og skjærkrefter som oppstår i bjelken under nedriggingen av støttene. Her antas det gode grunnforhold, slik at setninger neglisjeres.

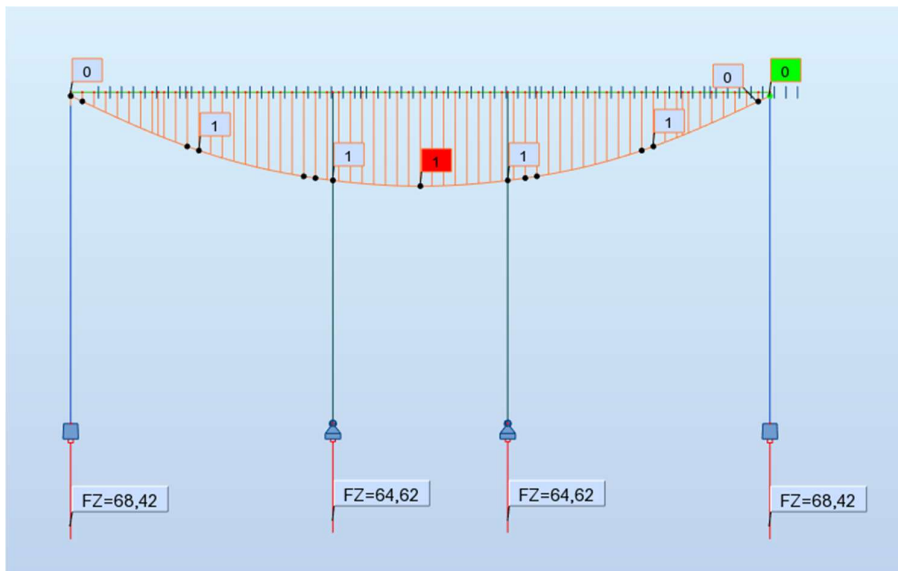
Tabell E4.1: Maksimale momenter og skjærkrefter ved nedrigging av støtter

Maksimale momenter og skjærkrefter som oppstår ved nedrigging av støtter. Bruk av 4 støtter.						
Nedrigging av	Maks overkantmoment [kNm]			Maks skjær på midten [kN]		
	Hvilke støtter?	Verdi	Hvor på bjelken?	Hvilke støtter	Verdi	Hvor på bjelken?
En støtte	Ingen overkantmoment oppstår.	0	Ikke relevant	Enten 9 eller 10	30	Midten
To støtter	Ingen overkantmoment oppstår	0	Ikke relevant	8 og 9 eller 10 og 11	50	Midten
Tre støtter	Ingen overkantmoment oppstår	0	Ikke relevant	Enten 9 eller 10 står igjen	50	Midten

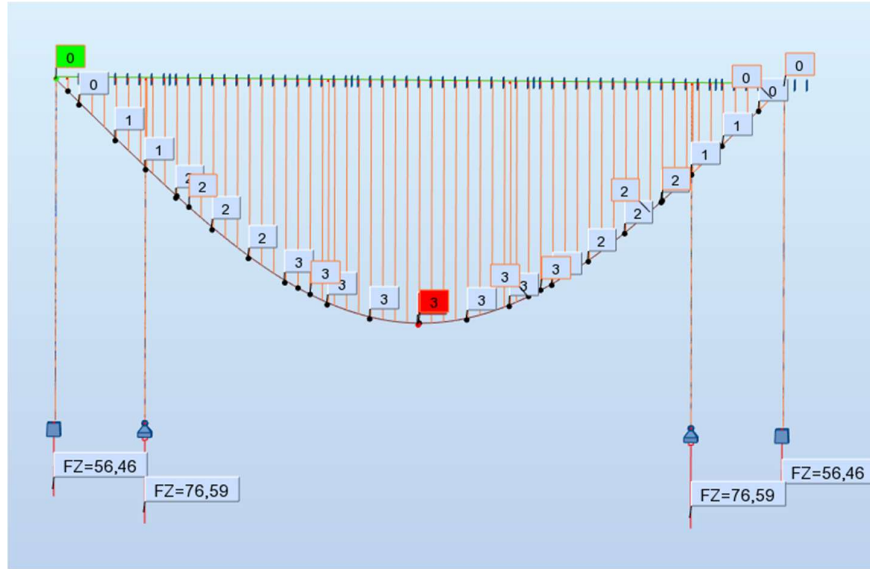
Figur E4.2-E4.7 viser aksialkrefter og deformasjon for en ramme med 4 støtter under nedriggingsfasen.



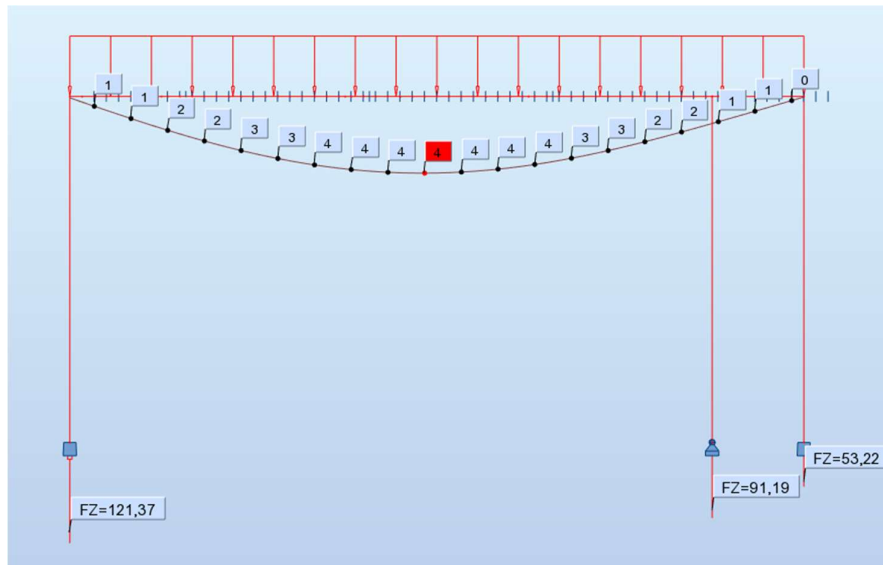
Figur E4.2: Aksialkrefter og deformasjon når alle støttene er montert.



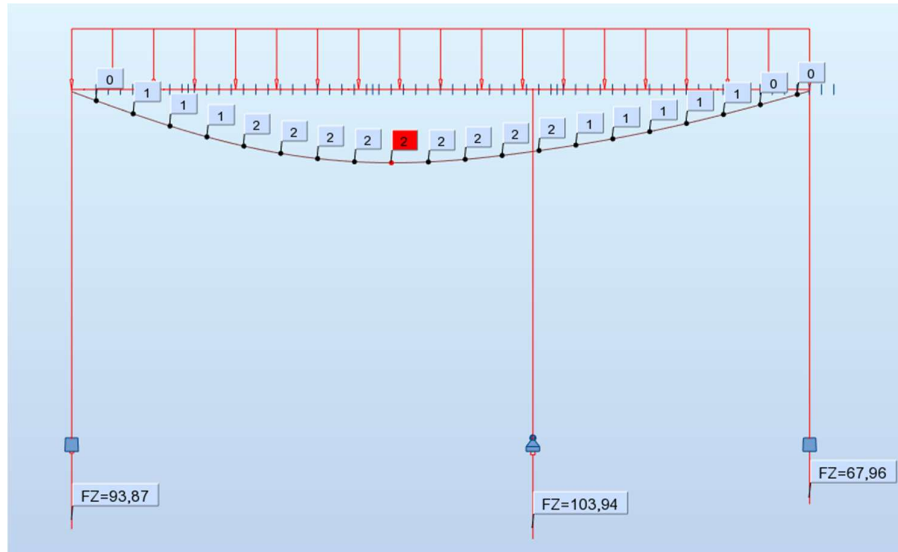
Figur E4.3: Aksialkrefter og deformasjon når de midtre støttene står igjen.



Figur E4.5: Aksialkrefter og deformasjon dersom de ytre støttene står igjen



Figur E4.6: Aksialkrefter og deformasjon dersom en av de ytre støttene står igjen til slutt



Figur E4.7: Aksialkrefter og deformasjon når en av de midtre støttene står igjen

Tabell E4.2: Maksimale momenter og skjærkrefter ved nedrigging av støtter

Maksimale momenter og skjærkrefter som oppstår ved nedrigging av støtter. Bruk av 2 støtter.						
Nedrigging av	Maks overkantsmoment [kNm]			Maks skjær på midten [kN]		
	Hvilke støtter?	Verdi	Hvor på bjelken?	Hvilke støtter	Verdi	Hvor på bjelken?
En støtte	Ingen overkantsmoment oppstår.	0	Ikke relevant	Likegyldig	26	Midten

Vedlegg E5: Rotasjon av bjelke og gjenværende fugestørrelse for ulike grunnforhold og fundamenttyper

Rotasjon av bjelken med komprimert sand i grunnen

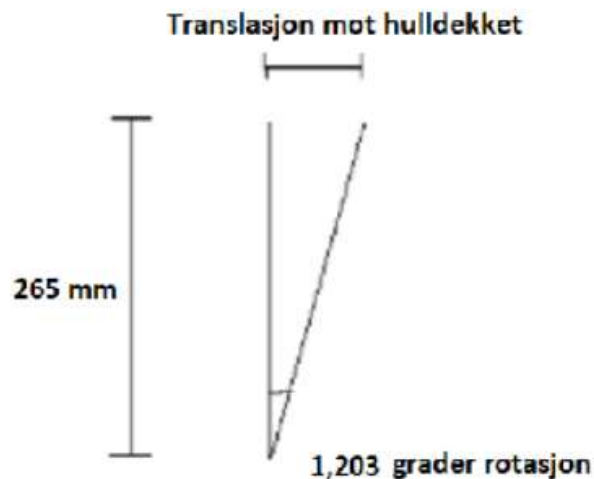
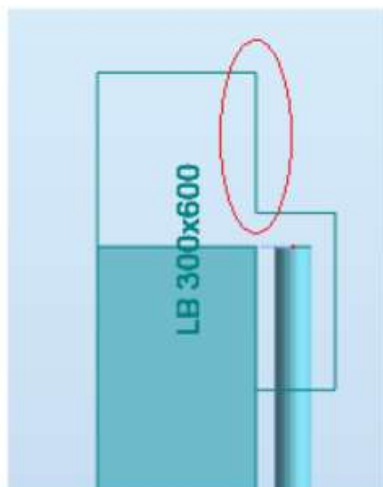
Betrakter først et stålfundament på 500mmx500mm.

Størrelse på fuge: $f := 4.0\text{cm}$

Utregning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelending i radianer (hentet fra Robot): $RX_{\text{rad}} := 0.021$

Vinkelending i grader $\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 1.203$



Figur E5.1 : Illustrasjonen til høyre viser rotasjonen for bjelkeområdet vist i rødt til venstre, samt translasjonen mot hullekket.

Når bjelken roterer 1.203 grader vil translasjonen t mot hulldekkene, vist i figur E5.1, bli:

$$h := 265\text{mm}$$

$$t := \tan(RX_{\text{rad}}) \cdot h = 5.566 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Avstanden a fra bjelkens ytterpunkt til hulldekkene vil da bli

$$a := f - t = 34.434 \cdot \text{mm}$$

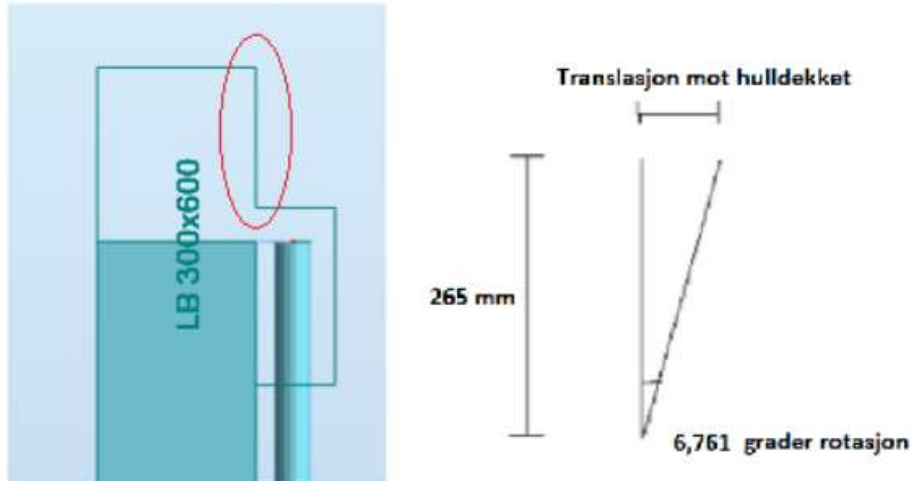
Øverste punktet på bjelken i den markerte ringen vil bevege seg 5.57 mm mot høyre, og vil gi en resterende fugeåpning på 34,4 mm. Da fugen skal være 4.0 cm skal det gå fint å få til å støpe en fugen.

Betrakter så en treplanke på 100mmx100mm.

Utrekning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelendring i radianer $RX_{\text{rad}} := 0.118$

Vinkelendring i grader $\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 6.761$



Figur E5.2: Illustrasjonen til høyre viser rotasjonen for bjelkeområdet vist i rødt til venstre, samt translasjonen mot hulldekket.

Når bjelken roterer 6,761 grader vil translasjonen t som vist i figur E5.2 mot hulldekkene bli:

$$h := 265 \text{ mm}$$

$$t := \tan(RX_{\text{rad}}) \cdot h = 0.031 \text{ m}$$

Gjenværende fugeåpning a i toppen av LB-bjelken vil da bli:

$$a := f - t = 8.584 \text{ mm}$$

Det vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen i figur E5.1 vil bevege seg 3.1 cm mot høyre. Da fugen er rundt 4 cm vil dette bety at fugen lukkes betraktelig, og utstøpingen lar seg ikke gjennomføre.

Rotasjon av bjelken med komprimert grus i grunnen

Betrakter først et stålfundament på 500mmx500mm.

Fugestørrelse $f := 4 \text{ cm}$

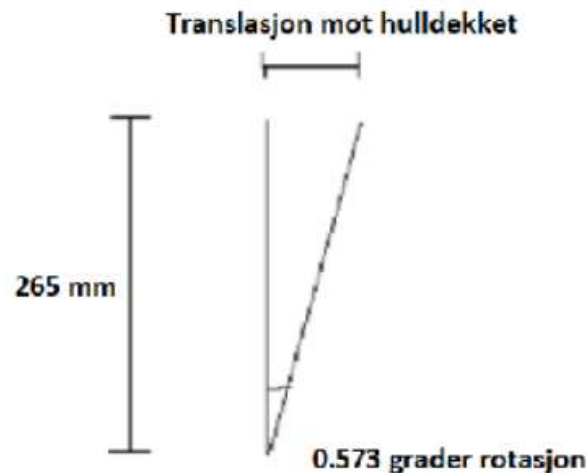
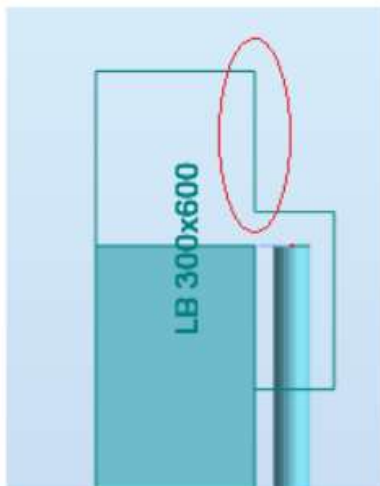
Utregning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelendring i radianer, hentet fra Robot:

$$RX_{\text{rad}} := 0.010$$

Vinkelendring i grader

$$\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 0.573$$



Figur E5.3: Illustrasjonen til høyre viser rotasjonen for bjelkeområdet vist i rødt til venstre, samt translasjonen mot hulldekket.

Når bjelken roterer 0.573 grader vil translasjonen t (se figur E5.3) mot hulldekkene som legges oppå bli:

$$h := 265\text{mm}$$

$$t := \tan(RX_{\text{rad}}) \cdot h = 2.65 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Gjenstående fugeåpning a i toppen av LB-bjelken vil da bli:

$$a := f - t = 37.35 \text{ mm}$$

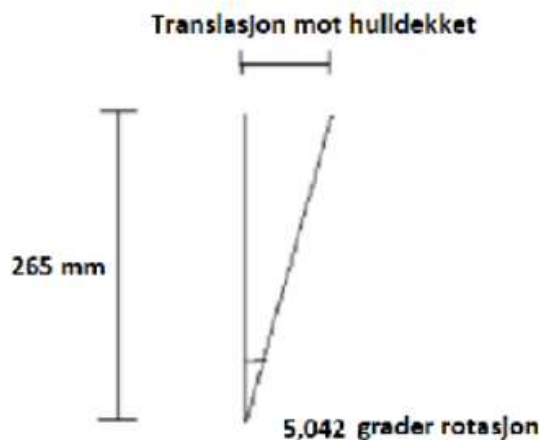
Det vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen i figur C2 vil bevege seg 2.65 mm mot høyre, og en står igjen med en fuge på 37.35 mm. Da fugen skal være rundt 4 cm skal det gå fint å få støpt ut fugen.

Betrakter så en treplank med lastareal på 100mmx100mm.

Utrekning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelendring i radianer, hentet fra Robot $RX_{\text{rad}} := 0.088$

Vinkelendring i grader $\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 5.042$



Figur E5.4: Translasjon mot hulldekket

Når bjelken roterer 5.042 grader vil translasjonen t (vist i figur E5.4) mot hulldekkene som legges oppå bli:

$$h := 265\text{mm}$$

$$t := \tan(RX_{\text{rad}}) \cdot h = 0.023 \text{ m}$$

Gjenværende fugeåpning a i toppen av LB-bjelken vil da bli:

$$a := f - t = 16.62 \text{ mm}$$

Det vil si at det øverste punktet på bjelken i den markerte ringen i figur E5.3 vil bevege seg 2.3 cm mot høyre. En resterende fuge på 16.6 mm er ikke tilstrekkelig for utførelsen av fugen.

Rotasjon av bjelken med komprimert puk i grunnen

Betrakter først et stålfundament på 500mmx500mm.

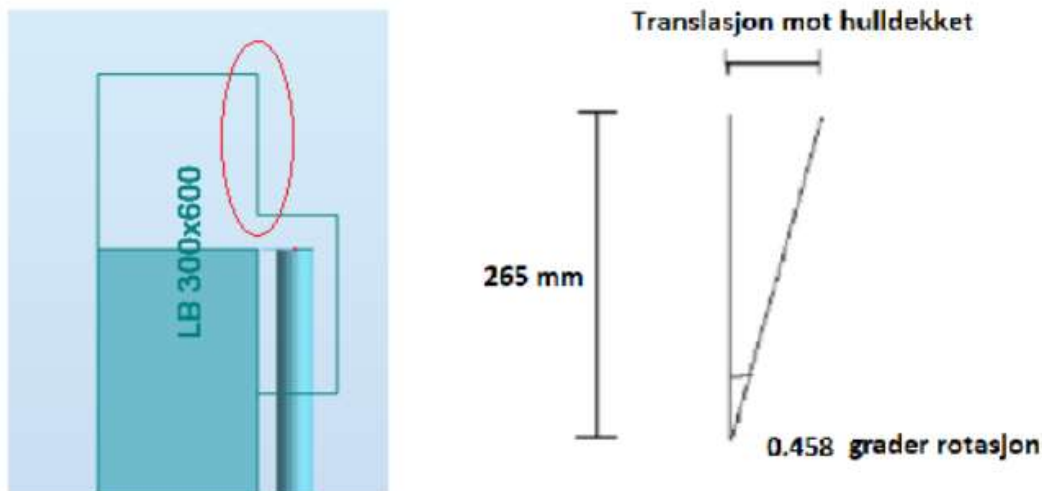
Fugestørrelse $f := 4 \text{ cm}$

Utregning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelendring i radianer (hentet fra Robot): $RX_{\text{rad}} := 0.008$

Vinkelendring i grader:

$$\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 0.458$$



Figur E5.5: Illustrasjonen til høyre viser rotasjonen for bjelkeområdet vist i rødt til venstre, samt translasjonen mot hulldekket.

Når bjelken roterer 0.458 grader vil translasjonen t mot hulldekket som legges oppå, vist i figur E5.5, bli:

$$h := 265\text{mm}$$

$$t := \tan(RX_{\text{rad}}) \cdot h = 2.12 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Gjenværende fugeåpning a i toppen av LB-bjelken vil da bli:

$$a := f - t = 3.788 \cdot \text{cm}$$

Det vil si at øverste punktet på bjelken i den markerte ringen vil bevege seg 2.12 mm mot høyre. Da fugen skal være 4cm vil det være fullt mulig å få støpt ut fugen i og med at den bare har lukket seg 2.12 mm.

Betrakter så en treplanke på 100mmx100mm.

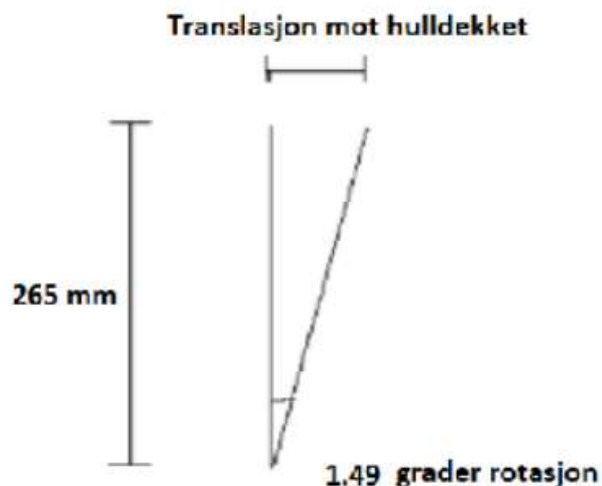
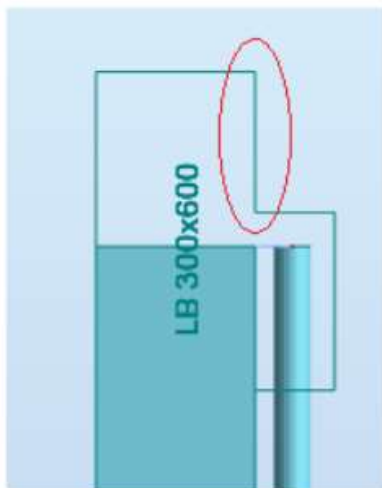
Utregning av rotasjon for nodene over støttene:

Vinkelendring i radianer (hentet fra Robot):

$$RX_{\text{rad}} := 0.026$$

Vinkelendring i grader:

$$\theta := \frac{RX_{\text{rad}} \cdot 360}{2\pi} = 1.49$$



Figur E5.6: Illustrasjonen til høyre viser rotasjonen for bjelkeområdet vist i rødt til venstre, samt translasjonen mot hulldekket.