



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2016 30 stp
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Evaluering av effekten av friksjon i kontaktflaten mellom massivtreelementer

Evaluation of the Effect of Friction Between CLT
Contact Surfaces

Hans Foyen Friis
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne masteroppgaven ble skrevet våren 2016 ved institutt for matematiske realfag og teknologi og er det avsluttende arbeidet på graden Master i teknologi ved Norges miljø –og biovitenskapelige universitet.

Temaet friksjon i massivtrebygg ble foreslått av min veileder Anders Bjørnfot og denne oppgaven er en av flere masteroppgaver ved instituttet som relaterer seg til det å bygge i massivtre.

Motivasjonen bak valget av oppgaven er at bransjen er interessert i å kunne bygge rasjonelt med massivtre. Det å kunne bidra med å gi en økt forståelse for denne relativt unge byggeteknikken og at arbeidet kan være en del i en større sammenheng har vært utslagsgivende. I tillegg ønsket jeg å lære programmet ANSYS som var nytt for meg før jobben med oppgaven startet.

Jeg vil benytte anledningen til å takke veileder Anders Bjørnfot for god hjelp underveis i arbeidet. I tillegg vil jeg rette en takk til stipendiat Ildiko Lukacs og førsteamanuensis Themistoklis Tsalkatidis for faglig og modelleringsmessig hjelp. Takk også til min samboer Marlene Wilhelmine Jensen for faglig utveksling og god støtte gjennom arbeidet.

X

Hans Foyen Friis

Oslo, 12. mai 2016

Sammendrag

Bygging av hus med massivtre er en relativt ung byggeteknikk. Mer dokumentasjon og erfaringer fra mange prosjekter utført i massivtre gir stadig bedre kunnskap om teknikken og dens utfordringer. Det økte miljøfokus i byggebransjen gjør samtidig at stadig flere aktører følger med på utviklingen av massivtrebygg. Ved siden av at massivtrebygg er vesentlig mer klimavennlig enn tradisjonelle bygg i betong og stål, er det også flere positive virkninger for innklimaet grunnet treets materialkarakteristikk.

Høye massivtrebygg er utsatt for horisontale bevegelser grunnet den lave egenvekten og derfor er kraftige vindforankringer vanlig. Undersøkelser av et massivtrebygg i Ås viser overraskende lite bevegelser og det mistenkes at massivtrebygg er mye stivere enn antatt grunnet systemeffekter. Noe av forklaringen kan være at friksjon mellom massivtreelementene blir ignorert ved dimensjonering.

Hensikten med denne oppgaven er å undersøke hvilken potensiell effekt det ligger i det å ta hensyn til friksjon i sammenkoblinger av massivtreelementer.

Det er foreslått en metode for å beregne total friksjonskoeffisient mellom kontaktflater mellom massivtreelementer. En FE-analyse er gjennomført for å studere oppførselen i kontaktflaten mellom vegg og dekke og gir indikasjoner på at oppbyggingen av massivtreelementene har en innvirkning på friksjonskraften som kontaktflaten kan yte. Videre er det gjennomført et casestudie av et massivtrebygg i Ås der stabiliteten til en innvendig vegg er undersøkt. Resultatene antyder at vertikal last fra egenvekt alene stabiliserer veggelementet. Dette leder frem mot en undersøkelse av friksjonskraftens bidrag til styrken og stivheten til veggen og det konkluderes med at kun 10 % av friksjonskraftens potensial er utnyttet ved normal vindlast.

Det er rimelig å anta at det ligger et uforløst potensiale i det å benytte friksjonskraft mellom massivtreelementer ved dimensjonering av bygg. For å utvikle byggeteknikken og gjøre den stadig mer rasjonell, burde bransjen vurdere mulighetene for å implementere friksjon som en faktor ved dimensjonering av massivtrebygg.

Abstract

To build houses with massive wood elements is a quite new technique. The growing number of projects built with massive wood contribute to the overall knowledge and documentation of the building technique. Increased focus on environmental aspects in the building industry leads to further interest from principals and entrepreneurs. Besides that the buildings made from massive wood have a considerably lower carbon footprint than traditional buildings in concrete and steel, there is also positive effects of the interior climate.

Tall massive wood buildings are exposed to horizontal deflections due to the low density of wood and the corresponding low weight. Extensive wind anchorage is therefore necessary. Studies of an eight story massive wood building in Ås in Norway showed surprisingly small deflections. The reason why is suggested to come from redundancy of walls creating a system sharing effect. Some of the explanation can perhaps be derived from the fact that friction between massive wood elements are totally ignored when calculating the structure.

The purpose of this thesis is to investigate the potential effect that lies in taking the friction force into account.

It has been suggested a simple method for calculating the overall friction coefficient for massive wood contact surfaces. An finite element analysis has been done to study the behaviour of the contact surface indicating that the orientation of the lamellas have an impact on the coefficient of friction. There is also a case study of the eight story massive wood building in Ås where the stability of an interior wall is examined. The results implies that the weight from the massive wood elements alone is enough to stabilize the wall. Further on the friction force due to the contact surface is found to contribute to the strength and stiffness of the wall. In fact, under normal wind loads it is found that only 10 % of the maximum potential friction force is used.

It seems reasonable to assume that there is an unreleased potential in considering the friction force between massive wood elements in buildings. The community should investigate the potential further in order to improve the building technique.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Abstract	III
Innholdsfortegnelse	IV
Figurliste.....	VII
Tabelliste	IX
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.1.1 Systemeffekt i bygg.....	2
1.1.2 Friksjon i trekonstruksjoner	2
1.2 Problemstilling.....	3
1.3 Avgrensninger	4
2 Teori	5
2.1 Treverkets egenskaper	5
2.1.1 Materialkarakteristikk	5
2.1.2 Krymping og svelling.....	5
2.1.3 Tetthet.....	6
2.1.4 Poissons tall.....	6
2.2 Massivtre som konstruksjonsmateriale.....	6
2.2.1 Massivtreets oppbygning.....	6
2.2.2 Forbindelser mellom massivtreelementer	7
2.2.3 Beregningsmetoder for massivtre.....	7
2.3 Stabilitet.....	8
2.4 Vindlast.....	9
2.5 Fordeling av vertikale laster	10
2.6 Friksjon.....	11
2.7 Kontaktmekanikk.....	12
2.7.1 Kontaktkrefter på mikro- og nanoskala.....	12
2.7.2 Kohesjon og Adhesjon	13
2.8 Elementmetoden	13
2.9 Tidligere arbeid.....	14
2.9.1 Effekt av overflatens grovhet	14

2.9.2	Friksjonsforsøk med stålkule	14
2.9.3	Standardisering av friksjonskoeffisienter	15
2.9.4	FEM-analyse av kontaktproblemer	16
2.9.5	Skivevirkning til stabiliserende vegger	16
2.9.6	Stabilitet til skjærvegg av massivtre.....	17
2.10	Syntese av Teori.....	20
2.10.1	Metode for beregning av friksjonskoeffisient	20
3	Casestudie.....	23
4	Metode.....	29
4.1	Metode for beregning av friksjonskoeffisienter	30
4.2	Vertikalkraft fra egenvekt.....	31
4.2.1	Potensialet til friksjonskraften.....	32
4.3	Vindlaster.....	32
4.4	Stabilitet til veggskive	33
4.5	ANSYS-modellering	34
4.5.1	Forsøksoppsett.....	34
5	Resultater.....	37
5.1	Friksjonskoeffisienter for modell I-V	37
5.2	Casestudiet – Vertikal kraft fra egenvekt	39
5.2.1	Potensialet til friksjonskraften.....	40
5.3	Skjærkraft på veggskiver fra vindbelastning	40
5.4	Sammenligning av sidelast og stabiliserende last.....	41
5.5	ANSYS-modell.....	42
6	Diskusjon.....	45
6.1	Mulig effekt av uttørking av massivtrelementene	45
6.2	Valg av friksjonskoeffisienter	46
6.3	Bruk av «Mengkoeffisient»	46
6.4	Vindlast.....	46
6.5	Analyse av resultater	47
6.5.1	Friksjonskoeffisienter.....	47
6.5.2	ANSYS-modellering	47
6.5.3	Stabilitet til veggskive	47
7	Konklusjon	49
7.1	Videre arbeid	50
8	Kilder.....	i

Vedlegg A	iv
Vedlegg B – Teknisk spesifikasjon av massivtre	vii

Hensikten med denne oppgaven er å undersøke hvilken potensiell effekt det ligger i det å ta hensyn til friksjon i sammenkoblinger av massivtreelementer.

Det er foreslått en metode for å beregne total friksjonskoeffisient mellom kontaktflater mellom massivtreelementer. En FE-analyse er gjennomført for å studere oppførselen i kontaktflaten mellom vegg og dekke og gir indikasjoner på at oppbyggingen av massivtreelementene har en innvirkning på friksjonskraften som kontaktflaten kan yte. Videre er det gjennomført et casestudie av et massivtrebygg i Ås der stabiliteten til en innvendig vegg er undersøkt. Resultatene antyder at vertikal last fra egenvekt alene stabiliserer veggelementet. Dette leder frem mot en undersøkelse av friksjonskraftens bidrag til styrken og stivheten til veggen og det konkluderes med at kun 10 % av friksjonskraftens potensial er utnyttet ved normal vindlast.

Det er rimelig å anta at det ligger et uforløst potensiale i det å benytte friksjonskraft mellom massivtreelementer ved dimensjonering av bygg. For å utvikle byggeteknikken og gjøre den stadig mer rasjonell, burde bransjen vurdere mulighetene for å implementere friksjon som en faktor ved dimensjonering av massivtrebygg.

Figurliste

Figur 1-1: Vindforankring og bilde av massivtrebygg i Ås.	2
Figur 1-2: Illustrasjon av belastningsrelaksasjon ("stress relaxation").	3
Figur 2-1: De tre prinsipielle akseretningene til tre.	5
Figur 2-2: Massivtreelement med sjiktene orientert 90 grader i forhold til hverandre.	7
Figur 2-3: Dekkomponering av skjærkreftene i en krysslågt massivtrevegg (figur basert på Bogensperger et al.(2010)).	8
Figur 2-4: Reaksjonskrefter i skiveavstivet bygning (figur basert på Dolby et al.1988).	9
Figur 2-5: Påkjenning på bjelkelagskiver veggskiver og grunn (figur basert på Massivträhåndboken, 2006).	10
Figur 2-6: Flatelaster blir til linjelaster ved overgang til vegg.	10
Figur 2-7: Fordeling av laster i et vanlig hus.	11
Figur 2-8: Statisk og dynamisk friksjon til venstre og likevekts figur av kube på grunn til høyre.	12
Figur 2-9: En kontaktflate i likevekt på mikro-skala.	13
Figur 2-10: Virkningen av Lennard-Jones potensialet på a) nøytrale atomer og på b) mellom to nøytrale legemer.	13
Figur 2-11: Relative friksjonskoeffisienter avhengig av fiberretning (figur basert på Meng et al. (2008).	15
Figur 2-12: Friksjonskoeffisienter som rapportert av Aira et al. (2014).	16
Figur 2-13: Deformasjonsmekanismer for stabiliserende vegg på dekke med vegg under: a) rigid glidning; b) rigid rotasjon; c) deformasjon av dekket mellom skjærvegger; d) Skjærdeformasjon av vegg; e) bøye-deformasjon av vegg (figur basert på Reynolds et al. (2015).	16
Figur 2-14: Deformasjonsmekanismer i skjærvegger av massivtre; a) rigid rotasjon, b) rigid glidning, c) skjærdeformasjon.	17
Figur 2-15: Rigid rotasjon, mekanisme a) (figur basert på Casagrande et al. (2015).	18

Figur 2-16: Rigid glidning uten friksjon, mekanisme b) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).	19
Figur 2-17: Skjærdeformasjon mekanisme c) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).	19
Figur 2-18: Massivtrevegg sett nedenifra.	21
Figur 3-1: Studentboligen Palisaden.	23
Figur 3-2: Plan og identifisering av byggets akser og avstivende vegger (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).	24
Figur 3-3: Eksempel på avstivende skive (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).	24
Figur 3-4: Detalj typisk innvendig vegg (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke).	25
Figur 3-5: Orientering av dekkeelementene (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).	28
Figur 4-1: Forskningsdesign.	29
Figur 4-2: Illustrasjon av kontaktflaten mellom vegg og dekke til venstre og valgt vegg i plantegning til høyre.	30
Figur 4-3: De fire modellene som studeres; modell I er identisk med den utvalgte veggen, i modell II er dekket rotert 90 grader, i modell III er dekket orientert som opprinnelig mens veggen er rotert 90 grader, i modell IV er både dekke og vegg rotert 90 grader.	30
Figur 4-4: Kontaktflaten i modell I med en beregnet samlet statisk friksjonskoeffisient på 0,69.	31
Figur 4-5: Lastbredde for vindlast på kortvegg t.v. og stabiliserende vegger ved vindlast på kortside t.h.	33
Figur 4-6: Modell I som er bygget opp identisk med vegg i Palisaden og modell III som har vegglamellene rotert 90 grader i forhold til modell I. Dekket er likt i begge.	35
Figur 5-1: Kontaktflatene i modell I-IV.	37
Figur 5-2: Spenningsfordelingen i massivtreelementene for modell I.	42
Figur 5-3: Spenningsfordelingen i massivtreelementene for modell III.	43
Figur 6-1: Illustrasjon av mulig effekt av uttørking på kontaktflaten.	45

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over palisadens ulike bestanddeler.....	26
Tabell 2: Kraftresultanten av egenvekten til hver etasje.....	28
Tabell 3 Beregnede friksjonskoeffisienter for modell I-IV.....	37
Tabell 4: Samlet etasje vis egenvekt og linjelast.....	39
Tabell 5: Etasjevis maksimal potensiell friksjonskraft for valgt vegg på 2,60 m.	40
Tabell 6: Skjærkraft fra vindbelastning.....	40
Tabell 7: Sammenligning av vertikale og horisontale krefter som virker på valgt vegg i hver etasje.....	41

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

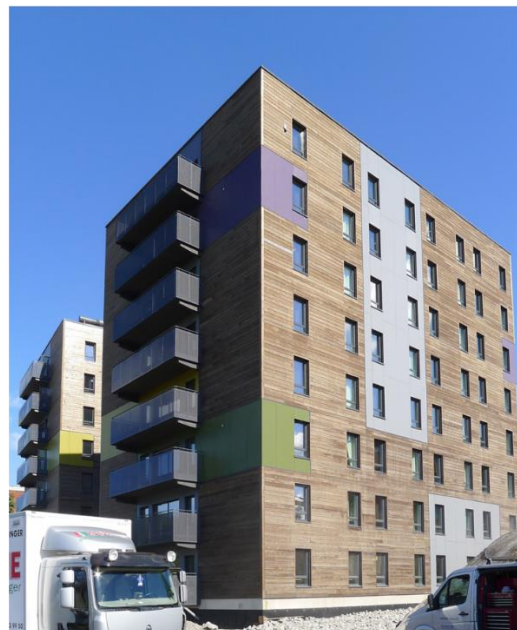
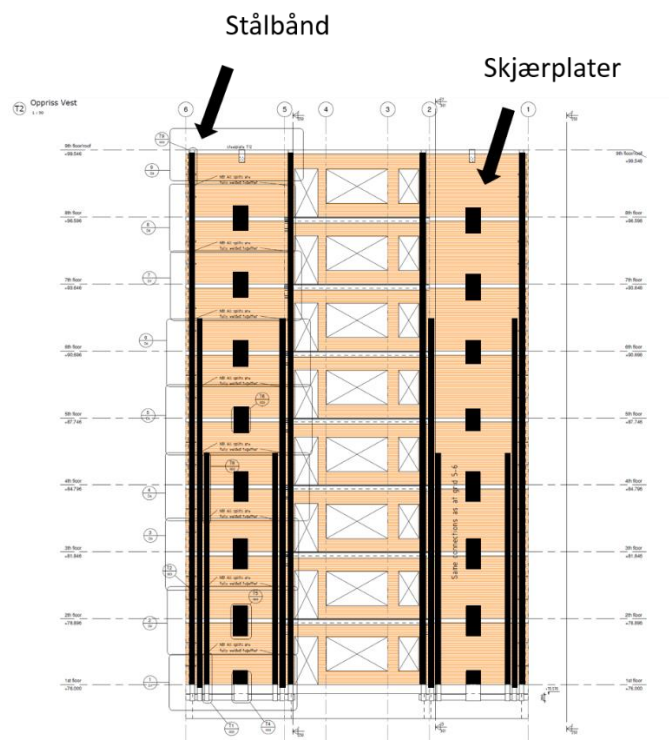
Å bygge med massivtreelementer ble introdusert i Norden mot slutten av 90-tallet gjennom forskningsprogrammet Nordic Wood (Norsk treteknisk 2006a). Siden de første eksperimentelle elementene ble utviklet ved de tekniske høyskolene i Lausanne og Zürich, har byggeteknikken blitt stadig mer anerkjent og utbredt. Mer dokumentasjon og erfaringer fra mange prosjekter utført i massivtre gir stadig bedre kunnskap om teknikken og dens utfordringer. For å konkurrere med etablerte tradisjonelle byggemetoder må det videre forskning til, men stadig flere byggherrer ser fordelene av å bygge med massivtreelementer.

Det økte miljøfokus i byggebransjen gjør at stadig flere aktører følger med på utviklingen av massivtrebygg. Betong er som kjent svært belastende på miljøet med et enormt karbonavtrykk på global basis. Ved å erstatte betong med massivtre vil CO_2 i stedet bli bundet opp i byggverket og kan lett utnyttes som for eksempel fjernvarme ved slutten av byggets levetid.

Ved siden av miljøhensynet kan følgende fordeler listes opp (Norsk treteknisk 2006a):

- Kort byggetid og god totaløkonomi.
- Godt innemiljø og mulighet for å utnytte treets estetikk i interiøret.
- Prefabrikkert og kan også inneholde hulrom til rørføringer.
- Enkel montering.
- Stor fleksibilitet ved planløsning og formgivning av bygg for arkitekt.
- Lite avfall på byggeplass.

Høyhus laget av massivtreelementer er relativt lette sammenlignet med konstruksjoner laget av stål og betong. Den lave egenvekten gjør at høyhus i massivtre er mer utsatt for horisontale bevegelser ved vindlast (Vessby 2011). Spesielt er akselerasjonen i høye hus en utfordring for komfortkrav og lette byggesystemer stiller derfor større krav til forankring. I høye hus blir de horisontale kreftene fra vind og jordskjelv store. Den omfattende vindforankringen i et av massivtrebyggene i Ås vises i Figur 1-1. Det er lange stålplater som spenner fra betongfundamentet og opp langs utsiden av massivtreelementene. De lengste spenner helt opp til taket, men vindforankringen er gradvis mer omfattende i de lavere etasjene. I tillegg er det store stålplater mellom alle etasjene som kan overføre skjærkrefter via massivtreelementene. Samlet utgjør vekten av stålet til vindforankringen over 8 tonn (Lukacs & Björnfort 2016).



Figur 1-1: Vindforankring og bilde av massivtrebygg i Ås.

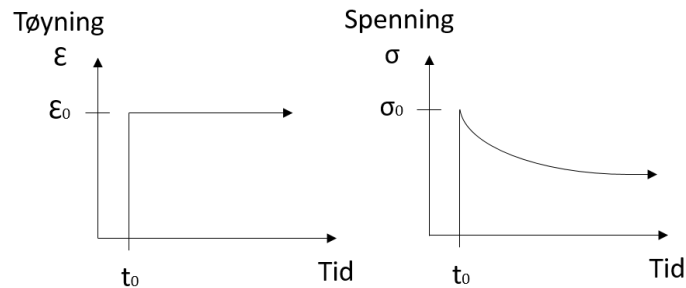
1.1.1 Systemeffekt i bygg

Det er ulike systemer som kan benyttes ved avstiving av massivtrebygg (Vessby 2011). Ifølge Casagrande et al. (2015), Lukacs og Björnfort (2016) og Gagnon og Pirvu (2011) vil alle massivtrevegger gi et bidrag til stabiliteten i en eller annen grad. Vegger som ikke er i det avstivende systemet vil ta del i en systemeffekt og avlaste de opprinnelige avstivende veggene gjennom strukturell redundans. Med redundans menes overskuddet av avstivende vegger.

1.1.2 Friksjon i trekonstruksjoner

Mellom alle gjenstander i kontakt er det friksjon. Friksjonskraften oppstår når en gjenstand beveger seg eller tenderer til å bevege seg over en annen. Kraften er motsatt rettet av kraftpåvirkningen og er svært avhengig av miljøet mellom kontaktflatene og av kreftene som presser gjenstandene sammen.

Det er tradisjonelt sett ikke vanlig å regne med friksjon i tre mot tre sammenkoblinger (Hirai et al. 2008) og (Ritter 1990). Det er gode grunner til å ikke tillegge friksjon et bidrag i mange forbindelser. De lange skruene som benyttes i sammenkoblingene trekker elementene sammen og det blir en spenning. Selv om det ved montering av en sammenkobling kan være et betydelig bidrag fra friksjon vil effekten av friksjon kunne avta over tid i mange tilfeller. I henhold til Hirai et al. (2008) er en viktig årsak til dette belastningsrelaksasjon («stress relaxation») av forbindelsesmidlene som vist i Figur 1-2. Her er en tenkt skruer utsatt for en initialtøyning slik som når den blir benyttet i en sammenkobling. Over tid vil materialet strekke seg og spenningen i skruen avta. Den direkte effekten av det er at massivtreelementene ikke lenger trekkes like godt sammen som ved montering.



Figur 1-2: Illustrasjon av belastningsrelaksasjon ("stress relaxation").

En annen viktig grunn til at friksjon ikke blir tillagt en mekanisk styrke ved dimensjonering av bygg er at det ved jordskjelv vil være en reduksjon i effektiv vertikal last (Hirai et al. (2008). Likevel er det flere konstruksjoner som er helt eller delvis avhengige av friksjonen mellom tre og tre. Eksempelvis fungerer tverrspente brodekker som en liggende limtrebjelke, men er kun holdt sammen av friksjonskrefter grunnet tverrspenningen (Solli & Treteknisk 2007).

Konsekvensen av spenningsrelaksasjonen er at det ved dimensjonering av massivtrebygg er valgt å fullstendig ignorere friksjon mellom elementene. Dagens metode er på sikker side, men det kan hende at den tenderer til «angst armering» som er et kjent fenomen innen betongkonstruksjon. Målinger utført på studentboligen Palisaden i Ås viste overraskende lite bevegelser som følge av vindlast (Nathan et al. 2015). Noe av forklaringen til hvorfor bygget utviser større stivhet enn beregnet kan stamme fra betydelig strukturell styrke og stivhet fra sammenkoblinger som er antatt å ikke virke stabiliserende på bygget. Denne oppgaven undersøker potensialet som ligger i å tilegne friksjon et bidrag ved sammenkoblinger av massivtreelementer i høyhus.

1.2 Problemstilling

Hva er effekten av friksjon i sammenkoblinger mellom massivtreelementer?

Denne oppgaven undersøker hvilket potensial det ligger i å tillegge friksjon et mekanisk bidrag ved dimensjonering av massivtreforbindelser. For å få rede på det er treverkets egenskaper vurdert og sett på i sammenheng med massivtreets fysiske oppførsel. Videre er fenomenet friksjon og kontaktmekanikk studert ved litteratursøk og det er også bygget opp en modell i FEM-programmet ANSYS Mechanical APLD 16.2 for å belyse hvordan kontakten mellom massivtreelementer oppfører seg.

Formålet med oppgaven er å bidra til å bedre forståelsen av massivtre sammenkoblinger og å beskrive hvordan friksjonen virker i kontaktflater mellom dem. Oppgaven kan fungere som et underlag for fremtidige forsøk. Ved å betrakte ulike parametere i kontaktflaten mellom massivtreelementer søker denne oppgaven å belyse kontaktflatenes betydning i konstruksjoner som det per i dag ikke tas hensyn til.

1.3 Avgrensninger

Under arbeidet med denne oppgaven er det flere tema som har dukket opp underveis som kan være interessant å studere nøyere. Disse er listet opp i kapittel 7.1 og vil ytterligere kunne belyse hvordan massivtrebygg oppfører seg og bedre kunnskapen slik at byggemetoden blir enda mer rasjonell.

Grunnet oppgavens omfang på 30 studiepoeng er gjort visse avgrensninger:

- Den globale stabiliteten til bygget er ikke vurdert
- Kreftene det fokuseres på overføres via skjær i veggplanet og ikke ut av planet.

2 Teori

Kapittelet tar for seg grunnleggende egenskaper til tre som materiale og har en kort redegjørelse for oppbygningen av massivtreelementer. Videre beskrives konstruksjonsmessige forhold som beregningsmetoder og stabilitet av skivekonstruksjoner samt fordeling av krefter fra vindlast og egenlast. Deretter beskrives fenomenet friksjon og spesielt Coloumb-friksjon i tillegg til noen kontaktkrefter og noe grunnleggende elastisitetsteori. Til slutt presenteres relevant senere forskning som er vesentlig for forståelsen av friksjon mellom massivtreelementer.

2.1 Treverkets egenskaper

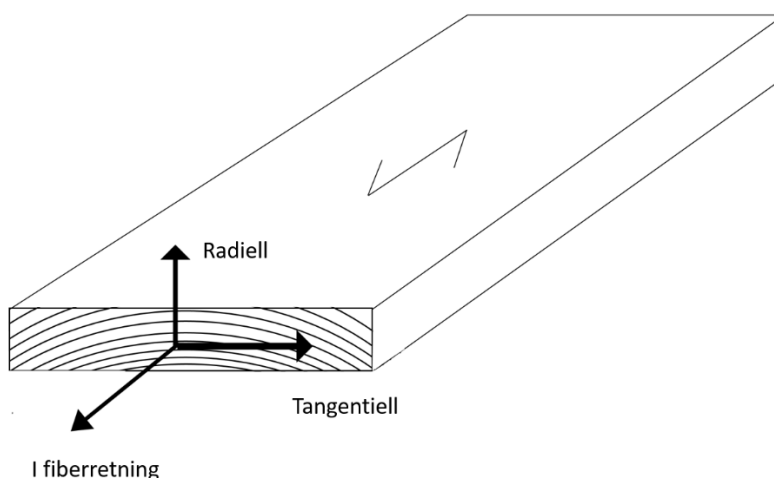
2.1.1 Materialkarakteristikk

Tre er et ortotropisk materiale som innebærer at det har ulike fysiske og mekaniske egenskaper i de tre ulike symmetriplanene. Det utviser ulike E-moduler avhengig av hvilken vei det belastes. Tre er også viskoelastisk som betyr at det ved deformasjon går tapt energi til indre friksjon (Schniewind & Barrett 1972). I tillegg er tre også hygroskopisk som betyr at det innstilles en likevekts-fuktighet med omgivelsene. Treets levende karakter fører til utfordringer som konstruktører må være oppmerksom på.

2.1.2 Krymping og svelling

Tre endrer volum med fuktighetsinnholdet. Bevegelsene er forskjellig i de tre akseretningene. For konstruksjonsvirke av gran og furu kan det i henhold til Eie (2010) regnes med en volumendring per 1 % uttørking på følgende måte:

- I fiberretning 0,01 %
- Radielt 0,15 %
- Tangentielt 0,28 %



Figur 2-1: De tre prinsipielle akseretningene til tre.

Fuktighetsinnholdet til tre er definert som vekten av vann treverket gitt som en prosent av tørr vekt (Ritter 1990).

$$\text{Fuktighetsinnhold} = \frac{\text{fuktig vekt} - \text{tørr vekt}}{\text{tørr vekt}} \times 100 \quad (1)$$

Konstruksjonstrevirke leveres med fuktighetsinnhold på om lag 12% og vil variere med omgivelsene det befinner seg i fra ned til under 10 % og opp til om lag 30 % (Eie 2010). Fasthetsegenskapene til trevirke reduseres med økende fuktighetsinnhold og det er derfor definert ulike klimaklasser slik at det regnes med en reduksjonsfaktor over en viss relativ fuktighet, RF (Standard Norge 2010).

2.1.3 Tetthet

Konstruksjons tre er klassifisert som C14-C50 og D18-D70 avhengig av kvalitet og hva slags tre det er. For det letteste, C14, er tettheten 290 kg/m^3 og for det tyngste, D70, er tettheten 900 kg/m^3 .

Det mye brukte C24 har til sammenligning en tetthet på 350 kg/m^3 (Standard Norge 2009b).

2.1.4 Poissons tall

Når en deformerbare gjenstand utsettes for strekkrefter en akse vil den forlenges og samtidig trekke seg sammen på tvers, kalt tverrkontraksjon. På samme måte vil en gjenstand utsatt for trykk bli kortere, men også utvides i bredden.

Poissons tall er det negative forholdet mellom tøyningen som materialet responderer med på tvers, $\varepsilon_{\text{tvers}}$, og den påførte tøyningen i lengderetningen, $\varepsilon_{\text{aksielt}}$. Poissons tall er alltid $0 \leq \nu \leq 0,5$ (Hibbeler & Fan 2005).

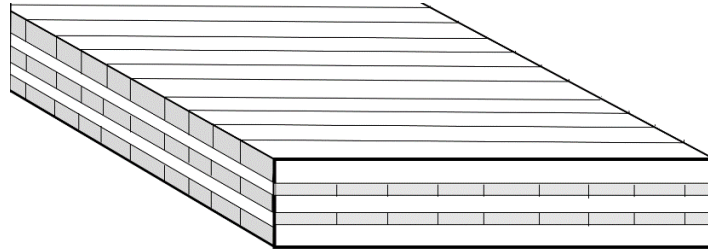
$$\nu = - \frac{\varepsilon_{\text{tvers}}}{\varepsilon_{\text{aksielt}}} \quad (2)$$

2.2 Massivtre som konstruksjonsmateriale

2.2.1 Massivtreets oppbygning

Det finnes mange måter et massivtreelement kan settes sammen på. De er ofte bygget opp av 3, 5, 7 eller 9 lag der de ulike sjiktene kan ha forskjellige kvaliteter. Elementene kan lett tilpasses det aktuelle bruksområdet og kan i prinsippet leveres i alle dimensjoner som lar seg frakte. Generelt har massivtreelementer god dimensjonsstabilitet, styrke og stivhet. Dette gjør at elementer kan brukes som både avstivende vegger og gulvdekker og kan utgjøre hele det stabiliserende systemet i et bygg. Selv om tre kan ha naturlige svakheter fra for eksempel kvist og sprekker vil de indre spenningene fra defektene fordele seg i massivtreelementet.

I bærende og avstivende konstruksjoner er kan både krysslagte (CLT) -og diagonallagte (DLT)-massivtreelementer vurderes (Nygård et al. 2014). De bygges ved å lime flere lamellsjikt over hverandre, enten med 45 graders eller 90 graders vinkel mellom sjiktene. Lamellene er som regel limt mellom sjiktene mens lameller i samme retning ikke limes. Figur 2-2 viser et typisk krysslagt element.



Figur 2-2: Massivtreelement med sjiktene orientert 90 grader i forhold til hverandre.

2.2.2 Forbindelser mellom massivtreelementer

Det er kjent at forbindelsene mellom massivtreelementer spiller en viktig rolle for hvordan et bygg oppfører seg. Massivtreelementer har så stor stivhet at nær all bevegelse forekommer i forbindelsene. Konsekvensen av det er at forbindelsene tar opp og fordeler energien i konstruksjonen fra eksterne påkjenninger som vindlast og jordskjelv.

Ved beregning av skrueforbindelser er det Eurocode 5 (NS-EN 1995-1-1) som gjelder. Det skilles mellom tverrbelastede skruer og aksialbelastede, men det er ikke noen etablerte metoder for beregning av vinklede skruer som er tilfellet ved sammenkoblinger av massivtre.

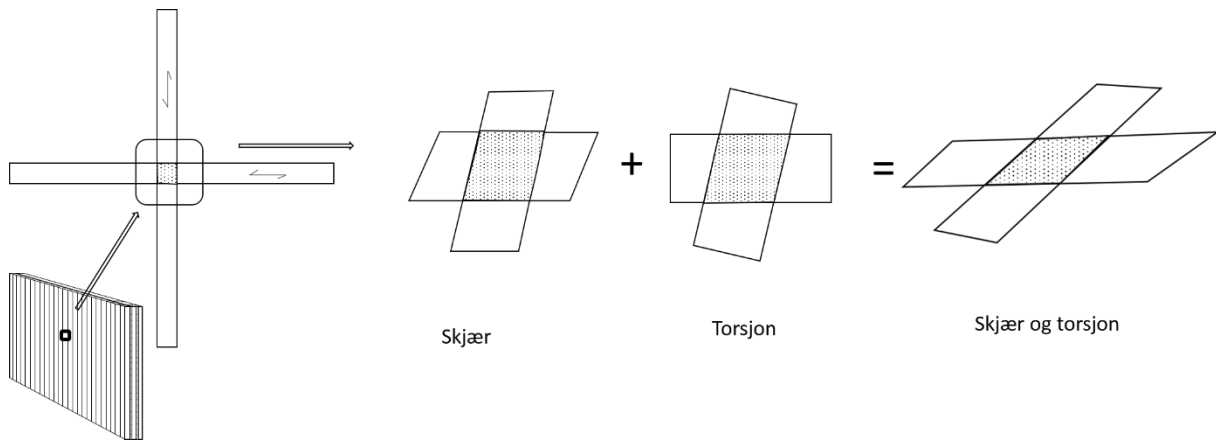
2.2.3 Beregningsmetoder for massivtre

Massivtreelementer belastes enten i planet eller vinkelrett på planet. Det finnes flere metoder for beregning av styrke og stivhet. De mest brukte er (Norsk treteknisk 2006b):

- Kompositteori: Utviklet for kryssfiner og tar hensyn til stivheten til hvert enkelt sjikt. Egner seg best når forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse er stort ($L \gg t$).
- Å anse krysslagte elementer som mekanisk sammensatte bjelker. I denne metoden tar man hensyn til skjærdeformasjonen i sjiktene ved å regne med en reduksjonsfaktor. Metoden er best egnet for små forhold mellom spennvidde og tykkelse.
- «Skjæranalogi»-metoden: Den mest presise av de som her er nevnt. Metoden tar hensyn til de ulike E og G-modulene til sjiktene. Antall sjikt er ikke begrenset ved denne metoden.

For skjær i planet er krysslagte massivtreelementer (CLT) undersøkt av Bogensperger et al. (2010). Den samlede situasjonen for de ulike sjiktene kan deles opp i to bestanddeler der summen av dem gir den totale skjærpåvirkningen. I den første situasjonen er alle lameller kantlimt slik at hele skiven kan ses på som homogen. Den andre situasjonen er tilfellet der lamellene ikke er kantlimt. Da oppstår det torsjonskrefter i limfugen mellom sjiktene. Teorien baserer seg på at det først er plukket ut en representativ volum enhet (RSV – Representative Volume Element) som illustrert i Figur 2-3 som deretter forenkles videre til en representativ

volum under-element (RSVE – Representative Volume Sub-Element) som er en del av et tenkt uendelig bredt massivtreelement. Denne tankegangen er kjent fra karakterisering av krystaller med minste gjentakende enhet, enhetscellen.



Figur 2-3: Dekomponering av skjærkreftene i en krysslågt massivtrevegg (figur basert på Bogensperger et al.(2010)).

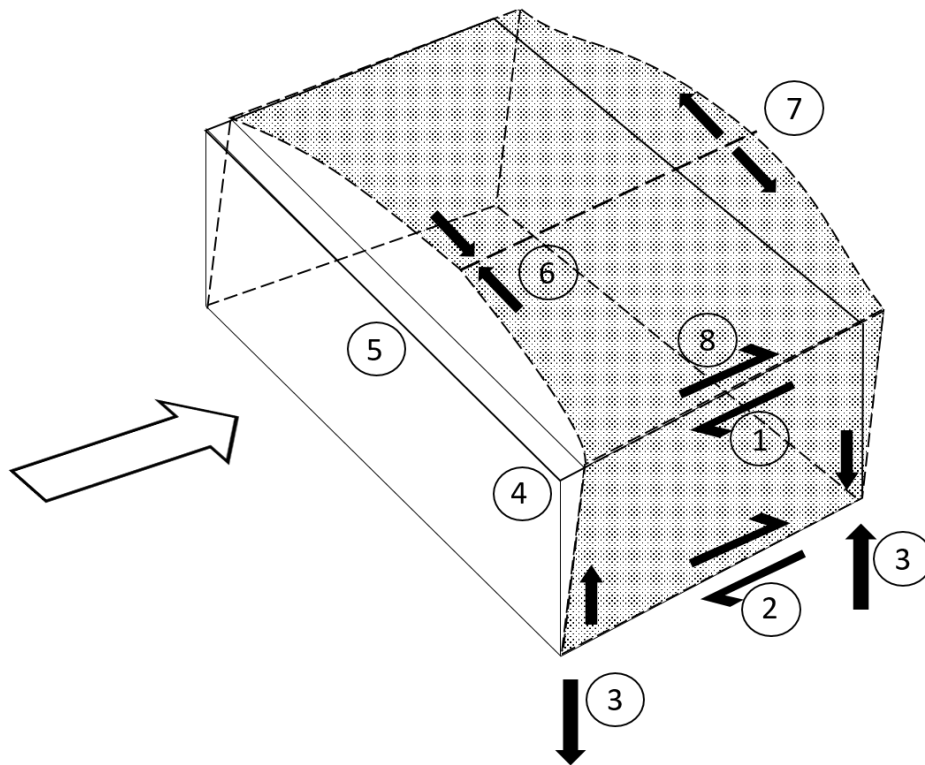
2.3 Stabilitet

De tre grunnleggende prinsippene for avstivning av bygg er med

- Rammer
- Diagonaler
- Skiver/plater

Ofte benyttes en kombinasjon av prinsippene, men enkelte massivtrebygg kan sies å være rene skive –og platekonstruksjoner. Da baserer konstruksjonens stabilitet seg på skive –og platevirkningen til massivtreelementene.

Plater har belastning normalt på plateplanet og skiver har belastning i skiveplanet. Figur 2-4 viser fordelingen av kreftene fra vindlast for et enkelt tilfelle. Den vanlige måten å beregne stivheten til et bygg på er å legge sammen stivhetene til hver enkelt skjærvegg i vindretningen (Lukacs et al. 2016).



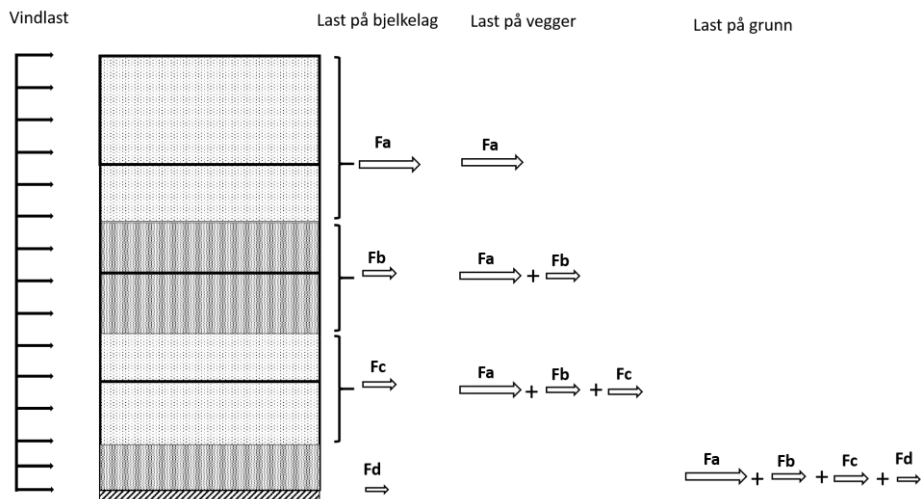
Figur 2-4: Reaksjonskrefter i skiveavstivet bygning (figur basert på Dolby et al.1988).

1. Skjærkraft i gavlvegg forårsaket av vind.
2. Horizontal reaksjonskraft til vindkraft fra fundament.
3. Fundament-reaksjonskraft mot velting forårsaket av vindkraft.
4. Skjærdeformasjon av gavlskive.
5. Skjær- og momentdeformasjon i takskiven.
6. Trykkraft i kantbjelke forårsaket av vind.
7. Strekkraft i kantbjelke forårsaket av vind.
8. Maksimal skjærkraft i takskive forårsaket av vind.

(Dolby et al. 1988)

2.4 Vindlast

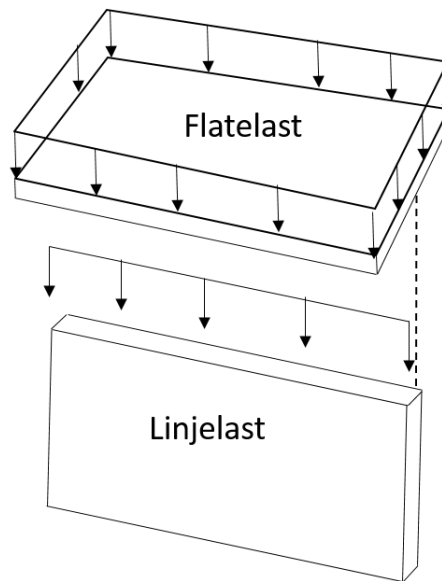
Beregning av vindlast gjøres ved å tilegne hvert bjelkelag en lastbredde som i hovedsak er halve etasjen over bjelkelaget og halve etasjen under bjelkelaget (Figur 2-5). Dersom vindlasten er konstant i høyden vil alle bjelkelag oppleve like store skjærkrefter med unntak av øverst og nederste bjelkelag. Skjærkraften i veggskivene på en annen side vil øke nedover i bygget da sidekreftene legges sammen etasje for etasje (Massivträ. 2006).



Figur 2-5: Påkjenning på bjelkelagskiver veggskiver og grunn (figur basert på Massivtråhåndboken, 2006).

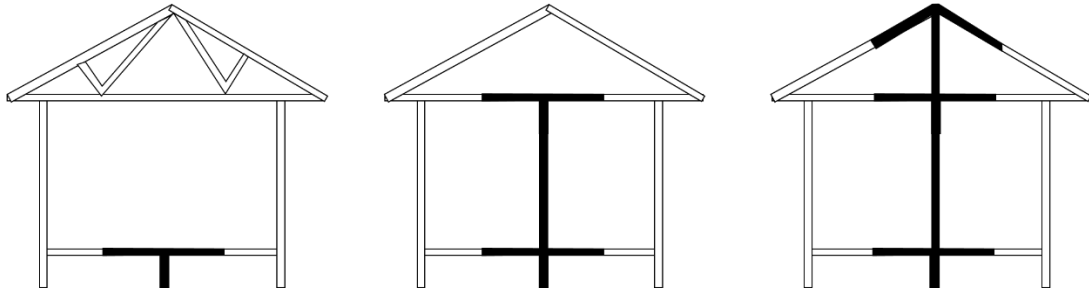
2.5 Fordeling av vertikale laster

I et bygg vil kreftene fra egenlast, nyttelast og snølast antas å fordele seg utover dekke som en flatelast. Lasten går så videre over til å bli en linjelast dersom dekke hviler på en vegg eller en drager. Igjen kan lasten gå over til å bli en punktlast dersom det hele bæres av søyler. Figur 2-6 illustrerer tilfellet med linjelast.



Figur 2-6: Flatelaster blir til linjelaster ved overgang til vegg.

Fordeling av last til ulike vegger og bærebjelker følger samme grunnprinsipp som med vindlast, nemlig at lastene fordeles på lastbredder. Hver vegg eller bjelke gis et areal som resulterer i en last som de må være dimensjonert for. Eksempel på fordeling av laster og effekten av lastbredder er illustrert i Figur 2-7.



Figur 2-7: Fordeling av laster i et vanlig hus.

2.6 Friksjon

I renessansen var Leonardo da Vinci den første som beskrev to fundamentale lover for friksjon

1. Friksjonskraften er proporsjonal med normalkraften.
2. Friksjonskraften er uavhengig av kontaktarealet.

Han var den første som introduserte ideen om en friksjonskoeffisient og gjennomførte en rekke forsøk. Funnene ble glemt i 200 år også gjenopplaget av den franske fysikeren Guillaume Amontons. Det at friksjonskraften er proporsjonal med normalkraften er derfor kjent som «Amontons 1. lov» og at den er uavhengig av kontaktarealet som «Amontons 2. lov». Senere brakte den franske ingeniøren Charles Augustin Coloumb ytterligere innsikt ved at han bekreftet Amontons funn og etablerte ytterligere en fundamental lov for friksjon:

3. Friksjonskraften er uavhengig av sklifarten

Leonard Euler introduserte differensieringen mellom statisk og dynamisk friksjon. En lang rekke andre bidrag har gjennom årene blitt etablert og friksjon og slitasje, kjent som feltet tribologi, er et svært komplekst fagfelt. Det tar for seg elastiske og plastiske deformasjoner, interaksjoner med slitasjepartikler, mikrodefekter og selvreparering av disse, eksitasjon av elektroner og fononer, kjemiske reaksjoner og overføring av partikler fra en overflate til en annen (Popov 2010).

Likevel er det mulig å beskrive såkalt tørr friksjon, ofte kalt Coloumb-friksjon, på en svært enkel måte som er tilstrekkelig for mange ingeniørdisipliner. Ved detaljerte forsøk etablerte Coloumb at friksjonskraften, R , mellom to gjenstander som trykkes sammen med en normalkraft utviser følgende oppførsel:

- Statisk friksjon:
For å sette en gjenstand på en flate i bevegelse må friksjonskraften, R_s , overvinnes. Friksjonskraften vil være like stor og motsatt rettet som påført sidekraft så lenge maksimal friksjonskraft ikke overstiges.

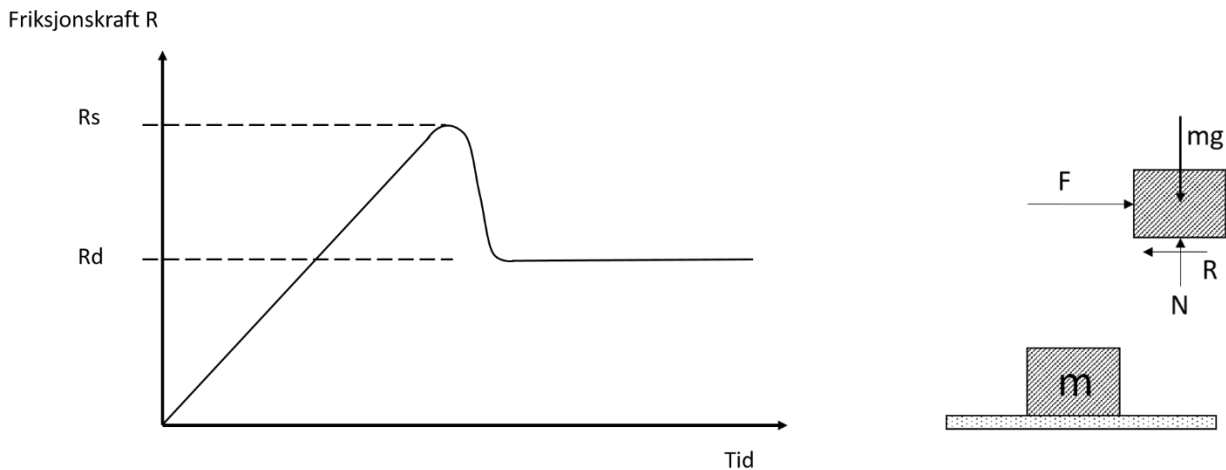
$$R_s = \mu_s N \quad (3)$$

- Dynamisk friksjon:

Når den statiske friksjonen er oversteget er gjenstanden i bevegelse. Da friksjonskoeffisienten, μ_d , for dynamisk friksjon typisk er mindre enn statisk, vil også friksjonskraften, R_d , i motsatt retning av bevegelsen være mindre enn for det statiske tilfellet.

$$R_d = \mu_d N \quad (4)$$

Fenomenet er illustrert i Figur 2-8.



Figur 2-8: Statisk og dynamisk friksjon til venstre og likevekts figur av kube på grunn til høyre.

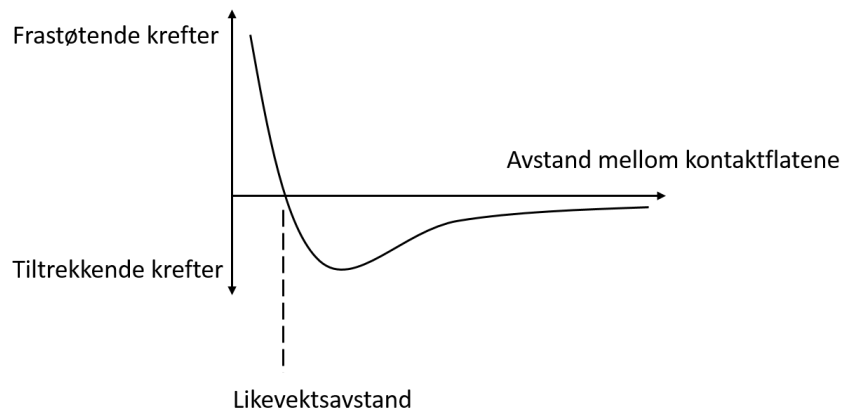
Det er indikasjoner på at friksjonskoeffisienten kan være en funksjon av normalkraften og at det kan ha betydning hvilken av gjenstandene som er den lastbærende og hvilken som er mottagende part (Gorst et al. 2003; Meng et al. 2008). Senere forskning fokuserer på kontakten mellom en eller flere ujevnheter og både deformasjon og adhesjonskrefter blir tatt hensyn til (Popov 2010).

Ikke-uniforme materialer, slik som massivtrelementer, har ingen gjennomsnittlig friksjonskoeffisient. Friksjonskoeffisienter er avhengig av empiriske forsøk for å bestemmes og er alltid mellom to kontaktflater. Det gir derfor ikke mening å snakke om friksjonskoeffisienten til én flate.

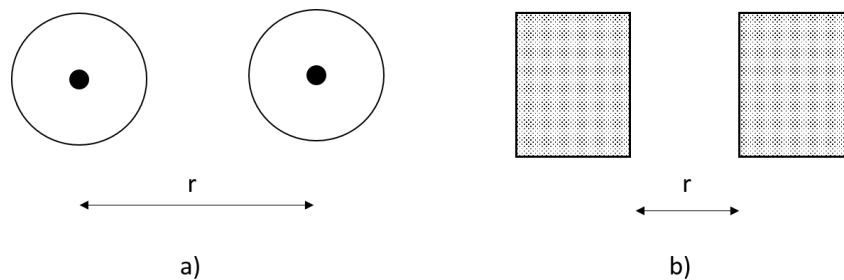
2.7 Kontaktmekanikk

2.7.1 Kontaktkrefter på mikro- og nanoskala

I en kontaktflate mellom to faste stoffer på mikroskala foregår det både tiltrekkende og frastøtende krefter (Brandon & Kaplan 2008). Mellom to nøytrale partikler virker det svake van der Waal kreftene som skyldes midlertidige forskyvninger av elektronskyen til partiklene. Det skal ikke fokuseres videre på dette, men det interessante er at summen av kreftene mellom to partikler oppnår en elektrostatiske likevekt med en viss avstand på mikro-skala. Dette kalles for Lennard-Jones potensialet og er illustrert i Figur 2-9. Ideen er også gyldig for nøytrale legemer illustrert i Figur 2-10.



Figur 2-9: En kontaktflate i likevekt på mikro-skala.



Figur 2-10: Virkningen av Lennard-Jones potensialet på a) nøytrale atomer og på b) mellom to nøytrale legemer.

2.7.2 Kohesjon og Adhesjon

Kohesjon er tiltrekning mellom like atomer. Vann holder seg sammen på grunn av kohesjon via hydrogenbond.

Adhesjon er at ulike partikler eller overflater viser en tendens til å sitte fast i hverandre og er lettest observert mellom glatte overflater som for eksempel to cd plater. Det virker relativt svake adhesjonskrefter mellom alle gjenstander (Popov 2010).

Interaksjonen mellom to flater er sterkt påvirkelig av miljøet mellom flatene. I tre-mot-tre kontaktflater er typisk fuktighetsinnholdet i treverket av betydning. Overflødig vann i kontaktflaten eller tilstedeværelse av ulike adsorbater slik som maling vil ha en sterk påvirkning på kontaktkraftene på mikro-skala. Det er klare indikasjoner på at adhesjon og kohesjon bør vurderes når en ser på tre mot tre-forbindelser da det måles høyere friksjonskoeffisient mellom tre og tre med økende fuktinnhold (Aira et al. 2014). Den praktiske betydningen av adhesjon i den makroskopiske verden er i mange tilfeller svært liten på grunn av at så å si alle overflater har en viss grovhet. Hvorvidt adhesjon faktisk er vesentlig i tre mot tre-forbindelser er avhengig av hvor grove overflatene er og fuktighetsinnholdet til treverket (Popov 2010).

2.8 Elementmetoden

Elementmetoden (Finite Element Method) er et kraftig verktøy for styrkeberegninger og er knyttet til utviklingen av datamaskinen da det produseres enorme ligningssystemer. Det er en

numerisk metode for løsning av partielle differensialligninger. Metoden baserer seg på at en enhetsforskyvning i et punkt eller node vil skape en forskyvning i de omkringliggende nodene. Enhver geometri kan deles inn i et rutenett(mesh) for så å løses. Ved en finere inndeling av rutenettet kan mer nøyaktige resultater oppnås, men krever betydelig mer datakraft. Den totale stivheten til en konstruksjon er summen av stivhetene til alle elementene (Waløen 1994).

Sammenhengen mellom krefter og forskyvninger er gitt ved

$$\vec{S} = \vec{k} * \vec{v} \quad (5)$$

Der \vec{S} er vektoren for kreftene som virker i noden, \vec{k} er elementets stivhetsmatrise og \vec{v} er vektor for stavendeforskyvninger. De lokale stivhetsmatrisene, \vec{k} , for hvert element settes ved bruk av data opp med systematisk metode til den globale stivhetsmatrisen, \vec{K} , som kan uttrykkes

$$\vec{K} * \vec{r} = \vec{R} \quad (6)$$

der \vec{r} er forskyvningsvektoren og \vec{R} er lastvektoren. Når den globale stivhetsmatrisen og lastvektoren er kjent, kan enhver forskyvningsvektor finnes.

2.9 Tidligere arbeid

2.9.1 Effekt av overflatens grovhet

Xu et al. (2014) viste at overflatenes grovhet spiller en viktig rolle for friksjonskoeffisienten i kontaktflaten tre mot tre. De fant i hovedsak at friksjonskoeffisienten økte med økende grovheter på overflatene for både det statiske og dynamiske tilfellet. Tre er viskoelastisk og kontakten mellom tre er ikke fullstendig elastisk. Det virkelige kontaktarealet er alltid mindre enn det nominelle grunnet overflatens grovhet. Det blir antatt at årsaken til at friksjonskoeffisienten øker med overflatens grovhet er det er et mindre virkelig kontaktareal. Konsekvensen av grov overflate blir belyst i kapittel 2.9.2.

2.9.2 Friksjonsforsøk med stålkule

På tross av treverkets kompliserte fysiske og kjemiske egenskaper kan det se ut til at friksjon mellom en stålkule og tre kan bli beskrevet på en ganske enkel måte (Atack & Tabor 1958). Resultatene indikerer at friksjonen består primært av to deler. Den første skyldes adhesjon som tidligere beskrevet og er sterkt avhengig av overflatene og miljøet i kontakten; fuktigere miljø gir flere hydrogenbånd. Den andre delen kommer fra arbeidet som er involvert i deformasjonen av treet. Tre er viskoelastisk så selv om det er lite tydelig permanent deformasjon av treverket, så går energi tapt i deformasjonen på grunn av intern friksjon eller hysteresse tap i selve treet.

Dermed kan den totale friksjonskraften skrives som en sum av to uavhengige termer,

$$R_t = R_d + R_a, \quad (7)$$

der R_d representerer kraften som trengs for å deformere treet og R_a er kraften som trengs for å overvinne adhesjonen mellom de to gjenstandene. Gorst et al. (2003) indikerer også at adhesjonen kan spille en rolle.

2.9.3 Standardisering av friksjonskoeffisienter

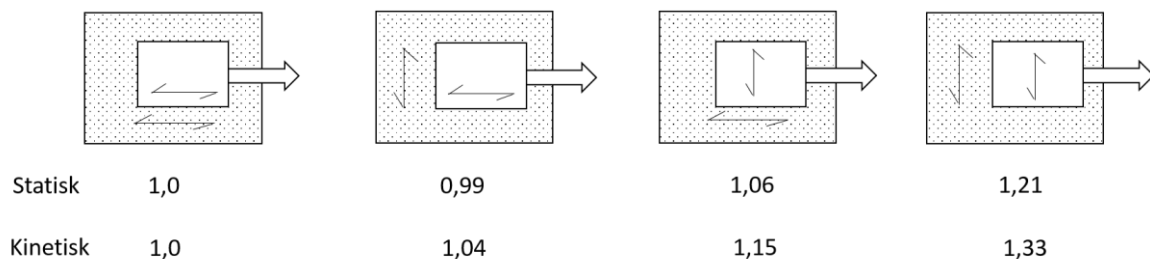
I den britiske og den tyske standarden finnes det veiledende friksjonskoeffisienter for ulike materialer. I den britiske standarden, BS 5975; 1996, har det siden 1982 vært angitt et fåtall koeffisienter som det ikke har vært mulig å finne kilden til (Gorst et al. 2003). Den tyske standarden, DIN 442 og prEN 12812 angir veiledende maksimum og minimums friksjonskoeffisienter for tre mot tre langs med fiberretning og på tvers. I tillegg har den tallfestet tilfellet endved mot tre som maksimum 1,0 og minimum 0,6 (Gorst et al. 2003).

Ritter (1990) angir en gjennomsnittlig friksjonskoeffisient på 0,6 for varierende fuktinnhold og uavhengig av fiberretning.

Flere internettkilder angir friksjonskoeffisient i området 0,25-0,5 uten å nærmere forklare hvor tallene kommer fra.

Meng et al. (2008) rapporterte friksjonskoeffisienter for høvlet tre mot kryssfiner med fuktighetsinnhold på 10,0-10,4% i alle kombinasjoner av fiberretninger. Selve koeffisientene virker lave i forhold til andre kilder, men det er interessant hvordan de har satt opp relative friksjonskoeffisienter med hensyn på kombinasjoner av fiberretninger. Figur 2-11 viser de ulike relative friksjonskoeffisientene avhengig av retning på bevegelsene som beskrevet av Meng et al. (2008).

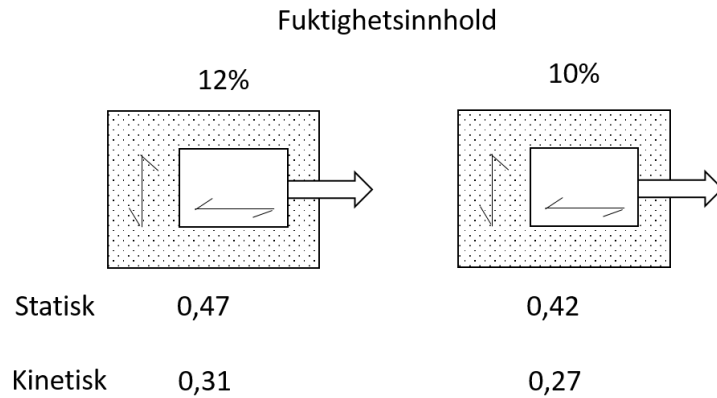
Relative friksjonskoeffisienter



Figur 2-11: Relative friksjonskoeffisienter avhengig av fiberretning (figur basert på Meng et al. (2008)).

Siden tallene kommer fra forsøk med japansk tre klassifisert som «softwood» som også gran typisk klassifiseres som vil det være rimelig å anta at lignende relative forholdstall også gjelder for massivtrevegger av gran fra Mayer Melnhof Holtz som benyttes i casestudiet i kapittel 3. Ifølge Glass og Zelinka (2010) avhenger friksjonskoeffisientene mellom tre primært av fuktighetsinnhold og overflate grovhet.

Aira et al. (2014) rapporterer fra to Portugisiske artikler at friksjonskoeffisientene for gran (*Picea Abies*) med fuktighetsinnhold på 12% er 0,47 for det statiske tilfellet og 0,31 for det dynamiske. Fra testene med 10% fuktighetsinnhold er det funnet statisk og dynamisk koeffisient på hhv 0,42 og 0,27. Disse forsøkene skiller ikke på «givende» og «mottakende» flate slik som Meng et al. (2008). Funnene er oppsummert i Figur 2-12.



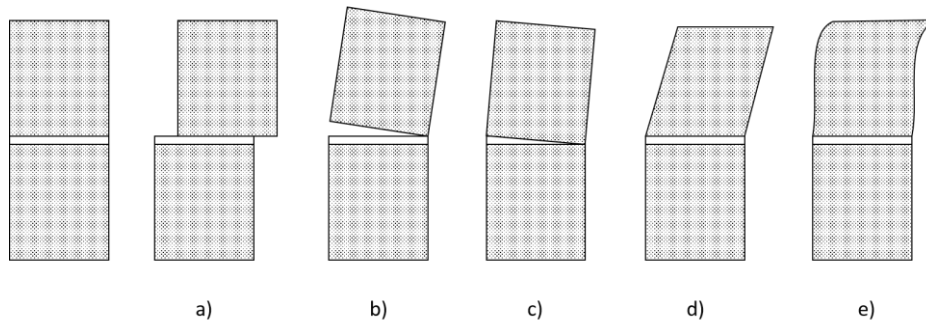
Figur 2-12: Friksjonskoeffisienter som rapportert av Aira et al. (2014).

2.9.4 FEM-analyse av kontaktproblemer

En universell metode for FEM-analyse av dekker av komposittmaterialer er fremsatt av Chen og Shi (2011). Ved svært detaljerte FEM-analyser av kontaktflater er det mange ideer fra dette arbeidet som også vil gjelde tilfellet tre mot tre.

2.9.5 Skivevirkning til stabiliserende vegger

Skjærvegger utsatt for sidelast og vertikal last har en rekke deformasjonsfigurer som vist i Figur 2-13.



Figur 2-13: Deformasjonsmekanismer for stabiliserende vegg på dekke med vegg under: a) rigid glidning; b) rigid rotasjon; c) deformasjon av dekket mellom skjærvegger; d) Skjærdeformasjon av vegg; e) bøye-deformasjon av vegg (figur basert på Reynolds et al. (2015).

Figur med deformasjonsmekanismer som beskrevet av Reynolds et al. (2015). En vegg sin skjærdeformasjon kan finnes ved å benytte superposisjonsprinsippet. Hver deformasjonsfigur medfører et bidrag til den totale deformasjonen.

$$\Delta_{tot} = \Delta_a + \Delta_b + \Delta_c + \Delta_d + \Delta_e \quad (8)$$

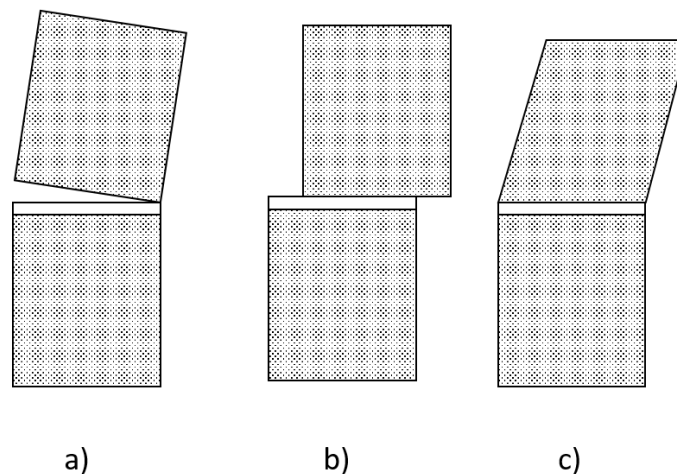
Nylig arbeid oppsummert i kapittel 2.9.6 indikerer at mekanisme b) rigid rotasjon i Figur 2-13 står for om lag 77% av deformasjonen i en skjærvegg og at mekanisme a) rigid glidning står

for 16% (Casagrande et al. 2015). De resterende 7% skyldes deformasjonsfigur d). Figur c) og e) er sett bort ifra i artikkelen da målet til forfatterne er å lage en forenklet fremgangsmåte for å bestemme horisontal forskyvning. Bidraget fra disse er ifølge Casagrande et al. (2015) vesentlig mindre og kan ses bort ifra. Resultatene innebærer at mekanisme b) rigid rotasjon vil påvirke trykkfordelingen i kontaktflaten mellom skjærvegg og dekke i stor grad. Denne deformasjonsmekanismen er også ofte den mest kritiske (Dujč et al. 2004).

2.9.6 Stabilitet til skjærvegg av massivtre

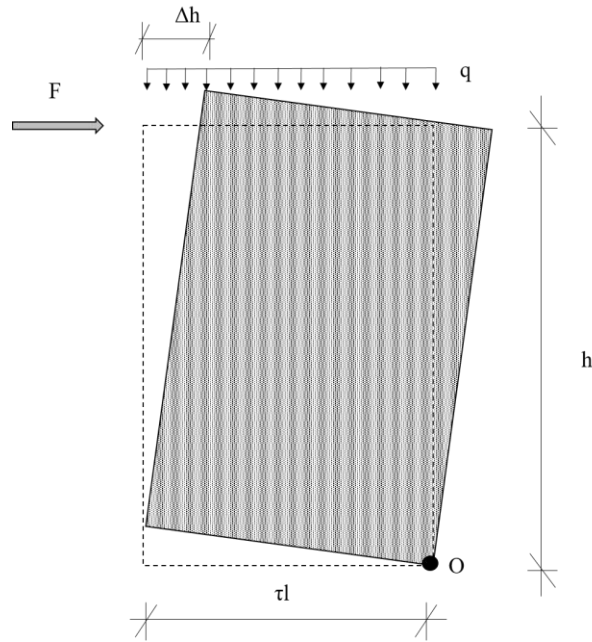
Et forenklet men pålitelig verktøy for beregning av den elastiske responsen til skjærvegger i massivtrevegger i én-etasjes hus under både vertikal og horisontal kraft er presentert av Casagrande et al. (2015). Her er endeforankringen («hold down») til skjærveggene tatt hensyn til og det demonstreres at stivheten til en vegg ikke er lineært proporsjonal med lengden av veggen slik som det antas i dag. Den totale stivheten fås ved bruk av superposisjonsprinsippet der bidragene fra hver enkelt deformasjonsmekanisme legges sammen og resulterer i en total stivhet.

For massivtrevegger er det primært tre deformasjonsmekanismer som gir hoved bidragene til deformasjonen som tidligere nevnt i kapittel 2.9.4. Forenklingen skyldes at de andre bidragene blir små i forhold (Casagrande et al. 2015). Figur 2-14 oppsummerer de aktuelle deformasjonsmekanismene som er av størst relevans.



Figur 2-14: Deformasjonsmekanismer i skjærvegger av massivtre; a) rigid rotasjon, b) rigid glidning, c) skjærdeformasjon.

For mekanisme a), rigid rotasjon, blir bidraget til samlet deformasjon utledet og presentert av Casagrande et al. (2015) som i ligning x. Mekanismen er illustrert slik som i artikkelen i Figur 2-15. Figur 2-15: Rigid rotasjon, mekanisme a) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).



Figur 2-15: Rigid rotasjon, mekanisme a) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).

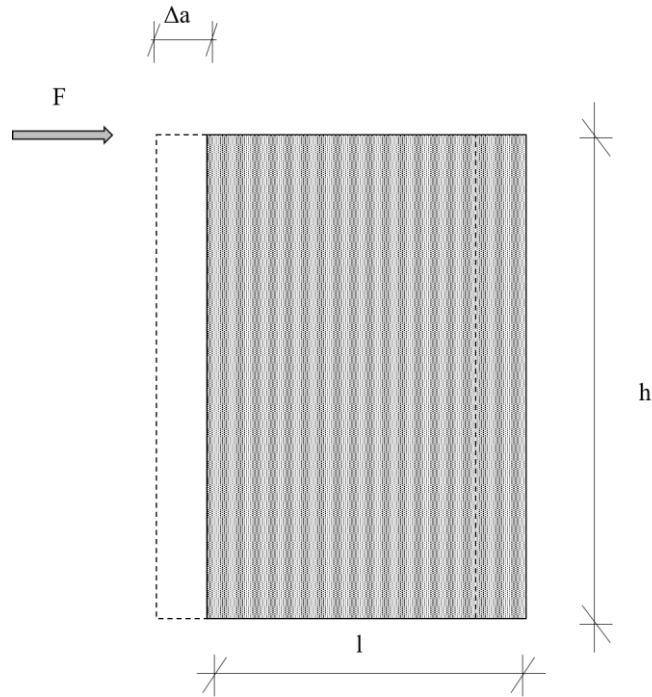
$$\Delta h = \left(\frac{F * h}{\tau * l} - \frac{q * l}{2} \right) * \frac{h}{\kappa_h * \tau * l} \quad (9)$$

der κ_h er veggens stivhet i henhold til den vanlige definisjonen, κ_h , er stivheten til endeforankringene. Typiske τ -verdier for massivtrevegger er 0,90-0,95 og gir dermed en redusert effektiv lengde grunnet veggens endeforankringer (Sustersic & Dujic 2012).

Når den vertikale lasten, q , blir stor nok vil ikke veggen rotere. Da er $F \leq F_q = \frac{\tau * ql^2}{2 * h}$ og ligning x kan skrives om til

$$\Delta h = \begin{cases} 0 & \text{når } F \leq F_q \\ \frac{h}{\tau * l * \kappa_h} * \left(\frac{F * h}{\tau * l} - \frac{q * l}{2} \right) & \text{når } F > F_q \end{cases} \quad (10)$$

For mekanisme b), rigid glidning uten friksjon er bidraget til deformasjonen i Figur 2-16 som følger



Figur 2-16: Rigid glidning uten friksjon, mekanisme b) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).

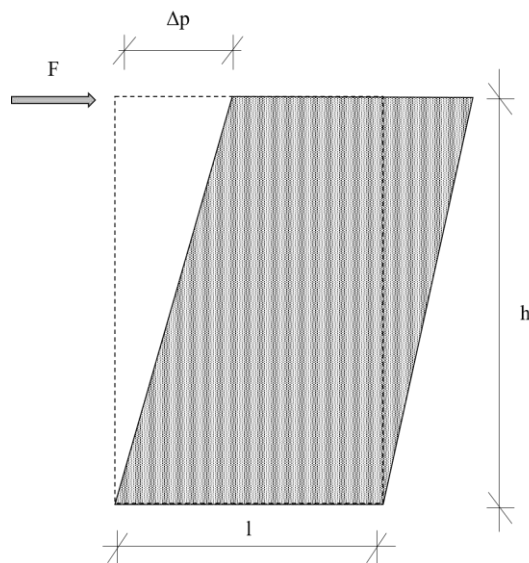
$$\Delta a = \frac{F}{\kappa_a * n_a} \quad (11)$$

der κ_a er stivheten til vinkelbrakettene eller skruene og n_a er antallet.

Når avstanden, i_a , mellom festemidler er konstant kan ligning x skrives om til

$$\Delta a = \frac{F * i_a}{\kappa_a * l} \quad (12)$$

For mekanisme c) blir ligningen for deformasjonen i Figur 2-17



Figur 2-17: Skjærdeformasjon mekanisme c) (figur basert på Casagrande et al. (2015)).

$$\Delta p = \frac{F * h}{G_{clt} * t_{clt} * l} \quad (13)$$

Total deformasjon er summen av de individuelle bidragene.

$$\Delta = \Delta h + \Delta a + \Delta p = \left[\frac{h}{\kappa_h * \tau * l} * \left(\frac{F * h}{\tau * l} - \frac{q * l}{2} \right) \right] + \frac{F * i_a}{\kappa_a * l} + \frac{F * h}{G_{clt} * t_{clt} * l} \quad (14)$$

Denne teorien stammer fra Casagrande et al. (2015), men det er viktig å legge merke til at friksjonen er fullstendig ignorert fra mekanisme b), rigid glidning.

2.10 Syntese av Teori

Teorien sier at friksjon er til stede i enhver virkelig situasjon. Grunnet visse konstruksjonstekniske hensyn slik som spenningsrelaksasjon er det valgt å se helt bort ifra effekten av friksjon. Likevel kan det være av stor relevans for å videreutvikle rasjonelle byggemetoder å ta hensyn til friksjon i visse tilfeller.

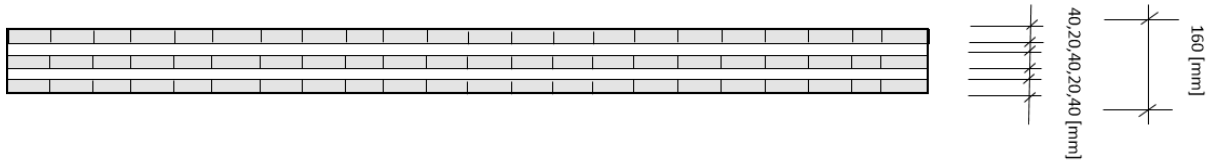
Friksjon har vist seg å være et enormt felt innen forskning og teknologi og omfatter alt fra muskelsammentrekninger til jordskjelvdynamikk og den industrielle tribologien (Popov 2010). Fenomenet friksjon blir straks svært innviklet og tverrfaglig krevende når en skal inn i detaljene i kontaktmeknikken. Teorien for Coloumbs-friksjon er den klart mest anvendbare for konstruksjonsmessige forhold. Styrken til Coloumb-friksjonen ligger i dens enkelhet og anvendbarhet. Grunnet friksjonens empiriske natur er det nødvendig for videre arbeid å anta friksjonskoeffisienter basert på det som anses som de mest pålitelige kildene.

Det finnes ingen forskning på fenomenet friksjon mellom massivtreelementer, og de koeffisientene som det er mulig å finne er ofte av uklar opprinnelse eller av en enkel karakter som for eksempel ikke tar hensyn til fiberretning med mer. Kontaktflater mellom elementer er ikke studert og det finnes ingen redegjørelse for hvilke faktorer som påvirker sammenkoblingene. Derfor søker denne oppgaven å belyse dette ved den følgende casestudiet og modellering i ANSYS.

2.10.1 Metode for beregning av friksjonskoeffisient

I selve kontaktflaten er det to distinkt forskjellige kontaktflater som foregår. Figur 2-18 viser massivtreeveggen det fokuseres på nedenifra. Det er innlysende at det i kontaktflaten mellom vegg og dekke foregår ulike fysiske fenomener blant annet på grunn av ulike E-moduler på sjiktene og at endevend mot overflate oppfører seg annerledes enn tradisjonell overflate mot overflate.

Det er videre kjent at friksjonskoeffisienten avhenger av fiberretningen på flatene som beveger seg over hverandre eller viser en tendens til å gjøre det (Aira et al. 2014) og (Meng et al. 2008).



Figur 2-18: Massivtrevegg sett nedenifra.

Det foreslås nå en enkel måte å regne ut den samlede friksjonskoeffisienten for ethvert massivtreelement. Ved å tilegne ulike friksjonskoeffisienter til de respektive delene av arealene vil det kunne estimeres en total friksjonskoeffisient for den samlede flaten.

$$\mu_{total} = \mu_1 * A_1 + \mu_2 * A_2 \quad (15)$$

Siden tverrsnittet har sjikt med oppbygningen $3 * 40 \text{ mm}$ og $2 * 20 \text{ mm}$, fås det

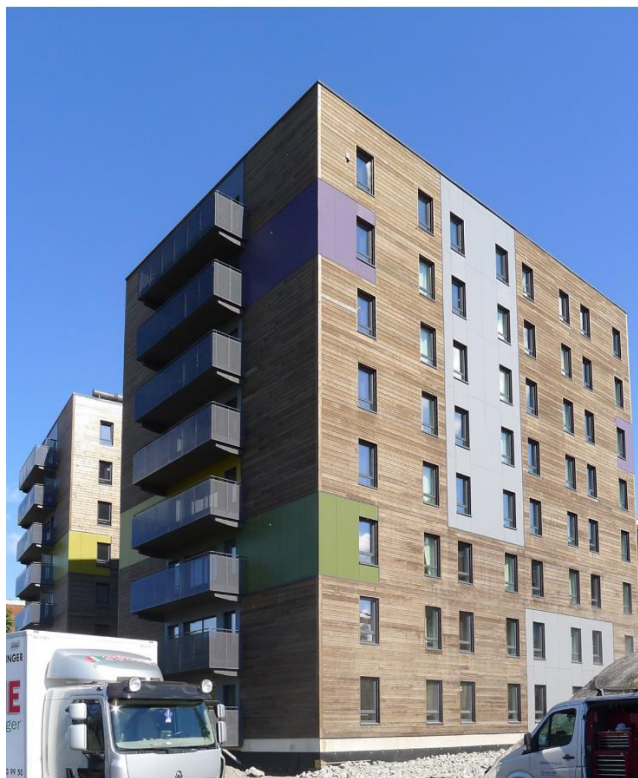
$$\mu_{total} = \mu_1 * \frac{1}{3} + \mu_2 * \frac{2}{3} \quad (16)$$

Der μ_1 og μ_2 er avhengige av fiberretning i henhold til de relative friksjonskoeffisientene som beskrevet av Meng et al. (2008) og hvorvidt det er snakk om statisk eller dynamisk friksjon. Det vil i utregningene i kapittel 5 være en «meng faktor» avhengig av overflatenes bevegelse slik at det samlede uttrykket blir

$$\mu_{total} = m\mu_1 * \frac{1}{3} + m\mu_2 * \frac{2}{3} \quad (17)$$

3 Casestudie

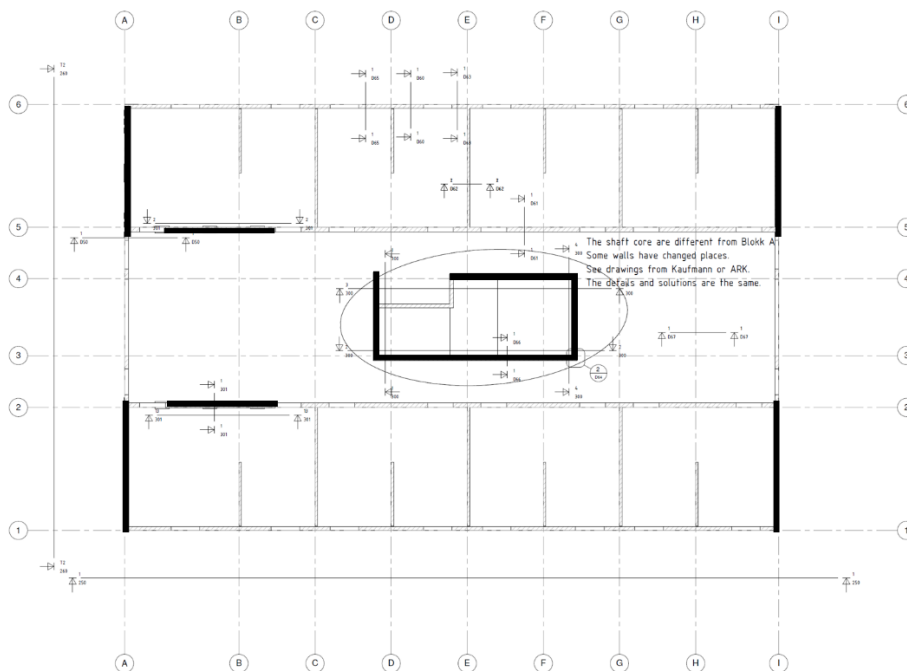
For å undersøke potensialet som ligger i å tilegne friksjon et bidrag ved stivhet -og styrkeberegninger er studentboligen Palisaden i Ås brukt som casestudie (Figur 3-1). Det er av interesse å regne ut egenlasten til de individuelle etasjene som så skal benyttes videre i kapittel 4. Bygget er utelukkende bygget i massivtreelementer sammenkoblet med kraftige stålplater. Det er om lag 24 m høyt, 15 m bredt og 23 m langt. Det består av 8. like etasjer og er bygget på et betongfundament.



Figur 3-1: Studentboligen Palisaden.

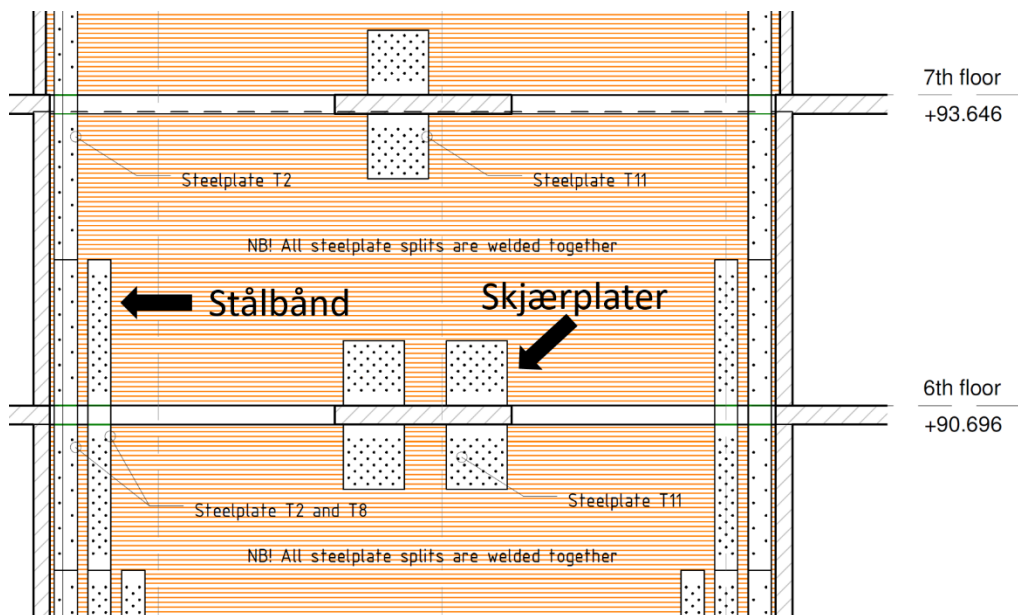
De avstivende skivene som er markert i svart i Figur 3-2 er gjennomgående i alle etasjer og det er disse som er dimensjonert for de aktuelle sidelastene som virker på bygget (Lukacs & Björnfot 2016). De utgjør $\approx 26\%$ av den totale vegg lengden. De resterende 74% er ikke designet som skjærvegger, men vil bidra til stabiliteten til bygget i en eller annen grad. Selv om

beregninger viser at bygget burde bevege seg med påført vindlast har det ikke lyktes å detektere det (Nathan et al. 2015).



Figur 3-2: Plan og identifisering av byggets akser og avstivende vegger (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).

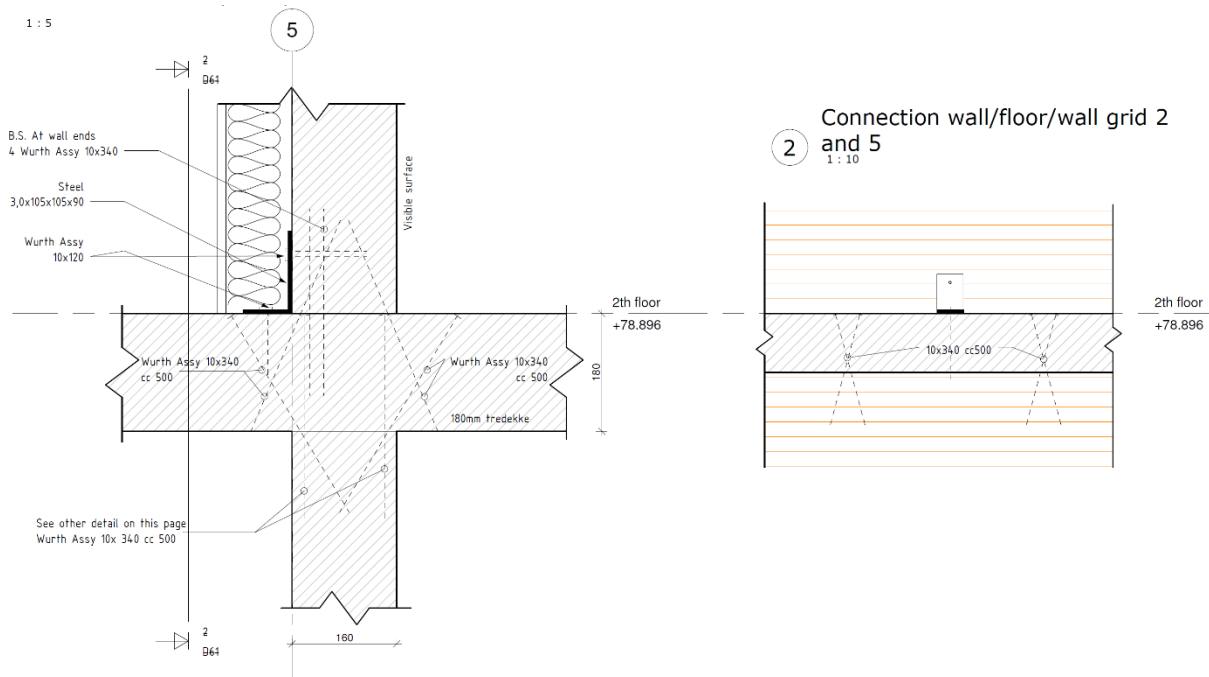
De avstivende skivene fører sidelastene ned langs skivene til fundamentet gjennom kraftige lange stålbånd og skjærplater (Figur 3-3).



Figur 3-3: Eksempel på avstivende skive (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).

Veggene som ikke utgjør en del av det designede avstivende systemet er solid festet til dekke og tak. Figur 3-4 viser detaljene ved en typisk innervegg. Skruene har 5 ulike konfigurasjoner: blant de med c/c 500 er et skruepar som danner en «V» og en «A». Det er også skruepar som er skrudd igjennom dekket og ned i vegg under. Dette er tydeliggjort i høyre del av figuren. Vinkelbrakettene er også plassert c/c 500. I tillegg kommer endeforankringen, eller «hold

down» skruene på enden av veggen som skrur skrått inn i endene av massivtreet og ned i dekket under, 4 stykker per ende.



Figur 3-4: Detalj typisk innvendig vegg (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke).

Resultatet er en svært stiv forbindelse som ikke er anbefalt i jordskjelvutsatte områder da de fører til svært sprø brudd (Popovski et al. 2010). De $\approx 74\%$ som ikke er designet som skiver er også svært stive grunnet alle skruene.

Det er tidligere skrevet flere masteroppgaven med bakgrunn i studentboligen i Ås. Effekten av skruevinkler på styrke og stivhet er undersøkt av Schröder (2013). Helt kort støtter den oppunder velkjent teori om «rope effect» fra Johansen (1949). Det er gjennomført FEM-analyse av krysslimte (CLT) og diagonallimte (DLT) massivtreelementer for å belyse elementenes skjærstivhet (Ahmed 2014). Det er også gjennomført en FEM-analyse av hele bygget hvor resultatene til Schröder (2013) er benyttet (Mørch 2014). Det er i sistnevnte oppgave foretatt en rekke modelltekniske forenklinger som samlet gjør at resultatene ikke stemmer med målinger på bygget utført av Nathan et al. (2015).

Basert på Lukacs og Björnfot (2016) er Tabell 1 satt opp. Den inneholder en oversikt over alle materialene som er gått med til bygget med unntak av skruer og vinkelbraketter og danner grunnlaget for beregning av egenlast for hver etasje i bygget.

Tabell 1: Oversikt over palisadens ulike bestanddeler.

Massivtrevegg		Skjærvegg			Stålplater	
	Total lengde vegger [m]	Totalt volum dekke [m ³]	Skjærvegg lengde [m]	Skjærvegg volum [m ³]	Stålbånd [kg]	Skjærplater [kg]
8.etg	178,19	68,48	46,31	11,95	398,67	183,88
7.etg	178,19	61,81	46,31	11,93	447,29	183,88
6.etg	177,84	61,81	46,40	15,22	690,39	218,98
5.etg	177,84	61,82	46,40	15,22	739,01	218,98
4.etg	177,84	62,08	46,40	15,22	1030,73	244,30
3.etg	175,70	61,92	46,40	16,89	1030,73	250,19
2.etg	177,70	61,92	46,42	16,89	1030,73	260,58
1.etg	177,70	61,92	46,42	16,89	698,34	303,06
Totalt	1421,01	501,76	371,04	120,21	6225,73	1919,01
Snitt	177,6	62,72	46,38	15,03	778,22	239,88

For et dekke blir vekten utregnet på følgende måte

$$Volum_{dekke} * densitet_{massivtre} = vekt \quad (18)$$

Vekten som hviler på veggene i 8. etasje blir

$$68,48 \text{ m}^3 * 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 32\,870,4 \text{ kg}$$

eller

$$32\,870,4 \text{ kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 322\,459 \text{ N} \rightarrow 322,5 \text{ kN}$$

der det blir antatt at elementene som danner taket er tilsvarende gulvdekket.

Fra Tabell 1 er det oppgitt total vegg lengde per etasje. Det er også angitt antall meter med skjærvegg, altså vegger som er designet som skiver og med det tilhørende volumet.

Proporsjonaliteten gir da at volumet til veggene i en etasje blir

$$\frac{\text{Skjærvegg lengde}}{\text{Antall meter vegg}} = \frac{\text{Volum}_{skjærvegg}}{x} \quad (19)$$

løser for x og får

$$x = \text{Volum}_{skjærvegg} * \frac{\text{antall meter vegg}}{\text{Skjærvegg lengde}}$$

For 8. etasje blir da volumet

$$x = 11,95 \text{ m}^3 * \left(\frac{178,19 \text{ m}}{46,31 \text{ m}} \right) = 45,98 \text{ m}^3$$

Som er totalt volum for alle vegger i 8. etasje. Vekten blir dermed

$$45,98 \text{ m}^3 * 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 22\,070,78 \text{ kg}$$

eller

$$22\,070,78 \text{ kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 216\,514,36 \text{ N} \rightarrow 216,5 \text{ kN}$$

I tillegg kommer lasten fra de omfattende stålbandene i byggets høyderetning («hold down-plates») og skjærplatene («shear plates») som gir et betydelig bidrag.

$$(Vekt_{stålband} + Vekt_{skjærplater}) * g = Last_{stål} \quad (20)$$

$$(398,67 \text{ kg} + 183,88 \text{ kg}) * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 5714 \text{ N} \rightarrow 5,7 \text{ kN}$$

Samlet blir vertikallasten på dekket i 8. etasje fra massivtreelementene og stålet

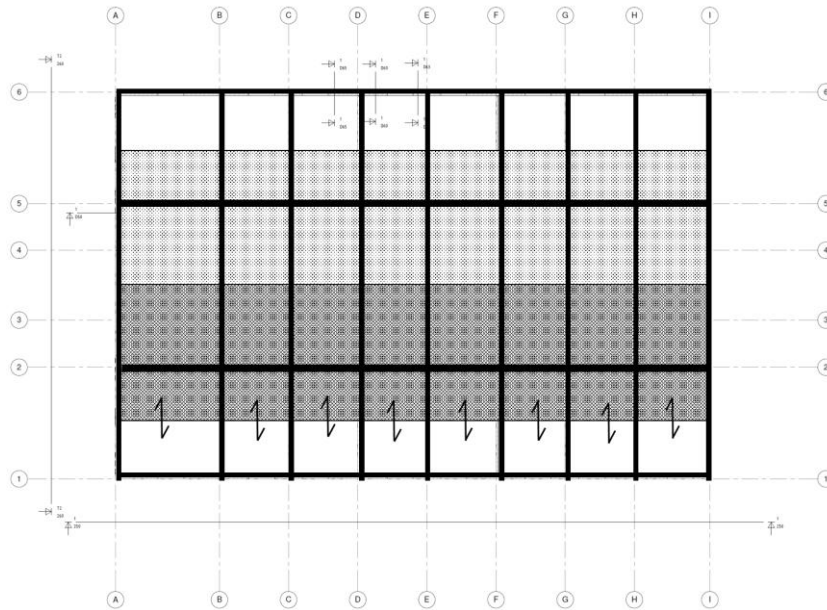
$$Last_{dekke} + Last_{vegg} + Last_{stål} \quad (21)$$

$$322,5 \text{ kN} + 216,5 \text{ kN} + 5,7 \text{ kN} = 544,7 \text{ kN}$$

De avstivende skivene bærer til en viss grad stålbandene og skjærplatene selv i massivtrees plan, men det er valgt å forenklet regne lasten som spredt jevnt utover hele etasjen. Effekten av nyttelast og eventuell snølast er heller ikke tatt med.

De øvrige etasjene er beregnet på samme måte og listet opp i Tabell 2.

Dekkene er spenner på tvers av hele byggets lengderetning som i Figur 3-5. Lastbredden til de langsgående indre veggene er antydnet. Det er egentlig en stabiliserende kjerne, men det er valgt å gjøre en forenkling i figuren. Den vertikale egenlasten er antatt å være jevnt fordelt over alle veggene i etasjene. Lasten deles dermed på antall løpemeter vegg for å gi et estimat på i hvilken størrelsesorden linjelasten er (Tabell 2). Fra kapittel 2.4 er det kjent at skjærkreftene øker nedover i bygget.



Figur 3-5: Orientering av dekkeelementene (figur fra «As built»-dokumentasjon fra Veidekke også editert).

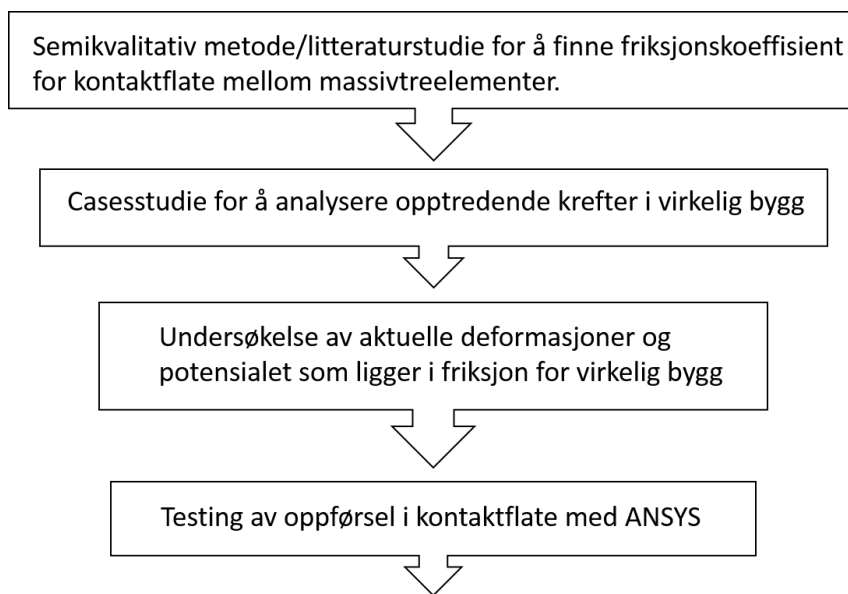
Tabell 2: Kraftresultanten av egenvekten til hver etasje.

	Kraft på dekke fra egenvekt [kN]	Linjelast [kN/m]
8.etg	544,7	3,07
7.etg	538,7	3,02
6.etg	565,7	3,19
5.etg	565,7	3,19
4.etg	565,7	3,19
3.etg	593,5	3,38
2.etg	596,1	3,36
1.etg	596,1	3,36
Totalt	4566,2	-

4 Metode

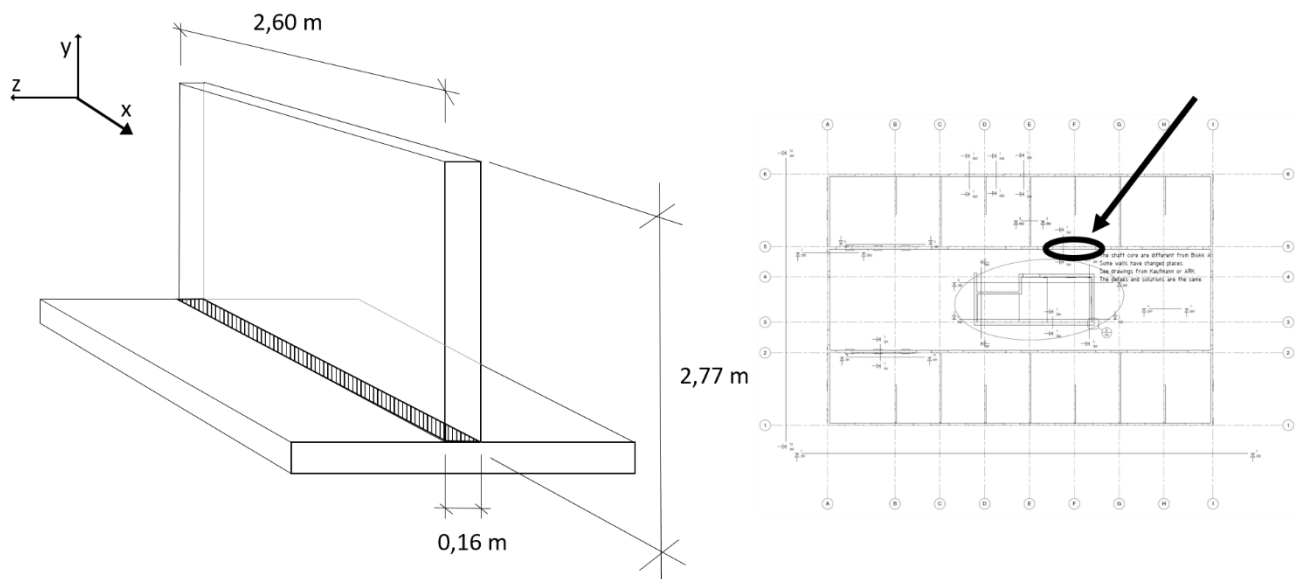
For å få rede på hva effekten av friksjon er i sammenkoblinger av massivtre er studentboligene i Ås brukt som utgangspunkt. For å kunne snakke om bygget totale ytelse under vindlast og jordskjelv må problemet brytes ned til mindre bestanddeler før den totale virkningen kan redegjøres for. Systemeffekten av alle avstivende vegger er et komplekst samvirke der friksjon mellom alle massivtreelementer spiller en viktig rolle. Den totale virkningen skal ikke fokuseres på i denne oppgaven.

Det er utført en litteraturstudie for å frembringe relevant teori for å beskrive og finne friksjonskoeffisienter som kan være representative for kontaktflater mellom massivtre (Figur 4-1). Deretter er det gjennomført et casestudie av Palisaden i Ås for å undersøke hvor store de vertikale kreftene som følge av egenlast er. Videre er det med bakgrunn i Casagrande et al. (2015) sitt arbeid vurdert hvorvidt rigid rotasjon faktisk spiller en så stor rolle som de hevder i Palisaden. For å undersøke kontaktflaten mellom massivtre er det som en test modellert opp flere modeller i ANSYS for å belyse hvilken rolle de ulike E-modulene til sjiktene i en massivtrevegg har.



Figur 4-1: Forskningsdesign.

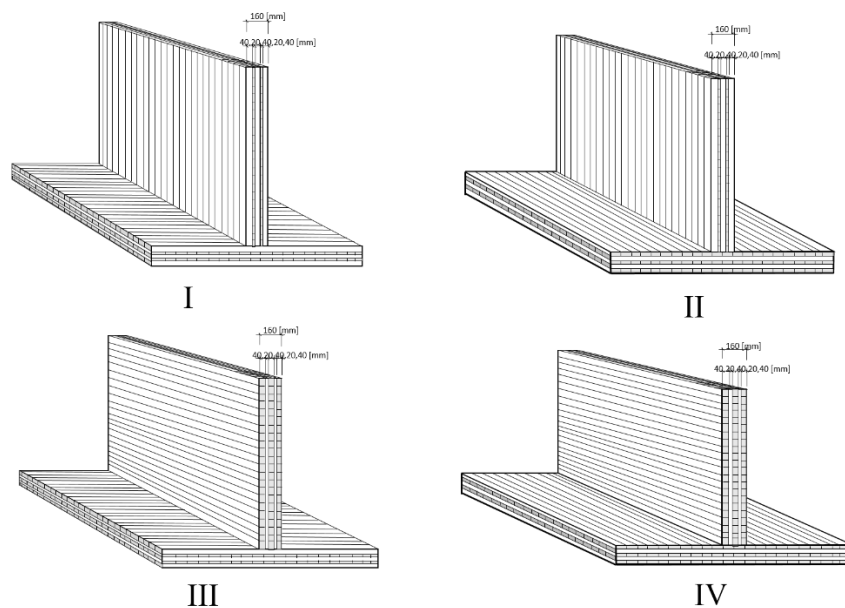
Ved å kun fokusere på kontaktflaten mellom massivtreelementene som illustrert i Figur 4-2 forsøkes det å oppnå en beskrivelse av hva som påvirker kontaktflaten og en anvendelig metode for å beregne total friksjonskoeffisient. Veggelementet er tilfeldig valgt blant en av 8 tilsvarende vegger i hver etasje i Palisaden og som derfor utgjør en stor del av de opptredende sammenkoblingene. Aksekorset i figuren er orientert på samme måte som i ANSYS.



Figur 4-2: Illustrasjon av kontaktflaten mellom vegg og dekke til venstre og valgt vegg i plantegning til høyre.

4.1 Metode for beregning av friksjonskoeffisienter

Med utgangspunkt i en konkret vegg i massivtrebygget i Ås er det laget fire ulike modeller (Figur 4-3). Friksjonskoeffisienten i kontaktflaten for de fire modellene er beregnet og presentert i Tabell 3 i kapittel 5. Under følger beskrivelsen av hvordan metoden anvendes i et tilfelle for modell I.



Figur 4-3: De fire modellene som studeres; modell I er identisk med den utvalgte vegg, i modell II er dekket rotert 90 grader, i modell III er dekket orientert som opprinnelig mens vegg er rotert 90 grader, i modell IV er både dekke og vegg rotert 90 grader.

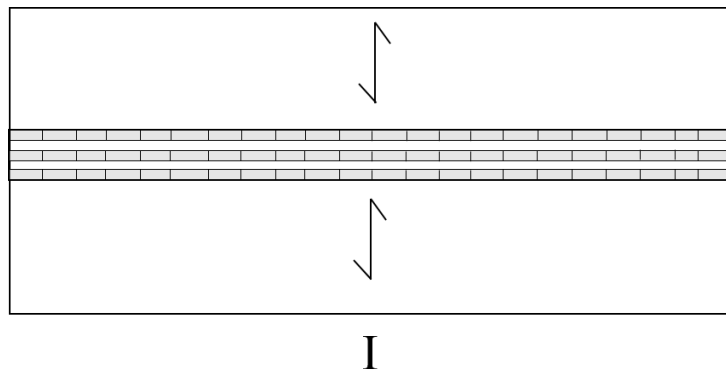
Det er i kapittel 2.10 foreslått en metode for å beregne den samlede friksjonskoeffisienten til enhver kontaktflate mellom massivtreelementer.

Ved å benytte ligning (16) fra kapittel 2.10 fås det at den samlede koeffisienten for modell I er

$$\mu_{statisk} = 1 * 0,47 * \frac{1}{3} + 1 * 0,8 * \frac{2}{3} = 0,69 \quad (16)$$

I og med at friksjonskoeffisienter er empiriske må koeffisientene som benyttes her tas fra de kildene hvor situasjonene ligner mest.

Der det har blitt brukt $\mu_1 = 0,47$ fra Aira et al. (2014) og $\mu_2 = 0,8$ som er gjennomsnittet fra den tyske standarden DIN 442 og prEN 12812. Den tyske standarden er det eneste stedet det har lyktes å finne omtalt tilfellet endevend mot tre. Verdien er oppgitt som maksimum 1,0 og minimum 0,6 (Gorst et al. 2003). Figur 4-4 illustrerer selve kontaktflaten.



Figur 4-4: Kontaktflaten i modell I med en beregnet samlet statistisk friksjonskoeffisient på 0,69.

Beregningene for statisk og dynamisk friksjon er gjennomført for alle modellene og resultatet er listet opp i kapittel 5. De relative friksjonskoeffisientene fra Meng et al. (2008) er benyttet. Da det ikke finnes noen data på hvordan statisk friksjon forholder seg til dynamisk i tilfellet endevend mot tre, er det antatt at forholdstallet er tilsvarende det Aira et al. (2014) fant. Dette må verifiseres med forsøk, men kan være veiledende. Koeffisienten som benyttes for det dynamiske tilfellet med endevend mot endevend blir da

$$0,8 * \left(\frac{0,31}{0,47} \right) = 0,53$$

4.2 Vertikalkraft fra egenvekt

Det er vanlig å dimensjonere bygg for følgende vertikale laster:

- Egenlast
- Nyttelast
- Snølast

Videre i denne oppgaven er det kun benyttet vertikal last fra verste tilfellet som er kun egenlast. Siden friksjon øker med økende normallast vil det være på sikker side å kun ta hensyn til egenlasten. Fra Casestudiet er det blitt kjent hvilken last egenvektene i hver etasje bidrar med.

Det er kjent fra kapittel 2.4 at skjærkreftene fra vindlast på veggskivene adderes sammen for hver etasje nedover i bygget. Tilsvarende vil egenvekten på et dekke være summen av egenvektene til etasjene over. Beregningene er utført og listet opp i Tabell 4 i kapittel 5.2.

4.2.1 Potensialet til friksjonskraften

Deformasjonen til mekanisme b), rigid glidning er som kjent fra ligning (12) gitt ved

$$\Delta a = \frac{F * i_a}{\kappa_a * l}$$

Ved å legge til effekten av friksjon vil lasten som fører til deformasjonen, Δa , bli mindre. Da blir likningen

$$\Delta a = \frac{(F - R) * i_a}{\kappa_a * l}$$

Der R er friksjonskraften som oppstår. $R = \mu N$ er som kjent avhengig av normalkraften, eller egenvekten og er regnet ut for det valgte veggelementet i Palisaden og listet opp i Tabell 4 i kapittel 4.2.

Friksjonskraften sin potensielle maksimale kraft blir da $R = \mu N$ for tilfellet mekanisme b) rigid glidning.

R er regnet ut og presentert i Tabell 5 i kapittel 5.

4.3 Vindlaster

Forenklet metode for beregning av vindlast er benyttet i henhold til Standard Norge (2009a). Tallene er hentet fra masteroppgaven til Mørch (2014) og vindtrykket er beregnet å være $0,97 \text{ kN/m}^2$ for vindtrykk på vegg og $-0,64 \text{ kN/m}^2$ for sug. Referansevindhastighet i Ås er 22 m/s .

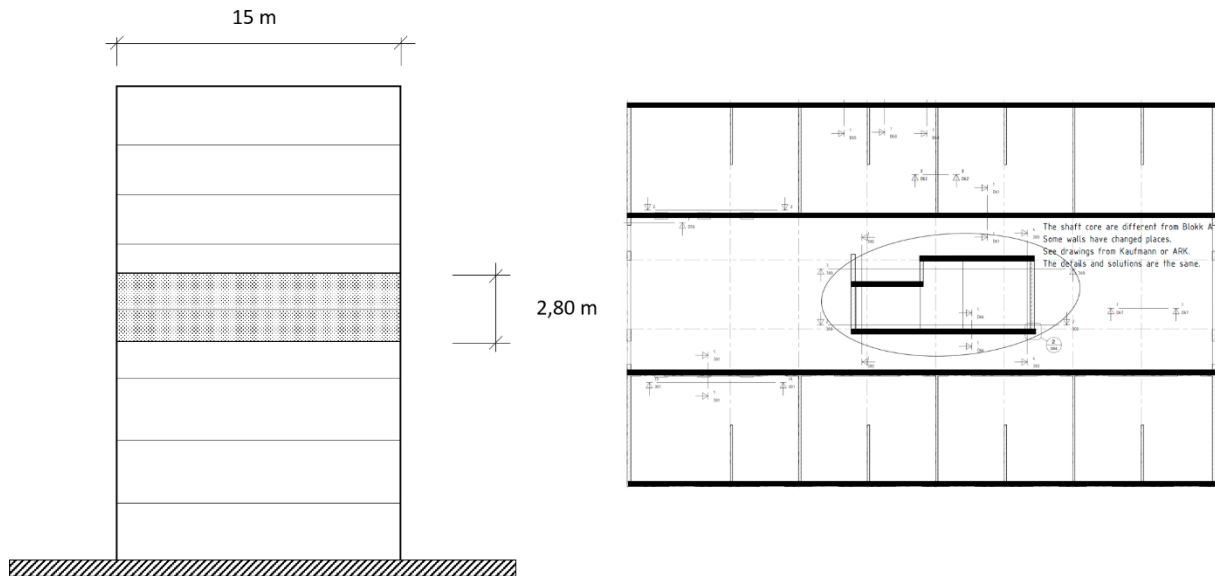
Siden den utvalgte veggen er orientert i byggets langvegg vil den ta opp vindkraft fra kortsiden av bygget. Vindlast per etasje på kortvegg blir beregnet i henhold til Figur 4-5 og blir

$$(15 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 0,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - (15 \text{ m} * 2,80 \text{ m}) * 0,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13,86 \text{ kN}$$

Vindlasten tas opp som skjærkraft av veggene som er orientert i vindens retning. Kreftene er fordelt på antall løpemeter vegg i vindens retning og er som en forenkling antatt å utgjøre halvparten av totalt antall meter vegg i hver etasje (Figur 4-5). Det fås da en skjærkraft som følge av vinden i hver etasje. Eksempelvis illustrert for veggene i 7. etasje fås det

$$\frac{13,86 \text{ kN}}{\frac{178,19 \text{ m}}{2}} = 0,16 \text{ kN/m}$$

Fra kapittel 2.4 om vindlast er det kjent at skjærkraften på veggskivene adderes for hver etasje nedover i bygget. Skjærkreftene er utregnet og presentert i Tabell 6 i kapittel 5.



Figur 4-5: Lastbredde for vindlast på kortvegg t.v. og stabiliserende vegger ved vindlast på kortsiden t.h.

4.4 Stabilitet til veggskive

For å belyse hvilket potensial som ligger i å regne med friksjon er deformasjonsmekanismene til Casagrande et al. (2015) benyttet.

Ligningen for samlet deformasjon av skjærvegg fra kapittel 2.9.5 er gjengitt i ligning 14, under.

$$\Delta = \Delta h + \Delta a + \Delta p = \left[\frac{h}{\kappa_h * \tau * l} * \left(\frac{F * h}{\tau * l} - \frac{q * l}{2} \right) \right] + \frac{F * i_a}{\kappa_a * l} + \frac{F * h}{G_{clt} * t_{clt} * l} \quad (14)$$

Når vertikallasten er tilstrekkelig stor, vil termen, Δh , være null. Denne korresponderer til deformasjonsmekanisme a) i Figur 2-14. Da er veltemomentet («Overturning moment») mindre enn det stabiliserende momentet og da er $F < F_q = \frac{\tau q l^2}{2h}$.

Kraften som trengs for å velte den valgte veggen er utregnet for hver etasje basert på beregnet linjelast og resultatene er listet opp i Tabell 7 i kapittel 5.

Hvis det forutsettes at vertikal last er stor nok slik at bidraget fra deformasjonsmekanisme a) i er lik 0 blir situasjonen.

$$\Delta = \Delta a + \Delta p = \frac{F * i_a}{\kappa_a * l} + \frac{F * h}{G_{clt} * t_{clt} * l} \quad (22)$$

Hvis veggen først tipper, så antas det at friksjonen er lik 0 fordi da er endeforankringene belastet i strekk og trykk og kontaktflaten er ikke jevnt belastet. Men når den ikke tipper, så gjelder mekanisme b) og c), og der medregnes det ikke et bidrag fra friksjon heller.

Fra kapittel 2.9.6 er det kjent at når kraften fra vertikal last er stor nok til å hindre rotasjon er situasjonen gitt ved

$$F < F_q = \frac{\tau q l^2}{2h}$$

For vegg i 8. etasje blir da stabiliserende kraft for den valgte veggen

$$F_q = \frac{0,90 \cdot 3,07 \cdot 2,60^2}{2 \cdot 2,77} = 3,37 \text{ kN}$$

F_q er beregnet for alle etasjer og listet opp i Tabell 7 i kapittel 5 sammen med beregnet total sidelast, F , for den valgte veggen. Veggen har en lengde på 2.60 m.

4.5 ANSYS-modellering

ANSYS Mechanical APLD 16.2 Academic er benyttet til FE-analysen. Programmet er scriptbasert og er en kraftig og solid programvare som er mye brukt av ingeniører. Programmet brukes til lineære og ikke-lineære analyser innen en rekke fagfelt. Versjonen som er brukt er med en skolelisens som innebærer en begrensning på 256.000 noder. Begrensningen gjør løsningene mindre nøyaktige, men det er ikke av særlig betydning i sammenheng med denne oppgaven.

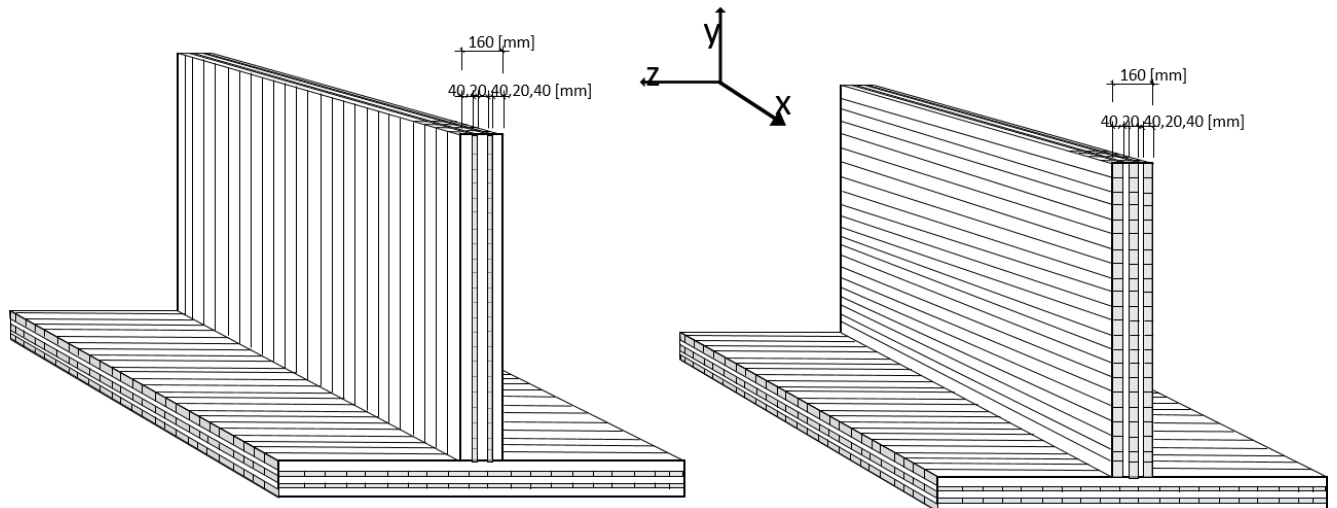
4.5.1 Forsøksoppsett

I modell I og III er sjiktene i veggen er bygget opp på motsatt måte. Det ytterste sjiktet i modell I har stående lameller, mens ytterste sjikt i modell III har liggende lameller (Figur 4-6). Modellene kan antyde hvordan spenningsfordelingen er og gi innsikt i hvordan lamellorienteringen påvirker kontaktflaten. Ved modellering av kontaktflater i ANSYS definerer man de to flatene som berører hverandre på ulik måte. Den ene blir kalt for målflate («target surface») og den andre blir kalt for kontaktflate («contact surface»). Flatene kan gi ulike egenskaper som svarer til hva slags materialer og hvilken belastning de utsettes for. Disse to flatene utgjør sammen kontaktparet («contact pair»).

Modellen er av ortotrop materiale med fastheter i henhold til C24 konstruksjonsvirke etter NS-EN 338 (Standard Norge 2009b) og teknisk spesifisering av massivtreelementene fra produsent i Vedlegg B – Teknisk spesifisering av massivtre. Sjiktene er modellert hver for seg som en sammenhengende flate og det er definert ulike materialer for sjiktene slik at fasthetene tilnærmet stemmer med virkeligheten og NS-EN338. I fiberretningen er $E_{0,mean} = 11 \frac{kN}{mm^2}$ og på tvers av fiberretning er $E_{90,mean} = 0,37 \frac{kN}{mm^2}$. Skjærmodulen er $G_{mean} =$

$0,69 \frac{kN}{mm^2}$. Lasten som er benyttet er tilsvarende linjelasten som ble funnet i kapittel 3 for vegg i 8. etasje på $3,07 \frac{kN}{m}$.

Elementtype Solid186 er benyttet og kontakt-paret mellom sjiktene er modellert som «always bonded» og det er brukt Contact 170 og Target 174 i henhold til Nygård et al. (2014). Ved å endre materialkarakteristikkene i de to modellene slik at de er tilsvarende modell I og III produseres resultatene i kapittel 5.5.



Figur 4-6: Modell I som er bygget opp identisk med vegg i Palisaden og modell III som har veggglamellene rotert 90 grader i forhold til modell I. Dekket er likt i begge.

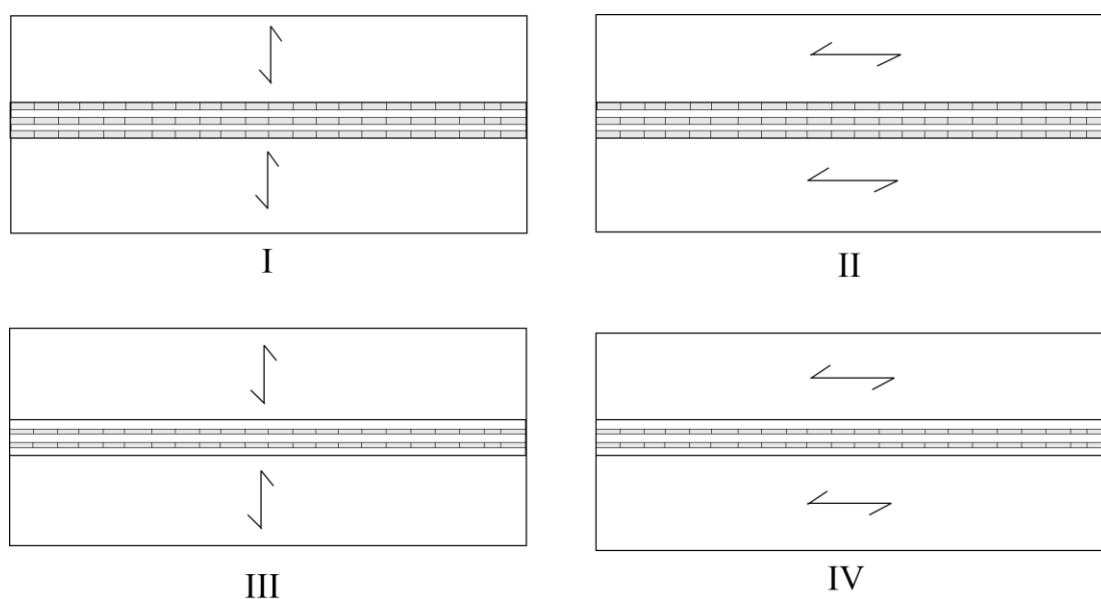
5 Resultater

5.1 Friksjonskoeffisienter for modell I-IV

Kontaktflatene for modell I-IV er vist i Figur 5-1. Metoden for beregning av samlet friksjonskoeffisient er utregnet og presentert i Tabell 3.

Tabell 3 Beregnede friksjonskoeffisienter for modell I-IV.

	I	II	III	IV
Statisk	0,69	0,70	0,58	0,58
Dynamisk	0,45	0,44	0,38	0,37



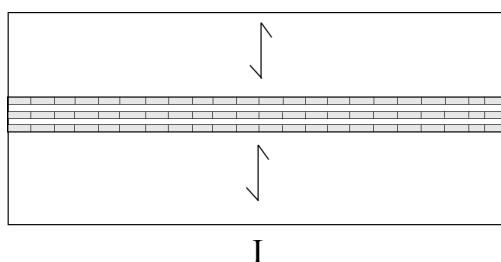
Figur 5-1: Kontaktflatene i modell I-IV.

Følgende formler er benyttet for å regne ut koeffisientene under

$$\mu_{statisk} = m\mu_{1,statisk} * A_1 + m\mu_{2,statisk} * A_2$$

$$\mu_{dynamisk} = m\mu_{1,dynamisk} * A_1 + m\mu_{2,dynamisk} * A_2$$

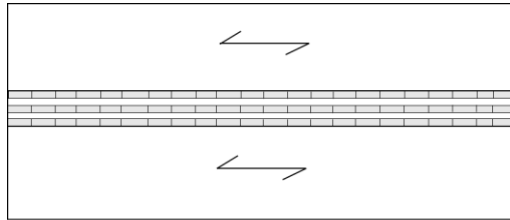
Utregning av dynamisk friksjonskoeffisient for modell I – «mengkoeffisient» = 1 for både statisk og dynamisk da de benyttede friksjonskoeffisientene her fungerer som referanseverdier:



$$\mu_{statisk} = 1 * 0,47 * \frac{1}{3} + 1 * 0,8 * \frac{2}{3} = 0,69$$

$$\mu_{dynamisk} = 1 * 0,31 * \frac{1}{3} + 1 * 0,53 * \frac{2}{3} = 0,45$$

Utrekning av friksjonskoeffisient for modell II – statisk «mengkoeffisient» = 1,01 og dynamisk «mengkoeffisient» = 0,96 på grunn av annen fiberretning:

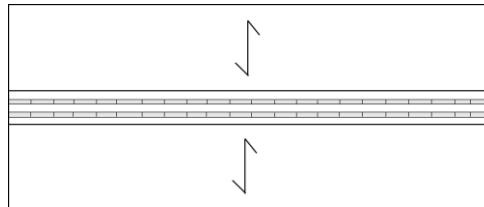


II

$$\mu_{statisk} = 1,01 * 0,47 * \frac{1}{3} + 1,01 * 0,8 * \frac{2}{3} = 0,70$$

$$\mu_{dynamisk} = 0,96 * 0,31 * \frac{1}{3} + 0,96 * 0,53 * \frac{2}{3} = 0,44$$

Utrekning av friksjonskoeffisient for modell III – «mengkoeffisient» = 1 i både statisk og dynamisk tilfelle.

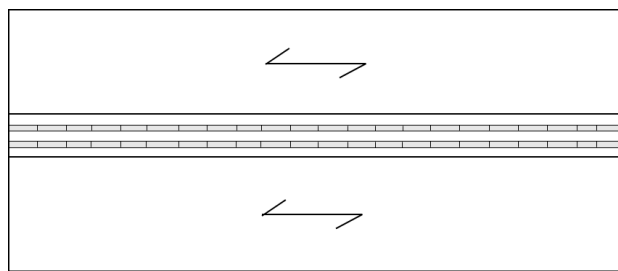


III

$$\mu_{statisk} = 1 * 0,8 * \frac{1}{3} + 1 * 0,47 * \frac{2}{3} = 0,58$$

$$\mu_{dynamisk} = 1 * 0,53 * \frac{1}{3} + 1 * 0,31 * \frac{2}{3} = 0,38$$

Utrekning av friksjonskoeffisient for modell IV – «mengkoeffisient» = 1,01 for statisk tilfelle og «mengkoeffisient» = 0,96 for dynamisk tilfelle.



IV

$$\mu_{statisk} = 1,01 * 0,8 * \frac{1}{3} + 1,01 * 0,47 * \frac{2}{3} = 0,58$$

$$\mu_{dynamisk} = 0,96 * 0,53 * \frac{1}{3} + 0,96 * 0,31 * \frac{2}{3} = 0,37$$

5.2 Casestudiet – Vertikal kraft fra egenvekt

Tabell 4 viser den samlede linjelasten på dekkene for hver etasje der egenvektene og linjelastene er kjent fra Casestudiet i kapittel 3.

Tabell 4: Samlet etasje vis egenvekt og linjelast.

	Kraft på dekke fra egenvekt [kN]	Total kraft på dekke fra egenvekt [kN]	Linjelast [kN/m]	Total Linjelast fra egenvekt [kN/m]
8.etg	544,7	544,7	3,07	3,07
7.etg	538,7	1083,4	3,02	6,09
6.etg	565,7	1649,1	3,19	9,28
5.etg	565,7	2214,8	3,19	12,47
4.etg	565,7	2780,5	3,19	15,66
3.etg	593,5	3374	3,38	19,04
2.etg	596,1	3970,1	3,36	22,4
1.etg	596,1	4566,2	3,36	25,76

5.2.1 Potensialet til friksjonskraften

For valgt virkelig vegg med lengde 2,60 m med beregnet statisk friksjonskoeffisient, $\mu = 0,69$, er maksimal potensiell friksjonskraft som følge av egenvekt listet opp i Tabell 5

Tabell 5: Etasjevis maksimal potensiell friksjonskraft for valgt vegg på 2,60 m.

	Total Linjelast [kN/m]	Vertikal kraft på valgt vegg [kN]	$R = \mu N$ [kN]
8.etg	3,07	7,98	5,51
7.etg	6,09	15,83	10,92
6.etg	9,28	24,13	16,65
5.etg	12,47	32,42	22,37
4.etg	15,66	40,72	28,10
3.etg	19,04	49,50	34,16
2.etg	22,4	58,34	40,26
1.etg	25,76	66,98	46,22

5.3 Skjærkraft på veggskiver fra vindbelastning

Tabell 6: Skjærkraft fra vindbelastning.

	Løpemetervegg i vindretning [m]	Vindlast per etasje [kN]	Skjærkraft på veggskiver [kN/m]	Total skjærkraft [kN/m]
8.etg	$\frac{178,19}{2}$	20,79	0,23	0,230
7.etg	$\frac{178,19}{2}$	13,86	0,156	0,386
6.etg	$\frac{177,84}{2}$	13,86	0,156	0,542
5.etg	$\frac{177,84}{2}$	13,86	0,156	0,698
4.etg	$\frac{177,84}{2}$	13,86	0,156	0,854
3.etg	$\frac{175,70}{2}$	13,86	0,158	1,012
2.etg	$\frac{177,70}{2}$	13,86	0,158	1,170
1.etg	$\frac{177,70}{2}$	6,93	0,077	1,247

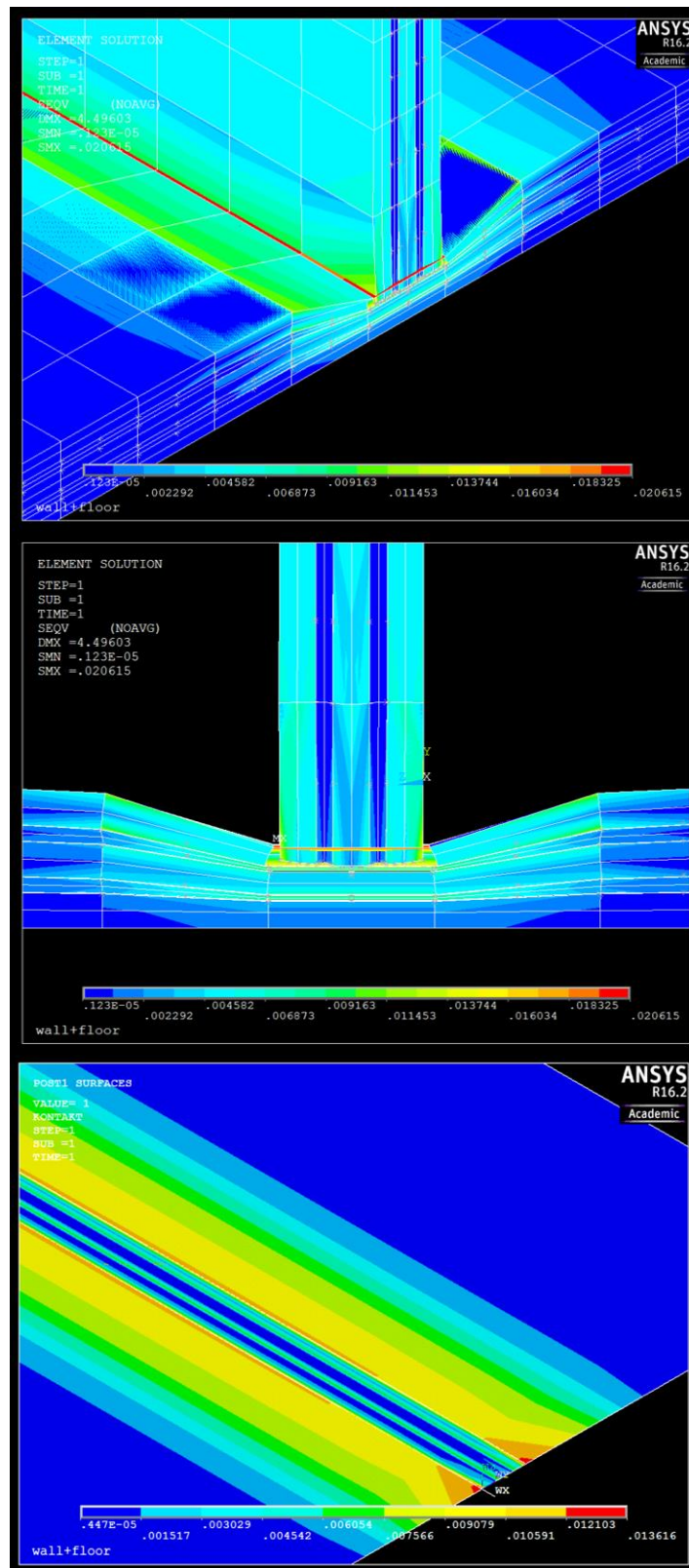
5.4 Sammenligning av sidelast og stabiliserende last

Tabell 7: Sammenligning av vertikale og horisontale krefter som virker på valgt vegg i hver etasje.

	Total skjærkraft fra vind[kN/m]	Sidelast, F [kN]	Total Linjelast fra egenvekt [kN/m]	Stabiliserende kraft, F_q [kN]
8.etg	0,230	0,59	3,07	3,37
7.etg	0,386	1,00	6,09	6,69
6.etg	0,542	1,41	9,28	10,19
5.etg	0,698	1,82	12,47	13,69
4.etg	0,854	2,22	15,66	17,20
3.etg	1,012	2,63	19,04	20,91
2.etg	1,170	3,04	22,40	24,60
1.etg	1,247	3,24	25,76	28,29

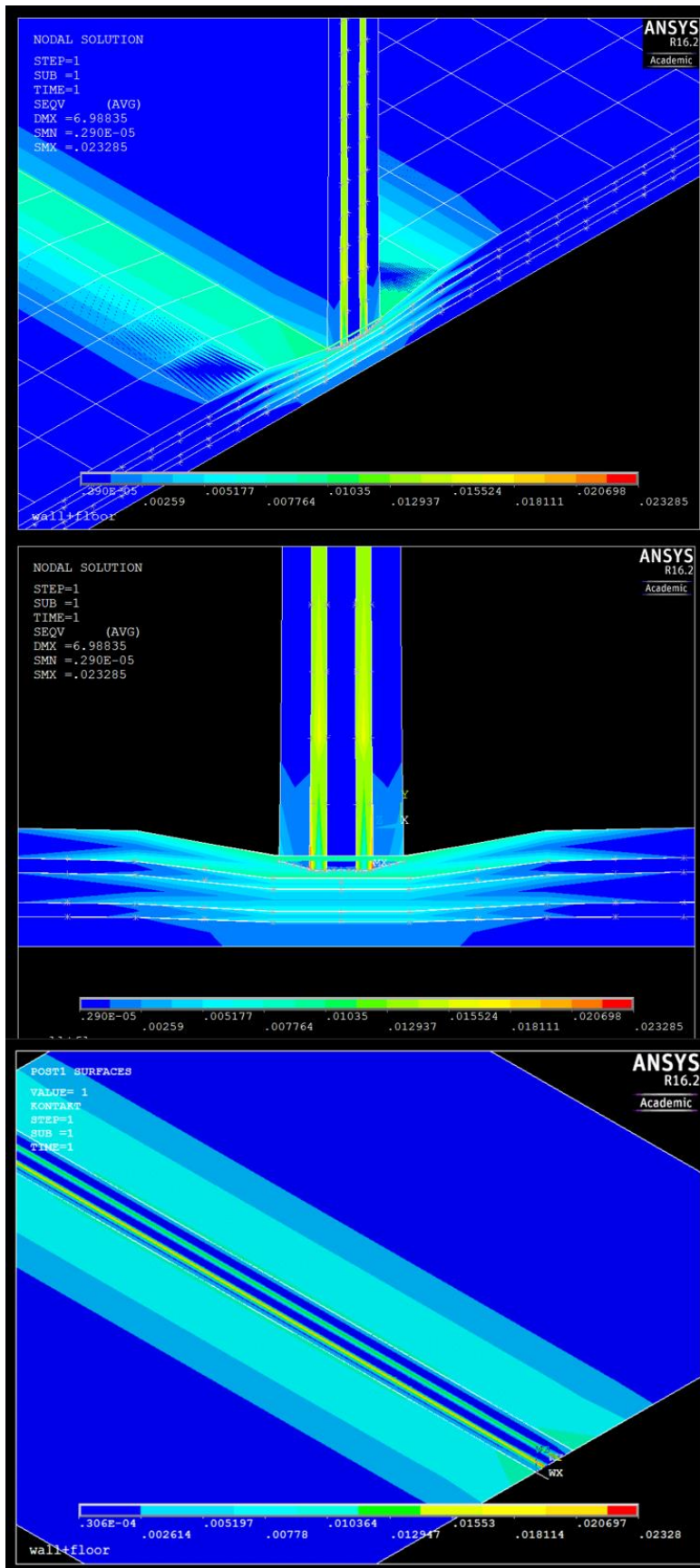
5.5 ANSYS-modell

Modell I:



Figur 5-2: Spenningsfordelingen i massivtreementene for modell I.

Modell III:

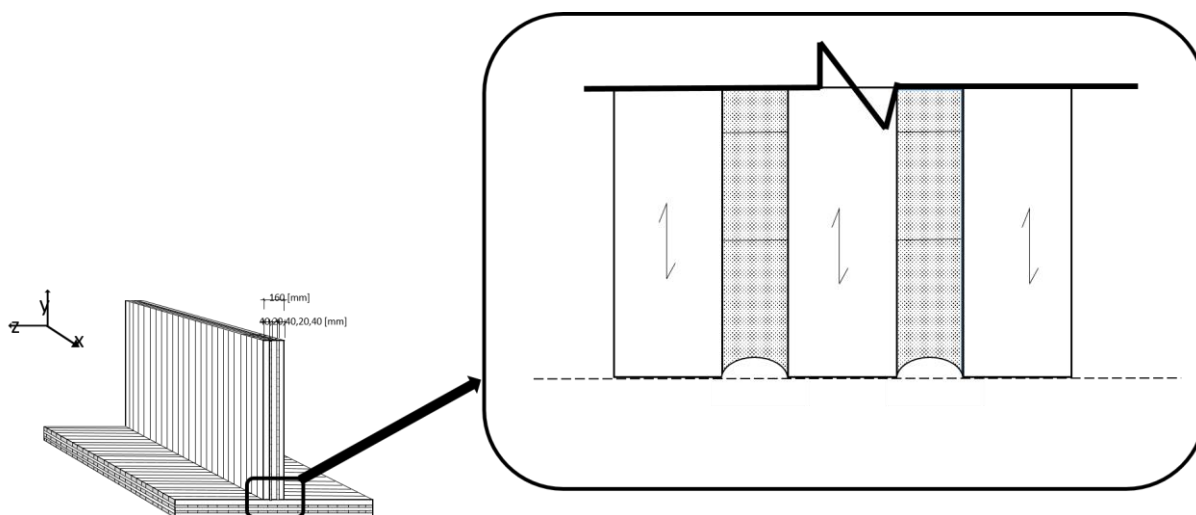


Figur 5-3: Spenningsfordelingen i massivtrelementene for modell III.

6 Diskusjon

6.1 Mulig effekt av uttørking av massivtrelementene

Fra kapittel 2.1.2 om krymping og svelling er det kjent at dimensjonsendringen per 1% uttørking er klart minst i fiberretning. Til sammenligning er dimensjonsendringen som følge av 1% uttørking 15 ganger større i radiell retning og 28 ganger større i tangentiell retning.



Figur 6-1: Illustrasjon av mulig effekt av uttørking på kontaktflaten.

Massivtreet som i utgangspunktet blir levert fra Mayer Melnhof Holtz med 12% ($\pm 2\%$) vil kunne komme ned i 7-8 % fuktighetsinnhold i sommermånedene (Eie 2010). Dette vil resultere i både spenninger i massivtreelementene og en dimensjonsforandring.

Dimensjonsendringen ved reduksjon fra 12% til 8% fuktighetsinnhold for en frittstående ikke-limt lamell tilsvarende de i modellen vil være:

I fiberretning:

$$2770 \text{ mm} * (4 * 0,0001) = 1 \text{ mm}$$

På tvers av fiberretning forutsatt kun radiell uttørking:

$$2770 \text{ mm} * (4 * 0,0015) = 16,5 \text{ mm}$$

De 16,5 mm er dog noe kunstig da det langsgående sjiktet består av mange lameller og ikke et kontinuerlig trestykke slik som beregningen forutsetter. Noe av hensikten bak massivtreelementer er nettopp at de «låser» mye av bevegelsene. Det belyser likevel et viktig poeng, nemlig at det foregår en hel del indre spenninger i massivtreelementer og at det i tverrsnittet mellom elementer kan gi et annet spenningsbilde enn dersom uttørking ikke hadde noe å si.

I vedlegg C – teknisk spesifikasjon av massivtre fra produsent er det oppgitt en dimensjonsendring på 0,01% per % endring i fuktighetsinnhold parallelt med elementets plan uavhengig av veggens oppbygning. Ved reduksjon fra 12% til 8% fuktighetsinnhold medfører dette til en dimensjonsendring for veggens høyde på 1 mm.

Dette vil kunne endre kontaktflaten mellom vegg og dekke ved at de vertikale lamellene i en vegg i realiteten kan ta opp en større andel av kontaktspenningen enn arealandelen tilsier. I tillegg er E-modulen til de langsgående sjiktene i Figur 6-1 mindre enn de vertikale og kan være med på å ytterligere forsterke denne effekten.

Det er kjent fra blant annet Glass og Zelinka (2010), Koubek og Dedicova (2014) og Atack og Tabor (1958) at friksjonskoeffisienten øker med økende fuktinnhold. Det lave fuktinnholdet i sommermånedene i henhold til Eie (2010) indikerer at det kan være en sesongvariasjon med hensyn til hvilken friksjonskoeffisient som til enhver tid virker mellom massivtreelementer.

6.2 Valg av friksjonskoeffisienter

Ved utregning av totale friksjonskoeffisienter for kontaktflatene vurderes tallene fra Aira et al. (2014) rapporterer fra de Portugisiske artiklene som de mest pålitelige. Grunnen til det er at studiene er utført på gran som massivtreelementene også består av.

Videre er koeffisienten fra den tyske standarden benyttet for tilfellet endaved mot tre. Tallet er antatt å gjelde for det statiske tilfellet og det er også antatt at forholdet mellom det statiske og det dynamiske tilfellet forholder seg likt som det Aira et al. (2014) fant. Denne verdien har vesentlig større usikkerhet ved seg da det kun refereres til arbeid av Professor Mohler ved Karlsruhe Universitetet uten konkrete artikler som kan klargjøre om tallene er representative for tilfellene i denne oppgaven. Det er likevel det eneste stedet der endaved mot tre er omtalt og er derfor benyttet. Det må nevnes at det ikke tillegges selve koeffisientene veldig stor viktighet da det uansett må skaffes empiriske tall fra forsøk med massivtre. Fokuset er i stedet på at metoden for utregning av samlet koeffisient kan vise seg å være anvendbar og universell.

6.3 Bruk av «Mengkoeffisient»

Viktigheten av den såkalte «mengkoeffisienten» i den denne oppgaven er ikke stor. Den er tatt med siden forskningen er utført og publisert, og det kan hende at fenomenet senere vil verifiseres med flere forsøk og ytterligere forskning. Av spesiell interesse da vil være å verifisere hvorvidt de relative friksjonskoeffisientene faktisk kan påvises for tre mot tre av konstruksjonsvirke benyttet i massivtre.

6.4 Vindlast

Antagelsen om at halvparten av veggene er orientert med vinden som belaster kortsiden av bygget er noe grov. Det kunne ha blitt laget et mindre grovt estimat ved å summere opp alle veggene fra detaljtegningene, men det ble vurdert som mindre viktig.

Fordeling av vindlast på antall meter løpevegg er en forenkling som potensielt kan ha en del å si for resultatene. Det er for øvrig ikke klart hvorvidt et massivtrebygg skal anses som rigid eller fleksibelt, så lastfordelingen inneholder derfor en usikkerhet.

6.5 Analyse av resultater

6.5.1 Friksjonskoeffisienter

Resultatene viser at fiberretningen påvirker friksjonskoeffisientene i kontaktflaten. Friksjonskoeffisienten blir om lag 15 % mindre for modell III og IV der veggskjiktene er rotert. Utregningene gir små endringer i koeffisient når dekket roteres 90 grader for både det statiske og det dynamiske tilfellet. Metoden er enkel i sin natur, men den tar ikke hensyn til en eventuell effekt av økt spenning fra stående lameller. Dette kan imidlertid være av betydning og bør undersøkes nærmere.

6.5.2 ANSYS-modellering

Resultatene viser at stående lameller utgjør en større del av kontaktspenningen enn liggende lameller. Den liggende fargeskalaen nederst i figurene angir fargene til den laveste spenningen til venstre og til den høyeste spenningen til høyre.

Det var opprinnelig meningen at modellen skulle kunne verifisere den foreslåtte metoden for beregning av friksjonskoeffisienter mellom massivtrelementene, men det har ikke vært vellykket å få produsert disse resultatene med tilstrekkelig faglig sikkerhet. ANSYS er et svært avansert program hvor alt ved denne modellen kan bli vist som resultater. Informasjonen ligger i modellen, men selv etter svært mye prøving og feiling er det altså uklart hvordan den samlede friksjonskoeffisienten kan bli tatt frem.

På tross av dette problemet gir analysen en indikasjon på at orienteringen til lamellene har en betydning for den virkelige spenningsfordelingen i kontaktflaten.

6.5.3 Stabilitet til veggskive

Beregningene antyder at veggene i Palisaden ikke utviser deformasjonsmekanisme a), rigid rotasjon da den stabiliserende kraften, F_q , er større enn sidekraften, F , i samtlige etasjer for den studerte veggen i henhold til Tabell 7. I stedet viser resultatene at deformasjonen til veggen vil være dominert av mekanisme b), rigid glidning og c), skjærdeformasjon dersom den utviser noen deformasjon overhodet i virkeligheten.

Da sidekraften på veggelementet i alle etasjer er på om lag 10 % av friksjonens maksimale potensial tyder det på at den statiske friksjonen i sammenkoblingen alene tar opp kreftene fra vindlasten. Det innebærer altså at alle skruene i sammenkoblingen ikke er utsatt for noen belastning og kan dermed sies å være unødvendige under normale betingelser.

7 Konklusjon

Resultatene i denne oppgaven antyder at effekten av friksjon er betydelig for stabiliteten og styrken til konstruksjoner av massivtreelementer. Fra casestudiet er det funnet at den opptredende sidelasten på den studerte veggen kun utnytter om lag 10 % av friksjonens maksimale kapasitet. Konsekvensen av det er at ingen av de mekaniske forbinderne i den studerte veggen er utsatt for belastning av påført vindlast.

Fenomenet friksjon er veldig komplekst og det er svært mye faglitteratur som kan vise seg å være relevant også for makroskopiske systemer som konstruksjoner av massivtre i fremtiden. For konstruksjonsmessige formål vil den enkle Coulumb-friksjonen være nyttig såfremt friksjonskoeffisienter mellom massivtre bestemmes empirisk ved forsøk.

Når koeffisientene er kjent, kan friksjonskoeffisienten til de ulike delarealene vektas etter deres andel av det totale arealet for kontaktflaten og gi en samlet verdi.

$$\mu_{total} = \mu_1 * A_1 + \mu_2 * A_2$$

Friksjonen er også avhengig spenningsfordelingen i kontaktflaten. Resultatene fra modelleringen i ANSYS antyder at vertikalt orienterte lameller bærer en større andel av den vertikale kraften som er påført veggen. Dette innebærer at bidraget til friksjonskraften fra sjikt med vertikale lameller kan være større enn for sjikt med langsgående lameller på grunn av de ulike E-modulene for kontaktflatene.

For en vegg vil rigid rotasjon stå for gradvis mindre av deformasjonen etter hvert som vertikal last øker. Ved en spesifikk vertikal last vil veltemomentet («overturning moment») bli null, og deformasjonen vil da komme fra mekanismene b) rigid glidning og c) skjærdeformasjon som omtalt i kapittel 4.4. Hvorvidt en spesifikk vegg med en sidelast opplever rigid rotasjon eller ikke er primært avhengig av geometrien og påført vertikal last. Innen en og samme etasje er det mange ulike vegg lengder slik at noen vegger kan oppleve rigid rotasjon mens lengre vegger ikke gjør det.

Fra litteratursøk virker det rimelig å anta at det er en viss sesongvariasjon når det gjelder friksjonskoeffisientene mellom massivtreelementene. I sommermånedene vil fuktighetsinnholdet i treverket kunne komme ned i 7-8 %, og grunnet koeffisientens avhengighet av fuktinnhold, dermed senke friksjonskoeffisientene i forbindelsene.

Det er rimelig å anta at det ligger et uforløst potensiale i det å benytte friksjonskraft mellom massivtreelementer ved dimensjonering av bygg. For å utvikle byggeteknikken og gjøre den stadig mer rasjonell, burde bransjen vurdere mulighetene for å implementere friksjon som en faktor ved dimensjonering av massivtrebygg.

7.1 Videre arbeid

- Modellere opp massivtrebygg som skive –og platebygg og vurdere hvorvidt det kan anses som rigid eller fleksibelt med tanke på fordelingen av vindlast.
- Se på betydningen av global stabilitet for hele bygget i lys av funnene i denne oppgaven. Det er langt ifra sikkert at Palisaden opplever de strekkreftene som stålbandene er dimensjonert for.
- Utføre fullskala friksjonsforsøk med massivtreelementer for å gi empiriske data. Fullskalaforsøk kan med fordel også gjennomføres med skrueforbindelser for å verifisere eller avkrefte dannelsen av flyteledd i skruene som gir opphav til «rope effect». Duktiliteten til slike skruer er ofte ikke oppgitt av produsent og EC5 stiller heller ingen krav til kontroll av dette (Nesheim 2013).
- Undersøke betydningen av den omtalte «mengkoeffisienten» i denne oppgaven ved fullskala forsøk.

8 Kilder

- Ahmed, S. (2014). *FE-analyse av krysslimte (CLT) og diagonallimte (DLT) massivtre-elementer med henblikk på skjærstivhet. ; FE-analysis of cross laminated (CLT) and diagonal laminated timber (DLT) with respect to shear displacement*: Norwegian University of Life Sciences, Ås.
- Aira, J. R., Arriaga, F., Iniguez-Gonzalez, G. & Crespo, J. (2014). Static and Kinetic Friction Coefficients of Scots Pine (*Pinus Sylvestris* L.), parallel and perpendicular to grain direction. *Materiales De Construcción*, 64 (315).
- Atack, D. & Tabor, D. (1958). The Friction of Wood. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences (1934-1990)*, 246 (1247): 539-555.
- Bogensperger, T., Moosbrugger, T. & Silly, G. (2010). *Verification of CLT-plates under loads in plane*. World Conference on Timber Engineering. 20-24 s.
- Brandon, D. & Kaplan, W. D. (2008). *Microstructural Characterization of Materials*. 2. utg. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd. 536 s.
- Casagrande, D., Rossi, S., Sartori, T. & Tomasi, R. (2015). Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls. *Construction and Building Materials*, 102: 1101-1112.
- Chen, S. M. & Shi, X. Y. (2011). Shear bond mechanism of composite slabs - A universal FE approach. *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (10): 1475-1484.
- Dolby, C.-M., Hammer, A. & Jeppsson, K.-H. (1988). *Rural constructions in timber*. Lund: Swedish University of Agricultural Sciences, Department of Farm Buildings.
- Dujič, B., Pucelj, J. & Žarnić, R. (2004). *Study of Innovative Wooden House Based on Racking Tests of Solid Wall Panels*.
- Eie, J. (2010). *Trekonstruksjoner : beregning og dimensjonering*. 2. utg. utg. Bekkestua: NKI-forl.
- Gagnon, S. & Pirvu, C. (2011). *CLT Handbook : Cross-laminated timber*. Special publication, b. SP-528E. Quebec: FP Innovations.
- Glass, S. V. & Zelinka, S. L. (2010). Moisture relations and physical properties of wood.
- Gorst, N., Williamson, S., Pallett, P. & Clark, L. (2003). Friction in temporary works. *The University of Birmingham, Research Report*, 71.
- Hibbeler, R. C. & Fan, S. C. (2005). *Mechanics of materials*. SI 2nd ed. utg. Singapore: Pearson Prentice Hall.
- Hirai, T., Meng, Q., Sawata, K., Koizumi, A., Sasaki, Y. & Uematsu, T. (2008). Some Aspects of Frictional Resistance in Timber Construction. I: *10th World Conference on*

Timber Engeneering 2008, Japan, 2-5 juni 2008, s. 140-147. Miyazaki, Japan.: Engineered Wood Products Association(EWPA).

Johansen, K. W. (1949). *Theory of timber connections*: IABSE.

Koubek, R. & Dedicova, K. (2014). Friction of wood on steel.

Lukacs, I. & Björnfort, A. (2016). *Structural Performance of Multi-Story Cross-Laminated Timber (CLT) Buildings*. Proceedings of the 3rd ICSA Conference., Guimares, Portugal.

Lukacs, I., Björnfort, A., Tomasi, R. & Tsalkatidis, T. (2016). Structural Redundancy in Cross-Laminated Timber Buildings. I: *World Conference on Timber Engineering(WCTE)*. Vienna, Austria.

Massivträ., I. (2006). *Massivträ : handboken*. Stockholm: Industrikonsortiet.

Meng, Q., Hirai, T. & Koizumi, A. (2008). Frictional coefficients between timber and some structural sheet materials. *Journal of the Japan Wood Research Society (Japan)*.

Mørch, L. C. (2014). *FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtreelementer ; FEM modelling of a multi-storey timber building with focus on optimizing the mechanical connections between cross laminated timber elements*: Norwegian University of Life Sciences, Ås.

Nathan, E., Thiis, T. K. & Björnfort, A. (2015). Monitoring Wind-Induced Deflections of Multi-Story Timber Housing Using Global Navigation Satellite Systems(GNSS). I: *14th International Conference on Wind Engineering*. Porto Alegre, Brazil: International Conference on Wind Engineering(ICWE).

Nesheim, S. (2013). *Avstivende trebaserte skiver*. Oslo: SINTEF Byggforsk. Tilgjengelig fra: <http://www.treteknisk.com/EK5 - Skiver NcdWv.pdf.file> (lest 09.03.2016).

Norsk treteknisk, i. (2006a). *Bygge med massivtreelementer : H. 1 : Generelt*. Oslo: Norsk treteknisk institutt.

Norsk treteknisk, i. (2006b). *Bygge med massivtreelementer : H. 3 : Dimensjonering*, b. H. 3. Oslo: Norsk treteknisk institutt.

Nygård, A. S., Bovim, N. I. & Björnfort, A. (red.). (2014). *Solid Timber Shear Panels - A Parametric Study of Geometries and Material Properties*. Proceedings of the 10th Annual Meeting of the Northern European Network for Wood Science & Engineering (WSE) Edinburgh, Scotland: Wood Science & Engineering (WSE).

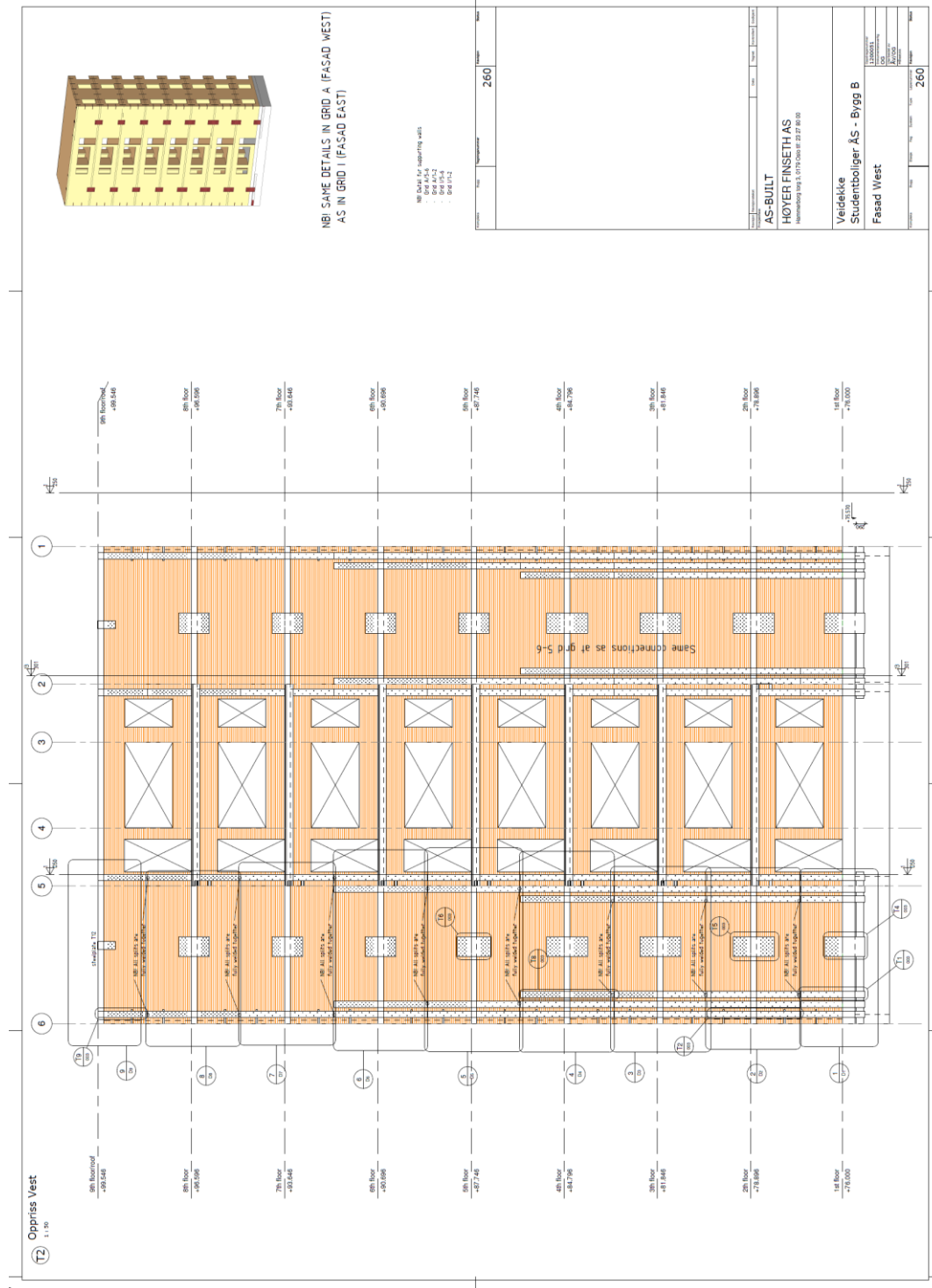
Popov, V. L. (2010). *Contact Mechanics and Friction : Physical Principles and Applications*. Dordrecht: Springer.

Popovski, M., Schneider, J. & Schweinsteiger, M. (2010). Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels. I: *11th World Conference on Timber Engineering 2010, Italy 20-24 juni 2010*, s. 3394-3403. Trentino, Italy: Trees and Timber Institute, National Research Council.

- Reynolds, T., Harris, R., Chang, W.-S., Bregulla, J. & Bawcombe, J. (2015). Ambient vibration tests of a cross-laminated timber building. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials*, 168 (3): 121-131.
- Ritter, M. A. (1990). *Timber Bridges, Design, Construction, Inspection, and Maintenance*. Washington, DC: United States Department of Agriculture Forest Service.
- Schniewind, A. & Barrett, J. (1972). Wood as a linear orthotropic viscoelastic material. *Journal of the International Academy of Wood Science*, 6 (1): 43-57.
- Schrøder, A. (2013). *Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre ; Strength and stiffness values of connections with self-tapping screws in cross laminated timber*: Norwegian University of life Sciences, Ås.
- Solli, K. H. & Treteknisk. (2007). Broer i Tre. *FOKUS på tre*, 12. Oslo: Treteknisk. 8 s.
- Standard Norge. (2009a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner = Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions : Del 1-4 : Allmenne laster. Vindlaster*. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions, b. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Lysaker: Standard Norge.
- Standard Norge. (2009b). *Konstruksjonstrevirke : styrkeklasser = Structural timber : strength classes*. Structural timber strength classes, b. NS-EN 338. Oslo: Norges standardiseringsforbund.
- Standard Norge. (2010). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner = Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*. Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings, b. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Lysaker: Standard Norge.
- Sustersic, I. & Dujic, B. (2012). *Simplified cross-laminated timber wall modelling for linear-elastic seismic analysis*. 45th CIB-W18 Meeting, Växjö.
- Vessby, J. (2011). *Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings*. Linnaeus University, Växjö, Sweden.
- Waløen, Å. Ø. (1994). *Elementmetoden : en innføring : D. 1*, b. D. 1. Trondheim: Norges tekniske høgskole. Institutt for maskinkonstruksjon og, materialteknikk.
- Xu, M., Li, L., Wang, M. & Luo, B. (2014). Effects of Surface Roughness and Wood Grain on the Friction Coefficient of Wooden Materials for Wood–Wood Frictional Pair. *Tribology Transactions*, 57 (5): 871-878.

Vedlegg A

Vindavstivning av Palisaden studentbolig i Ås. Fra «As built» dokumentasjonen.



Vedlegg B – Teknisk spesifikasjon av massivtre

Product range

Our structures have been standardised for universal application! However, on request, we also offer you our previous dimensions or individual solutions, respectively.



Description		Layers	Panel build-up							Thickness	Standard widths	Length
MMcrosslam			[mm]							[mm]	[m]	[m]
60*	3s	3			20	20	20			60	2.40 2.65 2.75 2.90 3.00	max. 16.50
80	3s	3			30	20	30			80		
90	3s	3			30	30	30			90		
100	3s	3			40	20	40			100		
120	3s	3			40	40	40			120		
100	5s	5		20	20	20	20	20		100		
120	5s	5		30	20	20	20	30		120		
140	5s	5		40	20	20	20	40		140		
160	5s	5		40	20	40	20	40		160		
180	5s	5		40	30	40	30	40		180		
200	5s	5		40	40	40	40	40		200		
200	7ss	7		60	20	40	20	60		200		
220	7s	7	40	20	40	20	40	20	40	220		
220	7ss	7		80	20	20	20	80		220		
240	7s	7	40	20	40	40	40	20	40	240		
240	7ss	7		80	20	40	20	80		240		
260	7ss	7		80	30	40	30	80		260		
280	7ss	7		80	40	40	40	80		280		

* identically producible pair-wise only, on request
 ss outer layers consist of 2 top layers with parallel fibre orientation
 According to the application, the orientation of the top layer can be selected in the longitudinal (DL) or transverse (DO) direction.

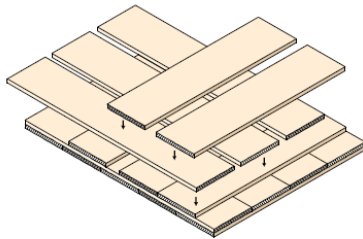
Technical data

Product

MMcrosslam is a large-format, solid timber panel (cross-laminated timber panel) with multi-layered, crosswise cross-section lay-up.

Lay-up and production

Finger-jointed and planed lamellas are loosely laid next to each other and the flat surfaces of the layers glued at right angles to one another. To avoid uncontrolled stress cracks, the narrow sides are not glued. The layers are pushed laterally to dimension before applying the pressure (1.2 N/mm²) in order to obtain a gap-free surface.



Dimensions

Lengths	to 16.50 m
Widths	to 3.00 m
Thicknesses	60 to 280 mm
Standard widths	2.40 m/2.65 m/2.75 m/ 2.90 m/3.00 m

Technical approvals

European Technical Approval ETA-09/0036
German Technical Approval Z-9.1-638

Types of wood

Spruce (*Picea abies*) from domestic forests; other wood species on request.

Lamellas

Kiln-dried, quality graded and finger-jointed

Strength classes (lamellas)

C24 acc. to EN 338 (equivalent to S 10 acc. to DIN 4074)
A proportion of max. 10% C16 is permissible (ETA-09/0036)

Gluing

Melamine resin-based adhesive, Adhesive Type I acc. to EN 301 approved for the gluing of load-bearing timber components, for both interiors and exteriors.

Weight

Approx. 480 kg/m³ for determination of the transport weight
5 kN/m³ according to EN 1991-1-1:2002 for static calculations

Moisture content

12% (± 2%)

Dimensional stability

|| to panel plane 0.01% per % change in moisture content
⊥ to panel plane 0.20% per % change in moisture content

Thermal conductivity

$\lambda = 0.10 \text{ W/m}^2\text{K}$

Heat capacity

$c = 1.60 \text{ kJ/kgK}$

Water vapour resistance factor

$\mu = 60$ (at 12% moisture content)

Airtightness

Airtight from a panel thickness of 90 mm

Sound insulation

Dependent on wall or ceiling build-up

Reaction to fire

According to EN 13501: D, s2, d0

Fire resistance

Acc. to Classification Report of Holz Forschung Austria,
EN 13501-2: REI 30 - REI 120

Charring rate

According to the Classification Report of HFA, the average charring rate across several layers is
for walls: 0.64 mm/min
for ceilings: 0.71 mm/min

Service classes

Service classes 1 or 2 acc. to ETA-09/0036



Norges miljø- og biovitenskapelig universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway