

ANDERS HOMB

Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre

Prosjektrapport 24

2008



SINTEF Byggforsk

Anders Homb

Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre

Prosjektrapport 24 – 2008

Prosjektrapport nr. 24

Anders Homb

Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre

Emneord:

Utredning, beregning, måling, stivhet, vibrasjoner, tre, etasjeskillere

ISSN 1504-6958

ISBN 978-82-536-1030-6 (trykt)

ISBN 978-82-536-1038-2 (pdf)

© Copyright SINTEF Byggforsk 2008

Materialet i denne publikasjonen er omfattet av åndsverklovens bestemmelser.

Uten særskilt avtale med SINTEF Byggforsk er enhver eksemplarframstilling og

tilgjengeliggjøring bare tillatt i den utstrekning det er hjemlet i lov eller tillatt

gjennom avtale med Kopinor, interesseorgan for rettighetshavere til åndsverk.

Utnyttelse i strid med lov eller avtale kan medføre erstatningsansvar og inn-
dragning, og kan straffes med bøter eller fengsel.

Adr.: Forskningsveien 3 B
Postboks 124 Blindern
0314 OSLO

Tlf.: 22 96 55 55

Faks: 22 69 94 38 og 22 96 55 08

www.sintef.no/byggforsk

Samarbeidspartnere Massivtre – egenskaper og anvendelse

Hovedsamarbeidspartnere

Norges forskningsråd (NFR)

Skogtiltaksfondet

Norsk Treteknisk institutt

Bransjepartnere

Holz100 Norge AS

Moelven MassivTre AS

Dynea AS

Heimdalgruppen

Samarbeidspartnere Comfort Properties

Hovedsamarbeidspartnere

Norges forskningsråd (NFR)

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU)

Universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB)

Norske Takstolprodusenters forening

Skogtiltaksfondet

Norske fagmiljøer

Byggskolen

Norsk Treteknisk institutt

Bransjepartnere

Brendeland & Kristoffersen arkitekter

COWI AS

Forord

Denne rapporten omhandler målinger, beregninger og vurderinger som er gjennomført for å utvikle kunnskap om massivtre dekker med hensyn til vibrasjoner og stivhet hvor det er personer som beveger seg. Målinger og beregninger er gjennomført med krysslimte massivtre dekker, krysslimte massivtre dekker med påstøp og massivtre dekker hvor sjiktene er sammenholdt med treplugger. I Norge finnes produksjonsbedrifter for begge hovedtyper dekker.

Massivtre brukt i dekker er nokså nytt og det eksisterer lite teknisk dokumentasjon for blant annet en brukssituasjon med personer som genererer vibrasjoner. Det er derfor behov for å klarlegge egenskaper, hvordan disse eventuelt kan beregnes og hvilke kriterier som eventuelt kan benyttes ved prosjektering. Prosjektrapporten vil bidra som underlag for utviklingen av slike løsninger og tabeller for aktuelle spennvidder.

Arbeidet i prosjektrapporten er utført innenfor delprosjekt 5 i BIP ”*Massivtre – egenskaper og anvendelse*” og innenfor delprosjektet ”*Experimental investigations*”, som er en del av KMB-prosjektet: *Comfort Properties of timber floor constructions*.

BIP-prosjektets hovedmål er å øke kunnskapene om massivtre elementers egenskaper og deres anvendelse for å få aksept for denne byggemetoden i større fleretasjes bygninger. Dette skal oppnås gjennom arbeid med 5 delmål. Denne rapporten omhandler delmål/delprosjekt nr. 5 som går ut på å utvikle og verifisere dimensjoneringsmetoder for massivtre dekker med hensyn på vibrasjoner.

Prosjektet er et viktig ledd i arbeidet med å utvikle anvisninger i Byggforskserien og som underlag for å utarbeide produktdokumentasjon i tekniske godkjenninger og sertifikater. Delprosjekt 5 ledes av SINTEF Byggforsk og gjennomføres i samarbeid med Norges forskningsråd, Norsk Treteknisk institutt og industrideltakerne i prosjektet. Prosjektet startet opp i 2006 og avsluttes i 2008.

Berit Time og Svein Terje Kolstad har bidratt med kvalitetskontroll av denne rapporten. En spesiell takk til Geir Glasø ved Treteknisk institutt for viktige bidrag mht. elementenes statiske egenskaper.

Trondheim, desember 2008

Anders Homb
Leder for delprosjekt 5, Vibrasjoner
SINTEF Byggforsk

Innhold

Forord	3
Innhold	4
1. Innledning	6
1.1 Bakgrunn	6
1.2 Formål og omfang	6
2. Kriterier for opplevde vibrasjoner	7
2.1 Tverravstivede bjelkelag eller skiver	7
2.2 Prinsipper for beregning	8
2.3 Innsamling av underlag	8
3. Eksperimentelle forsøk	9
3.1 Nedbøyning	9
3.2 Vibrasjoner	9
3.3 Holz100 elementer i prøveoppstilling	10
3.4 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling	12
3.5 Massivtre elementer med betong påstøp	14
3.6 Rekkehus Utleir, Trondheim	16
3.7 Bokollektiv Svartlamoen, Trondheim	17
3.8 Leiligheter Egenes Park, Stavanger	18
3.9 Barneskole Nardo, Trondheim	21
4. Måleresultater nedbøyning og vibrasjoner	22
4.1 Holz100 elementer i prøveoppstilling	22
4.2 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling	22
4.3 Massivtre elementer med betong påstøp	23
4.4 Rekkehus Utleir, Trondheim	24
4.5 Bokollektiv Svartlamoen, Trondheim	24
4.6 Leiligheter Egenes Park, Stavanger	24
4.7 Barneskole Nardo, Trondheim	25
5. Samvirke mellom elementer	26
5.1 Vurderinger av målt nedbøyning	26
5.2 Vurderinger av målt egenfrekvens	27
5.3 Oppsummering	28
6. Beregninger	29
6.1 Beregningsmetoder	29
6.2 Holz100 elementer i prøveoppstilling	29
6.3 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling	30
6.4 Massivtre elementer med betongpåstøp i prøveoppstilling	30
6.5 Rekkehus Utleir, Trondheim	31
6.6 Bofellesskap Svartlamoen, Trondheim	31
6.7 Leiligheter Egenes Park, Stavanger	32
6.8 Barneskole Nardo, Trondheim	32
7. Sammenstilling av resultater	33
7.1 Nedbøyning	33
7.2 Egenfrekvens	35
7.3 Oppsummering	38
8. Oppsummering og konklusjoner	40
9. Referanser	41

Appendix A: Målemetode for nedbøyning - golv	42
1. Definisjon.....	42
2. Prøving.....	42
2.1 Prinsipp	42
2.2 Referansesystem	42
2.3 Last.....	43
2.4 Måleutstyr	43
2.5 Gjennomføring.....	43
3. Resultater	43
Appendix B: Målemetode for vibrasjoner - golv	44
1. Definisjon.....	44
2. Prøving.....	44
2.1 Prinsipp	44
2.2 Eksitasjon.....	44
2.3 Givere og montering	46
2.4 Signal innsamling og analyse.....	46
2.5 Gjennomføring.....	47
3. Resultater	47
Appendix C: Beregningsmetode statikk.....	48
1. Innledning	48
2. Beregningsmetode NTI.....	48
3. Isotrop beregningsmodell.....	48
Appendix D: Beregningsmetode egenfrekvenser.....	50
1. Definisjon.....	50
2. Isotrop beregningsmodell.....	50
2.1 Generell modell.....	50
3. Ortotrop beregningsmodell	51
3.1 Generell beregningsmodell	52
3.2 Leissa modell	52
Appendix E: Samvirke mellom elementer - målt nedbøyning	53
1. Grunnlag	53
2. Holz100 elementer i prøveoppstilling.....	53
3. Massivtre elementer med betongpåstøp i prøveoppstilling.....	54
4. Leiligheter Egenes Park, Stavanger	56
5. Rekkehus Utleir, Trondheim.....	58
6. Nardo barneskole, Trondheim	59

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Massivtre konstruksjoner brukt i etasjeskillere eller vegger har blitt introdusert i Norge i løpet av de siste 6 – 8 årene. Det er også først de siste årene at det finnes produksjon av massivtre elementer i Norge. Fra importerte produkter var det svært lite dokumentasjon tilgjengelig for en rekke egenskaper, i stor grad fordi løsningene og produktene var nye. SINTEF Byggforsk har tidligere gjennomført diverse målinger og studier vedrørende lydisoleringsegenskaper til etasjeskillere med massivtre.

For lette etasjeskillere der personer beveger seg er det kravet om å unngå sjenerende vibrasjoner og rystelser som bestemmer den maksimale spennvidden, ikke konstruksjonens styrke mot brudd. Vibrasjonene oppleves som ubehaglige når utsvinget blir merkbart, de ikke dempes ut med en gang i kombinasjon med at svingefrekvensen blir tilstrekkelig lav. Kunnskap om elementenes egenskaper er derfor viktig for å kunne gi gode anbefalinger.

Ved defineringen av prosjektet ”Massivtre – egenskaper og anvendelse” var det stort behov for å etablere kunnskaper når det gjaldt stivhet og vibrasjoner med tanke på hvilke spennvidder som kunne anbefales for de ulike løsningene. Basert på vår oversikt var det ingen så langt som hadde gjennomført forsøk med dynamiske eller statiske laster relatert til personlast for slike elementer. NFR-prosjektet ”Comfort Properties” startet også i 2006. Dette prosjektet omhandler stivhet og vibrasjonsegenskaper generelt til etasjeskillere i tre, der løsninger med massivtre er en naturlig del. Innhold i denne rapporten baserer seg på arbeid fra dette prosjektet med hensyn til etablering av kriterier, se Homb (2007). Arbeid i denne rapporten som er knyttet til instrumentering, målemetoder og analyse er gjennomført som en del av ”Comfort Properties”. For øvrig er arbeidet en av delaktivitetene innenfor BIP-prosjektet ”Massivtre – egenskaper og anvendelse”. Rapporten dokumenterer derfor arbeid som er gjennomført i begge prosjektene når det gjelder temaet etasjeskillere i massivtre.

1.2 Formål og omfang

Formålet med dette delprosjektet har vært å utvikle underlag for å utarbeide spennviddetabeller og prosjektere ulike varianter av etasjeskillere med massivtre som ivaretar vibrasjonstekniske egenskaper fra personlaster. Delprosjektet som i kortform har blitt kalt ”Vibrasjoner” inneholder tre hovedaktiviteter: Etablering av kriterier, beregningsmetoder og målinger & analyser av elementer/etasjeskillere. Aktivitet som er gjennomført som en del av ”Comfort Properties” er i hovedsak knyttet til delprosjektet: *Experimental work*.

Det har vært vesentlig å etablere stivhetsdata for ideelle elementer både mht. statiske og dynamiske laster. Dette er sentralt både mht. underlag for spennviddetabeller og i forhold til etablering av relevante beregningsmetoder for de aktuelle parametrene. Etablering av stivhetsdata er nært knyttet til delaktivitet ”Samvirke” ledet av siv.ing. Geir Glasø ved Treteknisk Institutt. Beregningsresultater for nedbøyning og underlagsdata mht. stivhet for de aktuelle elementtypene er basert på excel regneark utarbeidet av Glasø.

Arbeid i dette prosjektet omfatter et betydelig antall målinger. Det har blitt etablert måleoppstillinger for å gjennomføre så ideelle målinger som mulig av basisegenskaper. I tillegg har vi hatt tilgang til bygg under oppføring hvor det har vært relevant å kunne gjennomføre måling av vibrasjonstekniske egenskaper og nedbøyning. Analyse, bearbeiding og presentasjon av måleresultater har også vært en betydelig aktivitet i prosjektet.

2. Kriterier for opplevde vibrasjoner

Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere har blitt studert i forskningsprosjektet ”*Comfort Properties of timber floor constructions*”. Arbeidet ble oppsummert i en prosjektrapport, se Homb (2007). For vanlige bjelkelag anbefaler vi at man framover benytter kriteriet utarbeidet av Hu (2007) ned til $f_0 = 10$ Hz. I tillegg bør man begrense deformasjonen ved at man tar utgangspunkt i tidligere definert grenseverdi med maksimalt 1,3 mm nedbøyning ved en punktlast på 1 kN. Nedenfor gir vi en oppsummering av vurderingene som foreligger så langt når det gjelder tverravstivede bjelkelag eller skiver.

2.1 Tverravstivede bjelkelag eller skiver

For bjelkelag med høy tverrstivhet, påstøp, massivtre dekker eller skivevirkning på annen måte eksisterer det foreløpig ikke tilsvarende sammenheng mellom opplevde egenskaper og aktuelle parametre som for vanlige bjelkelag. Det er foreslått et generelt kriterium basert på at laveste egenfrekvens skal være høyere enn 15 Hz for ikke innflyttede golv, se Dolan & al. (1999). Ved at man i tillegg innfører et krav om maksimal nedbøyning mener vi at det er relativt sikkert å bruke et kombinert kriterium basert på nedenstående formel ned til ca. 12,5 Hz, se Hu (2007), inntil man har mer omfattende erfaringer.

$$\frac{f_0}{\Lambda^{0.44}} > 18.7 \quad \text{eller} \quad \Lambda < \left(\frac{f_0}{18.7} \right)^{2.27} \quad \text{der} \quad [2.1]$$

f_0 = laveste egenfrekvens til golvelementet (Hz)

Λ = nedbøyning ved en punktlast på 1 kN (mm)

Kriteriet innebærer at man bestemmer verdier for frekvens og deformasjon ved hjelp av beregninger, se pkt. 2.2.

I området 8 – 12,5 Hz angir vi ingen konkrete forslag til kriterium. Det er imidlertid viktig å arbeide med dette for å kunne etablere klare kriterier på et seinere tidspunkt. Som underlag for dette foreslår vi at studier framover legger opp til beregninger og målinger ihht. tabell 2.1. Antall frekvenskomponenter og individuell separering mellom disse bør også inngå når dette studeres nærmere, ref. Ljunggren (2006).

Vi fraråder slike golvkonstruksjoner hvor laveste, beregnede egenfrekvens er under 8 Hz. Dette skyldes manglende sammenheng med hvordan golvkonstruksjonen oppleves. I tillegg er det sannsynlig at 2., 3. eller 4. harmoniske impulsen av gangfrekvensen (som er på ca. 2 Hz) kan sammenfalle med bjelkelagets egenfrekvens. Dette kan gi betydelig økte utsving og egenskaper som oppleves som svært ugunstige.

2.2 Prinsipper for beregning

Grunnleggende prinsipp er at prosjektering tar utgangspunkt i beregnede verdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast. Dette innebærer at man kun tar hensyn til strukturelle komponenter, dvs. bygningselementer som er nødvendige for statisk bæring. Da tar man ikke hensyn til møbler, innredning, ikkebærende vegger eller andre brukeravhengige valg i egen eller tilstøtende leilighet.

Inntil man har mer erfaring med slike løsninger, både praktisk og beregningsmessig anbefaler vi beregninger basert på elementenes leverte bredde. Foreløpige beregninger og målinger viser at virkningen av sideveis avstiving er liten både statisk og dynamisk, samtidig som beregningsmodellene er usikre med hensyn til dette bidraget. Dette vil medføre noe konservative beregninger, men i lys av at subjektive erfaringer ikke er samlet inn medfører dette en viss sikkerhetsfaktor mht. opplevde egenskaper.

2.3 Innsamling av underlag

I tabell 2.1 gis en oversikt over anbefalte parametre med hensyn til beregninger og målinger som utprøves i prosjektet *Comfort Properties of timber floor constructions*. Tabell er identisk med tilsvarende oversikt i Homb (2007). Dette vil danne grunnlaget for å evaluere kriterier for opplevde vibrasjoner på et seinere tidspunkt.

Tabell 2.1

Parametre for utvikling av kriterier i prosjektet; *Comfort Properties of timber floor constructions*

Metode	Beregninger	Målinger	Kommentarer
Impuls fra gummiball			
A) Generelt	f_0, f_1, f_2 osv. ¹⁾	f_0, f_1, f_2 osv. + damping	Beregninger: Diverse metoder Målinger: FFT-analyse av tidsserie
B) Ohlsson /EC 5	h'_{\max} ²⁾	Simulert h'_{\max}	Beregninger: Både forenklet og BLAG Fra målinger: Analyse ref. Homb (2006)
C) Smith & Chui	uavklart	a_{RMS} ³⁾	Beregning: Vurderes Målinger: Normaliseres til simulert helimpuls
Nedbøyning, Δ under 1 kN punktlast			
D) Generelt	Δ	Δ	Maksimal nedbøyning i mykeste punkt

¹⁾ Egenfrekvenser i stigende orden (Hz)

²⁾ Maksimal impulshastighetsrespons (m/s/Ns)

³⁾ Akselerasjonsnivå integrert over en viss tid, forslagsvis 1 sek (m/s²)

Metode merket A) og D) er nødvendig minimum for å kunne benytte kriterium fra Hu (2007). Metode B) og C) er alternative metoder som utvider underlaget og som måleteknisk inkluderer damping.

3. Eksperimentelle forsøk

Etasjeskillere med massivtre elementer er en relativt ny konstruksjonsløsning og det finnes få dokumenterte undersøkelser av stivhet og dynamiske egenskaper. Det er imidlertid gjennomført flere målinger av bruddkapasitet til bestemte produkter. Dette har også dannet grunnlag for beregning av E-modul til for eks. Moelven Massivtre (MMT) sine elementer. Nærmere underlag finnes i Treteknisk (2006). Med hensyn til opplevde vibrasjoner er det egenskaper ved svært små laster som er viktig og som gjør det nødvendig med andre målinger og beregninger. Målemetoder som er benyttet i dette prosjektet presenteres i pkt. 3.1 og 3.2. Det er til sammen gjennomført målinger av tre prøveoppstillinger med ulike elementvarianter og fire måleserier for elementer montert i bygg. Ved beskrivelse av de ulike sjikt i elementene brukes forkortelse "L" for langsgående bord (i spennretningen), og "T" for tverrgående bord.

3.1 Nedbøyning

Nedbøyningsmålinger har blitt gjennomført med utstyr og prinsipp som vist i Appendix A. Alle målepunkter er ved halve spennvidden og det er brukt en punktlast på 1 kN. Målepunkter sideveis er som angitt i de respektive tabeller i pkt. 3. Resultater som oppgis er aritmetiske middelverdier av nedbøyningene ved den aktuelle lastøkningen.

Måling av nedbøyning er gjennomført i alle forsøkene unntatt bokollektiv, Svartlamoen. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett er vist i tabeller i punkt 3.3 til 3.9, mens måleresultater er gitt i pkt. 4.

3.2 Vibrasjoner

Vibrasjonsmålingene har blitt gjennomført ihht. metode som beskrevet i Appendix B. For alle måleseriene, med unntak av Nardo barneskole, har vi benyttet målesystem I), se tabell B-2. Golvene er eksitert ved halve spennvidden, men det er forskjellige målepunkter både sideveis og i spennretningen, se Appendix B og de respektive tabeller i pkt. 3.3 til 3.8. Fra frekvensspekteret til overføringsfunksjonen mellom akselerasjonsnivå og kraft er laveste egenfrekvens plukket ut og gjennomsnittlig verdi er beregnet.

Det er gjennomført måling av vibrasjoner for alle forsøkene som presenteres i denne rapporten. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett er vist i tabeller i punkt 3.3 til 3.9, mens måleresultater er gitt i pkt. 4.

3.3 Holz100 elementer i prøveoppstilling

Holz100 elementene produseres med en bredde på ca. 2 m og har en total lengde på 4.5 m. I langs-gående falser blir elementene forbundet med skruer c/c ca. 600 mm.

209 mm element, total lengde 4,5 m, 4 sjikt følgende oppbygging:

L - 65 mm bord / 38 mm bord med + 45 ° vinkel / 38 mm bord med - 45 ° vinkel / L - 68 mm bord

Samvirke mellom sjiktene ivaretas av tredybler, se bilder i figur 3.1. Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.1. Målinger ble gjennomført 11. og 12. juli 2007 i en prøveoppstilling hos Holz100 på Braskereidfoss.



Figur 3.1.
Bilder fra forsøksoppstilling med Holz100 elementer.

Tabell 3.1.

Basiselement Holz100, 209 mm. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved halve spennvidden	Skisse
Holz-1	1.95 S-F-S-F	<ul style="list-style-type: none"> - 100 mm fra kant - senter element - 450 mm fra kant - 100 mm fra kant 	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>
Holz-2	4.00 S-F-S-F	<ul style="list-style-type: none"> - senter element 1 - 100 mm fra kant el. 2 - senter element 2 - 100 mm fra kant el. 2 	
Holz-3	4.00 S-F-S-S	<ul style="list-style-type: none"> - senter element 1 - 100 mm fra kant el. 1 - 100 mm fra kant el. 2 - senter element 2 	<p style="text-align: center;">Vertikalt</p>
Holz-4	4.00 S-S-S-S	Nedbøyning ikke målt	

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

3.4 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling

Moelven Massivtre (MMT) elementene består av bord som er krysslågt 90 ° i forhold til hverandre og limt sammen. Yttersjiktene kan også være kantlimt. Elementene produseres med en fast bredde på 1200 mm. Det freses normalt en langsgående fals på elementets overside. I falsen legges et kryssfinerbord som skrues fast til massivtre elementene. For de eksperimentelle forsøkene som er gjennomført ble det ikke benyttet løsning med nedfrest fals, men kryssfinerbordet (20 mm x 120 mm) ble skrudd fast med senteravstand ca. 75 mm på oversiden av elementene. Sjiktoppbyggingen er alltid symmetrisk om midtsnittet. Elementer rigget opp for målinger hadde følgende oppbygging:

140 mm element, total lengde henholdsvis 4,0 m og 7,3 m, 5 sjikt med oppbygging:

L - 32 mm bord / T - 21 mm bord / L - 34 mm bord / T - 21 mm bord / L - 32 mm bord

200 mm element, total lengde 9,1 m, 5 sjikt med oppbygging:

L - 44 mm bord / T - 33 mm bord / L - 45 mm bord / T - 33 mm bord / L - 44 mm bord

Bilder fra forsøksoppstillingen er vist i figur 3.2. Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.2. Målinger ble gjennomført 6. til 8. juni 2007 i en forsøksoppstilling hos Moelven Byggmodul på Moelv.



Figur 3.2.
Bilder fra forsøksoppstilling med Moelven Massivtre elementer.

Tabell 3.2.

Basiselement Moelven Massivtre. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved halve spennvidden	Skisse
MMT-1	0.60 S-F-S-F	- 100 mm fra kant - senter element - 100 mm fra kant	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>
MMT-2	2 x 0.60 S-F-S-F	- 100 mm fra kant - senter element - 100 mm fra kant	
MMT-3	1.20 S-F-S-F	- 100 mm fra kant - senter element - 100 mm fra kant	
MMT-4	3.60 S-F-S-F	Nedbøyning ikke målt	<p style="text-align: center;">Vertikalt</p>
MMT-5	3.60 S-F-S-S	Nedbøyning ikke målt	
MMT-6	3.60 S-S-S-S	Nedbøyning ikke målt	

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

3.5 Massivtre elementer med betong påstøp

Løsningen med massivtre element fra Moelven Massivtre og påstøp i betong betegnes også som Kombidekke. I oppbyggingen inngår det et limsjikt av epoxy som er uherdet ved påføring av betong. I forsøksoppstillingen er det brukt en stålfiberarmert betong med kvalitet B30, tykkelse ca. 60 mm. Elementer som er beskrevet i pkt. 3.4 er brukt til forsøkene med kombidekke. Oppbyggingen til selve massivtre elementene er derfor de samme som beskrevet i pkt. 3.4. Total oppbygging av disse konstruksjonsvariantene blir derfor:

200 mm kombidekke, total lengde henholdsvis 4,0 m og 7,3 m med oppbygging:

- 60 mm fiberarmert betong på epoxy lim
- 140 mm MMT element
-

260 mm kombidekke, total lengde 9, m med oppbygging:

- 60 mm fiberarmert betong på epoxy lim
- 200 mm MMT element

Bilder fra forsøksoppstillingen er vist i figur 3.3. Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.3. Målinger ble gjennomført 15. til 17. august 2007 i en forsøksoppstilling hos Moelven Byggmodul på Moelv.

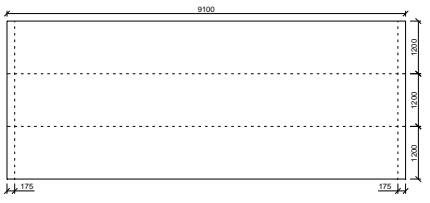
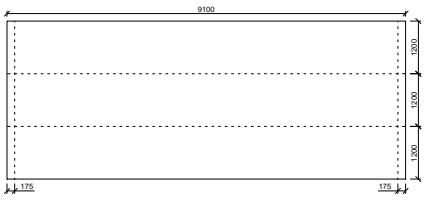
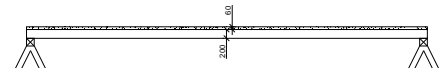


Figur 3.3.

Bilder fra forsøksoppstilling med Kombidekke elementer i forsøksoppstilling.

Tabell 3.3.

Kombidekke med massivtre. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved halve spennvidden	Skisse
KD-1	0.60 S-F-S-F	- 100 mm fra kant - senter element - 100 mm fra kant	Horisontalt 
KD-2	1.20 S-F-S-F	- 100 mm fra kant - senter element - 100 mm fra kant	
KD-3	1.20 S-F-S-F	Nedbøyning ikke målt	
KD-4	3.60 S-F-S-F	- 100 mm fra kant el. 1 - senter element 1 Tilsvarende for element 2 og element 3	Vertikalt 
KD-5	3.60 S-F-S-S	- 100 mm fra kant el. 1 - senter element 1 - senter element 2 - senter element 3	
KD-6	3.60 S-S-S-S	- senter element 1 - senter element 2 - 100 mm fra kant el. 2 - senter element 3	

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

3.6 Rekkehus Utleir, Trondheim

Etasjeskillere i rekkehus, Utleir er oppført med 120 mm massivtre elementer fra Martinsson (S), montert på bærevegger i bindingsverk. I stuedel er det ingen annen understøttelse eller vegg på oversiden. Elementene har en bredde på 1200 mm og består av bord som er krysslågt 90 ° i forhold til hverandre og limt sammen. Det er frest en langsgående fals på elementets overside. I falsen er det skrudd fast et kryssfinerbord med dimensjon 12,5 mm x 160 mm. Ved målingene var det montert elektrikerlekter (36 mm x 48 mm, c/c 600 mm) på elementenes underside, mens oversiden var ubehandlet massivtre. Elementer som var montert hadde følgende oppbygging:

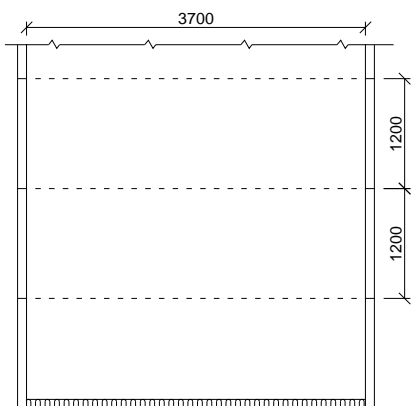
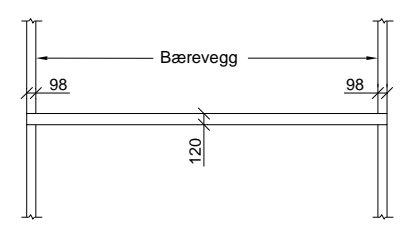
120 mm Martinsson massivtre, total lengde 3,9 m, 5 sjikt med oppbygging:

L - 19 mm bord / T - 31 mm bord / L - 19 mm bord / T - 32 mm bord / L - 19 mm bord

Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.4. Målinger ble gjennomført 14. juni 2007 i et rekkehus under oppføring på Utleir, Trondheim.

Tabell 3.4.

Massivtre dekke, Utleir. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved halve spennvidden	Skisse
UT-1	3.47 ¹⁾ S-S-S-S	<ul style="list-style-type: none"> - senter element 1 - over skjøt mot element 2 - senter element 2 - over skjøt mot element 3 - senter element 3 	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>  <p style="text-align: center;">Vertikalt</p> 

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

¹⁾ Avstand mellom yttervegg og innvendig delevegg

3.7 Bokollektiv Svartlamoen, Trondheim

Etasjeskillere i bokollektiv, Svartlamoen er oppført med 218 mm massivtre elementer fra Santner (AU). Elementene er produsert på tilsvarende måte som Moelven Massivtre og Martinsson med følgende oppbygging:

218 mm Santner massivtre, total lengde 6,2 m, 7 sjikt med oppbygging:

L - 35 mm bord / T - 35 mm bord / L - 20 mm bord / T - 35 mm bord / L - 20 mm bord /
T - 35 mm bord / L - 38 mm bord

Elementene er lagt opp på bærende yttervegger i 144 mm massivtre. På elementene er det ovenifra og ned montert følgende konstruksjon:

- 21 mm x 70 mm golvbord
- 20 mm sementsponplate
- 48 mm x 98 mm tilfarere på 80 mm tung mineralull (Støpeplate) c/c 600 mm
- 100 mm mineralull mellom tilfarere

I byggets lengderetning er det satt opp ikkebærende vegger av 96 mm massivtre både opp under og ned på etasjeskilleren. Denne veggen skiller felles oppholdsrom fra enkelthyblene. Samme type massivtre element er satt opp som skillevegg sideveis mellom hyblene. Bilder fra bygget er vist i figur 3.4.

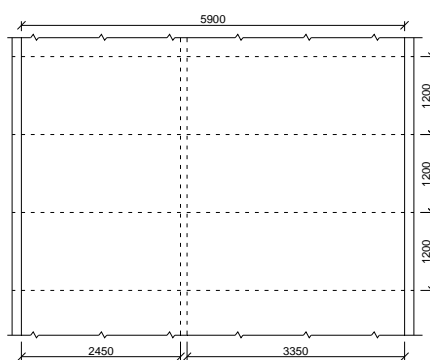
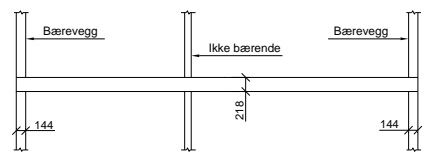
Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.5. Målinger ble gjennomført 22. mars 2005 i bygget på Svartlamoen, Trondheim.



Figur 3.4.
Bilder fra bokollektiv Svartlamoen.

Tabell 3.5.

Massivtre dekke, Svartlamoen. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter	Skisse
SL-1	3.55 ¹⁾ S-S-S-S	Nedbøyning ikke målt	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>  <p style="text-align: center;">Vertikalt</p> 

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

¹⁾ Avstand mellom delevegger (parallelt elementretningen) mellom hybler

3.8 Leiligheter Egenes Park, Stavanger

Etasjeskillere i leilighetsprosjektet Egenes Park er oppført med 220 mm massivtre elementer fra Moelven Massivtre. Det er frest en langsgående fals på elementets overside. I falsen er det skrudd fast et kryssfinerbord med dimensjon 12,5 mm x 160 mm. Golvelementene i prosjektet har følgende oppbygging:

220 mm Moelven Massivtre, total lengde 7,2 m og 14,4 m,7 sjikt med oppbygging:

L – 30 mm bord / T - 32 mm bord / L - 32 mm bord / T - 32 mm bord / L - 32 mm bord /

T - 32 mm bord / L - 30 mm bord

Elementene er lagt opp på bærende skillevegger i 100 mm massivtre. På massivtre dekket skal det ovenifra og ned monteres følgende konstruksjon:

- Parkett
- 36 mm Hunton Silencio Thermo
- 13 mm gipsplate
- 22 mm sponplate
- 48 mm x 223 mm bjelker c/c 600 mm
- 25 mm Sylomer klosser, bredde 39 mm c/c 600 mm, varierende lengde og stivhet (farge)

Bilder fra Egenes Park er vist i figur 3.5. Måling EG-1, 3 og 4 ble gjennomført kun med massivtre-elementet montert, mens måling EG-2 ble gjennomført med oppbygging av overgolv til og med 22 mm sponplate. Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.6. Målinger ble gjennomført 7., 8. og 9. mai 2008 i Stavanger.



Figur 3.5.
Bilder fra Egenes Park

Tabell 3.6.

Massivtre dekke, Egenes Park. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved halve spennvidden	Skisse
EG-1	10.4 S-S-S-S	- senter element 4, 5 og 6 - kant a element 4, 5 og 6 - kant b element 4, 5 og 6	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>
EG-2 ¹⁾	10.4 S-S-S-S	- bjelke 2 til 7 også i punktene L/3 og 2L/3	
EG-3 ²⁾	10.4 S-S-S-S	- senter element 3, 4 og 5 - kant a element 3, 4 og 5 - kant b element 3, 4 og 5	<p style="text-align: center;">Vertikalt</p>
EG-4	2.2 S-F-S-S	- senter element 1 og 2 - kant element 1 og 2 - L/3 og 2L/3 for element 1 og 2	

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

¹⁾ Med overgolvløsning som beskrevet i tekst

²⁾ Element kontinuerlig over to spenn

3.9 Barneskole Nardo, Trondheim

Noen etasjeskillere ved Nardo barneskole oppføres med vanlige massivtre elementer fra Martinsson, (S). På målested er disse montert på bærevegger i massivtre. Det er frest en langsgående fals på elementets overside. I falsen er det skrudd fast et kryssfinerbord med dimensjon 12,5 mm x 160 mm. Elementer som var montert hadde følgende oppbygging:

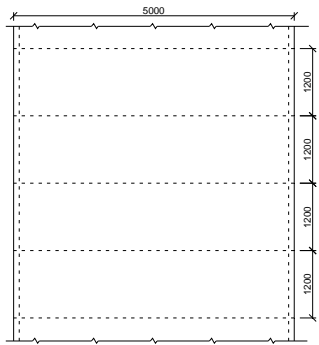
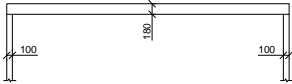
180 mm Martinsson massivtre, total lengde 5,0 m, 7 sjikt med oppbygging:

L - 19 mm bord / T - 34 mm bord / L - 21 mm bord / T - 32 mm bord / L - 21 mm bord / T - 34 mm bord / L - 19 mm bord

Detaljer om konstruksjonsoppbygging og målinger er vist i tabell 3.7. Målinger ble gjennomført 30. januar 2008 når skolen var under oppføring.

Tabell 3.7.

Massivtre dekke, Nardo barneskole. Konstruksjonsbeskrivelse og måleoppsett.

Variant	Bredde (m) Opplegg *	Målepunkter ved L/2	Skisse
NA-1	7.2 ¹⁾ S-S-S-S	<ul style="list-style-type: none"> - senter element 1, 2 og 3 - over skjõt mellom element 1 og 2 - over skjõt mellom element 2 og 3 	<p style="text-align: center;">Horisontalt</p>  <p style="text-align: center;">Vertikalt</p> 

* Opplegg for elementene:

S = Simply supported / fritt opplagt

F = Free / ingen understøttelse

¹⁾ Avstand mellom innvendige delevegger

4. Måleresultater nedbøyning og vibrasjoner

I dette kapitlet presenteres resultater fra målinger på prøveoppstillingene og målinger fra dekker montert i bygg. De viktigste resultatene fra målinger av egenfrekvens og nedbøyning er oppgitt. Lysåpning benyttes som mål for spennvidden til elementene.

4.1 Holz100 elementer i prøveoppstilling

I tabell 4.1 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for basiselement Holz100.

Tabell 4.1

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, basiselement Holz100.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning (mm)	
					Kant	Senter
209 mm						
Holz-1	S-F-S-F	4.14	1.95	19.1	0.64	~ 0.37
Holz-2	S-F-S-F	4.14	4.00	19.1	0.65	~ 0.26
Holz-3	S-F-S-S	4.14	4.00	18.9	-	~ 0.25
Holz-4	S-S-S-S	4.14	4.00	19.7	-	-

Målingene viser at laveste egenfrekvens ligger relativt høyt, i stor grad fordi spennvidden er relativt kort. Målingen viser også at egenfrekvensen i svært liten grad påvirkes av oppleggsbetingelser i elementets lengderetning. Dette innebærer at den praktiske tverrstivheten mellom to naboelementer er liten ved en dynamisk last. Måling av nedbøyning viser lave verdier i senter av elementene med tilnærmet dobbelt verdi mot frie kanter av elementet.

4.2 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling

I tabell 4.2 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for basiselement Moelven Massivtre.

Målingene viser som forventet svært spennviddeavhengige egenfrekvenser og at egenfrekvensen i moderat grad påvirkes av oppleggsbetingelser i elementets lengderetning. Dette innebærer at den praktiske tverrstivheten mellom to naboelementer er liten ved en dynamisk last. Måling av nedbøyning viser relativt høye verdier men er avhengig av spennvidde. For elementer med liten bredde er det liten forskjell på nedbøyning i senter av elementet i forhold til kanter.

Tabell 4.2

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, basiselement Moelven Massivtre.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde	Golvets bredde	Målt f_0	Målt nedbøyning (mm)	
					Kant	Senter
140 mm		(m)	(m)	(Hz)	Kant	Senter
MMT-1	S-F-S-F	3.75	0.6	19.4	0.90	0.90
MMT-2	S-F-S-F	6.89	2 x 0.6	6.3	2.19	2.41
200 mm		(m)	(m)	(Hz)	Kant	Senter
MMT-3	S-F-S-F	8.75	1.2	5.6	1.69	1.71
MMT-4	S-F-S-F	8.75	3.6	5.3	-	-
MMT-5	S-F-S-S	8.75	3.6	5.9-6.3	-	-
MMT-6	S-S-S-S	8.75	3.6	8.8	-	-

4.3 Massivtre elementer med betong påstøp

I tabell 4.3 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for Kombidekke med massivtre.

Tabell 4.3

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, Kombidekke med massivtre.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde	Golvets bredde	Målt f_0	Målt nedbøyning (mm)	
					Kant	Senter
200 mm		(m)	(m)	(Hz)	Kant	Senter
KD-1	S-F-S-F	3.75	0.6	21.9	0.20	0.21
KD-2	S-F-S-F	6.89	1.2	6.9	0.70	0.72
KD-3	S-F-S-F	3.45 *	1.2	10.9	-	-
260 mm		(m)	(m)	(Hz)	Kant	Senter
KD-4	S-F-S-F	8.75	3.6	5.6	0.36	0.26
KD-5	S-S-S-S	8.75	3.6	8.9	0.09	0.16
KD-6	S-F-S-F	6.3 *	3.6	6.9	0.27	0.17

* Supplerende understøttelse, lengste frie spennvidde

Målingene viser tilsvarende pkt. 4.2 svært spennviddeavhengige egenfrekvenser og at egenfrekvensen i moderat grad påvirkes av oppleggsbetingelser i elementets lengderetning. Dette innebærer at den praktiske tverrstivheten mellom to naboelementer er liten ved en dynamisk last selv med påstøpløsningen som er brukt her. Måling av nedbøyning viser lave verdier når flere elementer er koblet sammen sideveis. For elementer med liten bredde er det liten forskjell på nedbøyning i senter av elementet i forhold til kanter.

4.4 Rekkehus Utleir, Trondheim

I tabell 4.4 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for massivtre element montert i rekkehus, Utleir.

Tabell 4.4

Måleresultater for nedbøyning og vibrasjoner, rekkehus Utleir.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Målt f_0 (Hz)	Målt nedbøyning (mm) ved 1 kN punktlast	
					Kant	Senter
UT-1	S-S-S-S	3.70	3.47	20.6	-	0.39

Målingene viser relativt høy egenfrekvens og liten nedbøyning. Sammenkobling av elementer sideveis gir en reduksjon av den målte nedbøyningen.

4.5 Bokollektiv Svartlamoen, Trondheim

I tabell 4.5 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens for massivtre element montert i fleretasjes hus, Svartlamoen.

Tabell 4.5

Måleresultater for vibrasjoner, bokollektiv Svartlamoen.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Målt f_0 (Hz)
SL-1	S-S-S-S	5.9 ¹⁾	3.55	12.8 ²⁾

¹⁾ Ikkebærende vegg 2,45 m fra ende/yttervegg, se tabell 3.5.

²⁾ Målepunkt, eksponert massivtre i himling.

Ved målingene ble akselerasjonsgivere plassert på overgolvet, på innervegg i underliggende etasje og direkte på massivtre elementet i underliggende himling. Massivtredekkets egenfrekvenser er tydeligst observert med givere plassert direkte på massivtre elementet i himling. Oppbyggingen av overgolvet med tilfarere på mineralullplater medfører at støt fra gange, hopping osv. blir dempet. Analyse av måleresultatene viser at egenfrekvenser for selve massivtredekket kun vises i enkelte punkter og at vibrasjonene i overgolvet dempes fort ut. Det forventes derfor ikke sjenerende vibrasjoner fra vanlig gange, hopping osv. på golvene i bygget.

4.6 Leiligheter Egenes Park, Stavanger

I tabell 4.6 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøyning under punktlast for massivtre element montert i fleretasjes hus, Egenes Park.

Tabell 4.6

Måleresultater for nedbøying og vibrasjoner, Egenes Park.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde	Golvets bredde	Målt f_0	Målt nedbøying (mm)	
					ved 1 kN punktlast	
220 mm		(m)	(m)	(Hz)	Kant	Senter
EG-1	S-S-S-S	6.84	10.4	10.7	0.20	0.20
EG-2	S-S-S-S	6.85 ¹⁾	10.4	13.9 ²⁾	På bjelke	0.81-1.25
EG-3	S-S-S-S	5.7 ³⁾	10.4	16.6 ⁴⁾	0.11	0.13
EG-4	S-F-S-S	6.85	2.2	11.8	0.31 ⁵⁾	0.40 ⁵⁾

¹⁾ Overgolv med 25 mm Sylomer klosser, 48 x 223 mm bjelker og 22 mm sponplate.

Massivtre element understøttet av lette, ikkebærende vegger

²⁾ Eksponert massivtre i himling. Vibrasjoner i overgolvet er betydelig dempet, men med egenfrekvenser i området 20 – 30 Hz.

³⁾ Massivtre elementer kontinuerlig over 2 spenn (totalt 14,38 m). Understøttelse av lette vegger også 1,15 m inn fra endebæreveggene.

⁴⁾ Middelerdi for måledata i frekvensområdet 15,3 til 18,8 Hz

⁵⁾ På ytre element

Målingene viser som man kan forvente egenfrekvenser avhengig av spennvidde. I tillegg påvirkes egenfrekvensen til en viss grad av oppleggsbetingelser i elementets lengderetning, se spesielt EG-1 i forhold til EG-4. Målevariant EG-3 viser at egenfrekvensen øker når det er kontinuerlig element over to spenn, men den effektive spennvidden er også kortere enn angitt på grunn av en inntrekk vegg i underkant av elementet. Måling av nedbøying direkte på massivtre elementene viser lave verdier. For målevariant EG-2 med overliggende tilfarergolv (bjelker) på Sylomerklosser er måleverdiene i stor grad bestemt av tilfarerløsningen. Dette gir seg utslag i relativt høye verdier for nedbøying. Det forventes ikke sjenerende vibrasjoner fra vanlig gange, hopping osv. på denne type golv i bygget.

4.7 Barneskole Nardo, Trondheim

I tabell 4.7 presenteres gjennomsnittlige måleverdier for laveste egenfrekvens og nedbøying under punktlast for massivtre elementer montert i Nardo barneskole, Trondheim.

Tabell 4.7

Måleresultater for vibrasjoner, Nardo barneskole

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde	Golvets bredde	Målt f_0	Målt nedbøying (mm)	
					ved 1 kN punktlast	
180 mm		(m)	(m)	(Hz)	Skjøt	Senter
NA-1	S-S-S-S	4.80	7.2	15.7 *	0.24	0.32

* For enkelte elementer, synlig egenfrekvens også ved 12,5 Hz

Målingene viser relativt høy egenfrekvens og liten nedbøying.

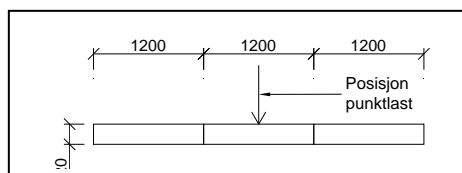
5. Samvirke mellom elementer

Massivtre elementer produseres med en fast bredde, eksempelvis 1200 mm for MMT-elementer. I bygning legges elementer inntil hverandre og festes sammen i lengderetningen. Dette kan gjøres på flere måter, men løsningene som er benyttet så langt er kort beskrevet i pkt. 3. Hvilken tverrfordelende lastvirkning denne sammenføyningen har vil påvirke både statiske og dynamiske egenskaper til etasjeskilleren som en komplett konstruksjon. Løsningen med bord i en fals er en myk sammenkobling som ikke overfører moment. Målinger av både vibrasjonsegenskaper og nedbøyning under en punktlast er gjennomført med flere sammenkoblede elementer i mange av forsøksstillingene. Resultater fra målinger av sammenkoblede elementer presenteres i pkt. 5.1 og 5.2.

5.1 Vurderinger av målt nedbøyning

For **Holz100 elementer i prøveoppstilling** er oppleggsbetingelser og detaljerte måleresultater vist i pkt. 2 i Appendix E. Måleresultatene viser at punktlast fra ett element i praksis ikke gir nedbøyning av naboelement ($< 5\%$). Dvs. at den benyttede skjøteløsning ikke gir tverrfordeling av en statisk punktlast. I forsøk Holz-3 var ett av kantelementene understøttet.

Apeland (2008) har gjennomført målinger av nedbøyning til elementer fra blant annet **Moelven Massivtre**, med tilsvarende forsøksoppstilling som vist i pkt. 3.4 og 3.5. Det er benyttet en oppstilling med enkeltelementer og 3 elementer koblet sammen sideveis som vist i figur 5.1. Disse elementene er montert med en lysåpning på 6980 mm (elementlengde 7180 mm).



Figur 5.1. Oppleggsbetingelser ved forsøk Apeland (2008). Snitt i senterlinje.

Resultater fra målingene med en statisk punktlast på 1 kN på midtre element:

Enkeltelementer: Gjennomsnittlig nedbøyning 1,0 mm

Sammensatte elementer, nedbøyning senterelement: 0,41 mm

Sammensatte elementer, nedbøyning til naboelementer: 0,35 – 0,38 mm

Måleresultatene viser at punktlast fra ett element gir nedbøyning av naboelement. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement viser en gjennomsnittlig verdi på ca. 90 %. Skjøteløsning mellom elementene gir i dette tilfellet en betydelig tverrfordelende virkning mht. statisk last. De ytre kantelementene er ikke understøttet.

For løsninger med **massivtre elementer med betong påstøp (Kombidekke)** er oppleggsbetingelser og detaljerte måleresultater vist i pkt. 3 i Appendix E. Måleresultatene viser at punktlast på et element gir nedbøyning av naboelement. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement blir i gjennomsnitt ca. 75 % for tilfelle KD-4 når de ytre kantelementer ikke er understøttet. Når disse er understøttet på begge sider, dvs. tilfelle KD-5, blir naboelementets nedbøyning i forhold til

senterelementet i gjennomsnitt ca. 60 %. Dvs. at den tverrfordelende virkningen på nedbøyningen blir en del redusert når de ytre elementene har understøttelse.

I mange **leiligheter i Egenes Park** er opptil 9 elementer sammenkoblet sideveis, mens to elementer er sammenkoblet sideveis i felles trappegang. Oppleggsbetingelser og detaljerte måleresultater er vist i pkt. 4 i Appendix E. Måleresultatene viser at punktlast på et element gir nedbøyning av naboelement. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement blir i gjennomsnitt ca. 70 % for tilfelle EG-1 og ca. 50 % for tilfelle EG-3. I alle disse tilfellene er målinger gjennomført mellom element nr. 3 og 6 i forhold til kantelementer som er understøttet med bindingsverksvegger. Den tverrfordelende virkningen på nedbøyningen blir altså redusert med opplegg over to spenn i tillegg til inntrukket understøttelse (tilfelle EG-3), se tabell 3.6 og 4.6. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement blir i gjennomsnitt ca. 35 % for tilfelle EG-4. Den tverrfordelende virkningen på nedbøyningen blir altså vesentlig redusert når naboelementet er kantunderstøttet.

I **rekkehus Utleir** er 8 elementer sammenkoblet sideveis. Målinger har blitt gjennomført på tre elementer på et parti hvor det ikke var understøttelser eller avstivinger innenfor en bredde på 3,47 m. Oppleggsbetingelser og detaljerte måleresultater er vist i pkt. 5 i Appendix E. Måleresultatene viser at punktlast fra ett element gir nedbøyning av naboelement. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement viser en gjennomsnittlig verdi på ca. 75 %. Skjøteløsning mellom elementene har altså en tverrfordelende virkning mht. statisk last.

På målestedet, **Nardo barneskole** er 6 elementer koblet sammen sideveis. Målinger har blitt gjennomført på tre elementer i midtpartiet. Oppleggsbetingelser og detaljerte måleresultater er vist i pkt. 6 i Appendix E. Måleresultatene viser at punktlast fra ett element gir nedbøyning av naboelement. Nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement viser en gjennomsnittlig verdi på ca. 40 %. Skjøteløsning mellom elementene gir i dette tilfellet en begrenset tverrfordelende virkning mht. statisk last.

5.2 Vurderinger av målt egenfrekvens

For **Holz100 elementer i prøveoppstilling** er oppleggsbetingelser vist i fig. E-1 og E-2 i Appendix E, mens måleresultater er gitt i tabell 4.1. Måleresultatene viser laveste egenfrekvens på 19,1 Hz for et enkeltelement, men den øker til 19,7 Hz når begge kanter er understøttet. Denne økningen vil i praksis ikke være merkbar. Resultatet innebærer også at skjøteløsningen ikke gir tverrfordelende virkning mht. små dynamiske laster.

For **Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling** er oppleggsbetingelsene tilsvarende fig. E-3 og E-4 i Appendix E, mens måleresultater for variantene MMT-3 til MMT-6 er gitt i tabell 4.2. Måleresultatene viser laveste egenfrekvens på 5,6 Hz for et enkeltelement og at dette synker til 5,3 Hz med 3 sammenkoblede elementer. I begge tilfellene er elementenes kanter frie. Når en av kantene understøttes øker laveste egenfrekvens til i området 5,9 – 6,3 Hz. Denne økningen vil i praksis ikke være merkbar. Laveste egenfrekvens øker til 8,8 Hz når begge kanter understøttes. Dette er prosentvis en betydelig økning (ca. 66 %), vil være merkbar, men som det framgår av pkt. 6.3 vesentlig mindre enn beregningsresultatene viser.

For løsninger med **massivtre elementer med betong påstøp (Kombidekke)** er oppleggsbetingelser vist i fig. E-3 og E-4 i Appendix E, mens måleresultater for variantene KD-4 og KD-5 er gitt i tabell 4.3. Måleresultatene viser laveste egenfrekvens på 5,6 Hz for elementflaten med bredde 3,6 m. Her er elementenes kanter frie. Laveste egenfrekvens øker til 8,9 Hz når begge kanter understøttes. Dette er prosentvis en betydelig økning (ca. 59 %), vil være merkbar, men som det framgår av pkt. 6.4 svært mye mindre enn beregningsresultatene viser.

5.3 Oppsummering

I alle forsøk med krysslimte elementer, har elementene blitt sammenkoblet sideveis med et kryssfinerbord montert i fals på elementenes overside eller direkte på elementenes overside. Kryssfinerbordet blir skrudd fast til elementene på begge sider og med kort avstand mellom skruer, spesielt mot opplegg. Selv om sammenkoblingen har vært lik i disse tilfellene er den tverrfordelende virkningen forskjellig avhengig av hvordan elementene for øvrig er montert. Når elementene ikke er understøttet i lengderetningen blir nedbøyning av naboelement mellom ca. 70 % og 90 % i forhold til senterelementet. Når elementene er understøttet i lengderetningen viser målingene at nedbøyning av naboelement i forhold til senterelement blir mellom ca. 30 % og 40 %. For Kombi-dekke med massivtre blir situasjonen noe tilsvarende. Måling av egenfrekvenser viser marginal endring med sammenkobling av elementer, men en økning på omkring 60 % når begge elementkantene understøttes. Dette er allikevel vesentlig lavere enn beregningene viser.

I forsøk med dyblede elementer er det valgt en løsning med fals, se pkt. 3.3 med skruer som forbinder elementene sideveis c/c ca. 600 mm. Målingene viser at denne løsningen ikke gir tverrfordeling av en statisk punktlast fra ett element til naboelementet. Måling av egenfrekvenser viser marginal endring både med sammenkobling av elementer og når elementkantene understøttes.

6. Beregninger

6.1 Beregningsmetoder

Beregning av nedbøyning er gjennomført med metode utviklet ved Treteknisk, se Appendix C og Treteknisk (2006). Beregningene er basert på stivhetsdata fra samme kilde og er gjennomført med 1 m elementbredde og golvets bredde (begrenset av eventuelle kantunderstøttelser). I alle beregningene er det benyttet fasthetsklasse C24 for de ytre lameller og C14 for øvrige lameller. Lysåpning benyttes som mål for spennvidden til elementene.

Beregning av egenfrekvenser er gjennomført med metoder beskrevet i Appendix D. Dersom man forenkler konstruksjonen til at det er en isotrop konstruksjon bør man benytte modell av Leissa. Dette er gjennomført for konstruksjonsvarianter med fritt opplegg på to sider og hvor de andre sidene er uten understøttelse. Et massivtre element er imidlertid en ortotrop konstruksjon og derfor bør man framskaffe stivhetsdata både i spennretningen og på tvers av spennretningen. Den generelle anisotrope beregningsmodellen anbefales, men denne forutsetter fritt opplegg på alle 4 sider. Denne modellen er brukt for slike konstruksjonsvarianter. Ortotrop modell av Leissa tar hensyn til ulike oppleggsbetingelser men gir ikke samme resultat som den generelle modellen. Dette omtales nærmere.

6.2 Holz100 elementer i prøveoppstilling

Resultater fra beregninger av basiselementer fra Holz100 er vist i tabell 6.1.

Tabell 6.1

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, basiselement Holz100.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate- vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
Holz-1	S-F-S-F	4.14	1.95	95	8.4	-	10.8	1.17/0.31
Holz-2	S-F-S-F	4.14	4.00	95	8.4	-	10.8	1.17/0.07
Holz-3	S-F-S-S	4.14	4.00	95	-	-	12.3	-
Holz-4	S-S-S-S	4.14	4.00	95	-	17.5	19.4	-

* Elementbredde 1 m / golvets bredde. Benyttet glidningsmodul til tredybel = 800 N/mm. Bredde over 2 m er lite relevant fordi tverrstivheten i praksis er svært lav.

Beregningene viser at egenfrekvensen øker vesentlig hvis man regner med kantunderstøttelse av elementene, se spesielt Holz-4. Beregnet nedbøyning er svært avhengig av hvilken effektiv bredde som benyttes.

6.3 Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling

Resultater fra beregninger av basiselementer fra Moelven Massivtre (MMT) er vist i tabell 6.2.

Tabell 6.2

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, basiselement Moelven Massivtre.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
140 mm								
MMT-1	S-F-S-F	3.75	0.6	70	19.9	-	19.6	0.51/0.86
MMT-2	S-F-S-F	6.89	2 x 0.6	70	5.9	-	5.8	3.19/2.66
200 mm		(m)	(m)					
MMT-3	S-F-S-F	8.75	1.2	100	5.1	-	5.1	2.31/1.92
MMT-4	S-F-S-F	8.75	3.6	100	5.1	-	5.1	2.31/0.64
MMT-5	S-F-S-S	8.75	3.6	100	-	-	7.8	-
MMT-6	S-S-S-S	8.75	3.6	100	-	15.9	18.0	-

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

Beregningene viser som forventet svært spennviddeavhengige egenfrekvenser, men at egenfrekvensen øker vesentlig hvis man regner med kantunderstøttelse av elementene, se for eks. MMT-6. Beregnet nedbøyning viser relativt høye verdier, men naturligvis avhengig av spennvidde.

6.4 Massivtre elementer med betongpåstøp i prøveoppstilling

Resultater fra beregninger av massivtre elementer med betong påstøp er vist i tabell 6.3.

Tabell 6.3

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, kombidekke med massivtre.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate- vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
200 mm								
KD-1	S-F-S-F	3.75	0.6	208	23.4	-	23.0	0.13/0.21
KD-2	S-F-S-F	6.89	1.2	208	6.9	-	6.8	0.80/0.66
KD-3	S-F-S-F	3.45	1.2	208	-	-	-	-
260 mm		(m)	(m)					
KD-4	S-F-S-F	8.75	3.6	238	5.9	-	5.8	0.76/0.21
KD-5	S-S-S-S	8.75	3.6	238	-	28.3	32.2	-
KD-6	S-F-S-F	6.3 *	3.6	238	-	-	-	-

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

Beregningene viser tilsvarende som pkt. 6.3 svært spennviddeavhengige egenfrekvenser. Disse beregningene viser også at egenfrekvensen øker vesentlig hvis man regner med kantunderstøttelse av elementene, se for eks. KD-5. Beregnet nedbøyning viser generelt lave verdier, men naturligvis avhengig av spennvidde.

6.5 Rekkehus Utleir, Trondheim

Resultater fra beregninger av massivtre element (produsent Martinsson) montert i rekkehus Utleir er vist i tabell 6.4.

Tabell 6.4.

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, massivtre dekke Utleir.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
120 mm								
UT-1	S-S-S-S	3.70	3.47	60	(16.0)	23.9	28.7	0.97/0.28

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

Beregningene viser relativt høye egenfrekvenser, i betydelig grad påvirket av randbetingelsene med fritt opplagte elementer på alle 4 sider. Beregningen viser lav nedbøyning når man benytter golvets bredde.

6.6 Bofellesskap Svartlamoen, Trondheim

Resultater fra beregninger av massivtre element (produsent Santner) montert i bokollektiv Svartlamoen er vist i tabell 6.5.

Tabell 6.5.

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, massivtre dekke Svartlamoen.

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate- vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
218 mm								
SL-1	S-S-S-S	5.9	3.55	109	(11.9)	23.1	27.1	0.61/0.17

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

Beregningene viser høye egenfrekvenser og liten nedbøyning når man benytter randbetingelser med fritt opplagte elementer på alle 4 sider.

6.7 Leiligheter Egenes Park, Stavanger

Resultater fra beregninger av massivtre elementer (produsent Moelven Massivtre) montert i boligprosjektet Egenes Park er vist i tabell 6.6.

Tabell 6.6.

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, massivtre elementer Egenes Park

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
EG-1	S-S-S-S	6.84	10.4	110	(8.5)	9.5	10.6	1.02/0.10
EG-3	S-S-S-S	5.7 ¹⁾	10.4	110	(12.2)	13.1	14.2	0.59/0.06
EG-4	S-F-S-S	6.85	2.2	110	(8.4)	-	17.5	1.02/0.46

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

¹⁾ Vegg på underside 1,15 m inn på elementet fra bærevegg

Beregningene viser moderate egenfrekvenser, men i stor grad påvirket av randbetingelsene med fritt opplagte elementer på 3 eller 4 sider. Beregningen viser lav nedbøyning når man benytter virkelig elementbredde.

6.8 Barneskole Nardo, Trondheim

Resultater fra beregninger av massivtre elementer (produsent Martinsson) montert på Nardo barneskole er vist i tabell 6.7.

Tabell 6.7.

Beregningsresultater for nedbøyning og vibrasjoner, massivtre dekke Nardo barneskole

Variant	Oppleggs- betingelse	Spenn- vidde (m)	Golvets bredde (m)	Flate- vekt (kg/ m ²)	Beregnet egenfrekvens f ₀ (Hz)			Beregnet ned- bøyning * (mm)
					Isotrop Leissa	Ortotrop gen.	Ortotrop Leissa	
NA-1	S-S-S-S	4.8	7.2	90	(12.8)	15.6	18.1	0.77/0.11

* Elementbredde 1 m / golvets bredde

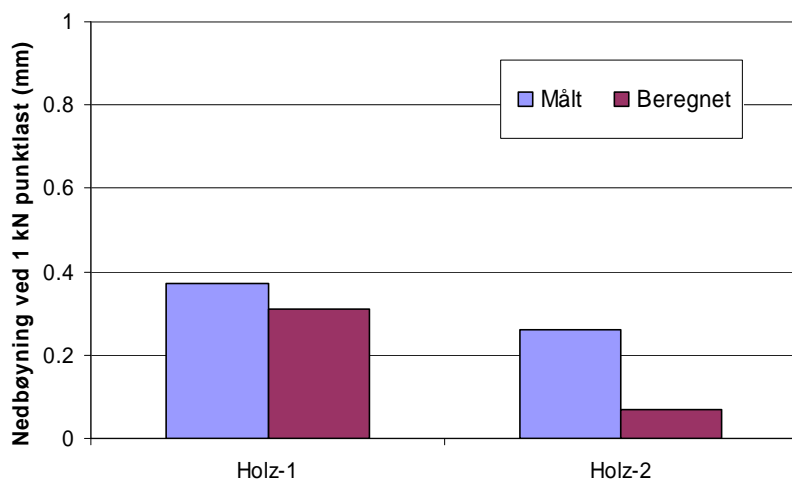
Beregningene viser relativt høye egenfrekvenser, i betydelig grad påvirket av randbetingelsene med fritt opplagte elementer på alle 4 sider. Beregningen viser lav nedbøyning når man benytter virkelig elementbredde.

7. Sammenstilling av resultater

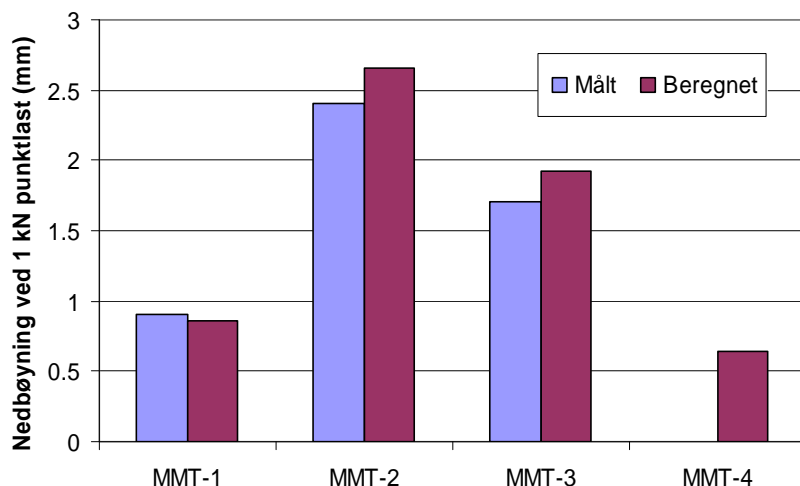
I pkt. 7.1 sammenstilles måleresultater og beregningsresultater vedrørende nedbøyning under en punktlast, mens pkt. 7.2 gir en tilsvarende sammenstilling når det gjelder målte og beregnede egenfrekvenser. Resultatene kommenteres i tilknytning til hver egenskap og samlet i pkt. 7.3.

7.1 Nedbøyning

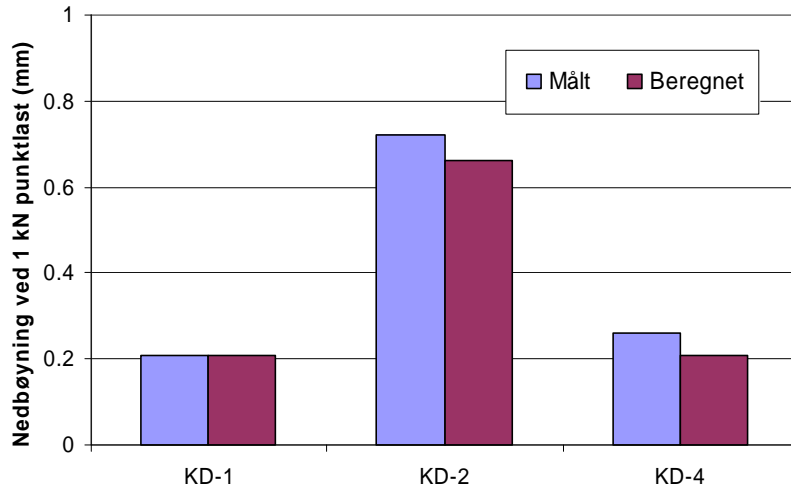
Resultater fra målinger og beregninger av nedbøyning for de ulike prøveoppstillingene og målinger i bygg er vist i figur 7.1 til 7.5. Opplysninger om konstruksjon, spennvidder osv. er gitt i pkt. 3 og tabeller i pkt. 4 og 6.



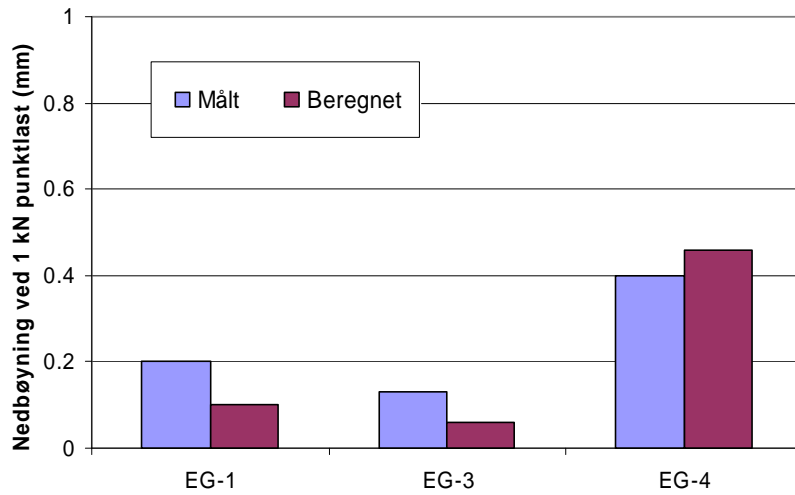
Figur 7.1
Måle- og beregningsresultater for Holz100 elementer i prøveoppstilling.



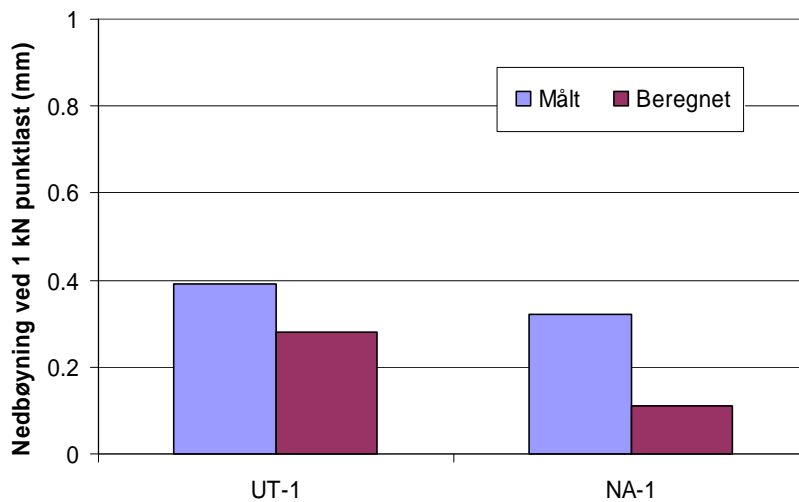
Figur 7.2
Måle- og beregningsresultater for Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling.



Figur 7.3
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer med betong påstøp (Kombidekke) i prøveoppstilling.



Figur 7.4
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer ved Egenes Park.

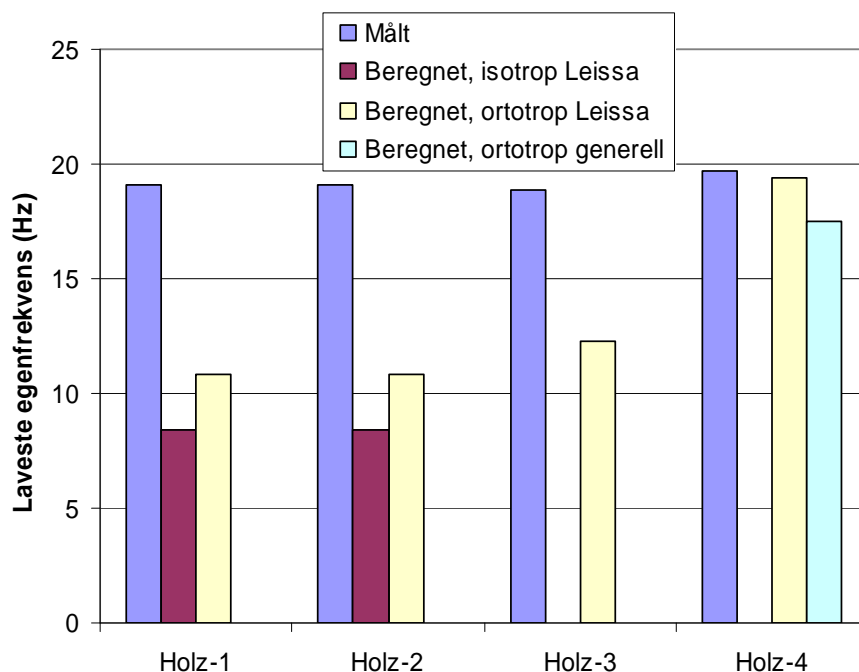


Figur 7.5.
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer ved rekkehus Utleir og Nardo barneskole.

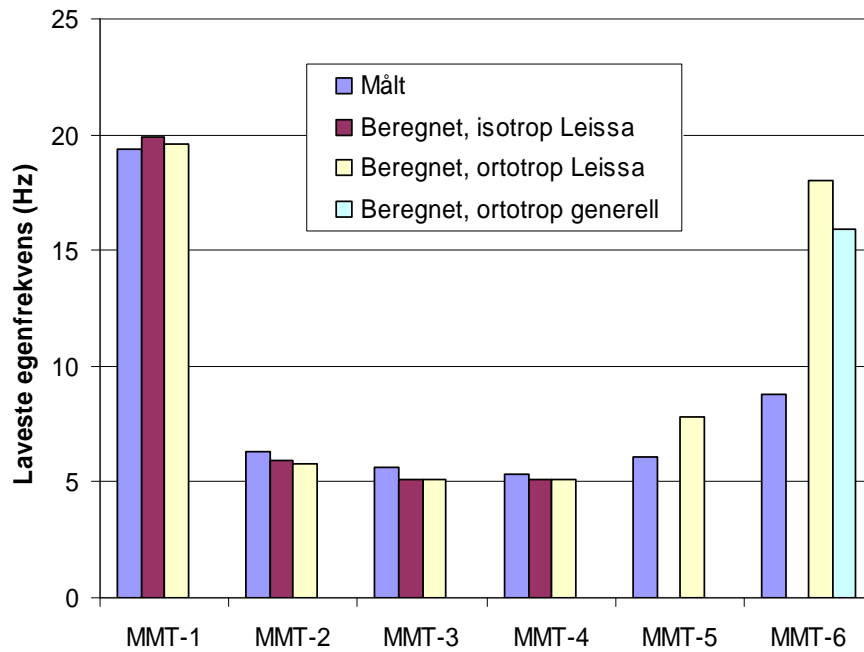
For dyblede elementer viser sammenstillingen i figur 7.1 at beregningen gir lavere/svært mye lavere nedbøyning enn målte verdier selv om beregningen baserer seg på at det er lite samvirke mellom lamellene. For krysslimte elementer uten eller med betong påstøp er det generelt akseptabelt samsvar mellom målte og beregnede verdier fra forsøksoppstillingene, se figur 7.2 og 7.3. For de oppførte bygg er det svært varierende sammenheng mellom målte og beregnede verdier, se figur 7.4 og 7.5. De beregnede verdiene er vesentlig lavere enn de målte i de tilfellene hvor golvet bredde er stor. Årsaken er at beregningene forutsetter stiv forbindelse mellom elementene sideveis, men som vist i pkt. 5 oppnår man ikke dette med de valgte løsningene. For alle eksemplene kan det også være avvik mellom hvilken stivhet elementene virkelig har i forhold til beregningsforutsetningene.

7.2 Egenfrekvens

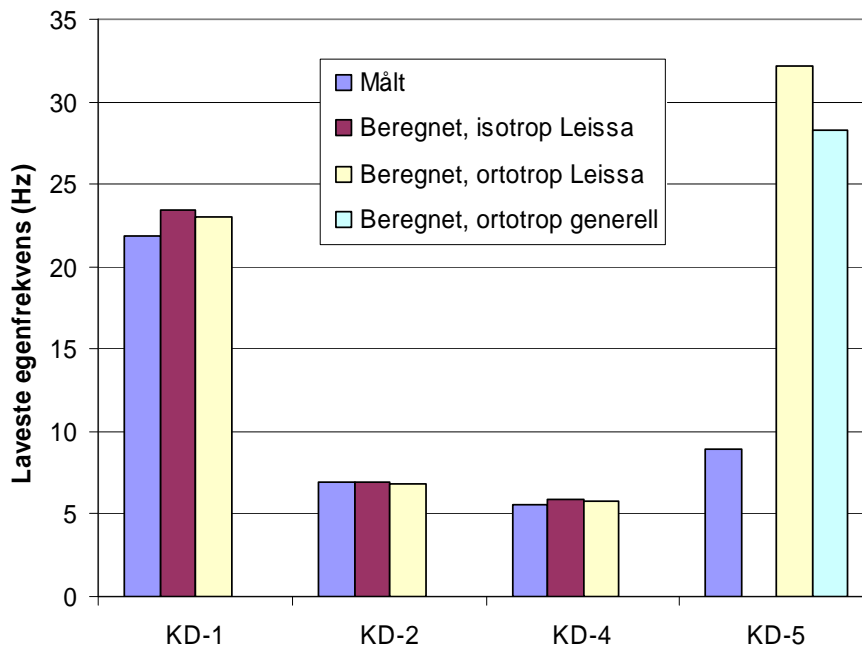
Resultater fra målinger og beregninger av laveste egenfrekvens for de ulike prøveoppstillingene og målinger i bygg er vist i figur 7.6 til 7.10. Opplysninger om konstruksjon, spennvidder osv. er gitt i pkt. 3 og tabeller i pkt. 4 og 6.



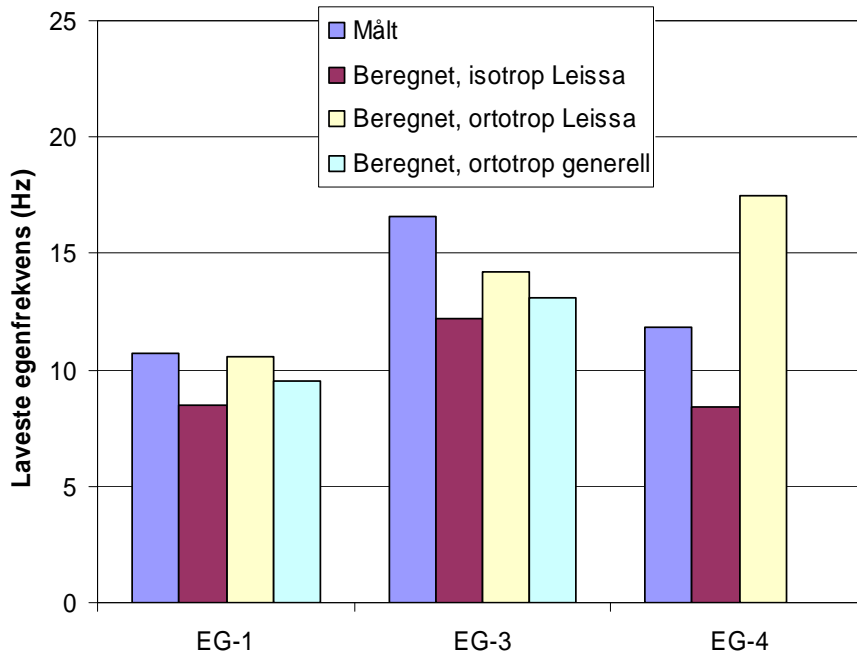
Figur 7.6
Måle- og beregningsresultater for Holz100 elementer i prøveoppstilling.



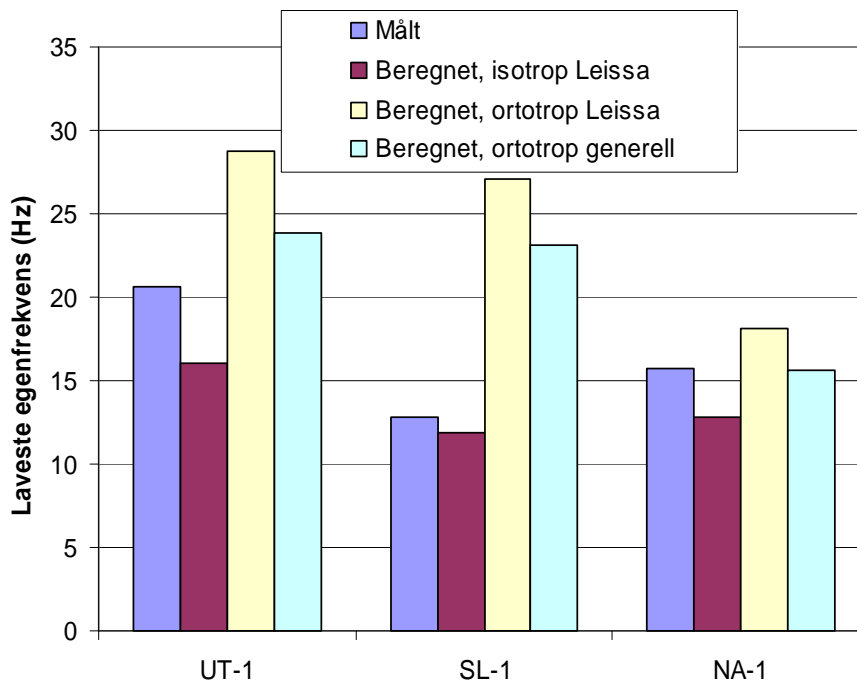
Figur 7.7
Måle- og beregningsresultater for Moelven Massivtre elementer i prøveoppstilling.



Figur 7.8
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer med betong påstøp (Kombidekke) i prøveoppstilling.



Figur 7.9
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer ved Egenes Park.



Figur 7.10.
Måle- og beregningsresultater for massivtre elementer ved rekkehus Utleir, bokollektiv Svartlamoen og Nardo barneskole.

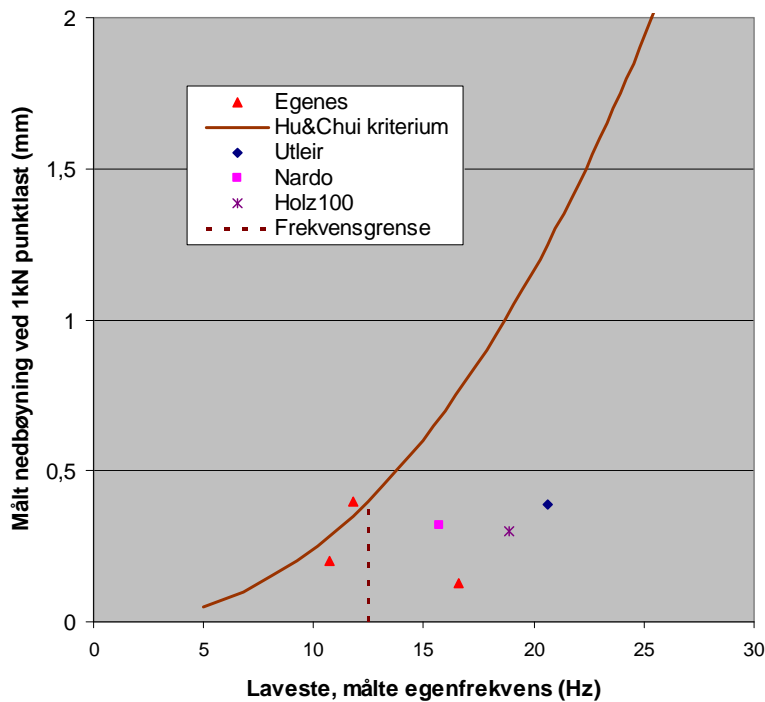
For dyblede elementer viser sammenstillingen i figur 7.6 at beregningen gir svært mye lavere egenfrekvens enn målte verdier når elementenes langsider ikke er understøttet. Når elementene er understøttet på begge sider blir det godt samsvar mellom målt verdi og beregning basert på ortotrope modeller. For krysslimte elementer uten og med betong påstøp er det generelt godt samsvar mellom målte og beregnede verdier når elementenes langsider ikke er understøttet, se figur 7.7 og 7.8. Når elementene er understøttet på alle sider viser beregningene i mange tilfeller mye høyere egenfrekvenser enn de målte. Dette gjelder for prøveoppstillingene og noen målinger i bygg, blant annet Utleir og Svartlamoen. Målinger fra Egenes Park og Nardo barneskole viser imidlertid god overensstemmelse mellom målte og beregnede verdier. I disse tilfellene er det mest relevant å benytte generell, ortotrop beregningsmodell. For alle eksemplene kan det også være avvik mellom hvilken stivhet de ulike elementene virkelig har i forhold til beregningsforutsetningene.

7.3 Oppsummering

For krysslimte elementer viser resultatene at det generelt er tilfredsstillende overensstemmelse mellom målte og beregnede verdier for nedbøyning fra forsøksoppstillingene, basert på beregninger med golvs bredde. Beregningene viser for lave verdier når man benytter golvs faktiske bredde i ferdig bygg, noe som skyldes at sideveis sammenkobling er relativt myk. Beregninger bør derfor baseres på en nærmere vurdering av ”effektiv bredde” for de aktuelle måtene og koble elementene sammen på. Beregninger basert på elementenes produserte bredde vil gi høyere nedbøyning enn det som målinger i bygg viser.

Resultater fra pkt. 7.2 viser at det generelt er tilfredsstillende overensstemmelse mellom målte og beregnede verdier for laveste egenfrekvens når vi avgrenser dette til elementer med frie kanter og ett fritt spenn, unntatt dyblede elementer. Med sammensatte elementer i ferdige bygg er det store variasjoner i sammenhengen mellom målte og beregnede verdier, fra god overensstemmelse for prosjektene Egenes og Nardo, noe beregningsmessig overestimering av egenfrekvens for Utleir og svært høy overestimering for Svartlamoen. Årsaken til sistnevnte avvik er ikke åpenbar, men har sannsynligvis sammenheng med hvordan elementene er koblet sammen sideveis. Måling med opplegg over to spenn viser høyere målt verdi for laveste egenfrekvens sammenlignet med beregnet verdi, men dette er ikke nærmere undersøkt i prosjektet.

Måleresultater fra elementer i ferdige bygg eller med oppstilling som tilsvarer praktiske løsninger er vist i et diagram med kriterier ihht. pkt. 2. Figur 7.11 viser målte verdier for nedbøyning som funksjon av målte verdier for laveste egenfrekvens. Det er også tegnet inn en kurve for det generelle kriteriet og nedre frekvensgrense ihht. pkt. 2.



Figur 7.11. Måleresultater inntegnet i diagram med kriterier ihht. pkt. 2.

Figur 7.11 viser at måleresultater fra Utleir, Nardo og Holz100 har svært god margin til kriteriegrensen som er foreslått. Målinger fra Egenes Park inneholder tre måleverdier. Måleverdi med lavest målt nedbøyning (og høyest verdi for laveste egenfrekvens) gjelder målested med kontinuerlig element over to spenn. For de andre to målestedene er laveste verdi for målt egenfrekvens under nedre frekvensgrense som er foreslått, og for ett av målestedene er også målt nedbøyning høyere enn kriteriekurven tilsier. Det skal imidlertid etableres en overgolvs-konstruksjon på disse massivtre elementene, så vibrasjoner fra menneskelig aktivitet vil ikke medføre sjenerende rystelser.

8. Oppsummering og konklusjoner

I prosjektet er det gjennomført en evaluering og foreslått kriterier for å vurdere etasjeskillere i massivtre mht. sjenerende rystelser fra personaktiviteter. Vurderingene tilsier at det er relativt sikkert å bruke et kombinert kriterium basert på beregning av laveste egenfrekvens og nedbøyning når laveste egenfrekvens er høyere enn ca. 12,5 Hz. I frekvensområdet fra 8 til ca. 12,5 Hz angis det ingen konkrete forslag til kriterium, men man bør arbeide videre med dette når det foreligger mer erfaringer fra både målinger og beregninger. Det er gjennomført detaljerte målinger som klarlegger massivtre elementenes dynamiske og statiske egenskaper ved små laster. Dette danner et viktig grunnlag for andre beregninger og prosjektering.

Inngangsdata fra delprosjekt ”*Samvirke*” basert på statiske egenskaper kan benyttes for beregning av nedbøyning og laveste egenfrekvens for krysslimte elementer. Målinger og beregninger viser at det er god overensstemmelse for elementer over ett spenn og hvor det er fri bevegelse til elementenes langsider. Man får i mange tilfeller for høye beregningsmessige verdier for laveste egenfrekvens når det blir andre typer oppleggsbetingelser for elementenes langsider og for lave verdier for nedbøyning når man tar utgangspunkt i golvets bredde. Dette har sannsynligvis sammenheng med hvordan elementene er koblet sammen sideveis. Det vil derfor være viktig å arbeide videre med løsninger som kan gi bedre samvirke mellom elementer og hvordan virkningen av dette kan beregnes på en mer nøyaktig måte.

Med dyblede elementer oppnås lite samsvar mellom målte og beregnede verdier for både nedbøyning og laveste egenfrekvens. Målte verdier for laveste egenfrekvens er imidlertid så høye at vibrasjoner fra menneskelig aktivitet ikke vil medføre sjenerende rystelser med de spennvidder som er aktuelle for denne produksjonsmetoden.

Resultater fra prosjektet viser at beregning av nedbøyning bør gjennomføres med en ”effektiv bredde” avhengig av hvordan elementene er sammenkoblet. Elementets produserte bredde gir større nedbøyning enn målinger i bygg viser, noe som vil være til sikker side ved en vurdering opp mot foreslått kriterium. Beregning av laveste egenfrekvens blir mest pålitelig ved å bruke generell, ortotrop modell dersom alle fire sider har understøttelse, for øvrig ortotrop modell fra Leissa. Man bør imidlertid være svært varsom med å benytte resultater fra de ortotrope modellene dersom disse verdiene er mye høyere enn beregning med isotrop modell. I alle tilfellene kan det også være avvik mellom hvilken stivhet elementene har i forhold til beregningsforutsetningene.

Resultater fra prosjektet vil bli benyttet til å utarbeide forslag til spennviddetabeller for elementtypene som har inngått. For dyblede elementer (Holz-100) har det vært produksjonsteknisk begrensning mht. spennvidde. For krysslimte elementer (Moelven Massivtre) vil det være nedbøyning og egenfrekvens som begrenser hvilken spennvidde som anbefales dersom elementene skal monteres uten tilleggskonstruksjon i overgolvet.

9. Referanser

- Apeland, K. (2008). Etasjeskillere av massivtre-elementer – vurdering av komfortegenskaper. Masteroppgave ved UMB, 2008. Institutt for matematiske realfag og teknologi, Universitetet for Miljø- og Biovitenskap, Ås, Norge.
- Blevins, R.D. (1979). Formulas for natural frequency and mode shape. *Van Nostrand Reinhold*. New York 1979, 492 p.
- Dolan, J.D., Murray, T.M., Johnson, J.R., Runte, D. & Shue, B.C. (1999). Preventing Annoying Wood Floor Vibrations. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 1, 1999, pp. 19-24.
- Homb, A. (2006). Low frequency sound and vibrations from impacts on timber floor constructions. *Doctoral theses at NTNU, 2006:132*. IME Faculty, Dep. of Electronics and Telecommunications, Trondheim, Norway.
- Homb, A. (2007). Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere. *Prosjektrapport 8-2007*. SINTEF Byggeforsk. Oslo 2007.
- Hu, L.J. (2007). Design Guide for Wood-Framed Floor Systems. *Report no. 32 to Canadian Forest Service*. Final Report 2006/2007. Forintek Canada Corp., Σ 111 p.
- Kreuzinger, H. (2000). Schubanalogieverfahren. Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen, Universität Karlsruhe.
- Leissa, A. (1969). Vibration of Plates, *NASA SP-160*, Washington DC, 1969.
- Ljunggren, F. (2006). Floor vibration – Dynamic Properties and Subjective Perception. Doctoral Thesis, Luleå University 2006:19, 39 p. and 5 papers.
- NBI (1983). Prøvemethoder. NBI-16: Etasjeskiller/bjelkelag, nedbøyning under punktlast. Laboratoriemåling (1983)
- Ohlsson, S. (1988). Springiness and human induced floor vibrations. A design guide. *Report D12:1988, Swedish Council for Building Research*. Stockholm 1988.
- Treteknisk (2006). Bygge med Massivtrelementer. Hefte 3, dimensjonering. *Håndbok Norsk Treteknisk Institutt 2006*.

Appendix A:

Målemetode for nedbøyning - golv

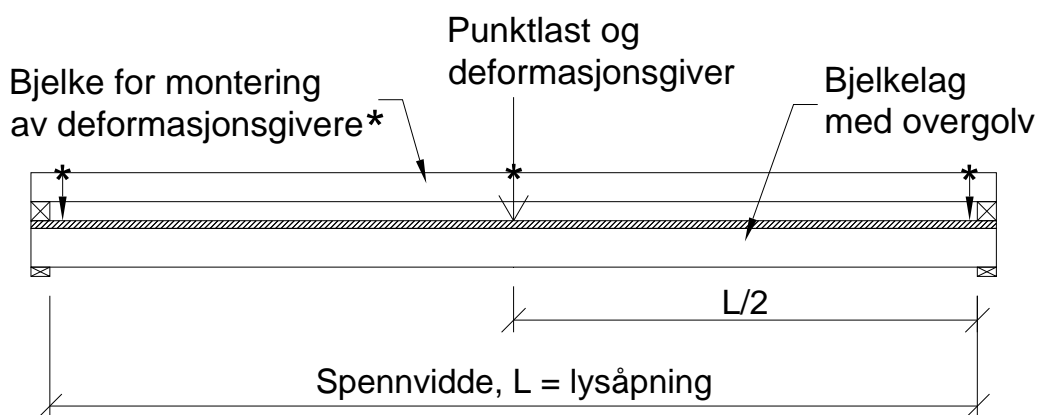
1. Definisjon

Nedbøyning i denne sammenhengen gjelder målt nedbøyning til bjelker/bjelkelag midt i spennvidden fra en punktlast på 1,0 kN som belaster bjelkelaget, uavhengig av eventuelle nedbøyninger før belastning.

2. Prøving

2.1 Prinsipp

Bjelkelaget belastes med en punktlast på 1,0 kN som plasseres på golvet direkte over en bjelke midt i spennet. Nedbøyningen som følge av lasten registreres midt i spennet for bjelken under lasten, ved opplegg og/eller for 2 eller flere nabobjelker. Prinsipp er vist i figur A-1. Posisjoner til bjelker må være bestemt, eventuelt ved hjelp av stendersøkere eller annet egnet utstyr. Ved tverrstive løsninger måles en bredde på minimum 2,4 m med maksimalt 0,6 m mellom målepunktene. For nærmere detaljer om metoden, se NBI (1983). Referansesystem må etableres slik at nedbøyningsmålingene ikke påvirkes av lasten som påføres i de forskjellige målepunktene, se pkt. 2.2.



Figur A-1. Måling av nedbøyning til bjelkelag

Om mulig bør golvkonstruksjonen påføres en korttids forlast i 2 – 6 min. med aktuell brukslast før gjennomføring av nedbøyningsmålingene. Dersom dette ikke er mulig bør konstruksjonen påføres dynamisk last for eks. ved at personer hopper kraftig på golvet gjentatte ganger.

2.2 Referansesystem

På referansesystemet monterer man deformasjonsmålere. Dette må være tilstrekkelig stivt slik at man minimerer feil på grunn av montering og bevegelse til målerne. Referansesystemet må plasseres slik at oppleggspunktene ikke beveger seg ved pålasting og avlasting av målepunktene. Hvis man bruker en referansebjelke på golvets overside som referansesystem, vil det vanligvis være sikrest å plassere bjelken samme vei som spennretningen, understøttet nærmest mulig bjelkelagets bæresystem. Dette gir også mulighet til å kontrollere bevegelser ved oppleggene. Dersom golvets

sidekanter er tilstrekkelig understøttet/stivt kan man montere referansebjelken på tvers av spennretningen.

2.3 Last

En person tareres opp til en samlet vekt på 100 kg. Personvekt med nøyaktighet innenfor 0,1 kg er tilfredsstillende. Som anleggsflate mot golvet benyttes en plate med areal 100 mm x 100 mm og tykkelse min. 10 mm som personen står på. Tarert person går på og av hvert belastningspunkt minimum 3 ganger. Anbefalt lastvarighet er 20 sek.

Dersom golvet er så stivt at målenøyaktigheten utgjør en stor andel av maksimal nedbøyning bør man supplere forsøkene ved å påføre større vekt, eksempelvis 50 kg for å øke nedbøyningen. I ettertid normaliseres målt nedbøyning til 1 kN belastning.

2.4 Måleutstyr

Nedbøyning måles med elektriske deformasjonsmålere med skala 0,01 mm eller bedre. Elektroniske deformasjonsgivere som benyttes i Trondheim er Novotechnik Lino pot, Type TR 50/100 a 502, som tilkobles en elektronisk avlesningsenhet. Nøyaktighet til givene kontrolleres jevnlig mot kalibrerte passbiter. Det er utarbeidet en egen bruksanvisning som følger med i utstyrskofferten.

2.5 Gjennomføring

Elektronisk avlesningsenhet leses av før, under og etter pålastning, minimum 3 ganger pr. belastningspunkt. Dersom avlest verdi uten last endrer seg markert for ett belastningspunkt, må man undersøke mulige årsaker og øke antallet lastsituasjoner. Man må minimum velge 3 belastningspunkter på bjelkelaget. Hvis måleobjektet er et vanlig bjelkelag plasseres lastpunktene alltid direkte over bjelke. Dersom målepunkter ved oppleggene gir mer enn 0,01 mm utslag ved en lastveksling må man endre monteringen av referansesystemet.

3. Resultater

Bjelkenes nedbøyning beregnes som det aritmetiske middelet av nedbøyningene for lastøkningene fra 0 til 1,0 kN. Dersom avlest verdi uten last viser tydelige forskjeller, ekskluderes verdier med avvikende nedbøyning fra aritmetisk midling.

Appendix B:

Målemetode for vibrasjoner - golv

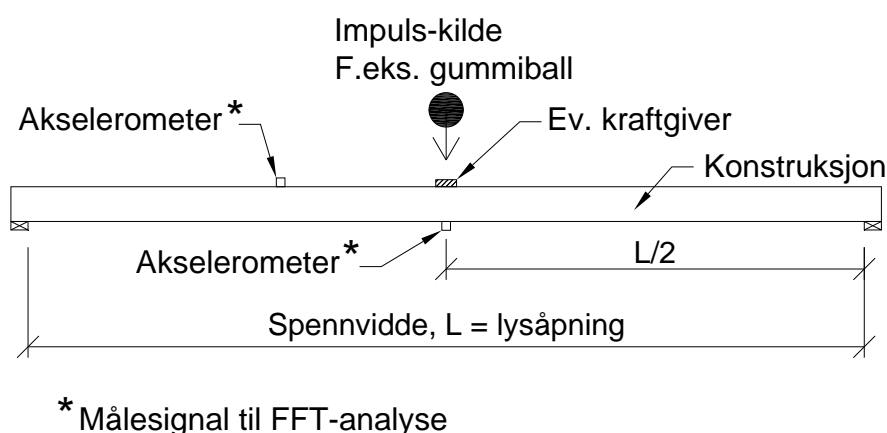
1. Definisjon

Vibrasjoner i denne sammenheng omfatter et sett av metoder for å kvantifisere viktige dynamiske egenskaper til etasjeskillere der det er personer i bevegelse. Viktige dynamiske egenskaper er resonansfrekvenser til golvkonstruksjonen, demping og forskjellige parametre som beskriver amplitude, eksempelvis impulshastighet, akselerasjon (maksimalverdi eller RMS) osv. For nærmere beskrivelse av parametre, se Homb (2006 og 2007).

2. Prøving

2.1 Prinsipp

Etasjeskilleren settes i bevegelse med en egnet støtkilde eventuelt rystebord. Kilden må gi tilstrekkelig energi til å gi golvvibrasjoner i hele det aktuelle frekvensområdet uten å eksitere ikke-lineær respons. Dynamisk kraft i støtet bør måles, minimum ett datasett pr. forsøksoppstilling. Vibrasjoner registreres av akselerometre som plasseres i ulike punkter på golvet. Målesignaler går til analytator og bearbeides ved hjelp av signal prosesseringsverktøy på datamaskin i sanntid eller ettertid. Prinsipielt oppsett for målesystemet er vist i figur B-1.



Figur B-1. Målesystem for måling av vibrasjoner til etasjeskillere

2.2 Eksitasjon

Hovedprosedyre baserer seg på impulseksitasjon, dvs. kortvarig støt som gir transient vibrasjon. Støtkilden kan være bruk av hammer, balldropp, hælstøt etc. Spekteret er kontinuerlig med en maksimal amplitude ved 0 Hz, og markert avtagende amplitude fra en viss frekvens. Anvendelig frekvensområde er opp til frekvens hvor spekteret har avtatt maksimalt 10-15 dB fra nivået ved lavere frekvenser. Amplitude og pulsens varighet vil avhenge av vekten til kilden, mykhet til både kildens treffpunkt og underlag, og hastigheten i trefføyeblikket. Pulsens varighet bør være mellom ca. 20 og 30 ms. En hammer med masse 2 – 3 kg og myk gummitupp er godt egnet. Bruk av gummiball NF 8, se Homb (2006) anbefales. Denne metoden er nærmere beskrevet her og utstyret er vist i figur B-2.



Figur B-2. Gummiball med utløserenhet og givere

Metode med gummiball har følgende fordeler:

- gir tilstrekkelig energi i frekvensområdet opp til ca. 70 Hz.
- fallhøyden kan justeres, men anbefales fast til 500 mm (fra underkant ball til treffpunkt)
- apparaturen fanger opp ballen etter ett støt og man unngår uønskede dobbelstøt
- støtet fjernutløses slik at operatør ikke er i nærheten av målepunktene
- utstyret inkl. teleskopstige er portabelt
- høy repeterbarhet

Hvis man velger andre metoder må utstyr og prosedyre beskrives detaljert. Det er generelt viktig å unngå dobbelstøt. Med unntak av metode med hælstøt bør operatør ikke være nær målepunktene på golvet. Den viktigste ulempen med hælstøt er vanskeligheten med å kvantifisere kraften. Denne må derfor måles, men dette kan være vanskelig. Uten kraften er det ikke mulig å normalisere golvresponsen tilstrekkelig fra hælimpulsen.

Dersom man kun ønsker registrering av resonansfrekvenser kan man utelate bruk av kraftgiver hvis kraftens spekter er kjent på forhånd.

2.3 Givere og montering

Akselerometre benyttes for å registrere vibrasjonene på et golv. Tabell B-1 viser en oversikt over givere vi har benyttet ved disse målingene.

Tabell B-1.

Givere brukt ved vibrasjonsmålinger av golvkonstruksjoner

Type	Merke	Følsomhet	Vekt	Strøm-forsyning
Kraftgiver	Dytran 1061 V1	~ 2.5 mV/N	460 g	Dytran 4105 B
Akselerometer	Dytran 8136 A	~ 10 mV/m/s ²	18 g	Dytran 4105 B
Akselerometer	Dytran 3041 A4	~ 53 mV/m/s ²	10 g	Dytran 4103 C
Akselerometer	Brüel & Kjær 4371	~ 0.9 mV/m/s ²	11 g	Brüel & Kjær 2635

Det finnes flere måter å feste givene til konstruksjonen på. Hvis man kan borre hull i konstruksjonen skrur man inn en gjengetapp som man igjen skrur fast i akselerometret. Vanligvis fester vi akselerometrene til underlaget med bivoks. Dette fungerer fint mot alle harde flater og setter ingen varige merker. Mot myke underlag kan man for eks. bruke en metallplate (anbefalt vekt avhengig av underlag og frekvensområde) med tynne stifter på som slås ned i konstruksjonen slik at den sitter godt fast. Akselerometret vokses deretter til metallplata.

2.4 Signal innsamling og analyse

Kabler fra givere via strømforsyning/forsterkerenhet kobles til signal innsamlingsenhet. Vi benytter enten løsning I) eller II) presentert i tabell B-2.

Tabell B-2.

Signal innsamling og analyse ved vibrasjonsmålinger

Prinsipp	Merke	Innstallering	Filformat
I) FFT data-innsamlingskort	OROS 258, med programvare type 768, 8 kanaler	Innstikkskort montert i stasjonær PC, transportkabinett	Binær-format OR2 *
II) Lydkort	RME Fireface 400, 4 kanaler	Selvstendig enhet, firewire-tilkobling til bærbar PC	Wav *

* Filene konverteres til Matlab-format for videre bearbeiding

Samplingshastighet og oppløsning til signalene er viktig. For målesystem I) er antall frekvenslinjer begrenset til 1601 og antall punkter i tidsspekteret 4096 når man skal måle overføringsfunksjoner. Dette gir en samplingsfrekvens på 1280 Hz med et frekvensområde på 0 – 500 Hz. For system II) kan man velge samplingsfrekvensen. Høyere frekvensoppløsning, ΔF krever en lengre tidssekvens, T på grunn av sammenhengen:

$$\Delta F \times T = 1, \quad \text{der frekvensoppløsningen} \\ \Delta F = \text{frekvensområde/antall linjer i frekvensspekteret}$$

Det er derfor viktig å bestemme frekvensområde som er av interesse. For denne typer målinger benytter vi frekvensområde 0 – 500 / 200 / 100 Hz. For målesystem I) gir dette en frekvensoppløsning på henholdsvis 0,3125 / 0,125 / 0,0625 Hz. Lengre tidssekvens medfører imidlertid en lavere oppløsning i tidsspekteret, ΔT på grunn av sammenhengen:

$$\Delta T = \text{tidssekvens} / \text{antall punkter i tidsspekteret}$$

For målesystem I) gir et frekvensområde på 500 Hz en tidsoppløsning på 0,7813 ms. Dersom dempingen skal bestemmes med størst nøyaktighet fra et frekvensspekter (ved å analysere resonansfrekvenser) må frekvensoppløsningen være best mulig. Dersom dempingen skal bestemmes med størst nøyaktighet fra logaritmisk dekrement (som er et forløp i tidsplanet) må tidsoppløsningen være best mulig.

For alle impulsmålinger benytter vi innsamlingsvindu ”rektangulært”, dvs. ingen veiing eller filtrering av tidssekvensen som man samler inn. For kalibreringssignaler med stasjonært, periodisk signal benytter vi innsamlingsvindu ”hanning” eller ”hamming” som gir best presisjon for slike signaler ved FFT-analyse.

2.5 Gjennomføring

Måleutstyr kobles sammen og kontrolleres mht signal fra givere. For hvert målested eller ny oppkobling benyttes en akselerometer kalibrator. Signal fra denne skal alltid samles inn og lagres for hver enkelt kanal som er tilkoblet.

Golvkonstruksjonen eksiteres alltid med en impuls ved halve spennvidden og minimum i 3 posisjoner på tvers av golvets spennretning. Posisjon til impulsen skal alltid være den samme som posisjon for nedbøyningsmåling med punktlast, se Appendix A.

Vibrasjoner registreres alltid ved halve spennvidden, 1/3 og 2/3 av spennvidden. Man må sørge for at det er målepunkter langs samme bjelke/bærerretning som impulsen er posisjonert, gjerne også ved opplegg. Dersom man ikke bruker kraftgiver må akselerometer plasseres 200 mm fra støtpunktet i bærerretningen (ev. annen posisjon må dokumenteres). Oppsettet innebærer at målematrisen blir minimum 3 x 3 punkter. Det vil derfor som regel være rasjonelt å merke opp de aktuelle punktene før man starter målingene. Hvis konstruksjonen er et bjelkelag skal alle punktene være sentrisk over bjelker.

I omgivelser med lite støy er det tilfredsstillende å repetere hver enkelt måling 3 til 5 ganger for å få tilstrekkelig verifiserbare måledata. Det er en fordel å overvåke Coherence funksjonen fortløpende. Dette er bare mulig når man bruker et FFT målesystem.

Det er viktig å føre logg for målingene. Posisjoner til givere, lagrings-filnavn og innstilling til forsterkere er vesentlig for hvert enkelt målepunkt. Generelt loggføres også type utstyr og innstilling av analysator (samplingsfrekvens, frekvensområde, m.m.) i tillegg til opplysninger om konstruksjon, oppleggsbetingelser m.m.

3. Resultater

Benyttes et FFT målesystem kan man lese av laveste egenfrekvens fra resonanstopper i frekvensspekteret direkte. For øvrig må man konvertere målefiler til Matlab og gjennomføre en analyse. Ved hjelp av programmerte Matlab-rutiner kan man også beregne demping, maksimal impuls-hastighet, integrert akselerasjonsnivå, a_{RMS} osv.

Appendix C:

Beregningsmetode statikk

1. Innledning

Stivhetsegenskaper til elementene vil være viktig på flere måter mht. opplevde vibrasjoner i massivtre dekker. Kriterium fra Hu (2007) og som utprøves i Comfort Properties prosjektet, se Homb (2007), benytter nedbøyning under en punktlast på 1 kN som en viktig parameter. For å beregne denne verdien må det etableres en beregningsmodell og fastlegge inngangsdata på grunnlag av elementenes oppbygging. Stivhetsdata i både langsgående og tverrgående retning er nødvendig. I tillegg vil overføring av last mellom elementer sideveis være viktig både med hensyn til nedbøyning og vibrasjoner.

2. Beregningsmetode NTI

Treteknisk Institutt har presentert en beregningsmodell for statikk og bæreevne i Treteknisk (2006). Statisk beregningsmodell tar utgangspunkt i "Schubanalogiverfahren", se Kreuzinger (2000). Metoden baserer seg på at man betrakter massivtre elementet som to bjelker med uendelig stive staver i mellom. Metoden tar hensyn til forskjell i elastisitetsmodul (E-modul) og forskjell i skjærmodul (G-modul) hos de ulike sjikt. Det er heller ingen begrensning i antall sjikt.

For et limt, krysslågt element vil elementet ha en mye større styrke og stivhet i lengderetningen enn i tverretningen, da yttersjiktene vanligvis orienteres i lengderetningen. Avhengig av antall sjikt som elementet er bygd opp av og tykkelse og fasthetsklasse til sjiktene, vil bøyestivheten i tverretningen være mellom ca. 3 % og 40 % av bøyestivheten i lengderetningen. Den effektive bøyestivheten i lengderetningen vil, avhengig av oppbygging, ha en bøyestivhet som utgjør mellom ca. 60 % og 96 % av bøyestivheten til et heltre tverrsnitt, dvs. en bjelke med samme bredde, tykkelse og fasthetsklasse.

I praksis vil som regel flere elementer bli koblet sammen ved hjelp av en not- og fjærløsning til en større skive/plate. Koblingen mellom flere elementer vil vanligvis være en "myk" kobling, som normalt tar opp skjærkrefter, men som ikke er bøyestiv. I forhold til beregning av både nedbøyning og egenfrekvens er dette en svært viktig faktor som trenger nærmere avklaring. Ved beregninger av nedbøyning må man bruke elementets produksjonsbredde eller 1000 mm.

Treteknisk Institutt har utarbeidet et regneark som benytter metode kort presentert over. Se Treteknisk (2006) mht. detaljert beskrivelse. Vi har benyttet regneark versjon oktober 2006 for kun massivtre elementer og versjon september 2007 for massivtre elementer med påstøp.

3. Isotrop beregningsmodell

Isotrop beregningsmodell innebærer at konstruksjonens stivhetsegenskaper er like i de to hovedretningene. Dette vil generelt ikke være tilfelle for en golvkonstruksjon i tre. Beregninger med en

slik modell har derfor bare relevans dersom man mangler vesentlige inngangsdata for en ortotrop beregningsmodell eller kun har behov for anslått verdi for laveste egenfrekvens.

Appendix D:

Beregningsmetode egenfrekvenser

1. Definisjon

Egenfrekvens er en naturlig svingefrekvens for et element, for eks. bjelke eller plate. Dette betegnes resonansfrekvens når verdien framkommer ved måling eller annen fysisk observasjon. Alle systemer vil ha et stort antall egenfrekvenser og det er vanlig å nummerere disse fortløpende med stigende verdi og svingemode. Eksempel: f_{21} = svingemode 2, første egenfrekvens. Laveste egenfrekvens betegnes ofte f_0 . Denne er svært viktig uavhengig av hvilket kriterium som legges til grunn mht. opplevde vibrasjoner, se Homb (2007). Andre metoder vektlegger alle egenfrekvenser under 40 Hz, eller antall og hvor nære de er hverandre i det lave frekvensområdet. Alle egenfrekvenser under 40 Hz bør derfor kunne beregnes med størst mulig nøyaktighet.

2. Isotrop beregningsmodell

Isotrop beregningsmodell innebærer at konstruksjonens stivhetsegenskaper er like i de to hovedretningene. Dette vil generelt ikke være tilfelle for en golvkonstruksjon i tre. Beregninger med en slik modell har derfor bare relevans dersom man mangler vesentlige inngangsdata for en ortotrop beregningsmodell eller kun har behov for anslått verdi for laveste egenfrekvens.

2.1 Generell modell

Generelt kan egenfrekvens for en rektangulær, isotrop plate beregnes ihht. formelen:

$$f_{mm} = \frac{\lambda_{mm}^2}{2 \cdot \pi \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{D}{g}} \quad \text{der} \quad [\text{D.1}]$$

For en enhetsbredde er stivheten:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad \text{tilnærmet lik EI} \quad [\text{D.2}]$$

l = spennvidde (m)
 g = flatevekt til plate (kg/m²)
 h = tykkelse til plate (m)

Både Leissa (1969) og Blevins (1979) har utledet verdier for størrelsen, λ^2 . Tabell D-1 og D-2 angir verdier for noen aktuelle forhold mellom lengde og bredde til plata, henholdsvis fra Leissa og Blevins. Verdiene gjelder rektangulær plate fritt opplagt på to sider og helt fri på de to andre sidene.

Tabell D-1.
Verdier fra Leissa (1969) for λ^2 for isotrop plate

Leissa (1969) Forhold	λ^2 -verdier, ref. formel [D.1 og D.2] l = spennvidde, b = golvets bredde					
l/b = 1.0	9.87	16.13	36.71	39.48	46.73	70.73
Mode	(11)	(12)	(13)	(21)	(22)	(23)
l/b = 1.16 *	9.87	17.93	39.48	45.66	49.33	81.27
Mode	(11)	(12)	(21)	(13)	(22)	(23)
l/b = 2.0	9.87	27.52	39.48	64.54	88.83	105.4
Mode	(11)	(12)	(21)	(22)	(31)	(13)

* Verdier er interpolert fra referanse-arbeidet.

Tabell D-2.
Verdier fra Blevins (1979) for λ^2 for isotrop plate

Blevins (1979) Forhold	λ^2 -verdier, ref. formel [D.1 og D.2] l = spennvidde, b = golvets bredde					
l/b = 0.5	9.737	11.768	18.019	28.7		
l/b = 0.67	9.698	12.98	22.95	39.11	40.36	42.69
l/b = 1.00	9.631	16.14	36.73	38.95	46.74	70.74
l/b = 1.5	9.558	21.62	38.72	54.84	65.79	87.63
l/b = 2.0	9.521	27.62	38.54	65.02	76.38	109.15
l/b = 2.5	9.484	33.62	38.63	75.2	86.97	130.4

Verdier i tabell D-1 og D-2 viser at faktorer fra Leissa gjennomgående gir noe høyere verdier for laveste egenfrekvens sammenlignet med faktorer fra Blevins.

3. Ortotrop beregningsmodell

Begrepet ortotrop plate er en forkortelse for uttrykket ortogonal, anisotrop plate, som har forskjellig platestivhet ($D_x > D_y$) i to retninger vinkelrett på hverandre. Når man modellerer en golvkonstruksjon med bjelker neglisjeres vanligvis Poisson's tall, $\nu = 0$.

3.1 Generell beregningsmodell

Resonansfrekvenser for en rektangulær, ortotrop plate, fritt opplagt på alle 4 sider kan uttrykkes ved formelen:

$$f_{nm} = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{1}{g}} \cdot \sqrt{D_x \cdot m^4 + 2 \cdot D_{xy} \cdot m^2 \cdot n^2 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^2 + D_y \cdot n^4 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^4} \quad [\text{D.3}]$$

der $D_{xy} = \nu \cdot D_x + 2 \cdot D_k$ [D.4]

og $D_k = \frac{G \cdot h^3}{12}$ [D.5]

Dette er samme uttrykk som Leissa (1969) formel 9.32 og Ohlsson (1988), formel A2. Bøyestivhet, D_y på tvers av spennretningen har tradisjonelt blitt viet liten oppmerksomhet. Dette er også grunnen til at det er flere måter å forbedre egenskapene på med moderate tiltak. For de fleste bjelkelag kan D_{xy} ofte anslås lik D_y .

3.2 Leissa modell

Ihht. Leissa (1969) kan man beregne laveste egenfrekvens for en rektangulær plate som er fri på en eller flere sider ihht. formel 9.38:

$$f_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{D_y}{g}} \cdot \sqrt{\pi^4 \cdot \left(\frac{D_x}{D_y}\right) + J \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^4 + 2 \cdot \left(\frac{l}{b}\right)^2 \left[K \cdot \left(\frac{D_x \nu_y}{D_y}\right) + 2 \cdot L \cdot \left(\frac{D_{xy}}{D_y}\right) \right]} \quad [\text{D.6}]$$

Verdier for J, K og L er gitt i tabell D-2 avhengig av oppleggsbetingelser.

Tabell D-2.

Verdier for J, K og L for ortotrop plate, ref. formel [D.6].

Oppleggsbetingelser	J	K	L
S - F - S - F	0	0	0
S - S - S - F	0	0	29.61
S - S - S - S	97.41	97.41	97.41

Med plate som er fritt opplagt på to sider og fri på de to andre sidene forenkles formel [D.6] til:

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{D_x}{g}} \quad [\text{D.7}]$$

Beregningsmetode gitt i Treteknisk (2006) er den samme som formel [D.7] for et element fritt opplagt på to sider.

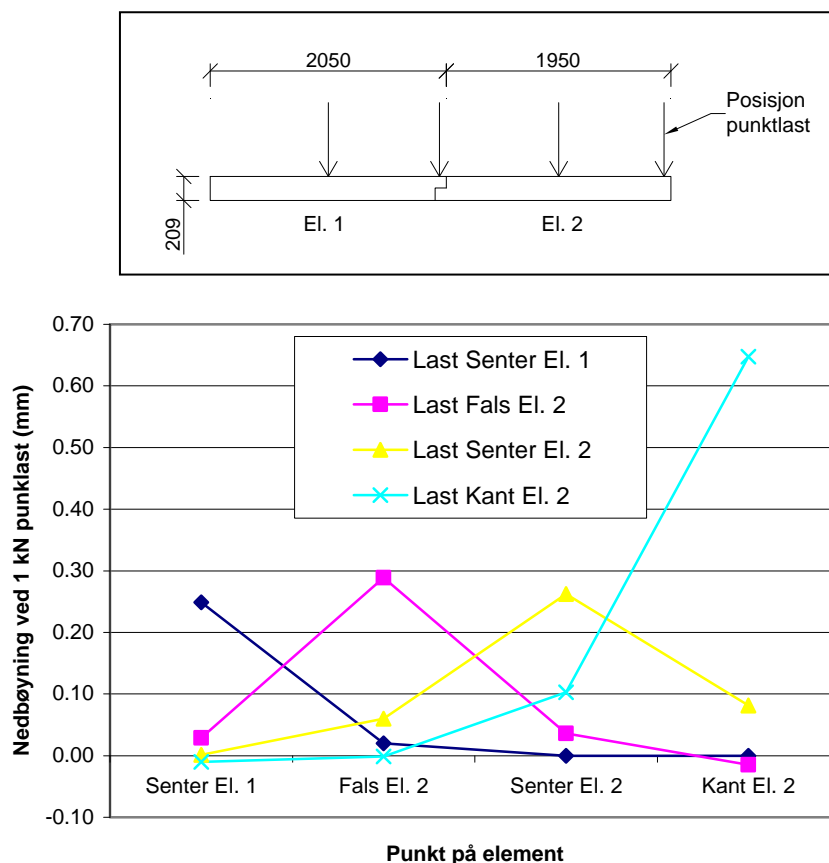
Appendix E: Samvirke mellom elementer - målt nedbøyning

1. Grunnlag

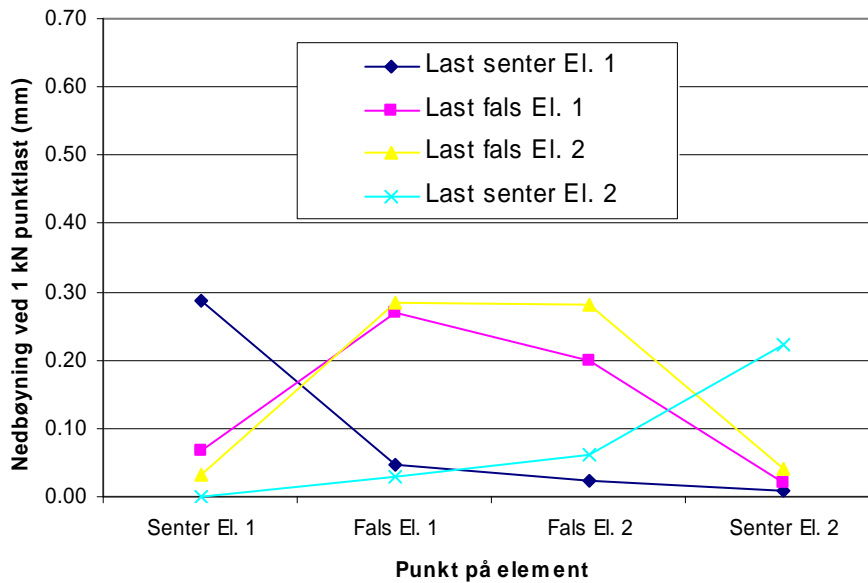
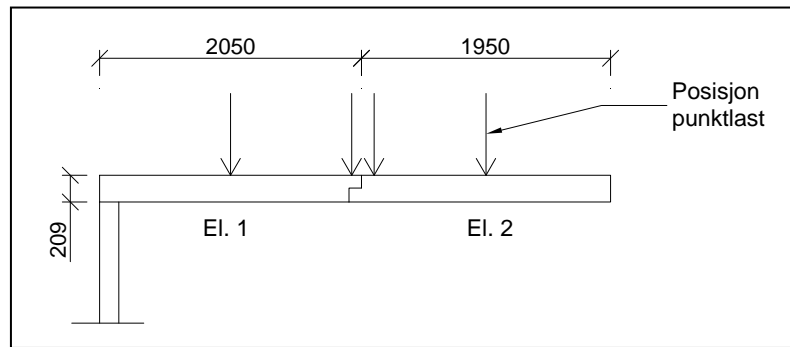
I pkt. 2 til 6 presenteres resultater fra måling av nedbøyning i oppstillinger hvor flere elementer er montert sammen sideveis. Målingene er gjennomført i hht. metode beskrevet i Appendix A.

2. Holz100 elementer i prøveoppstilling

Forsøk er gjennomført med sammenkobling av 2 elementer sideveis. Målt nedbøyning avhengig av belastet punkt og element er vist i figur E-1 og E-2.



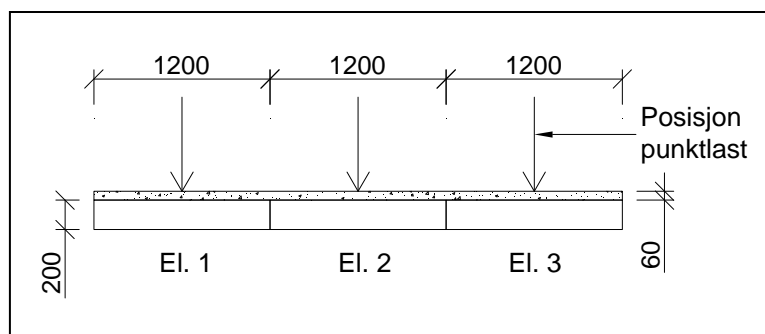
Figur E-1
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk Holz-2.

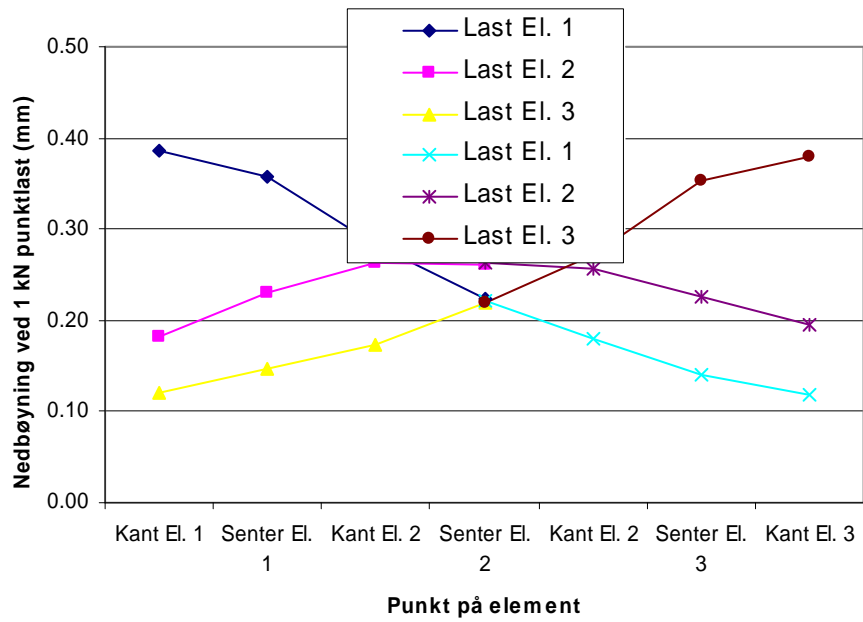


Figur E-2
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk Holz-3.

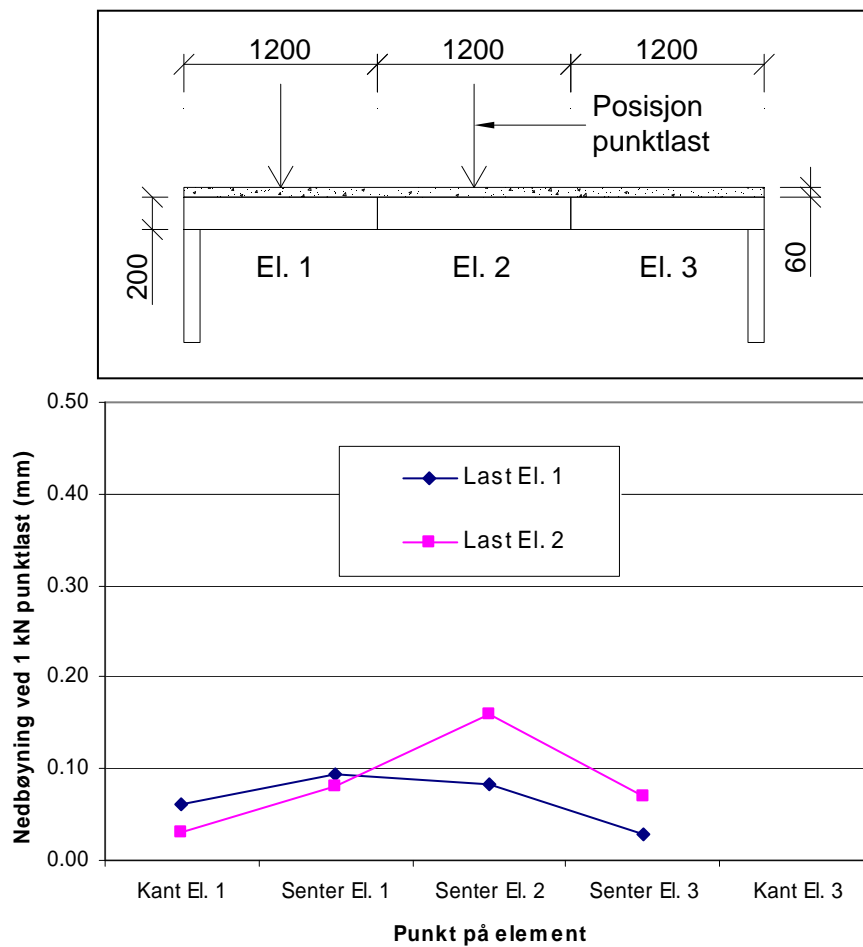
3. Massivtre elementer med betongpåstøp i prøveoppstilling

Forsøk er gjennomført med sammenkobling av 3 elementer sideveis. Målt nedbøyning avhengig av belastet punkt og element er vist i figur E-3 og E-4.





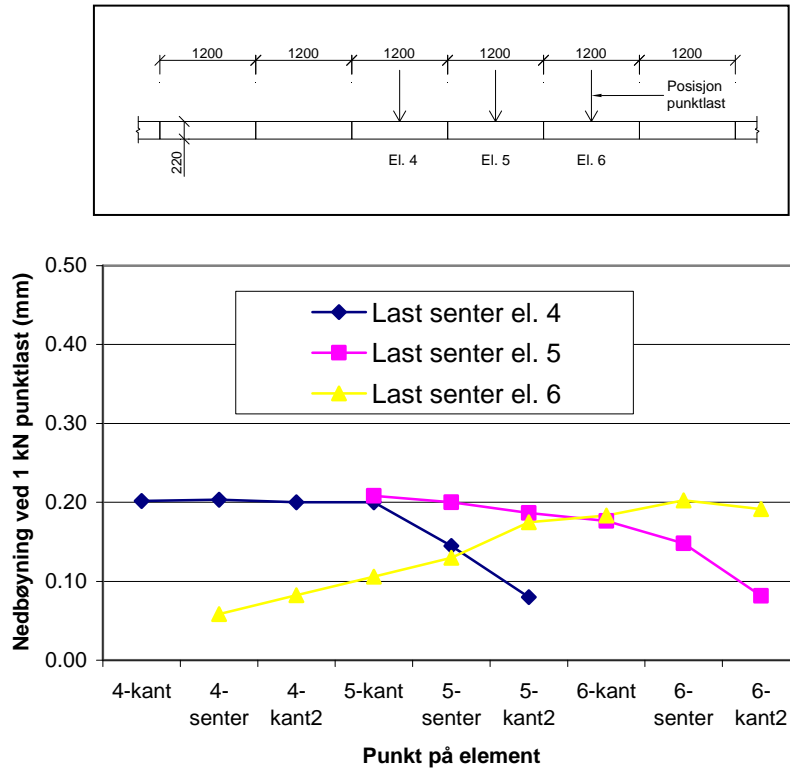
Figur E-3
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk KD-4.



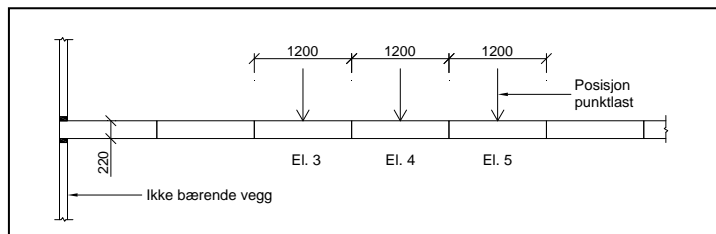
Figur E-4
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk KD-5.

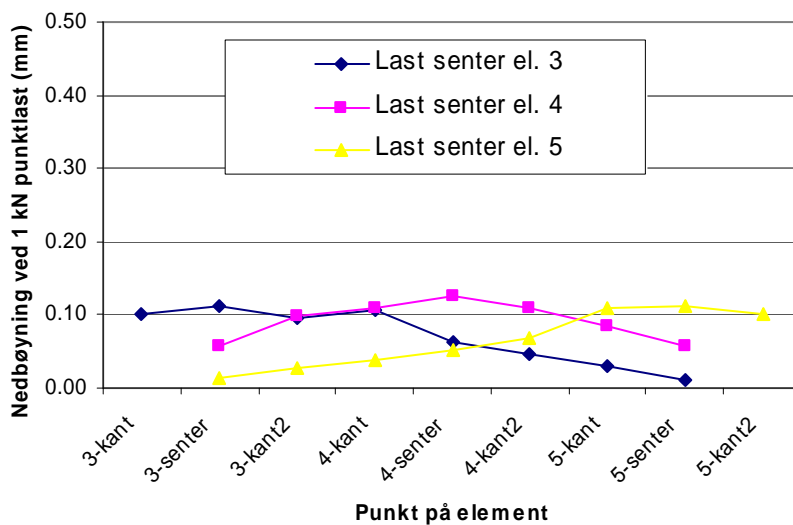
4. Leiligheter Egenes Park, Stavanger

I en rekke leiligheter er opptil 9 elementer sammenkoblet sideveis, mens to elementer er sammenkoblet sideveis i felles trappegang. Målt nedbøyning avhengig av belastet punkt og element er vist i figur E-5, E-6 og E-7.

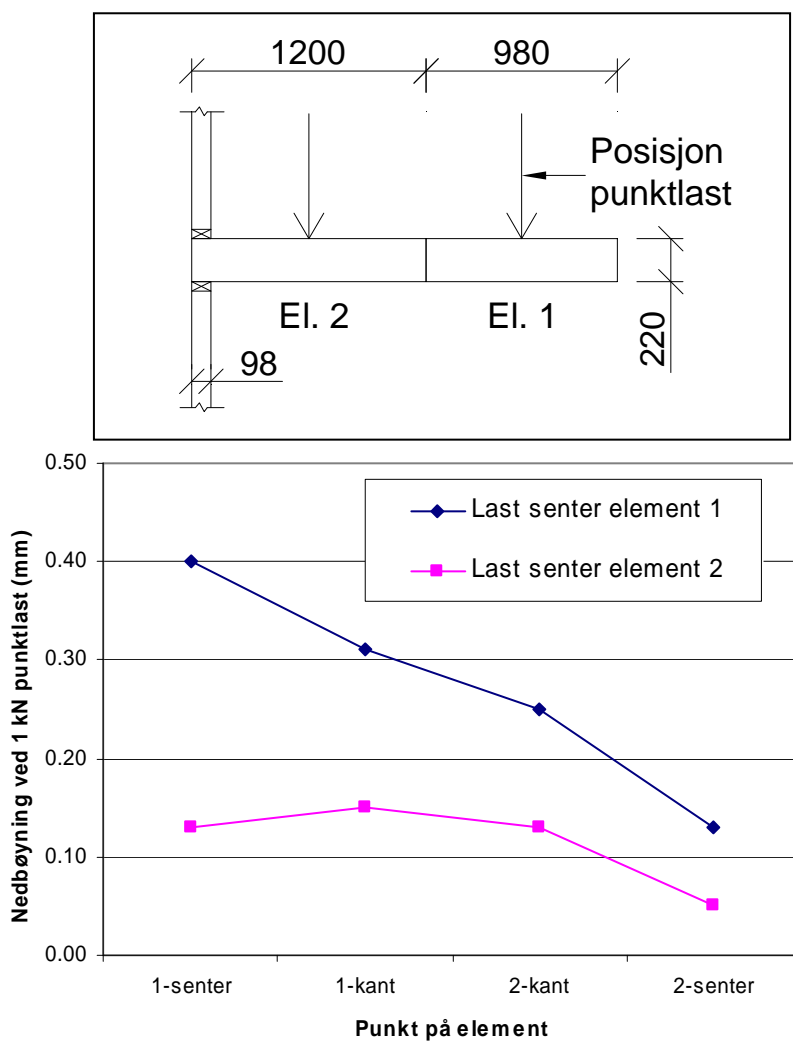


Figur E-5
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk EG-1.





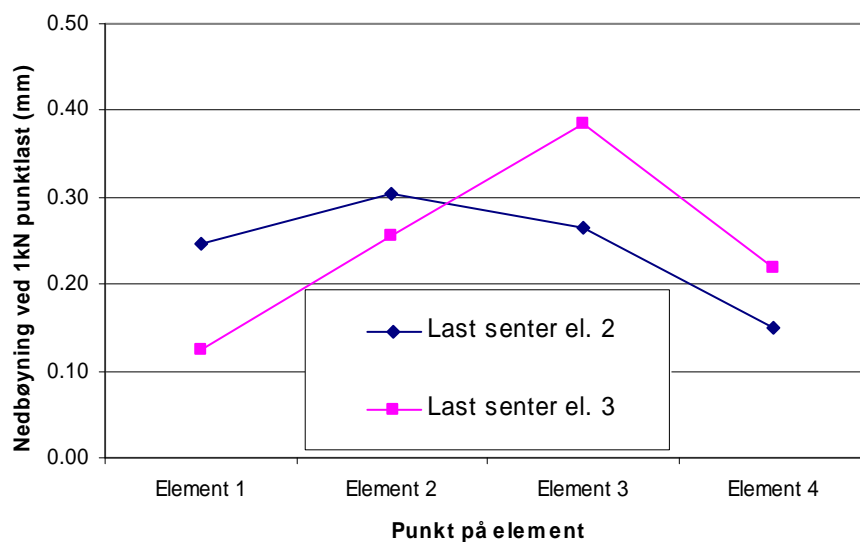
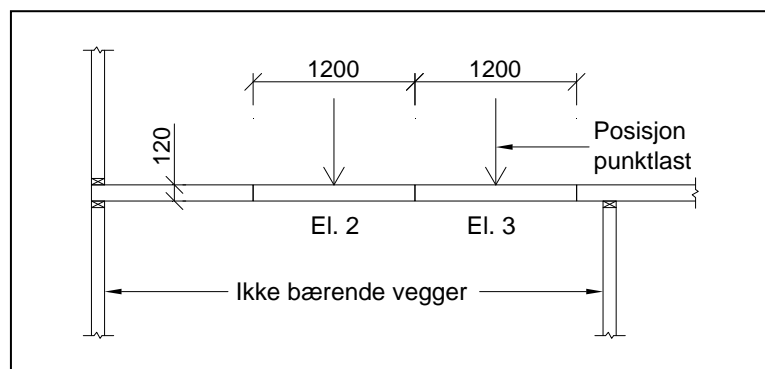
Figur E-6
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk EG-3.



Figur E-7
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk EG-4.

5. Rekkehus Utleir, Trondheim

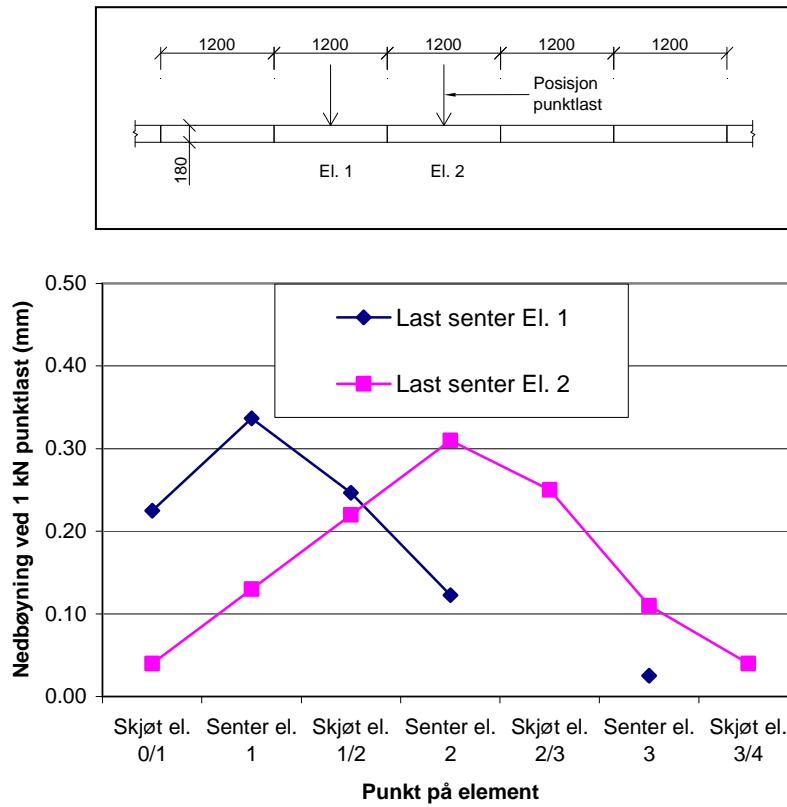
I bygget er 8 elementer sammenkoblet sideveis. Målinger har blitt gjennomført på tre elementer på et parti hvor det ikke var understøttelser eller avstivinger (bredde 3.47 m). Målt nedbøyning avhengig av belastet punkt og element er vist i figur E-8.



Figur E-8
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk UT-1.

6. Nardo barneskole, Trondheim

På målestedet er 6 elementer koblet sammen sideveis. Målinger har blitt gjennomført på tre elementer i midtpartiet. Målt nedbøyning avhengig av belastet punkt og element er vist i figur E-9.



Figur E-9
Oppleggsbetingelser og målt nedbøyning i senterlinje av elementer, forsøk NA-1.

SINTEF er Skandinavias største forskningskonsern. Vår visjon er «Teknologi for et bedre samfunn». Vi skal bidra til økt verdiskapning, økt livskvalitet og en bærekraftig utvikling. SINTEF selger forskningsbasert kunnskap og tilhørende tjenester basert på dyp innsikt i teknologi, naturvitenskap, medisin og samfunnsvitenskap.

SINTEF Byggforsk er det tredje største byggforskningsinstituttet i Europa. Vi har rom både for store forskningssatsinger og for tett oppfølging av de mange små bedriftene. Vårt mål er bedre produktivitet og økt kvalitet i det bygde miljø.

SINTEF Byggforsk er Norges ledende formidler av forskningsbasert kunnskap til byggenæringen. Våre publikasjoner inneholder tilrettelagte erfaringer og resultater fra praksis og forskning. Vi utgir Byggforskserien, Byggebransjens våtromsnorm, håndbøker, rapporter, faktabøker og beregnings- og planleggingsverktøy.