



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjoner og materialer
/Byggkonstruksjoner

Vårsemesteret, 20.20.

Åpen / Konfidensiell

Forfatter:

Rannveig Wik Haug

Fagansvarlig:

Sudath Siriwardane

Veileder(e):

Sudath Siriwardane

Lars Henning Krokengen(Ekstern:Cowi AS)

Tittel på masteroppgaven:

Tre-betong samvirkedekker i Norge/Skandinavia:

Nylig utvikling og dimensjoneringsmetoder

Engelsk tittel:

Timber-Concrete composite floors in Norway/Scandinavia:

Recent development and design methods

Studiepoeng:

30

Emneord:

Tre-betong samvirkedekker

Skjærforbindelser

Massivtre

Analytiske metoder

Spørreundersøkelse

Verifisering av tverrsnitt

Sidetall:102.....

+ vedlegg/annet:28.....

Stavanger,03.06/2020.....
dato/år

Forord

Denne oppgaven ble utført ved instituttet for maskin, bygg og materialteknologi ved Universitet i Stavanger våren 2020 og er en avsluttende oppgave for en sivilingeniørutdannelse innen byggkonstruksjoner. Oppgaven er gjort med initiativ fra og i samarbeid med Cowi AS.

Samvirkedekker kan være løsningen på vanlige utfordringer knyttet til trekonstruksjoner og kan være et attraktivt og interessant alternativ til vanlige armerte betongdekker i fleretasjers bygg. Per dags dato mangler det retningslinjer for slike dekker i dagens standarder og målet med denne oppgaven er å undersøke analysemetoder og løsninger for samvirkedekker i massivtre og betong samt kartlegge status for utvikling av denne typen dekker i Norge/Skandinavia. Temaet viste seg å være interessant og det har vært en svært givende prosess å gå inn i dybden av slike dekker å få innsikt i hvilke muligheter bruken av dem kan gi fremover.

Oppgaven har vært krevende og lærerik. Det har vært stor nytte av de fagene som har inngått i studieprogrammet knyttet til blant annet betong og konstruksjonsmekanikk, samtidig som temaet også har utvidet og utfordret mitt faglige reportoar. Spesielt hva gjelder tre generelt og massivtre som byggemateriale. I tillegg har den gitt meg verdifull innsikt i hvor langt de norske/skandinaviske produsentene har kommet med utvikling av slike dekker og hvorfor de ikke har kommet like langt som andre deler av Europa.

Jeg ønsker å rette en spesiell stor takk til de massivtreleverandørene som har tatt seg tid til å delta i spørreundersøkelsen som ble gjennomført i denne oppgaven. I tillegg ønsker jeg å takke Cowi AS og Lars Henning Krokengen som har gitt meg et spennende oppgavetema og gode tips underveis. Også en spesiell takk til min veileder ved universitetet i Stavanger, Sudath Siriwardane, for sine gode råd og veiledning denne perioden.

Sammendrag

Samvirkedekker i tre og betong er et nytt og spennende tema for norsk byggebransje. Massivtre har fått mye oppmerksomhet og har blitt et populært byggemateriale de siste årene. På bakgrunn av dette har denne oppgaven som hovedmål å evaluere og presentere samvirkedekker med et spesielt fokus på samvirkedekker utført ved bruk av massivtre og betong. Slike dekker gir en løsning til typiske utfordringer ved konvensjonelle treprodukter, og er et attraktivt alternativ for armerte betongdekker i fleretasjers bygg. Målet er å gi leseren en innføring i egenskaper og hovedprinsipper for samvirker mellom tre og betong med et spesielt fokus på analysemetoder og løsninger for samvirkedekker av massivtre og betong. Oppgaven gir en oversikt over tilgjengelige og aktuelle skjærforbindelser, samt at den kartlegger status for utvikling av samvirkedekker mellom massivtre og betong i Norge/Skandinavia.

Studien indikerer at ved riktig utførelse kan denne typen dekker ha mange fordeler sammenlignet med vanlige massivtredekker. Blant annet lengre spenn og høyere byggkonstruksjoner. Den viser imidlertid også at valget av skjærforbindelse må legges spesiell vekt på. Verifiseringen som er gjennomført av et foreslått samvirkedekke tyder på at denne typen konstruksjon vil kunne utføres med betydelig større spenn enn vanlige massivtredekker, men at det på en annen side vil være mer kostbart. En spørreundersøkelse gjennomført viser at etterspørsel og kapital er blant hovedårsakene til at utviklingen i Norge/Skandinavia går senere enn i andre deler av Europa. I tillegg virker det som at det mest sannsynlig vil ta en stund før samvirkedekker i massivtre og betong finner en plass i norske/Skandinaviske massivtreleverandørers produktkatalog. Mer testing burde gjennomføres for å utvikle anbefalte retningslinjer for massivtre-betong samvirker. En markedsanalyse bør gjennomføres for å undersøke viktigheten av denne typen dekker. Dette vil kunne gi eventuelle kunder mer informasjon om produktet samt vise dem at å kombinere tre og betong vil utnytte materialenes styrker og slik kunne løse typiske problemstillinger knyttet til disse når de brukes individuelt.

Abstract

Timber-concrete composite floors is a new and interesting subject for the norwegian building industry. Mass timber has gained a lot of attention and has become a popular building material the last couple of years. Because of this, the main goal of this thesis is to evaluate and present timber-concrete composite floors with a special focus on composite floors with the use of massive timber and concrete. These floors provides a solution to typical challenges related to conventional timber floors and are an attractive alternative for reinforced concrete slabs in multi-storey buildings. The aim is to give the reader an understanding of the characteristics and main principles of a timber-concrete composite with a special focus on analytical analysis methods and solutions for a massive timber-concrete composite. The thesis provides an overview of available and existing shear connectors, as well as an overview of the status of developement regarding massive timber-concrete composite floors in Norway/Scandinavia.

The study indicates that by right execution these floors can be very beneficial when compared to regular mass timber floors. Including longer spans and high-rise construction. However, it shows that the selection of the shear connector must be given great attention. The verification performed of a proposed composite floor indicates that this type of construction will be able to be provide larger spans than regular massive timber floor, but on the other hand it will require higher cost. A survey shows that demand and cost is among the major causes for somewhat slow developement in Norway/Scandinavia compared to other European countries. In addition to this it appears that it most likely will take some time before massive timber-concrete composite floors will find its way into the suppliers product catalogs. More testing should be performed to develop recommended guidelines for massive timber-concrete composites. Market research should be performed to investigate the significance of these types of floors. This will also provide potential customers with more information about the product as well as show them that a combination of timber and concrete will exploit the beneficial properties of both materials and in that way solve typical problems which arise when used individually.

Figurer

2.1	Eksempler på samvirkedekker[12]	5
2.2	Lastoverføring av et armert betongdekke(venstre) og et trebetong dekke(høyre) [8]	6
2.3	Samvirkeeffekt-prinsipp [11]	9
2.4	Korrelasjon mellom skjærforbindelsenes stivhet og den effektive bøyestivheten til et samvirkedekke [8]	11
2.5	KLT-betong samvirkedekke med bruk av HBV forbindelse [10]	13
2.6	Illustrasjon av tecnaria systemet [11]	14
2.7	Illustrasjon av et M-seksjon-system [11]	15
2.8	Illustrasjon av fagverksløsning i SEPA-2000 systemet [11]	15
2.9	Illustrasjon av SEPA-2000 systemet [11]	16
3.1	Prinsippskisse av en symmetrisk push-out test	19
3.2	Vanlige tre-betong forbindere: (a1) spiker; (a2) Forsterkede limte stålstenger; (a3/4) Skruer; (b1/2) Split rings og tannplater; (b3) Ståltube; (b4) Metallplate med stålpigge; (c1) Runde fordypninger i treet, med festemidler som forhindrer løft; (c2) Firkantete fordypninger; (c3) skålformede fordypninger med forspente stålstenger; (c4) Spikrede tømmerplanker og skjærplater slisset gjennom de dypere plankene; (d1) Stålgitter limt fast i treet; (d2) Stålplate limt fast i treet [22]	20
3.3	Stålplate limt fast i tre, dimensjoner er i mm [25]	21
3.4	Et eksempel av et dekke hvor stålnett er brukt som skjærforbindelse [32]	22
3.5	Bøyde dybler limt inn i treet, alle dimensjoner i mm [25]	23
3.6	Illustrasjon av en typisk spiker[11]	24
3.7	SFS-skrue[11]	25
3.8	Dias fremstilling av last-glidebevegelse oppførsel for ulike forbindelser[9]	28
4.1	$2/3k_u$ og k_{ser} [25]	34
4.2	Sinusformet lastfordeling med tilhørende momentdiagram[12]	39
4.3	Tverrsnitt(vist til venstre) og fordeling av bøyespenninger(vist til høyre) [14]	40
4.4	Bjelkemodell ved bruk av skjæranalogimetoden [24]	43
4.5	Spenningsfordeling i bjelke A for et tverrsnitt med 4 lag[24]	45
4.6	Spenningsfordeling i bjelke B for et tverrsnitt med 4 lag[24]	46
4.7	Endelig spenningsfordeling for et tverrsnitt bestående av 4 lag[24]	46
4.8	a):Bjelkens tverrsnitt og b): bjelkens differensialelementer med laster og innvendige krefter på elementene[4]	49
5.1	Eksempel på et kantstilt massivtrelement [26]	51

5.2	Eksempel på et kantstilt massivtrelement [15]	51
5.3	Eksempler på hulromselementer. (a):Med parallelle lameller. (b):Med kryssende lameller [23]	52
5.4	Fremstilling av Setragian og Kusuma av skjærforbindelser som er hyppigst brukt i KLT-betong samvirker[21]	54
5.5	Bilder av skjærforbindelser fra e-hefte til KLH mazzivholz [3] .	55
5.6	Systemløsninger for KLT-betong samvirkedekker [10]	56
5.7	illustrasjon av forbindelsen med vinkelde skruer [17]	57
5.8	Typer testet av Mai, Park og Lee [17]	57
5.9	Detaljer av skjærforbindelse brukt av Crocetti og Jiang [18] . .	59
5.10	Dekker testet av Jiang og Crocetti[18]	60
6.1	Nordisk massivtre logo [27]	69
6.2	Norsk massivtre logo [28]	70
6.3	Martinsons logo [31]	70
6.4	Kart med lokasjonsoversikt over leverandører tatt med i un- dersøkelsen	71
7.1	Tverrsnitt dekke 1 (Alle dimensjoner i mm)	80
7.2	Planvisning dekke 1(Alle dimensjoner i mm)	81
7.3	Sidevisning av dekke 1(Alle dimensjoner i mm)	81
7.4	Tverrsnitt (Alle dimensjoner i mm)	81
7.5	Planvisning dekke 2(Alle dimensjoner i mm)	82
7.6	Sidevisning av dekke 2(Alle dimensjoner i mm)	82
7.7	Statisk fremstilling av dekket	85
7.8	Illustrasjon av det aktuelle 5lags KLT-elementet [24]	86

Tabeller

3.1	Dias oversikt ulike forbindelsers egenskaper [9]	27
4.1	Forklaringer av parametere-Langtidsverifikasjon	37
4.2	Verdier for K_s [24]	47
5.1	Dimensjoner på dekkene testet av Mai, Park og Lee [16]	58
5.2	Resultater fra testene til Mai, Park og Lee[16]	58
5.3	Dimensjoner på dekkene testet av Crocetti og Jiang[18]	60
5.4	Resultater i Jiang og Crocettis tester [18]	61
5.5	Resultater fra de gjennomgatte eksperimentelle testene	61
5.6	Sammenligning av kraft per millimeter nedbøyning på dekkene i det gjennomgatte eksperimentelle studiene	62
6.1	Spørsmålene fra utsendt spørreskjema	73
7.1	Betongelementets materialegenskaper og diemensjoner	82
7.2	KLT-elementets materialegenskaper og dimensjoner	83
7.3	Egenskaper til skjærforbindelsen av type utfreste hakk forsterket med skruer og armeringsjern brukt i dekke nr.1	83
7.4	Egenskaper til skjærforbindelsen av type coach screw KOP10180 brukt i dekke nr.2	84
7.5	Hjelpetabell for å beregne den totale effektive bøyestivheten til KLT-elementet	87
7.6	Hjelpetabell til utregning av den effektive skjærstivheten	88
7.7	Den totale effektive bøyestivheten i langtid, brudd, og de parametere som inngår i kalkulasjon av denne	94
7.8	Verifisering av betongen i brudd, langtid	95
7.9	Verifisering av KLT-elementet i brudd, langtid	95
7.10	Verifikasjon av skjærforbindelsen i brudd, langtid	95
7.11	Den totale effektive bøyestivheten og dens parametere i bruks,korttid	96
7.12	Den totale effektive bøyestivheten og dens parametere i bruks,Langtid	98
7.13	Verifisering av tverrsnitt- Dekke nr.2, Brudd	99
7.14	Verifisering av tverrsnitt-Dekke nr.2, Bruks	99
B.1	Den totale effektive bøyestivheten i langtid til dekke nr.2, brudd, og de parametere som inngår i kalkulasjon av denne	xxiv
B.2	Verifisering av betongen til dekke nr.2 i brudd, langtid	xxv
B.3	Verifisering av KLT-elementet til dekke nr.2 i brudd, langtid	xxv
B.4	Verifikasjon av skjærforbindelsen til dekke nr.2 i brudd, langtid	xxv
B.5	Den totale effektive bøyestivheten til dekke nr.2 og dens parametere i bruks,korttid	xxvi
B.6	Den totale effektive bøyestivheten til dekke nr.2 og dens parametere i bruks,Langtid	xxviii

Innhold

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Problemstilling og avgrensinger	2
1.3	Disposisjon av oppgaven	3
2	Samvirkekonstruksjoner i tre og betong	4
2.1	Beskrivelse av samvirkesystemer i tre og betong	4
2.1.1	Generelt	4
2.1.2	Hovedprinsipper	7
2.1.3	Skjærforbindelser	9
2.2	Systemløsninger for tre-betong samvirker	12
2.3	Typer og forbedringer for et tre-betong samvirke	16
3	Undersøkelse av testede skjærforbindelser brukt i tre-betong samvirker	18
3.1	Generelt	18
3.2	Testmetode	18
3.3	Testede typer	19
4	Analyse av tre-betong samvirker	29
4.1	Verifisering av tverrsnitt	29
4.2	Korttidsverifikasjoner	33
4.3	Langtidsverifikasjon	34
4.4	Teoretiske modeller for delvis samvirkeeffekt	37
4.4.1	γ -metoden	38
4.4.2	Skjæranalogimetoden	43
4.4.3	Differensialligning	48
5	Massivtre-betong samvirker	50
5.0.1	Massivtre	50
5.0.2	Aktuelle skjærforbindelser og systemer	53
5.1	Metode for analyse og fremgangsmåte	63
5.2	Evaluering av løsninger for samvirkedekker i massivtre og betong	64
6	Spørreundersøkelse	67
6.1	Generelt	68
6.2	Leverandørene	68
6.3	Gjennomføring	71
6.4	Resultater	73

6.5	Drøfting av resultat	78
7	Designeksempel: Dekke i kontorbygg	79
7.1	Dekkets dimensjoner og materialparametre	80
7.2	Skjærforbindelsens egenskaper og parametre	83
7.3	Laster	84
7.4	KLT-elementets bøyestivhet- Skjæranalogimetoden	86
7.5	Verifisering av tverrsnitt - Dekke nr.1	88
7.5.1	Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruddgrense- γ -metoden	89
7.5.2	Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruddgrense- γ -metoden	93
7.5.3	Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruksgrense- γ -metoden	96
7.5.4	Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruksgrense- γ -metoden	97
7.6	Verifisering av tverrsnitt-Dekke nr.2	99
7.7	Kommentarer til verifiseringen	100
8	Konklusjon	101
	Referanser	i
A	Leverandørenes svar på spørreskjema	iv
B	Verifisering av tverrsnitt - Dekke nr.2	xix
B.0.1	Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruddgrense- γ -metoden	xix
B.0.2	Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruddgrense- γ -metoden	xxiii
B.0.3	Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruksgrense- γ -metoden	xxvi
B.0.4	Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruksgrense- γ -metoden	xxvii

1 Introduksjon

Dette kapitlet presenterer en introduksjon til samvirker i tre og betong og deres bruksområder i tillegg til bakgrunn for oppgavens tema, problemstillinger, avgrensinger og oppgavens disposisjon.

1.1 Bakgrunn

Betongens viktige rolle som byggemateriale er udiskuterbar og den har gitt dagens samfunn utallige muligheter innen konstruksjonsteknikk. Det er også liten tvil om at den vil fortsette å spille en stor rolle i byggeindustrien videre. Til tross for dette har den lave strekkstyrken til betong vært en kjent utfordring i lang tid og i betongdekker som produseres idag løses dette gjennom bruk av armering i konstruksjonen. Et betongdekke er avhengig av at bøyekapasiteten er stor nok, og dette kan kun sikres dersom avstanden mellom strekk- og trykkreftene er tilstrekkelig. I grove trekk betyr dette at det må være en viss avstand mellom armeringen og betongens trykksone. For betongdekker vil dette si at armeringen ikke kan ligge for nærme toppen av tverrsnittet, altså trykksonen. Ulempen med dette er at det kreves mer betong og at funksjonen til denne ekstra betongen kun er å holde armeringen borte fra denne sonen. Dette betyr at den ekstra betongen ikke direkte er der for bærekapasitetens skyld. Interesse om å bygge mer massivt og enda høyere er økende. Dette fører med seg problematiske utfordringer knyttet til den mengde betong som kreves for slike prosjekter. Et byggs totale vekt domineres stort sett av dekkene, og denne parameteren vil være svært kritisk og avgjørende dersom den totale vekten må reduseres.

For å redusere konstruksjonens totale vekt har samvirkedekker i tre og betong blitt foreslått og fått mer oppmerksomhet. I motsetning til betong tilbyr tre egenskaper som lav vekt og høy strekkkapasitet i fiberretning. Derfor vil det være svært interessant å se nærmere på hvordan disse to materialene på best mulig måte kan settes sammen og slik utnytte hverandres styrker. Dersom betongen og treet settes sammen ved bruk av en passende forbindelse slik at skjærkreftene mellom materialene tas opp på en effektiv måte vil betongen utsettes for trykkrefter, og strekkreftene overføres til treet. På grunn av skjærforbindelsene kan betongen gjøres om til en bærende påstøp i stede for en flytende påstøp som typisk blir brukt i vanlige tredekker for blant annet avretting og for å kontrollere vibrasjoner. Med en slik bærende påstøp kan betongmengden som kreves reduseres kraftig ved at armeringen byttes ut med et tre-element uten at det går ut over dekkets bøyestivhet.

Fordelene en slik konstruksjon har i forhold til et vanlig betongdekke vil blant annet være redusert egenvekt, og lavere CO_2 utslipp. Sammenlignet med et vanlig tredekke er ting som økt bærekapasitet, stivhet og forbedret lydisolasjon og vibrasjonsegenskaper fordeler som vil være gunstige. Treet kan dessuten brukes som forskaling under støping og dette kan veie opp for at tre generelt er et mer kostbart materiale enn betong.

Massivtre er en type tremateriale som har fått mye oppmerksomhet de siste årene og er blitt et svært populært produkt som brukes i blant annet skolebygg, kontorbygg og andre fleretasjers bygg. Massivtre har stor fleksibilitet hva gjelder form og størrelse samtidig som det avgir høy styrke i forhold til egenvekt samt god isoleringsevne og varmelagringskapasitet. Dette er den typen egenskaper som vil være ønskelig i blant annet skoler og fleretasjers bygg. Disse egenskapene i et dekke kombinert med egenskapene til en bærende påstøp gjør det logisk å se nærmere på samvirkedekker i massivtre og betong. Flere land i Europa ligger foran Norge/Skandinavia på dette feltet. Blant annet Østerrike som har kommet langt på området. Det vil naturlig nok være svært ønskelig å kunne produsere slike produkter lokalt på grunn av eksempelvis transport og kommunikasjon under produksjon. Derfor vil det være viktig å kartlegge når og hvordan dette kan oppnås.

1.2 Problemstilling og avgrensinger

Problemstillingene i denne oppgaven sammenlignes og ses opp i mot dagens standard. Den skal;

1. Evaluerer løsninger og hovedprinsipper i et massivtre-betong samvirke-dekke
2. Kartlegge status for utvikling av massivtre-betong samvirker i Norge/-Skandinavia
3. Foreslå analysemetode for et massivtre-betong samvirkedekke, og gjennomføre et designeksempel som verifiserer tverrsnittet til et dekke av denne typen i brudd -og bruksgrensetilstanden.

Opgaven har i stor grad fokus på de strukturelle egenskapene til samvirkdekker og skjærforbindelsens mekaniske egenskaper. Parametre som for eksempel brann -og lydegenskaper er ikke lagt vekt på. Videre må det nevnes at resultater fra spørreundersøkelsen gjennomført kun representerer de leverandørene som har takket ja til å delta, og må derfor kun ansees som en indikasjon på

hvordan utviklingen ligger ann i Norge/Skandinavia. Tar forbehold om at det finnes andre leverandører som kunne avgitt svar som ikke harmonerer med disse resultatene. Ellers er fremgangsmåte og analysemetode foreslått basert på de verktøy tilgjengelige på det tidspunkt studien ble gjennomført.

1.3 Disposisjon av oppgaven

Opgaven deles inn i fem hoveddeler. Første del er kapitel 1 som er introduksjon til oppgaven. Her introduseres tema, bakgrunn, problemstilling, avgrensing og disposisjon. Denne har som mål å gi leser oversikt over innholdet i oppgaven.

Andre del er et litteraturstudie av tre-betong samvirkdekker. Av dette inngår kapitel 2 - 4 som tar for seg samvirkedekkers generelle beskrivelse, undersøkelse av testede skjærforbindelser og analysemetoder. Disse har som mål å gi leser en innføring i slike dekkers egenskaper, løsninger og muligheter. I tillegg inngår kapitel 5 som går spesielt inn på på samvirke mellom massivtre og betong. Her beskrives blant annet massivtre som byggemateriale, samt at det tar for seg løsninger for samvirker mellom massivtre og betong, det vil si systemløsninger og aktuelle skjærforbindelser. Det er også foreslått metode og fremgangsmåte for kortids -og langstidsanalyse av samvirkdekker i massivtre og betong.

Videre i kapitel 6 er det gjennomført en spørreundersøkelse. Undersøkelsen er gjennomført gjennom spørreskjema til aktuelle Norske/Skandinaviske massivtreprodusenter og har som mål å finne ut hvilke tanker de Skandinaviske produsentene av massivtre har om samvirkdekker, samt om de er i gang med utvikling og eventuelt hvilke utfordringer de har eller ser for seg knyttet til et slikt produkt. Formålet med denne delen er å kartlegge status for utvikling av slike dekker og mulighetene for å produsere disse lokalt.

Basert på spørreundersøkelsen og litteraturstudiet er det verifisert et foreslått dekke som skal brukes i et kontorbygg i kapitel 7. To dekker med samme dimensjoner er verifisert, men med ulike skjærforbindelser.

I siste del er det trukket en konklusjon samt anbefalinger til videre arbeid.

2 Samvirkekonstruksjoner i tre og betong

Samvirke mellom tre og betong har vært brukt i nesten 100 år. Som i blant annet broer, brygger, havner, bygninger og plattformer. De første eksperimentelle testene ble utført i USA hvor det ble testet tre-betong bjelker som var tenkt å brukes for en motorveibro. Europa har i det siste begynt å ta i bruk dette for å blant annet forsterke og forbedre eksisterende tredekker i både kontorbygg og bolighus, men det bygges også nye konstruksjoner av denne typen brukt i både bygninger og broer. Siden 80-tallet har det også vært stor interesse for å kunne bygge fleretasjers trehus, men her var store spennlengder en begrensning. Det meste av forskningen som er gjort på tre-betong samvirker er gjennomført på den måten at betongen støpes oppå trebjelkene og mekaniske forbindelser er festet i treet før støping og herding av betongen. Tidligere forskning har vært på samvirker bestående av vanlig betong sammen med bjelker av standard konstruksjonsvirke/limtre bjelker, men de siste årene har muligheten for å kunne bruke andre tre-baserte materialer også blitt sett på.

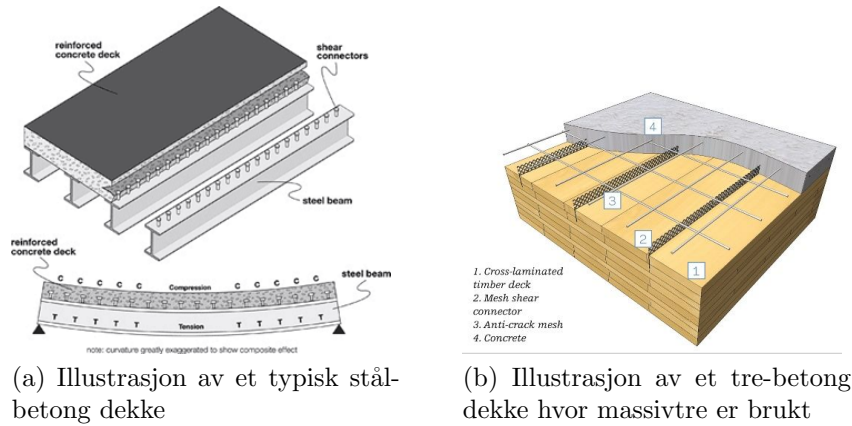
2.1 Beskrivelse av samvirkesystemer i tre og betong

I et tre-betong samvirke festes et tretverrsnitt til et betongtverrsnitt ved hjelp av spesielle forbindelser dimensjonert til å ta opp skjærkreftene som vil oppstå mellom de to materialene. Som oftest blir betongen plassert i trykksonen og treet i strekksonen. Samvirker mellom tre og betong kan man som nevnt tidligere blant annet finne i dekker og broer. Denne masteravhandlingen legger vekt på de førstnevnte.

2.1.1 Generelt

Samvirkesystemer beskrives som konstruksjoner hvor to elementer virker sammen for å i hovedsak øke den lastbærende kapasiteten til konstruksjonen. Elementene festes sammen med et mål om at materialene skal oppføre seg mest mulig som ett. Hvor mye de samvirker, det vil si graden av hvor mye de virker som ett, er avhengig av hvilke festemidler som er brukt. Festemidlenes hovedoppgave er å ta opp skjærkreftene som oppstår mellom komponentene og kalles derfor skjærforbindelser. Vanligvis er to ulike materialer satt sammen for å utnytte deres respektive egenskaper på en best mulig måte. Denne oppgaven har fokus på tre-betong sammensetninger. Andre sammensetninger kan for eksempel være stål og betong hvor forbindelsen sveises fast i stålet og på denne måten oppnår ønsket samvirke. På bakgrunn av Cowi AS ønske er det satt fokus på samvirkedekker sammensatt av massivtre og betong i

denne oppgaven. Figur 2.1 viser eksempler av to ulike samvirkedekker.[12]



Figur 2.1: Eksempler på samvirkedekker[12]

En kombinasjon av tre og betong forbundet av skjærforbindelser utnytter de materielle egenskapene til tre og betong. Dersom vi sammenligner et slikt dekke med et tredekke er fordelene som følger[8]:

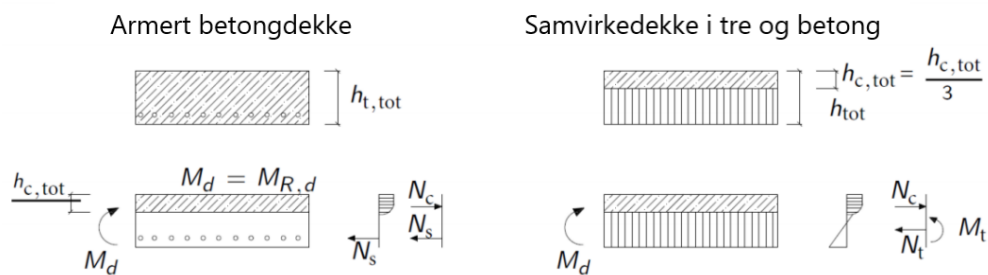
- Økt stivhet
- Økt bærekapasitet
- Forbedret lydisolasjon
- Redusert sensitivitet hva gjelder vibrasjoner
- Forenklet mulighet til å realisere horisontal fastholding av konstruksjonen
- Muligheter for lengre spenn

Sammenlignet med et betongdekke vil fordelene være[8]:

- Redusert egenvekt
- Mulighet til å resirkulere deler av konstruksjonen, og slik gi lavere CO_2 utslipp

- Redusert betongvolum som gir en raskere byggeprosess og mindre transport på byggeplass
- Forenklet mulighet til å realisere horisontal fastholding av konstruksjonen

Noen av punktene over kan kun argumenteres for dersom dekket har den nødvendige bærekapasiteten og stivheten som trengs for å tilfredstille kravene. Under dimensjonering av betong neglisjerer man ofte strekktyrken, og armering brukes for å overføre strekkspenningene forårsaket av nedbøyning. I bruddgrensetilstand er betongen ofte utsatt for riss i 2/3 av høyden til tverrsnittet under nedbøyning. I samvirkedekker av tre-betong byttes det sprukne området ut med et element i tre for å forhindre dette, se figur 2.2 [8]



Figur 2.2: Lastoverføring av et armert betongdekke(venstre) og et tre-betong dekke(høyre) [8]

Definerte styrkeegenskaper gjør at tre kan brukes i store byggeprosjekter i form av elementer, limtre, massivtre, moduler og kombinasjoner av disse. Eller i kombinasjon med andre materialer som betong. Ved å velge bærekonstruksjon i tre i en så tidlig fase som mulig i planleggingen, vil tre kunne være et konkurransedyktig alternativ. Tre er også et lett materiale som gjør at både transport og produksjon kan gå effektivt. Både gulv, vegger og tak kan produseres som flate elementer i fabrikk som settes sammen på byggeplass. Elementene kan bygges opp av lette, platekledde trekonstruksjoner eller av massivtre. Ved full prefabrikasjon av innredede deler av rom eller bygg kan kvaliteten øke og byggetiden reduseres[2].

På en annen side vil lav vekt og lav verdi av young's modulus gjøre trekonstruksjoner mer utsatt for velt og vind induerte vibrasjoner[5]. Tre forbindes

også ofte med god klang og resonans. I musikkinstrumenter og konsertsaler er dette ønskelig, men dette er som oftest uheldige egenskaper i bolighus, skoler, næringsbygg osv. Lette materialer vil lettere kunne settes i svingninger enn tyngre materialer, spesielt ved lave frekvenser. En stor utfordring er trinnlyd i etasjeskillere og flanketransmisjon, og dette må tildeles stort fokus for å unngå uønsket lyd og støy[6]. Anisotrope materialer som tre er materialer som har forskjellige egenskaper i ulike retninger, noe som betyr at materialegenskapene til tre er avhengige av fiberretningen i veden. Ortotrop brukes som en undergruppe av anisotrop, og denne formen for anisotropi karakteriseres med at materialene har egenskaper som er annerledes langs tre symmetriske plan som står vinkelrett på hverandre. Ortotropien kan betraktes med kartesiske eller polare koordinater i et system med lengde-, radiell- og tangentiellretning avhengig av hvor i stammen trevirket er tatt ut fra. Dette betyr at det er stor variasjon i trevirkets egenskaper avhengig av hvilken retning i treet som betraktes. [7]

Betong har vært foretrukket som byggemateriale i århundrer og er brukt i mange av verdens mest kjente byggekonsentrasjoner og den sørger for god infrastruktur rundt oss. Betong er svært anvendelig og kan brukes i de fleste byggeprosjekter, både i prefabrikkerte elementer og plasstøpte konstruksjoner. Dagens krav til både brannegenskaper og lyddempende egenskaper gir gode grunner til å velge betong. God lydisolasjon, sikker konstruksjon, lave vedlikeholdskostnader og lang levetid er noen av fordelene med å velge dette materialet. I de fleste byggeprosjekter idag vil betong spille en eller annen form for rolle, da spesielt ved fundamentering, bygging av store hus og i broer.

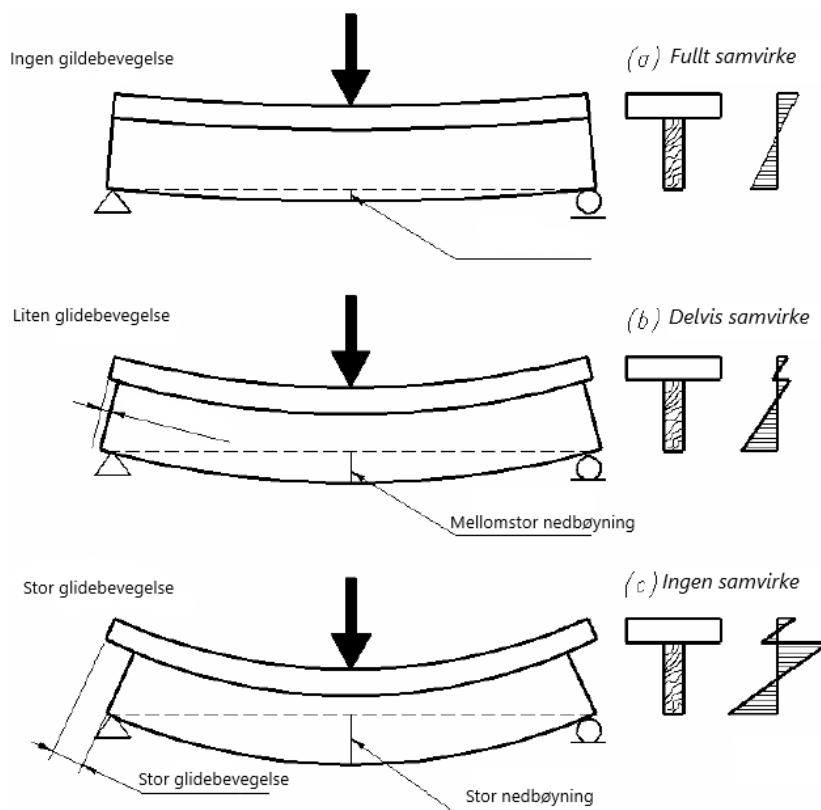
En del av argumentene for bruk av betong er at det for eksempel reduserer behov for oppvarming og kjøling på grunn av den termiske massen, den krever lite vedlikehold som fører til lavere kostnader og den lagrer og binder karbon ved karbonatisering. Men store diskusjoner har oppstått knyttet til betongens påvirkning på miljøet og CO_2 utslipp knyttet til den, og det er foreslått en rekke tiltak som kan gjøres for å forbedre dette. Blant annet mer resirkulering og gjenbruk, samt CO_2 -fangst. Med dette sagt vil betongen uten tvil spille en stor rolle i byggeindustrien også i fremtiden, og løsninger jobbes med for å forbedre dagens teknologi.

2.1.2 Hovedprinsipper

Generelt gir trevirke svært gode forutsetninger for å ta opp store strekkrefter. Betong på en annen side er svært motstandsdyktig mot trykkrefter.

Dette danner hovedprinsippet for tre-betong samvirkedekker hvor det underliggende treelementet absorberer mesteparten av strekkreftene og topplaget av betong tar opp trykkreftene. En kombinasjon vil utnytte materialenes gode egenskaper og undertrykke de dårlige, statisk sett. En forutsetning for at dette skal virke så effektivt som mulig er å få materialene til å oppføre seg mest mulig som ett. Det vil si å ha en høyest mulig samvirkeoppførsel gjennom konstruksjonen. Dette krever mye av måten materialene er festet sammen på. Dersom en greier å fullstendig feste tre og betong sammen vil det si at materialet kun har en nøytralakse noe som igjen betyr at tøyningene er konstante over hele tverrsnittet. Dersom derimot skjærkreftene ikke overføres mellom treet og betongen må konstruksjonen betraktes å være delt i to individuelle deler. [10]

I sammensatte konstruksjoner av stål og betong vil det være mulig å anta at den horisontale glidebevegelsen mellom materialene er så liten at den er neglisjerbar. Dette kan vanligvis ikke gjøres for samvirke i tre og betong fordi tre kan ikke sveises slik som stål kan. Å oppnå et fullt samvirke mellom elementene vil derfor være utfordrende og vil ofte ikke kunne gi et tilfredstillende resultat. Forbindelsen er som oftest fleksibel og forårsaker en horisontal glidebevegelse som ikke kan sees bort ifra og som også kan være ønskelig. Dette gjør det nødvendig å dele oppførselen til dekker oppbygd av tre og betong opp i tre ulike kategorier. Et ytterpunkt er fullstendig samvirke og det andre vil være null samvirke. Dette avhenger av hvor stor den horisontale glidebevegelsen mellom elementene er. Det er imidlertid mulig å angi en grense hvor glidebevegelsen er så liten at tre og betong dimensjoneres med fullstendig samvirke. Det samme gjelder dersom skjærforbindelsene er få og har så lav stivhet at materialene kan skli uhindret. Da må dekket dimensjoneres som et dekke med null samvirke. Figur 2.3 viser de tre ulike tilfellene, fra fullstendig samvirke til null samvirke. De fleste sammensatte konstruksjoner havner et sted mellom fullstendig og null samvirke, det vil si de har en delvis samvirke mellom hverandre. [10]



Figur 2.3: Samvirkeeffekt-prinsipp [11]

Skjærforbindelsene spiller en ekstremt kritisk rolle for samvirke dekker og valg av dette må vurderes nøye. Valget skal baseres på høyest mulig stivhet, men samtidig være rask og enkel å installere. Denne oppgaven vil også ta for seg en studie av ulike typer skjærforbindelser som er testet i tidligere studier.[10]

2.1.3 Skjærforbindelser

Valg av skjærforbindelser/festemidler må legges særlig vekt på under dimensjonering av et hvert samvirke mellom to ulike materialer. Dette gjelder altså i aller høyeste grad også for samvirke dekker i tre og betong. Et stort fokus bør rettes mot stivheten da det i de færreste tilfeller vil være mulig å se bort i fra glidebevegelsen som oppstår mellom materialene. En stor innsats i valg av disse bør legges til rette for i utforming av samvirke dekker da dette er avgjørende for hele systemets oppførsel. Skjærforbindelsene er kritisk hva gjelder utforming, dimensjonering og prestasjon i samvirke dekker. Som navnet tilsier er deres funksjon å ta opp skjærkreftene som oppstår mellom de to

elementene i samvirkesystemet. Det er generelt knyttet sterk usikkerhet til deres egenskaper og oppførsel. En svikt/feil i disse påvirker spenningsfordelingen og deformasjonen i hele systemet og flere ulike parametre må tas hensyn til i valg av type. En ideell skjærforbindelse bør ha følgende egenskaper[8]:

- Være sterk nok til å overføre skjærkreftene fra kontaktpunktet mellom materialene
- Være stiv nok til å gi en begrenset horisontal glidebevegelse i kontaktpunktet mellom samvirkeelementene.
- Være formbar/duktile nok til å tillate fullstendig lastfordeling og unngå svikt av forbindelsene.

Ved avgjørelse av hvilken skjærforbindelse som skal brukes i det aktuelle dekket vil det være nødvendig å bestemme forbindelsenens samvirkeeffekt. Det vil si hvilken grad av samvirke forbindelsen gir. 0 prosent samvirkeeffekt betyr null samhandling mellom materialene og de må behandles som to individuelle elementer. En samvirkeeffekt på 100 prosent derimot betyr at materialene oppfører seg fullstendig som ett. [8]

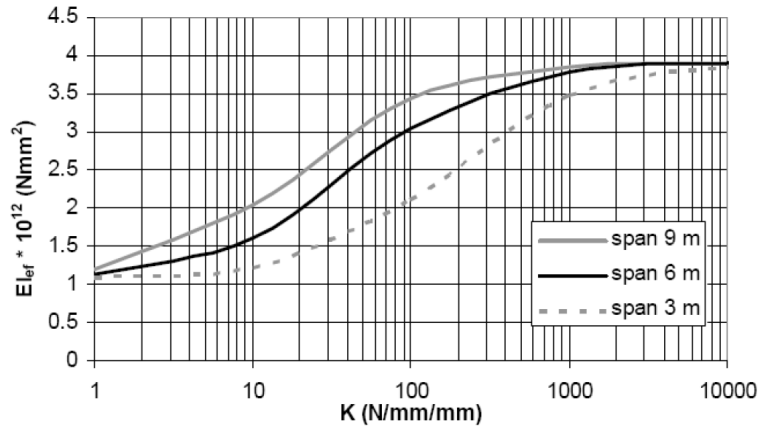
Mai, Park og Lee angir følgende formel (lign. (1)) for bestemmelse av samvirkeeffektens grad (Degree of composite action)[16] :

$$DCA = \frac{(EI_{eff} - EI_0)}{(EI_{\infty} - EI_0)} \quad (1)$$

Her er EI_0 bøyestivheten ved null samvirke, EI_{∞} er bøyestivheten ved fullstendig samvirke og EI_{eff} er bøyestivheten til det effektive tverrsnittet (delvis samvirke).

I tillegg til dette må faktorer som kostnad, transport og praktisk gjennomførbarhet legges stor vekt på. Vanligvis vil lav styrke kunne kompenseres med tettere plassering av skjærforbindere, men dette vil bety et større antall som vil gi høyere kostnader. Økt stivhet i forbindelsene vil i prinsippet gi økt bøyestivhet til hele systemet. Her er det nødvendig å nevne at forholdet mellom bøyestivheten til systemet og stivheten til skjærforbindelsene ikke er lineært. Ser man på en grafisk fremstilling av korrelasjonen mellom disse to, viser den at å prøve å øke stivheten til forbindelsene forbi et viss punkt blir meningsløst, se figur 2.4. Ut i fra grafen kan man grovt sett si at å

øke stivheten forbi 1000 N/mm per meter bredde ikke vil ha noen effekt for bøyestivheten til systemet [11].



Figur 2.4: Korrelasjon mellom skjærforbindelsenes stivhet og den effektive bøyestivheten til et samvirkedekke [8]

Valg av skjærforbindelse bør være et kompromiss mellom effektivitet og kostnad. De må være så stive som mulig og samtidig kunne installeres på enkelt og økonomisk vis. Gjennom dette litteraturstudiet viste det seg raskt at det finnes et enormt stort antall skjærforbindelser som er testet ut for bruk i samvirker mellom tre og betong. Allikevel er mange av disse lite brukt i praksis.

Mange av de tilgjengelige skjærforbindelsene er svært ulike hverandre hva gjelder både utforming og egenskaper. Det er derfor vanskelig å kategorisere skjærforbindelsene inn i grupper, men det er allikevel valgt å nevne forslag til hvordan en kan skille mellom ulike typer. Noen av disse er presentert nedenfor.

Skjærforbindelsene deles inn i fire hovedgrupper[8]:

- Dybelforbindelser
- Hakk
- Hakk kombinert med stålforbindere
- Andre typer (bl.a. spikerplater, lim og limte stålnett)

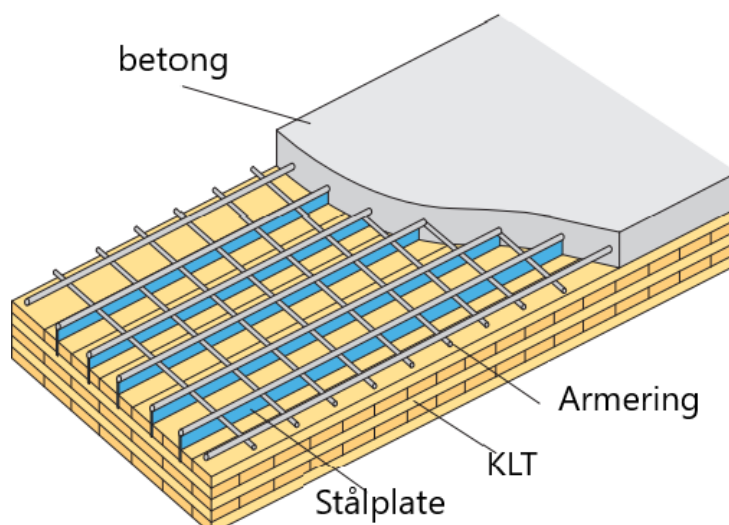
Samme forfatter presenterte sitt arbeid med å kartlegge hvor mye hver av de overnevnte gruppene var forsket på og testet. Her kommer det klart frem at dybelforbindelser var den typen som er blitt utredet mest. Hakk og hakk med stålforbindelser utgjør en stor del av det arbeidet som er gjort på skjærforbindere med totalt 33 prosent. Den siste gruppen er forsket minst på (15 prosent). Dias understreker at dette ikke fremstiller tall på hvor mye de ulike gruppene er brukt i praksis, men at det kan gi en viss indikasjon. Det er naturlig å se på mulighetene for å anvende samme type festemidler som tradisjonelt er brukt i trekonstruksjoner ved utforming av tre-betong samvirker. Det gir også trygghet da vi stort sett har mye kunnskap om disse. Det er nok en av grunnene til at dybelforbindelser er en av de mest brukte i samvirker mellom tre og betong. Også vinklede festemidler som skruer er tatt med i denne gruppen. [8]

2.2 Systemløsninger for tre-betong samvirker

Dette delkapitlet inneholder en kort beskrivelse av tre-betong systemer skapt av ulike produsenter. Disse er ikke presentert i standarden og deres mekaniske egenskaper er gitt av produsentene. Disse systemene er få i antall, men er brukt mye i praksis. Systemer som passer for massivtre vil bli diskutert senere i kapitel 5.[8]

HBV systemet

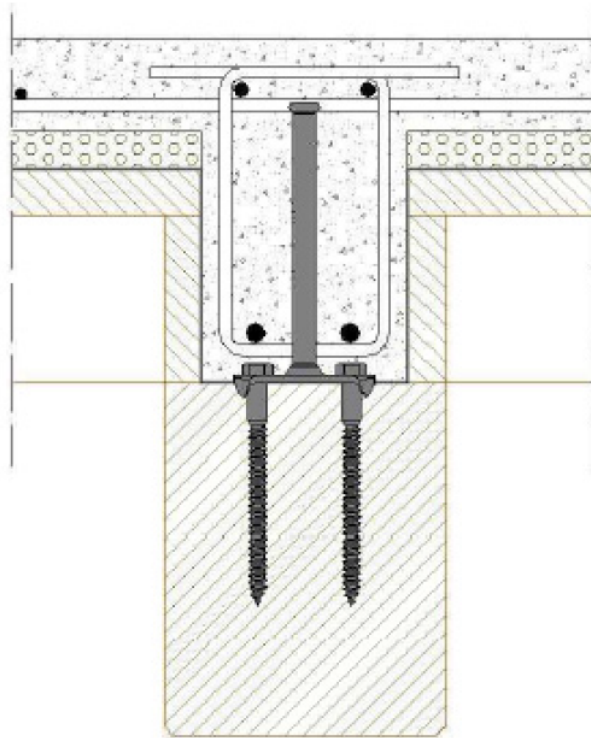
Systemet ble introdusert i Canada i 2000 og ble patentert i 2004. Systemet bruker et ekspandert metallnett med tykkelse 2mm og finnes i varierende høyder (99mm, 105mm, 120mm), se figur 5.6a. Halve nettets høyde er limt inn i treelementet og den andre halvdelens blir en del av betongelementet etter støping[8]. Metallnettet brukes også som støtter til armeringsnettet som eventuelt brukes i betongen. Limet som brukes er brannresistent opptil en gitt temperatur og trenger 30minutter på å herde. Systemet kan ha ulike variasjoner og kan brukes i vegg-, gulv og takelementer. Det egner seg til bruk i både boliger og næringsbygg[11]



Figur 2.5: KLT-betong samvirkedekke med bruk av HBV forbindelse [10]

Tecnaria systemet

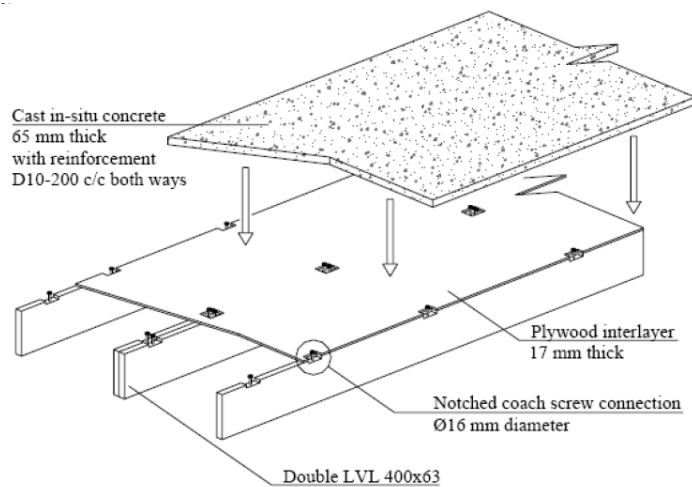
Disse forbindelsene ble spesiallaget for bruk i samvirker mellom trebjelker og betongdekker. Figur 2.6 viser hvordan disse ser ut og hvordan de brukes. Det viser at systemet består av en dybel, en stålplate og to skruer som sammen forbinder materialene. Disse plasseres langs trebjelken, enten med konstant avstand mellom seg eller variabel avstand. Systemet kan anvendes ved bruk av ulike type treslag for bjelkene som hardved eller limtre i klimaklasse 1 eller 2 som angitt i NS-EN 1995-1-1:2004 [14].



Figur 2.6: Illustrasjon av tecnaria systemet [11]

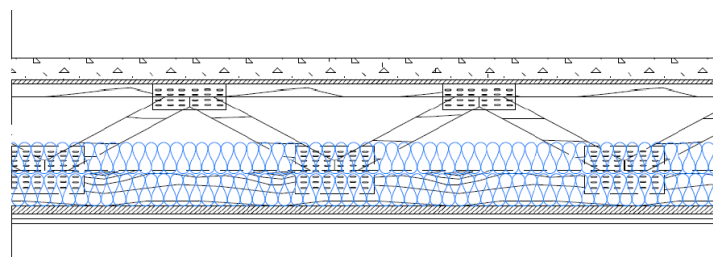
M-seksjon-systemet

Dette systemet bruker firkantede utfreste spor i treet kombinert med en forsterkning i form av en større skrue. Hvert element blir semi-prefabrikkert, det vil si treelementet gjøres klart i fabrikk med forbindelsene og betong støpes på byggeplass. Systemet er bygget opp av trebjelker med tverrsnitt 400x63mm, en kryssfinér plate brukes som mellomlag og som forskaling. På toppen av dette støpes betongen. Hvert enkelt element er 2.4m bredt og har en avstand på 1.2 meter mellom trebjelkene. På midten brukes to bjelker. Når elementene festets sammen for å skape en større overflate spikres de enkle bjelkene inntil en annen bjelke og skaper en dobbelstøtte i likhet med støtten i midten av et element. Betongen armeres for å kontrollere krymping. Systemet er illustrert i detalj i figur 2.7.[11]

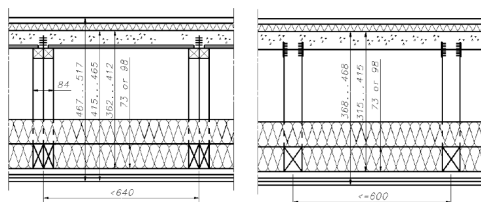


Figur 2.7: Illustrasjon av et M-seksjon-system [11]

SEPA-2000 systemet Dette systemet er utviklet i Finland og godkjent av det finske miljødepartementet. Elementene kan produseres som semi-prefabrikkerte elementer eller med fullstendige prefabrikkerte elementer. Dersom systemet prefabrikeres fullstendig støpes betongen opp-ned slik at forskaling ikke er nødvendig. I dette systemet er det ikke brukt trebjelker, men en fagverksløsning i stedet. Dette gjør det mulig med tverrgående rørinstallasjoner. Spikerplater er brukt som forbindelse mellom treet og betongen og det skal være mulig å produsere elementer med spennelngde opptil 8 meter. [11]



Figur 2.8: Illustrasjon av fagverksløsning i SEPA-2000 systemet [11]



Figur 2.9: Illustrasjon av SEPA-2000 systemet [11]

2.3 Typer og forbedringer for et tre-betong samvirke

Det finnes mange ulike muligheter for valg av tremateriale og betongtyper i samvirkedecker. Dette kapitlet gjennomgår noen av disse.

Trematerialer for bruk i samvirkedecker

Alle typer tremateriale kan stort sett brukes i tre-betong samvirker. Mye brukt er limtre og konstruksjonsvirke, og det meste av forskning opp igjennom tidene går på studier av samvirker mellom dette og betong. I de siste årene har det også blitt stor oppmerksomhet rundt blant annet massivtre.

Kerto Q er finèrplater av enten furu eller gran satt sammen ved bruk av lim for å lage et trebasert produkt og kan brukes i samvirker mellom tre og betong. For såkalt vanlige LVL produkter ligger alle fibrene i samme lengderetning, men for Kerto-Q ligger ca. 1/5 av lagene i tverretningen. Egenskaper som høy stabilitet, god brannmotstand og høy skjærstyrke gjør denne typen passende for blant annet større gulvkonstruksjoner. [1]

Limtre er mye brukt i dagens byggeindustri og består av lameller i tre som limes oppå hverandre med fibrene i samme retning. Den kan bygges opp til ønskelig størrelse og form. Denne typen gir stor fleksibilitet hva gjelder utforming, den skal i følge leverandører ha høy styrke og stivhet samt gi god stabilitet. [1]

De siste årene har det oppstått stor interesse knyttet til massivtre. Massive treelementer lages ved å feste lameller(plank eller bord) sammen til ett element. Typisk kan lamellene festes sammen med skruer, tredybler, lim eller spiker. Disse kan benyttes som plane bygnings- eller konstruksjonsdeler som blant annet etasjeskillere og vegger. Elementene kan overflatebehandles og tilføres spesielle egenskaper ved å kombinere de med eksempelvis isolasjon, påstøp og himlingplater. En skiller i hovedsak massivtre inn i tre typer; Kantstilte elementer, krysslågte elementer og hulromselementer. Oppgavens

fokusområde hva gjelder tremateriale er massivtre etter ønske fra Cowi AS, og nærmere forklaring av typer og egenskaper er gitt i kapitel 5.[23]

Lett betong

Dersom det er satt krav til den aktuelle konstruksjonens vekt kan reduksjon ved bruk av lett betong være en mulighet. Den har også gode isolerende egenskaper. Eksperimentelle tester har vist at det er mulig å oppnå en vekt-reduksjon på 15 prosent ved å bruke lett betong i stedet for vanlig betong. På tross av dette vil lett betongen ikke ha samme kapasitet som vanlig betong og det vil da også øke risikoen for svikt. Dessuten vil det ved bruk av lett betong gi økte laster på skjærforbindelsene og dette gjør at den har stor risiko for å sprekke opp. [11]

Stålfiber i betongen

Det kan noen ganger være nødvendig og ønskelig å øke dekkets bøyemotstand. Stålfiber som forsterkning i betongen gjør den mer duktil og er bedre på redistribusjon av spenninger. Dess bedre redistribusjon av spenninger, dess bedre er betongen rustet mot sprøbrudd dersom betongen har begynnende sprekker. Dette kan gjøre det mulig å redusere betongens tykkelse og da gi en lettere konstruksjon. Det er også eksperimentelle tester som konkluderer med at ved bruk av stålfiber i samvirkedekker vil både skjærkapasiteten og glidemodulen til forbindelsene øke.[11]

Bruk av karbon

Tester utført ved bruk av en karbonstripe på bunnen av tre-elementet er også utført. Denne ble festet ved bruk av dybler. I testene var det treet som var avgjørende for bruddkapasiteten og det ble derfor prøvd å anvende en karbonstripe som strekkarmering for treet. Slik kan en oppnå høyere bøyestivhet uten trets tverrsnitt må økes. Resultatene fra testene viste at både momentkapasiteten, skjærkapasiteten og bøyestivheten ble forbedret ved bruk av denne karbonstirpen. Til tross for gode strukturelle resultater, vil denne løsningen kreve spesiell kompetanse hva gjelder utførelse og karbonstripene vil være kostbare. [11]

3 Undersøkelse av testede skjærforbindelser brukt i tre-betong samvirker

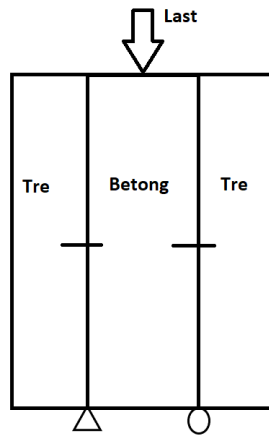
Denne undersøkelsen kartlegger hvilke egenskaper de aktuelle skjærforbindelsene har med fokus på å finne den typen som gir best kombinasjon av ytelse og tilgjengelighet. I kapittel 5 er det gått nærmere inn på hvilke forbindelser som vil egne seg best for massivtre-betong samvirker. Generell lastkapasitet for de fleste forbindelsene er oppsummert i tabell 3.1.[9] Denne undersøkelsen av skjærforbindelser, sammen med spørreundersøkelsen av massivtre leverandører danner basis for evaluering av hvilke skjærforbindelser som vil kunne være interessant å gjennomføre verifisering av.

3.1 Generelt

Det ble gjennomført undersøkelse av hvilke skjærforbindelser som tidligere er blitt brukt i eksperimentelle tester. Dette ble gjort for å prøve å kartlegge hvilke som har gitt best resultater, men også for å finne ut hvilke som best og enklest mulig kan implementeres til bruk i samvirker mellom massivtre og betong.

3.2 Testmetode

En skjærforbindelses styrke, stivhet og duktile oppførsel bestemmes normalt ved bruk av en såkalt push-out test. Disse gjennomføres ved å laste et system bestående av ulike elementer festet ved hjelp av en valgt forbindelse og skyve ut en av delkomponentene som utgjør testeksempelet. Figur 3.1 viser en skisse av prinsippet for en symmetrisk push-out test. Etter testen er utført kan forbindelsens skjærkapasitet, stivhet og duktile oppførsel bestemmes ut i fra en graf som viser sammenhengen mellom skjærkraft og forflytning. Det høyeste punktet på kurven er forbindelsens skjærkapasitet. Stivheten vurderes ved å bestemme glidemodulen $K_{ser} [N/mm]$ av forbindelsen. Et ønskelig utseende vil være en bratt kurve i starten før den flater ut i andre del, og brått avsluttes.[11]

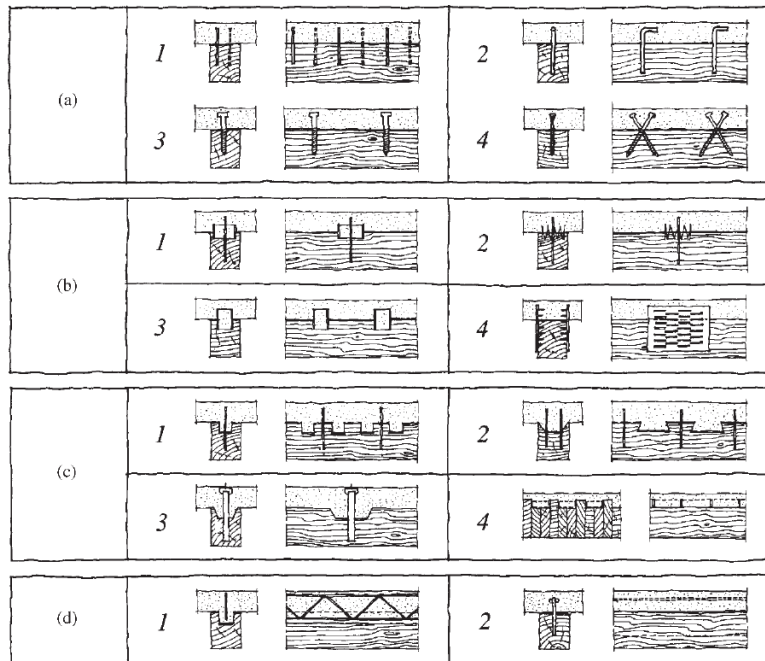


Figur 3.1: Prinsippskisse av en symmetrisk push-out test

3.3 Testede typer

I følge Murthy og Van der Linden var det spiker eller jernbanebolter som først ble dokumentert som forbindelse i samvirkesystemer. Disse ble brukt på grunn av deres lange brukstid i trekonstruksjoner. Også mange andre tradisjonelle forbindelsestyper brukt i trekonstruksjoner er overført til bruk i tre-betong samvirker. I utviklingen av tre-betong samvirker er det gjort ekstremt mange studier og tester på et stort utvalg av skjærforbindelser. Kun en del av disse er beskrevet i dette kapitlet. [9]

På Midten av 90-tallet presenterte Ceccotti en oversikt over de mest brukte skjærforbindelsene i tre-betong samvirker, og disse ble inndelt i fire forskjellige grupper og er vist i figur 3.2. Forbindelsene er inndelt etter stivhetsegenskaper og kalles gruppe (a), (b), (c) og (d). Gruppe (a) representerer skjærforbindelser med minst stivhet. Gruppe (d) på den andre siden har høyest stivhet, og skal ha dobbelt så høy stivhet som forbindelsene i gruppe (a), og i tillegg kunne gi en fullstendig samhandling mellom treet og betongen. Det vil si at dimensjonering av tre-betong systemer med bruk av gruppe (d) vil være enklere å gjennomføre fordi systemet kan behandles som et enkelt element. [25]



Figur 3.2: Vanlige tre-betong forbindere: (a1) spiker; (a2) Forsterkede limte stålstenger; (a3/4) Skruer; (b1/2) Split rings og tannplater; (b3) Ståltube; (b4) Metallplate med stålpigger; (c1) Runde fordypninger i treet, med festemidler som forhindrer løft; (c2) Firkantete fordypninger; (c3) skålformede fordypninger med forspente stålstenger; (c4) Spikrede tømmerplanker og skjærplater slisset gjennom de dypere plankene; (d1) Stålgitter limt fast i treet; (d2) Stålplate limt fast i treet [22]

Gruppe (a) er et billig alternativ og er dessuten enkle å installere til tross for at de har lavest stivhet. Neste gruppe på stivhetsskalaen er (b). De har vist seg å ha en større stivhet, duktilitet og bruddstyrke enn (a) på grunn av at brudd tilknyttet til rørformede forbindelser oppstår vanligvis ved høyere laster enn hos for eksempel spikre og skruer. Gruppe (c) er skjærforbindere laget ved hjelp av hakk i treet og som er forsterket av ulike typer skruer eller bolter. De tre første gruppene har til felles at de kun avgir delvis samvirke. Et system som bruker denne type forbindelser vil kreve en mer kompleks prosedyre hva gjelder dimensjonering sammenlignet med et system som bruker forbindere i gruppe (d). [25]

Lim som skjærforbindelse

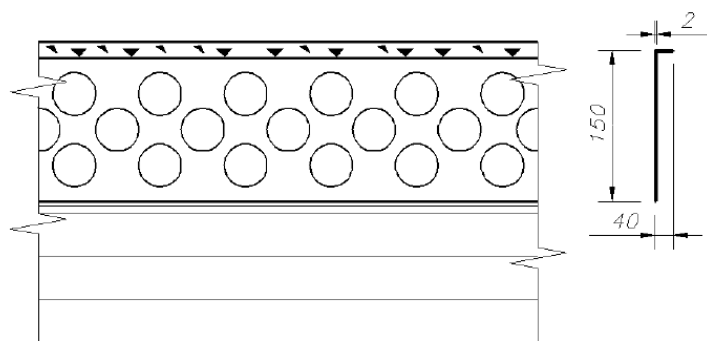
Epoxy resin (limtype) er utprøvd som skjærforbindelse alene, men også sammen med ulike typer festemidler. På 60-tallet utførte Pincus tester på sam-

virkebjelker i tre og betong hvor han brukte epoxy resin som forbindelse. Det viste seg å eliminere glidebevegelsen mellom treet og betongen, men andre problemer knyttet til blant annet fuktvariasjoner og langtidsoppførsel ble ikke løst [9].

På et senere tidspunkt utførte Pincus tester ved bruk av lim kombinert med spiker langs kontakflaten mellom treet og betongen. Konklusjonen fra dette eksperimentet var at epoxy baserte limtyper ville gi et tilfredstillende resultat ved å støpe betongen rett etter at limet var påført. I senere tid ble lignende metode, kalt "våt-på-våt", testet. Her ble betongstøpingen igangsatt rett etter limet var påført og fortsatt vått. Konklusjonen ble med at dette ville gi et tilfredstillende resultat, men at det da også vil kreve svært nøye og forsiktig utførelse på grunn av faren for at limet kan flytte seg når betongen blir tørt oppå. [25] Her ble testene utført med både selvkomprimerende betong og vanlig betong[11]

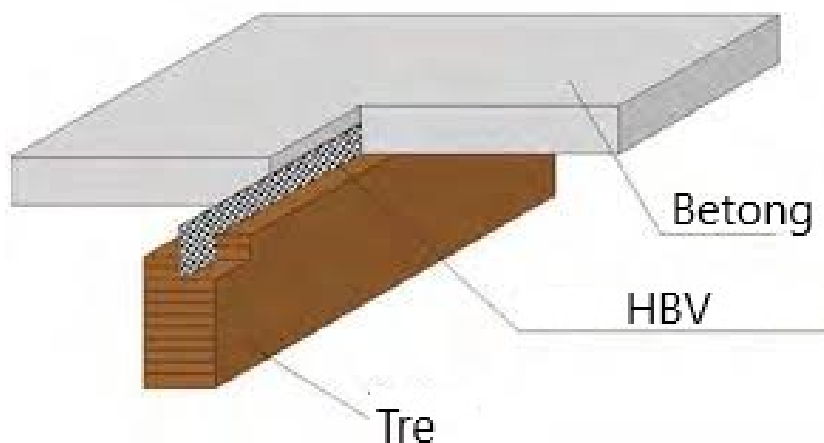
Kontinuerlige innlimte skjærforbindelser

Denne typen skjærforbindelser karakteriseres i denne oppgaven som innlimte stålplater og innlimte stålnett. Et system testet er stålplater innlimt i tre-elementet (se figur 3.3). Piazza og Ballerini testet blant annet dette systemet. Det var laget av 2mm tykke stålplater som var limt fast til treet, se figur 3.3. I testene viste det seg at systemer som brukte disse forbindelsene mellom tre og betong hadde en bruddstyrke på rundt $30kN/m^2$ og en tilhørende nedbøyning på rundt 70mm. I tillegg ble samvirke mellom materialene svært høy, rundt 90 prosent. Bøyestyrken til dette systemet var rundt 2.5 ganger høyere enn i en vanlig trebjelke. [25]



Figur 3.3: Stålplate limt fast i tre, dimensjoner er i mm [25]

Undersøkelser knyttet til en annen type ble gjort av Bathon og Graf. Denne fungerte slik at et stålnett ble limt og presset ned i kontinuerlige spor laget i treelementet som vist i figur 3.4. Dette sørget for en svært fast, men også duktil forbindelse. Den samme typen ble testet av Clousten hvor det ble brukt ulike typer lim. Resultatet fra disse testene viste en svært høy samvirkeeffekt og rapporten viste at en slik type forbinder kun hadde 3 prosent lavere bøyestivhet enn en bjelke med fullstendig samvirke. Som et resultat av disse testene ble denne typen godkjent for det såkalte HBV-byggesystemet. Ved bruk av dette systemet ble det anbefalt å legge på en negativ nedbøyning for å kompensere for langtidsnedbøyningen som ble dokumentert i langtidstestene av systemet. Dette systemet er beskrevet nærmere i kap. 2.2.[25]



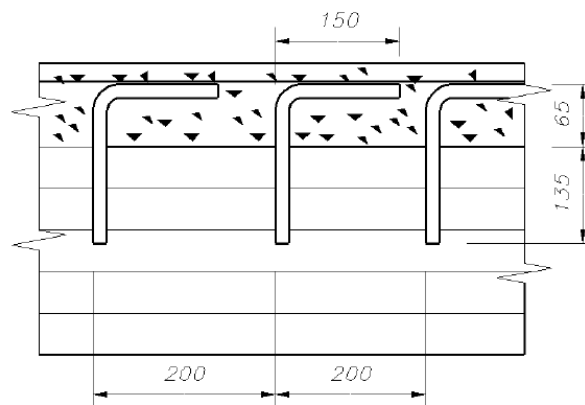
Figur 3.4: Et eksempel av et dekke hvor stålnett er brukt som skjærforbindelse [32]

Innlimte skjærforbindelser

Innlimte forbindelser er typisk forborede hull fylt med lim før en dybel puttes i. I gulvprøver hvor innlimte skjærforbindelser brukes, viser disse bedre mekanisk respons enn de hvor det var brukt mekaniske skjærforbindere. Disse skal også kunne håndtere en større mengde av de lastvariasjoner som oppstår på grunn av gjenværende forflytning. Tester er utført på innlimte, bøyde dybler som ble puttet i forborede hull fylt med lim. En av fordelene med denne typen er at materialet rundt dyblene forsterkes og oppnår en økt stivhet. I tillegg er det fordelaktig at limet fyller alle gliper mellom materialet og dyblene. Ceccotti utførte en test på innlimte armeringsjern med en diameter på 18mm. Disse ble også plassert i forborede hull fylt med epoxy resin. Det

endelige resultatet beviste at denne typen forbinder hadde svært høy stivhet. I tillegg kom det frem i langtidstestene at den største nedbøyningen (på midten) skjedde i løpet av de to første årene. Den endelige verdien var under det som var satt av nasjonale reguleringer på det tidspunktet. [25]

Bruk av lim sammen med dybler gir en bedre mekanisk respons i gulvkonstruksjoner sammenlignet med dybler alene. En type som er undersøkt er bøyde dybler som limes i borede hull i treet. Den delen som er limt i treet er vertikal og den andre halvdel er bøyd ca. 90° , dvs horisontalt pekende, se figur 3.5. En av fordelene ved denne typen er at den gir økt styrke og stivhet til materialet rundt dyblene. Bruken av lim sørger også for at ethvert mellomrom rundt dyblene blir eliminert. Denne typen har en dokumentert samvirkeeffekt på rundt 70 prosent. [25]

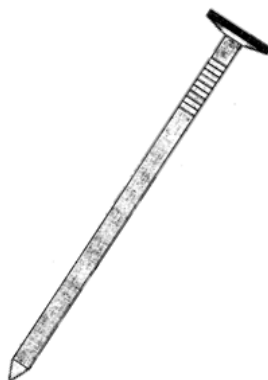


Figur 3.5: Bøyde dybler limt inn i treet, alle dimensjoner i mm [25]

Vertikale og vinklede skruer, bolter og horisontale skjærforbindere

Spiker er en av de enkleste skjærforbinderne brukt i samvirker mellom tre og betong. Treet og betongen festes ved å slå spikre inn i treelementet før utstøping av betongen. Toppen av spikeren dekkes av betong og etter herding er materialene festet sammen. Spiker er den vanligste typen forbindelse brukt i tre-betong samvirker og er undersøkt i flere studier. Som en konsekvens av hyppig bruk, er det gjort en del forskning og gjort en del tester på denne typen. [11] Unnikrishna utførte push-outtester på spikre med ulik diameter. Der kom det frem at ved å bruke spiker vinklet 45° vil gi høyere styrke og mindre glidebevegelse. Ahmadi og Saka utførte tester på ti forskjellige spikrer brukt som skjærforbindelser. Noen av spikrene viste seg å gi tre-betong samvirkene dobbelt så høy bruddkapasitet som i et dekke uten samvirke. I

tillegg viste testene at nedbøyningen til et samvirkedekke med spiker som skjærforbindelse kunne redusere nedbøyningen med 1/5 sammenlignet med et dekke uten samvirke.[25]

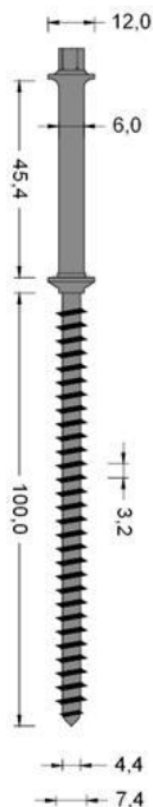


Figur 3.6: Illustrasjon av en typisk spiker[11]

Murthy undersøkte vertikale og horisontale skjærforbindelser i et samvirke-dekke brukt i en trapp. De vertikale forbindelsene var bolter som ble banket inn i treet før utstøping av betongen. Dette resulterte i høy glidebevegelse mellom de to materialene. Ved bruk av de horisontale forbindelser ble treet slisset 37mm inn i betongen. Forbinderne brukt var stålstenger og disse ble slått inn i forborede hull som gikk horisontalt gjennom treet. Her var diameterer på hullene litt mindre enn stangdiameteren. I tillegg ble det plassert to langsgående stålstenger på hver side av trebjelken. Her oppnådde systemet nesten fullstendig samvirke, spesielt ved 50 prosent bruddlast, og det ble gjort en anbefaling på å legge inn en sikkerhetsfaktor på de kalkulerte bruddlastene dersom fullstendig samvirke ble antatt. [25]

SFS-skruen, eller VB 48-7,5x100 er spesiallaget for tre-betong samvirker, se figur 3.7. Det er et produkt utviklet av SFS-intec og er laget av stål med høy styrke. Skruen skiller seg fra en vanlig skrue ved at den har to hoder. Det ene hodet er på toppen og det andre er plassert på ca. 1/3 lengde fra det første hode. Den er ikke gjenget mellom de to hodene. Det øverste hodet brukes som anker i betongen, samtidig som det brukes til å skru den gjengede delen inn i treet. Det nederste vil ligge i overflaten til treet og sørger for at den gjengede delen er fastholdt. For å oppnå best mulig resultat blir skruene satt sammen to og to. Skruene settes skrått i vinkel mot hverandre i +- 45°. Slik

vil den skruen som er vendt samme vei som skjærkraften ta opp strekkreftene og den andre vil fungere som avstiver. [11]



Figur 3.7: SFS-skrue[11]

Insa Hilti har utviklet to typer skjærforbindelser for tre-betong samvirker. Den ene består av to deler og var et forsøk på å få til en bedre mekanisk ytelse i forhold til de tradisjonelle forbindelsene samtidig som den skulle prøve å redusere tidsbruk og kostnader knyttet til installasjon. Den ene delen er i betongen og den andre er presset inn i treet. Den delen som er presset inn i treet er en hul sylinter med tenner i enden for å oppnå bedre feste. Delen som er i betongen er en hul sylinter og den er sammenslått med sylindere som kjøres inn i treet(Hilti 1). Denne typen viste seg å ha høy duktilitet. Den andre typen utviklet av Hilti er en sylinter med en rund kjegle på toppen(Hilti 2).[9]

Flat stållås er en flat kvadratisk stålplate med tverrsnitt på 5x40mm og denne skjærforbinderen ble presentert av Lehmann. Denne typen kan brukes

til å feste kantstilte spikrede elementer til betong[25]. Den blir presset inn i et saget kutt i treet med vinkel 5° . Denne typen overfører skjærkreftene mellom tre og betong og gjør det mulig å ha relativt stor avstand mellom forbindelsene sammenlignet med andre typer som for eksempel skruer og bolter[11].

Spor med og uten dybler

Denne typen forbindelser har gitt svært gunstige resultater hva gjelder glidebevegelse mellom de to materialene, og det er blitt gjennomført tester på ulike kombinasjoner av lim og hakk, samt hakk alene.

Det ble testet en type som spesielt skulle forhindre oppløft og som innebar hakk på både den horisontale og den vertikale overflaten av trebjelken. Selv om denne typen var svært sterk og stiv, var ulempen at den krever at en del av treet er inne i betongelementet. På en annen side viste denne type forbindelse at det er mulig å oppnå fullt samvirke uten bruk av stålfornbindelser og de vertikale hakkene gir effektiv skjæroverføring. [25]

Spor som skjærforbindelse ble undersøkt av Van der Linden og Blass. Sporene ble frest ut i treoverflaten med en diameter på 70mm og en dybde på 30mm. Deretter ble det drillet et hull på 20mm og en ståldybel ble presset inn i hullet. En lignende forbindelse ble testet, men i stedet for ståldybler inneholdt forbindelsen dybler laget av betong. Avstanden mellom de var 130mm langs bjelkens lengde. Disse ble påvist ikke-lineær oppførsel som antagelig kom av skade gjennom oppsprekking i betongdyblene. Spor alene er også brukt som forbindelse. Disse ble utviklet spesielt for platekonstruksjoner av limtre paneler.[25]

Stor interesse for samvirkedekker i tre og betong er spesielt knyttet til ønsker om å bygge høyere i tre. På 90-tallet foreslo Natterer et gulvsystem som bestod av kantstilte planker som var vertikalt festet sammen slik at de formet en plan konstruksjon. Treet og betongen ble festet sammen ved bruk av utfresste spor i treverket sammen med etterspente dybler. Dyblene ble etterspent etter betongens herdetid. På denne måten kunne krymping forårsaket under betongens herding reduseres i tillegg til at det ble funnet ut at forbindelsen skapte stor grad av samvirke mellom delmaterialene. En annen type som har vist seg å være en svært gunstig spor/dybel kombinasjon hva gjelder forbindelsens stivhet og styrke er runde plugger forsterket med en stålsylinder eller skruer. [25]

Sammenligning av skjærforbindelsene

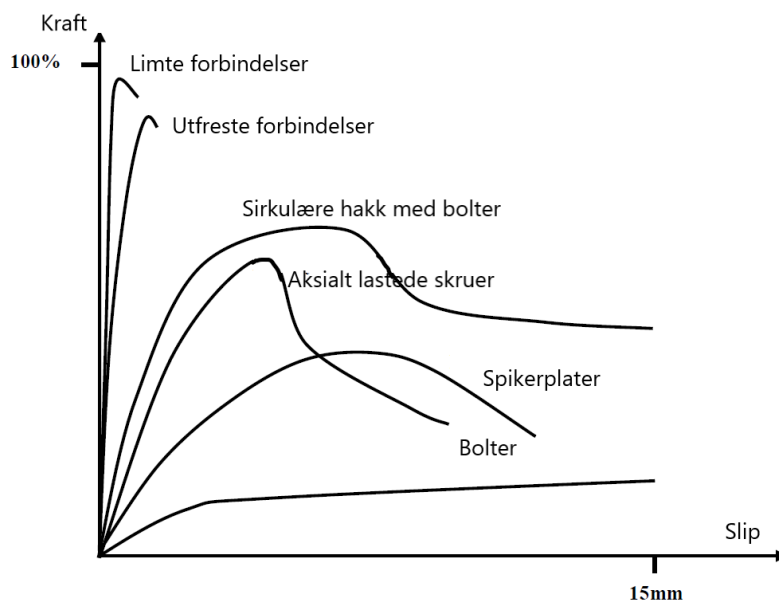
Da det er utallige tester utført på ulike skjærforbindelser vil det ikke være hensiktsmessig å presentere resultat i form av eksakte tall fra tester utført på deres oppførsel og egenskaper. Resultater fått fra tidligere forskning er avhengige av svært mange aspekter, for eksempel hvilken type tre og betong som er brukt og oppsett av testmetoden. Det vil allikevel være interessant å se på trender for de presenterte typene. Dias utarbeidet en tabell som viser resultater fra tidligere forskning. Han understreker at disse tallene kun gir en indikasjon på forbindelsenes oppførsel og kan ikke brukes som referanseverdier for den enkelte forbindelse. Tabellen er vist nedenfor og oversatt til norsk av forfatteren i denne oppgaven. Verdiene i tabellen er for en type forbindelse spredd i den langsgående retning og justert til en trebjelke med en bredde på 1000mm i tverrgående retning når forbindelsen var kontinuerlig i den retningen. Maksimum glideavstand for hver av typene er også presentert. [9]

Tabell 3.1: Dias oversikt ulike forbindelsers egenskaper [9]

Type	F_{max}^1 [N/mm]	K_s^2	δ_u^3 (mm)
	[N/mm]	[N/mm (per meter bredde)]	[mm]
Spiker	271	68	15
Skruer	469	49	15
Dybler 10mm	226	152	15
Dybler epoxy 10mm	-	250	-
Spikerplate	180	183	10
SFS-45 grader	305	405	5
Hilti 1	296	514 ⁴	15
Hilti 2	300 ^{4,6}	600 ^{4,6}	>3
Tecnaria	333	128	13
Stålnett	372	1385	>4
Flat stållås	118 ⁶	243 ⁶	>4
Dybel med spor	317	494	15
Spor med etterspente bolter	52 ⁵	123	-
Spor-hull i treet	413 ⁶	663 ⁶	<1
Limte forbindelser	647	-	<1

¹ - Styrke
² - Glidemodul
³ - Glideavstand
⁴ - Verdier som er funnet fra grafer presentert i Dias avhandling \cite{Dias3}
⁵ - Karakteristisk verdi
⁶ - Minimum avstand, betraktet som avstanden brukt i skjærttester

For å komplementere tabellen ovenfor presenterte Dias også typisk forhold mellom last og glidebevegelse for et stort antall av disse, se figur 3.8. Dette gjør det enklere å sammenligne mellom de ulike typene.[9]



Figur 3.8: Dias fremstilling av last-glidebevegelse oppførsel for ulike forbindelser[9]

Grafen på figur 3.8 viser store forskjeller mellom de mekaniske egenskapene til limte forbindelser og dybeltype forbindelser. Det er svært tydelig at de limte forbindelsene har høy styrke og stivhet og viser stor lineær oppførselen frem til svikt oppstår ved reallt liten glidebevegelse. Dybeltypene derimot har markant mye lavere både styrke og stivhet, men viser en mye større evne til å takle plastiske deformasjoner. Som nevnt tidligere er det ønskelig at en forbindelsene skal være sterk nok, stiv nok og duktil nok. For å oppnå et kompromiss mellom disse tre kan det være aktuelt å velge en av de tre typene som ligger i mellom ytterpunktene på grafen til bruk i samvirkedekker for å prøve å møte alle tre kriteriene. Hvilken skjærforbindelse som vil være den beste vil variere fra hvert enkelt tilfelle avhengige av blant annet spennlengde, materialtyper, tre/betong forhold, produksjonmetode osv. En nærmere anbefaling av hvilke som passer bedre enn andre i massivtre-betong samvirker beskrives senere i kapitel 5.

4 Analyse av tre-betong samvirker

Under utforming av et samvirkesystem av tre og betong inngår det som i alle andre typer konstruksjoner analyse i bruddgrensetilstand(ULS) og bruksgrensetilstand(SLS). Under dimensjonering av et samvirkesystem skal konstruksjonen analyseres både i korttid og i langtid for begge grensetilstandene. Hvordan tverrsnittet verifiseres er beskrevet i dette kapitlet.

4.1 Verifisering av tverrsnitt

Når en konstruksjon dimensjoneres i ordinær bruddgrensetilstand betyr det at den blir vurdert for når sammenbrudd eller eventuelt konstruksjonssvikt oppstår som følge av tap av likevekt, uakseptable forskyvninger eller utmatelsesbrudd. Generelt beskriver NS-EN 1990:2002 denne grensetilstanden som en tilstand av betydning for: –menneskers sikkerhet og/eller; –konstruksjoners sikkerhet Denne tilstanden innebærer å kontrollere tverrsnittets spenninger. [19]

Generelt beskriver NS-EN 1990:2002 bruksgrensetilstanden som en tilstand av betydning for: –konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk; –menneskers komfort; –konstruksjoners utseende Denne tilstanden innebærer en kontroll av konstruksjonens vertikale nedbøyning. [19]

Betongens tverrsnitt verifiseres i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004[20] og treets tverrsnitt verifiseres i henhold til NS-EN 1995-1-1:2004[14]. Verifisering av tverrsnittet til et tre-betong samvirke gjennomføres på følgende måte:

For bruddgrensetilstanden(ULS)

Normalspenninger i betongens tverrsnitt:

Både topp og bunn av tverrsnittet sjekkes som følger:

Verifikasjon av trykkspenning på toppen av betongens tverrsnitt:

$$\frac{\sigma_{c,t}}{f_{cd}} \leq 1.0 \quad (2)$$

Hvor;

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Verifikasjon av strekkspenning på bunn av betongens tverrsnitt:

$$\frac{\sigma_{c,b}}{f_{ctd}} \leq 1.0 \quad (4)$$

Hvor;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} \quad (5)$$

$\sigma_{c,t}$: normalspenning forårsaket av trykk

$\sigma_{c,b}$: normalspenning i betongen forårsaket av bøyning

f_{cd} : dimensjonerende betongtrykkfasthet

f_{ctd} : betongens dimensjonerende strekkfasthet

γ_c : betongens partialfaktor

Normalspenninger i treets tverrsnitt:

Her kombineres bøyefasthet og aksiell strekkfasthet og verifikasjon gjøres på følgende måte:

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} \leq 1.0 \quad (6)$$

Hvor;

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (7)$$

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} f_{t,0,k}}{f_{m,d}} \quad (8)$$

σ_2 : normalspenning i treet forårsaket av strekk

$\sigma_{m,2}$: normalspenning i treet forårsaket av bøyning

$f_{m,d}$: treets dimensjonerende strekkfasthet
 $f_{t,0,d}$: treets dimensjonerende bøyefasthet
 k_{mod} : fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse
 $f_{t,0,k}$: karakteristisk strekkfasthet i fiberretning

Skjærspenninger i treets tverrsnitt

Verifisering av skjærspenninger i treets tverrsnitt:

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{v,d}} \leq 1.0 \quad (9)$$

Hvor;

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (10)$$

$\tau_{2,max}$: maksimum skjærspenning i treets tverrsnitt
 $f_{v,d}$: den dimensjonerende skjærfastheten til treet
 k_{mod} : fasthetsfaktor for lastvarighet og klimaklasse
 $f_{v,k}$: karaktersitisk skjærfasthet
 γ_M : partialfaktor for materialegenskaper, som også tar hensyn til modellusikkerheter og geometriske avvik

Verifisering av forbindelsen mellom treet og betongen

Verifikasjon gjøres på følgende måte:

$$\frac{F_1}{F_{Rd}} \leq 1.0 \quad (11)$$

F_1 : Last som virker på forbindelsen
 F_{Rd} : Dimensjonerende lastkapasitet på forbindelsen

For bruksgrensetilstanden(SLS)

Systemet verifiseres for nedbøying for både tre og betong på følgende måte:

$$\frac{w}{L/250} \leq 1.0 \quad (12)$$

Hvor L er samvirkesystemets lengde og w er nedbøyning av systemet.

Det vil være svært viktig og nødvendig å bestemme kreftene som påvirker konstruksjonen. Gjennom disse kreftene kan spenningene vurderes og slik vil det være mulig finne ut dekkets utnyttelsesgrad. Det vil være stor variasjon i hvilke måter de interne kreftene blir evaluert på og metode må velges av kompetente og erfarne personer. Metode blir ofte valgt på bakgrunn av tidligere erfaringer og preferanser til den enkelte ingeniør. En rekke parametere på evalueres for å minimere forskjellen mellom de krefter som er antatt og de faktiske kreftene som vil oppstå i konstruksjonen.

Effekter som virker på konstruksjonen som er forårsaket av lastkombinasjonene i den aktuelle grensetilstanden (brudd eller bruks), E^F (som f.eks spenning og forskyvning) kan kalkuleres i henhold til NS-EN-1-1:2004. Verdiene som inngår i denne er avhengig av påført last, elastisitetsmodulen og glidmodulen av materialene brukt i systemet. Disse kan beskrives som en funksjon som følger[14]:

Bruddgrense

$$E^{Fu} = E^{Fu}(E_{cm}(t_0), E_{0,mean}, k_u) \quad (13)$$

Bruksgrense

$$E^{Fs} = E^{Fs}(E_{cm}(t_0), E_{0,mean}, k_{ser}) \quad (14)$$

Generelt er $k_u \neq k_{ser}$.

For bruddgrensetilstanden blir kun en lastkombinasjon vurdert (lign (15)), mens for bruksgrensetilstanden vurderes tre ulike: (1) karakteristisk, (2) hyppig forekommende og (3) tilnærmet permanent (Lign. (16),(17),(18)).

Bruddgrense

$$F_{d,u} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (15)$$

Bruksgrense

$$F_{d,r} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (16)$$

$$F_{d,f} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{11} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (17)$$

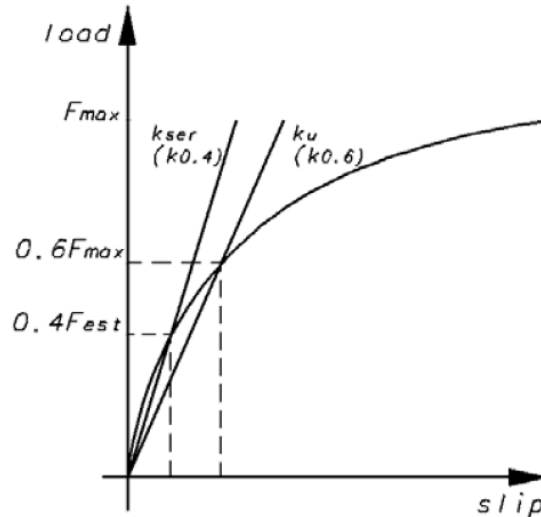
$$F_{d,p} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (18)$$

Hvor G er symbol for permanente laster og Q er symbol for nyttelast. γ og ψ er faktorer gitt i tabeller i NS-EN 1990:2002 [19].

4.2 Korttidsverifikasjoner

Verifikasjoner i korttid, det vil si i begynnelsen av levetiden hvor lastene påføres umiddelbart og med ingen krypeffekt, går ut på å analysere tverrsnittets spenninger og lasten som virker på forbindelsene. Det er foreslått en rekke metoder i tidligere studier for å kalkulere spenninger som virker på samvirkets tverrsnitt. Noen av disse er presentert i denne oppgaven (se kapittel 4.4). De foreslåtte samvirkedekkerne i designeksempelet i denne oppgaven (kapittel 7) evalueres i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand ved bruk av en foreslått metode som kombinerer skjæranalogimetoden og γ -metoden. Uavhengig av hvilken metode som velges vil tverrsnittets spenninger være avhengig av den last som påføres systemet, delementenes elastisitetsmodul og glidebevegelsen til skjærforbindelsene. [25]

Forholdet mellom last og horisontal glidebevegelse for forbindelsene er vanligvis ikke-lineært. På grunn av dette er det definert to ulike glidemoduler for brudd -og bruksgrensetilstanden i henholdsvis ligning (13) og (14). k_u gjelder for bruddgrensetilstanden og er sekantverdien på 60 prosent av forbindelsens lastkapasitet ($k_{0,6}$). k_{ser} er for bruksgrense og er sekantverdien på 40 prosent av forbindelsens lastkapasitet ($k_{0,4}$). Se figur 4.1 for dette. Verdiene for disse kan finnes ved bruk av såkalte push-outtester (se kapittel 3.2). Men dersom slik dokumentasjon ikke er tilgjengelig angir NS-EN 1995-1-1:2004 at $k_{ser} = 2 \cdot K_{ser}$ hvor K_{ser} kan finnes ved bruk av tabell 7.1 i NS-EN 1995-1-1:2004. k_u settes lik $2/3k_{ser}$. [25]



Figur 4.1: $2/3k_u$ og k_{ser} [25]

Oppsummering av anbefalt tilnærming for korttidsverifikasjoner[11]:

Bruddgrense

Korttidseffekten på grunn av spenning, σ_{inst} kan uttrykkes som en funksjon i følgende form:

$$\sigma_{inst} = \sigma^{F_{d,u}}(E_{cm}, E_{0,mean}, k_u)$$

Hvor $F_{d,u}$ er lastkombinasjonen for bruddgrensetilstanden, se lign. (15)

Bruksgrense

Korttidseffekten av den vertikale nedbøyningen, u_{inst} kan uttrykkes som:

$$u_{inst} = u^{F_{d,r}}(E_{cm}, E_{0,mean}, k_u)$$

Hvor $F_{d,r}$ er den karakteristiske lastkombinasjonen, se lign. (16)

4.3 Langtidsverifikasjon

Alle effekter som påvirker systemet vil ikke vise seg umiddelbart etter lastpåføring, men vil oppstå over tid. Det vil derfor være ekstremt viktig å sørge for at det aktuelle samvirkesystemet er verifisert for hele dens levetid, og ikke bare i tidlig fase. Ulike parametre kan endre seg over tid og ha innvirkning på systemets interne krefter og deformasjon. Dias presenterer de viktigste parametrene i langtidsanalyse for tre-betong samvirker som følger[8]:

- Kryp av materialet: Kryp defineres som tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning. Systemet vil deformeres når last påføres og dersom dette skjer over en viss periode vil deformasjonen øke over tid. Denne ekstra deformasjonen kalles krypdeformasjon.
- Krymping og/eller svelling av materialet: Dersom et material tilføres fuktighet vil dets tverrsnitt svulle. Siden tøyningene er uavhengige av spenningene kalles dette ofte for uelastiske tøyninger. Motsatt vil materialet krympe dersom fuktinnholdet reduseres. I likhet med dette vil et materiale som herdes ved hjelp av kjemiske reaksjoner eller ved hjelp av omgivelsene kunne oppleve et økt/reduert fuktinnhold og dermed gå igjennom en volumendring.

Effekten av krypdeformasjon

Dersom treet eller betongen opplever krypdeformasjon vil deformasjonen av hele systemet øke. Samvirkedecker i tre-betong utføres som regel med store spenn. Muligheten for dekker med spenn større enn 5m begrenses ofte av langtidsverifikasjoner. Også de innvendige spenningene og kreftene påvirkes av dette gjennom tøyninger forårsaket av kryp. Disse tøyningene kan tolkes som en stivhetsreduksjon og dette kan videre føre til en forandring i fordelingen av laster i systemet. Dess større forskjeller i treet og betongens krypkoeffisient dess større vil denne forandringen være. Dersom eksempelvis betongen kryper mer enn treet vil dette føre til at lastene på betongtverrsnittet reduseres. På grunn av likevekt vil treet bli utsatt for høyere last. Bøyemomentet vil i likhet med de interne lastene økes i det delelementet som opplever minst kryp, mens normalkraften vil reduseres. Det endelige resultatet av dette er at spenningene i det tverrsnittet med minst kryp vil øke. [8]

Effekten av krymping

Som ved kryp vil deformasjonen og de innvendige kreftene også påvirkes dersom krymping oppstår i tre-betong samvirket. Dersom betongen krymper vil normalkraften i komponentene reduseres og bøyemomentet vil øke. Dette betyr at en større del overføres ved bøyning og systemet vil oppleve å bli mykere samtidig som spenningene i treet øker. Disse spenningsøkningene sammen med de såkalte eigenstresser, som betyr spenninger som ikke er forårsaket av ytre krefter vil gjøre det nødvendig å ta dette med under dimensjonering av samvirkedecker i tre og betong. Dette på grunn av at treet ansees å være et relativt sprøtt materiale og eigenstresser vil ikke kunne reduseres på samme måte som de kan i en ren betongkonstruksjon eksempelvis. [8]

På grunn av kryp -og krympingseffekter på deformasjon og innvendige spenninger vil det ikke være nok å betrakte materialene kortsiktig. Det ansees som svært nødvendig å betrakte disse også langsiktig.

Forskere har enda ikke greid å komme til enighet om bruk av metode når det kommer til å forutse langtidsoppførselen til et tre-betong samvirke. Per dags dato er det ingen tilgjengelig informasjon i standarden som gir spesifikke restningslinjer for å analysere samvirker i tre og betong. For å ta hensyn til kryp er det blant annet foreslått å sette betongens elastisitetsmodul som $E_c/2$ under beregning av vedvarende laster forårsaket av kryp, en annen anbefaling er det foreslått å sette den lik $E_c/3$. Siden dagens tilgjengelige standarder inneholder begrenset informasjon og retningslinjer om tre-betong samvirker kan en kun langtidsverifisere deelementene hver for seg i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004 [20] og NS-EN 1995-1-1:2004 [14]. NS-EN 1995-1-1:2004 oppgir at dimensjonering av konstruksjoner i bruddgrense -og bruksgrensetilstanden skal ta hensyn til materialenes egenskaper (fasthet og stivhet), materialenes tidsavhengige oppførsel (lastvarighet og kryp), ulike design situasjoner (byggetrinn og støtteforhold) og ulike klimatiske forhold (temperatur og fukt). På tross av dette er det ikke angitt i standarden på hvilken måte klimatiske variasjoner og ulike design situasjoner skal taes hensyn til. Standarden inkluderer kun lastvarighet og kryp. [4]

Langtidseffekter som forskyvning eller spenninger deles inn i to deler: den første skyldes den kvasi-permanente lasten (gjennomsnittet av lastens varighet), den andre skyldes forskjellen i kortsiktige laster og kvasi-permanente laster. Den første delen bestemmes ved bruk av den effektive elastisitetsmodulen og den andre ved bruk av elastisitetsmodulens gjennomsnittsverdi. Den totale langtidseffekten er summen av alle effektene som påvirker systemet langsiktig. [11]

Den effektive elastisitetsmodulen for tre, betong og skjærforbindelsene kan bestemmes ved bruk av ligning (19), (20) og (21) henholdvis.

$$E_{c,fin} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (19)$$

$$E_{t,fin} = \frac{E_{0,mean}}{1 + k_{def,t}} \quad (20)$$

$$k_{fin} = \frac{k}{1 + k_{def,f}} \quad (21)$$

Tabell 4.1 beskriver de ulike notasjonene.

Tabell 4.1: Forklaringer av parametere-Langtidsverifikasjon

E_{cm}	Gjennomsnittsverdi for elastisitetsmodulen for betong i trykk på lasttidspunktet, t_0
$\varphi(t, t_0)$	Krypcoeffisient for betong på tidspunktet t gitt av første tidspunkt for lasten t_0
$E_{\{0, mean\}}$	Gjennomsnittsverdi for elastisitetsmodulen for tre med strekk i kornretning
$k_{\{def, t\}}$	Krypcoeffisient for treet/forbindelsene på et tidspunkt t
k	Glidemodulen til forbindelsen avhengig av hvilken grensetilstand som er aktuell

Det er gitt anbefalinger for evaluering av krepkeffesienten $\varphi(t, t_0)$ for betong i NS-EN 1992-1-1 [20] og NS-EN 1995-1-1 [14] gir verdier for krepkeffesienten, k_{def} for både tre og forbindelsen. Alle disse modulene brukes i γ -metoden for å bestemme samvirkets parametre under langtidsbelastning, se kapittel 4.4.1, ligning (22)-(31).

Oppsummering av anbefalt tilnærming for langtidsverifikasjoner[11]:

Bruddgrense

Langtidseffekten på grunn av spenning, σ_{fin} kan uttrykkes som:

$$\sigma_{fin} = \sigma^{F_{d,p}}(E_{c,fin}, E_{t,fin}, E_{ser,fin}) + u^{F_{d,u}-F_{d,p}}(E_{cm}(t), E_{0,mean}, k_u)$$

Bruksgrense

Langtidseffekten på grunn av vertikal nedbøyning, u_{fin} kan uttrykkes som:

$$u_{fin} = u^{F_{d,p}}(E_{c,fin}, E_{t,fin}, E_{ser,fin}) + u^{F_{d,r}-F_{d,p}}(E_{cm}(t), E_{0,mean}, k_{ser})$$

4.4 Teoretiske modeller for delvis samvirkeeffekt

Det eksisterer flere metoder for å bestemme tre-betong tverrsnittets spenninger og deformasjon i ligningene (2), (4), (6) og (12). Slike analytiske metoder er basert på samme metoder som brukes i andre sammensatte konstruksjoner med delvis samvirke, eksempelvis samvirker mellom betong og stål, eller tre og tre. Men I nyere tid har disse modellene også blitt anvendt for samvirker mellom tre og betong. I dette kapitelet er to metoder beskrevet i detalj.

Disse er γ -metoden og skjæranalogimetoden. De er brukt i denne oppgavens designeksempler og er valgt ut på grunn av deres relativt ukompliserte fremgangsmåte og fordi de kan gjennomføres i et regneark.

Skjæranalogimetoden er også en svært passende metode for å beregne den effektive bøyestivheten til krysslagte massivtreelementer. Det er naturlig å gå gjennom denne i detalj på grunn av oppgavens hovedfokus. γ -metoden er beskrevet i NS-EN 1995-1-1 tillegg B og er den metoden som er best dokumentert og mest brukt for samvirker mellom tre og betong. På grunn av dens tilgjengelighet i standarden og dersom det aktuelle systemet møter de kriteriene som standarden angir vil den være enkel og oversiktlig å bruke.

Disse to metodene kan også kombineres til bruk for samvirker mellom krysslagt massivtre og betong. Skjæranalogimetoden har ingen begrensinger hva gjelder antall lag. γ -metoden derimot er begrenset til maks 3 lag. Ved å bruke skjæranalogimetoden sammen med γ -metoden vil det være mulig å analysere tverrsnitt med flere enn 3 lag. Hvordan dette kan gjøres er forklart nærmere og i detalj i kapittel 5.1. En metode som kalles for differensialligningen i denne oppgaven er også kort forklart da denne danner basis for γ -metoden.

4.4.1 γ -metoden

Denne metoden er presentert i NS-EN 1995-1-1:2004, tillegg B og anses som en forenklet metode for dimensjonering av samvirker i tre og betong. Det er den best dokumenterte metoden, og det er gjort flere studier som støtter opp om at denne gir tilfredsstillende resultater. Denne metoden er begrenset til samvirker med 2 eller 3 lag og tar hensyn til forbindelsenens skjærstivhet og styrke i bestemmelse av den effektive bøyestivheten og bærekapasiteten til det aktuelle samvirkesystemet.[13]

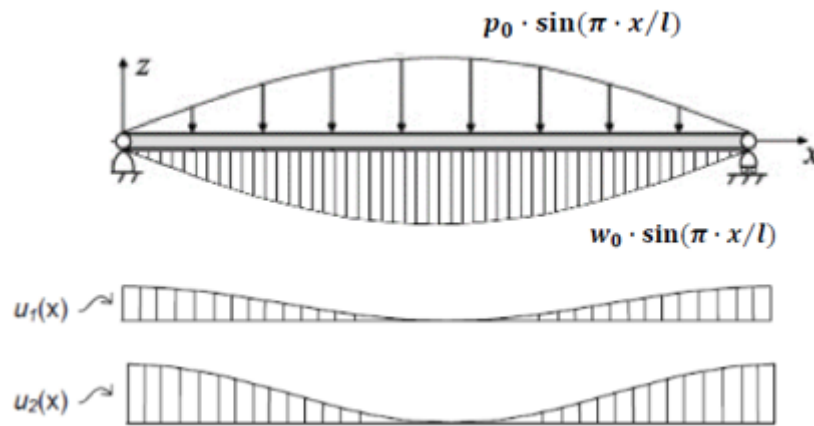
Den er basert på lineær elastisitetsteori og standarden angir følgende forutsetninger:

- Bjelkene er fritt opplagt med et spenn l . For kontinuerlige bjelker kan uttrykkene brukes med l lik 0,8 ganger det aktuelle spennet og for utkragede bjelker med l lik to ganger utkragingen;
- De enkelte delene (av tre,trebaserte plater) er enten i full lengde eller laget med limte endeskjøter;
- De enkelte delene er forbundet med hverandre ved hjelp av mekaniske

forbindelsesmidler med en stivhetsmodul K ;

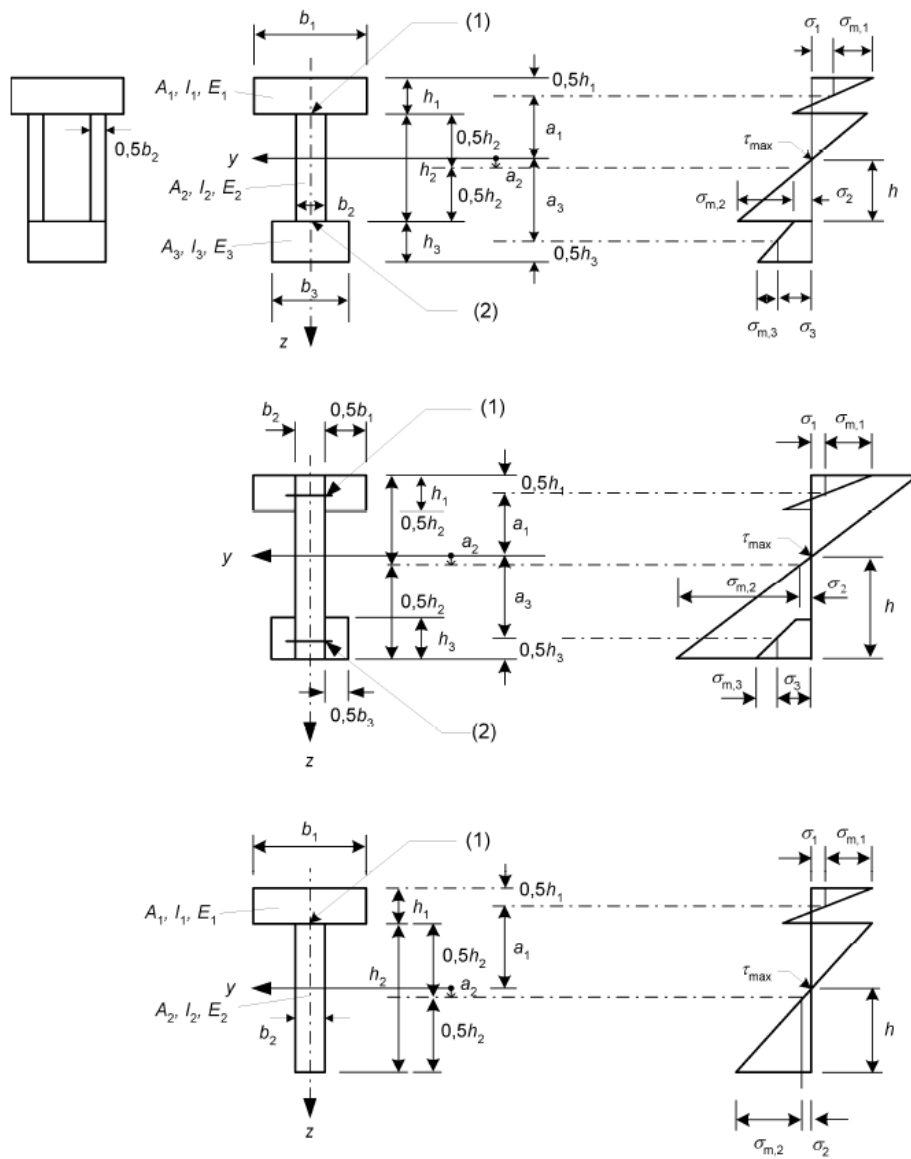
- Avstanden s mellom forbindelsesmidlene er konstant eller varierer jevnt i henhold til skjærkraften mellom s_{min} og s_{max} , med $s_{max} \leq 4s_{min}$;
- Lasten virker i z -retningen og gir et moment $M=M(x)$ som har en sinusformet variasjon eller parabelformet variasjon og en skjærkraft $V=V(x)$.

De fleste lasttilfeller for en fritt opplagt bjelke gir momentdiagram formet som en halv sinuskurve, se figur 4.2. En sinusformet lasfordelingen gir et sinusformet moment diagram, og ved å anta en slik lastfordeling kan differensialligningen løses relativt enkelt.



Figur 4.2: Sinusformet lastfordeling med tilhørende momentdiagram[12]

Som nevnt tidligere i kap. 2.1 vil det være svært vanskelig å oppnå fullstendig samvirke mellom to materialer. Prinsippet om at to elementer skal forbli i samme posisjon over hele systemet er ikke realistisk på grunn av glideforskyving i kontaktpunktet mellom materialene. For å ta hensyn til dette introduserer denne metoden en reduksjonsfaktor, kjent som skjærkoeffisienten γ . Denne skal beskrive graden av kontakt mellom materialene og skal tas hensyn til i beregning av effektiv bøyestivhet i samvirkesystemet. Standarden presenterer tre typer av sammensatte tverrsnitt, se figur 4.3. [14]



Figur 4.3: Tverrsnitt(vist til venstre) og fordeling av bøyestressinger(vist til høyre) [14]

For disse gjelder følgende formel for effektiv bøyestivhet for hele samvirke-systemet:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (22)$$

E_i er elastisitetsmodulen, A_i er arealet av tverrsnittet, I_i er andre arealmoment av tverrsnittet, K_i er stivhetsmodul og a_1 kan beskrives som avstanden mellom et delements (f.eks betongens) tyngdepunkt og den effektive nøytralaksen til treelementet, se figur 4.3. γ -faktoren varierer fra 0 som betyr null samvirke til 1 som representerer fullstendig samvirke mellom materialene.

Hvor s_i er innbyderenes avstand og l er bjelkens spennlengde,

$$A_i = b_i h_i \quad (23)$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (24)$$

Treelementet regnes som base med γ -verdi lik 1.0, det vil si γ_2 på tverrsnittene på figur 4.3. De resterende delementene regnes ut ved bruk av ligning (26).

$$\gamma_2 = 1.0 \quad (25)$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2}}, \text{ for } i=1 \text{ og } i=3 \quad (26)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \quad (27)$$

Hvor K_i er stivhetsmodul og s_i avstanden mellom forbindelsesmidlene og l er bjelkens spennlengde. Symboler er forklart av figur 4.3. Formler og fremgangsmåte ovenfor er hentet fra standarden [14].

Figur 4.3 viser underelementene og kontaktpunktene av samvirkestverrsnitt av ulike karakterer. Når den effektive bøyestivheten er kalkulert ved bruk av ligning (22) kan lasten på skjærforbindelsene og tverrsnittets normalspenninger fra trykk, strekk og bøyning beregnes.[11]

Normalspenningene settes lik:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \quad (28)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \quad (29)$$

De største skjærspenningene oppstår der normalspenningene er lik null. De største skjærkreftene i stegkomponenten (Tverrsnitt 2 på figur 4.3:

$$\tau_{2,max} = \frac{(\gamma_3 E_3 A_3 a_3) + (0,5 e_2 b_2 h^2)}{b_2 (EI)_{ef}} V \quad (30)$$

Lasten på et forbindelsesmiddel settes lik:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ref}} V, \text{ for } i=1 \text{ og } i=3 \quad (31)$$

Implementerer man denne metoden på et T-tverrsnitt tilsvarende et tverrsnitt som vist nederst i figur 4.3 vil ligning (22) bli som følger:

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + E_2 A_2 a_2^2 \quad (32)$$

Hvor 1 beskriver betongelementet og 2 beskriver treelementet. Videre blir γ , a_1 og a_2 bestemt av ligning (33),(34) og (35):

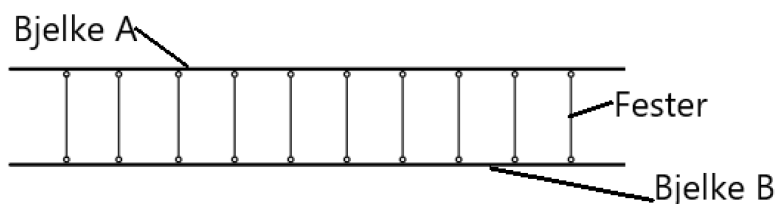
$$\gamma = \gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_1}{K_1 l^2}} \quad (33)$$

$$a_2 = \frac{\gamma E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma E_1 A_1 + E_2 A_2)} \quad (34)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (35)$$

4.4.2 Skjæranalogimetoden

Denne metodens beskrivelse er hentet fra den amerikanske håndboken for KLT. Dersom flere lag er festet sammen vil ikke γ -metoden kunne anvendes mer fordi den begrenser seg til maksimum 3 lag. Dette gjelder spesielt for samvirker bestående av massivtre (krysslagte paneler) og betong da denne metoden gjør det mulig å ta hensyn til alle lagene, både tverrgående og langsgående. Skjærdeformasjonen blir ikke sett bort i fra i denne metoden, men taes hensyn til gjennom en reduksjon av den effektive bøyestivhetens verdi, $(EI)_{eff}$. Egenskapene til et slikt flerlagselement deles inn i to virtuelle bjelker A og B. Bjelke A er gitt som summen av den iboende bøye -og skjærstivhetene i de individuelle lagene langs deres egne geometriske sentre, og B er gitt som de såkalte Steinerpunktene ($E A a$) av bøye -og skjærstivheten til hele elementet. Disse to er festet sammen med uendelig mange rigide festemidler slik at lik nedbøyning mellom bjelkene er opprettholdt. Ved å legge bøye -og skjærstivheten av begge bjelkene oppå hverandre kan sluttresultatet for hele tverrsnittet bestemmes, se figur 4.4.[24]



Figur 4.4: Bjelkemodell ved bruk av skjæranalogimetoden [24]

Som skrevet over tildeles bjelke A en bøyestivhet som er lik summen til den iboende bøyestivheten til de individuelle lagene eller de individuelle tverrsnittene. Ligning for denne blir som følger:

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i I_i \quad (36)$$

Hvor:

E_i = Elastisitetsmodulen til hvert enkelt lag

I_i = Annet arealmoment av hvert enkelt lag

Bøyestivheten til bjelke B kan finnes ved å summere summen av Steiner-

punktene av de individuelle lagene:

$$(EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (37)$$

Hvor:

E_i = Elastisitetsmodulen til hvert enkelt lag

A_i = Arealet til hvert enkelt av lagenes tverrsnitt

z_i = Avstanden fra hvert enkelt lag til nøytralaksen

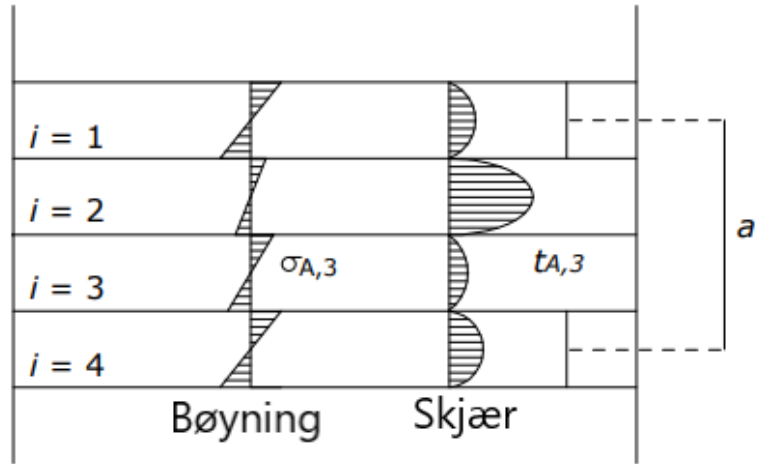
Spenninger forårsaket av bøyning ($\sigma_{A,i}$) og skjærspenninger ($\tau_{A,i}$) av hvert enkelt lag i bjelke A kan bestemmes ved bruk av ligning (38) og (39) henholdsvis.

$$\sigma_{A,i} = \pm \frac{M_{A,i}}{I_i} \left(\frac{h_i}{2} \right) \quad (38)$$

$$\tau_{A,i} = \frac{E_i I_i}{(EI)_A} 1,5 \frac{V_A}{bh_i} \quad (39)$$

M_A og V_A er moment og skjærkraft på bjelke A. $(EI)_A$ er gitt i ligning (36).

Figur 4.5 viser spenningsfordelingen i hvert enkelt lag i bjelke A for et tverrsnitt bestående av 4 lag.



Figur 4.5: Spenningsfordeling i bjelke A for et tverrsnitt med 4 lag[24]

Aksialkreftene $N_{B,i}$, normalspenningen $\sigma_{B,i}$ av hvert enkelt lag og skjærspennningene i kontaktflaten mellom de to lagene i bjelke B, $\tau_{B,i,i+1}$, finnes ved bruk av ligning (40), (41) og (42), henholdvis.

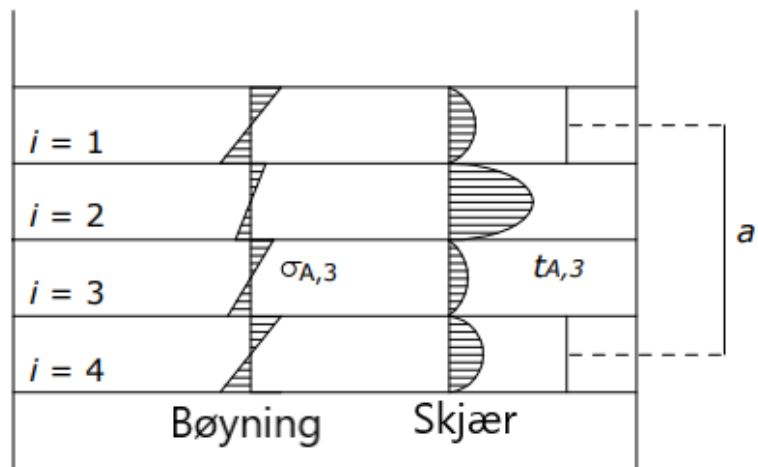
$$N_{B,i} = \frac{E_i A_i z_i}{(EI)_B} M_B \quad (40)$$

$$\sigma_{B,i} = \frac{N_{B,i}}{b_i h_i} M_B \quad (41)$$

$$\tau_{B,i,i+1} = \frac{V_b}{(EI)_B} \sum_{j=i+1}^n E_j A_j z_j \quad (42)$$

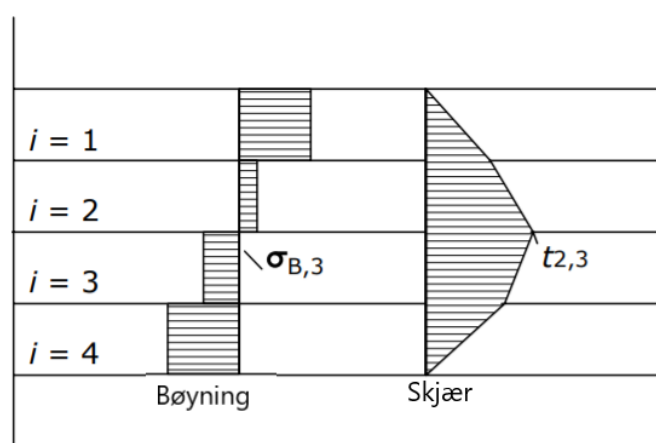
M_B og V_B er moment og skjærkraft på bjelke B. $(EI)_B$ er gitt i ligning (37).

Figur 4.6 viser spenningsfordelingen i hvert enkelt lag i bjelke B for et tverrsnitt bestående av 4 lag.



Figur 4.6: Spenningsfordeling i bjelke B for et tverrsnitt med 4 lag[24]

Kombinerer man figur 4.5 og 4.6 finner man den endelige spenningsfordelingen i tverrsnittet, se figur 4.7.



Figur 4.7: Endelig spenningsfordeling for et tverrsnitt bestående av 4 lag[24]

Den totale effektive bøyestivheten til hele tverrsnittet kan dermed finnes ved bruk av ligning (43):

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (43)$$

Som skrevet over tas skjærdeformasjonen hensyn til gjennom å redusere den effektive bøyestivheten. Den ekte eller passende bøyestivheten beregnes ved ligning (44):

$$(EI)_{app} = \frac{(EI)_{eff}}{1 + \frac{K_s(EI)_{eff}}{(GA)_{eff}L^2}} \quad (44)$$

K_s er en konstant som er basert på påvirkningen av skjærdeformasjon og har forskjellige løsninger for ulike lastbetingelser, se tabell 4.2. $(GA)_{eff}$ er den effektive skjærstivheten gitt i ligning (45) og L er bjelkens spennlengde.

Tabell 4.2: Verdier for K_s [24]

Last	Oppleggstype	K_s
Jevnt fordelt	Fritt opplagt	11,5
	Fastholdt	57,6
Konsentrert på midten av spennet	Fritt opplagt	14,4
	Fastholdt	57,6
Konsentrert last på alle kvart punkter	Fritt opplagt	10,5
Konstant moment	Fritt opplagt	11,8
Jevnt fordelt	Utkraget	4,8
Konsentrert på fri-ende	Utkraget	3,6

$$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2G_1b}\right) + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) + \left(\frac{h_n}{2G_n b}\right)} \quad (45)$$

G_i er det enkelte lagets skjærmodul. Den amerikanske håndboken for KLT [24] angir verdiene for denne å være $E_{0,mean}/16$ for de langsgående lagene og $E_{90,mean}/160$ for de tverrgående lagene.

4.4.3 Differensialligning

Denne metoden tar også hensyn til at det ikke er fullstendig samvirke mellom elementene i bjelken. Det vil si at komponenten (eksempelvis en bjelke) antas å bestå av to delmaterialer som er festet sammen ved bruk av mekaniske forbindelser.[4]

Følgende antagelser gjøres ved bruk av denne metoden[4]:

- Forbindelsene mellom delmaterialene har den samme stivheten og de er jevnt fordelt langs hele bjelken
- Alle materialer har lineær-elastisk oppførsel
- Små deformasjoner
- De to delene har den samme deformasjonen og den samme krumningsradiusen
- Skjærdeformasjonen av de individuelle delene blir neglisjert

Metoden tar utgangspunkt i at de to delmaterialene er festet med diskrete skjærforbindelser. Disse har stivhet K og lineær elastisk last-glide oppførsel". Det antas også at avstanden mellom forbindelsene er liten. Stivheten til forbindelsen for en enhetslengde kan beregnes ved[4]:

$$k = \frac{K}{s} \quad (46)$$

Hvor s er avstanden mellom forbindelsene.

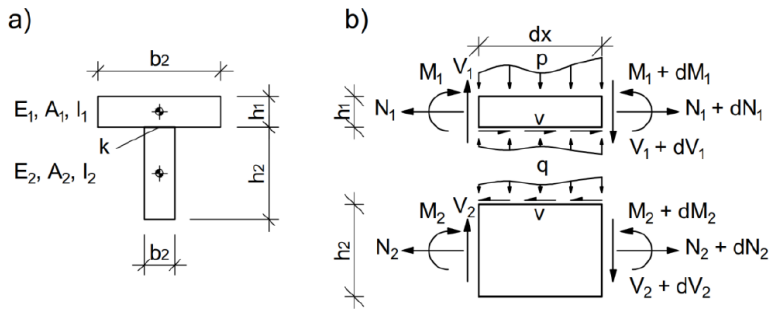
For å finne horisontal skjærkraft langs bjelken brukes følgende formel

$$v(x) = ku(x) = \frac{F_s}{s} \quad (47)$$

Her er $u(x)$ glidebevegelsen i kontaktpunktet mellom delmaterialene og F_s er forbindelsens skjærkraft. Materialene regnes som lineær elastiske og bjelkens tverrsnitt som konstant. Euler-bernoulli formuleringen brukes for å beskrive de individuelle delenes oppførsel. [4]

Figur 4.8 viser en bjelkes tverrsnitt (a) og kreftene som virker på den (b).

Lastenes effekt på bjelken fås ved å danne et likevektssystem fra (b) og deretter bruke Euler-Bernoullis antagelser til å finne differensialligningene. Til slutt bruker man den aktuelle lasten og randbetingelser for den gitte situasjonen. [4]



Figur 4.8: a):Bjelkens tverrsnitt og b): bjelkens differensialelementer med laster og innvendige krefter på elementene[4]

En nøyaktig løsning finnes kun for enkelte randbetingelser og lasttilfeller, men formler for disse er som regel svært tungvinte å bruke. Forenkling gjøres ved bruk av γ -metoden som er forklart i kapittel 4.4.1. Denne metoden er ikke brukt i oppgaven da den stiller høye krav til den analytiske løsningen. Denne metoden er forventet å bli brukt på forskningsstadiet og ikke i praktisk design. Til tross for dette danner den basis for utvikling av forenklede metoder som for eksempel γ -metoden. [4]

5 Massivtre-betong samvirker

Massivtre er en ny generasjon innenfor treprodukter og er blitt populært å bruke som bærekonstruksjon i nybygg. Til tross for dette har tidligere forskning på tre-betong samvirkedekker som regel hatt fokus på samvirker mellom konstruksjonsvirke/limtre og betong. Det er få eksperimentelle studier på massivtre-betong samvirker og litteraturutvalget er relativt begrenset både når det kommer til eksperimentelle tester utført og foreslåtte metoder for prosjektering av slike konstruksjoner. På bakgrunn av dette vil det være nødvendig å undersøke hvilke skjærforbindelser som er aktuelle og hva som må til for at slike typer konstruksjoner skal få større oppmerksomhet, samt brukes mer i norske byggeprosjekter. Kartleggingen av testede typer gjennomføres i dette kapitlet, men det vil også være svært viktig å høre med aktuelle leverandører om hvilke typer de kan se for seg. Sistnevnte er gjort gjennom en spørreundersøkelse i kapitel 6.

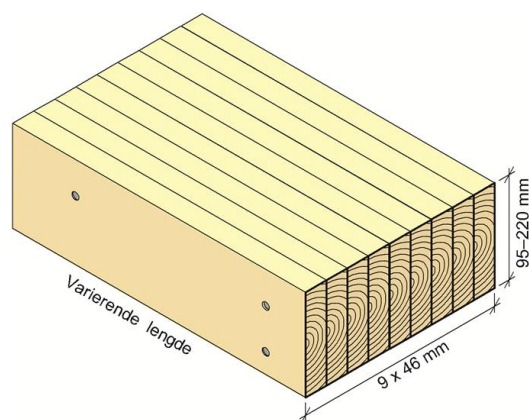
5.0.1 Massivtre

I Norden brukes massivtre for det meste i fleretasjes bygg, skoler, hus, næringsbygg o.l. Tre har typisk vært brukt tidligere i relativt lave bygg, men de siste årene har utviklingen gått mot å også bygge høyt i tre. I 2015 åpnet blant annet Treet i Bergen. Med sine 14 etasjer og en høyde på 45 meter var en indikator på at den norske byggebransjen ønsket å være med på denne utviklingen. Verdens høyeste trehus Mjøstårnet i Brummundal bekreftet dette da det åpnet våren 2019. I begge prosjektene er det blant annet brukt massivtre.

Massivtre er et svært allsidig produkt, og det er derfor mulig å bruke i et bredt spekter av byggeprosjekter. Det er et produkt som er resirkulerbart, og som annet trevirke, en lagringsplass for CO_2 . Produktet skiller seg ut ved at det vanligvis er brukt som store overflater. Muligheten for store tverrsnitt gir elementene en høy bærekapasitet og stivhet noe som gjør at de også egner seg til å stabilisere konstruksjonen. Elementene kan til en svært høy grad prefabrikeres og lav vekt gir muligheter for enklere fundamentering, transport og montering. Solide elementer og brannimpregnering/brannmaling gir også god brannsikkerhet. Vi skiller mellom tre ulike typer massivtre; Kantilte elementer, krysslågte elementer og hulromselementer. [10]

Kantstilte elementer:

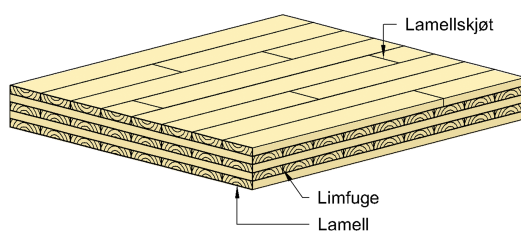
Lamellene stilles på høykant og settes sammen ved bruk av ulike sammenføyingsmetoder. Vanlige varianter er spikrede, limte, dyblede og tverrspente. Disse kalles også bordstabelementer.[23]



Figur 5.1: Eksempel på et kantstilt massivtrelement [26]

Krysslagte elementer:

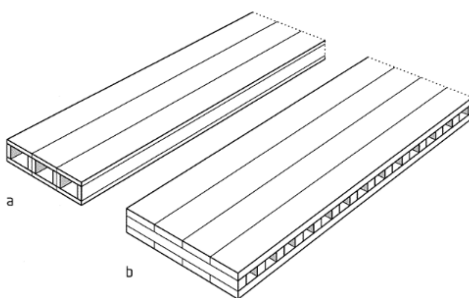
Også kjent som flersjiktsslameller eller KLT-elementer. Her legges lamellene lagvis og i kryss. Lagene er som regel lagt 90° eller eventuelt 45° i forhold til hverandre. Sammenføyningsmetode som brukes er spiker eller lim. Det må legges minimum tre lag med lameller, men ofte flere. Typisk er tre, fem, syv- og ni-lags elementer. Både limte og spikrede elementer kan settes sammen på fabrikk, men spikrede kan også settes sammen på byggeplass. Det er spesielt viktig å legge vekt på de tverrgående lagene i et krysslagt panel fordi disse har en mye lavere skjærstivhet enn de langsgående. KLT vil stedvis brukes som betegnelse på krysslaminerte elementer videre i denne oppgaven. [23]



Figur 5.2: Eksempel på et kantstilt massivtrelement [15]

Hulromselementer:

Denne typen finnes i flere varianter. Men felles for disse er at de ikke danner massive tverrsnitt. På tross av dette er mengden trevirke høy nok til at det kan karakteriseres som massive trelementer. Noen varianter kan fylles med isolasjon. [23]



Figur 5.3: Eksempler på hulromselementer. (a):Med parallelle lameller. (b):Med kryssende lameller [23]

På grunn av begrensinger i forhold til lengde på oppgaven samt tilgjengelig forskning og eksperimentelle tester er det valgt å legge spesielt vekt på samvirkedekker i krysslaminert tre (figur 5.2) og betong. Designeksempel utført i denne oppgaven er utført på dekker av KLT og betong (i kapiel 7). Slike dekker er bygget opp av et underliggende panel satt sammen av krysslagte trelameller og et betongdekke på toppen. Treet og betongen festes sammen ved bruk av en passende skjærforbindelse. Som beskrevet tidligere er slike konstruksjoner svært effektive da en får utnyttet materialenes sterke egenskaper maksimalt. Det vil si betongens trykkstyrke og treetes strekkstyrke. Sammensetningen av materialer gir en betydelig økt bøyestivhet i forhold til et tilsvarende tredekke med samme dimensjoner. Bedre dynamisk respons og mulighet for større spennlengder er fordeler en slik oppgradering av et tredekke vil føre til. I tillegg vil betongelementet bidra med tyngde som løser treetes utfordringer knyttet til lav vekt da lette konstruksjoner er mer utsatt for veldt på grunn av vindkrefter. [10]

KLT-dekker må ha evnen til å ta opp vertikale laster som nyttelast og egenlast, og overføre de til støttene det hviler på. Dekkene kan også ta opp horisontale laster som vind. En KLT-konstruksjon er vanligvis fritt opplagt på to støtter. For gulvkonstruksjoner eller lignende med relativt små spenn er paneler med jevn tykkelse å foretrekke, men det kan være økonomiske grunner til å for eksempel forsterke panelene med limtrebjelker o.l. Nedbøying eller vibrasjoner er ofte kritiske faktorer under dimensjonering av gulvkonstruksjoner. KLT-betong samvirkedekker derimot gjør det mulig å oppnå spennlengder opptil 12m. Riktig utførelse av krysslaminerte paneler kombinert med bærende påstøp av betong vil sammenlignet med et standard KLT-dekke gi høyere lastkapasitet, samt mindre deformasjon og vibrasjon. I tillegg vi ikke-

konstruktive parametre som forbedret lydisolasjon også være en fordel. Som undersøkt i kapittel 3 finnes det mange måter å binde tre og betong sammen, og de fleste av disse kan også overføres til bruk i KLT-betong dekker. Analytiske metoder for å beregne et samvirkesystems totale stivhet er presentert i kapittel 4.4.[10]

Moderne produksjonsmetoder kombinert med gode styrkeegenskaper gjør KLT til en god løsning som egner seg godt til bruk i samvirkedekker. KLT gir blant annet følgende fordeler[10]:

- Stor fleksibilitet når det kommer til form og størrelse
- Høy styrke i forhold til egenvekt av materiale
- God isoleringsevne og varmelagringskapasitet
- Lav egenvekt, som betyr lavere monterings -og transportkostnader, samt lavere fundamenteringskostnader
- God kapasitet til å tolerere kjemiske angrep
- Fleksibel produksjon som tillater utradisjonelle former som buede flater.

5.0.2 Aktuelle skjærforbindelser og systemer

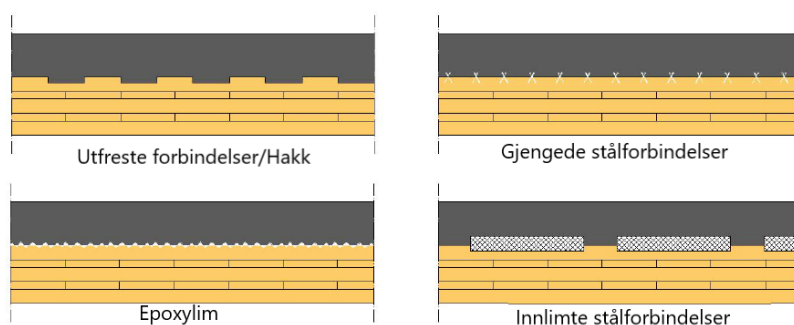
Samvirkedekker i KLT og betong har tiltrekk seg oppmerksomhet i store deler av verden for bruk i både bolig -og næringsbygg. Det vil være absolutt nødvendig å kartlegge egnede typer og forstå de aktuelle skjærforbindelsenes mekaniske egenskaper før slike konstruksjoner kan tas i bruk. Som nevnt tidligere er det utført svært lite forskning på ytelsen til samvirkedekker i KLT og betong. På grunn av stor interesse for krysslågte massivtreelementer de siste årene, og fordi denne typen tremateriale har etterhvert vist seg å gi svært tilfredstillende resultater hva gjelder både styrke og stivhet, vil det i tiden fremover være viktig å utrede og kartlegge samvirkesystemer av denne typen mer. En av de viktigste delene av denne kartleggingen gjelder hvilke type skjærforbindelsene som vil egne seg best. De fleste av de typene nevnt i kapittel 3 vil kunne brukes i massivtre-betong samvirker på lik linje som ved for eksempel limtre-betong samvirker, men enkelte typer trekkes allikevel frem i ulike studier og håndbøker.

Skjærforbindelser for KLT-betong samvirker

Den svenske håndboken for KLT fremhever følgende skjærforbindelser[10]:

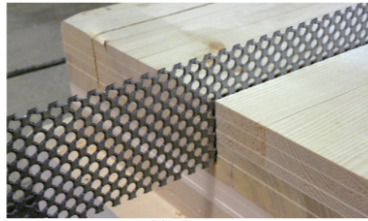
- Skjærforbindelse ved bruk av perforert stålplate.
- Skjærforbindelse ved bruk av spesielle skruer.
- Skjærforbindelse via et stort hakk på toppen av KLT-elementet.

Til sammenligning, en fremstilling er også er gitt av Setragian og Kusuma om hvilke som er de mest brukte, og er vist under, 5.4 [21]:



Figur 5.4: Fremstilling av Setragian og Kusuma av skjærforbindelser som er hyppigst brukt i KLT-betong samvirker[21]

Dette kan bekrefte at ulike fagfolk, spesialister og ingeniører har like antagelser om hvilke skjærforbindelser som vil egne seg best i et KLT-betong samvirke. KLH massivholz i Østerrike som trolig er en av de europeiske leverandørene som har kommet lengst i utviklingen av KLT-betong samvirker. De leverer slike dekker og i et e-hefte på deres hjemmesider presenterer de ulike skjærforbindelser de tilbyr til bruk i deres samvirkedekker[3]. Disse støtter opp om de overnevnte skjærforbindelsene og kan tyde på at også leverandørene er enige. Se figur 5.5 for bilder av de skjærforbindelser som KLH massivholz foreslår til bruk i sine KLT-betong samvirker. Disse sammenfaller bra med både Den svenske håndboken for KLT og Setragian og Kusuma sine fremstillinger.



Stålplate



Hakk med skruer

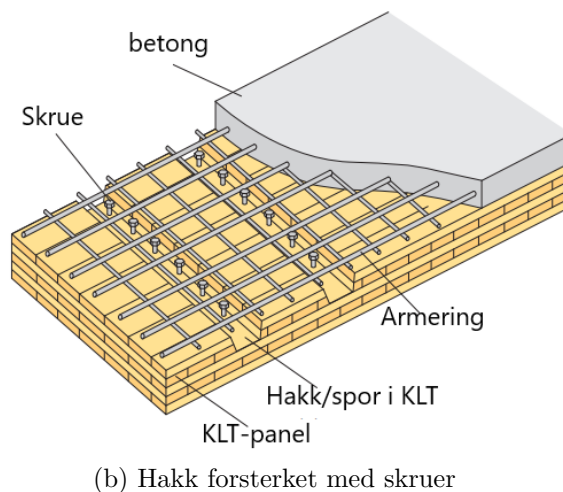
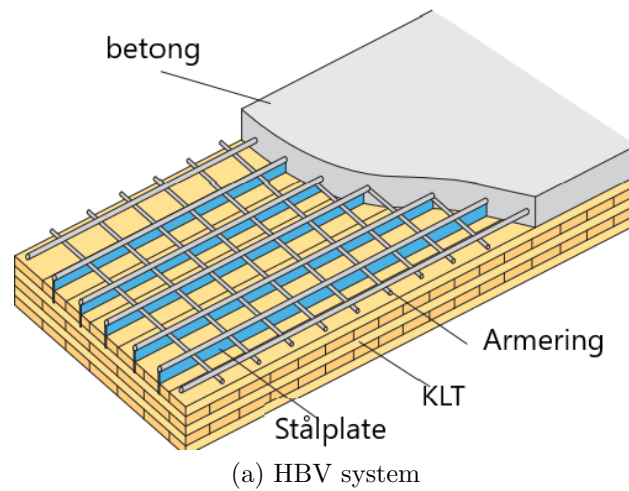


Vinklede skruer

Figur 5.5: Bilder av skjærforbindelser fra e-hefte til KLH mazzivholz [3]

Testede skjærforbindelser og system

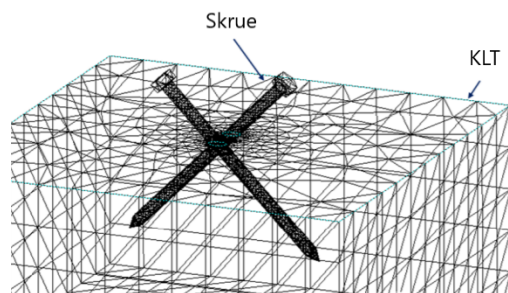
Et system hvor stålplater brukes er det såkalte Holz-Betong-Verbund -eller HBVsystemet. Dette systemet kan være passende for et KLT-betong dekke og er presentert i kapitel 2.2. Den mest vanlig måten å feste de perforerte stålplatene til treelementet er ved hjelp av epoxy -og polyuretanelim. Stor grad av samvirke kan også oppnås ved å lage et hakk i øvre del av massivtreet. Som en forsterkning kan skruer skrues inn i hakkene. Disse vil kunne ta opp strekkrefter som oppstår mellom treet og betongen når konstruksjonen er satt under last. Det er anslått at systemet i figur 5.6a og 5.6b har samvirkegrad av henholdsvis 85 prosent og 70 prosent. Dette betyr at systemet som bruker HBV som forbinder har 85 prosent effektiv bøyestivhet sammenlignet med et dekke som har fullstendig samvirke. [10]



Figur 5.6: Systemløsninger for KLT-betong samvirkedekker [10]

Mai, Park og Lee gjennomførte tester på 15 forskjellige testprøver som bestod av KLT, betong og en skjærforbindelse mellom dem. Alle testprøvene bestod av kryslaminerte paneler med dimensjon 300x300x150mm. I 12 av testprøvene ble det støpt et betonglag med tykkelse 100mm, og i de resterende ble det brukt betong med tykkelse 75mm. Forbindelsene som ble brukt var tre ulike skrueforbindelser med ulike vinkelvariasjoner fra 45° til 90°, figur 5.8 viser de tre typene. Hver type ble satt sammen parvis og vinklet pekende mot hverandre som vist i figur 5.7. Konklusjonen av disse testene var at alle testprøvene opplevde liten oppsprekking rundt forbindelsene. SFS-forbindelsen viste seg å være den mest praktiske av de tre testede. I tillegg

viste testene at de vinklede skruene hadde høyere grad av samvirke enn de skruene som ble satt ortogonalt. Skruer vinklet i 45° var de som tilfredstilte parametrene stivhet, styrke og enkel utførelse best. Også tykkelsen på betongen hadde innvirkning på dekkene og konklusjonen var at betongens tykkelse må være stor nok slik at den kan virke som en klemme for forbindelsene.[17]



Figur 5.7: illustrasjon av forbindelsen med vinklede skruer [17]



Figur 5.8: Typer testet av Mai, Park og Lee [17]

På bakgrunn av denne studien utførte de samme forfatterene et nye eksperimentelle tester. Her såg de blant annet på bæreevnen til samvirke dekker i KLT og betong hvor de brukte et utvalg av de forbindelsene de hadde testet i deres forrige studie. Det ble valgt å bruke både en B-forbindelsen og SFS-forbindelsen (figur 5.8). De testet også et vanlig KLT dekke og merket denne som standard”. De resterende testprøvene ble merket på følgende måte: Forbindelsestype-Forbindelseshelning-Forbindelsesavstand.Oppsummering av testprøvenes dimensjoner er vist i tabell 5.1. Alle testprøvene hadde 5lags KLT paneler.[16]

Tabell 5.1: Dimensjoner på dekkene testet av Mai, Park og Lee [16]

Testprøve	Spennlengde [mm]	KLT-elementet[mm] bxh	Betongelementet[mm]
Standard	6000	150x900	-
B-45-s150	6000	150x900	100x900
SFS-45-s150	6000	150x900	100x900
SFS-45-s300	6000	150x900	100x900
SFS-90-s150	6000	150x900	100x900

En av konklusjonene som kunne trekkes ut i fra disse testene var at samvirkedekkerne hadde en betydelig høyere bøyekapasitet sammenlignet med standardprøven. Det viste seg at den var opptil fem ganger så høy for samvirkedekkerne. Med dette konkluderte de at slike dekker har et stort potensial, spesielt til bruk i fleretasjers bygg med lange spenn. Testene viste også at forbindelsen med skruer vinklet 45° hadde høy styrke og svært høy grad av samvirke, uavhengig av type skrue. Et utvalg av resultatene for dekkenes bærekapasitet er oppsummert i tabell 5.2. F_{max} er maksimal bøyekapasitet og $F_{0,4max}$ er tilsvarende ved 40prosent av den estimerte sviktlasten. [16]

Tabell 5.2: Resultater fra testene til Mai, Park og Lee[16]

Testprøve	$0,4F_{max}$ [kN]	F_{max} [kN]
Standard	24,4	61,22
B-45-s150	98,6	247,32
SFS-45-s150	93,44	234,79
SFS-45-s300	60,24	152,12
SFS-90-s150	68,22	170,45

Crocetti og Jiang utførte eksperimentelle tester på samvirker mellom KLT og betong hvor hakk forsterket med robuste treskruer ble brukt som skjærforbindelse som vist i figur 5.9. Det ble utført tester på fire forskjellige testprøver for å bestemme forbindelsens skjærøppførsel. Hakket/sporet var likt for alle prøvene og hadde en dimensjon på $lengde \times bredde \times tykkelse = 200mm \times 450mm \times 25mm$. Det ble testet ved bruk av to ulike tverrsnittsdimensjoner av treet og betongen. På den ene var betongtykkelsen 60mm og treetverrsnittets totale tykkelse var 120mm. Her var det brukt 3lags paneler av KLT. På den andre var betongens tykkelse 80mm og total tykkelse på

tretverrsnitt 180mm. Her var det brukt 5lags paneler av KLT.To skruer ble installert i hver av hakkene og disse hadde en lengde på 120mm og gjengediameter på 10mm. Skruen ble skrudd inn med en dybde på 55mm. I tillegg til dette ble det plassert ett bøyd armeringsjern i hakket for å sikre betongen mot for tidlig skjærbrudd.[18]



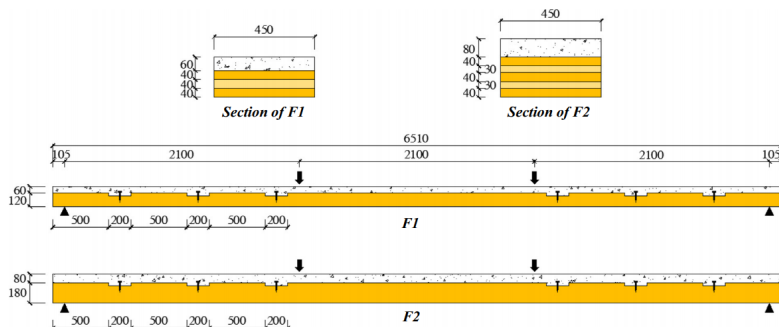
Figur 5.9: Detaljer av skjærforbindelse brukt av Crocetti og Jiang [18]

I denne studien hevder Crocetti og Jiang at skjærforbindelsen ved bruk av hakk forsterket med treskruer utvilsomt er den mest effektive metoden å bruke med hensyn til både styrke og stivhet. De skriver at hakkene kan raskt og presist skjæres ut av maskiner på en svært kostnadsgunstig måte. Dessuten blir skjærkreftene tatt direkte opp av bæring noe som reduserer glidebevegelsen mellom lagene på grunn av forbindelsens høye stivhet. Forbindelsen har høy bærestivhet sammenlignet med dens bøyestivhet, noe som betyr at skruene ikke bidrar særlig til overføring av skjærkrefter. Skruenes hovedfunksjon er å ta oppløftsreftene som oppstår på grunn av eksentrisitet mellom materialenes aksialkrefter, samt å forhindre separasjon mellom betongen og treet under last, se illustrasjon. [18]

De utførte bøyetester på to samvirkedekker (F1 og F2) hvor den overnevnte forbindelsen var brukt (hakk forsterket med to skruer og armeringsjern) og en oversikt over dimensjoner er vist i figur 5.9 og 5.10. En oppsummering av de to dekkene som ble testet er laget i tabell 5.3. Dekkene var fritt opplagt på to støtter. F1 ble lastet opptil 40 prosent av den estimerte bruddlasten, ca. 24kN, og F2 ble lastet til brudd. [18]

Tabell 5.3: Dimensjoner på dekkene testet av Crocetti og Jiang[18]

Testprøve	Spennlengde[mm]	KLT-elementet (bxh)[mm]	Betongelementet (bxh)[mm]
F1	6300	450x180 (3lags)	450x60
F2	6300	450x120 (5lags)	450x80



Figur 5.10: Dekker testet av Jiang og Crocetti[18]

Resultatene fra disse testene viste blant annet at ulik tykkelse på KLT-panelene hadde liten innvirkning på forbindelsens styrke og stivhet. Glidemodulen viste noe større variasjon og det ble konkludert med at grunnen til dette var usikker. Konklusjonen fra disse testene var at dersom en brukte hakk med passende geometri, det vil si at de må blant annet være dype og lange nok, vil disse i kombinasjon med skruer være svært passende på samvirkedekker i KLT og betong. Ved riktig bruk og installasjon vil disse forbindelsene være pålitelige, stive, sterke og ha rimelige kostnader knyttet til seg. Testene viste at nesten fullstendig samvirke var mulig å oppnå ved bruk av slike skjærforbindelser. Det ble observert at ved høye laster oppstod det separasjon av betongdelen fra tredelen, og et forbedringstiltak av dette ble foreslått i studien. Her ble det anbefalt å også bruke vertikale skruer, ikke bare i hakkene, men langs hele dekket for å sikre mot for tidlig svikt.[18]

Testene viste at den horisontale glidebevegelsen var tilnærmet lik null og at skjærforbindelsene var mer eller mindre uskadde etter svikt. I F2 var det KLT-panelet som sviktet i bøyning nær midten av spennlengden. Betongen opplevde kun en sprekk i topphjørnet i et av hakkene nærme den ene støtten. Relativt stor separasjon oppstod mellom treet og betongen i sonen mellom de innerste hakkene, og dette viste seg spesielt da den påførte lasten var nær sviktlasten. Det ble konkludert med at dette hadde to grunner[18]:

- Ulik bøyestivhet mellom betongelementet og tre-elementet.
- Manglende vertikale forbindelser mellom treet og betongen.

Dimensjonerende last i brudd -og bruksgrensetilstand (F_{ULS} , F_{SLS}) samt last ved 40prosent av den estimerte sviktlasten (F_s) og den ultimate lasten ved svikt (F_u) på dekkene F1 og F2 er hentet fra studien til Crocetti og Jiang og presentert i tabell 5.4.[18]

Tabell 5.4: Resultater i Jiang og Crocettis tester [18]

Testprøve	F_{ULS} [kN]	F_{SLS} [kN]	F_s [kN]	F_u [kN]
F1	20,81	14,94	24	-
F2	23,03	16,59	53	107

Sammenligning av de testede forbindelsene

En sammenligning av resultater fra de to gjennomgatte eksperimentelle testene (Jiang og Crocetti og Mai,Park og lee) er oppsummert i tabell 5.5. δ_{max} er maks vertikal nedbøyning på midten av dekket og F_{max} er maksimal bøyekapasitet. $F_{0,4max}$ og $\delta_{0,4max}$ er tilsvarende ved 40prosent av den estimerte sviktlasten.

Tabell 5.5: Resultater fra de gjennomgatte eksperimentelle testene

Testprøve	$F_{0,4max}$ [kN]	F_{max} [kN]	$\delta_{F_{0,4max}}$ (mm)	$\delta_{F_{max}}$ (mm)	S_{max} (mm)
Standard	24,4	61,22	33,29	100,26	-
B-45-s150	98,6	247,32	20,86	74,77	0,34
SFS-45-s150	93,44	234,79	19,98	79,28	1,32
SFS-45-s300	60,24	152,12	13,78	63,86	6,3
SFS-90-s150	68,22	170,45	16,44	110,53	5,5
F1	24	-	41,79	-	-
F2	53	107	31,41	64,51	0,58

For å kunne best mulig sammenligne og se forskjell på resultater er det også laget en tabell som viser kraft per millimeter nedbøyning, se tabell 5.6. Det vil

si hvor mye kraft i kN som skal til for at dekket nedbøyes 1 mm på midten av spennlengden.

Tabell 5.6: Sammenligning av kraft per millimeter nedbøyning på dekkene i det gjennomgatte eksperimentelle studiene

Testprøve	$(F_{max}/\delta_{F_{max}})$ [kN/mm]	$(F_{0,4max}/\delta_{F_{0,4max}})$ [kN/mm]
Standard	0,61	0,73
B-45-s150	3,31	4,73
SFS-45-s150	2,96	4,68
SFS-45-s300	2,38	4,37
SFS-90-s150	1,54	4,15
F1	-	0,57
F2	1,66	1,69

Det er tydelig ut i fra resultatene i tabell 5.6 at samvirkedekker i KLT og betong har en betydelig høyere bøyekapasitet enn et tilsvarende standard KLT dekke uten betongpåstøp. Resultatene kan også tyde på at samvirkedekker hvor vinklede skrueforbindelser (figur 5.7) er brukt som skjærforbindelser er mindre utsatt for nedbøyning og har høyere bøyekapasitet enn en lignende konstruksjon hvor hakk forsterket med skruer og armeringsjern er brukt.

Den horisontale glidebevegelsen mellom treet og betongen ble oppgitt å være 0.58mm ved den ultimate sviktlasten (F_u) i type F2 og denne var mindre enn alle dekkene hvor vinklede skrueforbindelser var brukt med unntak av type B-45-s150 som hadde en gjennomsnittlig horisontal glidebevegelse mellom treet og betongen på 0,33mm. Jiang og Crocetti[18] skriver i sin studie at dekkene F1 og F2 hadde en svært høy samvirkeeffekt, men det kommer ikke frem i eksakte tall hvor stor grad det er snakk om, men understreker at et høyere samvirke vil kunne oppnås ved å bruke ekstra forbindelser i form av skruer også utenfor hakkene. Mai, Park og lee[16] presenterte graden av samvirke ved 40 prosent av makslasten. Denne var 100 prosent for B-45-s150 og SFS-45-s150, 94 prosent for SFS-45-s300 og 85 prosent for SFS-90-s150.

Basert på de overnevnte studiene kan det virke som at vinklede skruer gir systemet generelt større stivhet. Det vil si kan ta opp mer last før systemet opplever nedbøyning i vertikal retning. Resultatene viser også at de systemene hvor vinklede skruer var brukt tåler mer last før det gir etter enn systemene hvor hakk/spor var brukt. Til tross for dette er det nødvendig å vurdere hvor mye arbeid hver enkelt forbindelse krever. Hvor vinklede skrueforbindelser

brukes vil det være nødvendig å bruke mindre avstand mellom forbindelsene, noe som resulterer i at dekket vil inneholde svært mange skruer. Brukes hakk forsterket med skruer og armeringsjern vil en kunne bruke et mindre antall skruer samt det vil ikke være nødvendig med like tett avstand mellom forbindelsene noe som igjen kan føre til at denne typen er mindre tidkrevende.

5.1 Metode for analyse og fremgangsmåte

På lik linje med andre tre-betong samvirker må samvirkedekker i KLT og betong verifiseres i brudd -og bruksgrensetilstand, se kapitel 4. Det er likevel knyttet usikkerhet til hva som er den beste metoden å bestemme de interne spenningene og deformasjonene i tverrsnittet på. γ -metoden (beskrevet i kap. 4.4.1) fra NS-EN 1995-1-1:2004 gir ingen anvisning om hvordan analyse av et tverrsnitt med flere enn tre lag skal utføres. På grunn av γ -metodens relativt ukompliserte fremgangsmåte og dens tilgjengelighet i NS-EN-1995-1-1:2004 er det ønskelig å bruke denne. Men da er det nødvendig å gjøre modifikasjoner slik at metoden kan anvendes for KLT-betong samvirker. En gjennomgang av hvordan dette gjøres er beskrevet i dette kapitlet.

Det er presentert få studier på metoder som er utviklet spesielt for KLT-betong samvirker, og det finnes per dags dato ingen dokumentasjon i den norske standarden om slike konstruksjoner. Det virker likevel som den mest vanlige analytiske tilnærmingen i de studiene som er blitt utført er γ -metoden fra NS-EN 1995-1-1:2004. Metoden er opprinnelig utviklet for å bestemme effektiv bøyestivhet av to treelementer som er forbundet ved bruk av mekaniske forbindere med kjent glidemodul. Den er foreslått i flere håndbøker og studier som omhandler krysslaminert tre.

Skjæranalogimetoden er som nevnt i kapitel 4.4 en svært presis og god måte å analysere et krysslågt massivtrettverrsnitt, og på grunn av γ -metodens begrensing i forhold til antall lag kan denne metoden brukes for å bestemme den effektive bøyestivheten til treelementet før γ -metoden anvendes. Dette ble foreslått av Mai, Park og Lee [16]. Denne fremgangsmåten for å bestemme tverrsnittets interne spenninger og deformasjon er gjennomført i designeksempler i denne oppgaven(7).

Oppsummering av foreslått fremgangsmåte for verifisering av et KLT-betong samvirkedekke er som følger:

1. Bestem egenskapene til KLT-elementet og betongen som skal brukes i det aktuelle dekket. Dette inkluderer også de mekaniske egenskapene

til materialene.

2. Bestem skjærforbindelse som skal brukes mellom treet og betongen, og dens tilhørende glidemodul fra produsentens tekniske spesifikasjoner eller fra eksperimentelle tester.
3. Kalkuler den effektive bøyestivheten til KLT-tverrsnittet ved bruk av skjæranalogimetoden og reduser den slik at skjærdeformasjonen er tatt hensyn til. (Som beskrevet i kap.4.4.2)
4. Kalkuler parametre for den totale effektive bøyestivheten av hele samvirketverrsnittet ved bruk av γ -metoden fra tillegg B i NS-EN-1995-1-1:2004. (Som beskrevet i kap.4.4.1)
5. Kalkuler normalspenningene som oppstår på grunn bøyemomenter, skjærspenninger og forbindelseslaster i samvirkesystemet ved bruk av γ -metoden fra tillegg B i NS-EN 1995-1-1:2004. (Som beskrevet i kap.4.4.1)
6. Verifiser tverrsnittet i brudd -og bruksgrensetilstanden som beskrevet i kapitel 4.2 og 4.3.

Når det kommer til å velge dimensjoner i dimensjoneringsfasen antyder den svenske håndboken for KLT en tommelfingerregel for valg av tverrsnitt på samvirkedekker i KLT-betong. Her foreslås det å velge en total høyde, $h_{tot} \approx L/25$ hvor L er spennvidden til dekket. Boken angir at betongelementet vanligvis er 40 prosent av h_{tot} , og de resterende 60 prosent utgjør da KLT-elementet. Dette kan brukes som en start i design, men må selvsagt justeres dersom det viser seg at de valgte dimensjonene ikke er tilstrekkelige. Dette kan være veiledende i startfasen hvor en skal bestemme tverrsnittets dimensjoner. [10]

5.2 Evaluering av løsninger for samvirkedekker i massive og betong

I denne oppgaven beskrives et dekke som tilfredstillende dersom det utgir god strukturell oppførsel samt kan gjennomføres og settes opp på en økonomisk gunstig måte. Dersom den strukturelle oppførselen er dårlig vil dette gå på bekostning av brukerens sikkerhet. På en annen side dersom en løsning viser seg å ha svært god strukturell oppførsel, men er svært kostbar å gjennomføre både med hensyn til produksjon og transport, vil dette ikke være svært gunstig. Det er derfor viktig under utvikling av produkter at en forsøker så godt

det lar seg gjøre å jobbe mot tilfredstillende strukturelle løsninger som også vil være økonomisk gunstige hva gjelder produksjon og transport.

Begge disse kriteriene, altså strukturell oppførsel og kostnader er svært knyttet til hvilke skjærforbindelser som brukes for å skape samvirke mellom de treet og betongen. En så enkel og rask produksjon som mulig er ønskelig og det er derfor viktig å velge skjærforbindelser som kan installeres lett, raskt og problemfritt. Slik vil det kunne spares tid som er en svært viktig faktor for å oppnå god økonomi. Som nevnt tidligere er den strukturelle oppførselen til et samvirkedekke mellom tre og betong avhengig av skjærforbindelsenes stivhet, styrke og duktilitet. Disse faktorene i tillegg til økonomiske hensyn skal tas med i vurderingen når en oppbygging av et samvirkedekke i massivtre og betong skal bestemmes. Valg av skjærforbindelse er ekstremt viktig og dette bør være hovedfokuset når utforming velges.

En tilfredstillende økonomisk skjærforbindelse beskrives i denne oppgaven som en type som kan skaffes enkelt uten særlig store kostnader knyttet til hverken forbindelsen eller leveransen. Samtidig skal den kunne installeres på en effektiv og ukomplisert måte. Den kan heller ikke skape problemer for logistikken. For at installasjonen skal skje raskt er det ønskelig at den gjennomgår så få steg som mulig. Det vil si at dersom en forbindelse eksempelvis må settes sammen av flere deler før den kan installeres på selve konstruksjonen, vil denne i prinsippet være mer tidkrevende og slik vurdert som mindre økonomisk enn en som kan settes direkte inn. Hvordan logistikken gjennomføres avhenger i hovedsak av hvor lett konstruksjonen er å håndtere og tiden det tar før den er ferdigstilt.

Etter å ha gjennomgått resultatene av de to eksperimentelle testene utført av Jiang og Crocetti [18] og Mai, Park og Lee[16] ble vinklede skruer (45°) og utfreste hakk forsterket med skruer og armeringsjern vurdert som interessant å se nærmere på i et designeksempel. Stålnett ble også vurdert, men på grunn av tidsbegrensing og fordi HBV systemet som er relativt veletablert bruker stålnett ble det valgt å ikke gå videre med denne i designeksempel. For å best kunne avgjøre hvilke skjærforbindelser som vil egne seg best er dette satt stort fokus på under utarbeiding av spørreskjema som er sendt ut til aktuelle leverandører. Det var viktig å la de komme med tanker og innspill hva gjelder hvilke hensyn som må tas. Resultater fra spørreundersøkelsen er presentert i kapitel 6.

Tidligere studier har foreslått mange ulike analysemetoder for slike systemer, men mange av disse er ganske komplekse og tidkrevende. γ -metoden sammen

med skjæranalogimetoden vil kunne gjennomføres relativt ukomplisert ved bruk av regneark.

I tillegg til type forbindelser og analysemetode vil det også være nødvendig å vurdere på hvilket tidspunkt betongen skal støpes. Et alternativ vil være å prefabrikke hele dekket, det vil si støpe betongen på fabrikk og deretter transportere den til byggeplass. Generelt vil slik total prefabrikking føre til mindre kostnader fordi det gir større muligheter til å gjøre aktiviteter på byggeplass parallelt med produksjon i fabrikk og dermed redusere tiden det tar før prosjektet er ferdig. Utførelsen vil også mest sannsynlig være av høyere kvalitet enn hva som er mulig å oppnå på byggeplass da dette er steder hvor uforutsette ting skjer og det er flere faktorer som kan forstyrre utførelsen. Det kan også være lettere å begrense svinn av eksempelvis tilsetningsstoffer o.l. i fabrikk enn ute på byggeplass. I tillegg vil det være enklere for produsent å forsikre seg om at støpingen blir gjort på korrekt måte og etter de krav som stilles.

På en annen side vil det være vanskeligere å garantere at transport av prefabrikerte dekker ikke påvirker samvirket mellom materialene. Sikker transport vil dermed kreve mer og koste mer. Investeringsbehovet for produsentene vil også være større dersom betongen skal støpes på fabrikk da dette vil endre hele produksjonslinjen. Spørsmål om dette er også med i spørreundersøkelsen til leverandørene.

En stor fordel ved bruk av samvirkedekker er de muligheter de gir for økt spennlengde. Ved bruk av samvirkedekker i massivtre og betong kan det virke som at det vil være realistisk å kunne ta i bruk spennlengder opp mot 9meter dersom dekkene er fritt opplagt. Vanlige massivtredekker har typisk ikke lengre spenn enn maks 7,5meter, men spenn på 7,5 meter i vanlige massivtredekker vil gi en betydelig større totaltykkelse enn ved bruk av et samvirkedekker. Allikevel bør det generelt legges fokuset på å produsere større spenn enn 6-7meter da det allerede eksisterer gode løsninger i vanlig massivtredekker for spenn under dette.

6 Spørreundersøkelse

En stor del av arbeidet i denne oppgaven gikk ut på å komme i kontakt med norske/Skandinaviske leverandører av massivtre og kartlegge deres status og tanker rundt utvikling av samvirkedekker i massivtre og betong. Grunnen til at dette ble sett på som essensielt å gjennomføre i denne oppgaven er at det er gjennomgående fokus på de strukturelle egenskapene i eksempelvis publiserte forskningsartikler, eksperimentelle tester og andre studier. Denne informasjonen vil være lite relevant dersom de aktuelle produsentene anser det å produsere slike dekker som for kostbart. Selv om egenskaper som styrke og stivhet viser seg å være tilstrekkelige er dette ikke synonymt med at det vil være lønnsomt å begynne med produksjon.

Massivtre er et nytt byggemateriale sammenlignet med limtre og konstruksjonsvirke. Før spørreundersøkelsen ble gjennomført var det ikke mulig å finne samvirkedekker i massivtre og betong i noen av de aktuelle leverandørenes produktkatalog. Som et paradoks til dette ble det i april 2019 ferdigstilt verdens største fabrikk for produksjon av massivtre i Norge som idag er i full produksjon. Dette kan tyde på at etterspørselen er stor etter massivtre produsert med norsk trevirke i stedet for importert massivtre fra europa og det vil være interessant å undersøke hvorfor det ikke er lagt inn større satsing på samvirkedekker ved bruk av denne typen tremateriale.

Østerrike er en av de landene som produserer mest krysslaminerte trelementer i verden. De har vært tidlig ute med utvikling av samvirkedekker i tre og betong. KLH massivholz GmbH er en av pionérene i produksjon av krysslaminert tre og sammen med det tekniske universitetet i Graz har de utviklet produktet siden 1996. De leverer produktene sine til hele verden og de har samvirkdekker i KLT-betong tilgjengelig i deres produktkatalog. Idag vil dette være et naturlig valg av leverandør dersom en ønsker å ta i bruk KLT-betong samvirker i for eksempel gulvkonstruksjoner.[3]

Utenlandsk produksjon betyr også økte transportkostnader. Derfor vil det være svært fordelaktig for kunden å kunne kjøpe produktet lokalt. Også fordi det er naturlig å tro at både kommunikasjon og oppfølging vil kunne gå både raskere og enklere ved bruk av leverandører i eget land. For å kunne overbevise kunden om at det vil være riktig å velge lokale produsenter er det da også viktig å forsikre dem om at produktet kan leveres til en konkurransedyktig pris og ikke minst med forventet kvalitet. På bakgrunn av det er det viktig å ikke bare kartlegge strukturelle utfordringer, også økonomiske hensyn

må tas. Svarene fra leverandørene er viktige for flere av problemstillingene i denne oppgaven.

6.1 Generelt

Første steg var å kartlegge hvilke aktuelle leverandører som produserte massivtre i Norge. I tillegg ble det tatt med en svensk produsent etter tips fra Cowi AS. Deretter ble det sendt ut forespørsel til de aktuelle om de ønsket å svare på spørsmål knyttet til samvirkedekker. Samtlige takket ja. Neste steg var å utforme et spørreskjema som best mulig kunne få frem leverandørens status hva gjelder produktet, deres tanker om produktet og utfordringer de har hatt eller ser for seg kan oppstå ved produksjon av slike dekker. Det var også viktig å få informasjon om hvilke skjærforbindelser de mente kunne være mest aktuelle med tanke på produksjon og transport. Til slutt ble det skrevet en samlet oppsummering av hver enkelt leverandørs svar og denne ble sendt tilbake til alle representantene fra firmaene for godkjenning av innholdet.

Under prosjektering av enhver konstruksjon vil det uten sidestykke være nødvendig å samarbeide tett med leverandører. Nødvendigheten av dette vil forsterkes dersom det gjelder prosjektering av produkter hvor utviklingen er i tidlig fase da uforutsette problemer og utfordringer kan plukkes opp og den beste løsningen kan oppdrives. Derfor er det i denne oppgaven lagt stor vekt på leverandørens tanker og deres utfordringer hva gjelder produksjon og transport, og slik prøve å komme til bunns i hvorfor de norske leverandørene ikke har slike produkter i sine produktkataloger enda.

På grunn av uforutsette hendelser i Norge våren 2020 ble spørreundersøkelsen av noe mindre omfang enn først planlagt. Det var planlagt muntlige intervju, men det ble ikke gjennomført. Kun tre av de fire leverandørene som ble kontaktet hadde mulighet til å bli med og kun skriftlige tilbakemeldinger via spørreskjema og mail ble gjennomført.

6.2 Leverandørene

I denne oppgaven er det gjennomført en undersøkelse av to norske og en svensk leverandør av massivtre. Dette ble gjennomført på grunn av ønske om å finne ut hvor langt unna Norge/Skandinavia er å få til produksjon av samvirkedekker i massivtre-betong. Fra start ble fire leverandører valgt ut, men kun tre av dem er tatt med som forklart tidligere. De norske leverandørene ble valgt da disse trolig er de eneste i Norge som produserer massivtre i Norge, og på grunn av oppgavens hovedmål om å finne ut hvor langt unna

Norge er å kunne både produsere og prosjektere slike dekker var det naturlig å forsøke å komme i kontakt med alle disse. Den svenske leverandøren ble valgt etter tips fra COWI AS, og forfatteren ser det som svært relevant for å få en pekepinn på hvor Norge ligger ann i forhold til vårt naboland.

Nordisk massivtre AS



Figur 6.1: Nordisk massivtre logo [27]

Selskapet ble stiftet i 2017 av Hunton fiber , Stangeskovene og Massiv holding. Produksjon foregår på fabrikken deres i Kongsvinger. I følge deres hjemmeside er de et tradisjonsrikt og viktig knutepunkt for skog og trenæringen samt bygg og anlegg. Proff AS nettsider oppgir at de har 8 ansatte per dags dato. De leverer krysslaminerte treelementer som typisk brukes som vegg, tak og gulvkonstruksjoner. De kan levere 3,5,7 og 9lags paneler, og deres tekniske spesifikasjoner angir en maksimal spennvidde på 6,95 meter for et 7lags element som er fritt opplagt over ett spenn, klimaklasse 1 og med en jevnt fordelt last med nyttelast $2kN/m^2$ og egenlast på $0,5kN/m^2$ i tillegg til massivtreets egenlast. I forkant av spørreundersøkelsen svarte de per mail ja på at de både hadde begynt å se på mulighetene av å produsere slike dekker og at det var interessert i svare på spørsmål knyttet til dette. [27][29]

Norsk massivtre AS



Figur 6.2: Norsk massivtre logo [28]

Stiftet i 2008 og er leverandør av massivtreelementer og massivtrebygg basert på norske materialer. Produksjonen deres foregår ved Begna Bruk i Begnadalen. De leverer balkongsystemer, vegger, tak og etasjeskillere i massivtre. Proff.no angir at de har 12 ansatte. De produserer ikke KLT-elementer, men kantstilte elementer sammenføydd med skruer. Ut i fra deres hjemmesider ser det ut som at maks spennvidde på deres gulvelementer er 6,95 meter over ett spenn. Selv om de i hovedsak ble lagt vekt på krysslagte elementer i litteraturstudien ble det viktig å også ta med denne leverandøren. Blant annet fordi de hadde et samarbeid med studenter fra NMBU i ÅS som skulle gjennomføre eksperimentelle tester i løpet av våren 2020.[30][28]

Martinsons byggsystem



Figur 6.3: Martinsons logo [31]

En svensk trevareprodusent som produserer limtre og krysslaminerte elementer. Martinsons ble valgt som eneste ikke-norske leverandør på bakgrunn av tips fra veileder i Cowi AS. De kan levere etasjesskillere i massivtre med spennvidde opptil 7,4 meter med 7lags panel. Dette er med forbehold om

at elementet er fritt opplagt, nyttelast er $2kN/m^2$ og egenlast $0,5kN/m^2$ i tillegg til treets egenvekt. [31] Martinsons opplyste per mail at de ikke hadde begynt å hverken se på eller utvikle samvirkedekker, men det ville allikevel delta i spørreundersøkelsen da de hadde gjort seg noen tanker om slike produkter.

Leverandørenes beliggenhet

Det er viktig å se på fabrikkens lokasjon på grunn av blant annet transportkostnader og leveringsmuligheter. Det er derfor laget en oversikt over det aktuelle leverandørenes produksjonssted i figur 6.4. Dersom man ser på Martinsons lokasjon er det ca.12 timer fra Oslo sentrum i kjøretid. Sammenligner en dette med KLH massivholz i Østerrike som har en kjøretid på ca.20 timer til Oslo kan en anta at kostnaden og tidsbruken er minimal i forhold til transport. Også utslippsmessig hva gjelder CO_2 er det ikke mye så mye å spare her. Ser man derimot på de norske leverandørene alle disse i relativt kort avstand til hovedstaden og da også nærmere stort sett alle steder i Norge enn både KLH massivholz i Østerrike og martinsons i Sverige. Unntaket er noen steder Nord i landet hvor det vil være kortere avstand til Martinsons. Understreker her at dersom disse satt igang med produksjon av slike dekker vil det være mulig at lokasjonene for denne produksjonen vil være en annen.



Figur 6.4: Kart med lokasjonsoversikt over leverandører tatt med i undersøkelsen

6.3 Gjennomføring

Leverandørenes kapasitet til å følge opp spørreundersøkelse var noe redusert på grunn av situasjonen og enkelte planlagte telefonintervjuer kunne ikke

gjennomføres. Spørreundersøkelsen ble likevel gjennomført med de begrensningene som var gitt på det gjeldende tidspunktet. Informasjon ble hentet inn gjennom spørreskjema samt gjennom mail med de ulike firmaene. Litteraturstudiet gav grunnlag for hvilke spørsmål som ble ansett som viktig å stille. Studien viste at det er knyttet stor usikkerhet til hvilke skjærforbindelser som vil være den beste da det er publisert få studier som spesielt fokuserer på massivtre-betong samvirker. Dette ble derfor ansett som en av de viktigste delene å kartlegge, og da var det svært nødvendig å finne ut hvilke skjærforbindelser leverandørene hadde i tankene. Det ble også viktig å finne ut hvilke utfordringer som stoppet leverandørene fra å starte produksjon av slike produkter. Som introduksjon til spørreskjema ble oppgaven beskrevet og deretter fulgte 14 spørsmål som leverandørene skulle svare på med egne ord. I tillegg ble det lagt inn en kommentarboks på slutten for eventuelle andre innspill de måtte ha. Spørsmålene i spørreskjemaet som ble utsendt er vist i tabell 6.1.

Spørsmålene

Spørsmålene ble utformet med litteraturstudiet som grunnlag, men ble også utarbeidet i samarbeid med Cowi AS ut i fra hvilke ting som var viktigst for dem som et rådgivende ingeniørselskap. Det er valgt å dele spørsmålene inn i 4 ulike kategorier/grupper. Disse gir et overblikk over hvilke fokusområder undersøkelsen har tatt for seg både i spørreskjemaet, men også under annen kommunikasjon forfatteren har hatt med de aktuelle leverandørene. Disse kategoriene er som følger:

- Motivasjon for å starte utvikling og etterspørsel
- Utfordringer og muligheter knyttet til produktet
- Aktuelle skjærforbindelser
- Status for utvikling og oppstart av produksjon

Tabell 6.1: Spørsmålene fra utsendt spørreskjema

Nr.	Spørsmål
1	Hvorfor tror dere at Skandinavia/Norge ikke er kommet igang med produksjon av slike dekker?
2	Hva er hovedgrunnen til at dere startet å se på slike dekker?
3	Har dere hatt henvendelser/spørsmål fra kunder om et slikt produkt?
4	Hvilke utfordringer tror dere må løses før eventuell produksjon kan settes igang?
5	Hvilke utfordringer er de største og mest problematiske knyttet til et slikt produkt? Dette gjelder for dere som produsent og leverandør.
6	Har dere vurdert ulike skjærforbindere? Hvis ja, hvilke typer og hvorfor er disse bedre enn andre?
7	Dersom dere skulle ha levert et slikt produkt, vil dere kunne gå god for samvirke til konstruksjonen?
8	Har dere hatt utfordringer mtp. skjærforbindere? det vil si med tanke på transport eller på byggeplass?
9	Hvilke tanker har dere rundt produksjonsmetode? Vil det være mulig å produsere hele konstruksjonen i fabrikk, eller vil det være mer hensiktsmessig å støpe betongen ”on site”?
10	Hvilke ting er i deres øyne viktig å ha fokus på med tanke på transport av en slik konstruksjon.
11	Hva tror dere kostnadene knyttet til et slikt produkt vil bli i forhold til et vanlig massivtredekke? Vil det være stor forskjell i produksjon -og transportkostnader?
12	Hvor lange spenn tror dere det vil være mulig for dere å produsere? Hva er realistisk?
13	Hva må til for at dere skal kunne produsere og levere et slikt dekke? Hva gjenstår i deres øyne?
14	Har dere noen tanker om eventuell dokumentasjon som mangler idag for at dere skal kunne produsere slike dekker? Hvor dere kan gå god for graden av samvirke i konstruksjonen.
	Eventuelt ekstra kommentarer:

6.4 Resultater

I dette kapitlet er leverandørenes svar oppsummert. Fullstendig svarskjema for hver enkelt leverandør er gitt i tillegg A. Innholdet og informasjonen

motatt varierer mye mellom leverandørene da det varierer hvor mye innsats de har lagt i utvikling av et slikt produkt.

Norsk massivtre AS

Norsk massivtre AS bekreftet tidlig at de hadde begynt med utvikling av samvirkedekker i tre og betong. De produserer ikke krysslagte elementer, men har hovedfokus på kantstilte elementer sammenføyd av skruer. Dette gjelder også deres utviklingsarbeidet med samvirkedekker. På mail bekrefter de at de har begynt samarbeid med NTNU i Gjøvik og NMBU på Ås for å gjennomføre tester og se nærmere på produktet.

De sier igjennom spørreskjema at deres hovedmotivasjon for å utvikle samvirkedekker i massivtre-betong er at betongen vil styrke deres sterke side ytligere som er forhold mellom spenn og bygghøyde. Videre vil betongpåstøpen tette elementene, og slik både gi forbedret brann -og lydisolasjon samt tilføre skiveeffekt. De tror at deres produkt vil egne seg spesielt godt med betongstøp. De leverer vanligvis dekker med flytende påstøp, det vil si ikke-bærende, typisk for å skjule vannbåren varme og har kun hatt noen få henvendelser hva gjelder samvirkedekker i tre og betong. De antar også at det vil være veldig stor forskjell i kostnader knyttet til et slikt produkt sammenlignet med et vanlig massivtredekke, men de understreker at det ikke er beregnet enda.

Det kommer frem fra deres svar at de største og mest problematiske utfordringene er knyttet til samvirke mellom treet og betongen. De ønsker å jobbe mot å kunne produsere slike dekker hvor de kan gå god for samvirke og konstruksjon, og mener dette vil være nødvendig for å få et konkurransedyktig produkt. I tillegg anser de krav om dokumentasjon for eksempelvis brann og lyd som en stor utfordring sammen med å avklare hvilken produksjonsmetode som vil være den beste. Dette med tanke på hvor betongen skal påføres, og de mener det er naturlig å tenke at dette må gjøres på byggeplass. Ellers tror de at dette vil være et langt løp, men er positive og mener det vil ha en betydelig oppside. Når det gjelder spennlengde har de fått SWECO AS til å gjøre kalkulasjoner som viser at denne kan strekkes til i overkant av 7m over ett spenn.

Om produksjonsmetode tenker de at det i første omgang vil være mest hensiktsmessig å støpe betongen på byggeplass, men de er klare på at de på sikt vil være ønskelig å kunne støpe betongen i fabrikk da dette vil virke som værbeskyttelse for massivtreet under montering på byggeplass. I forhold til

transport av slike elementer tror de at det vil være best å satse på minst mulig betong på grunn av vekt, og de mener det er viktig å legge vekt på godkjente kraningsfester, samt god beskyttelse av skjærfobindere dersom betongen skal støpes på byggeplass.

Hva gjelder skjærforbindelser ser de på utfresning av hakk og innliming som kostbart. Det samme gjelder det å bruke et stort antall skruer for å oppnå ønsket samvirke, og de mener dette ikke vil være spesielt egnet. De viser til kalkulasjoner i internasjonale studier som skal ha regnet på produsert samvirke pr.time. De ønsker å fokusere på taggedede og profilerte overflater. På grunn av at deres produkt bruker kantstilte elementer vil det være mulig å profilere plankene når de allikevel skal høvles slik at overflaten får profil. I tillegg sier de at spikerplater vil egne seg godt for montering under deres produksjon, og de tror at at dette kan gi godt feste til trevirke og betongen. De nevner også at bruk av spikerplater kan vurderes for å skjøte lameller ved lange dekker. Naturlig nok har de ikke hatt utfordringer knyttet til transport eller montering på byggeplass da de ikke har kommet i gang med produksjon enda.

Produksjon av massivtre i Norge er nytt skriver de på spørsmål om tanker de har om hvorfor utviklingen av slike dekker går langsommere i Norge/skandinavia enn i andre europeiske land, og Norsk massivtre mener at samvirkedekker av massivtre og betong må komme først i etterkant. Videre sier de at der også vil være en kostbar utviklingsprosess. Før igangsetting av produksjon og deretter levering trenger de testede og dokumenterte løsninger slik at de kan starte med pilotleveranser. I hovedsak mangler de dokumentert samvirke. Dette håper de å få gjennomført i løpet av 2020. Per dags dato sier de at de kan levere samvirkedekker i massivtre og betong dersom kunder er villige til å prøve et produkt som ikke er preakseptert. Norsk massivtre mener ellers dette er et svært spennende tema og sier de er i dialog med utenlandske leverandører hvor de håper på godt samarbeid.

Nordisk massivtre AS

Gjennom spørreskjemaet kommer det frem at de ikke har lagt mye tid ned i slike dekker og at de heller ikke har hatt etterspørsler fra kunder angående dette.

For dem er etterspørsel og kapital for oppstart av slik produksjon de utfordringene de mener må løses før produksjon kan settes i gang. Både på spørsmål

om hvilke utfordringer de tror må løses og på hvilke utfordringer de mener er størst svarer de dette. Om produksjonmetode skriver de at dersom betongen kan støpes på stedet, altså på byggeplass, vil dette forenkle både produksjon og investeringsbehovet. Når det kommer til transport vil det i deres øyne være viktig å ha fokus på intern logistikk i produksjon/lager, samt logistikk ut til byggeplass. Det vet ikke hvordan kostnader knyttet til massivtre-betong samvirkedekker vil være i forhold til et vanlig massivtredekke. De skriver at de har en maks spennlengde på 12m på deres dekker idag, men at 6m er mest realistisk. Det kommer ikke frem i spørreskjemaet hvor lange spenn de tror kan være mulig å få til ved massivtre-betong samvirker.

De har per dags dato ikke vurdert hvilke skjærforbindelser som vil kunne egne seg best og kan derfor heller ikke svare på hvorfor noen kan være bedre enn andre eller hvilke utfordringer som er knyttet til forbindelsene mellom betongen og treet.

Videre svarer de at for at de skal kunne starte produksjon og levering av samvirkedekker må hele deres produksjonslinje oppdateres. De kan ikke svare på hvilke dokumentasjon de tror mangler før produksjon kan starte.

Martinsons byggsystem

Martinsons gav tidlig tilbakemelding om at de ikke hadde startet noe spesielt arbeid knyttet til utvikling av samvirkedekker, men at de hadde tanker om hvorfor Sverige låg etter andre europeiske land på dette området.

De svarer at hovedgrunnen til deres interesse for samvirkedekker kommer av muligheten for å kunne få et tynnere dekke sammenlignet med eksempelvis ribbdekker. Også de svarer at de ikke har hatt direkte spørsmål fra kunder knyttet til slike dekker, men at deres kunder ofte etterspør tynne dekker og har før typisk vært bekymret for at byggehøyden skal påvirkes dersom tre og betong skal brukes sammen. De skriver imidlertid også at markedet i løpet av de siste fem årene begynt å forstå at tre og betong er to forskjellige materialer med ulike forutsetninger og at de idag sjeldent møter på utfordringer knyttet til gulvtykkelse.

Videre skriver de at det vil være viktig å finne ut hvordan en skal kunne produsere elementene på en industriell og effektiv måte før produksjon kan igangsettes. De svarer at de idag kan produsere ett 3x16m langt element hver halvtime og at de regner med at produksjon av massivtre-betong dekker vil gå

betydelig senere, og det vil derfor være nødvendig å gjennomføre produksjon i en annen type fabrikk enn den de bruker på nåværende tidspunkt. De svarer imidlertid at den største utfordringen vil være å gjøre produksjonen lønnsom. De oppfølger dette med at det i deres øyne vil være for dyrt og firmaets representant tror at mengden betong i en slik type konstruksjon ikke vil skille seg betydelig fra et vanlig hulldekke.

Hva gjelder produksjonsmetode svarer de at de anser denne type konstruksjon som en såkalt risiko-konstruksjon som de beskriver som en konstruksjon hvor det er spesielt viktig at utførelsen gjøres riktig for at den skal fungere slik den skal. Derfor mener de det vil være mest hensiktsmessig med prefabrikering i fabrikk, men de understreker at de tror at det rett og slett vil bli for tidkrevende som igjen leder til en høyere pris per kvadratmeter sammenlignet med andre metoder. Når det kommer til transport tror de at blant annet løftepunkter, sprekker mellom lagene og eksponering for fukt vil kunne være utfordringer som er viktig å se nærmere på.

Martinsons byggsystem mener det ikke vil være heniktsmessig å sammenligne samvirkedekker med vanlige massivtre dekker, men at man kanskje skulle sammenligne det med et ribbedekke i betong istedet. Da anslår de at produksjons- og transportkostnadene vil være ca. dobbelt så dyre for et samvirke-dekke i massivtre og betong. De skriver også at det kanskje vil være mulig å spare noe mer på transport på grunn av vektreduksjonen samvirkedekker gir i forhold til et vanlig ribbedekke i betong. Det er også verdt å nevne at Martinsons byggsystem er sikre på at de vil kunne gå god for samvirke og konstruksjon dersom de skulle ha startet med utvikling og produksjon av samvirkedekke i massivtre og betong, og det tror at det kan være realistisk med spenn mellom 7 og 9meter. Det kommer frem av svarene at de kun har analysert slike typer konstruksjoner for prefabrikering i fabrikk, men de har ikke utført tester.

De skriver at de har sett litt på innfestede plater og skruer som aktuelle skjærforbindere. De skriver også at en annen interessant forbindelse er en type hylse som festet i betongen under støping og som gjør det mulig å skru treet og betongen sammen etter herding. Slik unngår man at trevirket blir fuktpåvirket.

Martinsons svarer at det er vanskelig å svare på hva som skal til for at de skal kunne produsere og levere samvirkedekker i massivtre og betong, men gjetter at det krever større etterspørsel fra markedet enn per dags dato. De nevner også at dersom de skulle gått videre med utvikling av slike dekker vil

de nok utføre egne prøver for å sikre graden av samvirke. Videre skriver de også at all dokumentasjon vil være nyttig når det kommer til nye produkter og nevner blant annet ting som lydverdier, branndimensjoner, fuktanalyser, robusthet/svingninger og praktiske detaljer som innfestninger, løftepunkter og gjennomføringer.

6.5 Drøfting av resultat

For å kunne få en oversikt over den generelle utviklingen til de leverandører som vil være aktuelle i Norge/Skandinavia er kategoriene introdusert i kapittel 6.3 gjennomgått i dette delkapitlet punkt for punkt. Her understrekes det at drøftingen er basert på forfatterens tolkning av resultatene.

Motivasjon for å starte utvikling og etterspørsel

Det kommer frem av leverandørenes svar at etterspørselen av samvirkedekker i massivtre og betong er svært liten per dags dato, og at dette er noe av grunnen til at de ikke har kommet særlig langt i utviklingen. Motivasjon for oppstart er varierende og dette kan komme av at etterspørselen har vært liten til ikke-eksisterende.

Utfordringer og muligheter knyttet til produktet

Fellesnemnere for leverandørenes svar på hvilke utfordringer de ser på som størst er etterspørsel fra kunder og kostnader knyttet til utvikling. Investeringsbehovet er stort dersom utvikling og produksjon skal kunne settes igang, og dette vil naturlig nok ikke lønne seg dersom etterspørselen er lav. Det kommer også frem av spørreundersøkelsen at produksjon av samvirkedekker vil være betydelig mer tidkrevende enn et vanlig massivtredekke noe som igjen fører til at det vil være store kostnadsforskjeller mellom samvirkedekker i massivtre-betong og vanlig massivtredekker. Leverandørene gir inntrykk av at de synes temaet er spennende og alle hadde kjennskap til produktet på forhånd. Samtlige hadde tanker om slike dekker, men et flertall gav tilbakemelding på at de enda ikke har store planer om å starte med utvikling eller at de har noen spesiell plan for dette enda.

Av svarene kommer det frem at å støpe betongen i fabrikk vil kreve store investeringer, og forfatteren tolker det slik at det mest realistiske i første omgang vil være å støpe betongen på byggeplass. Til tross for dette mener et flertall at det vil være viktig å på sikt kunne støpe betongen i fabrikk med tanke på blant annet værbeskyttelse og at dette gir mulighet til større kontroll og bedre kvalitet hva gjelder utførelsen. Det er noe usikkert hvilke spennlengder som kan være mulig å produsere for leverandørene, men ut i

fra svarene tolkes det som at et spenn mellom 7-9m kan være realistisk.

Aktuelle skjærforbindelser

De fleste leverandørene har i liten grad gått inn i detalj på hvilke skjærforbindelser som vil egne seg best. Det er vanskelig basert på resultatene fra spørreskjema å konkludere med en skjærforbindelse foran en annen. Dette kommer blant annet av at ingen av leverandørene har så langt gjennomført egne tester på samvirkedekker i massivtre og betong. Dersom dette blir gjennomført vil det være enklere og riktigere å se på anbefalinger fra disse. På bakgrunn av dette kan det i liten grad anbefales en type skjærforbindelse over en annen basert på leverandørenes svar.

Status for utvikling og oppstart av produksjon

Ut i fra spørreundersøkelsen ser det ut som at det vil ta en stund før norsk-produserte samvirkedekker i massivtre og betong er ute på markedet. Da ikke alle leverandørene som først var planlagt hadde mulighet til å delta vil denne undersøkelsen muligens gi et noe undervurdert status på utviklingen generelt. Det antas likevel at lav etterspørsel er blant hovedårsakene til at utviklingen ikke har skutt fart enda . Ut i fra spørreundersøkelsen kom det frem at Norsk Massivtre er de som har kommet lengst og planlegger testing på samvirkedekker i massivtre og betong. De leverer kantstilte massivtre-elementer, og deres plan er å også bruke dette i samvirkedekkene som skal testes. Ellers ser det ut som at de andre foreløpig ikke har planlagt tester eller videre utvikling per dags dato.

7 Designeksempel: Dekke i kontorbygg

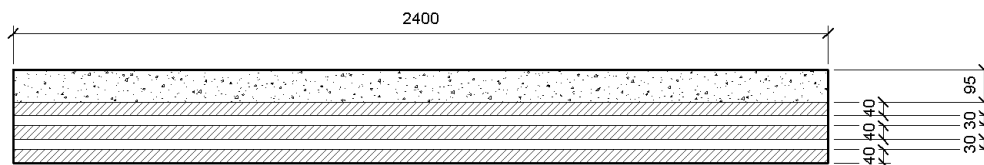
Dette kapitlet verifiserer to samvirkedekker i KLT og betong som er ment til bruk i et kontorbygg. Ønsket spenn er 8 meter. To skjærforbindelser vurderes og brukes i hvert sitt dekke. Eksempellet inneholder verifikasjon av et dekke i brudd og bruksgrensetilstand i henhold til NS-EN 1990:2002(Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner), NS-EN 1991-1-1:2001(Laster på konstruksjoner - Del 1-1), NS-EN1992-1-1:2004(Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1) og NS-EN1995-1-1:2004(Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1). De materielle egenskapene til de krysslagte massivtreelementet er hentet fra den svenske håndboken for KLT [10]. Fremgangsmetode for verifikasjon i brudd -og bruksgrensetilstanden er beskrevet i kapitel 4. Utregning av gjeldende parametere for korttid og langtid er beskrevet i henholdsvis kap. 4.2 og kap. 4.3.

Skjærforbindelsenes egenskaper er hentet fra de to eksperimentelle testene gjennomgått i litteraturstudiet, det vil si hentet fra tester utført ved bruk av utfreste hakk forsterket med skruer og armeringsjern gjennomført av Jiang og Crocetti[18] og tester utført ved bruk av vinklede skruer gjennomført av Mai, Park og Lee [16]. Analysemetode valgt er skjæranalogimetoden for å finne stivhet av massivtreelementet som beskrevet i kapitel 4.4.2 og deretter brukes γ -metoden for å finne den totale stivheten av dekket som beskrevet i kapitel 4.4.1.

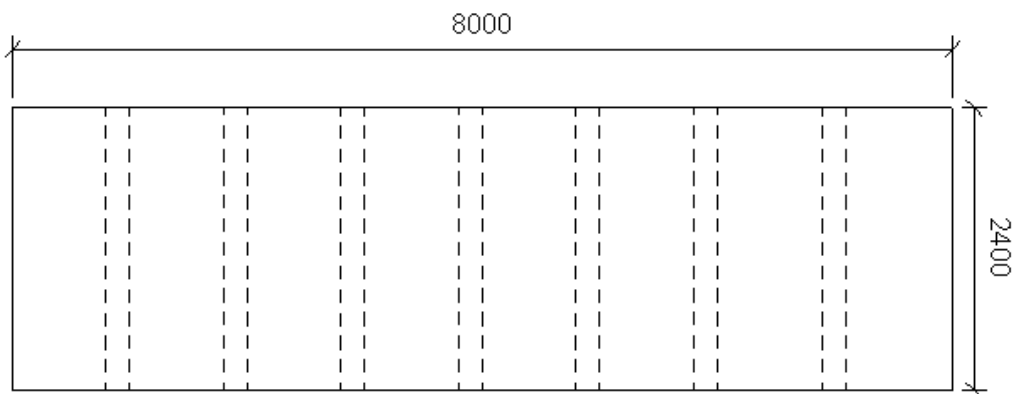
Dekkenes dimensjoner, materialparametere og laster er de samme. Kun skjærforbindelsen skiller dem. Dekkeoppbyggingen består av et 5lags KLT panel og et betongdekke bundet sammen av skjærforbindelser. Dekket som verifiseres ved bruk av hakk med skruer og armeringsjern kalles dekke nr.1 og dekket ved bruk av vinklede skruer kalles dekke nr.2. Dekke nr.1 er verifisert i detalj i dette kapitlet og samme verifisering er gjort for dekke nr.2, men dette er lagt til i tillegg B.

7.1 Dekkets dimensjoner og materialparametre

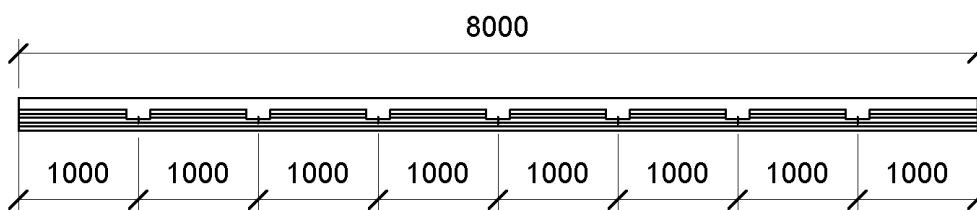
Dekke nr.1



Figur 7.1: Tverrsnitt dekke 1 (Alle dimensjoner i mm)

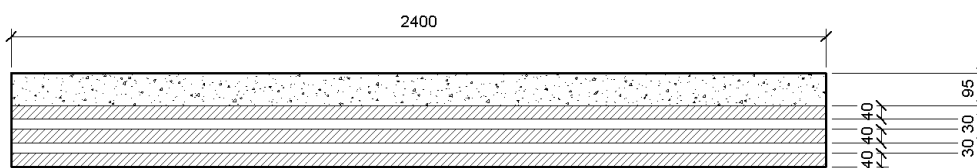


Figur 7.2: Planvisning dekke 1(Alle dimensjoner i mm)

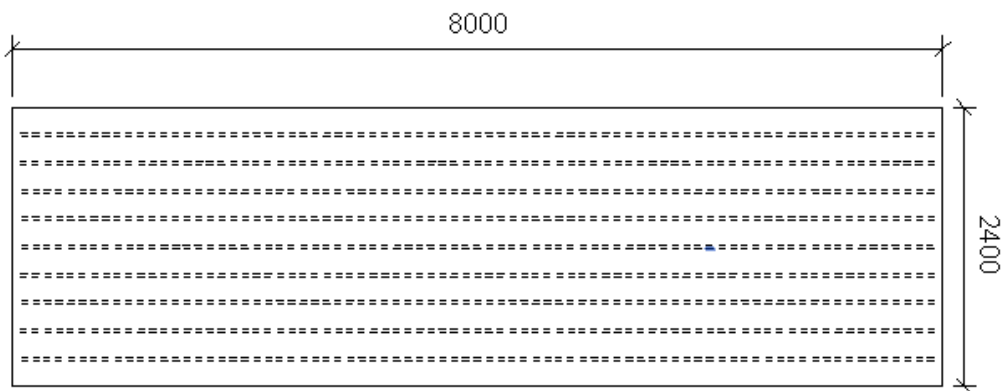


Figur 7.3: Sidevisning av dekke 1(Alle dimensjoner i mm)

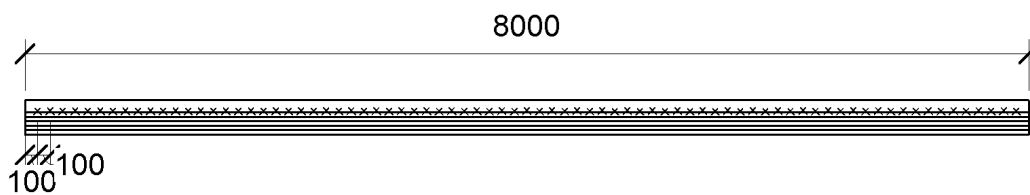
Dekke nr.2



Figur 7.4: Tverrsnitt (Alle dimensjoner i mm)



Figur 7.5: Planvisning dekke 2(Alle dimensjoner i mm)



Figur 7.6: Sidevisning av dekke 2(Alle dimensjoner i mm)

Betongelement- Betongklasse B30

Tabell 7.1: Betongelementets materialegenskaper og diemensjoner

Parameter	Notasjon	Verdi
Høyde	L	8000mm
Bredde	b_b	2400mm
Høyde	h_b	100mm
Areal	A_b	$228000mm^2$
Areal	I_b	$171475000mm^4$
Elastisitetsmodul	E_{cm}	33000MPa
Karakteristisk sylinderfasthet (28 døgn)	f_{ck}	30MPa
Karaktersitisk aksialtrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,0MPa
Partialfaktor for betong	γ_c	1,5
Deformasjonsfaktor (hensyn kryp)	φ	2,5
Tetthet	γ_{bet}	$25kN/m^3$

KLT-elementet- KLT klasse C24

Tabell 7.2: KLT-elementets materialelegenskaper og dimensjoner

Parameter	Notasjon	Verdi
Høyde	L	8000mm
Bredde	b_{KLT}	2400mm
Areal	A_{KLT}	$432000mm^2$
Areal	I_{KLT}	$1166400000mm^4$
Lamell 1	h_1	40mm
Lamell 2	h_2	30mm
Lamell 3	h_3	40mm
Lamell 4	h_4	30mm
Lamell 5	h_5	40mm
Elastisitetsmodul, langs fibre	$E_{0,mean}$	11000MPa
Elastisitetsmodul, vinkelrett på fibre	$E_{90,mean}$	370MPa
Karakteristisk bøyefasthet	$f_{m,k}$	24MPa
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{t,0,k}$	14,5MPa
Karakteristisk skjærfasthet	$f_{v,k}$	4 MPa
Partialfaktor for tre (Norge)	γ_M	1,15
Klimaklasse		1
Lastvarighetsklasse	Mellom langtid	-
Modifikasjonsfaktor	k_{mod}	0,8
Deformasjonsfaktor	k_{def}	0,85
Tetthet	γ_{KLT}	$420kg/m^3$

7.2 Skjærforbindelsens egenskaper og parametre

Tabell 7.3: Egenskaper til skjærforbindelsen av type utfreste hakk forsterket med skruer og armeringsjern brukt i dekke nr.1

Dekke 1: Utfreste hakk forsterket med skruer		
Hakk lengde	l_{forb}	2400mm
Hakk bredde	b_{forb}	200mm
Hakk dybde	h_{forb}	25mm
Glidemodul, bruks	K_{ser}	4560000N/mm
Glidemodul, brudd	$K_u = (2/3)K_{ser}$	3040000N/mm
Skruer på en rekke (i bredden)	n	10stk
Senteravstand mellom forbindelsene	s	1000mm
Kapasitet, strekk	$f_{tens,k}$	2260,8kN

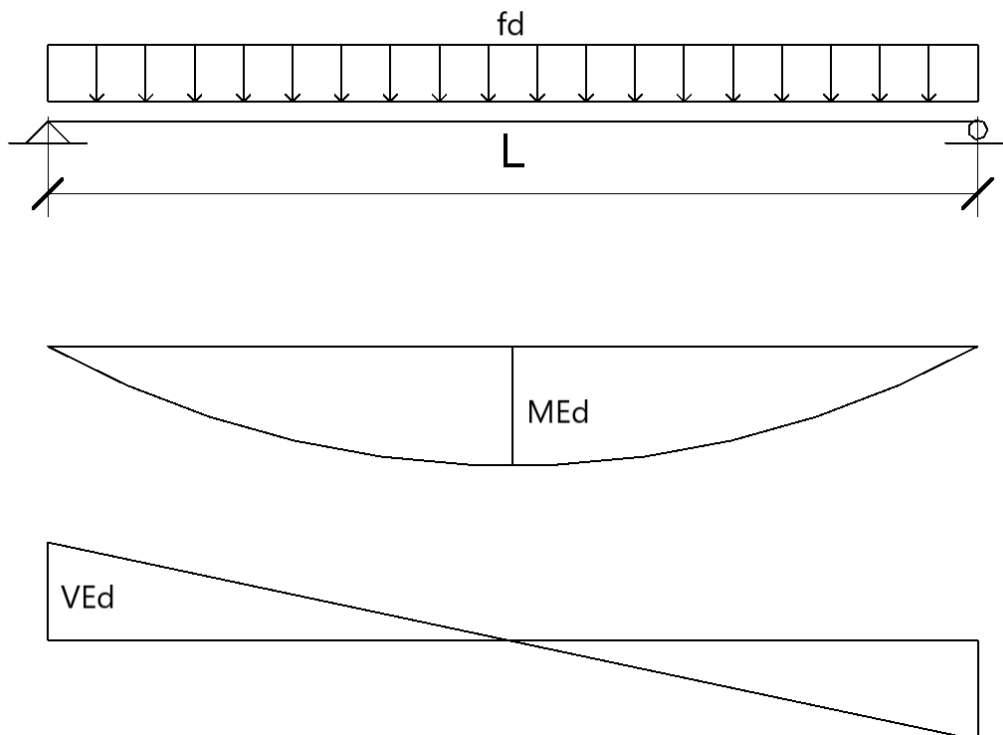
Armeringsjern er ikke tegnet inn, men dette festes på samme måte i Jiang og Crocettis studier [18], se figur 5.9 i kapittel 5.0.2.

Tabell 7.4: Egenskaper til skjærforbindelsen av type coach screw KOP10180 brukt i dekke nr.2

Dekke 2:Coach screw KOP10180		
Skruens orientasjon	α	45grader
Skruens diameter	d	10mm
Skruens lengde	l_s	180mm
Glidemodul, bruks	K_{ser}	928000N/mm
Glidemodul, brudd	$K_u = (2/3)K_{ser}$	618667N/mm
Senteravstand mellom forbindelsene	s	100mm
Ant. par skruer på en rekke	n	9stk
Kapasitet, strekk	$f_{tens,k}$	24kN
Uttrekksparemeter	$f_{\alpha x,k}$	11N/mm ²

7.3 Laster

Dekket antas å ligge fritt opplagt på to støtter og ha jevnt fordelt last som vist i figur 7.7 sammen med momentdiagram og skjæradiagram.



Figur 7.7: Statisk fremstilling av dekket

Lastkategori	$B, \text{kontorareal}$
Sikkerhetsfaktor for permanente laster, bruddgrense	$\gamma_{G,1} = 1,2$
Sikkerhetsfaktor for variable laster, bruddgrense	$\gamma_{Q,1} = 1,5$
Sikkerhetsfaktor for permanente laster, bruksgrense	$\gamma_{G,2} = 1,0$
Sikkerhetsfaktor for variable laster, bruksgrense	$\gamma_{Q,2} = 1,0$
Kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning	$\psi_1 = 0,7$
Ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning	$\psi_2 = 0,5$
Tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning	$\psi_3 = 0,3$
Lastbredde	$b = b_b = b_{KLT} = 2400\text{mm}$

Karakteristisk verdi for egenvekt dekke:

$$g_{0,k} = bh_b\gamma_{bet} + bh_{KLT}\gamma_{KLT} = 7,17\text{kN/m}$$

Karakteristisk verdi for annen egenlast:

$$g_{1,k} = 0,5\text{kN/m}^2b = 1,2\text{kN/m}$$

Karakteristisk verdi for variabel last:

$$q_k = 3\text{kN/m}^2b = 7,2\text{kN/m}$$

Dimensjonerende verdier, Bruddgrensetilstand

Dimensjonerende lastverdi:

$$f_{d1} = (g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1} = 20,84kN/m$$

Dimensjonerende everdi for bøyemoment:

$$M_{Ed1} = \frac{f_{d1}L^2}{8} = 166,74kNm$$

Dimensjonerende verdi for skjærkraft:

$$V_{Ed1} = \frac{f_{d1}L}{2} = 83,27kN$$

Dimensjonerende verdier, Bruksgrensetilstand

Dimensjonerende lastverdi:

$$f_{d2} = (g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,2} + q_k\gamma_{Q,2} = 15,57kN/m$$

Dimensjonerende verdi for bøyemoment:

$$M_{Ed2} = \frac{f_{d2}L^2}{8} = 124,55kNm$$

Dimensjonerende verdi for skjærkraft:

$$V_{Ed2} = \frac{f_{d2}L}{2} = 62,28kN$$

7.4 KLT-elementets bøyestivhet- Skjæranalogimetoden

Som beskrevet i kapittel 5.1 må man først kalkulere den effektive bøyestivheten til KLT-elementet og redusere denne slik at skjærdeformasjonen blir tatt hensyn til. Skjæranalogimetoden og de paramtere som brukes er beskrevet i 4.4.2. Antall lag, n , er lik 5, se figur 7.8.



Figur 7.8: Illustrasjon av det aktuelle 5lags KLT-elementet [24]

Formel for den effektive bøyestivheten til KLT-elementet:

$$(EI)_{eff,KLT} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (48)$$

Tabell 7.5 er laget for å hjelpe til å beregne den effektive bøyestivheten i ligning (48). Den totale bøyestivheten er summen av bøyestivheten for de individuelle lagene.

$$A_1 = b_{KLT} h_1 = 96000 mm^2 \quad A_1 = A_3 = A_5 = 96000 mm^2$$

$$I_1 = \frac{b_{KLT} h_1^3}{12} = 64000 mm^4 \quad I_1 = I_3 = I_5 = 64000 mm^4$$

$$A_2 = b_{KLT} h_2 = 72000 mm^2 \quad A_2 = A_4 = A_4 = 72000 mm^2$$

$$I_2 = \frac{b_{KLT} h_2^3}{12} = 27000 mm^4 \quad I_2 = I_4 = 27000 mm^4$$

Tabell 7.5: Hjelpetabell for å beregne den totale effektive bøyestivheten til KLT-elementet

Lag nr.	E.i (N/mm ²)	z.i (mm)	E _i I _i (Nmm ²)	E _i A _i z _i ² (Nmm ²)	E _i I _i + E _i A _i z _i ² (Nmm ²)
i=1	11000	70	704000000	5,1744E+12	5,1751E+12
i=2	370	35	9990000	3,2634E+10	32643990000
i=3	11000	0	704000000	0	704000000
i=4	370	35	9990000	3,2634E+10	32643990000
i=5	11000	70	704000000	5,1744E+12	5,1751E+12
				∑	1,04162E+13

Den effektive bøyestivheten av KLT-elementet:

$$(EI)_{eff,KLT} = 1,04162E + 13Nmm^2$$

Den effektive skjærstivheten beregnes ved bruk av ligning (49):

$$(GA)_{eff} = \frac{a^2}{\left(\frac{h_1}{2G_1b}\right) + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i}\right) + \left(\frac{h_n}{2G_n b}\right)} \quad (49)$$

$a = \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + h_4 + \frac{h_5}{2} = 140\text{mm}$ og er avstanden mellom det geometriske tyngdepunktet til det øverste og nederste laget som vist i kap. 4.4.2 på figur 4.5.

Tabell 7.6 brukes som hjelp for å regne ut verdien av $(GA)_{eff}$

Tabell 7.6: Hjelpetabell til utregning av den effektive skjærstivheten

Lagnr.	$G_i(N/mm^2)$	$\frac{h_i}{G_i}$
1	$11000/16 = 687,5$	0,058181818
2	$370/160 = 2,3125$	12,97297297
3	$11000/16 = 687,5$	0,058181818
4	$370/160 = 2,3125$	12,97297297
5	$11000/16 = 687,5$	0,058181818

Endelig verdi for den effektive skjærstivheten blir dermed:

$$(GA)_{eff} = 1804905,273$$

Den reduserte verdien for bøyestivheten hvor skjærdeformasjonen er tatt hensyn til finnes ved bruk av ligning (44) i kap. 4.4.2 og blir som følger:

$$(EI)_{app} = \frac{(EI)_{eff}}{1 + \frac{K_s(EI)_{eff}}{(GA)_{eff}L^2}} = 5,11354E + 12Nmm^2$$

K_s finnes ved bruk av tabell 4.2 i kap. 4.4.2.

Den gjeldende elastisitetsmodulen for KLT-elementet som skal brukes videre for å finne den totale effektive bøyestivheten til samvirkedeckket i γ -metoden finnes ved:

$$E_{app} = E_{KLT} = \frac{5,11354E + 12Nmm^2}{(1/12)b_{KLT}h_{KLT}^3} = 4384,03N/mm^2$$

7.5 Verifisering av tverrsnitt - Dekke nr.1

I dette delkapitlet er det gjort verifikasjoner av samvirkedeckke hvor skjærforbindelse av type utfreste hakk forsterket med skruer og armeringsjern brukes,

se tabell 7.3. Det er også gjort samme verifikasjoner på samme samvirkedekke hvor det er brukt skjærforbindelser av type coach screw KOP10180, tabell 7.4, og disse utregningene er vist i tillegg B. Tverrsnittet verifiseres for bruddgrensetilstanden og for bruksgrensetilstanden både ved starten av levetiden (korttid, kap.4.2), og ved slutten av levetiden(Langtid, kap.4.3). Analysemetode for å bestemme den totale effektive bøyestivheten er γ -metoden som beskrevet i kap.4.4.1 ved lign.(22)-(35).

Heretter kalles betongelementet og KLT-elementet for del 1 og del 2 henholdsvis slik at $h_b = h_1$, $h_{KLT} = h_2$, $A_b = A_1$, $A_{KLT} = A_2$, $I_b = I_1$ og $I_{KLT} = I_2$.

7.5.1 Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruddgrense- γ -metoden

De gjeldende elastisitetsmodulene for materialene og skjærforbindelsens egenskaper i bruddgrense ved begynnelsen av levetiden:

Elastisitetsmodul, betong	$E_1 = E_{cm} = 37000MPa$
Elastisitetsmodul, KLT	$E_2 = E_{KLT} = 4384,03MPa$
Glidemodul, brudd	$K = K_u = 3040000N/mm$

γ -faktorene for KLT-elementet og betongelementet henholdsvis blir som følger:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{KL^2}} = 0,78$$

$$\gamma_2 = 1$$

Avstanden mellom elementenes geometriske senter og tyngdepunktet til hele tverrsnittet:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2)} = 106,71mm$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 = 30,79mm$$

Dermed blir den totale effektive bøyestivheten til hele tverrsnittet som følger:

$$(EI)_{eff,total} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = \underline{39,35MNm^2}$$

Normalspenninger i betongtverrsnittet:

Spenninger i betongelementet:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total}} = 3,77 MPa$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total}} = 7,47 MPa$$

Spenning på toppen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,t} = -\sigma_1 - \sigma_{m,1} = -11,23 MPa$$

Spenning på bunnen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,b} = -\sigma_1 + \sigma_{m,1} = 3,7 MPa$$

Verifisering på toppen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,t}}{f_{cd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ck}/\gamma_c} = 0,34 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifisering på bunnen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,b}}{f_{ctd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ctk0,05}/\gamma_c} = 1,91 > 1,0 \implies \mathbf{IKKE OK}$$

For å få verifisert spenningene på bunnen av betongens tverrsnitt er det nødvendig å gjøre noen modifikasjoner. Dette går ut på å kun ta hensyn til den effektive trykkhøyden til betongen og dette fører til en justering av den totale effektive bøyestivheten til dekkets tverrsnitt. Den er basert på følgende kriterier[8]:

- γ -faktoren er beregnet for hele betongtverrsnittet
- Strekkstyrken til betongen er sett bort i fra

Kvadratisk ligning:

$$a_1^2(4\gamma_1^2 E_1 b_1) + a_1[2E_2 A_2(1 + \gamma_1)] - E_2 A_2(2h_1 + h_2) = 0$$

$$215111662a_1^2 + 6735503084a_1 - (7,00744 * 10^{11}) = 0 \implies a_{1,eff} = 43,53mm$$

Den effektive trykkehøyden til betongtverrsnittet: $x = 2\gamma_1 a_{1,eff} = 67,75mm$

Justerte verdier nedenfor brukes og slik kan ny effektiv total bøyestivhet kalkuleres.

$$\begin{aligned} a_{2,ny} &= h_1 - 0,5x + 0,5h_2 - a_{1,eff} = 107,60mm \\ A_{1,eff} &= b_1x = 162593,1239mm^2 \\ I_{1,eff} &= (b_1x^3)/12 = 62187456,76mm^4 \end{aligned}$$

$$(EI)_{eff,total,ny} = E_1I_{1,eff} + \gamma_1 E_1 A_{1,eff} a_{1,eff}^2 + E_1 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_{2,ny}^2 = \underline{38,21MNm^2}$$

Denne justerte verdien for den effektive bøyestivheten brukes videre i verifisering.

Justerte normalspenninger i betongtverrsnittet:

Spenninger i betong-elementet:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_{1,eff} M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 5,47MPa$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5E_1xM_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 5,47MPa$$

Spenning på toppen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,t} = -\sigma_1 - \sigma_{m,1} = -10,94MPa$$

Spenning på bunnen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,b} = -\sigma_1 + \sigma_{m,1} = 0MPa$$

Verifisering på toppen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,t}}{f_{cd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ck}/\gamma_c} = 0,33 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifisering på bunnen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,b}}{f_{ctd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ctk0,05}/\gamma_c} = 0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Normalspenninger i KLT-tverrsnittet:

Spenninger i KLT-elementet:

$$\sigma_2 = \frac{\gamma_2 E_2 a_{2,ny} M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 2,06 MPa$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 1,72 MPa$$

Spenning på toppen av KLT-tverrsnittet:

$$\sigma_{KLT,t} = -\sigma_2 - \sigma_{m,2} = 0,34 MPa$$

Spenning på bunnen av KLT-tverrsnittet:

$$\sigma_{KLT,b} = -\sigma_2 + \sigma_{m,2} = 3,78 MPa$$

Verifisering tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_2}{k_{mod} f_{t,0,k} / \gamma_M} + \frac{\sigma_{m,2}}{k_{mod} f_{m,k}} = 0,26 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Skjærspenninger i KLT-tverrsnittet:

Maks skjærspenning i tverrsnittet:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5 E_2 (0,5 h_2 + a_{2,ny})^2}{(EI)_{eff,total,ny}} V_{Ed1} = 0,19 MPa$$

Verifisering av tverrsnittet:

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{v,d}} = \frac{\tau_{2,max}}{k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M} = 0,07 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifikasjon av skjærforbindelsen:

Last per forbindelse (Per Hakk):

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_{1,eff} a_{1,eff}^2}{(EI)_{eff,total,ny}} V_{Ed1} = 623,47 kN$$

Verifikasjon:

$$\frac{F_1}{F_{Rd}} = \frac{F_1}{k_{mod} f_{tenk,k} / \gamma_M} = 0,4 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

7.5.2 Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruddgrense- γ -metoden

De gjeldende elastisitetsmodulene for trematerialet, betongen og skjærforbindelsens glidemodul, henholdsvis E_1 , E_2 og K i bruddgrense på slutten av levetiden regnes ut på følgende måte:

$$E_{1,g} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10571,42857 MPa$$

$$E_{1,q} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_2 \varphi} = 21142,85714$$

$$E_1 = \frac{E_{1,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + E_{1,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = \underline{\underline{16049,23 MPa}}$$

$$E_{2,g} = \frac{E_{KLT}}{1 + k_{def}} = 1538,257216 MPa$$

$$E_{2,q} = \frac{E_{KLT}}{1 + \psi_2 k_{def}} = 3493,253438 MPa$$

$$E_2 = \frac{E_{2,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + E_{2,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = \underline{\underline{2551,28 MPa}}$$

$$K_{ser,g} = \frac{K_{ser,1}}{1 + k_{def}} = 2464864,865 N/mm$$

$$K_{ser,q} = \frac{K_{ser,1}}{1 + \psi_2 k_{def}} = 3633466,135 N/mm$$

$$K_{ser} = \frac{K_{ser,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + K_{ser,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = 3070399,58N/mm$$

$$K_u = (2/3)K_{ser} = 2046933,06N/mm$$

$$K = K_u = \underline{2046933,06N/mm}$$

Videre brukes samme ligninger som i forrige kapittel (kap.7.5.1) for å komme frem til den totale effektive bøyestivheten. Denne og parametrene som brukes for utregning er samlet i tabell 7.7. Også her var det nødvendig å justere den totale effektive bøyestivheten ved å kun ta hensyn til trykkehøyden til betongen.

Tabell 7.7: Den totale effektive bøyestivheten i langtid, brudd, og de parametrene som inngår i kalkulasjon av denne

Notasjon	verdi
γ_1	0,78
γ_2	1
$a_{1,eff} =$	48,06mm
$a_{2,ny}$	99,26mm
$A_{1,eff}$	180880,2mm ²
$I_{1,eff}$	85618838,99mm ⁴
$(EI)_{eff,total,ny}$	20,47MNm ²

Verifisering av tverrsnittet og skjærforbindelsene gjennomføres også ved bruk av de samme ligningene som i kap.7.5.1. Spenninger, krefter og verifikasjoner er vist i tabell 7.8, 7.9 og 7.10.

Tabell 7.8: Verifisering av betongen i brudd, langtid

Normalspenninger i betongtverrsnittet	
σ_1	4,93MPa
$\sigma_{m,1}$	4,93MPa
$\sigma_{b,t}$	-9,85MPa
$\sigma_{b,b}$	0MPa
Verifikasjon	
f_{cd}	33,33MPa
f_{ctd}	1,93MPa
$\sigma_{b,t}/f_{cd}$	$0,3 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$\sigma_{b,b}/f_{ctd}$	$0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

Tabell 7.9: Verifisering av KLT-elementet i brudd, langtid

Normalspenninger i KLT-tverrsnittet	
σ_2	2,06MPa
$\sigma_{m,2}$	1,87MPa
$\sigma_{KLT,t}$	0,19Mpa
$\sigma_{KLT,b}$	3,93MPa
Skjærspenning i KLT-tverrsnittet	
$\tau_{2,max}$	0,19MPa
Verifikasjon	
$f_{m,d}$	16,70MPa
$f_{t,0,d}$	10,09MPa
$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,d}$	$0,32 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$f_{v,d}$	2,78MPa
$\tau_{2,max}/f_{v,d}$	$0,07 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

Tabell 7.10: Verifikasjon av skjærforbindelsen i brudd, langtid

Skjærforbindelsen-Laster og verifikasjon	
F_1	561,72kN
F_{Rd}	2260,8kN
f_1/F_{Rd}	$0,25 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

7.5.3 Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruksgrense- γ -metoden

De materielle egenskapene for KLT-elementet og betongen samt skjærforbindelsens glidemodul i bruksgrense, korttid er som følger:

$$\begin{aligned}E_1 &= E_{cm} = 37000MPa \\E_2 &= E_{KLT} = 4384,03MPa \\K &= K_{ser} = 4560000N/mm\end{aligned}$$

Igjen brukes de samme ligningene som i kap.7.5.1 for utregning av den effektive bøyestivheten og de kalkulerte verdiene er oppsummert i tabell 7.11

Tabell 7.11: Den totale effektive bøyestivheten og dens parametere i bruks,korttid

Notasjon	verdi
γ_1	0,78
γ_2	1,0
a_2	106,71mm
a_1	30,79mm
$(EI)_{eff,total}$	39,25MNm ²

Verifikasjon av dekkets nedbøyning ved starten av levetiden:

Karakteristisk lastverdi:

$$f_k = g_{0,k} + g_{1,k} + q_k = 15,57kN/m$$

Dekkets nedbøyning:

$$w = \frac{5f_k L^4}{384(EI)_{eff,total}} = 21,16mm$$

Grenseverdi:

$$w_{lim} = \frac{L}{250} = 32mm$$

Verifikasjon av nedbøyningen:

$$\frac{w}{w_{lim}} = 0,66 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

7.5.4 Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.1, Bruksgrense- γ -metoden

For å innfri kriteriet i kap. 2.2.3 i NS-EN 1995-1-1[14] må den endelige nedbøyningen ved tilnærmet permanent last hvor kryp er tatt hensyn til, og umiddelbar nedbøyning ved resten av den variable lasten med null kryp.

Betongens elastisitetsmodul, umiddelbar og endelig:

$$E_{1,umiddelbar} = E_{cm} = 37000MPa$$
$$E_{1,endig} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10571,43MPa$$

KLT-elementets elastisitetsmodul, umiddelbar og endelig:

$$E_{2,umiddelbar} = E_{KLT} = 4384,03MPa$$
$$E_{2,endig} = \frac{E_{KLT}}{1 + k_{def}} = 2369,75MPa$$

Skjærforbindelsens glidemodul, umiddelbar og endelig:

$$K_{ser,umiddelbar} = K_{ser} = 4560000N/mm$$
$$K_{ser,endig} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def}} = 2464864,865N/mm$$
$$K_{umiddelbar} = K_{ser,umiddelbar} = 4560000N/mm$$
$$K_{endig} = K_{ser,endig} = 2464864,865N/mm$$

Igjen brukes de samme ligningene som i kap.7.5.1 for utregning av de effektive bøyestivheten, umiddelbare og endelige, og de kalkulerede verdiene er oppsummert i tabell 7.12

Tabell 7.12: Den totale effektive bøyestivheten og dens parametere i bruks,Langtid

Notasjon	Verdi
$\gamma_{1,umiddelbar}$	0,78
$\gamma_{1,endig}$	0,87
γ_2	1,0
$a_{2,umiddelbar}$	106,71mm
$a_{2,endig}$	92,36mm
$a_{1,umiddelbar}$	30,79mm
$a_{1,endig}$	45,14mm
$(EI)_{eff,umiddelbar}$	39,24MNm ²
$(EI)_{eff,endig}$	17,57MNm ²

Verifikasjon av dekkets nedbøyning ved slutten av levetiden:

Tilnærmet permanent lastverdi:

$$f_{qp} = g_{0,k} + g_{1,k} + \psi_2 q_k = 10,53kN/m$$

Resten av den variable lasten:

$$f_q = (1 - \psi_2)q_k = 5,04kN/m$$

Nedbøyning av dekket ved tilnærmet permanent lastverdi med hensyn til kryp:

$$w_{qp} = \frac{5f_{qp}L^4}{384(EI)_{eff,endig}} = 31,95mm$$

Nedbøyning av dekket ved resten av den variable lasten:

$$w_q = \frac{5f_qL^4}{384(EI)_{eff,umiddelbar}} = 6,85mm$$

Endelig nedbøyning av dekket:

$$w_{endig} = w_{qp} + w_q = 38,79mm$$

Grenseverdi:

$$w_{lim} = \frac{L}{200} = 40mm$$

Verifikasjon av nedbøyningen:

$$\frac{w_{endig}}{w_{lim}} = 0,97 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

7.6 Verifisering av tverrsnitt-Dekke nr.2

Oppsummering av verifisering er samlet i tabell 7.13 og 7.14. Detaljerutregning er gjort i tillegg B.

Tabell 7.13: Verifisering av tverrsnitt- Dekke nr.2, Brudd

Brudd, korttid	Verdi
Justerte normalspenninger i betongtverrsnittet	
$\sigma_{b,t}/f_{cd}$	$0,32 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$\sigma_{b,b}/f_{ctd}$	$0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Normalspenninger i KLT-tverrsnittet	
$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,d}$	$0,25 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Skjærspenninger i KLT-tverrsnittet	
$\tau_{2,max}/f_{v,d}$	$0,07 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Skjærforbindelsen	
F_1/F_{Rd}	$0,87 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Brudd, Langtid	Verdi
Justerte normalspenninger i betongtverrsnittet	
$\sigma_{b,t}/f_{cd}$	$0,29 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$\sigma_{b,b}/f_{ctd}$	$0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Normalspenninger i KLT-tverrsnittet	
$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,d}$	$0,31 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Skjærspenninger i KLT-tverrsnittet	
$\tau_{2,max}/f_{v,d}$	$0,35 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Skjærforbindelsen	
f_1/F_{Rd}	$0,89 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

Tabell 7.14: Verifisering av tverrsnitt-Dekke nr.2, Bruks

Bruks, korttid	Verdi
Verifikasjon av dekkets nedbøyning	
w/w_{lim}	$0,65 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
Bruks, langtid	Verdi
Verifikasjon av dekkets endelige nedbøyning	
$w_{endelig}/w_{lim}$	$0,95 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

7.7 Kommentarer til verifiseringen

Verifikasjonen viser at begge skjærforbindelser vil kunne brukes i de beskrevne dekkene. Det er verdt å nevne at hakk forsterket med skruer og armeringsjern vil måtte gjennomgå flere steg under installasjon og det antas at dette vil være mer tidkrevende og derfor mer kostbart installasjon av vinklede skruer. På en annen side vil det nok i mange tilfeller være ugunstig samt tidkrevende å installere det antall vinklede skruer som trengs for å tilfredstille kravene i standarden.

Et annet poeng som kom frem i litteraturstudiet er at dersom hakk forsterket med skrue og armeringsjern brukes vil det være fordelmessig å også bruke skruer utenfor hakkene for å forhindre at materialene separerer seg i vertikal retning. Det gjelder trolig også for dekke nr.1. Dette vil derfor også kreve et stort antall skruer selv om det antageligvis ikke vil kreve like mange som i dekke nr.2. Ellers er det liten forskjell i dekkenes totale effektive bøyestivhet. For å bestemme hvilken som skal velges bør det gjennomføres eksperimentelle tester og det anbefales også å gjøre en utredning av kostnader knyttet til hver enkelt skjærforbindelse.

8 Konklusjon

I denne oppgaven evalueres tre-betong samvirker med spesielt fokus på samvirkedekker i massivtre og betong. Mer presist inneholder oppgaven tre hoveddeler;

1. Litteraturstudium av de strukturelle egenskapene samt kartlegging av testede skjærforbindelser og analysemetoder til et tre-betong samvirke hvor det mot slutten rettes spesielt fokus på samvirkedekker i massivtre og betong
2. Kartlegging av aktuelle norske leverandører av massivtre, og gjennomføring av spørreundersøkelse som går på tanker om og status for utvikling av slike dekker
3. Verifisering av et foreslått samvirkedekke i massivtre og betong hvor fremgangsmetode og type skjærforbindelser er basert på punkt 1.

En kombinasjon av skjæranalogimetoden og γ -metoden er foreslått som en gunstig fremgangsmetode for å finne den totale effektive bøyestivheten til et samvirkedekke i massivtre og betong. Gjennom designeksempel gjennomført virker denne metoden å være plausibel og gi tilstrekkelige resultater. Denne metoden kan gjennomføres relativt ukomplisert i et regneark og gjør det mulig å anvende γ -metoden fra NS-EN 1995-1-1 til tross for at tverrsnittet består av flere enn tre lag.

En særdeles stor innsats bør legges i valg av skjærforbindelser under utvikling av samvirkedekker. Oppgaven viser at det er gjennomført tester på utallige typer og at de fleste mekaniske forbindelser kan anvendes i samvirker mellom massivtre og betong på samme måte som hvilken som helst annen tre-betong konstruksjon. Studien viser allikevel at vinklede skruer og hakk forsterket med skruer og armeringsjern var av de som kunne være mest interessante å se nærmere på. Dette på grunn av tilgjengelig dokumentasjon fra tidligere eksperimentelle tester som fokuserte spesielt på massivtre-betong samvirker. Begge ble anvendt på et foreslått tverrsnitt og verifisert i brudd -og bruks-

grensetilstanden.

Verifiseringen viser at både parvise skruer vinklet 45° mot hverandre og hakk forsterket med skruer og armeringsjern kan være passende til et samvirke-dekke i massivtre og betong. Dette kan tyde på at valg av skjærforbindelse ikke nødvendigvis begrenses av strukturelle parametere, men at parametere som kostnad og installasjon er vel så viktige.

Resultater fra spørreundersøkelsen gjør at det foreligger grunn til å tro at etterspørselen av slike dekker fra norske aktører har vært lav frem til nå. Dette kan være blant hovedårsakene til at utviklingen og initiativet i Norge/Skandinavia har gått senere enn i land som for eksempel Østerrike som har kommet langt på dette området. En annen årsak kan være at massivtre som byggemateriale fortsatt er relativt nytt i Norge og at det norske markedet må ha litt tid til å bli trygg på dette materialet før de ønsker å ta det i bruk i kombinasjon med betong og mekaniske forbindelser. Andre grunner kan være at dagens løsninger for massivtredekker i stor grad tilfredstiller kundenes behov på en slik måte at det ikke er behov for samviredekker enda. For å finne ut av dette anbefales det å gjennomføre en markedsanalyse. Det vil si en analyse som fokuserer på å skaffe informasjon om markedet og dermed ta en bedre beslutning om utvikling av samvirkedekker i massivtre og betong er verdt å satse videre på.

Hvor vinkelde skruer brukes ser det ut som at de må festes på svært mange punkter langs dekket med relativt liten senteravstand mellom hvert skruepar for at de skal greie å håndtere skjærkreftene som virker på dem. Hakk forsterket med skruer og armeringsjern vil kunne brukes med større avstand mellom seg. På en annen side viste tidligere utførte tester at det også vil være nødvendig å bruke ekstra skruer utenfor hakkene for å forhindre separasjon mellom betongen og massivtreet.

Videre anbefales det å gjennomføre mer eksperimentell testing av samvirke-dekker i massivtre og betong. Der bør det vurderes flere typer skjærforbindelser og ulike kombinasjoner av eksempelvis hakk og skruer. Det vil også være nyttig og interessant dersom en markedsanalyse med fokus på aktuelle kunder gjennomføres for å kartlegge interessen for denne kombinasjonen mellom massivtre og betong.

Referanser

- [1] Hartnes, M.F. Åby, K.A. (2016) Etasjeskiller i tre med komposittløsning. Masteravhandling. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- [2] Trefokus. (u.å). Treveilederen. Norsk treteknisk institutt. Hentet 04.04.2020.
<http://www.trefokus.no/treveilederen>
- [3] KLH Massivholz GmbH. (2019) Timber concrete composite. Booklet. Hentet 31.03.2020.
<https://www.klh.at/wp-content/uploads/2019/09/klh-timber-concrete-composites.pdf>
- [4] Jaaranen, J. (2016) Analysis methods for short to medium span timber-concrete composite bridges. Masteravhandling. Finland: Aalto university.
- [5] Crocetti, R. (u.å) Composite structures. Presentasjon. Division of Structural Engineering. Lund: Lund University.
- [6] Glasø, G. (2011) Tre og lyd. Hentet 14.01.2020.
Tilgjengelig fra: <https://sokogskriv.no/kildebruk-og-referanser/referansestiler/harvard/>
- [7] Moseng, M. Hagle, D. (2012) Kapasiteten til trevirke ved trykk tvers på fiber. Masteravhandling. Ås: Universitetet for miljø -og biovitenskap.
- [8] Dias, A., Schänzlin, J., Dietsch, P. (eds.). (2018) Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 4, Shaker Verlag Aachen.
- [9] Dias, A. (2005) Mechanical behaviour of timber-concrete joints. Doktoravhandling. Portugal: University of Coimbra.
- [10] Gustavsson, A. M.fl. (2019) The CLT Handbook, CLT structures-facts and planning. 1. utg. Stockholm: Skogsindustrierna.
- [11] Manaridis, A. (2010) Evaluation of timber-concrete composite floors. Masteravhandling. Lund: Lund tekniske høgskole.

- [12] Cepelka,M. (2017) Timber concrete composites. Trial lecture. Trondheim:Norges tekniske naturvitenskaplige universitet.
- [13] Zhang,C. (2013) Analysis of the Timber-Concrete Composite system with Ductile Connection. Masteravhandling. Toronto:University of Toronto
- [14] NS-EN 1995-1-1:2004. Eurokode 5:Prosjektering av trekonstruksjoner.
- [15] Edvardsen,K.I. og Ramstad,T. (2014) Trehus, håndbok 5. SINTEF Byggforsk
- [16] Mai,K.Q., Park,A., Lee,K.(2018) Full-scale static and dynamic experiments of hybrid CLT–concrete composite floor. Web of science.
- [17] Mai,K.Q., Park,A., Lee,K.(2018) Experimental and numerical performance of shear connections in CLT–concrete composite floor. Web of science.
- [18] Jiang,Y.Crocetti,R.(2019) CLT-concrete composite floors with notched shear connectors. Sciencedirect.
- [19] NS-EN 1990-1-1:2002 Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [20] NS-EN 1992-1-1:2004. Eurokode 2-Prosjektering av betongkonstruksjoner
- [21] Setragian,Z.B. Kusuma,C.C. (2018) Moisture Safety Evaluation of CLT-concrete Composite slab. Masteravhandling. Gothenburg:Chalmers university of technology.
- [22] Ceccotti A. (2002) Composite concrete-timber structures. 264. Italy: IUAV University Venice.
- [23] Kristensen,T.(2001) 522.891 Etasjeskillere i massivtre. Byggforskserien
- [24] Karacabeyli,E. Douglas,B. (2013) US CLT handbook.
- [25] Lukaszewska,E. (2009) Development Of Prefabricated Timber-Concrete floors. Doktoravhandling. Luleå: Luleå univeristy of technology.

- [26] Norsk massivtre (u.å.) Kantstilte elementer.Hentet 14.05.2020.
<http://www.norskmassivtre.no/elementer/kantstilte-elementer/>
- [27] Nordisk massivtre AS (u.å.) Hentet 14.05.2020.
<http://nordiskmassivtre.no/>
- [28] Norsk massivtre AS (u.å.) Hentet 14.05.2020.
<https://norskmassivtre.no/>
- [29] Proff AS (u.å.) Nordisk massivtre AS.Hentet 14.05.2020.
<https://www.proff.no/selskap/nordisk-massivtre-as/kongsvinger/produsenter/IF6ST3W016D/>
- [30] Proff AS (u.å.) Norsk massivtre AS.Hentet 14.05.2020.
<https://www.proff.no/selskap/norsk-massivtre-as/bekkestua/produsenter/IGEUXFC016D/>
- [31] Martinsons AB (u.å.) Hentet 14.05.2020.
<https://www.martinsons.se>
- [32] Structurecraft(u.å.) Hentet 14.05.2020.
<https://structurecraft.com/materials/mass-timber/timber-concrete-composite>

A Leverandørenes svar på spørreskjema

Spørreskjema- Samvirkedekker i massivtre-betong

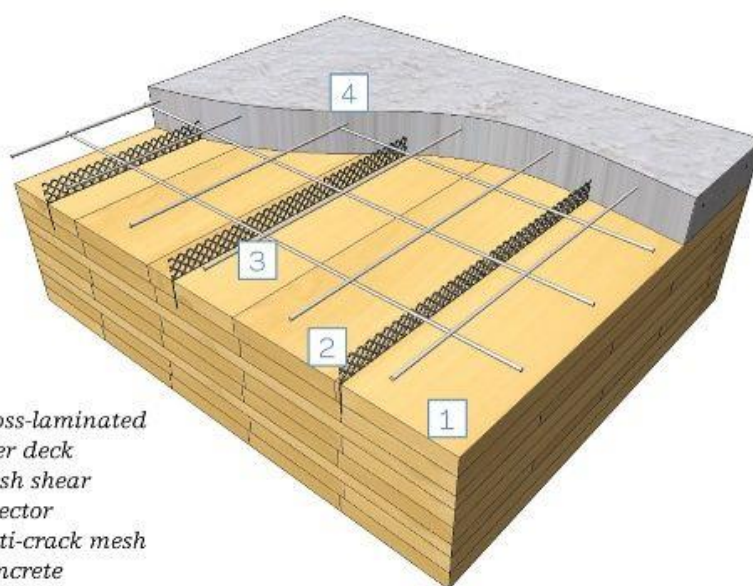
Leverandør	Norsk Massivtre
Ansv.for undersøkelse	Rannveig Wik Haug
Periode	VÅR 2020

NB: frist for levering settes til 2 uker etter at undersøkelsen er bekreftet mottatt.

Alle leverandører vil få muligheten til å godkjenne den delen i oppgaven som gjelder deres svar i undersøkelsen før oppgaven skal leveres 15.06.2020.

Generell informasjon:

Denne undersøkelsen er en del av en masteravhandling skrevet for Universitet i Stavanger i samarbeid med Cowi AS. Den tar for seg samvirkedekker i massivtre og betong. I et slikt dekke er massivtre og betong forbundet ved bruk av skjærforbindelser. Deres oppgave er i all hovedsak å prøve å få de to materialene til å virke mest mulig som ett. Slik vil de to materialene kunne utnytte hverandres styrker. Bildet under illustrerer et eksempel av en slik konstruksjon.



Oppgaven vil i all hovedsak bestå av tre deler. Hovedtrekkene i disse delene er beskrevet kort nedenfor:

DEL 1: Litteraturstudium

I denne delen inngår bl.a. å kartlegge tidligere forskning, gjennomføre en undersøkelse av testede skjærforbindere, undersøke aktuelle metoder for design.

DEL 2: Spørreundersøkelse

Spørreundersøkelse av aktuelle leverandører i Norge/Sverige.

Dette arbeidet vil bestå av spørreskjemaet i dette dokumentet, samt eventuell oppfølging av denne gjennom telefonmøter.

DEL 3: Kalkulasjon

Gjennomføre beregninger etter dagens standard på dekker >7.5m.

Sammenligne med internasjonale produsenter.

Oppbygging av dekke og type skjærforbinder vil velges på bakgrunn av litteraturstudiet og spørreundersøkelsen.

Fyll inn svarene deres der hvor det er merket med rød skrift. Undersøkelsen består av 14 spørsmål. På slutten er det laget en boks hvor dere kan komme med eventuelle kommentarer og ekstra opplysninger som dere tenker kan være fint å få med. Dersom et eller flere av spørsmålene er vanskelig å svare på, kommenter gjerne hvorfor.

1. Hvorfor tror dere at Skandinavia/Norge ikke er kommet i gang med produksjon av slike dekker?

Produksjon av massivtre er nytt, dette kommer først i etterkant. Videre er det kostbar utvikling.

2. Hva er hovedgrunnen til at dere startet å se på slike dekker?

Betong vil styrke vår sterke side; forholdet spenn:bygg høyde.

Betongpåstøp vil videre sette elementene som er bra ifht brann og lyd, og det vil tilføre skiveeffekt. Vår ingeniør (Ny Struktur) mener vårt kantstilte massivtre vil egne seg spesielt godt med betongpåstøp-

3. Har dere hatt henvendelser/spørsmål fra kunder om et slikt produkt?
Noen få, ja. Men mest vanlig er påstøp på byggeplass for å skule vannbåren varme.
4. Hvilke utfordringer tror dere må løses før en eventuell produksjon kan settes i gang?
Først må man ha et produkt med dokumentasjon på komforkriterier, brann og lyd. Dernest må det avklares hvor betongen skal påføres. Naturlig å tenke dette gjøres på byggeplass til å begynne med. Dette er nok et ganske langt løp, men med betydelig oppside!
5. Hvilke utfordringer er de største og mest problematiske knyttet til et slikt produkt? Dette gjelder for dere som produsent og leverandør.
Å finne beste mulige samvirke mellom tre og betong + dokumentasjonskrav.
6. Har dere vurdert ulike typer skjærforbindere? Hvis ja, hvilke typer og hvorfor er disse bedre enn andre?
Vi skal teste noen ulike typer i samarbeid med NTNU nå i vår. Vi søker noen som er enkle i implementere i våre dekker. Utfresing og innliming ser vi på som kostbart. Å pepre dekkene med skruer er også dyrt og ikke spesielt egnet. Her er det gjort kalkulasjoner på produsert samvirke pr time, i internasjonale studier. Vi ønsker å teste taggede og profilerte overflater som betongen griper tak i (plankene profileres når de likevel høvles, slik at overflaten (gjelder kantstilt massivtre!) får profil. I tillegg skal vi prøve spikerplater da de relativt enkelt kan monteres under vår produksjon, og de gir godt feste til trevirke og til betongen (tror vi...). I tillegg kan spiker plater vurderes brukt for å skjøte lameller ved lange dekker (superspennende!).
7. Dersom dere skulle ha levert et slikt produkt, vil dere kunne gå god for samvirke til konstruksjonen? Samvirke menes med i hvor stor grad konstruksjonen oppfører seg som ett.
Det er det vi søker. Det er nødvendig tror vi for å få et konkurransedyktig produkt.
8. Har dere hatt utfordringer mtp. Skjærforbinderne? Det vil si med tanke på transport eller på byggeplass?

Ikke kommet så langt enda!

9. Hvilke tanker har dere rundt produksjonsmetode? Vil det være mulig å produsere hele konstruksjonen i fabrikk, eller vil det være mer heniktsmessig å støpe betongen «on site»?

I første fase støpe på byggeplass, men på sikt bør det støpes i fabrikk. Da får vi også en værbeskyttelse av massivtreet.

10. Hvilke ting er i deres øyne viktig å ha fokus på med tanke på transport av en slik konstruksjon?

Minst mulig betong pga vekt. Godkjente kraningsfester. God beskyttelse av skjærforbindere hvis ikke ferdig støpt.

11. Hva tror dere kostandene knyttet til et slikt produkt vil bli i forhold til et vanlig massivtredekke? Vil det være stor forskjell i produksjon -og transportkostnader?

Stor forskjell ja (veldig stor), men ikke beregnet enda.

12. Hvor lange spenn tror dere det vil være mulig for dere å produsere? Hva er realistisk?

SWECO har kalkulert dette for oss, og spennet kan da strekkes til i overkant 7m. Ved å legge dekker over to spenn vil vi kunne øke spennet ytterligere.

13. Hva må til for at dere skal kunne produsere og levere et slikt dekke? Hva gjenstår i deres øyne?

Vi trenger testede og dokumenterte løsninger. Dette venter vi å få gjort ila 2020. Deretter er vi klare til pilotleveranser. Vi kan sågar produsere allerede pr i dag om det er kunder som vil prøve et produkt som ikke preakseptert.

14. Har dere noen tanker om eventuell dokumentasjon som mangler i dag for at dere skal kunne produsere slike dekker, hvor dere kan gå god for graden av samvirke i konstruksjonen?

Vi mangler dokumentert samvirke, men skal gjøre de første testene nå.

Kommentarboks:

Dette er et svært spennende tema, og vi tror vårt kantstilte massivtre er spesielt egnet for påstøp. Vi har stor styrke til å bære betongen. Vi trenger betongens brann- og lydegenskaper, samt skiveeffekt.

Vi har dialog med utenlandske produsenter og håper vi kan få til en god dialog med dem.

Sender også ved SWECOs rapport. Denne er til deres informasjon. Videre bruk avklares med oss.

*Tusen takk for at du/dere tok dere tid til å svare!
Ha en trivelig dag videre!*

Leverandør	Nordisk massivtre
Ansv.for undersøkelse	Rannveig Wik Haug
Periode	VÅR 2020

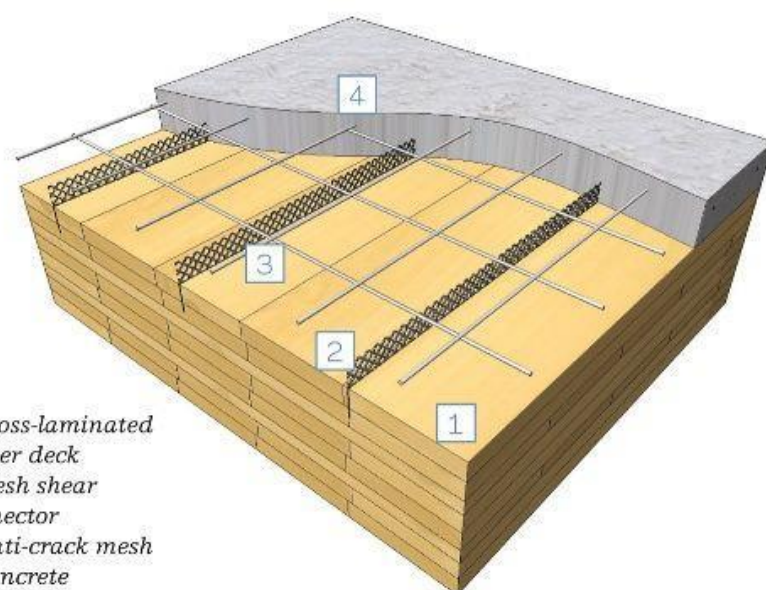
Spørreskjema- Samvirkedekker i massivtre-betong

NB: frist for levering settes til 2 uker etter at undersøkelsen er bekreftet mottatt.

Alle leverandører vil få muligheten til å godkjenne den delen i oppgaven som gjelder deres svar i undersøkelsen før oppgaven skal leveres 15.06.2020.

Generell informasjon:

Denne undersøkelsen er en del av en masteravhandling skrevet for Universitet i Stavanger i samarbeid med Cowi AS. Den tar for seg samvirkedekker i massivtre og betong. I et slikt dekke er massivtre og betong forbundet ved bruk av skjærforbindelser. Deres oppgave er i all hovedsak å prøve å få de to materialene til å virke mest mulig som ett. Slik vil de to materialene kunne utnytte hverandres styrker. Bildet under illustrerer et eksempel av en slik konstruksjon.



1. Cross-laminated timber deck
2. Mesh shear connector
3. Anti-crack mesh
4. Concrete

Oppgaven vil i all hovedsak bestå av tre deler. Hovedtrekkene i disse delene er beskrevet kort nedenfor:

DEL 1: Litteraturstudium

I denne delen inngår bl.a. å kartlegge tidligere forskning, gjennomføre en undersøkelse av testede skjærforbindere, undersøke aktuelle metoder for design.

DEL 2: Spørreundersøkelse

Spørreundersøkelse av aktuelle leverandører i Norge/Sverige.

Dette arbeidet vil bestå av spørreskjemaet i dette dokumentet, samt eventuell oppfølging av denne gjennom telefonmøter.

DEL 3: Kalkulasjon

Gjennomføre beregninger etter dagens standard på dekker >7.5m.

Sammenligne med internasjonale produsenter.

Oppbygging av dekke og type skjærforbinder vil velges på bakgrunn av litteraturstudiet og spørreundersøkelsen.

Fyll inn svarene deres der hvor det er merket med rød skrift. Undersøkelsen består av 14 spørsmål. På slutten er det laget en boks hvor dere kan komme med eventuelle kommentarer og ekstra opplysninger som dere tenker kan være fint å få med. Dersom et eller flere av spørsmålene er vanskelig å svare på, kommenter gjerne hvorfor.

1. Hvorfor tror dere at Skandinavia/Norge ikke er kommet i gang med produksjon av slike dekker?

De norske produsentene av KL-tre er nyetablerte, og har så langt ikke klart å etablert en stabil og økonomisk bærekraftig produksjon. Da er det vanskelig å ta nye investeringer.

2. Hva er hovedgrunnen til at dere startet å se på slike dekker?
Vi har ikke lagt mye tid i slike dekker.
3. Har dere hatt henvendelser/spørsmål fra kunder om et slikt produkt?
Nei, ikke hva jeg kjenner til.
4. Hvilke utfordringer tror dere må løses før en eventuell produksjon kan settes i gang?
Etterspørsel og kapital for oppstart av slike produksjon.
5. Hvilke utfordringer er de største og mest problematiske knyttet til et slikt produkt? Dette gjelder for dere som produsent og leverandør.
Etterspørsel og kapital for oppstart av slike produksjon.
6. Har dere vurdert ulike typer skjærforbindere? Hvis ja, hvilke typer og hvorfor er disse bedre enn andre?
Nei
7. Dersom dere skulle ha levert et slikt produkt, vil dere kunne gå god for samvirke til konstruksjonen? Samvirke menes med i hvor stor grad konstruksjonen oppfører seg som ett.
Skriv inn svar på spørsmålet her
8. Har dere hatt utfordringer mtp. Skjærforbinderne? Det vil si med tanke på transport eller på byggeplass?
Skriv inn svar på spørsmålet her
9. Hvilke tanker har dere rundt produksjonsmetode? Vil det være mulig å produsere hele konstruksjonen i fabrikk, eller vil det være mer hensiktsmessig å støpe betongen «on site»?
Om betong støpes på stedet forenkler det produksjon og investeringsbehovet.

10. Hvilke ting er i deres øyne viktig å ha fokus på med tanke på transport av en slik konstruksjon?

Intern logistikk i produksjon/lager, samt logistikk ut til byggeplass.

11. Hva tror dere kostandene knyttet til et slikt produkt vil bli i forhold til et vanlig massivtredekke? Vil det være stor forskjell i produksjon -og transportkostnader?

Skriv inn svar på spørsmålet her

12. Hvor lange spenn tror dere det vil være mulig for dere å produsere? Hva er realistisk?

12 meter er vårt lengste. Men 6 meter er mest realistisk.

13. Hva må til for at dere skal kunne produsere og levere et slikt dekke? Hva gjenstår i deres øyne?

Oppdatere hele vår produksjonslinje.

14. Har dere noen tanker om eventuell dokumentasjon som mangler i dag for at dere skal kunne produsere slike dekker, hvor dere kan gå god for graden av samvirke i konstruksjonen?

Skriv inn svar på spørsmålet her

Kommentarboks:

*Tusen takk for at du/dere tok dere tid til å svare!
Ha en trivelig dag videre!*

Spørreskjema- Samvirkedekker i massivtre-betong

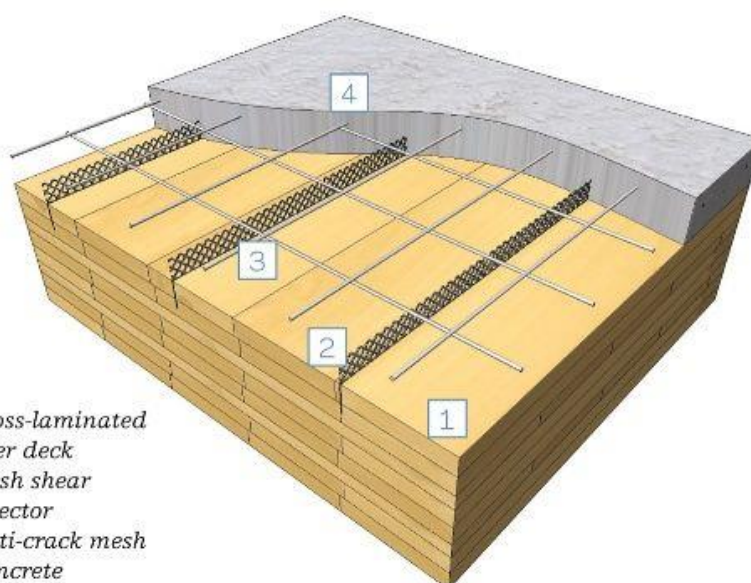
Leverandør	Martinsons Byggsystem
Ansv.for undersøkelse	Rannveig Wik Haug
Periode	VÅR 2020

NB: frist for levering settes til 2 uker etter at undersøkelsen er bekreftet mottatt.

Alle leverandører vil få muligheten til å godkjenne den delen i oppgaven som gjelder deres svar i undersøkelsen før oppgaven skal leveres 15.06.2020.

Generell informasjon:

Denne undersøkelsen er en del av en masteravhandling skrevet for Universitet i Stavanger i samarbeid med Cowi AS. Den tar for seg samvirkedekker i massivtre og betong. I et slikt dekke er massivtre og betong forbundet ved bruk av skjærforbindelser. Deres oppgave er i all hovedsak å prøve å få de to materialene til å virke mest mulig som ett. Slik vil de to materialene kunne utnytte hverandres styrker. Bildet under illustrerer et eksempel av en slik konstruksjon.



Oppgaven vil i all hovedsak bestå av tre deler. Hovedtrekkene i disse delene er beskrevet kort nedenfor:

DEL 1: Litteraturstudium

I denne delen inngår bl.a. å kartlegge tidligere forskning, gjennomføre en undersøkelse av testede skjærforbindere, undersøke aktuelle metoder for design.

DEL 2: Spørreundersøkelse

Spørreundersøkelse av aktuelle leverandører i Norge/Sverige.

Dette arbeidet vil bestå av spørreskjemaet i dette dokumentet, samt eventuell oppfølging av denne gjennom telefonmøter.

DEL 3: Kalkulasjon

Gjennomføre beregninger etter dagens standard på dekker >7.5m.

Sammenligne med internasjonale produsenter.

Oppbygging av dekke og type skjærforbinder vil velges på bakgrunn av litteraturstudiet og spørreundersøkelsen.

Fyll inn svarene deres der hvor det er merket med rød skrift. Undersøkelsen består av 14 spørsmål. På slutten er det laget en boks hvor dere kan komme med eventuelle kommentarer og ekstra opplysninger som dere tenker kan være fint å få med. Dersom et eller flere av spørsmålene er vanskelig å svare på, kommenter gjerne hvorfor.

1. Hvorfor tror dere at Skandinavia/Norge ikke er kommet i gang med produksjon av slike dekker?

Primært tror jeg det beror på at det idag inte finns nog kunskap samt att de kostnadskalkyler som är gjorda visar på att färdig produkt blir för dyr och komplicerad jämfört med andra lösningar.

2. Hva er hovedgrunnen til at dere startet å se på slike dekker?

Fördelen med denna typ av bjälklag är tjockleken. Vi får alltså en tunnare

konstruktion än om vi använder exempelvis kasettbjälklag/ribbedecker.

3. Har dere hatt henvendelser/spørsmål fra kunder om et slikt produkt?
Nej inte direkt. Det kunder efterfrågat är så tunn konstruktion som möjligt för att total byggnadshöjd inte ska påverkas i jämförelse mellan trä och betong byggsystem. Dock har marknaden de senaste 5 åren förstått att det är olika material med olika förutsättningar varpå jag idag sällan möter utmaningar med bjälklagstjocklek.
4. Hvilke utfordringer tror dere må løses før en eventuell produksjon kan settes i gang?
Hur man på ett industriellt och effektivt sätt ska kunna producera dessa element. Idag producerar vi ett 3x16m element var 30:e minut. Så jag utgår från att en sådan här ide måste göras i en annan fabrik än i den vi gör skivorna i då tempot kommer vara betydligt lägre.
5. Hvilke utfordringer er de største og mest problematiske knyttet til et slikt produkt? Dette gjelder for dere som produsent og leverandør.
hitta lönsamhet. Jag tror helt enkelt att produkten kommer bli för dyr och att andelen betong i denna konstruktion inte skiljer sig allt för mycket mot ett håldeck som är en känd produkt som vi vet hur man jobbar med.
6. Har dere vurdert ulike typer skjærforbindere? Hvis ja, hvilke typer og hvorfor er disse bedre enn andre?
vi har tittat lite på inslitsade plåtar samt skruv. En intressant produkt jag hittat är en hylsa som man kan gjuta in i betongen och när det härdat så skruvar man samman detta två delar. Fördelen med detta är att man slippit fuktpåverkan på träskivan.
7. Dersom dere skulle ha levert et slikt produkt, vil dere kunne gå god for samvirke til konstruksjonen? Samvirke menes med i hvor stor grad konstruksjonen oppfører seg som ett.
Det är jag helt säker på
8. Har dere hatt utfordringer mtp. Skjærforbinderne? Det vil si med tanke på transport eller på byggeplass?
Vi har bara analyserat denna typ av konstruktion för prefabricering i fabrik

aldrig testat. Det som skett är på byggarbetsplats.

9. Hvilke tanker har dere rundt produksjonsmetode? Vil det være mulig å produsere hele konstruksjonen i fabrikk, eller vil det være mer heniktsmessig å støpe betongen «on site»?

tror denna kostruktion kan ses som en risk-konstruktion då det är extra viktigt att det blir utfört på rätt sätt för att konstruktionen ska fungera. Jag tror därför det kommer bli ett ansvarsproblem om detta ska utföras på byggarbetsplats i stor skala. Detta tala då för att prefabricering i fabrik skulle vara det bästa. MEN här tror jag det helt enkelt blir för tidskrävande som i sin tur leder till för högt m2 pris i jämförelse med andra metoder.

10. Hvilke ting er i deres øyne viktig å ha fokus på med tanke på transport av en slik konstruksjon?

lyftpunkter och sprickbildning mella skikt. Fukt. Vad händer under montaget och man får fukt i skarvar? Hur tätar man skarvarna? Hur får man skarvarna täta ur brand/ljud hänseende.

11. Hva tror dere kostandene knyttet til et slikt produkt vil bli i forhold til et vanlig massivtredekke? Vil det være stor forskjell i produksjon -og transportkostnader?

Att jämföra detta med en vanlig CLT skiva blir fel. Då jämför vi päron och äpplen. Kanske avv man skulle jämföra med ett kasettbjälklag/ribbedekk. Då skulle jag uppskatta kostnaden för detta som ca dubbelt så dyret. Samtidigt som vikten gör att vi kanske kanskje får 1/3 mindre på varje transport.

12. Hvor lange spenn tror dere det vil være mulig for dere å produsere? Hva er realistisk?

ca 7-9m

13. Hva må til for at dere skal kunne produsere og levere et slikt dekke? Hva gjenstår i deres øyne?

Väldigt svår fråga. Skulle gissa på en tydligare efterfrågan från

marknaden!

14. Har dere noen tanker om eventuell dokumentasjon som mangler i dag for at dere skal kunne produsere slike dekker, hvor dere kan gå god for graden av samvirke i konstruksjonen?

Skulle vi gräva djupare i detta skulle vi nog göra egna prover för att säkerställa samverkan. Men som men mycket annat så är all dokumentation välkommen när man tittar på nya produkter.

Ljudvärden

branddimensioner

fuktanalys

Robusthet/svängningar

Praktiska detaljer så som infästningar, lyftpunkter, genomföringar mm.

Kommentarboks:

*Tusen takk for at du/dere tok dere tid til å svare!
Ha en trivelig dag videre!*

B Verifisering av tverrsnitt - Dekke nr.2

B.0.1 Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruddgrense- γ -metoden

De gjeldende elastisitetsmodulene for materialene og skjærforbindelsens egenskaper i bruddgrense ved begynnelsen av levetiden:

$$\begin{array}{ll} \text{Elastisitetsmodul, betong} & E_1 = E_{cm} = 37000 \text{MPa} \\ \text{Elastisitetsmodul, KLT} & E_2 = E_{KLT} = 4384,03 \text{MPa} \\ \text{Glidemodul, brudd} & K = K_u = 618667 \text{N/mm} \end{array}$$

γ -faktorene for KLT-elementet og betongelementet henholdsvis blir som følger:

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{KL^2}} = 0,88$$

$$\gamma_2 = 1$$

Avstanden mellom elementenes geometriske senter og tyngdepunktet til hele tverrsnittet:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2)} = 109,48 \text{mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 = 28,02 \text{mm}$$

Dermed blir den totale effektive bøyestivheten til hele tverrsnittet som følger:

$$(EI)_{eff,total} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = \underline{39,97 \text{MNm}^2}$$

Normalspenninger i betongtverrsnittet:

Spenninger i betongelementet:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total}} = 3,79 \text{MPa}$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total}} = 7,33 \text{MPa}$$

Spenning på toppen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,t} = -\sigma_1 - \sigma_{m,1} = -11,13MPa$$

Spenning på bunnen av betongtverrsnittet:

$$\sigma_{b,b} = -\sigma_1 + \sigma_{m,1} = 3,54MPa$$

Verifisering på toppen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,t}}{f_{cd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ck}/\gamma_c} = 0,33 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifisering på bunnen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,b}}{f_{ctd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ctk0,05}/\gamma_c} = 1,83 > 1,0 \implies \mathbf{IKKE OK}$$

For å få verifisert spenningene på bunnen av betongens tverrsnitt er det nødvendig å gjøre noen modifikasjoner. Dette går ut på å kun ta hensyn til den effektive trykkehøyden til betongen og dette fører til en justering av den totale effektive bøyestivheten til dekkets tverrsnitt. Metode for beregning av denne ble utarbeidet av Lukás Surovec og Milos Silvanský i 2015 og er forklart av Dias(2018) [8]. Den er basert på følgende kriterier:

- γ -faktoren er beregnet for hele betongtverrsnittet
- Strekkstyrken til betongen er sett bort i fra

Kvadratisk ligning:

$$a_1^2(4\gamma_1^2 E_1 b_1) + a_1[2E_2 A_2(1 + \gamma_1)] - E_2 A_2(2h_1 + h_2) = 0$$

$$273293242,1a_1^2 + 7110308713a_1 - (7,00744 \cdot 10^{11}) = 0 \implies a_{1,eff} = 39,27mm$$

Den effektive trykkehøyden til betongtverrsnittet: $x = 2\gamma_1 a_{1,eff} = 68,90mm$

Justerte verdier nedenfor brukes og slik kan ny effektiv total bøyestivhet kalkuleres.

$$\begin{aligned}
a_{2,ny} &= h_1 - 0,5x + 0,5h_2 - a_{1,eff} = 111,28mm \\
A_{1,eff} &= b_1x = 165350,7762mm^2 \\
I_{1,eff} &= (b_1x^3)/12 = 65405607,56mm^4
\end{aligned}$$

$$(EI)_{eff,total,ny} = E_1I_{1,eff} + \gamma_1E_1A_{1,eff}a_{1,eff}^2 + E_1I_2 + \gamma_2E_2A_2a_{2,ny}^2 = \underline{39,26MNm^2}$$

Denne justerte verdien for den effektive bøyestivheten brukes videre i verifisering.

Justerte normalspenninger i betongverrsnittet:

Spenninger i betong-elementet:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma_1 E_1 a_{1,eff} M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 5,41MPa$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5E_1xM_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 5,41MPa$$

Spenning på toppen av betongverrsnittet:

$$\sigma_{b,t} = -\sigma_1 - \sigma_{m,1} = -10,82MPa$$

Spenning på bunnen av betongverrsnittet:

$$\sigma_{b,b} = -\sigma_1 + \sigma_{m,1} = 0MPa$$

Verifisering på toppen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,t}}{f_{cd}} = \frac{\sigma_{b,t}}{f_{ck}/\gamma_c} = 0,32 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifisering på bunnen av tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_{b,b}}{f_{ctd}} = \frac{\sigma_{b,b}}{f_{ctk0,05}/\gamma_c} = 0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Normalspenninger i KLT-tverrsnittet:

Spenninger i KLT-elementet:

$$\sigma_2 = \frac{\gamma_2 E_2 a_{2,ny} M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 2,0 MPa$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 1,65 MPa$$

Spenning på toppen av KLT-tverrsnittet:

$$\sigma_{KLT,t} = -\sigma_2 - \sigma_{m,2} = 0,36 MPa$$

Spenning på bunnen av KLT-tverrsnittet:

$$\sigma_{KLT,b} = -\sigma_2 + \sigma_{m,2} = 3,65 MPa$$

Verifisering tverrsnittet:

$$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2}}{f_{m,d}} = \frac{\sigma_2}{k_{mod} f_{t,0,k} / \gamma_M} + \frac{\sigma_{m,2}}{k_{mod} f_{m,k}} = 0,25 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Skjærspenninger i KLT-tverrsnittet:

Maks skjærspenning i tverrsnittet:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5 E_2 (0,5 h_2 + a_{2,ny}) V_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 0,19 MPa$$

Verifisering av tverrsnittet:

$$\frac{\tau_{2,max}}{f_{v,d}} = \frac{\tau_{2,max}}{k_{mod} f_{v,k} / \gamma_M} = 0,07 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

Verifikasjon av skjærforbindelsen:

Last per forbindelse (Per skruepar):

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_{1,eff} a_{1,eff}^s V_{Ed1}}{(EI)_{eff,total,ny}} = 43,25 kN$$

Karaktersitisk uttrekksparameter per skruepar:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,\alpha,Rk}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{\rho}{350}\right)^2 = 18,76 kN$$

Karakteristisk bærekapasitet per skruepar:

$$F_{Rk} = \text{MIN}[\cos\alpha F_{ax,\alpha,Rk}; \cos\alpha f_{tens,k}] = \text{MIN}[9,86kN; 12,62kN] = 9,86kN$$

Effektivt antall skruer på en rekke:

$$n_{eff} = n^0,9 = 7,22$$

Dimensjonerende bærekapasitet av skruereparene på en rekke (i bredden):

$$F_{Rd} = \frac{n_{eff} k_{mod} F_{Rk}}{\gamma_M} = 49,54kN$$

Verifikasjon:

$$\frac{F_1}{F_{Rd}} = \frac{F_1}{k_{mod} f_{tenk,k} / \gamma_M} = 0,87 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

B.0.2 Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruddgrense- γ -metoden

De gjeldende elastisitetsmodulene for trematerialet, betongen og skjærforbindelsens glidemodul, henholdsvis E_1 , E_2 og K i bruddgrense på slutten av levetiden regnes ut på følgende måte:

$$E_{1,g} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10571,42857MPa$$

$$E_{1,q} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_2 \varphi} = 21142,85714$$

$$E_1 = \frac{E_{1,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + E_{1,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = \underline{16049,23MPa}$$

$$E_{2,g} = \frac{E_{KLT}}{1 + k_{def}} = 1538,257216MPa$$

$$E_{2,q} = \frac{E_{KLT}}{1 + \psi_2 k_{def}} = 3493,253438MPa$$

$$E_2 = \frac{E_{2,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + E_{2,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = \underline{2551,28MPa}$$

$$K_{ser,g} = \frac{K_{ser,1}}{1 + k_{def}} = 501621,6216N/mm$$

$$K_{ser,q} = \frac{K_{ser,1}}{1 + \psi_2 k_{def}} = 739442,2311N/mm$$

$$K_{ser} = \frac{K_{ser,g}(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + K_{ser,q}q_k\gamma_{Q,1}}{(g_{0,k} + g_{1,k})\gamma_{G,1} + q_k\gamma_{Q,1}} = 624853,2487N/mm$$

$$K_u = (2/3)K_{ser} = 416568,8325N/mm$$

$$K_u = K = \underline{416568,8325N/mm}$$

Videre brukes samme ligninger som i forrige kapitel (kap.7.5.1) for å komme frem til den totale effektive bøyestivheten. Denne og parametrene som brukes for utregning er samlet i tabell 7.7. Også her var det nødvendig å justere den totale effektive bøyestivheten ved å kun ta hensyn til trykkhøyden til betongen.

Tabell B.1: Den totale effektive bøyestivheten i langtid til dekke nr.2, brudd, og de parametre som inngår i kalkulasjon av denne

Notasjon	verdi
γ_1	0,88
γ_2	1
$a_{1,eff} =$	43,59mm
$a_{2,ny}$	103,02mm
$A_{1,eff}$	184279,87mm ²
$I_{1,eff}$	90537804,14mm ⁴
$(EI)_{eff,total,ny}$	21,08MNm ²

Verifisering av tverrsnittet og skjærforbindelsene gjennomføres også ved bruk av de samme ligningene som i kap.7.5.1. Spenninger, krefter og verifikasjoner er vist i tabell 7.8, 7.9 og 7.10.

Tabell B.2: Verifisering av betongen til dekke nr.2 i brudd, langtid

Normalspenninger i betongtverrsnittet	
σ_1	4,87MPa
$\sigma_{m,1}$	4,87MPa
$\sigma_{b,t}$	-9,75MPa
$\sigma_{b,b}$	0MPa
Verifikasjon	
f_{cd}	33,33MPa
f_{ctd}	1,93MPa
$\sigma_{b,t}/f_{cd}$	$0,29 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$\sigma_{b,b}/f_{ctd}$	$0 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

Tabell B.3: Verifisering av KLT-elementet til dekke nr.2 i brudd, langtid

Normalspenninger i KLT-tverrsnittet	
σ_2	2,06MPa
$\sigma_{m,2}$	1,80MPa
$\sigma_{KLT,t}$	0,25Mpa
$\sigma_{KLT,b}$	3,85MPa
Skjærspenning i KLT-tverrsnittet	
$\tau_{2,max}$	0,19MPa
Verifikasjon	
$f_{m,d}$	16,70MPa
$f_{t,0,d}$	10,09MPa
$\sigma_2/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,d}$	$0,31 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$
$f_{v,d}$	2,78MPa
$\tau_{2,max}/f_{v,d}$	$0,07 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

Tabell B.4: Verifikasjon av skjærforbindelsen til dekke nr.2 i brudd, langtid

Skjærforbindelsen-Laster og verifikasjon	
F_1	44,29kN
F_{Rd}	49,54kN
f_1/F_{Rd}	$0,89 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$

B.0.3 Korttidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruksgrense- γ -metoden

De materielle egenskapene for KLT-elementet og betongen samt skjærforbindelsens glidemodul i bruksgrense, korttid er som følger:

$$\begin{aligned}E_1 &= E_{cm} = 37000MPa \\E_2 &= E_{KLT} = 4384,03MPa \\K &= K_{ser} = 928000N/mm\end{aligned}$$

Igjen brukes de samme ligningene som i kap.7.5.1 for utregning av den effektive bøyestivheten og de kalkulerte verdiene er oppsummert i tabell 7.11

Tabell B.5: Den totale effektive bøyestivheten til dekke nr.2 og dens parametere i bruks,korttid

Notasjon	verdi
γ_1	0,88
γ_2	1,0
a_2	109,48mm
a_1	28,02mm
$(EI)_{eff,total}$	39,97MNm ²

Verifikasjon av dekkets nedbøyning ved starten av levetiden:

Karakteristisk lastverdi:

$$f_k = g_{0,k} + g_{1,k} + q_k = 15,57kN/m$$

Dekkets nedbøyning:

$$w = \frac{5f_k L^4}{384(EI)_{eff,total}} = 20,78mm$$

Grenseverdi:

$$w_{lim} = \frac{L}{250} = 32mm$$

Verifikasjon av nedbøyningen:

$$\frac{w}{w_{lim}} = 0,65 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$

B.0.4 Langtidsverifikasjon av samvirkedekke nr.2, Bruksgrense- γ -metoden

For å innfri kriteriet i kap. 2.2.3 i NS-EN 1995-1-1[14] må den endelige nedbøyningen ved tilnærmet permanent last hvor kryp er tatt hensyn til, og umiddelbar nedbøyning ved resten av den variable lasten med null kryp.

Betongens elastisitetsmodul, umiddelbar og endelig:

$$E_{1,umiddelbar} = E_{cm} = 37000MPa$$
$$E_{1,endig} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 10571,43MPa$$

KLT-elementets elastisitetsmodul, umiddelbar og endelig:

$$E_{2,umiddelbar} = E_{KLT} = 4384,03MPa$$
$$E_{2,endig} = \frac{E_{KLT}}{1 + k_{def}} = 2369,75MPa$$

Skjærforbindelsens glidemodul, umiddelbar og endelig:

$$K_{ser,umiddelbar} = K_{ser} = 928000N/mm$$
$$K_{ser,endig} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def}} = 501621,6216N/mm$$
$$K_{umiddelbar} = K_{ser,umiddelbar} = 928000N/mm$$
$$K_{endig} = K_{ser,endig} = 501621,6216N/mm$$

Igjen brukes de samme ligningene som i kap.7.5.1 for utregning av de effektive bøyestivheten, umiddelbare og endelige, og de kalkulerte verdiene er oppsummert i tabell 7.12

Tabell B.6: Den totale effektive bøyestivheten til dekke nr.2 og dens parametre i bruks,Langtid

Notasjon	Verdi
$\gamma_{1,umiddelbar}$	0,88
$\gamma_{1,endelig}$	0,93
γ_2	1,0
$a_{2,umiddelbar}$	109,45mm
$a_{2,endelig}$	94,42mm
$a_{1,umiddelbar}$	28,02mm
$a_{1,endelig}$	43,07mm
$(EI)_{eff,umiddelbar}$	40,00MNm ²
$(EI)_{eff,endelig}$	17,87MNm ²

Verifikasjon av dekkets nedbøyning ved slutten av levetiden:

Tilnærmet permanent lastverdi:

$$f_{qp} = g_{0,k} + g_{1,k} + \psi_2 q_k = 10,53kN/m$$

Resten av den variable lasten:

$$f_q = (1 - \psi_2)q_k = 5,04kN/m$$

Nedbøyning av dekket ved tilnærmet permanent lastverdi med hensyn til kryp:

$$w_{qp} = \frac{5f_{qp}L^4}{384(EI)_{eff,endelig}} = 31,43mm$$

Nedbøyning av dekket ved resten av den variable lasten:

$$w_q = \frac{5f_qL^4}{384(EI)_{eff,umiddelbar}} = 6,73mm$$

Endelig nedbøyning av dekket:

$$w_{endelig} = w_{qp} + w_q = 38,15mm$$

Grenseverdi:

$$w_{lim} = \frac{L}{200} = 40mm$$

Verifikasjon av nedbøyningen:

$$\frac{w_{endelig}}{w_{lim}} = 0,95 < 1,0 \implies \mathbf{OK}$$