

Vegard Sæbu, Ola K Undheim, Sindre Vikan

Komposittdekke med hulrom

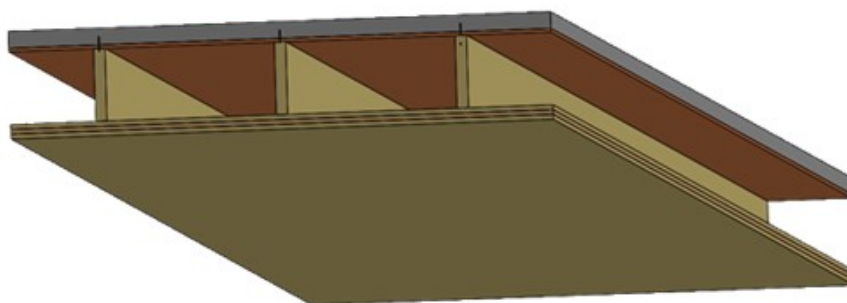
Test av komposittdekke: toppflens av betong,
steg av smal limtrebjelke og bunnflens av
krysslimt tre

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg

Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael

Medveileder: Kristine Nore

Mai 2022



Vegard Sæbu, Ola K Undheim, Sindre Vikan

Komposittdekke med hulrom

Test av komposittdekke: toppflens av betong, steg av smal limtrebjelke og bunnflens av krysslimt tre

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael
Medveileder: Kristine Nore
Mai 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for vareproduksjon og byggingteknikk

Oppgavens tittel: Komposittdekke med hulrom	Dato: 19.05.2022		
	Antall sider: 99		
	Masteroppgave:		Bacheloroppgave: X
Navn: Vegard Sæbu, Ola K Undheim og Sindre Vikan			
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Kristine Nore			

Sammendrag:

I denne bacheloroppgaven undersøkes hulromsdekke med toppflens av betong, steg av smal limtrebjelke og bunnflens av krysslimt tre. Undersøkelsen er en videreutvikling av komposittdekker hvor betong er støpt rett på krysslimt tre. Videre er målet med undersøkelsen å se på om dekket kan spenne lenger enn tradisjonelle tredekker, og samtidig bruke mindre materialer enn det som brukes i dag for å bidra til å nå FN's bærekraftsmål.

Forskningen er gjort med kvantitativ metode med håndberegning i regneark, og FEM-analyse i Abaqus. Miljø og kostnadsberegning er utført ved hjelp av Norsk prisbok utviklet av Norconsult.

I denne oppgaven blir det lagt stor vekt på beregning av effektiv stivhet for å benytte i brudd og bruksgrensetilstand. Det vil si bruddkontroller, vibrasjon og nedbøying. Noen brannkontroller blir også utført. Laster dekket blir utsatt for og andre variabler tar utgangspunkt i at dekket skal benyttes i et kontorbygg. Anslag på pris og klimaanalyse blir gjort for å se om dekket kan være konkurransedyktig. Store deler av oppgaven er beregnet etter den nye EK5 og denne oppgaven kan være til hjelp på å tolke denne standarden på kapitler om ribbedekke, gammametode, nedbøying og vibrasjon.

Da det ikke har latt seg gjøre å beregne svinn ble det lagt god margin på nedbøyningskravet, men fortsatt er det usikkert på hvor stor nedbøying det vil bli. Med henholdsvis toppflens av 70 mm armert B30 betong, HBV-shear connector, 48X300 mm S-bjelke som steg (GL28) med C/C 600 mm og bunnflens av 3-sjikts KL-tre 3·20 mm av C24 og C14 er det mulig å spenne opp til 11 meter. Økes tykkelsen på sjiktene med KL-tre til 3·30 mm er det mulig å spenne opp til 12 meter. Materialbruken blir redusert sammenlignet med alternativer. Utslipp halveres nesten sammenlignet med hulldekke av betong på tilsvarende spenn.

Stikkord:

Dekke
Kompositt
Skjærforbinder
Nye vibrasjonskrav

Forord

Denne bacheloroppgaven er avsluttende oppgave på ett treårig bachelorstudium på NTNU-Gjøvik. Gruppen består av tre byggingeniører som alle har gått studieretningen konstruksjonsteknikk. Oppgaven er skrevet vårsemester 2022 og tilsvarer 20 studiepoeng.

Oppgaven fra Omtre AS hadde åpen utforming, uten klar spesifisering annet enn tema krysslimt tre, betong, forbindere og ribbedekke. Dette ga gruppen frihet til å utforske noe medlemmene selv var interessert i.

Gruppen har litt ulike bakgrunner der en har tatt fagbrev først før ingeniørutdanning. De to øvrige har gått studiespesialiserende og har praktisk erfaring fra byggebransjen. Dette har resultert i flere synspunkt i gruppen, der det har kommet mange bra innspill med hensyn til både det praktiske og teoretiske i oppgaven. Gjennom tre års studiegang på NTNU har det blitt innhentet kunnskap om mekanikk, statikk og hvordan de forskjellige materialene oppfører seg under stress og hvordan de skal dimensjoneres. Et sterkt ønske om å få benytte seg av denne kunnskapen gjorde denne oppgaven svært interessant for gruppen.

Det rettes en stor takk til veileder Samsom Asmerom Habtemichael for å være behjelpelig til å tolke standard, og for å henvise til relevante artikler i startfasen. Gruppen vil takke Kristine Nore (Omtre/NTNU) for å gi tilgang på utkast til den nye standarden (prEN 1995-1-1, 20XX) og for å utvikle en relevant oppgave.

Abstract

This bachelor-thesis looks at hollow-cores with top flange made of concrete, steps made of glulam beams and the bottom flange made of cross laminated timber (CLT). The research is a continuation of composite decks where concrete is poured directly on CLT. The thesis will be a continuation of this and will look at if the hollow-core is able to span a further distance than traditional wooden decks, and simultaneously use less materials than what is used today to reach the FN's sustainability goals.

The research was done with a quantitative method with hand calculation in spreadsheets and FEM-analysis. Environmental- and cost calculations were done with the help of the Norwegian Pricebook made by Norconsult.

This thesis puts a large emphasis on the calculation of effective stiffness to be used in ultimate- and serviceability limit state. This means fracture checks, vibrations, and deflections. Some structural fire design were also researched. The loads the hollow-core is put under, and other variables is defined to be used in an office building. Price estimations and environmental analysis is done to see if the composite deck can be competitive. Large parts of the thesis are calculated based on the new EC5, and this thesis can also be of help in understanding the new Eurocode. Especially in the chapters covering ribbed decks, the gamma method, deflection, and vibrations.

Since there has been no way to calculate the shrinkage, a large margin was used on the deflection limit state, but there is still some uncertainty on how large the deflection will be. With respectively a top flange of 70 mm B30 concrete with rebar, HBV-shear connectors, 48X300 mm S-beam as the web (GL28) with C/C 600 mm and the bottom flange made of CLT 3·20 mm with layers of C24 and C14 the cover can span up to 11 meters. If the thickness of the CLT is increased to 3·30 mm, there is a possibility of a span up to 12 meters. The material usage is decreased compared to other alternatives. Compared to a hollow-core concrete deck, the emissions are reduced by almost 50%.

FORORD	I
ABSTRACT	II
FIGURLISTE	V
TABELLISTE	VI
FORKORTELSER OG SYNONYMER	VIII
1 INNLEDNING	1
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 PROBLEMSTILLING OG FORMÅL.....	2
1.3 AVGRENSNINGER	3
1.4 OPPGAVENS OPPBYGNING	3
2 TEORI	5
2.1 MATERIALER	5
2.1.1 <i>Betong som byggemateriale</i>	5
2.1.2 <i>Tre som byggemateriale</i>	6
2.1.3 <i>Smal bjelke (S-bjelke)</i>	7
2.1.4 <i>Viktigheten av skjærforbinder</i>	8
2.1.5 <i>Limte forbindelser</i>	11
2.1.6 <i>Krysslimt tre (KL-tre)</i>	11
2.2 GRUNNLAG FOR BEREGNING	12
2.2.1 <i>Norsk standard (Eurokode)</i>	13
2.2.2 <i>I-bjelker</i>	14
2.2.3 <i>Effektive bredder</i>	16
2.2.4 <i>Kompositt og gamma-metode</i>	19
2.2.5 <i>Bruddgrensetilstand (ULS - ultimate limit state)</i>	25
2.2.6 <i>Bruksgrensetilstand (SLS - serviceability limit state)</i>	26
2.2.7 <i>Kombinasjoner</i>	36
2.2.8 <i>Branndimensjonering</i>	37
2.3 GRUNNLAG FOR KOSTNAD- OG MILJØBEREGNINGER.....	39
3 CASE	41
4 METODE	43
4.1 KONSEPTFASE	43
4.2 FORVENTNINGER TIL DEKKER	47
4.3 FRAMGANGSMÅTE OG BEREGNINGER.....	47
4.3.1 <i>Effektiv stivhet</i>	48
4.3.2 <i>Spenningskontroll</i>	51
4.3.3 <i>Nedbøyning</i>	57
4.3.4 <i>Vibrasjon</i>	60
4.3.5 <i>Brann</i>	63
4.4 NUMERISKE BEREGNINGER – ABAQUS.....	65
4.4.1 <i>Materialer</i>	66
4.4.2 <i>Oppbygging av modeller</i>	67
4.4.3 <i>Valg av elementer</i>	68
4.4.4 <i>Statisk nedbøyningsanalyse og egenfrekvens</i>	69
4.5 DATAINNSAMLING	70

4.5.1	<i>Søkemonitor og databaser</i>	70
4.5.2	<i>Reliabilitet og validitet</i>	70
5	RESULTATER	72
5.1	ULIKE TVERRSNITT OG SPENNVIDDER.....	72
5.1.1	<i>Grad av samvirke (y-verdien)</i>	72
5.1.2	<i>Effektiv stivhet</i>	75
5.1.3	<i>Spenninger</i>	76
5.1.4	<i>Nedbøyning</i>	78
5.1.5	<i>Vibrasjon</i>	79
5.1.6	<i>Brann</i>	81
5.1.7	<i>Oppsummering</i>	83
5.2	RESULTATER – ABAQUS	84
5.2.1	<i>Simuleringer og resultater av tverrsnitt - Modell 1</i>	84
5.2.2	<i>Simuleringer og resultater av full-skala - Modell 2</i>	87
5.3	MILJØ OG ØKONOMI	89
5.3.1	<i>Kostnadsberegning</i>	89
5.3.2	<i>Miljøberegning</i>	90
6	DISKUSJON OG ANALYSE	91
6.1	BRUDD	91
6.2	NEDBØYNING.....	92
6.3	VIBRASJON	93
6.4	BRANN	93
6.5	NUMERISK ANALYSE	94
6.6	SAMMENLIGNING ABAQUS OG HÅNDBEREGNING	94
6.7	MILJØ OG ØKONOMI BEREGNING	95
6.8	KLIMA OG ETIKK.....	96
6.9	KUNNE LØSNINGEN VÆRT BENYTTET	97
7	KONKLUSJON	98
7.1	VIDERE FORSKNING	99
	REFERANSER	100
	VEDLEGGSLISTE	104
	VEDLEGG A: TOTALKOSTNADER DEKKER	I
	VEDLEGG B: ÅRSKOSTNADER DEKKER	III
	VEDLEGG C: CO ₂ UTSLIPP DEKKER	V

Figurliste

FIGUR 2-1: ILLUSTRERER OPPBYGNING AV TREVIRKE (AGNIESZKA BRANDT, 2013).....	6
FIGUR 2-2: TREVIRKET SITT LIVSLØP (JARLE AARSTAD, 2016).....	7
FIGUR 2-3: DIAGRAMMET VISER FORHOLDET MELLOM EFFEKTIV STIVHET AV KOMPOSITT-DEKKET OG SLIP MODUL K_{SER} TIL FORBINDELSEN PÅ EN LOGARITMISK SKALA. (LINDEN, 1999).....	8
FIGUR 2-4: ULIKE EKSEMPLER PÅ SKJÆRFORBINDERE TRE-BETONG: SPIKER (A1); LIMTE OG FORSTERKET STÅLSTENGER (A2); VINKELJERN (A3); SKRUER (A4); SKRÅSTILTE SKRUER (B1); SPLITTRINGER (B2); BULLDOG FORBINDELSE (B3); STÅLRØR (B4); SPIKERPLATE (C1); RUNDE FORDYPNINGER I TRE MED FORBINDELSER SOM HINDRER OPPLØFT (C2); FIRKANTET FORDYPNINGER I TRE MED FORBINDELSER SOM HINDRER (C3); OPPLØFT KOPP FORMET FORDYPNINGER MED FORSPENTE STÅLSTENGER (C4); SPIKREDE TREPLANKER OG SKJÆRFORBINDER SLISSET INN I HAKKENE (D1); STÅLGITTER SOM ER LIMT TIL TREVIRKE (D2); OG STÅLPLATE SOM ER LIMT TIL TREVIRKE (LUKASZEWSKA, 2009).....	9
FIGUR 2-5: ILLUSTRERER HBV SKJÆRFORBINDEREN SOM ER BENYTTET I ETT TCC DEKKE (TICOMTEC, 2011).....	10
FIGUR 2-6: DIAGRAM VISER FORHOLD MELLOM SKJÆRKAPASITET OG SLIP PÅ SKJÆRFORBINDERE (LUKASZEWSKA, 2009).....	10
FIGUR 2-7: VISER ETT KOMPOSITT-ELEMENT. MERK AT BETONGFLENS KAN VÆRE BREDERE ENN KRYSSLIMT TRE.....	12
FIGUR 2-8: VISER EN I-SEKSJON AV KOMPOSITTDEKKET.....	13
FIGUR 2-9:EFFEKTIV BREDDE I FLENSEN (SANG AHN, 2004).....	16
FIGUR 2-10: ILLUSTRER BJELKE MED FULL, DELVIS OG INGEN KOMPOSITTVIRKNING (MARTIN HARTNES, 2016).....	20
FIGUR 2-11: EGEN ILLUSTRASJONS SOM VISER GLIDESIKT DER DET ER MELLOMROM OG NEGLISJERINGEN AV DET MIDTERSTE SIKTET I KRYSSLIM TREET.....	22
FIGUR 2-12: ER KRITISKE PLASSEDER DER SKJÆR BLIR KONTROLLERT.....	24
FIGUR 2-13: FLYTSKJEMA SOM VISER HVORDAN EN KAN OPPNÅ VIBRASJONSKRAVENE I (PREN 1995-1-1, 20XX).....	33
FIGUR 2-14: BÆRESYSTEM TIL O2-HUSET HENTET IFRA (NOKR, U.D.).....	39
FIGUR 4-1: ILLUSTRASJON HENTET IFRA BROSJYRE (STORA-ENSO, U.D.).....	43
FIGUR 4-2: ILLUSTRERER HBV SKJÆRFORBINDEREN SOM KAN BENYTTES I ETT TCC DEKKE.....	44
FIGUR 4-3: ER HENTET IFRA (TRETENISK, U.D.).....	44
FIGUR 4-4: KOMPOSITTDEKKE.....	44
FIGUR 4-5: TCC SOM HAR BLITT STØPT I FORSKALINGSFORM PÅ HODE (CROCETTI, 2018).....	45
FIGUR 4-6: ILLUSTRERER SIKT SOM BLIR INKLUDERT I BEREGNINGER, EFFEKTIV BREDDE, FELLES TYNGDEPUNKT OG INDIVIDUELLE TYNGDEPUNKT TIL SIKT. TYNGDEPUNKT ER EN HALV MILLIMETER HØYERE ENN DA FIGUR BLE LAGET.....	50
FIGUR 4-7: ILLUSTRASJON AV LOKALT AKSESYSTEM FOR DE ORTOTROPISKE MATERIALENE.....	67
FIGUR 4-8: ILLUSTRASJON AV MODELL 1. FIGUR 4-9: ILLUSTRASJON AV MODELL 2.....	67
FIGUR 4-10: MODELL 1 MED MESH-ELEMENTER PÅ 50MM.....	69
FIGUR 4-11: LASTER OG OPPLAGERBETINGELSER BRUKT I DEN STATISKE NEDBØYNINGSANALYSEN.....	69
FIGUR 5-1: ILLUSTRASJON AV TVERRSNITTMODELL BRUKT I SIMULERINGER.....	84
FIGUR 5-2:ILLUSTRASJON AV NEDBØYNING FOR TVERRSNITT T2.....	85
FIGUR 5-3:ILLUSTRASJON AV BØYEFORMENE TIL MODELL 1.....	86
FIGUR 5-4: ILLUSTRASJON AV FULL-SKALA MODELL BRUKT TIL SIMULERINGENE.....	87
FIGUR 5-5: NEDBØYNING AV DEKKE F4.....	88
FIGUR 5-6: FREKVENNS AV DEKKE F4.....	88

Tabelliste

TABELL 2-1: GRENSEVERDIER FOR NEDBØYNINGER I BJELKER HENTET IFRA (NS-EN 1995-1-1, 2013) TABELL NA.7.2	31
TABELL 2-2: KRAVENE ER AVHENGIG AV HVILKEN «PERFORMANCE LEVEL» SOM ER ØNSKET FOR BRUK AV BYGG HENTET UT IFRA (PREN 1995-1-1, 20XX) TABELL 9.2.....	32
TABELL 2-3: VISER ULIKE BRUDD OG BRUKSKRITERIER SOM MÅ TESTES I HENHOLD TIL (PREN 1995-1-1, 20XX) TABELL (4.3, 4.4 OG 4.5):.....	37
TABELL 4-1: EGENVEKT AV DEKKET.....	51
TABELL 4-2: KONTROLL BØYESPENNING.....	53
TABELL 4-3: SKJÆRSPENNING KONTROLL.....	56
TABELL 4-4: SKJÆRSPENNING STEG.....	57
TABELL 4-5: NEDBØYNINGSKRAV.....	60
TABELL 4-6: KONTROLL VIBRASJON.....	63
TABELL 4-7: BØYESPENNING BRANN.....	64
TABELL 4-8: SKJÆRSPENNING BRANN.....	64
TABELL 4-9: SKJÆRSPENNING STEG BRANN.....	64
TABELL 4-10: SI – ENHETER SOM BRUKES I ABAQUS.....	65
TABELL 4-11: TABELL MED ALLE MATERIALER OG KONSTANTER BRUKT I DEN NUMERISKE ANALYSEN. ALLE E OG G MODULER HAR BENEVNING N/MM ² , OG DENSITETEN ER OPPGITT SOM TONN/MM ³	66
TABELL 4-12: OPPBYGGING OG VALGTE ELEMENTER FOR SIMULERINGENE.....	68
TABELL 5-1: SPENN OG TVERRSNITT SOM BLIR TESTET.....	72
TABELL 5-2: K BENYTTET.....	73
TABELL 5-3: GAMMAVERDIER. 10 M 3·20 MM.....	73
TABELL 5-4: GAMMAVERDIER 12 M, 3·30 MM.....	74
TABELL 5-5: EFFEKTIVE BREDDER.....	74
TABELL 5-6: EFFEKTIVE STIVHETER.....	75
TABELL 5-7: BØYESPENNING 10 M, 3·20 MM.....	76
TABELL 5-8: SKJÆRSPENNINGER 10 M, 3·20 MM.....	76
TABELL 5-9: SKJÆRSPENNING STEG 10 M, 3·20 MM.....	77
TABELL 5-10: BØYESPENNING 12 M, 3·30 MM.....	77
TABELL 5-11: SKJÆRSPENNINGER 12 M, 3·30 MM.....	77
TABELL 5-12: SKJÆRSPENNING STEG 12 M, 3·30 MM.....	78
TABELL 5-13: NEDBØYNINGER.....	78
TABELL 5-14: EGENFREKVENSER.....	79
TABELL 5-15: VIBRASJONSKONTROLL 10 M, 3·20MM.....	80
TABELL 5-16: VIBRASJONSKONTROLL 10 M, 3·30 MM.....	80
TABELL 5-17: VIBRASJONSKONTROLL 12 M, 3·30 MM.....	80
TABELL 5-18: BØYESPENNING BRANN 13 M, 3·30 MM.....	81
TABELL 5-19: SKJÆRSPENNINGER 13 M, 3·30MM.....	81
TABELL 5-20: SKJÆRSPENNING STEG 13 M, 3·30 MM.....	81
TABELL 5-21: BØYESPENNING BRANN, 10 M, 3·20 MM.....	82
TABELL 5-22: SKJÆRSPENNINGER 10 M, 3·20 MM.....	82
TABELL 5-23: SKJÆRSPENNING STEG, 10 M, 3·20MM.....	82
TABELL 5-24: OPPSUMMERING GODKJENNING AV DEKKER.....	83
TABELL 5-25: DIMENSJONER FOR TVERRSNITT T1-T4.....	84
TABELL 5-26: FREKVENSER OG NEDBØYNING FOR MODELL 1.....	85
TABELL 5-27: DIMENSJONER TIL DEKKE F1-F4.....	87
TABELL 5-28: FREKVENSER OG NEDBØYNING FOR MODELL 2.....	87

TABELL 5-29: NEDBØYNING AV MODELL 2 – F4.....	89
TABELL 5-30: MILJØBEREGNING.....	90

Forkortelser og synonymer

- CLT – Cross Laminated Timber, KL-tre - Krysslimt tre
- GLT – Glued Laminated Timber, limtrebjelke
- FEM- Finite Element Method. Elementmetoden
- S-bjelke – Smal limtrebjelke
- IMRoD - Introduksjon, materiell og metode, resultat og diskusjon
- Ribbedekke – Ett dekke med ribber, altså steg
- SLS - Servicability Limit State (Bruksgrensetilstand)
- ULS - Ultimate limit state (bruddgrensetilstand)
- TCC – Timber Concrete Composite
- HBV- Holz-Beton-Verbund (Tre-betong-kompositt)

1 Innledning

I dette kapitlet presenteres først grunnlaget for hvorfor det er nødvendig å forske på nye dekker. Deretter hvilke problemstillinger som er knyttet til dekker med tanke på bærekraft og spenn. Videre hva som er avgrensning til rapporten, samt hvilken vitenskapelig metode og verktøy som er benyttet til å gjennomføre rapporten. Til slutt er en gjennomgang av oppbygning av rapporten.

1.1 Bakgrunn

Gjennom Parisavtalen har samtlige land, inkludert Norge forpliktet seg til å redusere forurensing av klimaet og utslippene skal begrenses med 55% innen 2030. (Regjering, 2021). Likevel blir det fortsatt satt opp næringsbygg i stål og betong som belaster klimaet. Byggebransjen står i dag for 40% av klimagassutslippene på verdensbasis (Zhang, 2013). Bygg av tre som Mjøstårnet og Valle Wood, blir hyllet og får stor oppmerksomhet. Derimot er ikke de tre andre byggene på Valle av tre. Tre bli rett og slett ikke sett på som et godt nok alternativ til betong. Noe av grunnen til dette er fordi CLT (Cross laminated timber, krysslimt tre) og GLT (Glue laminated timber, limtre) fortsatt er ganske nytt på markedet, og krever mye arbeid å få prosjektert, noe som gjør det kostbart. Spesielt når det er høye bygg. Forhåpentligvis vil den nye (prEN 1995-1-1, 20XX) gjøre dette lettere. Dessuten er de nye vibrasjonskravene lettere å tilfredsstille, som kan gjøre dekker billigere.

For å nå noen av FNs bærekraftsmål kan det å benytte krysslimt tre bidra på flere av målene. Det åpenbare er selvfølgelig at krysslimt tre kan være ett grønt alternativ til dekker av betong. Ved å redusere utslipp vil en bidra på å nå mål 13 «stoppe klimaendringene». Med en mer fornuftig ressursbruk vil en også bidra på mål 9 «industri, innovasjon og infrastruktur», nærmere bestemt delmål 9.4, som innebærer å omstille næringslivet til å bli mer bærekraftig, og en mer effektiv bruk av ressurser.

KL-tre bygg er dessuten estetisk pene og gir ett ettertraktet inneklima som kan bidra til godt arbeidsmiljø både psykisk og fysisk. Inneklimaet har vist å faktisk kunne ha så stor påvirkning at sykefravær og hodepine blir redusert 2.1.2. Med andre ord bidrar tredekker i

noen grad på bærekrafts mål 3 «god helse og livskvalitet», til tross for at dette bærekraftsmålet i utgangspunktet dreier seg om mer alvorlige sykdommer (FN-sambandet, 2022).

1.2 Problemstilling og formål

Selve problemstillingen er at *dagens dekker av trevirke ikke spenner langt nok, og har dårlig materialutnyttelse*. I denne rapporten skal det undersøkes om det kan lages ett dekke som spenner lenger enn massive dekker, nærmere bestemt over 10 meter. Det vil også bli undersøkt om materialbruken kan reduseres, som kan bidra til reduserte utslipp. Utslipp vil bli sammenlignet med ett alternativt hulldekke av betong og KL-tredekke med påstøp uten komposittvirkning. Brudd og bruksgrensekontroller tar utgangspunkt i at dekket skal benyttes i ett kontorbygg, med laster og tilhørende variabler ut fra dette.

Byggherre ønsker ofte ett spenn på 9 meter for å få store nok rom. (Johan Brøndbo, 2020). Det kan også være andre årsaker til ønske om store spenn, som for å gi arkitekter frihet eller klima og økonomiske årsaker som beskrevet i kapittel 2.3. Ett kjent problem med rene KL-tredekker er at de ikke klarer mye lenger spenn enn 7-8 meter. For å øke stivheten og styrken til disse dekkene, kan det festes steg i underkant eller overkant for å skape en form for T-bjelke. Bjelke kan også monteres mellom to elementer krysslimt tre for å skape en H-bjelke, også kjent som hulromsdekke eller kassettdykke. Se figur Figur 4-1. Slike dekker er relativt godt beskrevet i den nye eurokoden (prEN 1995-1-1, 20XX), noe som kan bidra til å gjøre dette mer utbredt.

Det benyttes også ofte påstøp på KL-tre for å tilfredsstille vibrasjons- og/eller lydkrav, eller om det er ønskelig med betonggulv for fliser, eller varmekabler. Gruppen kom derfor fram med en ny ide med toppflens av betong og bunnflens av krysslimt tre. Dette så gruppen på som en smart løsning, som ingen har undersøkt tidligere, som gjør denne oppgaven innovativ. Ved å benytte en komposittløsning og hulrom, vil dekket bli svært stivt og materialutnyttelsen bli høy, noe som kan bidra til lange spenn og reduserte utslipp.

Formålet med denne oppgaven er derfor å se om hullromsdekke med toppflens av betong kan være et godt alternativ til mer tradisjonelle dekker, og presentere hvordan dette kan beregnes. Metoden må betegnes som kvantitativ, med håndberegning ved hjelp av regneark og FEM-

analyse i Abaqus CAE. Oppgaven kan dermed være til hjelp for å tolke TCC, ribbedekke og vibrasjonskrav i den nye standarden, og bidra til å gjøre bruken av krysslimt tre mer utbredt.

1.3 Avgrensninger

Beregning av dekker, kompositt og å lære nytt stoff er svært tidskrevende, og resulterer i at oppgaven må begrenses. Derfor har det blitt satt fokus på enveisdekke i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Det vil si brudd, nedbøyning og vibrasjon. Full brannanalyse blir ikke gjennomført, men noen anslag blir gjort. Dekket vil være fritt opplagt over ett spenn. Testing blir gjort med håndberegning i regneark og FEM-analyse i Abaqus. Variabler, faktorer for material og beregning i henhold til Norsk Standard. Fysisk testing kunne ikke gjennomføres grunnet blant annet kostnader, tilgjengelig lab og mangel på ekstern hjelp. Gruppen vurderte det slik at det ikke ville bli nok tid til å dimensjonere, deretter lage modell og så utføre fysisk testing på egenhånd. Langtidseffekter er det generelt ikke nok tid til å selv teste i en slik oppgave.

Anslag på kostnader og utslipp blir utført ved hjelp av Norconsult prisbok. Det er kun dekker som blir undersøkt, og hvordan forskjellige spenn påvirker kostnader og utslipp på hele bygget blir ikke vurdert.

1.4 Oppgavens oppbygning

Bacheloroppgaven er basert på IMRoD. I tillegg har det blitt lagt til Case og konklusjon. Dermed er oppgaven strukturert med introduksjon, materiell og metode, resultat, diskusjon og konklusjon (Lotte Rienecker, 2013).

I teoridelen blir nødvendig materiale for å kunne forstå videre undersøkning presentert, samt teknisk informasjon rundt valgte materialer, nødvendig mekanikk og formler. I «Metode» blir anvendt metode forklart, og fremgangsmåte for beregning demonstrert, med verdier fylt inn i formler fra kapittel 2.2. Her blir også fremgangsmåte for bruk av Abaqus demonstrert med tilhørende verdier for materiell og oppbygging. Case-presenteres for å fastsette hvilke påkjenninger dekket skal utsettes for ved testing. I «Resultat» presenteres noen interessante verdier fra beregning på forskjellig spenn og tverrsnitt, som videre kommenteres i «diskusjon og analyse». I diskusjon og analyse blir også praktiske aspekt diskutert og hva som videre bør

undersøkes før en slik løsning eventuelt kan kommersialiseres. Etter det kommer «konklusjon» med en oppsummering av rapporten og om løsningen er praktisk anvendbar, etterfulgt av forslag til videre forskning, litteraturliste og vedlegg.

2 Teori

I dette kapitlet vil teorien bak dimensjonering av dekket bli beskrevet. Fra grunnleggende mekanikk, til kompositt-tverrsnitt med glidende sjikt og effektive bredder. Også teknisk informasjon rundt valgte materialer blir presentert.

2.1 Materialer

I dette underkapitlet gjennomgås egenskaper til materialer og forbindere som benyttes. Det blir også sett på oppbygning til materialet og hvordan det har betydning for styrken. Det blir også drøftet litt om miljø og klima.

2.1.1 Betong som byggemateriale

Betong er et av de mest brukte byggematerialene i verden. Mye av grunnen til dette er egenskapene til betongen som formbarhet, anvendbarhet og bestandigheten til materialet. Økonomien har også mye å si da betong er relativt billig. Betong står for 7-8% av klimautslipp på verdensbasis. Betong er ett komposittmateriale der det er sementlim som binder tilslag sammen. Tilslag kan blant annet være resirkulert betong eller grus. Det er sementlimet som står for 90% av utslippene til betong, og det forskes derfor mye på hvordan utslipp kan reduseres ved fremstilling av sement (Sintef, 2020). Utslipp kan også reduseres ved å minimere bruk av betong, som det skal forsøkes i denne oppgaven. Standard lavkarbon klasse pluss og B30 betong blir benyttet i denne oppgaven.

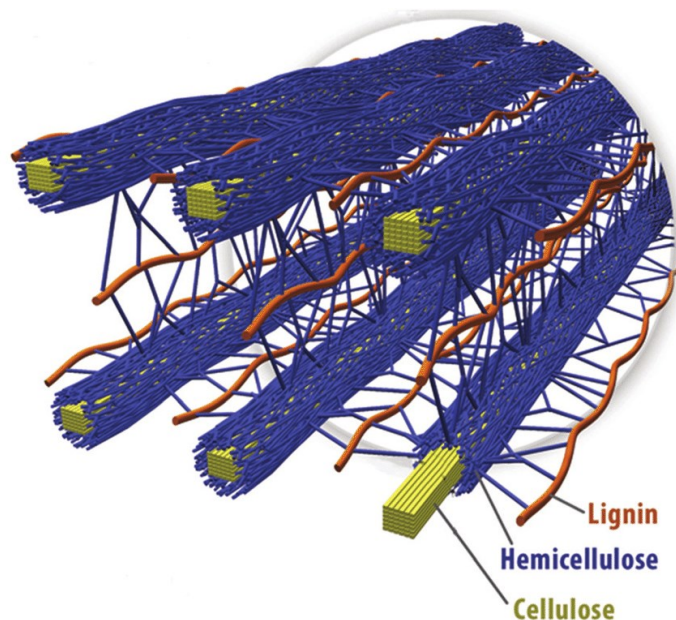
Ettersom betong har lav strekk-kapasitet, er det viktig å armere betongen. Derfor bruker en armering som håndterer store strekktøyninger. Armering benyttes også for å begrense riss, og gir betongen duktil oppførsel (Sørensen, 2013).

Når en skal beregne overdekning på armeringsstål, dimensjonerer en enten for klimapåkjenningen eller minimum bestemt ut ifra tykkelsen på armeringsstålet. En velger korrosjonsklasse ut fra hvor utsatt armeringen er for fukt. Klasse XC1 er mest brukt for konstruksjoner som er i et tørt inneklime slik som etasjeskillere vanligvis er (NS-EN 1992-1-1, 2008).

2.1.2 Tre som byggemateriale

Trevirke er et veldig mye brukt materiale i Norge, grunnet blant annet god tilgang på tre i store deler av landet. Treverk har hygroskopiske egenskaper som vil si at det kan ta til seg og gi fra seg fuktighet. Det skaper godt innneklima, noe som er svært ettertraktet. Det er også hydrotermisk, som gjør at det fungerer som ett varmebatteri. Når fukt tilsettes materialet, avgir det varme, men det bruker varmeenergi på å frigjøre fukten. Når temperaturen synker på kvelden og den relative fuktigheten går opp, varmer trevirket omgivelsene. Når temperaturen stiger og den relative fuktigheten går ned gir trevirket en avkjølede effekt (Mingjie Zhanga, 2017). For at disse egenskapene skal opprettholdes, er det viktig at overflatebehandlingen er diffusjonsåpen. Det vil si at fukt kan transporteres gjennom.

Disse egenskapene er spesielt ønsket i bygg som skoler, barnehager, boliger og kontorbygg. Dette er bygg der en er avhengig av god luftkvalitet, fordi en oppholder seg der over lengre tid. En østerriksk undersøkelse gjort i 2011, viste at barn som ble undervist i rom av KL-tre gjennomsnittlig reduserte pulsen med 6 slag (Seebacher, 2011). Flere rapporter kan også tyde på reduksjon av sykefravær, lavere stressnivå og mindre vondt i hodet.

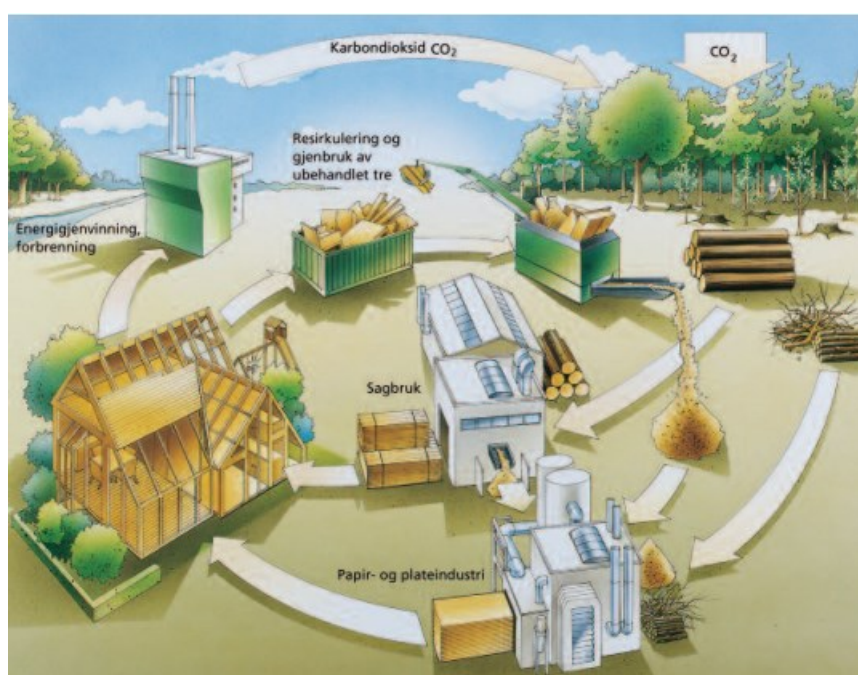


Figur 2-1: Illustrerer oppbygning av trevirke (Agnieszka Brandt, 2013)

Trevirke er et ortotropisk materiale, som innebærer at materialet vil ha ulik styrke i alle tre retninger (M.P.Ansell, 2015). Grunnen til dette er strukturen og hvordan treet vokser. En kan

se på cellulose og hemicellulose som armeringen i trevirket og ligninen som betongen i trevirket. Treet vil ha størst styrke i fiberretning, så vil den ha betraktelig mindre styrke ortogonalt på fiberretningen i trevirket. Trykkstyrker er også større enn strekkstyrker.

Når treet vokser er da det binder mest CO₂, og det tar opp mindre når det er fullvoksent. Når trevirke dør og råtner slippes karbondioksidet ut igjen. Ved å hogge og benytte trevirket i bygg kan slik CO₂ lagres. (Erik Trømborg, 2021). Når byggets levetid er over, kan trevirket resirkuleres eller brennes for å produsere energi. Ved sistnevnte frigjøres riktignok karbondioksidet igjen.



Figur 2-2: Trevirket sitt livsløp (Jarle Aarstad, 2016)

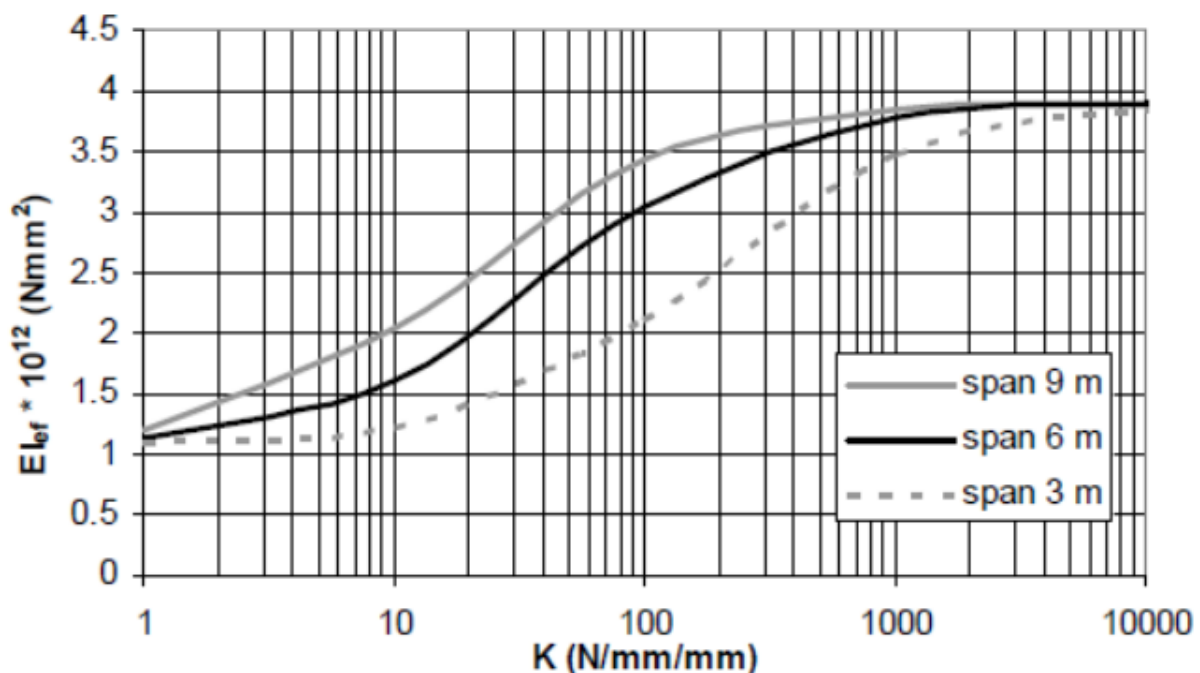
2.1.3 Smal bjelke (S-bjelke)

Smal bjelke er en smalere variant av en limtrebjelke. Limtrebjelker blir produsert ved at en limer sammen enkeltbord i tykkelser ifra 20-50 mm (Tronstad, 2019). En limtrebjelke er generelt bredere enn 90 mm. Er det ønsket med smalere bjelker enn dette, kan det benyttes en båndsag til å kappe limtrebjelke i mindre bredder enn 90 mm, som vil da bli det vi kaller for S-bjelker. For at dette skal være bærekraftig bør bjelken splittes på midten for å få to brukbare bjelker og redusere kapp. Grunnet denne kappingen av limtrebjelken vil kapasiteten i henhold til (NS-EN 14080, 2016) bli noe redusert. Dette blir bestemt etter hvor mange kapp som blir utført på bjelken. Det er tatt utgangspunkt i at limtrebjelken har en fasthetsklasse på GL30C.

Hvis det blir utført et kapp på bjelken, det vil si hvis en limtrebjelke deles i to, vil kvaliteten bli redusert ifra GL30C til GL28C. Hvis det blir utført flere kapp på en GL30C limtrebjelke kan fasthetsklassen til S-bjelken bli redusert fra GL30C til GL24C. Det blir tatt utgangspunkt i at bjelken blir kappet en gang, dermed får en fasthetsklasse GL28C (Kolbein Bell, 2018).

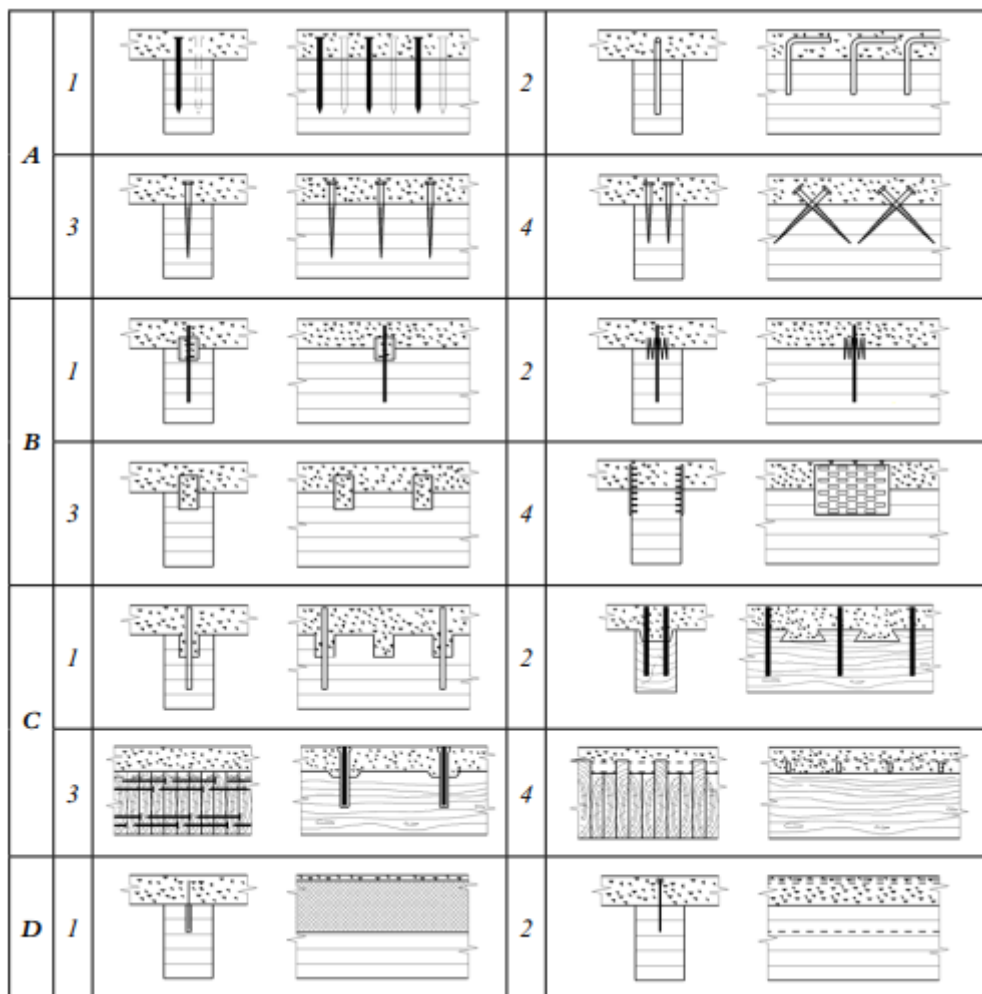
2.1.4 Viktigheten av skjærforbinder

For å få ett godt komposittdekk er en avhengig av en god skjærforbinder. Det er denne som sørger for at Steiners-tillegg fra betongflensen blir inkludert i stivheten. Mesteparten av bøyestivheten til dekket vårt er fra Steiners-tillegg, som er bidraget til “sjiktet” med arm fra felles tyngdepunkt. En god skjærforbinder kjennetegnes ved at den er stiv som resulterer i lite glidning (K_{ser} N/mm/mm). Det er bare denne faktoren fra skjærforbinderen som inkluderes når gamma beregnes for å beregne stivhet med gammametoden.



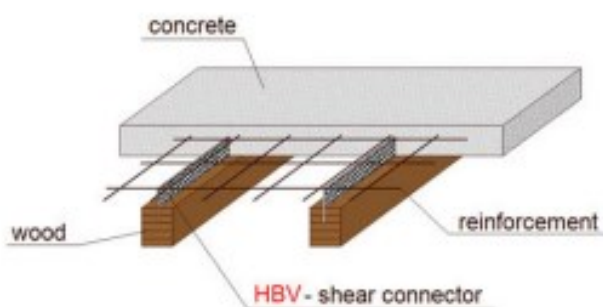
Figur 2-3: Diagrammet viser forholdet mellom effektiv stivhet av kompositt-dekket og slip modul K_{ser} til forbindelsen på en logaritmisk skala. (Linden, 1999).

Høy K_{ser} bidrar altså til stor utnyttelse av flens. Figur 2-3 viser at komposittvirkningen er høy allerede ved 100 N/mm/mm. Det hjelper derimot lite med høy K_{ser} om bruddkapasiteten ikke er stor nok. Da vil forbinderen ryke, som kan føre til kollaps av hele dekket. En god skjærforbinder bør dessuten også være prisgunstig, rask og enkel å installere.



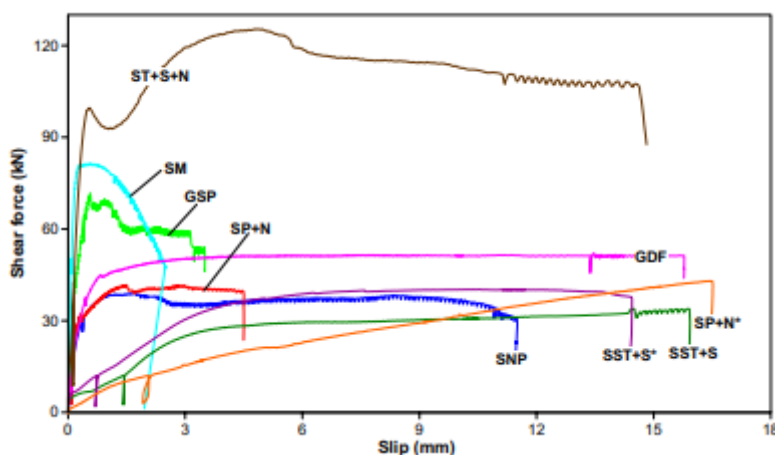
Figur 2-4: Ulike eksempler på skjærforbindere tre-betong: spiker (A1); limte og forsterket stålstenger (A2); vinkeljern (A3); skruer (A4); skråstilte skruer (B1); splittringer (B2); bulldogforbindelse (B3); stålrør (B4); spikerplate (C1); runde fordypninger i tre med forbindelser som hindrer oppløft (C2); firkantet fordypninger i tre med forbindelser som hindrer (C3); oppløft kopp formet fordypninger med forspente stålstenger (C4); spikrede treplanker og skjærforbinder slisset inn i hakkene (D1); stålgitter som er limt til trevirke (D2); og stålplate som er limt til trevirke (Lukaszewska, 2009).

Mellom betong og tre finnes det mange forskjellige varianter av skjærforbindere. Både kontinuerlige og forbindere med senteravstand. I denne rapporten er det valgt en kontinuerlig forbinder som er godt utprøvd og som har vist seg å kunne ha stor stivhet.



Figur 2-5: Illustrerer HBV skjærforbinderen som er benyttet i ett TCC dekke (ticomtec, 2011).

Det er en kontinuerlig gitterforbinder som limes med epoxy fast i en slisse skåret i S-bjelken slik som D1 i Figur 2-4 og Figur 2-5. Deretter kan armeringsnettets sveises fast til denne før støpning for å skape ekstra god heft. Forbinderen minner om strekkstål som også bidrar til god heft.



Figur 2-6: Diagram viser forhold mellom skjærkapasitet og slipp på skjærforbindere (Lukaszewska, 2009)

Denne forbinderen har derimot ikke blant de største bruddkapasiteter som vist i Figur 2-6. Den krever også liming med epoxylim som kan være kostbart sammenlignet med andre skjærforbindere. Epoxylim er ikke bærekraftig med tanke på utslipp, produksjon og som avfall, men det kreves små mengder ved bruk. Valget av denne skjærforbinderen kom etter å ha lest flere mastere om ett dekke som benyttet denne forbinderen. Lukaszewska utførte i 2009 en stor test av forskjellige typer skjærforbindere, der det viste seg at strekkståltypen var stivest, dog ikke sterkest. Ut fra Figur 2-6 ser en at SM, altså strekkstål, er stivest helt til

den flyter og deretter ryker. Om ikke skjærstyrke og/eller stivhet er stor nok og det ikke er ønskelig å redusere senteravstand mellom steg, er det mulig å ha flere skjærforbindere i bredden. Avstander må da riktignok kontrolleres.

2.1.5 Limte forbindelser

Akkurat slik som krysslimt tre og limtrebjelker er limt sammen av lameller med lim av typen melamin-urea-formaldehyd (MUF), kan limtrebjelker limes fast til krysslimt tre, og det er dette som er standard prosedyre. Gjerne i kombinasjon med skruer, altså en skrulimt forbindelse. Dette er hovedsakelig for å sørge for at limforbindelsen blir god. Etter limet tørker vil i praksis ikke lenger skruene bidra. Dette er fordi limet har langt høyere stivhet enn skruene, og derfor går til brudd før skruene bidrar. Styrken og stivheten til selve limforbinderen er enkel å beregne, da limet er både sterkere og stivere enn trevirket i alle retninger. Derfor kan stivhet og styrke settes som materialegenskapene til trevirket, med noe strengere modifikasjonsfaktorer (Magdalena Sterley, 2021).

MUF-lim har like gode brannegenskaper som trevirket, og reduserer derfor ikke kapasitet, i motsetning til polyuretan lim (PU) som delaminerer i kontakt med brann. (Splitkon, 2022)

2.1.6 Krysslimt tre (KL-tre)

Krysslimt tre er sammensatt av lameller som er limt på kryss sammen med samme MUF-lim som limtre-bjelker. Krysslimt tre kan også sammenstilles med tredybler eller mekanisk. Breddene på lamellene kan variere fra 45 mm til 85 mm. (Kolbein Bell, 2018) Splitkon som produserer krysslimt tre kan lage elementer opp til 3,5·16 meter. Ved pusset overflate maks bredde på 3,2 meter. Minste størrelse er 2,4 meter. Tykkelser kan variere fra 60 til 360 mm (Splitkon, u.d.).

Stivheten til det tverrgående sjiktet er mye lavere enn de langsgående sjiktene. E90-modulen til sjiktet er omtrent 30 ganger lavere enn E-modul. I tillegg er sjiktet også gjerne av lavere kvalitet og bidraget kan derfor ses bort fra. Det tverrgående sjiktet er der for å skape stivhet i begge retninger og for å skape mellomrom til langsgående sjikt som øker stivheten og styrken. Det tverrgående sjiktet fungerer da som en skjærforbinder mellom langsgående sjikt. Skjærstivheten til dette sjiktet er så lavt at glidningen bør inkluderes for å redusere bidraget til sjiktet utenfor. Dette gjøres ved å beregne K_{ser} med Formel 1 for dette sjiktet og videre

benytte den for vanlig beregning av gamma ved hjelp av Formel 16. K_{ser} formlene for tverrgående sjikt er blant annet benyttet ved lignende applikasjon av (Bajzecerová, 2017).

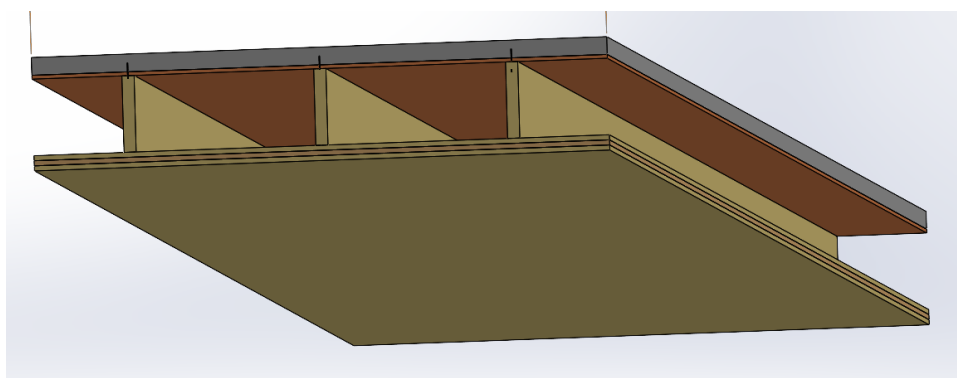
Formel 1: K_{ser} for tverrgående sjikt.

$$K_{ser} = \frac{B_{eff} \cdot G_{90}}{H}$$

- b_{eff} er bredden spenning blir overført i. I denne applikasjonen nærmere beskrevet i 2.2.3
- G_{90} er skjærstivheten på tverrs av fiberretningen.

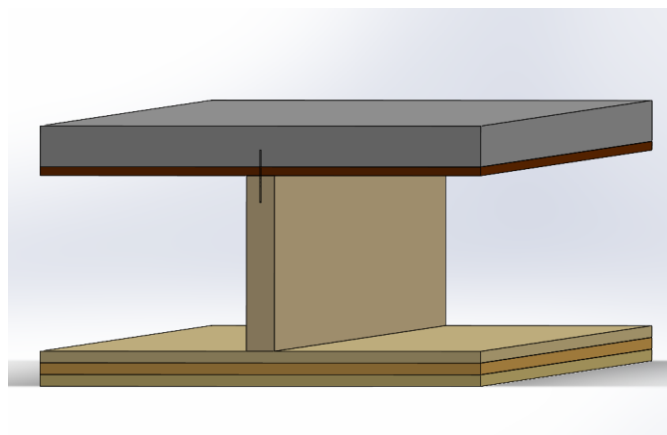
2.2 Grunnlag for beregning

Ett pusset krysslitt tre-element leveres fra Splitkon i bredder fra 2,4 til 3,2 meter. Med senteravstand på steg på 600 mm vil det da være aktuelt med elementbredde på 2,4 eller 3 meter. Figur 2-7 viser ett kompositt-element.



Figur 2-7: Viser ett kompositt-element. Merk at betongflens kan være bredere enn krysslitt tre.

Ved stivhetsberegninger i lengderetning beregnes stivhet på en I-seksjon. Den vil ha flenser lik senteravstand. Slik som Figur 2-8 illustrerer.



Figur 2-8: Viser en I-seksjon av komposittdekket.

2.2.1 Norsk standard (Eurokode)

Alt av beregninger er i henhold til Norsk standard så langt det lar seg gjøre. Da det ikke er noen standard for kompositt med både betong og tre, har det blitt forholdt seg til begge standardene og valgt den mest konservative der det skulle kunne oppstå komplikasjoner. Grovt sett er den effektive bredden til betong beregnet etter (NS-EN 1992-1-1, 2008) (uansett full bredde), effektive bredder på KL-tre etter (prEN 1995-1-1, 20XX), effektiviteten av skjærforbinder etter (prEN 1995-1-1, 20XX) og stivheter ved hjelp av gamma-metoden etter (prEN 1995-1-1, 20XX).

Laster er beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX) og (NS-EN 1995-1-1, 2013), og den branndimensjoneringen som er gjort er utført etter (NS-EN 1995-1-2, 2010)

Ved K_{def} for nedbøyning er tilhørende deformasjonsfaktorer fra både betong, S-bjelke og KL-tre er benyttet for å redusere stivheter. Ved K_{def} for skjærforbinder er K_{def} fra begge materialer benyttet, og lagt sammen etter Formel 33. Skjærforbinderen er også utprøvd og er teknisk godkjent i henhold til eurokoder. Godkjent i henhold til europeisk kode (Nr. Z-9.1-557) og har blitt bruk kommersielt på flere bygninger og bruer i Europa (Bahmer, 2014), (ticomtec, 2011).

Videre er nedbøyning og vibrasjonskrav utført etter (prEN 1995-1-1, 20XX).

2.2.2 I-bjelker

Når en bjelke blir påført ett moment må bjelken motvirke dette for å opprettholde seg rett. Dette motstandsmomentet er spenning $\frac{N}{mm^2}$ med en kraftarm fra tyngdepunktet til tverrsnittet. For at dette motstandsmomentet skal bli stort uten å overgå bruddspenningen til materialet er det derfor ønskelig at dette materialet har lang kraftarm vekk fra tyngdepunktet. Enkelt forklart gjelder det derfor å ha mest mulig areal med materiale vekk fra tyngdepunktet. Derfor er bjelker som regel høyere enn de er brede, og I-bjelke er en god måte å utnytte materialet på. Tyngdepunktet er i midten ved symmetriske bjelker, men beregnes ved hjelp av Formel 2 der bjelken ikke er symmetrisk.

Formel 2: tyngdepunktet til tverrsnitt.

$$z = \frac{\sum_i A_i \cdot r_i}{\sum_i A_i}$$

- z er armen til tyngdepunktet i tverrsnittet.
- A_i er arealet til det enkelte sjiktet.
- r_i er lengden på arm ifra tyngdepunkt til sjikt ifra et valgfritt utgangspunkt.

En kan beregne annet arealmoment ut fra Formel 3 og Formel 4. Ved bjelker av samme material, og multiplisere denne med normalspenningskapasiteten til materialet, og dividere på avstand til tyngdepunktet (halve høyde ved symmetri) der spenningen blir størst for å finne momentkapasiteten til dette tverrsnittet Formel 5. Strekk og trykk-kapasiteter er forskjellige for flere materialer, og en må derfor kontrollere den mest kritiske.

Formel 3: Annet arealmoment med tyngdepunkt om egen akse for rektangulære tverrsnitts-deler.

$$I_{y0} = \int_A z^2 dA = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

- I_{y0} er annet arealmoment for rektangulært tverrsnitt.

- A er arealet til tverrsnittet.
- z er armen til tyngdepunktet i tverrsnittet.

Formel 4: Steiners tillegg annet arealmoment med arm om felles akse.

$$I_y = I_{y0} + A_i \cdot r_{i,TP}^2$$

- A_i er arealet til det enkelte sjiktet.
- $r_{i,TP}$ er arm ifra senter av sjikt til tyngdepunkt.

Formel 5: momentkapasitet.

$$M = \frac{\sigma_x \cdot I_y}{z}$$

- M er det opptredene momentet.
- σ_x er den opptredene bøyepeningen.

Konsekvenser av I-bjelker er at tverrsnittet blir høyere enn en massiv bjelke med tilsvarende styrke selv om materialbruken blir mindre. Moment er stort sett dimensjonerende for en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last ved lenger spenn når tverrsnittet er bredt og massivt. Når tverrsnittet blir høyt og smalt, kan skjærkrefter bli dimensjonerende. Dette er enda mer kritisk for I-bjelker. Dette er fordi skjærkreftene er størst der bøyepeningen er null, altså tyngdepunktet, og det er derfor ønskelig med stor bredde på steget for å fordele skjærkreftene så ikke spenningen blir for høy. Dette kan en enkelt se på $b(z)$ i Formel 6:

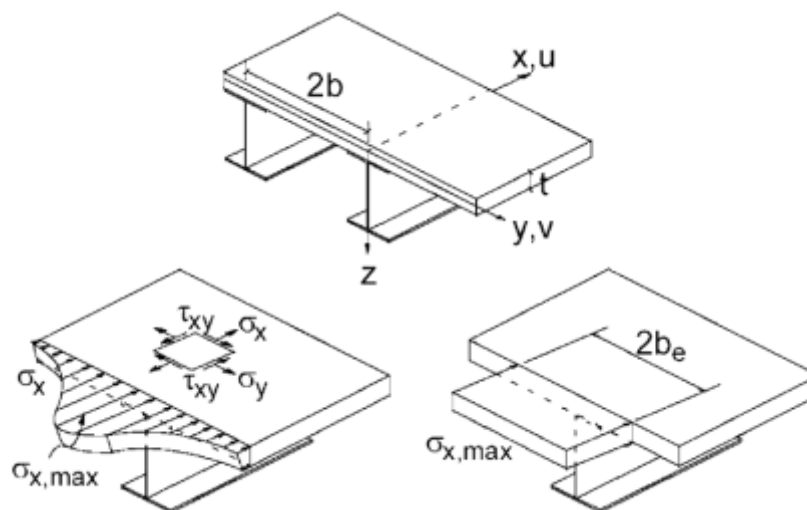
Formel 6: Skjærspenning.

$$\tau(z)_d = E_i \cdot \frac{V_{z,d} \cdot S_y(z)}{EI_{y,eff} \cdot b(z)}$$

- $\tau(z)_d$ er den opptredene skjærspenningen.
- $V_{z,d}$ er den opptredene skjærkraften.

- $S_y(z)$ er arealet multiplisert med arm til tyngdepunktet over eller under punktet som blir undersøkt.
- $EI_{y,eff}$ er E -modul multiplisert med annet arealmoment.
- $b(z)$ er bredden.
- Der E Kan strykes ved bjelker med samme E -modul i alle sjikt.

2.2.3 Effektive bredder



Figur 2-9: Effektiv bredde i flensen (Sang Ahn, 2004)

Elementær bjelketeori tar utgangspunkt i at spenningen er jevn i flenser, og full bredde er i bruk. Dette stemmer ikke med veldig brede flesner. Etersom flensene ikke er uendelig stive i sitt plan oppstår det såkalt «shear lag». Det vil si at spenningen varierer mellom stegene grunnet skjærtøyning i planet til flensen. Større bredde fører til større spenningsforskjeller. Dette må en ta høyde for da en ikke får utnyttet hele flensen, og stivheten og styrken blir redusert. Dette tar en høyde for ved å beregne en effektiv bredde der spenning antas å være konstant.

Formel 7: Er den totale effektive bredden beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (G.12).

$$b_{eff} = b_{rib} + \sum b_{ef,i}$$

- b_{eff} er den effektive bredden.
- b_{rib} er bredden til steget.
- $b_{ef,i}$ er effektiv bredde på hver side av steget.

For Krysslimt tre-flensen er denne beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX). Det er tre formler for beregning av effektiv bredde på hver side av steget. To for opplager (punktlast skjærkontroll) og en for bjelkemidte.

Formel 8 Effektiv bredde hver side av steget for bjelkemidte beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (G.13).

$$b_{ef,i} = b_{f,i} \left(\left(0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{b_{f,i}}{L} \right)^{0,9} \cdot \left(\frac{(E \cdot A)_x}{(G \cdot A)_{xy}} \right)^{0,45} \right) \right)$$

Formel 9: Effektiv bredde på hver side av steget for punktlast (opplager) der h steg/h krysslimt tre < 2 beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (G.14).

$$b_{ef,i} = b_{f,i} \left(\left(0,5 - 0,4 \cdot \left(\frac{b_{f,i}}{L} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{(E \cdot A)_x}{(G \cdot A)_{xy}} \right)^{0,1} \right) \right)$$

Formel 10: Effektiv bredde på hver side av steget for punktlast (opplager) der h steg/h krysslimt tre > 2 beregnet etter (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (G.15).

$$b_{ef,i} = b_{f,i} \left(\left(0,5 - 0,28 \cdot \left(\frac{b_{f,i}}{L} \right)^{0,3} \cdot \left(\frac{(E \cdot A)_x}{(G \cdot A)_{xy}} \right)^{0,3} \right) \right)$$

- $b_{ef,i}$ er effektiv bredde på hver side av steget.
- $b_{f,i}$ er senteravstand minus stegbredde.

- L er lengden på spennet.
- $(E \cdot A)_x$ er E modul til sjikt med fiberretning i spennretning multiplisert med høyde til sjikt og 1 meter bredde
- $(G \cdot A)_{xy}$ er G modul i spennretning multiplisert med høyde og 1 meter bredde. Altså inkludert G90 til tverrgående sjikt.

For at tilnærmingen skal være god stiller standarden 3 krav der h er høyden til hele tverrsnittet:

Formel 10: Hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) G.6(5).

$$0,02 \leq \frac{b_{f,i}}{l} \leq 0,25$$

Formel 11: Hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) G.6(5).

$$5 \leq \frac{(E \cdot A)_x}{(G \cdot A)_{xy}} \leq 22$$

Formel 12: Hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) G.6(5).

$$14 \leq \frac{l}{h} \leq 22$$

Da betong er langt stivere enn trevirke, er det fullt mulig å oppnå full bredde på flens ved lenger spenn. Dette kan kontrolleres etter (NS-EN 1992-1-1, 2008). Om det viser seg flensen er i nærheten av å måtte reduseres bør dette undersøkes nærmere da denne formelen er grov. Generelt om det er en fritt opplagt bjelke på 10 m, må senteravstand være rundt 2 meter før bredde må reduseres.

Formel 13: Er total effektiv bredde hentet ifra (NS-EN 1992-1-1, 2008) formel (5.7).

$$b_{eff} = b_w + \sum b_{ef,i}$$

- b_{eff} er den totale effektive bredden.
- B_w kan settes lik 0 mm ved forbindere.
- $b_{ef,i}$ er effektiv bredde på hver side av steget.

Formel 14: Effektiv bredde betongflens på hver side av steg i henhold til (NS-EN 1992-1-1, 2008) formel (5.7a).

$$b_{ef,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot L_0 \leq \min \begin{cases} 0,2 \cdot L_0 \\ b_i \end{cases}$$

- $b_{ef,i}$ er effektiv bredde på hver side av steget.
- $b_i = (\text{senteravtand steg} - \text{tykkelse steg})/2$.
- L_0 er avstand mellom momentnullpunkt og er da lik L ved fritt opplagt bjelke.

2.2.4 Kompositt og gamma-metode

Når en bjelke eller dekke er bygget opp av flere materialer, er det flere variabler som må inkluderes. Dette fordi materialene kan ha forskjellige spenningskapasiteter, og fordi stivheten til materialene påvirker fordelingen av krefter. Da er det viktig å inkludere E-moduler ved beregning. Annet arealmoment beregnes heller ikke, men EI beregnes. Dette beregnes akkurat som annet arealmoment i Formel 3 og Formel 4, men E-modul multipliseres med tilhørende sjikt. Når bøyespenninger skal kontrolleres benyttes Formel 15 der E-moduler er implementert. Formelen kan også omformuleres for å beregne momentkapasitet om en vet hvilket sjikt som er kritisk, men det er mer hensiktsmessig å kontrollere spenninger for ønsket momentkapasitet ved ett komplekst kompositt-tverrsnitt.

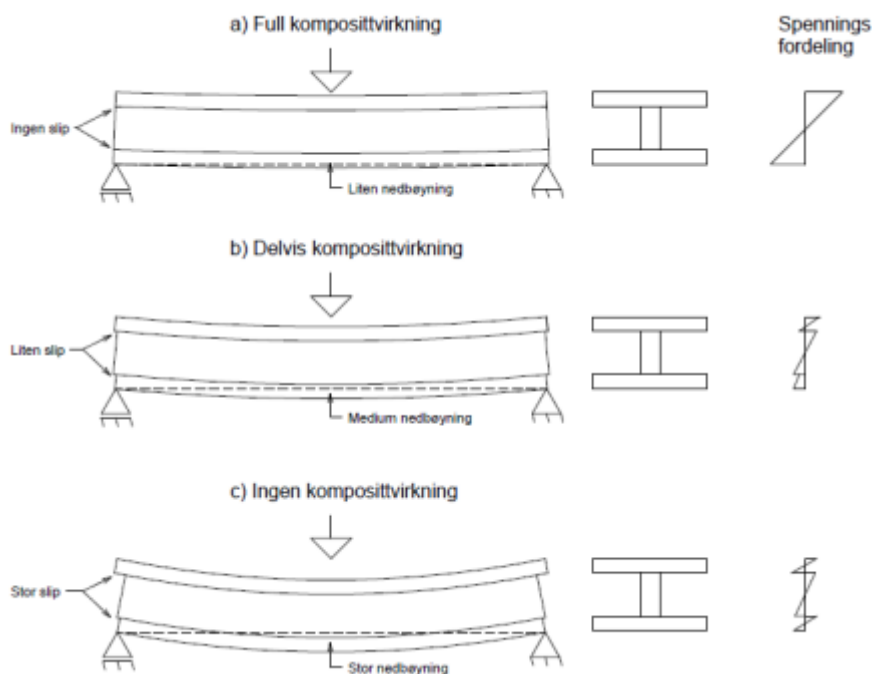
Formel 15: For kontroll av bøyespenninger.

$$\sigma_{xi} = z \cdot \frac{E_i \cdot M_y}{EI}$$

- σ_{xi} er opptredene bøyespenning.
- z er lengden på armen fra felles tyngdepunkt til punktet som undersøkes.
- E_i er E-modulen til sjiktet som kontrolleres.
- M_y er opptredene moment på bjelken.
- EI er E-modul multiplisert med annet arealmoment.

Skjærspenningene beregnes likt som i Formel 6, men med kompositt må altså E-moduler benyttes.

For å få komposittvirkning må sjiktene være forbundet til hverandre. Om denne forbinderen har lavere stivhet enn sjiktene den forbinder vil det oppstå glidning mellom sjikt.



Figur 2-10: Illustrer bjelke med full, delvis og ingen komposittvirkning (Martin Hartnes, 2016).

Grensene er fra null glidning og full komposittvirkning, til null friksjon og ingen komposittvirkning. Om komposittvirkningen er mellom disse grensene må det inkluderes ved beregning av styrke og stivhet. Derfor blir det i denne oppgaven benyttet gammametoden fra (prEN 1995-1-1, 20XX), som har vist å gi svært nøyaktige resultat på stivhet. Gammametoden er også i den eldre standarden (NS-EN 1995-1-1, 2013). Gamma-metoden er begrenset til to glidende forbindere.

Formel 16: beregning av komposittvirkning av gitt sjikt hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (I.2).

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{k_{i,ser} \cdot l^2}} \text{ for } i = 1 \text{ og } i = 3$$

- $E_i = \frac{1}{12} b_{eff,i} \cdot h_i^3$ E-modul til sjikt som blir forbundet til steg skal benyttes.
- $A_i = b_{eff,i} \cdot h_i$ er effektivt areal av det aktuelle sjiktet
- s_i er senteravstand mellom forbindere og kan settes lik 1 for kontinuerlige forbindere
- Effektivt areal og E-modul til sjikt som blir forbundet til steg skal benyttes.
- $k_{i,ser}$ er stivhet til forbinder for det aktuelle sjiktet.

K_{ser} er avhengig av hvilken type forbinder som benyttes og benevning er N/mm/mm og er kjent som «shifting modulus» og er da altså hvor mange newton som kreves for å forskyve sjiktene 1 mm. Ved en I-bjelke med flenser festet med forbinder med glidning, er det vanlig å beregne gamma 1 for toppflens og gamma 3 for bunnflens. Gamma 2 settes lik 1. Videre benyttes tilhørende gammaverdi når en arm fra ett sjikt på yttersiden til felles tyngdepunkt multipliseres inn for å redusere bidraget til disse sjiktene. Gammametoden er derfor begrenset til 1 forbinder med glidning over tyngdepunkt, og en forbinder med glidning under tyngdepunkt. En kan altså ikke ha glidning utenfor glidning.

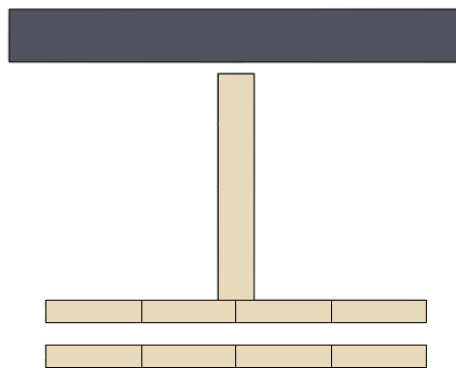
I informativt anneks i (prEN 1995-1-1, 20XX) og i (NS-EN 1995-1-1, 2013) er det forenklete formler for beregning av tyngdepunkt, stivhet og spenninger, men disse gjør en avhengig av at det bare er 3-sjikt, og tyngdepunkt til steget må være midt mellom innerkant av flenser. Dette passer dårlig med dekket som undersøkes i denne oppgaven grunnet blant annet glippe mellom steg og flens og to sjikt med 100% komposittvirkning innenfor sjiktene

med glidning. Det er altså i denne oppgaven mer enn 3 sjikt som inkluderes ved beregning. Derfor blir tyngdepunkt beregnet ut fra bunn av tverrsnitt, og ikke midten av steg slik som i NS. Videre er vanlige formler for stivhet og spenning med sjikt av forskjellig E-modul benyttet, men med gamma inkludert.

Formel 17: Tyngdepunkt med E-modul og gamma.

$$z = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot r_i}{\sum_i \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i}$$

- z er armen til tyngdepunktet i tverrsnittet
- E_i er E – modul til sjikt.
- A_i er arealet til det enkelte sjiktet
- r_i er lengden på arm ifra tyngdepunkt til sjikt ifra et valgfritt utgangspunkt.



Figur 2-11: Egen illustrasjon som viser glidesjikt der det er mellomrom og neglisjeringen av det midterste sjiktet i krysslåst tre.

Figur 2-11 illustrerer hvilke sjikt som ble inkludert ved stivhetsberegning av dette aktuelle tverrsnittet. Armering og tverrgående sjikt blir sett vekk fra. Glipe fra forskaling er inkludert. Komposittvirkning mellom innerste krysslåst tre-sjikt og bjelke er 100%. «Forbinder» med glidning er mellom bjelke og betong og mellom langsgående KL-tre sjikt.

Formel 18: Er effektiv bøyestivhet med forskjellige E-moduler og gamma basert på formel (I,1)) hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX).

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1} (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot z_i^2)$$

- $A_i = b_{ef,i} \cdot h_i$ er arealet av det aktuelle sjiktet
- $I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$ er annet arealmoment for sjiktet
- $\gamma_2 = 1$
- Maks 3 gammaer. Gamma 1 over tyngdepunkt og gamma 3 under.
- Merk at gamma og effektiv bredde kun inkluderes på Steiners tillegg. Dette er da fordi sjiktet har full effekt om egen akse.

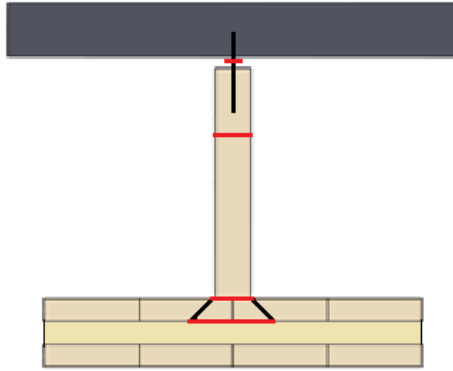
Der det holder å kontrollere bøyespennning på topp og bunn for tverrsnitt av samme materiale bør flere plasseringer testes med materialer med forskjellige stivheter og kapasiteter.

Bøyespennning kontrolleres med Formel 19:

Formel 19: Er den opptredende bøyespenningen med gamma og E-modul.

$$\sigma(z)_d = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot z_i \cdot M_{rd}}{EI_{eff}}$$

Skjærspenning bør også testes flere steder. Størst er skjærkreftene i tyngdepunktet. Også skjærforbindere bør testes. Krysslimt tre må også kontrolleres mot rulleskjær, som vil si skjærkrefter på tvers av fiberretning. Figur 2-12 illustrerer de fire plassene som blir kontrollert.



Figur 2-12: Er kritiske plasser der skjær blir kontrollert.

Effektiv bredde for kontroll av rulleskjær settes lik bredde + tykkelse innerste sjikt. Dette fordi skjærkreftene går 45 grader inn mot steg som figuren illustrerer.

Formel 20: Skjærspenningen gamma og E-modul

$$\tau(z)_d = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot S_y(z) \cdot V_{z,d}}{EI_{eff} \cdot b(z)}$$

- $\tau(z)_d$ er den opptrede skjærspenningen på ett gitt punkt.
- $b(z)$ er bredde på punkt som kontrolleres, og kan strykes om skjærstrøm ønskes og ikke skjærspenning. Skjærstrøm benyttes for å kontrollere skjærforbinder.
- EI er E-modul multiplisert med annet arealmoment. Er arealet av flere sjikt, må tilhørende E-modul benyttes.
- $S_y(z)$ er arealet multiplisert med arm til tyngdepunktet over eller under punktet som blir undersøkt.
- $V_{z,d}$ er den dimensjonerende skjærkraften.

Sy blir større etter hvor stor den effektive bredden er. Den effektive bredden blir større etter hvor langt ut fra opplager med moment lik 0 en er. Samtidig er skjærkraften størst ved opplager. Derfor kontrolleres skjærspenning på forbinder og rulleskjær litt ut fra opplager med effektive bredde ved opplager.

2.2.5 Bruddgrensetilstand (ULS - Ultimate Limit State)

Lastkombinering i bruddgrensetilstand tar for seg når konstruksjonen går til brudd.

Beregner bruddgrensetilstand i henhold til (NS-EN 1995-1-1, 2013) med likning 6.10a og 6.10b. Formlene er her forenklet til bruksområdet til dekket som er fritt opplagt uten forspenninger. Da 6.10a kun er dimensjonerende ved konstruksjoner som har høy egenvekt eller lav nyttelast, er det sannsynlig at 6.10b blir dimensjonerende. Generelt må egenvekt være en del høyere enn nyttelast for at 6.10a skal bli dimensjonerende. Med faktor for kontorbygg må egenlast være 3 ganger større nyttelast enn egenlast før 6.10a blir dimensjonerende.

Formel 21: er hentet ifra (NS-EN 1990, 2016) formel 6.10a.

$$6.10a: q_d = 1,35G_k + 1,5\psi_{0,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} 1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Formel 22: er hentet ifra (NS-EN 1990, 2016) formel 6.10b.

$$6.10b: q_d = 1,2G_k + 1,5Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} 1,5\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- q_d er den dimensjonerende jevnt fordelte lasten.
- G_k er egenlasten.
- $Q_{k,1}$ er dominerende nyttelast.
- $Q_{k,i}$ er øvrige nyttelaster.
- $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ kombinasjonsfaktorer som er avhengig av lasttype og bygningstype.
- i er nyttelast nummer ($i = 1, 2, 3 \dots$).

For å finne opptredende spenninger må en beregne tyngdepunkt og EI. Da benytter en gjennomsnittlige verdier og reell fremstilling av tverrsnitt for å få mest nøyaktig plassering av tyngdepunkt så ikke opptredende spenninger blir feil. Det er altså ikke ønskelig med

konservative anslag, da det er komplisert å forutse hva som er konservativt, og opptredende spenninger kan bli større enn beregnet. K_{ser} skal også endres til K_{uls} ved å multiplisere med $2/3$ noe som er litt motstridende, men er faktisk det som står i standarden.

Når den opptredende spenningen skal sammenlignes med kapasiteten, må den karakteristiske spenningen reduseres til dimensjonerende. Da multipliseres kapasitet med modifikasjonsfaktor og divideres på materialfaktor. Ved test av skjær må og K_{cr} inkluderes som er en faktor som reduserer bredden til bjelken ved test av skjær grunnet sprekker.

Da det ikke oppstår spenning i flenser før $0,05 \cdot L$ ut fra opplager der moment er 0, blir effektiv bredde er lik stegbredde etter G.6.(8) (prEN 1995-1-1, 20XX) rett ved opplager. Vred som er redusert skjærkraft kan benyttes om bjelken er lagt opp på en bjelke eller bærevegg, da skjærkrefter går 45 grader ut fra opplager

2.2.6 Bruksgrensetilstand (SLS - Serviceability Limit State)

Bruksgrensetilstand tar for seg nedbøyning og vibrasjon.

Nedbøyningskrav

For umiddelbar nedbøyning W_{inst} benyttes karakteristisk last og karakteristisk stivhet for å kontrollere nedbøyning. For å beregne langtidseffekter er det derimot noe mer komplisert. Nedbøyning introduserer faktorer som reduserer stivhet. K_{def} hentes ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) tabell 5.2 for tre og beregnes etter (NS-EN 1992-1-1, 2008) figur 3.1 for betong.

For nedbøyning er laster noe komplisert. Laster blir redusert etter «nedbøyning av sammensatte tverrsnitt med forskjellige kryppoppførsel. 9.2.2» (prEN 1995-1-1, 20XX). Dette minner om fremgangsmåte i betongstandarden. Når nedbøyning beregnes deles karakteristiske laster opp. Nyttelast multiplisert med kombinasjonsfaktor i tillegg til egenlast benyttes på den reduserte stivheten. Resterende last benyttes på karakteristisk stivhet

Egenvekt addert med nyttelast multiplisert med kombinasjonsfaktor benyttes på det tverrsnittet med E-moduler, G-moduler og skjærforbinder redusert med K_{def} . Deretter benyttes den resterende nyttelasten på karakteristisk stivhet.

Kortidslast:

Formel 23: er hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel 9.8.

$$\sum F_d = (1 - \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{j>1} (\psi_{0,j} - \psi_{2,j})G_{k,j}$$

Langtidslast:

Formel 24: er hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel 9.9.

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{2,1}Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,j}G_{k,j}$$

- $G_{k,i}$ er egenlasten.
- $Q_{k,1}$ Dominerende nyttelast.
- $Q_{k,j}$ er øvrige nyttelaster.
- $\psi_{2,1}$, $\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$ kombinasjonsfaktorer som er avhengig av lasttype og bygningstype.
- j er nyttelastnummer ($j=2,3,4 \dots$).

For å beregne nedbøyning fra bøyepening trenger en EI_{eff} . Det er bøyning som står for majoriteten av nedbøyning. I tillegg kommer noe nedbøyning fra skjærbøyning. Denne er ofte neglisjerbar, men for høye smale tverrsnitt bør den undersøkes. For å beregne skjærnedbøyning benytter en skjærmodul, GA_{eff} . For finne GA_{eff} trenger en først skjærmodul til hvert enkelt sjikt.

For å beregne skjærmodulen til betong kan det benyttes følgende formel:

Formel 25: Er skjærstivheten til betongen.

$$G_c = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

- G_c er skjærmodulen til betongen.

- E_c er elastisitetsmodulen til betongen.
- ν er Poissons konstant som kan settes til 0,2 med betong uten store riss hentet ifra (NS-EN 1992-1-1, 2008) 3.1 (4).

Formel 26: er korrigerende skjærkoeffesient hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (G.16).

$$k = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left(\frac{b_{eff}}{b_w}\right)^{0,7}}{\left(\frac{h_w}{h_f}\right)^{0,5}}$$

- k er den korrigerende skjærkoeffisienten.
- b_{eff} er den effektive bredden til KL-treet.
- b_w er bredden til steget.
- h_w er høyden til steget.
- h_f er høyden til flensen.

Når en beregner den effektive skjærstivheten til dekket så adderer en G-modulen til sjiktene multiplisert med arealet til sjiktene. Det blir brukt en korrigerende skjærkoeffesient hentet fra Formel 26 på sjikt av tre.

Formel 27: Beregner ut den effektive skjærstivheten til hele dekket.

$$(GA_{eff})_x = G_c \cdot A_c + k \cdot \sum_{i=1} G_i \cdot A_i$$

- $(GA_{eff})_x$ er den effektive skjærstivheten til dekket.
- G_i er G-modulen til tre-sjiktene.
- A_i er arealet til tresjiktene.

- G_c er G-modulen til betongen.
- A_c er arealet til betongen.
- k er korrigerende skjærkoeffesient.

Ved umiddelbar deformasjon brukes den karakteristiske lasten, og det blir tatt hensyn til skjærtilllegg.

Formel 28: Er umiddelbar nedbøyning.

$$w_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q_k \cdot L^4}{EI_{eff}} \right) + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{q_k \cdot L^2}{GA_{eff}} \right)$$

Benytter altså denne formelen to ganger for å finne langtidsnedbøyning. Med langtidslast delt på redusert stivhet, og resterende last som kortidslast delt på den karakteristiske stivheten. En trenger da altså å beregne redusert E-modul og redusert G-modul.

Formel 29: For redusert E-modul som skyldes kryp er hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (4.3).

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}}$$

- $E_{mean,fin}$ er redusert E-modul som skyldes kryp.
- E_{mean} er gjennomsnittlig E-modul.
- k_{def} er kryptallet.

Formel 30: For redusert G-modul som skyldes kryp er hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (4.4)

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + k_{def}}$$

- $G_{mean,fin}$ er redusert G-modul som skyldes kryp.
- G_{mean} er gjennomsnittlig G-modul.
- k_{def} er kryptallet.

Det er mulig å beregne kryptall med formler for betongen, men da disse er komplekse så kan en benytte diagram gitt i (NS-EN 1992-1-1, 2008) figur 3.1. der $\varphi(\infty, t_0)$ er endelig kryptall

- t_0 er betongens alder på belastningstidspunktet i døgn.
- h_0 er den effektive tverrsnittstykkelsen $= 2A_c/u$, der A_c er betongens tverrsnittsareal og u er delen som er eksponert for uttørring.
- N er klasse N etter 3.1.2 (6) og er sementtypen som er normalt mest benyttet.

Formel 31: Er hentet ut ifra (NS-EN 1992-1-1, 2008) formel (7.2).

$$E_{c,fin} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

- $\varphi(\infty, t_0)$ er kryptallet for den aktuelle lasten og tidsintervallet.

Formel 32: Er redusert G -modul som skyldes kryp.

$$G_{c,fin} = \frac{G_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

- $\varphi(\infty, t_0)$ er kryptallet for den aktuelle lasten og tidsintervallet.

Ettersom skjærforbindere fester sammen to ulike sjikt må det tas hensyn til to forskjellige kryp verdier.

Formel 33: Beregning av kryptall til skjærforbinder basert på (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (5.2).

$$K_{sls,kryp} = \frac{K_{sls}}{(1 + k_{def})}$$

- $K_{def} = 2 \cdot \sqrt{K_{def,S-bjelke} \cdot \varphi(\infty, t_0)}$ reduserer kapasiteten til skjærforbinder som skyldes kryp på langtidslast hentet ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (4.5)

Ved nedbøyningsberegning deles laster inn i kortidslast og langtidslast i henhold til Formel 23 og Formel 24

Formel 34: Er nedbøyningsformel som tar hensyn til skjærtilllegg og krypdeformasjoner

$$w_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q1 \cdot L^4}{EI_{eff,kryp}} + \frac{q2 \cdot L^4}{EI_{eff}} \right) + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{q1 \cdot L^2}{GA_{eff,kryp}} + \frac{q2 \cdot L^2}{GA_{eff}} \right)$$

- w_{fin} er nedbøyningen tatt hensyn til alt utenom svinn
- $q1$ er den jevnt fordelte langtidslasten
- $q2$ er den jevnt fordelte korttidslasten
- L er det samme som spennlengden
- EI_{eff} er den effektive bøyestivheten
- GA_{eff} er den effektive skjærstivheten
- $EI_{eff,kryp}$ er den effektive bøyestivheten som skyldes kryp
- $GA_{eff,kryp}$ er den effektive skjærstivheten som skyldes kryp

Det er gjort lite forskning på svinn for komposittdykker, og det er ikke utarbeidet noen anerkjente formler for å anslå dette. Det ble derfor ikke mulig å beregne svinn i denne oppgaven. Noe forskning viser derimot at svinn kan være en stor andel av nedbøyning, så det bør derfor være god margin til kravet.

Tabell 2-1: Grenseverdier for nedbøyninger i bjelker hentet ifra (NS-EN 1995-1-1, 2013) tabell NA.7.2

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	L/300 til L 500	L/250 til L 350	L/150 til L 300

Nye vibrasjonskrav

I de siste årene har reglene rundt vibrasjon vært noe uklare. Tidligere har målet vært å unngå lavere egenfrekvens enn 4 ganger gangfrekvens, der gangfrekvens er 1,5 Hz til 2,5 Hz,

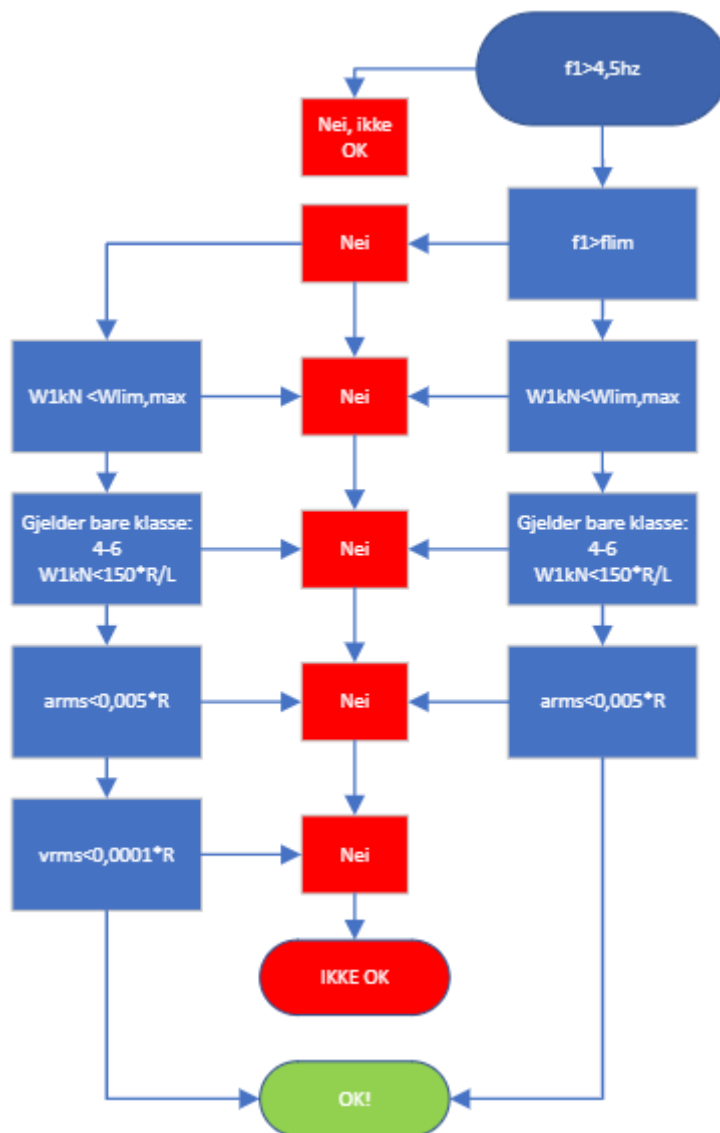
avhengig av spennet på dekket og muligheter til å gå fort. Ha Chui kriteriet (Lin J Hu, 2016) er ofte brukt på frekvenser ned til 8 Hz, men det krever unødvendig høy stivhet og lav vekt som er det eneste kravet som stilles. Et annet krav er Anders Homb kriteriet. På dette kravet (Homb, 2007) må en ha frekvens over 12,5 Hz. Dette har vist seg å være vanskelig å oppnå for tredekker ved større spenn. Egenfrekvens lavere enn 8 Hz er ikke nødvendigvis kritisk, gitt treghet/akselerasjon treg nok til at det krever urealistisk stor energi for å få svingningene i gang. Derfor var det nødvendig med lavere krav for å få tredekker mer utbredt.

Før vibrasjonskontroller utføres må egenvekt, spenn og stivhet i x og y retning være beregnet. Det trenger ikke å være ett toveisdekke for å ha stivhet i to plan. Stivhet kan beregnes om dekkene er koblet sammen, eller om påstøp er kontinuerlig i begge retninger slik som dekket i denne oppgaven. En form for forbindelse mellom dekker må uansett være til stede om dekket også skal fungere som avstivende skive for horisontale laster fra vind og skjevstillinger. Standarden dekker også beregning av effektiv bredde for etasje ved bruk av tverrgående bjelke ved midten av spenn. Krav kan oppnås uten toveiseffekter eller konservativt anslag, men kravene er fortsatt relativt strenge for å oppnå høy kvalitetsklasse. I dette kapittelet vil det bli tatt for seg fritt opplagt enveisdekke med tverrbidrag.

Tabell 2-2: Kravene er avhengig av hvilken «performance level» som er ønsket for bruk av bygg hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) tabell 9.2.

	Klasser (Selve klassebenevning gjelder hovedsakelig kontor. Blokk og enebolig er noe snillere)					
	Kvalitetsklasse			Standardklasse		Økonomiklasse
Level	1	2	3	4	5	6
Response factor R	4	8	12	24	36	48
Max nedbøyning 1kN $w_{1kn} [mm] <$	0,25		0,5	1,0	1,5	2,0
Stivhet krav $w_{1kn} [mm]$ < Gjelder bare klasse 4-6	$150 \cdot \frac{R}{L}$					

f_1 [Hz] >	4,5
a_{rms} [m/s ²] <	$0,005 \cdot R$
V_{rms} [m/s] < (gjelder når $f_1 < f_{lim}$)	$0,0001 \cdot R$



Figur 2-13: Flytskjema som viser hvordan en kan oppnå vibrasjonskravene i (prEN 1995-1-1, 20XX).

Først og fremst må egenfrekvensen til dekket være over 4,5 Hz. Nebøyning eller stivhetskrav og arms må alle dekker kontrolleres for. V_{rms} trenger ikke å kontrolleres om egenfrekvens er over f_{lim} . f_{lim} for klasse 6 er 7 Hz og f_{lim} for klasse 1-5 er 8 Hz.

Formel 35: Er formel egenfrekvens hentet ut ifra (prEN 1995-1-1, 20XX) formel 9.14.

$$f_1 = k_{e,1} \cdot k_{e,2} \cdot \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}}$$

- m er karakteristiske laster: egenvekt av dekket og permanente laster 10% av nyttelast [kg/m^2]
- $k_{e,1} = 1$ ved enkelt spenn fritt opplagt
- $k_{e,2} = \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{L}{B}\right)^4 \cdot (EI)_T}{(EI)_L}}$ Ved lav stivhet i tverretning fort lik 1
- $(EI)_L$ = stivhet i lengderetning 1m bredde
- $(EI)_T$ = stivhet i tverretning 1m bredde
- L og B er lengde og bredde til etasje

B_{ef} beregnes også for gulvbredde. Denne må ikke forveksles med effektiv bredde til flens i en I-seksjon. B_{ef} er bredden som tar opp punktlaster ved noen vibrasjonskontroller, og er derfor svært avhengig av stivhet i tverretning.

Formel 36: Effektiv bredde for hele etasjen som tar opp punktlaster for vibrasjonskrav hentet fra (prEN 1995-1-1, 20XX) 34

$$B_{ef} = \min \left\{ 0,95 \cdot L \cdot \left(\frac{\left(\frac{(EI)_T}{(EI)_L} \right)^{0,25}}{B} \right) \right.$$

Formel 37: Kontroll av nedbøyningen ved 1 KN punktlaster hentet fra (prEN 1995-1-1, 20XX) (9.17)35

$$w_{1kN} = \frac{FL^3}{48 \cdot (EI)_L \cdot B_{ef}}$$

Kvadratisk gjennomsnitt «root mean square» er benyttet i standarden for å finne gjennomsnittlige verdier for akselerasjon og hastighet som vil foregå periodevis grunnet gangfarten den blir utsatt for. Formelen under tar høyde for at svingningene vil bevege seg på negativ side av akse dermed er funksjonen opphøyd i andre.

Formel 38: Viser hvordan kvadratisk gjennomsnitt av en valgfri svingning funksjon er utledet.

$$x_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T x(t)^2 dt}$$

- x_{rms} er kvadratisk gjennomsnitt.
- T er perioden til svingningene.
- $x(t)$ er $\frac{\text{akselerasjonen}}{\text{hastigheten}}$ ved svingningene.

Formel 39: kvadratisk gjennomsnittlig akselerasjon beregnes som følgende. I henhold til (prEN 1995-1-1, 20XX) formel (9.21).

$$a_{rms} = \frac{k_{res} \cdot \mu \cdot F_h}{\sqrt{2} \cdot 2 \cdot z \cdot M^*}$$

- $k_{res} = \max \left\{ 0,192 \cdot \frac{B}{L} \cdot \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right)^{0,25} \right. \\ \left. 1 \right.$ formel (9.22) “account for higher modes”.
- $\mu = 0,4$ default. Kompenserer for at en sjelden går på bjelkemidte. Bør vurderes å økes til 0,8 om person har mulighet til å gå 10m uforstyrret.
- $F_h = 50N$ kraft som en gående person lager horisontalt ved gangfart.
- $z (\zeta)$ er dempingsforholds faktor som kan bestemmes etter 9.3.1. (3) om ikke bedre verdier er tilgjengelige. 0,025 for TCC.
- $M^* = \frac{m \cdot L \cdot B}{4}$ formel (9.23)
- $\sqrt{2}$ endrer fra peak value til gjennomsnittlig root square-value.

Formel 40: Kvadratisk gjennomsnittlig hastighet beregnes som følgende i henhold til (prEN 1995-1-1, 20XX)
formel (9.28).38

$$v_{rms} = v_{Tot,peak}(0,65 - 0,01f1)(1,22 - 11z)\eta$$

- $v_{tot,peak} = k_{imp} \cdot v_{1,peak}$ formel (9.27).
- $k_{imp} = \max \left\{ 0,48 \cdot \frac{B}{L} \cdot \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right)^{0,25} \right. \\ \left. 1,0 \right\}$ formel (9.26).
- $v_{1,peak} = k_{red} \cdot \left(\frac{I_m}{M^* + 70kg} \right)$ formel (9.25).
- k_{red} er en reduksjonsfaktor som kan settes til 0,7.
- $I_m = \frac{42 \cdot f_w^{1,43}}{f_1^{1,3}}$ formel (9.24).
- f_w er frekvensen ved gangfart som settes til 2,5 Hz ved dekker der en person har mulighet til å gå mer en 10m uforstyrret (konservativt) 9.3.3 (2).
- f_1 er gulvets egenfrekvens som er beskrevet over.
- z er dempingsforhold-faktor som kan bestemmes etter 9.3.1. (3) om ikke bedre verdier er tilgjengelige. 0,025 for TCC.
- $\eta = 1,35 - 0,4 \cdot k_{imp}$ når $1,0 \leq k_{imp} \leq 1,7$ ellers $\eta = 0,67$ formel (9.29).

2.2.7 Kombinasjoner

For å dimensjonere ett dekke for henholdsvis brudd og bruksgrense må en altså beregne stivheter for flere kombinasjoner av effektive bredder og forbinder. Denne tabellen viser de forskjellige kombinasjonene som benyttes for de forskjellige kontrollene:

Tabell 2-3: Viser ulike brudd og brukskriterier som må testes i henhold til (prEN 1995-1-1, 20XX) tabell (4.3, 4.4 og 4.5):

Flensbredder:	ULS (2/3 K_{ser})	SLS K_{def}	SLS K_{ser}
Opplager flens	Skjærbrudd ved opplager		
Midspan flens	Bøyebrudd på bjelkemitte		Vibrasjon og umiddelbar nedbøyning
Opplager bredde lik steg	Skjærbrudd steg		
K_{def} Midspan flens		Kryp nedbøyning	

Her må en beregne 5 forskjellige tyngdepunkt og EI_{eff} for å utføre brudd, vibrasjon og nedbøyningskontroll. Enda flere må beregnes for redusert tverrsnitt ved brann. Dette er også effektive stivheter som kun gjelder for en gitt spennlengde, da effektivitet på både flens og forbinder øker ved lenger spenn.

2.2.8 Branndimensjonering

En detaljert brannanalyse blir ikke gjennomført denne i denne oppgaven da det blir for omfattende. Ett enkelt anslag blir derimot gjennomført for å se om denne dekkelsen kan være realistisk. Ved branndimensjonering av trevirke kontrollerer en det resterende tverrsnitt etter en gitt tid under brann. Trebygg over 5 etasjer er i risikoklasse 3 i henhold til TEK 17 §11-3 og 2 (Direktoratet for byggekvalitet, 2017) som videre gir at hovedbæresystem skal klare R90 krav, som vil si 90 minutt med brann.

Formel 41: Forkullingsdybde beregnet etter (NS-EN 1995-1-2, 2010) formel (4.1).

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

- $d_{char,n} = \beta_n \cdot t$ formel (3.2).

- $\beta_n = 0,7\text{mm/min}$ for limt laminert trevirke i henhold til tabell 3.1.
- t er tiden på brannforløpet som dekket skal klare.
- k_0 kan settes lik 1 i henhold til tabell 4.1 når $t \geq 20\text{min}$.
- d_0 kan settes lik 7mm formel (4.1).

Det resterende tverrsnittet skal klare laster, men det er ikke gitt at dekket må dimensjoneres opp av den grunn. Ulykkestilstand 6.11b reduserer nemlig lastene kraftig. Karakteristisk egenlast og nyttelast benyttes, i tillegg til at nyttelast reduseres med gaffelfaktor. I tillegg skal materialfaktorer og K_{mod} settes lik 1. Kapasitet kan økes ytterligere ved å øke fra standard kapasitet som er 5% fraktil til 20% fraktil.

Formel 42: Forenklet ulykkestilstand der nyttelast ikke er vindlast i henhold til (NS-EN 1990, 2016) 6.11b.40

$$6.11b: 1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} 1,0 \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

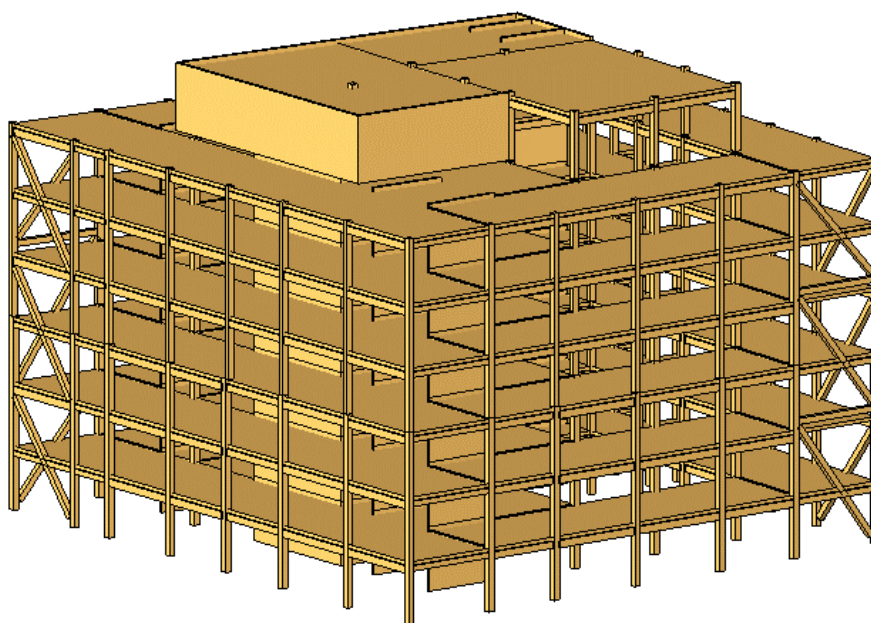
- G_k er egenlasten.
- $Q_{k,1}$ er dominerende nyttelast.
- $Q_{k,i}$ er øvrige nyttelaster.
- $\psi_{2,i}$ kombinasjonsfaktorer som er avhengig av lasttype og bygningstype (0,3 for kontorbygg). (NS-EN 1990, 2016)
- i er nyttelast nummer ($i = 1,2,3 \dots$).

I en brann vil tverrsnittet eventuelt bli angrepet fra undersiden. Det vil si at det først er bunnflensen som forkuller. Treverk har lav varmeledningsevne og isolerer godt mot brann. Det er derfor rimelig å anta at skjærforbinder og betongflens opprettholder egenskaper.

Det er mulig å forsinke forkullingstid ved hjelp av brannmaling, impregnering eller isolering med gips. Trevirket kan faktisk impregneres slik at det ikke brenner, men bare forkuller. En konsekvens av dette er at trevirket blir sprøtt og tverrsnittet reduseres.

2.3 Grunnlag for kostnad- og miljøberegninger

I denne oppgaven er det ønskelig å sammenlikne dekket opp mot andre alternativer når det gjelder miljø og kostnad. Dette gjøres med anslagsberegninger på tverrsnittet til dekkene. I realiteten er utslipp og kostnad avhengig av oppbygning og bæresystem til hele bygget. Ved lenger spenn kan det benyttes færre bæreelementer i bærekonstruksjon, samtidig som bjelker og søyler må dimensjoneres opp. Dette kan også påvirke byggetid som igjen påvirker kostnader. Figur 2-14 viser hvordan ett typisk ramme bæresystem ser ut, der dekker er lagt opp på bjelker og søyler. Dekkene i dette bygget er stort sett 6 meter, og med dekke som klarer 12m spenn kunne derfor grovt sett halvparten så mange søyler og bjelker vært benyttet.



Figur 2-14: Bæresystem til O2-huset hentet ifra (NOKR, u.d.)

I kostnad og miljøberegning i denne oppgaven er det ingen fordeler ved lenger spenn da materialbruken på dekket må økes og det bare er dekker vi inkluderer i anslag.

I oppgaven har det blitt sammenlignet med følgende dekker:

- Krysslimt tre med betong påstøp benyttet i O2-huset.
- Hulldekket HD265 med EPS og betong påstøp med nedforing.

- Samme Hulldekket, men uten nedforing med overflatebehandling isteden.

Oppbygning av de ulike løsningene finner en i vedlegg A, B og C. Til disse beregningene er det benyttet norsk prisbok som er utviklet av Norconsult. Prisene er hentet ut den 06.04.2022. I Norsk prisbok kan en få kvadratmeterpris på ferdige dekker. Det er også mulig å få priser på enkelte materialer. Når hulldekkene ble priset ble det tatt utgangspunkt i et ferdig HD265 dekke, som det ble lagt til ekspandert polystyren, betong-påstøp og armering. For KL-tredekket med påstøp og komposittdekket, har det blitt tatt hvert enkelt materiale for seg selv og addert dem. På komposittdekket er det ikke inkludert skjærforbinder HBV shear connector eller epoxylim fordi det er ønskelig å kun basere seg på tall fra norsk prisbok.

3 Case

Det ble brukt mye tid og energi på å kontakte firma for å finne informasjon til referansebygg, men det lyktes ikke. Bedriftene er sparsomme med å dele informasjon – muligens grunnet ønske om å beholde konkurransefortrinn. Av det gruppen kunne finne fra forskjellige kilder er følgende:

- Valle wood: 7,5 meter spenn, kontorbygg, 80 mm påstøp og 160 mm krysslåst tre-element med komposittvirkning. Bare 240 mm tykt da det var viktig med ett tynt dekke da det i utgangspunktet skulle være ett tradisjonelt bygg med bæresystem av stål med betongdekker. (Bergskaug, 2020) og (Joelsen, 2019)
- O2-huset: 6 meter spenn, kontorbygg, 70 mm påstøp, 220 mm krysslåst tre-element uten komposittvirkning. Totalt 310 mm tykt. (Johan Brøndbo, 2020)
- Kongsvinger ungdomsskole: 9,2 meter spenn skole, ingen betong, kassett-dekke med topp og bunnflens av 160 mm flenser og steg av 180 mm limtrebjelke. Bredde uvisst. Totalt 500 mm tykt. (Bergskaug, 2020)
- Bruavegen Elvepark: 12 meter spenn, boligblokk, 100mm påstøp, ekspandert polystyren 50 mm, HD265 hulldekke tykkelse 265 mm. Total tykkelse 415 mm.

Ut fra dette ble variabler satt så generelt som mulig for størst overføringsevne til lignende bygg. Rammene er inspirert av master-oppgavene om komposittdেকে til (Skaare, 2013), (Ola Alm, 2015) og bachelor (Johan Brøndbo, 2020) om O2-bygget som er ett kontorbygg med krysslåst tredekker med påstøp. Tykkelse på betongstøp er 70 mm slik som flere andre bygg da dette er minste tykkelsen for armert betonggulv. Det tykkeste dekket som blir beregnet i denne oppgaven blir totalt 475 mm som er tykt, men ikke urealistisk. Sammenlignet med betongdekker og massive tredekker kan tekniske føringer plasseres inne i dekket, og himlingen er allerede ferdig.

Det ble valgt å benytte karakteristisk nyttelast til kontorbygg som er 3 kN/m^2 med tilhørende variabler. Dette er ellers samme nyttelast som kategori C1, som innebærer blant annet skoler, kafeer, restauranter, spisesaler og leserom. Det ble i tillegg lagt til en nyttelast på $0,8 \text{ kN/m}^2$

fra tekniske laster, skillevegger og lignende. Forskjellige spenn ble testet, med utgangspunkt fra 10 m da byggherre ofte ønsker ett spenn på 9-10 meter for å få store nok rom. (Johan Brøndbo, 2020). Denne lengden ble også valgt da dette er ett spenn som generelt er lenger enn det KL-tredekker oppnår.

For vibrasjonskrav blir gulvbredde satt likt som spennlengde. Dette er konservativt da de fleste bygg har større gulvbredde enn spennlengde. For brann antas bygget over 5 etasjer som gir risikoklasse 3 og videre R90 krav.

Ved kostnad og klimaberegninger er alternativer med krysslimt tre med påstøp, og hulldekke av betong benyttet for sammenligningsgrunnlag. Henholdsvis dekket som ble benyttet i O2-huset. Hulldekket (HD265) er samme som ble benyttet i Bruavegen elvepark.

4 Metode

Det finnes i hovedsak to forskjellige vitenskapelige metoder. Kvantitativ og kvalitativ. Kvantitativ data baserer seg vanligvis på tall fra analyser og beregninger. Kvantitativ forskning handler om konkrete og målbare data. Kvalitativ data baserer seg gjerne tekstbasert data fra få enheter gjennom for eksempel intervju. Kvalitativ er gjerne brukt ved litteraturstudie.

Til å løse oppgaven er det hovedsakelig benyttet kvantitativ metode. Gruppen har benyttet noe kvalitativ tilnærming til å komme opp med et konsept som er ønsket å teste, da gjennom litteraturanalyse og intervju med bedrifter og personer for å komme opp med best mulig løsning. Alt av videre undersøkning, digital testing og beregning er kvantitativ metode benyttet for å finne ut om en slik løsning kan være konkurransedyktig.

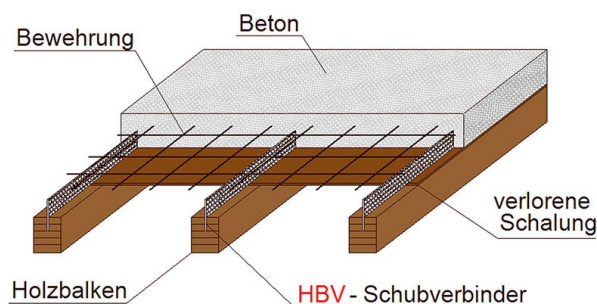
4.1 Konseptfase

Temaet for oppgaven ble omfattende, men det var i hovedsak ribbedekke som var tema. Det ble vurdert å bare se på skjærforbindere, men da det viste seg at forbinder mellom tre mot tre og tre mot betong allerede var godt utforsket, ble det valgt bort. Ribbedekke (krysslimt tre med bjelker) og hulroms/kassett-dekker er det også gjort mye testing på. Figur 4-1



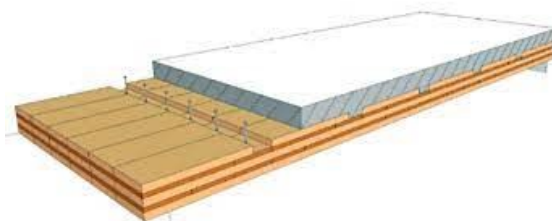
Figur 4-1: Illustrasjon hentet ifra brosjyre (Stora-Enso, u.d.).

Betongdekker med dragere av limtre er også tidligere testet, men her får en ikke innklimaet og estetikken himling av krysslimt tre gir. Dessuten vil en bunnflens gi enda høyere materialutnyttelse.



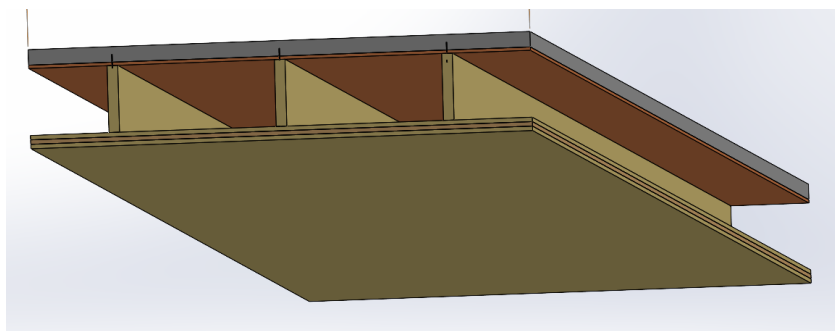
Figur 4-2: Illustrerer HBV skjærforbinderen som kan benyttes i ett TCC dekke

En annen løsning denne oppgaven ble sterkt inspirert av er komposittdekker der betong støpes rett på krysslimt tre med skjærforbindere. Her med skjærforbinder i form av «notches» som er utskjæringer i krysslimt treet som betongen støpes ned i.



Figur 4-3: Er hentet ifra (treteknisk, u.d.).

Materialbruken på slike dekker blir derimot høy om spenn og laster er store. Derfor ville gruppen utvikle en ny løsning med steg mellom betongen og KL-tre elementet.



Figur 4-4: Komposittdekke

Det ble drøftet hvordan støpning av dekket skulle utføres. Om det enten skulle være plass støpt, eller om det gjør seg å støpe det på fabrikk. Det har blitt gjort noe forskning på svinn- nedbøyning i betongen, som viser at fabrikkstøpt betong har fordeler over plasstøpt betong hvis det får herde i over 7 dager, med hensyn til nedbøyningskravene Lukaszewska (2009). Ved fabrikkstøpt kan dekket støpes opp ned, for å forhindre at betong renner ned mellom steg uten bruk av forskaling.



Figur 4-5: TCC som har blitt støpt i forskalingsform på hode (Crocetti, 2018).

Grunnet faktorer som vekt ved transport, bruk av lokal betongprodusent og mulighet for å benytte seg av varmekabler uten påstøp, ble det i denne oppgaven valgt plasstøpt. Dette gir også fordeler med stivhet i tverrgående retning for fordeling av krefter ved vibrasjon og punktlaster. Dette fordi betongdekket kan være kontinuerlig i begge retninger, og da har en stivhet i begge retninger. Dessuten blir det lettere å benytte etasjeskillere som avstivende skive i sitt eget plan for horisontale laster fra skjevstillinger og vind.

Etter å ha funnet ut at mulighet for støpning på plass var ønsket, måtte det finnes en løsning for å holde betongen på plass ved støpning. Det ble funnet løsninger der forskalingsplater legges ut før støp og ligger igjen uten å bidra videre etter betongen er størknet. Det må ta hensyn til fuktproblematikken mellom betong og trevirke, der duk bør vurderes avhengig av type plate som blir benyttet. Det ble også vurdert å heller benytte isolasjon som er fast nok til å holde betongen oppe. Både polystyren og trefiber. Problemet med ekspandert polystyren er at det i utgangspunktet brenner kraftig, har veldig strenge brannkrav og krysslimt tre ikke er

tilstrekkelig å dekke slik isolasjon med. Deretter ble Rockwool kontaktet for å høre om den vanlige steinullisolasjonen er fast nok til å støpe på. Produksjonssjef viste til at vanlig steinull ikke ville være fast nok. De leverer også egne støpe-plater for å støpe gulv på grunn, men disse er kostbare og ble derfor ikke sett på som ett godt alternativ. Derfor ble det heller forskalingsplater, da det viste seg å kunne være det enkleste, billigste og tryggeste.

Dette trenger ikke være dyre oljebehandlede plater da de bare skal brukes en gang. En annen nedside med denne løsningen er at både glidning og bruddkapasitet blir redusert noe med glipe mellom betongflens og tre-steg. Denne reduksjonen kan unngås om plater felles ned i ytterkant bjelke, eller passe på at betong kan renne ned ved siden av skjærforbinder helt ned til bjelke. Om det skulle vise seg at ekspandert polystyren kan bli teknisk godkjent bak tykk nok krysslimt tre eller gips på innsiden kan det være en bedre løsning, men dette vil også føre til mer arbeid ved brannsikre tekniske gjennomføringer og utsparinger. En form for glassull, steinull eller trefiberisolasjon som er fast nok er nok et mer realistisk alternativ.

Etter selve ideen var utviklet ble det funnet dimensjoner fornuftige dimensjoner for utgangspunkt til dimensjoner. (Byggforsk blad 541.201, 2005) anbefalte armert betonggulv til å være minst 70 mm tykk. Etter å ha valgt relativt standard armeringsnett for å unngå store riss ble overdekning kontrollert, der det viste seg at underkant av 70 mm er tykt nok. Anslag på spenning i tverretning til betonggulv ble kontrollert for punktlast på 3 kN midt mellom steg, der spenningen er neglisjerbar med armeringsnett. Dessuten benytter O2-bygget seg av 70 mm betong for lydkrav, og Valle wood lignende, hovedsakelig for vibrasjonskrav. Derfor falt tykkelsen på 70 mm.

Med fiberarmert betong, altså uten armeringsjern kunne betongen vært tynnere, men da flere aktører har uttrykt at de har dårlige erfaringer med bruk av fiberarmering ble dette valgt bort. Dessuten fungerer valgt skjærforbinder godt ved å kunne sveise denne fast til armeringsnettet. Med tiden vil nok fiberarmering bli langt mer utbredt og forbedret, og har absolutt noe å gjøre i ett dekke som dette.

Senteravstand på steg ble først ganske enkelt valgt etter bredde på plater til forskaling som var 750 mm. Den ble senere endret til 600 mm som også er en dimensjon som plater og isolasjon produseres for. Da vil det bli mindre arbeid for utførende ved kapping av plater, og det blir mindre kapp (avfall). Riktignok er det mulig det kan spesialbestilles plater uten alt for høye ekstra kostnader, men det ble ikke prioritert i denne oppgaven.

Skjærforbinder ble valgt etter å ha lest tidligere mastere om TCC med betongdekke med steg av limtre. Disse benyttet seg av strekkmetall som har høy stivhet og dermed gir god komposittvirkning. Etter å ha gjort mer undersøkning på slike forbindere, særlig gjennom studiet til (Bajzecerová, 2017) med testing og sammenligning av forbindere, ble valget underbygget. Ett relativt anerkjent produkt av denne typen ble videre valgt, og ligger som grunnlag i beregninger i denne rapporten.

Tykkelse på krysslimt tre ble 3·20 mm da dette er det tynneste som blir produsert. Smalt steg var også ønsket for best mulig materialutnyttelse, og derfor falt valget på S-bjelke, som er 48 mm tykk. Dette er en limtrebjelke som er delt i to. Høyde på ble satt til 300 mm da det virket som en fornuftig høyde uten at dekket ble altfor tykt. Dessuten er dette en variabel som er relativt lett å endre ved beregninger.

4.2 Forventninger til dekker

Krysslimt tre produseres ikke i mindre dimensjoner enn 60 mm. Betong med armeringsjern er anbefalt (Byggforsk blad 541.201, 2005) å være minst 70 mm. Derfor går det uansett en god del materiale inn i vår konstruksjon, noe som resulterer i at det må ta sikte på relativt store spenn for å forsvare beskrivelsen «god materialutnyttelse». Løsningen vår er også tykk sammenlignet med dekker uten hulrom, og krever en del arbeid både med tanke på dimensjonering og utførelse som vil føre til høyere kostnader. Dermed er avgjørende at dekket presterer godt, og utkonkurrerer rene tre-dekker på spenn og aller helst håndterer spenn på minst 10 meter. Det er også ønskelig at klimabelastningen skal bli mindre enn ved bruk av løsninger av ren betong. Dekket kommer trolig ikke til å bli det mest prisgunstige, men det er viktig at prisen skal være realistisk med tanke på egenskapene.

4.3 Framgangsmåte og beregninger

Verdier benyttet i disse beregninger er for senteravstand 600 mm og bunnflens 3·30 mm og 10 meter spenn, som var den første kombinasjonen som besto kravene. Først ble det forsøkt med 3·20 mm og 750 mm senteravstand, men med lav utnyttelse av flens, i tillegg til store skjærspenninger, ble senteravstand redusert.

Først ble konsept/utgangspunkt for beregninger bestemt som beskrevet i kapittel 4.2. Etter å ha kontrollert at betongtykkelse er innenfor krav ble forskjellige fastheter valgt. B30, GL28, C24 og C14. Ønsket spenn måtte også bestemmes da effektive bredder og skjærforbinder er avhengig av disse.

Materialkapasiteter, stivheter og tyngdetettheter er hentet fra (EN 338, 2016), (NS-EN 14080, 2016) og (NS-EN 1992-1-1, 2008)

4.3.1 Effektiv stivhet

Først må effektive bredder beregnes.

Først for betong. Bredder på steget settes lik bredde til skjærforbinder altså 2mm og fyller inn i Formel 13 og Formel 14:

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} ((0,2 \cdot 299 \text{ mm} + 0,1 \cdot 10000 \text{ mm}) \cdot 2 + 2 \text{ mm}) = 2121 \text{ mm} \\ \text{senteravstand} = 600 \text{ mm} \end{array} \right.$$

⇒ kan benytte full bredde

Bredde for krysslitt tre-flens må beregnes 3 ganger. En for bjelkemitte med k_{def} , en for bjelkemitte med $E_{0, \text{mean}}$, og en for opplager $E_{0, \text{mean}}$. I dette eksempelet beregnes Effektiv bredde for bjelkemitte og $E_{0, \text{mean}}$ etter Formel 7 og Formel 8

$$B_{eff} = 48 \text{ mm} + 2 \cdot 552 \text{ mm} \cdot \left(0,5 - 0,35 \cdot \left(\frac{552 \text{ mm}}{10000 \text{ mm}} \right)^{0,9} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 11000 \frac{N}{\text{mm}^2} + 600 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 44 \frac{N}{\text{mm}^2}}{2 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 690 \frac{N}{\text{mm}^2}} \right)^{0,45} = 502,3 \text{ mm}$$

Med effektive bredder kunne videre gammaer beregnes. Før gamma kunne beregnes måtte K_{ser} beregnes etter programblad. Gamma 1 ble beregnet med betongsjikt utenfor forbinderen. Gamma 3 ble beregnet med kun det ytterste krysslitt tre-sjiktet utenfor «forbinderen» (tverrgående sjikt). Det vil si at det antas null glidning mellom det innerste krysslitt tre-laget og limtrebjelken. Derfor må gamma 2 (gamma 2 = 1) multipliseres med både det innerste

laget krysslimt tre og limtrebjelken. Det vil si at disse sjiktene blir sett på som ett sjikt med 100% komposittvirkning. Dette fordi gammametoden som beskrevet i 2.2.4 er begrenset til en glidning over og en glidning under tyngdepunkt. Glidning «utenfor» glidning fungerer altså ikke. Andre forenklinger er at tverrgående sjikt og armering sees bort fra.

Fra produktblad (Bahmer, 2014), (ticomtec, 2011):

$$K_{ser} = 825 - 250 \cdot \left(\left(\frac{d_{zs}}{d_0} \right)^{0,2} \right)$$

$$K_{ser} = 825 - 250 \cdot \left(\left(\frac{15}{1} \right)^{0,2} \right) = 395,3$$

For ULS multipliseres K_{ser} med $2/3 \Rightarrow K_u = 395,3 \cdot (2/3) = 263,5$

Ved beregning av SLS multipliseres ikke denne faktoren.

Beregner deretter Gamma 1 etter Formel 16

$$y_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot 33000 \cdot 600 \cdot 70 \cdot 1}{263,5 \cdot (10000)^2} \right)} = 0,659$$

$$y_2 = 1$$

K_{ser} for tverrgående sjikt

$$K_{ser} = \frac{(502,3 \cdot 44)}{30} = 736,7$$

$$K_u = 736,7 \cdot (2/3) = 491,1$$

$$y_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot 11000 \cdot 502,3 \cdot 30 \cdot 1}{491,1 \cdot (10000)^2} \right)} = 0,968$$

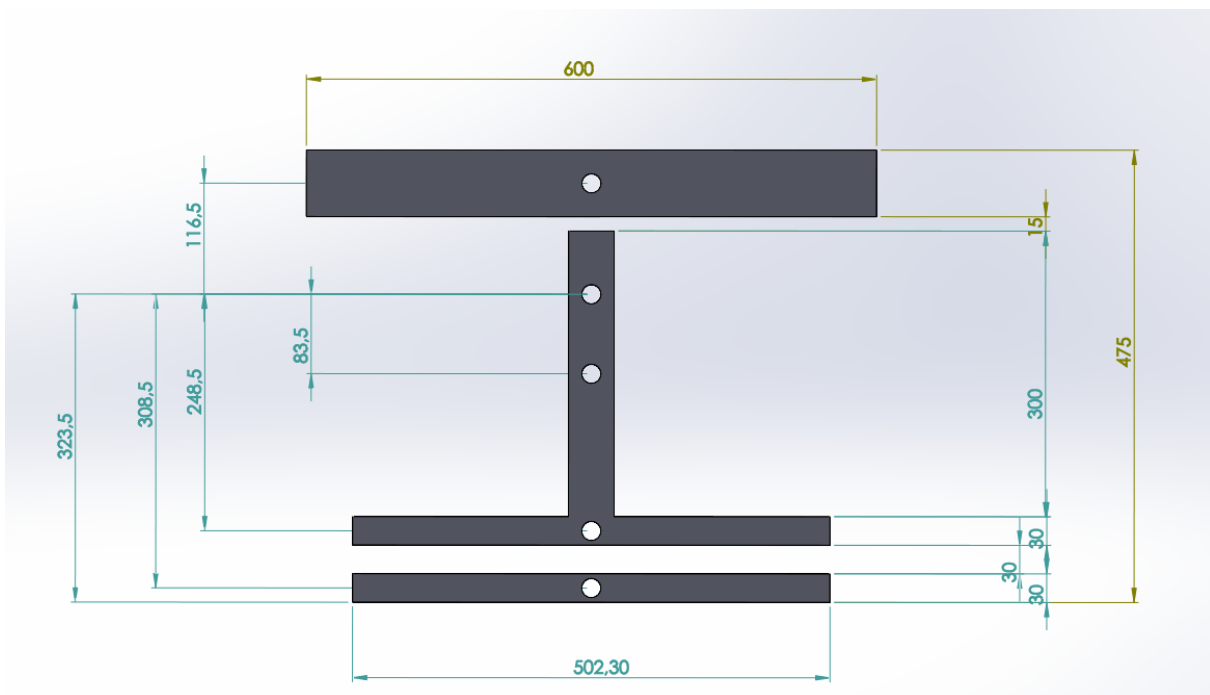
Med dette kunne tyngdepunkt beregnes med Formel 17

tyngdepunkt fra bunn

$$= \frac{\left(\left(0,659 \cdot 33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 440 \text{ mm} \right) + \left(1 \cdot 12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \right) \right) + \left(1 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 75 \text{ mm} \right) + \left(0,968 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \right)}{\left(\left(0,659 \cdot 33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \right) + \left(1 \cdot 12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \right) \right) + \left(1 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \right) + \left(0,968 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \right)}$$

$$= 323,9 \text{ mm}$$

Figur 4-6 illustrerer effektivt tverrsnitt og avstand til tyngdepunkt (ULS Bjelkemidte, 3·30 mm. tyngdepunkt flyttet 0,5 mm etter figur ble tegnet)



Figur 4-6: Illustrerer sjikt som blir inkludert i beregninger, effektiv bredde, felles tyngdepunkt og individuelle tyngdepunkt til sjikt. Tyngdepunkt er en halv millimeter høyere enn da figur ble laget.

- felles tyngdepunkt er 323,9 mm fra bunn.
- A1 = 116,1 mm
- A21 = 83,9 mm
- A22 = 248,9 mm
- A3 = 308,9 mm

Ut fra dette kunne stivheter beregnes med Formel 18:

$$\begin{aligned}
 EI_{ef} = & \left(33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot \frac{(70 \text{ mm})^3}{12} \right) + \left(12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot \frac{(300 \text{ mm})^3}{12} \right) \\
 & + 2 \cdot \left(11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot \frac{(30 \text{ mm})^3}{12} \right) \\
 & + \left(0,659 \cdot 33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot (116,1 \text{ mm})^2 \right) \\
 & + \left(1 \cdot 12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (83,9 \text{ mm})^2 \right) \\
 & + \left(1 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot (248,9 \text{ mm})^2 \right) \\
 & + \left(0,968 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 502,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot (308,9 \text{ mm})^2 \right) = 4,11 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

Som tidligere nevnt må denne beregnes 5 ganger avhengig av k_{def} , ULS, SLS, Opplager jevnt fordelt last. Dette ekskludert brann. For brann kommer 3 tyngdepunkt til.

4.3.2 Spenningskontroll

Med tyngdepunkt og Stivhet for bjelkemidte ULS kan bøyesspenning kontrolleres. Med egenlast på $0,8 \text{ kN/m}^2$ fra ekstra egenlaster fra gulv, teknisk og 3 kN/m^2 kontorlast kan Bruddlaster beregnes med 6.10b. Med tyngdetetthet til forskaling og betong fra (Byggforsk blad 541.201, 2005). Tyngdetetthet til trevirket er hentet ifra (NS-EN 14080, 2016) og (EN 338, 2016) materialtabell ble egenvekt beregnet.

Tabell 4-1: Egenvekt av dekket

Sjikt	Tykkelse	Bredde	egenvekt kN/m^3	vekt del kN/m
Betong	70	600	25	1,05
forskaling	15	600	4,7	0,042
Langsgående	300	48	$420 \cdot 9,81 / 1000 = 4,12$	0,059
langsgående	30	600	$420 \cdot 9,81 / 1000 = 4,12$	0,074
tverrgående	30	600	$350 \cdot 9,81 / 1000 = 4,43$	0,062
langsgående	30	600	$420 \cdot 9,81 / 1000 = 4,12$	0,074
Sum:				1,36

Legger til en last på $0,8 \text{ kN/m}^2$ som anslag på tekniske laster innervegger og lignende. Kunne delt opp nyttelast i 1 og 2, men de blir i hele denne oppgaven slått sammen og får samme gaffelfaktor. Formel 22:

$$\text{Bruddlast } 6.10. b = 1,2 \cdot 1,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot \left(0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 0,6 \text{ m} = 5,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Med denne lasten kan Dimensjonerende Moment og skjærkraft beregnes

$$M_{rd} = 5,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{(10 \text{ m})^2}{8} \right) = 63,1 \text{ kNm}$$

$$V_{rd} = 5,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{10 \text{ m}}{2} \right) = 25,3 \text{ kN}$$

Redusert skjærkraft for test av steg beregnes etter (NS-EN 1995-1-1, 2013) og da ikke flenser er «aktive» før 0,05 m ut fra opplager med 0 moment.

Samtlige sjikt vil ikke her bli demonstrert, men alle sjikt er testet med Formel 19.

Her blir det mest kritiske punktet demonstrert som vil si det ytterste KL-tre laget:

$$\sigma_{xd} = \frac{0,968 \cdot 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (308,9 \text{ mm} + 15 \text{ mm})}{4,11 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \cdot 63,1 \text{ kNm} = 5,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Materialfaktor tabell 4.6 (prEN 1995-1-1, 20XX) limtre og krysslimt tre = 1,25
- Systemfaktor 1,1 tabell 8.4 (prEN 1995-1-1, 20XX)
- K_{mod} for limtre og krysslimt tre = 0,7 tabell 5.1 (prEN 1995-1-1, 20XX). Velger Klimaklasse 1 da den kjennetegnes av et fuktinnhold i materialene tilsvarende en temperatur på 20, og en relativ luftfuktighet som overskrider 65% bare noen få uker per år. Det er vanlig prosedyre å velge klimaklasse 1 for konstruksjonsdeler i inneklime.

$$fd = 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{0,7}{1,25} = 7,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$fd \geq \sigma_{xd} = 7,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \geq 5,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \Rightarrow \underline{\text{OK!}}$$

Merk at spenningene kontrolleres mot strekk- og trykk-kapasiteter. Dette er konservativt og mest riktig å gjøre i ett høyt kompositt-tverrsnitt. Systemfaktor er her ikke inkludert.

- $B30 f_{ck} = 30 f_{cd} = 30 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{0,85}{1,5} = 17 \frac{N}{mm^2}$ i hht. (NS-EN 1992-1-1, 2008)

Opptredende spenning i ytterkanter av alle sjikt:

Tabell 4-2: Kontroll bøyespenning.

	sigma d	fcOk, ftOk, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespenning topp 1	4,58	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 1	1,03	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 2	1,27	24,0	13,4	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 2	-4,50	-19,5	-10,9	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 3a	-3,96	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3a	-4,46	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 3b	-0,0730	-0,400	-0,220	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3b	-0,0840	-0,400	-0,220	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 3c	-4,80	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3c	-5,31	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!

Skjærkrefter:

Beregner maks skjær for kun steget da Standard sier at $0,05 \cdot L$ innenfor opplager med moment lik 0 er b_{ef} lik 0. Det vil si at flenser har samme bredde som steget. Derfor ble enda ett tverrsnitt beregnes med bredde lik 48 på alle sjikt:

- **T.P. bunn 287,9 mm**
- $\gamma_1 = 0.960, \gamma_2 = 1, \gamma = 0.968$
- $EI_{eff} = 6,68 \cdot 10^{12} Nmm^2$

Kunne konservativt lagt alle skjærkrefter på S-bjelke men da ble kreftene for store som demonstrert under. Kunne benyttet Vred og redusert lasten med en høyde, men holder det konservativt, og holder det åpent for flere typer innfestninger/opplager.

$$\tau_v = \left(\frac{150 \text{ mm} \cdot 75 \text{ mm} \cdot 48 \text{ mm}}{\left(\frac{48 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3}{12} \right) \cdot 48 \text{ mm}} \right) \cdot 25,3 \text{ kN} = 2,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Endringsblad A1 NA.6.1.5 Nasjonalt tillegg $K_{cr} = 0,8$ (sprekkfaktor for bjelker, benyttes på skjærkontroll)

$$Vd, \text{steg} = \frac{3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1,1}{1,25} = 1,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkrefter i komposittbjelke med 48mm brede flenser Formel 20:

$$\tau_{2,max} = \left(\frac{0,96 \cdot 33000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 153 \text{ mm} + 1 \cdot 12500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot \frac{(390 \text{ mm} - 287,9 \text{ mm})^2}{2}}{48 \text{ mm} \cdot 6,68 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} \right) \cdot 25,3 \text{ kN} = 1,52 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

For limt forbinder kan konservativt samme skjærkraft benyttes. Limet kan anses like sterkt, men annen materialfaktor benyttes og k_{cr} trenger ikke inkluderes. Dermed blir kapasitet på lim høyere enn bjelke, og med større spenning i bjelke enn lim trenger strengt tatt ikke lim kontrolleres.

- Materialfaktor tabell 4.6 (prEN 1995-1-1, 20XX) lim = 1,3

$$Vd, \text{lim} = \frac{3,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0,8}{1,3} = 2,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

før skjærspenninger litt ut fra opplager beregnes, legges nye verdier til grunn for Opplager ULS:

- **EI_{eff} bredde krysslimt tre: 305,3 mm**
- **$\gamma_1=0,66 \gamma_2=1 \gamma_3=0,97$**
- **Tyngdepunkt fra bunn= 351,5 mm**

- $EI_{\text{eff}} = 3,01 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$

Beregn også skjærspenning med effektiv bredde punktlast med Formel 20

$$\text{Fra toppen: } \tau = \left(\frac{0,66 \cdot 33000 \frac{N}{mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm} \cdot 88,5 \text{ mm} + 1 \cdot 12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot \frac{(390 \text{ mm} - 351,5 \text{ mm})^2}{2}}{48 \text{ mm} \cdot 3,01 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right)$$

$$25,3 \text{ kN} = 1,43 \frac{N}{mm}$$

$$\text{Fra bunn: } \tau = \left(\frac{0,97 \cdot 11000 \frac{N}{mm} \cdot 305,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 336,5 + 1 \cdot 11000 \frac{N}{mm^2} \cdot 305,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 276 \text{ mm} + 1 \cdot 12500 \frac{N}{mm^2} \cdot 48 \text{ mm} \cdot \frac{(351,5 \text{ mm} - 90 \text{ mm})^2}{2}}{48 \text{ mm} \cdot 3,01 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right)$$

$$25,3 \text{ kN} = 1,43 \frac{N}{mm}$$

Dette viser at beregningene er gjort riktig

Effektiv bredde gjelder ikke før en tverrsnitthøyde eller $0,05 \cdot L$ ut fra opplager. Reduserer derfor skjærkraften 390mm (krysslimt tre + bjelke) for kontroll av forbindere og rulleskjær. Kunne vært redusert mer, men holder det konservativt.

$$V_{d \text{ red}} = 25,3 \text{ kN} - 5,05 \text{ kN} \cdot 0,390 = 23,3 \text{ kN}$$

$$\text{Skjærforbinder: } \left(\frac{0,66 \cdot 33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 88,5 \text{ mm}}{3,01 \cdot 10^{13} \text{ N}} \right) \cdot 23,3 \text{ kN} = 62,5 \text{ N}$$

«akseptabel skjærkraft» beregnes etter produktblad til skjærforbinder (Bahmer, 2014):

$$zul - T = 90 - 4,5 \cdot \left(\frac{d_{zs}}{d_0} \right)^{0,5} = 90 - 4,5 \cdot \left(\frac{15}{1} \right)^{0,5} = 81,8 \text{ N}$$

- D_0 kan settes lik 1mm
- D_{zs} er avstand mellom bjelke og flens. 15 mm i denne oppgaven

Finner karakteristisk kapasitet med:

$$T_k = 160 - 8 \cdot \left(\frac{dzs}{do}\right)^{0,5} = 160 - 8 \cdot \left(\frac{15}{1}\right)^{0,5} = 129 \text{ N}$$

Forbinderen er altså en hel del sterkere enn vanlig strekkstål benyttet i tester av Lukaszewska og tidligere master (Ola Alm, 2015) med TCC.

Ved test av rulleskjær må først den effektive bredden på sjiktet bestemmes. Skjærkreftene sprer seg 45 i det innerste sjiktet så derfor blir bredden lik:

$$b_{eff,r} = tw + 2 \cdot tn$$

- t_n er tykkelse på det innerste sjiktet

$$48 \text{ mm} + 2 \cdot 30 \text{ mm} = 108 \text{ mm}$$

Rulleskjær:

$$\tau_r = \left(\frac{0,97 \cdot 11000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 305,3 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot 336,5 \text{ mm}}{108 \text{ mm} \cdot 3,01 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right) \cdot 23,1 \text{ kN} = 0,23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk kapasitet kan etter 6.1.7 (NS-EN 1995-1-1, 2013) settes lik $2 \cdot f_{t90k} = 0,8$ og det er det flere andre kilder baserer. Den ble imidlertid satt til 0,7 etter N3 tabell N1 (prEN 1995-1-1, 20XX) som strengt tatt er en verdi for C24. Sjiktet som blir kontrollert er C14.

$$f_{v90d} = 0,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \frac{0,7}{1,25} \cdot 1,1 = 0,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tabell 4-3: Skjærspenning kontroll

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380mm fra opplager (konservativt)						
			Vk	Vd		
Skjærkraft forbinder	62,6	(zul T) * 1 mm	81,8	N	OK!	
Skjærspenning maks Vrd	1,42		3,50	1,72	N/mm ²	OK!
Skjærspenning lim F3	0,980		3,50	1,88	N/mm ²	OK!
rulleskjær	0,230		0,700	0,430	N/mm ²	OK!

Tabell 4-4: Skjærspenning steg

Med Vd og 48 mm brede flenser				
		Vk	Vd [N/mm ²]	
lim kons	1,53	3,50	1,88	OK!
Td	1,53	3,50	1,72	OK!
Td All skjærkraft kun på bjelke	2,64	3,50	1,72	Ikke OK! (for konservativt)

4.3.3 Nedbøyning

Benytter fortsatt klimaklasse 1 og kan, men det sette deformasjonsfaktor som følger:

- Setter $k_{def, CLT} = 0,8$ i hht. (prEN 1995-1-1, 20XX) tabell 5.2.
- Setter $k_{def, s-bjelke} = 0,6$ i hht. (prEN 1995-1-1, 20XX) tabell 5.2.

$$E_{CLT, kryp} = \frac{11000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 0,8} = 6111 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{s-bjelke, kryp} = \frac{12500 \frac{N}{mm^2}}{1 + 0,6} = 7812 \frac{N}{mm^2}$$

For betong er det noe mer omfattende.

t_0 settes til 28 døgn før pålastning begynner på dekket.

$h_0 = 2(600 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm})/2 \cdot 600 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$ minimum på diagram er 100 mm dermed settes $h_0 = 100 \text{ mm}$

Benytter klasse N fordi den tar for seg normaltørking av betongen og er mest vanlig.

Kryptallet blir dermed:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2,8$$

$$E_{betong, kryp} = \frac{33000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 2,8} = 8684 \frac{N}{mm^2}$$

Stivhet til skjærforbindere reduseres også. K_{def} for forbinder mellom to forskjellige stoff beregnes etter Formel 33

$$K_{def} = 2 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 2,8} = 2,59 \quad k_{ser,fin} = \frac{395,3}{1+2,59} = 110,1$$

Med redusert stivhet må nytt tyngdepunkt og EI_{eff} beregnes:

- **T.P. bunn 307,5 mm**
- **$\gamma_1=0,754, \gamma_2=1,00 \gamma_3=0,961$**
- **$EI_{eff,kryp} = 1,79 \cdot 10^{13} Nmm^2$**

Strengt tatt skal egen K beregnes for effektiv bredde med K_{def} også, men da skjærnedbøying uansett er minimal er dette neglisjerbart.

$$k = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left(\frac{502,32}{48}\right)^{0,7}}{\left(\frac{300}{90}\right)^{0,5}} = 0,810$$

Skjærmodul til betong etter Formel 25

$$G_c = \frac{33000 \frac{N}{mm^2}}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 13750 \frac{N}{mm^2}$$

Redusert i henhold til Formel 32

$$G_{c_{kryp}} = \frac{8684 \frac{N}{mm^2}}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 3618 \frac{N}{mm^2}$$

Beregner ut den effektive skjærstivheten for hele dekket etter Formel 27:

$$\begin{aligned}(GA_{eff})_x &= 0,810 \cdot 690 \frac{N}{mm^2} \cdot ((2 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 502,3 \text{ mm}) + (48 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm})) \\ &+ 0,810 \cdot 44 \frac{N}{mm^2} \cdot (30 \text{ mm} \cdot 502,3 \text{ mm}) + 13750 \frac{N}{mm^2} \cdot (70 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}) \\ &= 6,02 \cdot 10^8 \text{ N}\end{aligned}$$

Redusert skjærstivhet for hele dekket etter Formel 27:

$$\begin{aligned}GA_{eff,kryp} &= \frac{0,810 \cdot \left(690 \frac{N}{mm^2} \cdot ((2 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 459,3 \text{ mm}) + (48 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm})) \right)}{1 + 0,8} \\ &+ \frac{\left(0,810 \cdot 44 \frac{N}{mm^2} \cdot (30 \text{ mm} \cdot 459,3 \text{ mm}) \right)}{1 + 0,8} + 3618 \frac{N}{mm^2} \cdot (70 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}) \\ &= 1,67 \cdot 10^8 \text{ N}\end{aligned}$$

Umiddelbar nedbøyning med karakteristisk last etter Formel 28:

$$\begin{aligned}q_{kar} &= 1,36 \frac{kN}{m} + \left(0,8 \frac{kN}{m^2} + 3 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 0,6 \text{ m} = 3,64 \text{ kN/m} \\ w_{inst} &= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{3,64 \frac{kN}{m} \cdot (10000 \text{ mm})^4}{4,27 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right) + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{3,64 \frac{kN}{m} \cdot (10000 \text{ mm})^2}{6,02 \cdot 10^8 \text{ N}} \right) \\ &= 11,16 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$krav, inst: \frac{10000 \text{ mm}}{500} = 20 \text{ mm} \text{ (strengt, } L/300 \text{ kan også benyttes)}$$

$$krav, inst < w_{inst} = 11,16 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \text{ Ok!}$$

Langtidsnedbøyning inkludert kryp etter Formel 34:

Langtidslast:

$$q_1 = 1,36 \frac{kN}{m} + 0,3 \cdot 2,28 \frac{kN}{m} = 2,05 \frac{kN}{m}$$

Kortidslast:

$$q_2 = (1 - 0,3) \cdot 2,28 \frac{kN}{m} = 1,6 \frac{kN}{m}$$

$$w_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{2,05 \frac{kN}{m} \cdot (10000 \text{ mm})^4}{1,79 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} + \frac{1,6 \frac{kN}{m} \cdot (10000 \text{ mm})^4}{4,27 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2} \right) + \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{2,05 \frac{N}{mm} \cdot (10000 \text{ mm})^2}{1,67 \cdot 10^8 \text{ N}} + \frac{1,6 \frac{N}{mm} \cdot 10000 \text{ mm}^2}{6,02 \cdot 10^8 \text{ N}} \right) = 19,93 \text{ mm}$$

Krav, fin : $\frac{10000 \text{ mm}}{250} = 40 \text{ mm}$ (L/150 kan også benyttes)

Krav, $fin < w_{fin} = 19,93 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ OK!

Tabell 4-5: Nedbøyningskrav

	W_{inst}	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	L/300 til L/500	L/150 til L 300

4.3.4 Vibrasjon

For vibrasjon ble det først beregnet stivhet i tverretningen for 1 meter bredde. Det eneste tverrbidraget som ble inkludert er fra betongen om egen akse

$$EI_T = \frac{33000 \frac{N}{mm^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 70 \text{ mm}^3}{12} = 9,43 \cdot 10^{11} \frac{Nmm^2}{m}$$

Midspan SLS $EI = 4,27 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$. Merk at denne divideres på senteravstand for å endre til per meter bredde og ikke per I-seksjon

Deretter beregnes egenfrekvens i henhold til Formel 35:

m beregnes med alle permanente laster og 10% av variable laster:

$$m = \frac{\left(\left(\frac{1,84 \frac{kN}{m^2}}{0,6 \frac{m}}{m}} \right) + \left(3 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,1 \right) \right)}{9,81 \frac{N}{kg}} = 343,5 \frac{kg}{m^2}$$

Med lav tverrstivhet sammenlignet med stivhet i lengderetning blir $k_{e,2}$ lik 1

$$k_{e,2} = \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{10 \text{ m}}{10 \text{ m}} \right)^4 \cdot 9,43 \cdot 10^5 \frac{Nm^2}{m}}{4,27 \cdot \frac{10^7 Nm^2}{0,6 m}}} = 1,01$$

Med alle nødvendige verdier beregnet kan egenfrekvens beregnes

$$f_1 = 1 \cdot 1,01 \cdot \frac{\pi}{2 \cdot 10^2} \cdot \sqrt{\frac{4,27 \cdot 10^7 Nm^2}{0,6 m}} = 7,20 \text{ Hz}$$

Effektiv bredde for hele etasjen som tar opp punktlast fra vibrasjonskrav. Formel 36:

$$B_{ef} = \min \left\{ 0,95 \cdot 10 \text{ m} \cdot \left(\frac{\left(\frac{9,43 \cdot 10^5 \frac{Nm^2}{m}}{4,27 \cdot 10^7 Nm^2} \right)^{0,25}}{\frac{0,6 \text{ m}}{10 \text{ m}}} \right) \right\} = 3,22 \text{ m}$$

Videre benyttes Tabell 2-2 og Formel 37 for kontroll av nedbøyning ved 1 kN punktlast. Skjærtilllegg er neglisjerbart.

$$w_{1kN} = \frac{1000 \text{ N} \cdot (10 \text{ m})^3}{48 \cdot \left(\frac{4,27 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2}{0,6 \text{ m}} \right) \cdot 3,22 \text{ m}} = 9,07 \cdot 10^{-5} \text{ m} = 0,091 \text{ mm}$$

Der kravet til maks nedbøyning for «standard klasse 4» der R= 24

- $150 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{24}{10000 \text{ mm}} \right) = 0,36 \text{ mm} = \text{OK!}$
- $W_{\text{lim, max}} = 1 \text{ mm}$

Kvadratisk gjennomsnittlig akselerasjon iht. Formel 39:

Da det er mulig dekket vil brukes slik at en person kan gå langs bjelkemidte uforstyrret i 10 meter justeres μ opp til 0,8

$$M = \frac{343 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 10 \text{ m} \cdot 10 \text{ m}}{4} = 8575 \text{ kg}$$

$$k_{res} = \max \left\{ 0,192 \cdot \left(\frac{10000 \text{ mm}}{10000 \text{ mm}} \right) \cdot \left(\frac{\left(\frac{4,27 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2}{0,6 \frac{\text{m}}{\text{m}}} \right)^{0,25}}{(9,43 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2)} \right) \right\} = 0,566 \Rightarrow k_{res} = 1$$

“account for higher modes”

a_{rms} beregnes med Formel 39:

$$a_{\text{rms}} = \frac{1 \cdot 0,8 \cdot 50 \text{ N}}{\sqrt{2} \cdot 2 \cdot 0,025 \cdot 8757 \text{ kg}} = 0,0659 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Kravet er $a_{\text{rms}} < 0,005R = 0,12 \text{ OK!}$

Kvadratisk gjennomsnittlig hastighet beregnes etter Formel 40:

$$I_m = \frac{42 \cdot (2,5 \text{ Hz})^{1,43}}{(7,2 \text{ Hz})^{1,3}} = 12,0 \text{ Ns}$$

$$k_{imp} = \max \left\{ 0,48 \cdot \frac{10000 \text{ mm}}{10000 \text{ mm}} \cdot \left(\frac{(4,27 \cdot \frac{10^{13} \text{ N}}{\text{mm}^2} / 0,6 \text{ m})}{9,43 \cdot \frac{10^{11} \text{ N}}{\text{mm}^2} / \text{m}} \right)^{0,25} \right. = 1,41$$

$$v_{1,peak} = 0,7 \cdot \left(\frac{12,0 \text{ Ns}}{(8575 \text{ kg} + 70 \text{ kg})} \right) = 9,68 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$v_{tot,peak} = 1,41 \cdot 9,68 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} = 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$\eta = 1,35 - 0,4 \cdot 1,41 = 0,784$$

Beregner v_{rms} med Formel 40

$$v_{rms} = 1,39 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot (0,65 - 0,01 \cdot 7,84) \cdot (1,22 - 11 \cdot 0,025) \cdot 0,784$$

$$= 4,15 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Kravet er $v_{rms} < 0,0001R = 0,0024 \text{ m/s}$ OK!

Oppsummert vibrasjonskrav etter Tabell 2-2:

Tabell 4-6: Kontroll vibrasjon

Forsøker level 4, setter R til =>		24	
Nedbøyning [mm]	0,0910	0,250	
Stivhet [mm]	0,0910	0,360	OK
F1 egenfrekvens [Hz]	7,20	>4,50	OK
Acceleration arms [m/s ²]	0,0659	0,120	OK
Velocity [m/s]	0,000410	0,00240	OK
,=>	Floor performance klasse 4 OK!		

4.3.5 Brann

NS-EN 1995 del 1-2 at forkullingsdybde $t > 20 \text{ min}$ kan beregnes med Formel 41

$def = 7 \text{ mm} + 90 \text{ min} \cdot 0,7 \frac{\text{mm}}{\text{min}} = 70 \text{ mm}$ beregne tyngdepunkt og E-modul med bare 20 mm igjen av innerste KL-tre sjikt, for midspan, opplager og bredde lik steg.

Excel-dokumentet er programmert slik at egenvekt beregnes etter mengde material i tverrsnittet, som vil si at egenvekt av oppbrent/forkullet materiale ikke blir inkludert som for så vidt er greit.

Forenklet ulykkestilstand der nyttelast ikke er en vindlast iht. (NS-EN 1995-1-2, 2010)

NA.4.3.1(2) Formel 42

$$6.11b: 1,0 \cdot 1,36 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,28 \frac{kN}{m} = 2,04 \frac{kN}{m}$$

Setter K_{mod} og materialfaktor lik 1 for trevirke. Øker ikke fastheter til 20% fraktil, da det ikke er nødvendig.

Tabell 4-7: bøyespennning brann

	sigma d	fc0k, ft0k, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespennning topp 1	5,23	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespennning topp 2	0,200	24,0	24,0	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 2	-4,54	-19,5	-19,5	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 3a	-4,27	-14,0	-14,0	N/mm ²	OK!

Tabell 4-8: Skjærspennning brann

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380mm fra opplager (konservativt)						
			Vk	Vd		
Skjærkraft forbinder	28,1	(zul T) * 1mm		81,8	N	OK!
Skjærspennning maks (F2)	0,580		3,50	2,80	N/mm ²	OK!
Skjærspennning lim F3	0,520		3,50	3,50	N/mm ²	OK!

Tabell 4-9: Skjærspennning steg brann

Med Vd og 48 mm brede flenser [N/mm ²]			
		Vk	Vd
lim kons	0,580	3,50	2,80
Td	0,580	3,50	2,80

Som en ser, er dette godt innenfor kapasitet! Tar forbehold om noen feil da Excel-regnearket i utgangspunktet ble programmert for tre like tykke sjikt, og noen verdier trolig avviker noe.

4.4 Numeriske beregninger – Abaqus

For å kunne gjennomføre en bredere utredning av komposittdekket som er konstruert i oppgaven, er det sammen med manuelle utregninger benyttet det elementbaserte analyseprogrammet Abaqus CAE. Dette programmet bruker en implisitt integrasjonsmetode som jobber steg for steg med tidsinkrement som konvergerer til en ny løsning og iterer seg videre gjennom inkrementene til den kommer til en fullstendig løsning. Dette kan brukes til alle slags mulige avanserte modeller og analyser, men kan også bli veldig tidkrevende på enkelte typer analyser.

Komposittdekket som analyseres i denne oppgaven kan betraktes som en relativt enkel modell, og en elementbasert metode vil derfor være godt egnet for dette dekket. Både modelleringen av de forskjellige modellene og gjennomføringer av analyser er gjennomført i samme program, og simuleringene som er blitt utført er i hovedsak nedbøying og egenfrekvens. Dette er to viktige parameter for å kunne finne bruksgrensetilstanden til komposittdekket.

Abaqus operer ikke med noe innebygd system for enheter, det må derfor på forhånd bestemmes hvilket system som skal brukes, og det blir viktig å være konsekvent med det systemet som blir valgt. I alle modellene som er brukt i simuleringene i Abaqus er det brukt **SI (mm)** enhet systemet. Nedenfor viser en tabell av hvilke enheter som gjelder.

Tabell 4-10: SI – enheter som brukes i Abaqus

Quantity	SI	SI (mm)
Length	m	mm
Force	N	N
Mass	kg	tonne (10^3 kg)
Time	s	s
Stress	Pa (N/m^2)	MPa (N/mm^2)
Energy	J	mJ (10^{-3} J)
Density	kg/m^3	tonne/ mm^3

Videre i dette delkapittelet utdypes det hvilke simuleringer som er gjort, og hvordan programmet i teorien gjennomfører disse. Her vil de viktigste valgene som er gjort i modellerings- og simuleringsprosessen bli utredet.

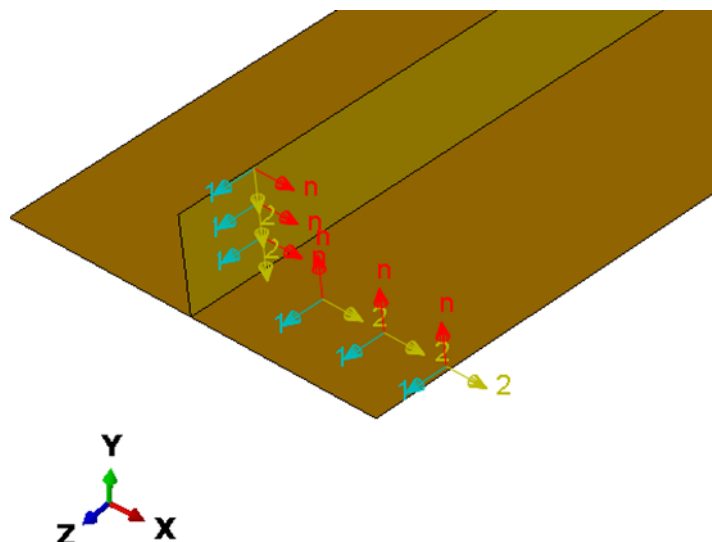
4.4.1 Materialer

Alle materialene som blir brukt i simuleringene har lineært elastisk oppførsel, og blir definert med egne konstanter basert på hvilken oppførsel materialet har. Betong og skjærforbinder blir definert som et isotropisk materialer, som betyr at egenskapene er lik uavhengig retning. Slike materialer blir derfor bare definert med to konstanter, siden både bøyning og skjærmodulen henger sammen med Poissons forholdstall. Trematerialene blir definert som et ortotropisk material (som er forklart detaljert i 2.1.2) og blir definert med material-konstanter (Engineering constants) for å simulere oppførselen til de ortotropiske materialene. Disse tar hensyn til bøye og skjærstivheten til treverket, samt tverrkontraksjonstallet, og hvert element i simuleringen blir tildelt et eget aksesystem som bestemmer fiberretningen. For disse materialene blir det derfor viktig at fiberretningen stemmer for alle materialene slik at feilkilder ikke oppstår, spesielt på oppbyggingen av CLT-shell-elementet, der det midterste sjiktet har fiberretning i tverretningen i forhold til bunn og topp-sjiktet. Det er benyttet samme materialtyper og verdier for både håndberegningene og den numeriske beregningen. Tverrkontraksjon verdiene er hentet fra (David W. Green, u.d.)

Tabell 4-11: Tabell med alle materialer og konstanter brukt i den numeriske analysen. Alle E og G moduler har benevning N/mm², og densiteten er oppgitt som tonn/mm³.

Ortotropiske	ρ	E_1	E_2	E_3	V_{12}	V_{13}	V_{23}	G_{12}	G_{13}	G_{23}
C14	3.50E-10	7000	230	230	0.39	0.49	0.64	440	440	44
C24	4.20E-10	11000	370	370	0.39	0.49	0.64	690	690	69
GL28C	4.20E-10	12500	300	300	0.02	0.02	0.32	650	650	65
Isotropisk	P	E	-	-	V	-	-	-	-	-
Betong	2.5E-9	33000			0.3					
Skjærforbinder	7.95E-9	210E3			0.3					

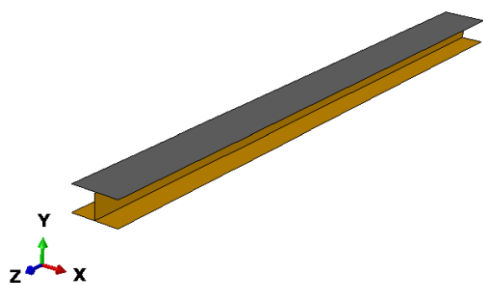
På de ortotropiske materialene er retningen til elementet en viktig faktor i simuleringen, da de bestemmer styrken til materialet i orienteringen til fiberretningen. Den blå pilen som vist i Figur 4-7 er fiberretningen til CLT og limtre-komponentene.



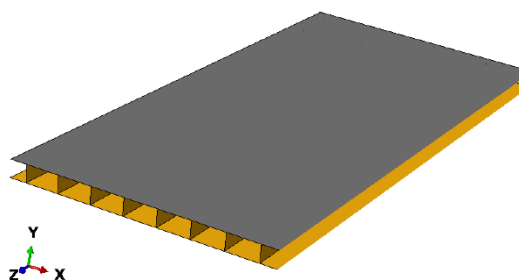
Figur 4-7: Illustrasjon av lokalt aksesystem for de ortotropiske materialene.

4.4.2 Oppbygging av modeller

Det er bygd opp to hovedmodeller som er brukt i simuleringene, som blir kalt Modell 1 og Modell 2. Modell 1 er tverrsnittet-seksjonen til dekket på 0,6 m bredde, som analyseres med forskjellige lengder. Modell 1 er konstruert som et tverrsnitt med varierende lengde, og Modell 2 er en full skala modell som blir analysert med varierende bredder og lengder.



Figur 4-8: Illustrasjon av Modell 1.



Figur 4-9: Illustrasjon av Modell 2.

Dekkets fulle oppbygging i Modell-2 består av et kontinuerlig toppsjikt av betong, mens bunnsjiktet CLT består av bredder på 2,4 m. Limtrebjelkene er plassert med senteravstand 0,6 m, og det antas å være full komposittvirkning mellom CLT og limtrebjelkene da de er limt og skrudd sammen. Det er brukt «tie-constraints» som feste mellom alle komponentene i

modellene. Dette sammenholder de valgte overflater og nodene, og kan sammenlignes med full komposittvirkning. Grunnet manglende kompetanse om hvordan man modellerer skjærforbinderen med tilhørende glidemodul-egenskaper, er det ikke lagt inn noen parameter for glidemodulen til skjærforbinderen i analysen. Dette kan føre til en mulig feilkilde mellom den numeriske analysen og de håndberegningene som er blitt utført, og vil bli diskutert nærmere i diskusjonskapittelet.

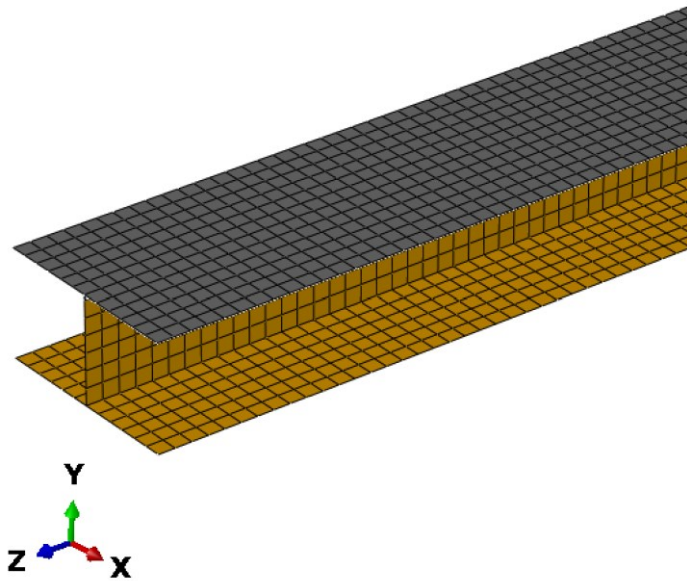
I oppbyggingen av både Modell 1 og 2 er det brukt de elementene som er vist i Tabell 4-12.

Tabell 4-12: Oppbygging og valgte elementer for simuleringene.

Komponent:	Skall-seksjon	Material	Element
Betong	Homogent	B30	S4R
Skjærforbinder	Homogent	Stål	S4R
Limtre	Homogent	GL28C	S4R
CLT	Kompositt	Sjikt 1: C24 Sjikt 2: C14 Sjikt 3: C24	S4R

4.4.3 Valg av elementer

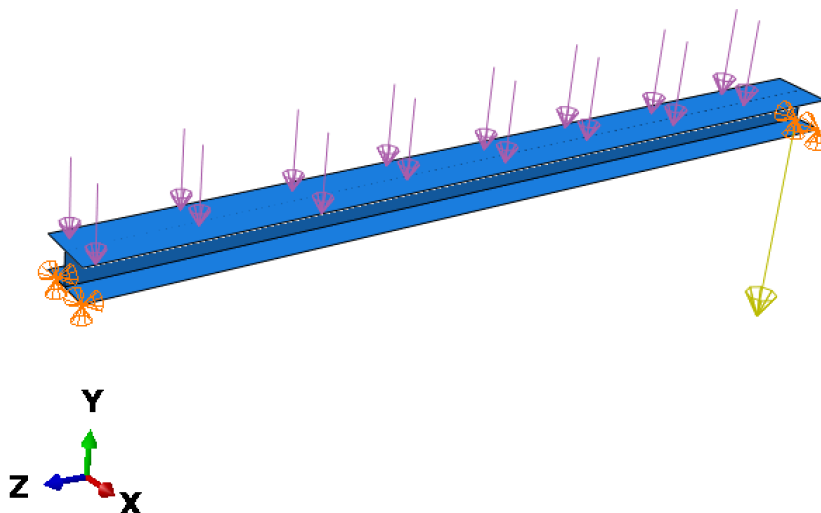
For oppbygging av alle modeller i de numeriske beregningene er det valgt å bruke 3D skall-elementer av typen S4R. Disse skall-elementene tegnes i et 2D-plan og påføres en teoretisk tykkelse. Skall-elementene er mest brukt når det kommer til å modellere med komposittmodeller, og elementene fungerer veldig bra når det er tynne plater (side til tykkelse forhold $<1/15$) som modelleres. Denne typen element er et godt valg for den statiske nedbøyning og egenfrekvens-analysen som blir gjennomført, og vil gjøre simuleringsprosessen mindre tidkrevende, men fortsatt gi nøyaktige resultater. På alle komponenter er det valgt mesh-element størrelse på 50 mm.



Figur 4-10: Modell 1 med mesh-elementer på 50mm.

4.4.4 Statisk nedbøyningsanalyse og egenfrekvens

For å finne nedbøyningen til dekket er det gjennomført en statisk stressanalyse. Denne type analyse neglisjerer tidsavhengige material-egenskaper som kryp og svinn. Resultatene fra denne analysen kan dermed sammenlignes med den umiddelbare nedbøyningen som er funnet med de manuelle beregningene.



Figur 4-11: Laster og opplagerbetingelser brukt i den statiske nedbøyningsanalysen

I nedbøyningsanalysen er det påført en jevnt fordelt trykklast på toppflens, som bestemmes av hvilken nyttelastkategori som blir valgt å teste opp mot, samt egenlasten til konstruksjonen. Egenlasten baseres seg på densiteten som er blitt oppgitt i defineringen av materialet, som så multipliseres med tyngdekraften. Dekket er fritt opplagt med fastlager og glidelager på motsatt side. Fastlageret holder igjen mot forskyvning i alle retninger, mens glidelageret gjør at konstruksjonen kan gli i z-retning.

Egenfrekvensen blir funnet gjennom et eget analysesteg i Abaqus og bruker bare opplagerbetingelsene for å finne egenfrekvensen til modellen, da de lastene som blir påført til nedbøyningsanalysen bruker et eget simuleringssteg der nytte- og egenlast blir påført. På alle modeller er det blitt brukt de samme betingelsene og lastene som vist i Figur 4-11

4.5 Datainnsamling

I dette delkapitlet blir det sett på hvilke metoder som har blitt bruk til å innhente ressurser og troverdigheten til kildene som har blitt brukt.

4.5.1 Søkemonitor og databaser

I denne oppgaven har det blitt benyttet norsk standard til å se hva som er absolutte krav, materialfastheter og reduksjonsfaktorer. NTNU open, Science direct og Stora-Enso har blitt benyttet til å finne relevant litteratur som kan hjelpe ved å utføre beregninger av dekket. Norsk prisbok utviklet av Norconsult har blitt benyttet til å finne priser og klimautslipp fra byggematerialer.

4.5.2 Reliabilitet og validitet

Gamma-metoden er benyttet, som har vist å ha nøyaktige resultat. Dette er grunnen til at den er i både den gjeldende standard og kommende. Tester er utført etter standard, så om ikke resultatet er nøyaktig, skal det være konservativt. Beregning gikk overraskende fint, uten store komplikasjoner og usikkerhet rundt oppførsel av tverrsnittet som ikke kunne hjemles i troverdig kilde. Ettersom store deler av kontroller er utført med verdier fra en kommende standard er det mulig noen verdier blir endret før standarden blir lansert. Dette gjelder både krav og reduksjonsfaktorer.

Kombinasjonen med toppflens av betong og bunnflens av krysslimtre er riktignok ikke fysisk testet, så det må fysisk testing til før beregning kan bekreftes å være konservativ.

Alt av håndberegning er kontrollert av to personer med forståelse for formler og antagelser og valg av variabler som er benyttet. Ettersom det er utført håndberegninger kommer en ikke vekk i fra at det fort oppstår slurvefeil. Beregninger er gjennomgått utallige ganger, men stadig dukket det opp noen feil, uten at det påvirket resultat i stor grad. Etter å ha ført fremgangsmåte i tekstdokument og manuelt repetert med kalkulator er gruppen trygge på at alt av avgjørende og viktige beregninger er gjort riktig.

På dette studiet har ikke data-analyser vært en stor del av læremålet, og kunnskapen var derfor begrenset før dette semesteret. I den numeriske beregningen i Abaqus er det derfor blitt utført en del forenklinger for å unngå ytterligere feilkilder som kan oppstå ved å konstruere et for detaljert oppsett av analysen uten å vite teorien bak det som utføres. Skjærforbinderen kan antas å være den største usikkerheten i analysen, men skal i teorien ikke gi kraftig avvik på de analysene som ble valgt å gjennomføre. Oppsett av analyser er i stor grad basert på en kombinasjon av master-oppgaver med T-tverrsnitt med toppflens av enten krysslimt tre eller betong og Abaqus documentation 2017 (Abaqus, 2017). Ettersom kunnskapen er begrenset er derfor også reliabiliteten av dataanalyser lav, og bør videre undersøkes.

Kort oppsummert skal reliabiliteten til håndberegning i teorien være høy da alle valg er basert på gode kilder, men validiteten kan ikke bekreftes før fysisk testing er utført.

5 Resultater

I dette kapittelet vil forskjellige verdier for forskjellige spenn og tverrsnitt presenteres. Tyngdepunkt flytter seg også etter lengde på spenn. Det blir derfor for mange verdier til å presentere alle stivheter og gammaer. Kun de mest interessante og viktigste resultatene presenteres for å vise noen sammenhenger.

5.1 Ulike tverrsnitt og spennvidder

Dette er de forskjellige spennene og tverrsnittene som blir testet

Tabell 5-1: Spenn og tverrsnitt som blir testet

Tverrsnitt	Spenn
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·20 mm KL-tre	10 m
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3· 20 mm KL-tre	11 m
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm KL-tre	10 m
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm KL-tre	12 m
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm KL-tre	13 m

5.1.1 Grad av samvirke (γ -verdien)

K_{ser} er stivhetsverdien til en forbinder. K_u er $2/3$ av K_{ser} som benyttes for bruddgrensetilstand. K_{ser} fin benyttes for redusert fasthet ved beregning av kryp, altså langtidsnedbøying.

Tabell 5-2: K benyttet

[N/mm/mm]	HBV	20 mm tverrsjikt	30 mm tverrsjikt
K_{ser}	395,3	1104	736,7
K_u	263,5	736,3	491,1
$K_{ser, fin}$	110,4	432,9	272,8

Gammaverdien er verdien som bestemmer hvor mye ett sjikt bidrar på å ta opp krefter. Den er avhengig K_{ser} , spenn og flensbredde. Det er derfor svært mange forskjellige verdier som har blitt benyttet i denne oppgaven. Noen blir her presentert for å demonstrere hvor mye denne faktoren påvirker den totale stivheten.

Tabell 5-3 Gammaverdier. 10 m 3·20 mm.

Tverrsnitt med 3·20mm 10meter	Gamma 1	Gamma 3
Midspan SLS	0,740	0,990
Midspan ULS	0,660	0,985
Opplager ULS	0,660	0,985
Midspan SLS kdef ufin	0,755	0,985

Tabell 5-4: Gammaverdier 12 m, 3·30 mm.

3·30 mm 12m	Gamma 1	Gamma 3
Midspan SLS	0,810	0,985
Midspan ULS	0,735	0,980
Opplager ULS	0,735	0,980
Midspan SLS k_{def} u_{fin}	0,820	0,980
Med teoretisk 100% kompositt. K_{ser} mot uendelig.	1	1

Tabell 5-5: Effektive bredder.

[mm]	3·20 mm 10 m	3·30 10 m	3·30 12 m
Midspan	502,3	503,4	517,1
Opplager	305,3	305,3	321,0
Midspan SLS k_{def} u_{fin}	459,4	459,4	473,4
Full bredde	600,0	600,0	600,0

Kan her se at effektiv bredde er omtrent lik så lenge forholdet mellom tykkelse på sjikt er samme. Spenn påvirker derimot bredden i større grad.

5.1.2 Effektiv stivhet

Viser stivheter for bjelkemidte, da det er her den effektive bredden er størst. Viser og stivet for 100% kompositt med effektiv bredde, og en med 100% kompositt på full bredde for å demonstrere hvor mye disse påvirker stivhet.

De øverste verdiene er per Seksjon, altså senteravstand på 600 mm. De nederste verdiene er per meter bredde.

Tabell 5-6: Effektive stivheter.

	$EI_{\text{eff}} 3 \cdot 20 \text{ mm } 10 \text{ m}$ [10^{13} Nmm^2] [(10^{13} Nmm^2)/m]	$EI_{\text{eff}} 3 \cdot 30 \text{ mm } 10 \text{ m}$ [10^{13} Nmm^2] [(10^{13} Nmm^2)/m]	$EI_{\text{eff}} 3 \cdot 30 \text{ mm } 12 \text{ m}$ [10^{13} Nmm^2] [(10^{13} Nmm^2)/m]
Midspan SLS	3,10	4,27	4,46
	5,17	7,11	7,43
Midspan ULS	3,00	4,11	4,34
	5,00	6,86	7,23
Midspan SLS k_{def} u_{fin}	1,34	1,79	1,87
	2,23	2,98	3,12
Midspan SLS 100% kompositt	3,31	4,65	4,74
	5,52	7,75	7,90
Full bredde SLS 100% kompositt	3,72	5,24	
	6,30	8,73	

5.1.3 Spenninger

Dimensjonerende spenninger for spenn på 10 meter med 3·20 mm bunnflens og 12 meter med 3·30 mm bunnflens blir her presentert.

3b er spenningen i tverrgående sjikt. Topp av sjikt undersøkes på sjikt over tyngdepunkt og bunn av sjikt på de under tyngdepunkt. Det sjiktet som tyngdepunktet ligger i undersøkes for både trykk og strekk i topp og bunn.

Tabell 5-7: Bøyespenning 10 m, 3·20 mm.

	sigma d	fcOk, ftOk, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespenning topp 1	7,30	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 2	1,06	24,0	13,4	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 2	-6,70	-19,5	-10,9	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3a	-6,35	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3b	-0,130	-0,400	-0,220	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 3c	-7,16	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!

Ved 11 m spenn ligger 3c bunn over dimensjonerende kapasitet med dette tverrsnittet.

Innenfor med systemfaktor på 1,1 inkludert.

Tabell 5-8: Skjærspenninger 10 m, 3·20 mm.

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380mm fra opplager (konservativt)			Vk	Vd		
			(zul T) * 1mm	81,8	N	OK!
Skjærkraft forbinder	66,7		3,50	1,72	N/mm ²	OK!
Skjærspenning maks Vrd	1,50		3,50	1,88	N/mm ²	OK!
Skjærspenning lim F3	0,890		0,700	0,430	N/mm ²	OK!
rulleskjær	0,256					

Tabell 5-9: Skjærspenning steg 10 m, 3·20 mm.

Med Vd og 48 mm brede flenser [N/mm ²]			
		Vk	Vd
lim kons	1,57	3,50	1,88
Td	1,57	3,50	1,72

11 meter spenn er også innenfor med redusert skjærlast (Vred).

Tabell 5-10: Bøyespennning 12 m, 3·30 mm.

	sigma d	fc0k, ft0k, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespennning topp 1	7,00	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespennning topp 2	1,58	24,0	13,4	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 2	-6,29	-19,5	-10,9	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 3a	-6,23	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 3b	-0,117	-0,400	-0,224	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 3c	-7,45	-14,0	-7,84	N/mm ²	OK!

Bøyespennning bunn 3c for 13 meter blir 8,65 og for stor, også inkludert systemfaktor.

Skjær:

Tabell 5-11: skjærspenninger 12 m, 3·30 mm

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380 mm fra opplager (konservativt)					
		Vk	Vd		
Skjærkraft forbinder	76,2	(zul T) * 1mm	81,8	N	OK!
Skjærspennning maks Vrd	1,59	3,50	1,72	N/mm ²	OK!
Skjærspennning lim F3	1,20	3,50	1,88	N/mm ²	OK!
rulleskjær	0,290	0,700	0,430	N/mm ²	OK!

Skjærkraft forbinder med 13 meter spenn er 82,16 N. Også skjærspennning steg blir for stor.

Tabell 5-12: Skjærspenning steg 12 m, 3·30 mm.

Med Vd og 48 mm brede flenser [N/mm ²]			
		Vk	Vd
lim kons	1,83	3,50	1,88
Td	1,83	3,50	1,72
Med Vred (380 mm ut fra opplager)			
Td	1,71	3,50	1,72

Skjær ved opplager er på grensen, men ettersom kapasiteten er mye redusert med $k_{cr}=0,8$, $K_{mod}=0,7$ og materialfaktor på 1,25 er det mulig å la det gå. Redusert skjærlast kan benyttes gitt at bunnflens er lagt opp på en bærende bjelke eller vegg, og at den altså ikke er festet etter steg. Om dekket festes etter steg, kan Vred med høyde fra nederste skrue benyttes. Om egenlast er mindre enn det som er valgt i denne oppgaven kan den komme innenfor uten redusert skjærlast og.

5.1.4 Nedbøyning

Nedbøyning for flere forskjellige tverrsnitt. $L/250$ er maks etter betongstandard, og $L/200$ er maks etter trestandard. Altså noe rom til kryp på 12 meter spenn med krav på $L/150$

Tabell 5-13: Nedbøyninger.

Tverrsnitt/spenn	W_{inst}	W_{inst} krav L/500 L/300	W_{fin}	W_{fin} krav L/250 L/150
3·20 mm 10 m	15,1 mm	20 mm 33 mm	26,1 mm	40 mm 67 mm
3·30 mm 10 m	11,2 mm	20 mm 33 mm	19,9 mm	40 mm 67 mm

3·30 mm 12 m	22,1 mm	24 mm 40mm	39,3 mm	48 mm 80 mm
3·30 mm 13 m	30,0 mm	26 mm 43 mm	53,2 mm	52 mm 87 mm

5.1.5 Vibrasjon

Egenfrekvens for forskjellige tverrsnitt og spenn vises her. Da gruppen ikke klarte å legge inn glidning i forbinder og last i tillegg til egenvekt i Abaqus, blir også egenfrekvens med 100% komposittvirkning og med kun egenvekt beregnet i regnearket. Glidning i tverrgående sjikt er fortsatt inkludert da Abaqus tar høyde for dette.

Tabell 5-14: Egenfrekvenser

Egenfrekvens [Hz]	Kun egenlast og 100% kompositt.	Med Innervegger, tekniske laster og 10% av nyttelast
3·20 10 meter fl	7,92	6,29
3·30 10 meter fl	9,10	7,20
3·30 12 meter fl	6,39	5,11
3·30mm 13 meter fl	5,47	4,38 Ikke OK!

De resterende kravene vises også for noen utvalgte spenn og tverrsnitt, for å demonstrere de forskjellige klassene med forskjellig «Response factor»

Tabell 5-15: Vibrasjonskontroll 10 m, 3·20mm.

Forsøker level 4, setter R til =>		24	
Nedbøyning [mm]	0,116	0,250	
Stivhet (level 4-6) [mm]	0,116	0,360	OK
F1 egenfrekvens [Hz]	6,25	>4,50	OK
Acceleration arms [m/s ²]	0,0682	0,120	OK
Velocity [m/s]	0,000550	0,00240	OK
,=>	Floor performance klasse 4 OK!		

Tabell 5-16: vibrasjonskontroll 10 m, 3·30 mm.

Forsøker level 4, setter R til =>		24	
Nedbøyning [mm]	0,0910	0,250	
Stivhet (level 4-6) [mm]	0,0910	0,360	OK
F1 egenfrekvens [Hz]	7,20	>4,50	OK
Acceleration arms [m/s ²]	0,0659	0,120	OK
Velocity [m/s]	0,000410	0,00240	OK
,=>	Floor performance klasse 4 OK!		

Tabell 5-17: Vibrasjonskontroll 12 m, 3·30 mm.

Forsøker level 3, setter R til =>		12	
Nedbøyning [mm]	0,127	0,250	
Stivhet (level 4-6) [mm]	0,127	0,150	OK
F1 egenfrekvens [Hz]	5,11	>4,50	OK
Acceleration arms [m/s ²]	0,0457	0,0600	OK
Velocity [m/s]	0,000460	0,00120	OK
,=>	Floor performance klasse 3 OK!		

5.1.6 Brann

Ved R90 forkulles 70 mm. Det vil si at det for flens med 3·30 mm gjenstår 20 mm bunnflens. Tverrsnittet er fortsatt relativt sterkt, og med kraftig reduserte laster, ser det ikke problematisk ut på selv 13 m.

13 meter spenn, 3·30 mm er greit innenfor og viser derfor ikke mindre spenn for dette tverrsnitt.

Tabell 5-18: Bøyespennning brann 13 m, 3·30 mm.

	sigma d	fc0k, ft0k, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespennning topp 1	9,69	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespennning topp 2	0,180	24,0	24,0	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 2	-7,45	-19,5	-19,5	N/mm ²	OK!
Bøyespennning bunn 3a	-7,00	-14,0	-14,0	N/mm ²	OK!

Tabell 5-19: Skjærspenninger 13 m, 3·30mm.

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380mm fra opplager (konservativt)			Vk	Vd		
Skjærkraft forbinder	37,2	(zul T) * 1 mm	81,8	N	OK!	
Skjærspennning maks (F2)	0,820		3,50	2,80	N/mm ²	OK!
Skjærspennning lim F3	0,710		3,50	3,50	N/mm ²	OK!

Tabell 5-20: Skjærspennning steg 13 m, 3·30 mm

Med Vd og 48 mm brede flenser. [N/mm ²]					
			Vk	Vd	
lim kons		0,810	3,50		2,80
Td		0,810	3,50		2,80

10 meter spenn med 3·20 mm. Raskt anslag er at bunnflens brenner bort. Det tar uten beskyttelse 75 minutt før bunnflens brenner bort. I utgangspunktet skal også bjelken forkulles

fra 3 sider i 15 min, men gips, maling eller annen brannbeskyttelse kan benyttes for å forsinke dette. Bjelkehøyde blir redusert til 290 mm.

Tabell 5-21: bøyespenning brann, 10 m, 3·20 mm

	sigma d	fc0k, ft0k, ft90k	fd (EK3)	Enhet	OK?
Bøyespenning topp 1	14,7	30,0	17,0	N/mm ²	OK!
Bøyespenning topp 2	-0,730	24,0	24,0	N/mm ²	OK!
Bøyespenning bunn 2	-12,1	-19,5	-19,5	N/mm ²	OK!

Ved 11 meter spenn blir trykkspenning for stor i forhold til redusert kapasitet.

Tabell 5-22: Skjærspenninger 10 m, 3·20 mm.

Med Opplager ULS flens og stivhet med last 380 mm fra opplager (konservativt)						
			Vk	Vd		
Skjærkraft forbinder	32,9	(zul T) * 1 mm	81,8	N		OK!
Skjærspenning maks (F2)	0,740		3,50	2,80	N/mm ²	OK!

Tabell 5-23: skjærspenning steg, 10 m, 3·20mm

Med Vd og 48 mm brede flenser [N/mm ²]			
		Vk	Vd
lim kons	0,640	3,50	2,80
Td	0,640	3,50	2,80

Dette tverrsnittet på 11 meter er også godt innenfor.

5.1.7 Oppsummering

Tabell 5-24: oppsummering godkjenning av dekker.

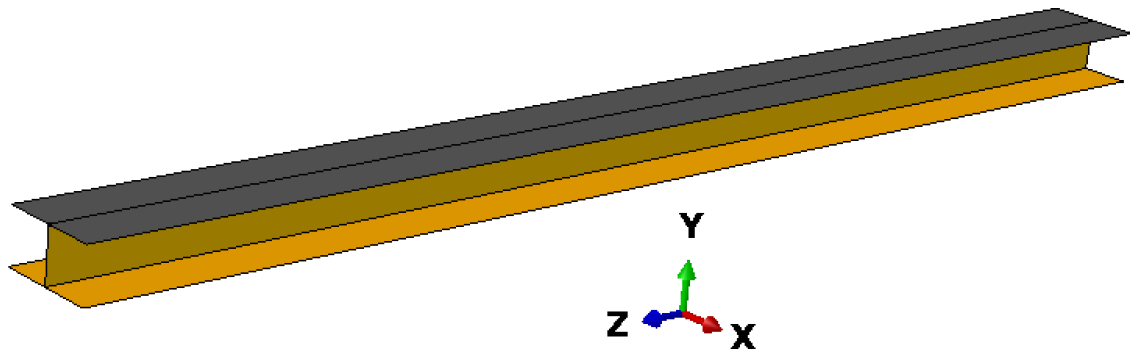
Tverrsnitt	Spenn	Innenfor	Kommentar
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·20 mm krysslimt tre	10 m	OK	Klasse 3, kvalitetsklasse
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·20 mm krysslimt tre	11 m	OK	Akkurat innenfor, men ikke å anbefale. Systemfaktor må benyttes på bøyespenning og bunnflens må legges opp slik at Vred kan benyttes. Trykkspenning overgår strengt tatt f_{cd} på brann. Klasse 4, Standardklasse
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm krysslimt tre	10 m	OK	Klasse 4, Standardklasse
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm krysslimt tre	12 m	OK	Klasse 3, kvalitetsklasse Skjærspenning er stor, og bunnflens må være opplagt på en bjelke for å kunne benytte Vred. Noe stor nedbøyning
70 mm betong, 48X300 mm S-bjelker, 3·30 mm krysslimt tre	13 m	IKKE OK	For stor kraft på skjærforbinder For stor skjær steg For stor spenning bunnflens Egenfrekvens for lav Stor nedbøyning

5.2 Resultater – Abaqus

I dette delkapittelet blir resultatene for Modell 1 og 2 presentert. For begge modellene er det laget fire simuleringermodeller. Benevningene for disse simuleringmodellene er T for modell 1, og F for modell 2. Det er simulert den umiddelbare nedbøyningen (W_{inst}) og egenfrekvens (f_1) for alle modeller, og begge resultatene blir presentert i samme tabell.

5.2.1 Simuleringer og resultater av tverrsnitt - Modell 1

Den første simuleringen tar utgangspunkt i tverrsnittet-seksjonen til dekket.



Figur 5-1: Illustrasjon av Tverrsnittmodell brukt i simuleringer.

Modell 1 er oppbygd som et seksjonstverrsnitt med 0,6m bredde og fire forskjellige lengder. Resultatene fra denne simuleringen blir sammenlignet med håndberegningen som ble gjort med full komposittvirkning. Disse modellene er:

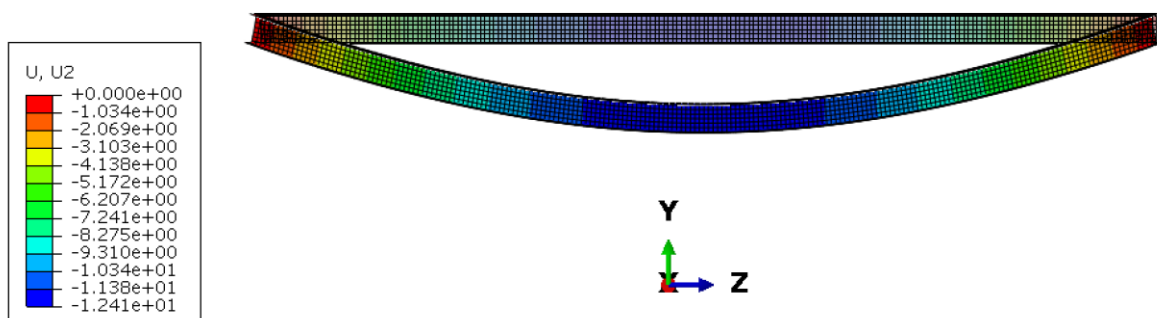
Tabell 5-25: Dimensjoner for tverrsnitt T1-T4

Tverrsnitt nr:	T1	T2	T3	T4
Lengde	8 m	10 m	12 m	13 m

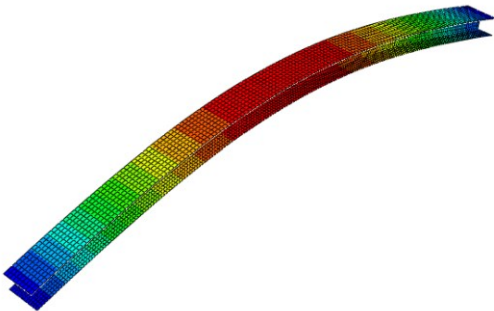
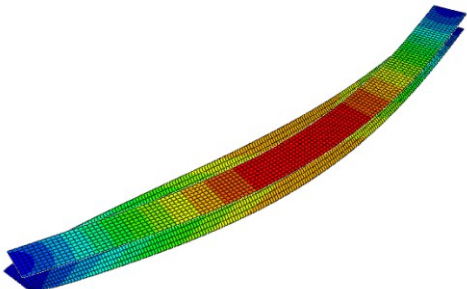
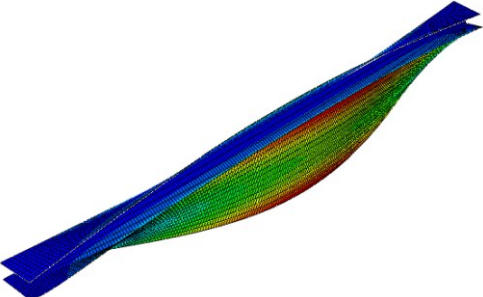
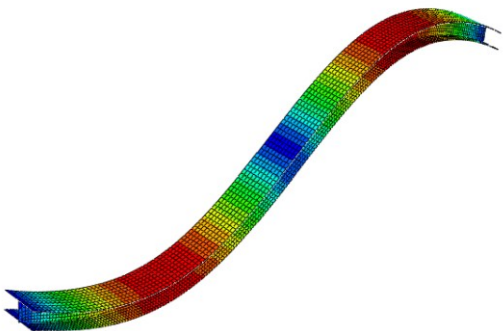
Tabellen nedenfor viser resultatene for nedbøyning- og frekvens simuleringene som ble gjort i Abaqus og resultatene fra håndberegninger med samme lengde. Den fremstiller også et prosentvis avvik mellom resultatene fra Abaqus og håndberegningene for å kunne se størrelsen på avviket mellom de forskjellige beregningsmetodene.

Tabell 5-26: Frekvenser og nedbøyning for Modell 1.

Modell 1		Abaqus		Håndberegninger		Avvik %	
Dekke nr:	B x L	Frekvens, f1 (Hz)	W _{inst} (mm)	Frekvens, f1 (Hz)	W _{inst} (mm)	f1	W _{inst}
T1	0,6 x 8	12,0	5,90	13,9	4,40	14,1%	25,2%
T2	0,6 x 10	8,30	12,4	9,10	10,8	8,83%	16,4%
T3	0,6 x 12	6,06	23,4	6,39	22,0	5,21%	10,3%
T4	0,6 x 13	5,25	31,2	5,46	28,6	3,83%	8,24%



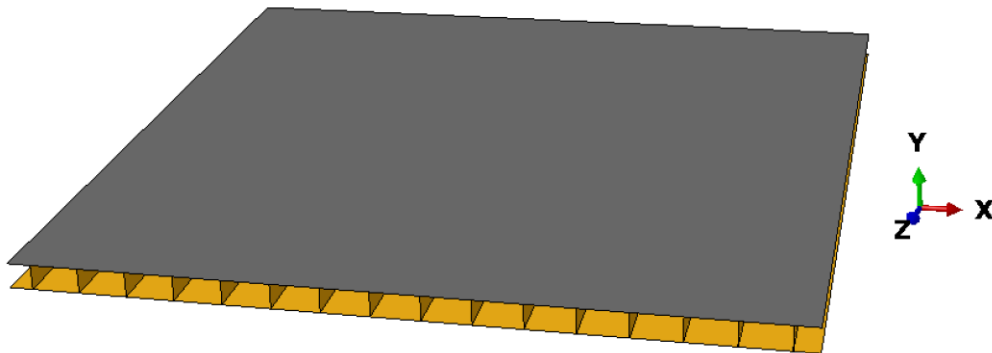
Figur 5-2: Illustrasjon av nedbøyning for Tverrsnitt T2.

Mode nr:	Abaqus – modell 1	Beskrivelse
Første mode		Første bøyeform, symmetrisk
Andre mode		Første bøyeform, asymmetrisk
Tredje mode		Andre bøyeform, symmetrisk
Fjerde mode		Andre bøyeform, asymmetrisk

Figur 5-3: Illustrasjon av bøyeformene til modell 1

5.2.2 Simuleringer og resultater av full-skala - Modell 2

I den andre simuleringen er dekket blitt testet med varierende bredde og lengde.



Figur 5-4: Illustrasjon av full-skala modell brukt til simuleringene.

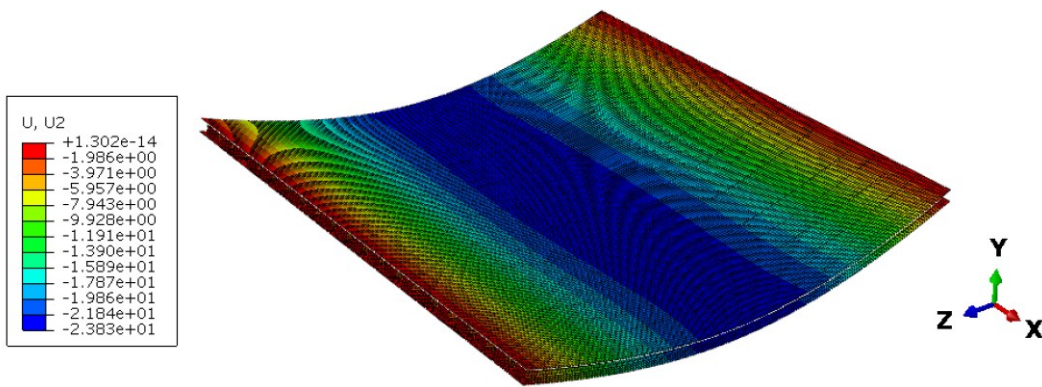
Dekket er konstruert med kontinuerlig toppflens og bunnflens med seksjonsbredder på 2.4m, som forklart nærmere i kapittel 4.4.2. De fire dekkene for Modell 2 er vist i Tabell 5-27.

Tabell 5-27: Dimensjoner til Dekke F1-F4.

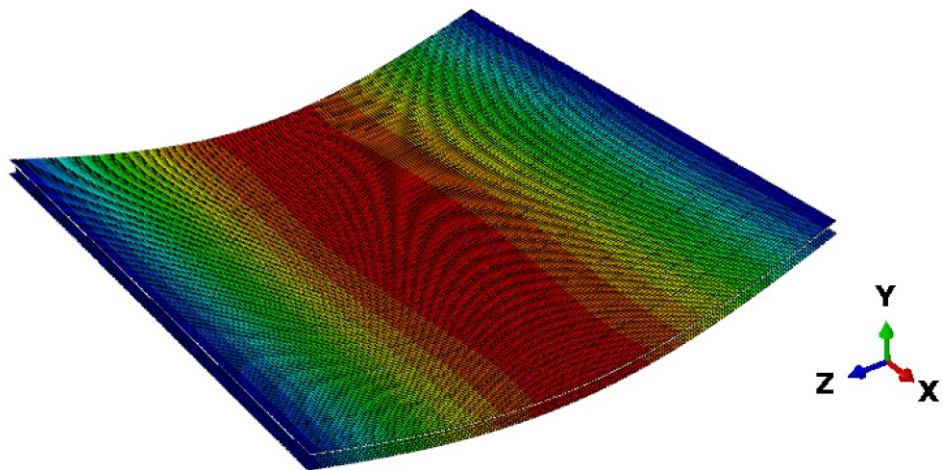
Dekke nr:	F1	F2	F3	F4
Bredde x Lengde (m)	9,6 x 10	9,6 x 12	12 x 10	12 x 12

Tabell 5-28: Frekvenser og nedbøyning for Modell 2.

Modell 2		Abaqus	
Dekke nr:	B x L (m)	Frekvens, f1 (Hz)	W _{inst} (mm)
F1	9,6 x 10	8,12	11,4
F2	9,6 x 12	5,97	24,4
F3	12 x 10	8,26	12,7
F4	12 x 12	6,03	23,8



Figur 5-5: Nedbøyning av Dekke F4.



Step: Egenfrekvens
 Mode 1: Value = 1433.6 Freq = 6.0261 (cycles/time)
 Primary Var: U, Magnitude

Figur 5-6: Frekvens av Dekke F4.

5.3 Miljø og økonomi

5.3.1 Kostnadsberegning

Tabell 5-29: Nedbøyning av modell 2 – F4.

Dekker	Enhetspris/m ²
KL-tre 90mm, S-bjelke 300mm og betong 70mm (460mm)	4 205
KL-tre 220mm og betong 70mm (300mm)	4 458
Hulldekker HD 265, overflatebehandlet, lavkarbon klasse C, EPS 50mm og Betong 100mm (415mm)	3472
Hulldekker HD 265, nedforing, lavkarbon klasse C, EPS 50mm og Betong 100mm (415-628mm)	3613

Ut fra tabell kan en se at det billigste alternativet er HD265 hulldekket som er overflatebehandlet. Etter det kommer HD 265 hulldekke med nedforing. Dekket i denne rapporten er noe billigere enn KL-tredekket, men klarer til gjengjeld langt større spenn. En konsekvens av dette er riktignok større høyde på dekket. Det har ikke blitt utført beregninger med de nye vibrasjonskravene på KL-tre med betongpåstøp. Derfor er det mulig det massive dekket klarer å spenne noe lenger enn 6 meter, som i utgangspunktet er spennet dette tverrsnittet klarte. Ett 265mm tykt hulldekke vil i henhold til byggforsk blad 522.881. (Sintef, 1996) klare å spenne rundt 11 meter ved en karakteristisk last på rundt 6kN/m². (påstøp alene 2,5 $\frac{kN}{m^2}$). Kompositt-dekket viser seg å kunne spenne opp til 12 meter.

5.3.2 Miljøberegning

Tabell 5-30: Miljøberegning

Dekker	CO ₂ e/m ²
KL-tre 90mm, S-bjelke 300mm og betong 70mm (460mm)	142
KL-tre 220mm og betong 70mm (300mm)	189
Hulldekker HD 265, overflatebehandlet, lavkarbon klasse C EPS 50mm og Betong 100mm (415mm)	313
Hulldekker HD 265, nedforing, lavkarbon klasse C EPS 50mm og Betong 100mm (415-628mm)	271

Ut fra tabell kan en se at det billigste alternativet med overflatebehandling og nedforing av HD265 hulldekket er også det som har størst utslipp. Derimot så kan en nesten halvere utslippet ved å benytte wseg av alternativer i KL-tre. Dekket i denne rapporten kommer best ut på miljø, grunnet mindre bruk av betong og bedre materialutnyttelse.

6 Diskusjon og analyse

Generelt kan en se fra resultat at effektiv bredde påvirker resultat og stivhet mer enn gamma. Begge er viktige og reduserer stivhet betraktelig og må benyttes for å få realistiske verdier. Slik tverrsnittet i denne oppgaven er oppbygd påvirker ikke glidning i tverrgående sjikt stivhet i stor grad, men helt neglisjerbart er det ikke.

6.1 Brudd

Kontroll av spenninger med glidning og effektive bredder er noe komplisert da en ikke vet hva som blir kritisk. Anslås gammaer lavere enn de er i praksis ved ULS kan spenning i skjærforbinder og flenser bli større enn antatt. Også høyere stivheter på materialer enn antatt kan påvirke tyngdepunkt og gjøre kritiske spenninger større. Armering som ble sett bort fra ved beregning vil i praksis heve tyngdepunkt noe. I ettertid, etter å ha fått god forståelse for gammametoden, er det mulig å kunne inkludere armering med 100% kompositt til betongen og også benytte Gamma 1 på armeringen. Da må også armering inkluderes ved beregning av gamma.

Med såpass smale og høye bjelker blir skjærkrefter også kritisk. Skal bjelkebredden økes må den opp til 90 mm for å få en bjelke med fornuftig pris. Da økes også kostnadene drastisk. For å kunne utnytte skjærkapasiteten til en limtrebjelke som ikke er splittet bør en annen skjærforbinder benyttes, eventuelt å legge flere skjærforbindere i bredden. Skjærkreftene som ble for store i skjærforbinder for 13 meter langt spenn er forsøkt konservativt beregnet. Den effektive bredden til betongflensen øker i takt med avstand fra opplager, samtidig som skjærkreftene lineært blir mindre. Det ble i denne oppgaven benyttet skjærkraft 380 mm ut fra opplager, og full bredde på betongflens for å kontrollere skjærforbinderen. I tillegg er den karakteristiske kapasiteten svært mye redusert til dimensjonerende. Det som derimot ikke er fullt så konservativt er gammaen som blir multiplisert når opptredende spenning kontrolleres. Gamma 1 for opplager ULS for 10 meter er 0,66 og 12 meter 0,73. Denne reduserer spenningen mye, samtidig som det er vel konservativt og ikke multiplisere inn gamma. Det ble derfor gjort en kjapp kontroll ved å sette gamma 1 lik en og kontrollere spenning i skjærforbinder. Tyngdepunkt blir da flyttet opp så armen til Si blir kortere, og $(EI)_{eff}$ øker.

Kraft på skjærforbinder økte da bare med 1 Newton så betydningen av dette er altså ikke stor. Allikevel er det noe uklart hvorfor K_u skal benyttes på alle kontroller, som er $2/3$ av K_{ser} .

Å finne kapasitet til rulleskjær var noe tidskrevende. Det varierer om verdien er inkludert på fasthetstabeller og ikke. I tidligere standard og andre kilder som baserer seg på denne står det at rulleskjær kan settes som det dobbelte av strekkfasthet på tvers av fiberretning. Samtidig er denne antagelsen som regel ikke konservativ når kapasitet på rulleskjær er oppgitt i tabell. Med en strekk-kapasitet på 0,4 ble rulleskjær satt til 0,7. Dette etter kommende standard til tross for at dette egentlig er en verdi for C24 og ikke C14. Rulleskjær er ikke kritisk på denne oppgaven. Dette fordi det bare er skjærkrefter fra ett sjikt som skal fraktes gjennom det tverrgående sjiktet med bredde lik bredde steg addert med tykkelse på innersjikt. Om det skal benyttes flere sjikt enn 3 vil rulleskjær derfor fort bli dimensjonerende om ikke bredde på steg økes.

Oppsummert ser en at bruddgrensetilstand absolutt kan være dimensjonerende faktor. Til tross for at tyngdepunkt kan være noe feil, og spenninger er større enkelte plasser er det ikke store forskjeller. Ved å variere gammaverdi ser en at det er lite skilnad på spenning, som vil si at i praksis vil ikke spenningene endre seg stort med armering inkludert.

6.2 Nedbøyning

På det korteste spennet er det god margin til krav på nedbøyning. 12 meter langt spenn med 3·30 mm derimot er det nedbøyning innenfor w_{fin} på $L/250$ med få mm. Ansett som ett tredekke kan også w_{fin} settes til $L/150$ etter EK5, men dette må vurderes etter bruk. Uansett bør det etterlates rom til svinn, som ikke er mulig å beregne. Sammenlignet med tynnere dekker uten steg, kan det tenkes at krumning/nedbøyning fra svinn blir mindre når armen fra tyngdepunkt er lengre når flens krymper. Andre faktorer kan komme inn, og fysisk testing må utføres før formler kan utarbeides.

6.3 Vibrasjon

Vibrasjonskravene er svært avhengig av variabler som trenger flere antagelser enn verdier til en I-seksjon. Kravene er beregnet med like stor gulvbredde som gulvlengde. I praksis kan denne bredden både være lenger og bredere, men skal dekkeegenskapene utnyttes bør gulvet være bredere enn spennet. Hvis gulvbredden er mindre enn spennet, bør det vurderes å legge dekkene den andre retningen.

Dette dekket med tilleggslaster er relativt tungt. Dette gir en lav egenfrekvens, som viser seg å være kritisk ved lenger spenn, eller tynnere dekke. Denne tyngden er derimot en fordel når akselerasjon og hastighet skal beregnes. Dette gjør at dekket fort er godkjent for de andre kravene gitt at egenfrekvens er over 4,5hz.

μ ble som nevnt i 4.3.4 skrudd opp til 0,8 fra 0,4. Dette er en faktor som påvirker akselerasjon som er det avgjørende kravet på kvalitetsklasse på dette dekket. Om det ikke er mulighet å gå fritt langs bjelkemitte kan denne faktoren justeres opp, og dekkene på 10 meter vil bli kvalitetsklasse. Om rommet skal være tilrettelagt for å kunne gå langs blekemitte kan det stilles spørsmål om det er nødvendig med kvalitetsklasse for gitt bruk. Eventuelle ganger blant kontorer bør om mulig unngås bjelkemitte. Der dekket med 3·30 mm bunnflens på 10 meter kommer i level 4 standard klasse, kommer 12 meter i level 3 kvalitets klasse. Dette grunnet høyere egenvekt på beregning av akselerasjon.

Kort oppsummert er det ikke mulig å sikkert klassifisere ett dekke før bruken bestemt. Å anta at dekket er godkjent er derimot mulig.

6.4 Brann

Med økte kapasiteter og reduserte laster tyder resultatene på at branndimensjonering ikke er kritisk. Disse resultatene må en imidlertid være noe kritisk til. Regnearket er utformet for tre like tykke sjikt ved beregning av effektive bredder og lignende. For å veie opp for det ble det også gjort en analyse med 3·5 mm der spenningene fortsatt var lave og godt innenfor krav. Hvordan bare ett langsgående sjikt med tykkelse 20 mm oppfører seg, og hva den effektive bredden vil bli er ikke undersøkt. I dekket der hele bunnflens brenner opp må en være obs på at bjelkene ikke lenger er fastholdt mot vipping. Dette er noe som må kontrolleres, og

eventuelt forebygges. Også vurderinger rundt brannbeskyttelse som gips, impregnering eller maling krever videre arbeid.

Kort oppsummert virker det ikke som om det er nødvendig å gjøre store endringer på tverrsnitt for å tilfredsstille brannkrav.

6.5 Numerisk analyse

Simuleringene fra den numeriske analysen viser at resultatene for både nedbøyning og frekvensanalysen blir større enn de håndberegningene som er gjort. Ved sammenligning av resultatene til Modell 1 og 2 kan man se at ved endret lengde blir det store endringer i nedbøyning og egenfrekvens, mens bredden på dekket ikke utgjør noen betydelig forskjell.

Grunnet manglende kunnskap om mulige feilkilder til analysene ble det forsøkt å skape en mest mulig konservativ oppbygging av modellene. Dette for å kunne skape en modell som etterligner oppførsel til tverrsnittet best mulig og teorien bak håndberegningene. Grunnet god reliabilitet til metoden som er brukt i håndberegningene, settes ikke resultatene fra den numeriske analysen opp imot bruksgrensekravene, men heller opp imot håndberegningene og ser på avviket som oppstår mellom dem.

Som et forsøk på å finne mulige feilkilder ble det utført analyser uten tverrkontraksjonstall for de ortotropiske materialene. Dette utgjorde under 1 % forskjell på resultatene. Dette viser at verdiene til tverrkontraksjonstallene ikke har noen betydelig effekt i analysene som er gjennomført. Dette minker antall konstanter i analysen og utelukker en mulig feilkilde.

6.6 Sammenligning Abaqus og håndberegning

Der glidning i skjærforbinder ikke ble lagt inn i Abaqus, ble det allikevel gjennomført analyser da komposittvirkning er høy og resultat burde gi en god pekepinn på hvordan dekket presterer. For å kunne sammenligne resultater ble det derfor også gjort håndberegninger med 100% kompositt.

Modell 1 og Modell 2 fikk omtrent samme resultat på egenfrekvens og nedbøyning. Dette samsvarer med håndberegning der tverrstivhet ikke forbedret resultat på egenfrekvens og ikke var relevant for nedbøyning med jevnt fordelt last.

Midspan SLS som benyttes på umiddelbar nedbøyning og vibrasjonskrav benytter ikke reduksjonsfaktorer. Det er altså gjennomsnittlige verdier noe som tilsier at denne stivheten ikke er konservativ. Det senker derfor validiteten på håndberegninger at Abaqus-analyse har noe større nedbøyning og lavere egenfrekvens enn håndberegninger. Årsak til denne differansen er uvisst. Det er ikke gamma mellom betong og steg som er årsaken, da glidning i skjærforbinder ikke ble inkludert. Det er mulig bjelketeorien ikke er nøyaktig nok, eller at effektive bredder er for store. Det kan også hende det er gjort noen feil på antagelser i Abaqus. Det er derfor ikke mulig å konkludere med hvilke resultater som er mest riktig, eller om begge er feil.

Differansen er ikke alt for stor, og det er mulig håndberegninger kan rettes med en korrigerende variabel/faktor om det er de som er feil. Det ser ut som avvik minker eksponentielt etter spennlengde som en kan se i Tabell 5-26. Ved lenger spenn er differansen liten, som passer bra med tanke på at det er store spenn som er krevende å oppnå. Bruddgrensetilstand er svært konservativ, og selv med ett avvik på 20% vil ikke brudd oppstå. Det er trygt å si at dekket vil spenne langt med høy materialutnyttelse.

6.7 Miljø og økonomi beregning

Som tidligere nevnt er det bare tverrsnitt som blir sett på, og ikke hvordan spenn påvirker kostnader og utslipp på ferdigstilt bygg. Skjærforbinder og epoxylim som ikke er inkludert vil øke kostnad og klimabelastning noe. CO₂-verdi på krysslimt tre fra Norconsult er større enn noen vil hevde, som mener krysslimt tre gir ett negativt fotavtrykk grunnet binding av CO₂. Det innebærer at det ikke er noen fordeler med tanke på utslipp ved å redusere bruk av trevirke, ettersom det binder CO₂ i stedet for å la det råtne i skogen og sleppe ut igjen oppsamlet karbondioksid. Med tanke på bærekraftig ressursbruk kan det være hensiktsmessig å redusere bruk

Kostnader ser akseptabel ut, som tilsier at løsningen ikke må avskrives. Utslipet er også kraftig redusert sammenlignet med betongdekke dimensjonert for lignende spenn. Anslaget tyder på at det kan være noe å hente med ett komposittdække som dette.

6.8 Klima og etikk

En kommer ikke vekk fra at betong fortsatt har sin plass i dagens samfunn. Det har eksempelvis ikke kommet noen gode alternativer til fundamenter enda. Det er derimot ikke nødvendig med etasjeskiller av betong i alle typer bygg den dag i dag. Kontorbygg og skoler blir bygget med krysslimt tre elementer, ribbedekker og kassettdykker helt uten betong. Om det da er nødvendig med en ny type komposittdekke er ikke sikkert. Det er klart at et slikt dekke kan nå lenger spenn enn dekker av bare trevirke, men lange spenn er ikke like viktig som å redusere utslipp. Dersom alternativet uansett er dekke av ren betong og armering, er det klart at et komposittdekke er et alternativ for å redusere utslipp.

I dagens samfunn stiller bruker krav til dekker som kan gå sterkt utover hverandre. Komfort, klima og kostnader. Skal ett produkt være bærekraftig må det både være økonomisk og klimamessig bærekraftig. Rent produksjonsmessig er et komposittdekke som dette mer komplisert og arbeidskrevende enn andre alternativer. Er det derimot mer miljøvennlig med tanke på lavt CO₂ utslipp, lite avfall og mulighet for resirkulering kan dette føre til økonomisk støtte fra statlige ordninger, og mindre avgifter enn rene betongdekker. Også estetikken og inneklimaet KL-tre tilbyr er ettertraktet og gir mulighet for å ta mer betalt. Det er også god reklame for firma/entreprenører å være klimabevisst på valg av kontorbygg.

Vibrasjonskrav er som beskrevet i 2.2.6 delt opp i flere klasser etter ønsket kvalitet. Ønskes ypperste kvalitet må dekke være stivere enn lavere klasser og dette oppnås generelt med mer materialbruk som også gir mer utslipp og avfall. Det bør derfor bli gjennomført en grundig helhetsvurdering om hvorvidt det er nødvendig med høyere kvalitets klasse.

Et fritt opplagt element er som beskrevet i 2.3 festet/opplagt på bjelker i hver ende eller på bærevegger. Dersom der er opplagt på bjelker må disse være båret av søyler. Det er disse søylene eller bærevegger som er ønskelig å ha stor avstand mellom om åpent areal er ønskelig. Da blir spennet stort. Det er både positive og negative sider ved dette. Store spenn resultere i færre bygningselementer som kan spare tid, penger og utslipp. Samtidig må dekket, bjelker og søyler dimensjoneres opp som også har sin pris. Det gjelder å finne den gyldne middelvei for spenn til det spesifikke bygget om det skal være mest økonomisk og miljømessig gunstig. Det er derimot som regel arkitekten som bestemmer dette ut fra et estetisk og praktisk synspunkt selv om bygg kunne vært mer bærekraftige.

Å erstatte betong med treverk kan som beskrevet i kapittel 1 bidra på FNs bærekrafts mål. Dette gjelder imidlertid ikke for alle land. Norge er et land med god tilgang på trevirke, men ikke alle land kan benytte denne økosystemtjenesten i like stor grad. Bærekraftsmål 15 «livet på land» beskriver viktigheten av å gjenopprette bærekraftig bruk av økosystemer og sikre en bærekraftig skogforvaltning. En må derfor ikke fremme bruk av treverk i så stor grad at det ikke lenger opprettholdes en bærekraftig ressursbruk, da konsekvensene av dette er store. Det kan derfor ha en hensikt å redusere bruken av trevirke, til tross for at det lagrer karbondioksid.

6.9 Kan løsningen benyttes

Det virker absolutt som dette er en løsning som kan forsvare en plass i markedet. Sett bort fra at flenser ikke kan være tynnere enn henholdsvis 70 og 60 mm har dekket stor fleksibilitet. Flenstykkelser, stegbredde, høyde og senteravstand kan justeres og skjærforbinder kan byttes ut. Fasthetsklasser kan også varieres.

Plasstøpt betong gir vibrasjonsegenskaper ved å fordele kreftene i tverretning med den kontinuerlige toppflensen. Den gir også dekket muligheter til å benyttes som avstivende skive i det horisontale planet for vind og skjevstillingslaster. Fabrikktøpt er heller ikke avskrevet om det skulle være ønsket. Alt etter om lenger spenn er ønsket, eller om det er ønskelig med lavere tverrsnitt.

Skal dekket benyttes, må en spesialere seg, da dekket er komplekst og krever mye arbeid å dimensjonere om en ikke har god kjennskap til program/regneark. Produksjonen av dekket bør i størst grad bli produsert av maskiner på fabrikk for å kunne masseprodusere og få ned kostnader. Utførelse er noe komplekst, men fullt mulig å gjennomføre i praksis. Standard innfestninger skal kunne benyttes.

Hulrommet i dekket kan benyttes til tekniske føringer og isolasjon for isolasjonsegenskaper eller akustiske egenskaper. Til tross for at høyden til dekket er stor, er dette altså høyden på dekket inkludert himling, med mulighet for å isolere innvendig.

7 Konklusjon

Problemstilling fra innledning lyder som følger: «*Dagens dekker av trevirke spenner ikke langt nok, og har dårlig materialutnyttelse*». I denne rapporten skulle det derfor undersøke om det er mulig å lage ett dekke som spenner lenger enn massive dekker, nærmere bestemt over 10 meter.

Oppsummert ser en at ett slik type dekke absolutt kan ha noe å gjøre i moderne bygg. Forskningen i denne oppgaven tyder på at ett slikt dekke kan klare spenn på over 10 meter, med mindre materialbruk enn andre alternativer. Ett tverrsnitt oppbygd av 70 mm betong toppflens, 48X300 mm S-bjelke og bunnflens av 3·20 mm. med total høyde på 445 mm kan klare ett spenn til og med 10 meter, og på grensen til 11 meter. Økes tykkelsen på bunnflens til 3·30 mm med en total tykkelse på 475 mm kan dekket klare til og med 12 meter.

Miljø og klima ser lovende ut på komposittdekket i forhold til massive tredekker og hulldekke i betong. Dekket kommer best ut på CO₂ utslipp og kan bortimot halvere klimautslippet på dekker av tre kontra dekker av betong. Dette kan bidra på å nå FN sitt klimamål på å redusere utslipp med 55%. Kostnader ser heller ikke veldig store ut, selv om noe større kostnad må regnes med tanke på utførelse, skjærforbinder og epoxy.

Uten å ha testet forskjellige dimensjoner i stor grad ser det ut som tverrsnittet er bra balansert. Senteravstand på 600 mm gir bedre utnyttelsesgrad av toppflens enn 750 mm som det ble først forsøkt med, samtidig som skjærspenninger reduseres. C/C 600 mm passer bra med forskalingsplater, og eventuell isolasjon i dekket. Ved forskjellige spenn og bunnflens mellom 3·20 mm og 3·30 mm varierer dimensjonerende krav mellom å være skjærbrudd, bøyebrydd, nedbøyning og vibrasjon.

Løsningen ser lovende ut, men det gjenstår mer forskning før en kan benytte den i praksis. Differansen mellom Abaqus og håndberegning viser noe avvik som må tas i betraktning. Det er mulig håndberegningene er unøyaktige og en dårlig måte å dimensjonere dekket, men resultat fra både beregning og simulering viser uansett at komposittdekke med hulrom har potensial. Avviket kan dessuten også ligge i Abaqus. Fysisk testing må utføres for å undersøke om teorien stemmer, samt for å utvikle formler for svinn.

7.1 Videre forskning

- Fysisk testing. Å se om bjelketeorien stemmer, eller om det må legges inn faktorer for å justere. Spesielt langtidstesting med tanke på kryp og svinn er nødvendig før denne løsningen skal benyttes i praksis.
- Å få gjort flere FEM-analysert av noen med mer kompetanse og erfaring med program er av interesse.
- Mer detaljert branndimensjonering er nødvendig. Også akustiske analyser/krav bør kontrolleres. Det brann og lydtekniske er avhengig av hvilke løsninger og produkter som skal benyttes i tillegg til selve dekket, hvordan selve bygget skal utformes med tanke på antall etasjer og om det blir noen lettelse på brannkrav til trekonstruksjoner
- Om en form for isolasjon kan fungere som forskaling kan både tid og penger spares, og det bør videre undersøkes om andre bedre løsninger for utførelse av forskaling kan benyttes.
- Undersøking av hvordan utsparinger til gjennomføringer i betongen, krysslitt tre og steg bør vurderes. Ettersom moment bare er dimensjonerende på bjelkemitte og skjær ved opplager er det gode muligheter for utsparinger.
- Også på hvor lange spenn som kan oppnås ved å øke stegbredde, sterkere forbinder og høyde på steg og flenser til det maksimale av hva som er praktisk er interessant.
- Undersøke hvordan ny teknologi på betong videre kan redusere utslipp, for eksempel med fiberarmering der det ikke lenger er nødvendig med minst 70mm tykkelse.
- Undersøke hvordan ett slikt dekke kan benyttes som avstivende skive i det horisontale planet.

Referanser

Abaqus, 2017. *Abaqus documentation*. [Internett]

Available at: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEEXCRefMap/simaexc-c-docproc.htm>

Agnieszka Brandt, J. G. J. H. T. W., 2013. *Deconstruction of lignocellulosic biomass with ionic liquids*. [Internett]

Available at:

https://www.researchgate.net/publication/255760230_Deconstruction_of_lignocellulosic_biomass_with_ionic_liquids

[Funnet 20 04 2022].

Bahmer, R., 2014. *pdf.archiexpo.com*. [Internett]

Available at: <https://pdf.archiexpo.com/pdf/ticomtec/load-bearing-constructions-using-wood-concrete-composite-technique-glued-in-hbv-shear-connectors/148179-255290.html>

[Funnet 19 Februar 2022].

Bajzecerová, V., 2017. *Bending Stiffness of CLT-Concrete Composite Members - Comparison of Simplified Calculation Methods*. s.l.:s.n.

Bergskaug, H. J., 2020. *Analyse av vibrasjonsegenskaper i eksisterende massivtredekker*, Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.

Byggforsk blad 541.201, 2005. *Byggforsk.no*. [Internett]

Available at: https://www.byggforsk.no/dokument/458/paastoep_og_golvpuuss_paa_golv

[Funnet 03 14 2022].

Crocetti, R., 2018. *Experimental study on CFRP-reinforced glulam-concrete composite beams*. s.l.:s.n.

David W. Green, J. E. W. a. D. E. K., u.d. *Mechanical Properties of Wood*, s.l.: s.n.

Direktoratet for byggekvalitet, 2017. *TEK 17*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3/>

[Funnet 23 mars 2022].

EN 338, 2016. *Standard Norge*, s.l.: s.n.

Erik Trømborg, P. K. R., 2021. *nmbu.no*. [Internett]

Available at: <https://www.nmbu.no/aktuelt/node/42963>

[Funnet 10 April 2022].

FN, 2020. *fn.no*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/om-fn/avtaler/miljoe-og-klima/parisavtalen>

[Funnet 12 03 2022].

- FN-sambandet, 2022. *FNs bærekraftsmål*. [Internett]
Available at: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal>
[Funnet 12 03 2022].
- Homb, A., 2007. *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere. Delrapport fra prosjektet «Comfort properties of timber floor constructions»*. s.l.:s.n.
- Jarle Aarstad, G. G., 2016. *trefokus.no*. [Internett]
Available at: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/20-Massivtre.pdf>
- Joelsen, T., 2019. *Bygg.no*. [Internett]
Available at: <https://www.bygg.no/valle-wood/1399018/>
[Funnet 22 Februar 2022].
- Johan Brøndbo, V. A., 2020. *Samvirkekonstruksjoner*. s.l.:s.n.
- Kolbein Bell, H. L., 2018. *LIMTREBOKA*. s.l.:s.n.
- Lin J Hu, Y. C. S. C. A. R. R., 2016. *DESIGN METHOD FOR CONTROLLING VIBRATIONS OF WOOD-CONCRETE COMPOSITE FLOORS SYSTEMS*. s.l.:s.n.
- Linden, M. v. d., 1999. *Timber-Concrete Composite Floor Systems*. s.l.:s.n.
- Lotte Rienecker, P. S. J., 2013. *Den gode oppgaven*. s.l.:s.n.
- Lukaszewska, E., 2009. *diva-portal.org*. [Internett]
Available at: <http://www.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2%3A991048&dswid=6770>
[Funnet 10 03 2022].
- M.P.Ansell, 2015. *Wood Composites*. s.l.:s.n.
- Magdalena Sterley, .. B. K., 2021. *Adhesive Bonding (Second Edition)*,. s.l.:s.n.
- Martin Hartnes, K. A. Å., 2016. *ntnuopen.ntnu.no*. [Internett]
Available at: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmliui/handle/11250/2433669>
[Funnet 10 03 2022].
- Mingjie Zhanga, M. Q. C. Z. C., 2017. *Applied Thermal Engineering*. s.l.:s.n.
- NOKR, u.d. <https://nokr.no>. [Internett]
Available at: <https://nokr.no/prosjekter/massivtre-o2-huset/>
[Funnet 15 05 2022].
- NS-EN 14080, 2016. *Standard Norge*. s.l.:s.n.
- NS-EN 1990, 2016. *Standard Norge*. s.l.:s.n.
- NS-EN 1991-1-1, 2019. *Standard Norge*, s.l.: s.n.

NS-EN 1992-1-1, 2008. *Standard Norge*, s.l.: s.n.

NS-EN 1995-1-1, 2013. *Standard Norge*, s.l.: s.n.

NS-EN 1995-1-2, 2010. *Norsk Standard*, s.l.: s.n.

Ola Alm, O. F., 2015. *Etasjeskiller med tre-betong komposittløsning*, s.l.: s.n.

prEN 1995-1-1, 20XX. *Standard Norge*. s.l.:s.n.

regjering, 2021. *regjering.no*. [Internett]

Available at: <https://www.regjeringen.no/no/tema/klima-og-miljo/innsiktsartikler-klima-miljo/klimaendringer-og-norsk-klimapolitikk/id2636812/>

[Funnet 10 04 2022].

Regjeringen, 2021. *Regjeringen*. [Internett]

Available at: https://www.regjeringen.no/no/tema/transport-og-kommunikasjon/veg_og_vegtrafikk/faktaartikler-vei-og-ts/norge-er-elektrisk/id2677481/

[Funnet 1 04 2022].

Regjeringen, 2021. *regjeringen.no*. [Internett]

Available at: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/utsetter-nettselskapenes-plikt-til-a-innfore-effektbaserte-tariffer/id2893336/>

[Funnet 3 04 2022].

Sang Ahn, M. C. S. S. A. J., 2004. Effective flange width provisions for composite steel bridges.

Seebacher, P., 2011. *Schule ohne Stress*, s.l.: s.n.

Sintef, 1996. *byggforsk.no*. [Internett]

Available at:

https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og_lettbetongelementer

[Funnet 20 April 2022].

Sintef, 2020. *sintef.no*. [Internett]

Available at: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimaløsningen/#:~:text=Betong%20er%20et%20av%20verdens%20mest%20anvendte%20materialer%20og%20sementen,%C3%A5%20redusere%20utslippene%20fra%20sementpr>

[duksjon.](https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimaløsningen/#:~:text=Betong%20er%20et%20av%20verdens%20mest%20anvendte%20materialer%20og%20sementen,%C3%A5%20redusere%20utslippene%20fra%20sementpr)

[Funnet 20 april 2022].

Skaare, M. K., 2013. *Vibrations in composite timber-concrete floor systems*. s.l.:s.n.

Splitkon, 2022. *splitkon.no*. [Internett]

Available at: <https://splitkon.no/massivtre/massivtre-brannsikkerhet/>

[Funnet 15 05 2022].

Splitkon, u.d. *splitkon.no*. [Internett]

Available at: <https://splitkon.no/massivtre/>

[Funnet 15 04 2022].

Stora-Enso, u.d. *storaenso.com*. [Internett]

Available at: <https://www.storaenso.com/en/products/wood-products/massive-wood-construction/clt/brochures-and-downloads>

[Funnet 05 12 2022].

Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. s.l.:s.n.

ticomtec, 2011. *ticomtec.de*. [Internett]

Available at: <https://www.yumpu.com/en/document/read/13358579/hbv-constructions-load-bearing-structure-hbv-systemede>

[Funnet 12 03 2022].

treteknisk, u.d. <https://www.treteknisk.no>. [Internett]

Available at: <https://www.treteknisk.no/aktuelt/seminar-tre-betong--komposittdykker-i-samvirke->

[Funnet 2022 05 1].

Tronstad, S., 2019. *snl.no*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/limtre>

[Funnet 23 04 2022].

Zhang, H., 2013. *Discrete-Event Simulation for Estimating Emissions from Construction Processes*, s.l.: s.n.

Vedleggsliste

Vedlegg A: Totalkostnader dekker

Vedlegg B: Årskostnader dekker

Vedlegg C: CO₂ utslipp dekker

Vedlegg D: (prEN 1995-1-1, 20XX) (inspera)

Vedlegg A: Totalkostnader dekker

Material	Enhetspris/m ²
KL-tre 220 mm og betong 70 mm (300 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	147
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	1 038
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	92
KL-tre, bærende takelemeneter, t = 220 mm	2 987
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	194
Total	4 458
KL-tre 90 mm, S-bjelke 300 mm og betong 70 mm (460 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	147
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	1038
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	92
Forskaling yttervegg, en side. Støpehøyde > 2,8 m (Deler på 4)	221
Mineralull, i bjelkelag, t = 250 mm, klasse 37	325
Limtrebjelke b x h = 90 x 315 mm	998
KL-tre elementer, ikke bærende innervegg, t = 90 mm	1188
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	194
Total	4 205
Hulldykker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	147
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	1483
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	92
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	47
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	117
Gysing og fuging av dekkelementer	150
Hulldykker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	1126
1 strøk støvbindene maling på underside av hulldykker	41
2 strøk maling på underside av hulldykker	82
Normalt god behandling på underside av hulldykker	187
Total	3472
Hulldykker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415-628mm)	

Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	147
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO₂/m³)	1483
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	92
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	47
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	117
Gysing og fuging av dekkelementer	150
Huldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	1126
Nedlekting. Fast platehimling. H = 0 - 200 mm	228
Himlingsplater, 13 mm gips	223
Total	3613

Vedlegg B: Årskostnader dekker

Material	ÅK/m²
KL-tre 220 mm og betong 70 mm (300 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	8,1
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	57
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	5
KL-tre, bærende takelemeneter, t = 220 mm	165
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	0
Total	235
KL-tre 90 mm, S-bjelke 300 mm og betong 70 mm (460 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	8,1
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	57
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	5
Forskaling yttervegg, en side. Støpehøyde > 2,8 m (Deler på 4)	12
Mineralull, i bjelkelag, t = 250 mm, klasse 37	18
Limtrebjelke b x h = 90 x 315 mm	55
KL-tre elementer, ikke bærende innervegg, t = 90 mm	72
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	0
Total	228
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	8,1
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	82
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	5
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	8,1
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	6
Gysing og fuging av dekkelementer	8
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	62
1 strøk støvbindene maling på underside av hulldekker	0
2 strøk maling på underside av hulldekker	8
Normalt god behandling på underside av hulldekker	18
Total	205
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415-628 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	8
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg	82

CO₂/m³)	
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	5
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	8
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	6
Gysing og fuging av dekkelementer	8
Huldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	62
Nedlekting. Fast platehimling. H = 0 - 200 mm	13
Himlingsplater, 13 mm gips	12
Total	204

Vedlegg C: CO₂ utslipp dekker

Material	CO ₂ e/m ²
KL-tre 220 mm og betong 70 mm (300 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	0,27
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	111
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	3
KL-tre, bærende takelemeneter, t = 220 mm	75
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	0
Total	189
KL-tre 90 mm, S-bjelke 300 mm og betong 70 mm (460 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	0,27
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	111
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	3
Forskaling yttervegg, en side. Støpehøyde > 2,8 m (Deler på 4)	0
Mineralull, i bjelkelag, t = 250 mm, klasse 37	6
Limtrebjelke b x h = 90 x 315 mm	6
KL-tre elementer, ikke bærende innervegg, t = 90 mm	14,4
Merkostnad synlig overflate i himling, gran	0
Total	142
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	0,27
Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO ₂ /m ³)	158
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	3
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	0,27
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	4
Gysing og fuging av dekkelementer	17
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	85
1 strøk støvbindene maling på underside av hulldekker	41
2 strøk maling på underside av hulldekker	2
Normalt god behandling på underside av hulldekker	2
Total	313
Hulldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C EPS 50 mm og Betong 100 mm (415-628 mm)	
Avtrekking og stålglatting av gulv på grunn	0,27

Betong i dekker, B30, lavkarbonklasse Pluss (150 kg CO₂/m³)	158
Armeringsnett K 257 i gulv på grunn, format 2,0 m x 5,0 m	3
Glidesjikt av plast, t = 0,20 mm	0,27
Isolasjon i gulv på grunn. EPS t = 50 mm, S80, 0,038 W/mK	4
Gysing og fuging av dekkelementer	17
Huldekker HD 265, bruksområde inntil 13,0 m, lavkarbon klasse C	85
Nedlekting. Fast platehimling. H = 0 - 200 mm	0
Himlingsplater, 13 mm gips	3
Total	271

