

Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Fakultet for miljøvitenskap og teknologi
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave 2015
30 stp

Potensial for utkraging av hele etasjer i massivtre

Potential of cantilevered storeys in CLT-buildings

Ole Marthon Richter Bjerck

Forord

Denne hovedoppgava markerer slutten på utdanningen Master i teknologi, Byggeteknikk og arkitektur ved Norges- miljø og biovitenskapelige universitet (NMBU) ved institutt for matematiske realfag og teknologi (IMT). Arbeidet utgjør totalt 30 studiepoeng.

Tema til oppgava ble foreslått av Marius Nygaard ved Arkitektur- og designhøgskolen i Oslo og doktorgradsstipendiat Anders Nygård v/NMBU. Dette arbeidet vil inngå som et bidrag til forskningsprosjektet «Wood/Be/Better».

Igjennom arbeidet med denne studien har jeg tilegnet meg større kunnskap om kompleksiteten og kapasiteten til massivtre som bygningsmateriale – og ikke minst utfordringen ved FEA-modellering av massivtrekonstruksjoner.

Jeg ønsker å rette en stor takk min til hovedveileder ved IMT, Anders Björnfot, for kyndig og stødig veiledning underveis i arbeidet. Biveileder Anders Steinsvik Nygård fortjener spesielt en takk for produktive diskusjoner og stor iver og interesse underveis i prosessen. En takk rettes også til Marius Nygaard og hans studenter ved AHO for bidraget til å belyse problematikken i oppgava.

Mine kollegaer i Multiconsult i Fredrikstad skal også ha en stor takk for å stille med nødvendig utstyr og arbeidsplass - samt for god motivasjon og humør underveis i arbeidet. En stor takk rettes også til Richard Neuhercz i KLH U.K. for utfyllende produktinformasjon og gode råd til modellering.

Til slutt vil jeg takke min familie, og spesielt May, for all oppmuntring og motivasjon igjennom studiet.

Fredrikstad, mai 2015

Ole Bjerk

Sammendrag

Ettersom massivtrekonstruksjoner har blitt en mer vanlig del av dagens byggemetode, har det vært et stort fokus på hvor høyt det er mulig å bygge. I den senere tid har arkitekter fattet interesse og etterspurt kompetanse på utkraging av hele etasjer i massivtre – og hvilket uforløst potensial som ligger i massivtreet for slike konstruksjoner. Den arkitektoniske friheten handler ikke bare om hvor langt man kan nå, men også fleksibilitet og valgfrihet – slik at det er mulig å plassere åpninger i konstruksjonen til f.eks. vinduer og balkonger.

Som en konsekvens av dette, danner det seg fire grunnleggende problemstillinger for denne studien: *(1) Hvor langt kan man krage ut en etasje av massivtre? (2) Hvilken betydning har valg av elementtype for utkragerlengden? (3) Hvordan påvirker hulltaking muligheten for utkraging? (4) Hvilke parametere er begrensende for utkragerlengden?*

I arbeidet med å besvare problemstillingene er det tatt utgangspunkt i en case fra Arkitektur- og Designhøgskolen i Oslo. Ved å studere og forenkle en modul av eksempelbygget i denne casen, har det blitt laget 72 modeller i Autodesk Robot Structural 2015 Professional for FE-analyse. Forstudien fra AHO ga nyttige arkitektoniske innspill og en forståelse om hvordan arkitekter tenker omkring etasjehøye utkragerer i massivtre. Studien baserer seg på tre-mot-tre-forbindelser uten bruk av stål i sammenføyninger.

Resultatene fra analysene viser at en utkraget etasje i massivtre har stor styrke og stivhet. Dette gjør at en etasje teoretisk sett tåler en utkraging opp mot 16.5 m. Dog forutsetter dette at kapasiteten til den største begrensningen for lengden, trykkspenninger i overgang fasade/utkrager, økes og at konstruksjonen ikke har åpninger.

Hulltaking til f.eks. vinduer bidrar også til å begrense utkragerlengden. Ved å plassere en åpning i mest ugunstige posisjon, vil deformasjonene øke med 20 %. Økes i tillegg høyde og/eller bredde på åpningen, øker også deformasjonene. Det viste seg at åpningens høyde har en større innvirkning på deformasjonene enn åpningens bredde. Resultatene tilsier at det er store muligheter for å kunne ta ut store åpninger i utkragerens ende, til bruk til glass eller balkong.

Den praktiske maksimale utkragerlengden for et femsjikts-element vil være 4.5 meter. Da er det tatt utgangspunkt i den mest ugunstige sammenføyningsmetoden for utkrageretasjen, med hensyn til kontaktrykkspenninger. Ved å velge en sammenføyningsmetode som inneholder bruk av stål, vil denne utkragerlengden kunne økes betraktelig.

Abstract

As buildings made out of Cross-Laminated Timber (CLT) have become more common, there has been a strong focus on how high it is possible to build with CLT. In recent years, architects have begun to show an interest in CLT, and there is a demand of more expertise in the architectural potential of completely cantilevered floors made of CLT-panels. Architectural freedom is not only about how far it is possible to extend a floor outside the façade but also the flexibility regarding placement and size of openings for windows, balconies, etc.

In this thesis, four fundamental research questions are studied: *(1) How far is it possible to cantilever a story built out of CLT? (2) What impact does the choice of element type have for the length of the cantilever? (3) How do the openings for windows etc. affect the length of the cantilever? (4) Which parameters limit the length of the cantilever?*

These questions are evaluated using a case study of a fictive building with cantilevered floors obtained from The Oslo School of Architecture and Design in Norway. The case study provides useful architectural input in how architects work with CLT in their design process. By simplifying the architectural model, 72 Finite Element (FE) models are made for analysis in Autodesk Robot Structural 2015 Professional. This thesis is based on wood-to-wood connections between panels without the use of steel.

The results from the FE-analysis show that a cantilevered story using CLT panels has great strength and stiffness, i.e. a story of CLT can theoretically be cantilevered up to about 16.5 meters. This presumes that the capacity compressive strength perpendicular to the grain in the transition between the facade and the cantilever is increased, and that the wall panels do not have any openings.

Openings limit the potential length of the cantilever. By placing an opening in the most unfavorable position, the deformations will increase by 20 %. In addition, if the height and/or width of the opening are increased, the deformations will also increase. The results showed that the height of the opening have a greater impact on the deformations than the width of the opening. The study also shows that there are great opportunities to take out large openings in the end of the cantilever to use as glass facades or balconies.

When using the most unfavorable way of connecting the wall and floor elements, in regards of compression perpendicular to the grain, the maximum length of the cantilevered story will be approximately 4.5 meters for a five-layer CLT element. By selecting a joining method that, e.g., includes the use of steel, the length of the cantilever can be increased significantly.

Bibliotekside

Sidetall:	118
År:	2015
Emneord:	Massivtre, utkragede massivtrevegger, skjærskive, deformasjon, FEM, utkraget etasjer av massivtre.
Keywords:	Cross-laminated timber, CLT, cantilevered shear CLT-walls, deformations, FEM, cantilevered storeys of CLT.
Format:	A4
Tittel:	<i>Potensial for utkraging av hele etasjer i massivtre.</i>
Engelsk tittel:	<i>Potential of cantilevered storeys in CLT-buildings.</i>
Universitet:	Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
Fakultet:	Fakultet for miljøvitenskap og teknologi.
Institutt:	Institutt for matematiske realfag og teknologi.
Studieretning:	Byggeteknikk og arkitektur.
Forfatter:	Ole Marthon Richter Bjerk.
Veileder:	Anders Björnfort, IMT, NMBU.
Medveileder:	Anders Steinsvik Nygård, IMT, NMBU.
Litteratur:	Se litteraturoversikt bak i oppgava.

Innhold

FORORD	II
SAMMENDRAG	III
ABSTRACT	IV
INNHold	VI
INNLEDNING	1
1. BAKGRUNN	1
1.1 Målsetning og problemstilling	3
1.2 Avgrensninger	4
1.3 Disposisjon	4
TEORI	5
2 MASSIVTRE SOM BYGGEMATERIALE	5
2.1 Massivtre	5
2.1.1 Formstabilitet	6
2.1.2 Styrke og stivhet	6
2.1.3 Skjærpåvirkninger	7
2.1.4 Deformasjoner som følge av skjærkrefter	8
2.2 Sammenføyninger	9
2.2.1 Generelt	9
2.2.2 Sammenføyning mellom elementer i samme plan (gulv-gulv og vegg-vegg)	9
2.2.3 Sammenføyning vegg-gulv	11
2.3 Grunnlag for kapasitetskontroll	13
2.4 Deformasjon og nedbøyning	18
2.4.1 Komfortkrav	19
3 ANALYSETEORI	21
3.1 Finite elementers metode	21
3.2 Statisk analyse	22
3.2.1 Lineær analyse	22
3.2.2 Ikke-lineær analyse	22
3.2.3 Ortotropi og Hookes lov	23

METODE	24
4 CASE	25
5 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2015	27
5.1 Stivhetsegenskaper	28
5.2 Kontroll og verifikasjon av E-modul	31
5.3 Kontroll og verifikasjon av sterk retning	32
6 OPPBYGGING AV MODELLER	34
6.1 Generelt	34
6.2 Modell 1 – grunnmodell	34
6.3 Modell 2 – tre etasjer	35
6.4 Modell 3 – plassering av åpning	36
6.5 Modell 4 - åpningshøyde	36
6.6 Modell 5 - åpningsbredde	37
6.7 Modell 6 - åpningsstørrelse	37
6.8 Modell 7 – åpning i enden	38
6.9 Modell 8 – balkong	39
6.10 Modell 9 – åpning i skiva	39
6.11 Modell 10 – lavere etasjehøyde	40
6.12 Valg av element	40
6.13 Fastsatte parametere	41
6.14 Laster	42
6.15 Opplag og randbetingelser	44
6.16 Mesh	44

RESULTATER OG ANALYSE	45
7 RESULTATER OG RESULTATANALYSE	45
7.1 Utkragning uten åpning	46
7.1.1 Deformasjoner	46
7.1.2 Betydningen av utsparinger i skiva	49
7.1.3 Åpninger i enden	52
7.1.4 Endring av elementhøyde	53
7.2 Kontakttrykk	54
7.2.1 Betydning av utsparinger i skiva	57
7.3 Krefter og spenninger i skiveplanet	58
7.3.1 Betydning av utsparinger i skiva	60
7.3.2 Betydning av lavere skive	62
KONKLUSJON	63
8 KONKLUSJON	63
8.1 Oppsummering	64
8.2 Resultatenes betydning for eksempelbygget	66
8.3 Validering av metode og resultat	68
8.4 Videre arbeider	69
LITTERATURLISTE	70
FIGURLISTE	I
TABELLISTE	III
VEDLEGG	V

Innledning

1. Bakgrunn

Tre som konstruksjonsmateriale har lang tradisjon i Norge, men har ofte begrenset seg til småhusbebyggelse opp til tre etasjer. Dog finnes det tidligere eksempler på større byggverk i tre, som for eksempel stavkirker og større takkonstruksjoner på bygårder. Landbruksbygg har ofte vært store, dog enkle, bindingsverkskonstruksjoner.

På slutten av 1990-tallet ble man i Norge introdusert for konstruksjon med massivtreelementer. Opprinnelsen til massivtreelementer stammer fra Canada, hvor man benyttet tverrspente dekker av tre i bruk på 1970-tallet. Rundt 1990, i Sveits, ble disse dekkene videreutviklet til massivtreelementene vi kjenner i dag. I Østerrike, Sveits og Tyskland er bygging med massivtre en anerkjente byggemåte. Med tiden har man i Norge tatt massivtreet mer og mer til seg etter den spede begynnelse i 1998 (Treteknisk 2006a), og stadig flere byggeprosjekter utføres med bæresystem av massivtre.

Det har blitt mer og mer vanlig å benytte massivtre som konstruksjonsmateriale i bygninger større byggverk som skoler og større boligkomplekser. Eksempler på dette er Ulsmåg skole i Bergen, (Byggeindustrien 2015) og Norges høyeste massivtrebygning, Pallisaden, ved NMBU (Joelson 2013). Fokuset har lenge vært rundt problemstillingene om hvor høyt det er mulig å bygge med massivtre. Pallisaden er i dag Norges høyeste trehus med sine 8 etasjer. The Stadthaus 24 Murray Grove i øst-London var i 2008 Europas høyeste bygning med bæresystem i massivtre. Dette leilighetskomplekset går over 9 etasjer og rommer til sammen 29 leiligheter (Lowenstein 2008). I Melbourne Australia finner man Forté-bygningen som, da det sto ferdig i 2012, var verdens høyeste massivtrehus. Dette leilighetskomplekset har, med sine 10 etasjer og 32 meter høyde, 23 leiligheter og 4 rekkehus (Bryan 2012). «Treet» i Bergen, vil ved ferdigstilling, være verdens høyeste trehus med sin 14 etasjer. Dette bygget er basert på moduler av massivtre, og et bærende fagverk av limtre. Til sammen 4 dekker av betong blir montert for å gi bygget større tyngde (Garathun 2014).

Det har blitt utarbeidet flere håndbøker som beskriver egenskapene til massivtre og bruken av disse elementene som konstruksjonsmateriale (Martinsons 2006) og (FPInnovations 2013). Etter hvert som massivtreelementene har blitt undersøkt videre for sin kapasitet som skjærskive (Moosbrugger et al. 2006), (Bogensperger et al. 2010) og (Flaig & Blaß 2013), samt plate (Stürzenbecher et al. 2010) har man nå begynt å jobbe med å få massivtreskiva enda sterkere og stivere ved å eksperimentere med trekvalitet, antall sjikt og tykkelse på disse – samt retningene på lamellene (Nygård et al. 2014). I tillegg til Homb, som har jobbet med studier omkring vibrasjoner i massivtrekonstruksjoner (Homb 2007; Homb 2008), har det blitt gjort studier rundt sammenføyningenes styrke og betydning for deformasjon (Schröder 2013) og (Mørch 2014).

Ettersom massivtrekonstruksjoner har blitt en mer vanlig del av dagens byggemetode, har arkitekter fattet interesse og etterspurt kompetanse på utkraging av hele etasjer i massivtre.

Den arkitektoniske friheten handler ikke bare om hvor langt man kan nå, men også fleksibilitet og valgfrihet. For eksempel er lysforhold et viktig moment for mange arkitekter, der valgfriheten og fleksibiliteten således kan basere seg både på plassering og størrelse av vindusåpninger, eller muligheten for uteareal i utkrageren. Ettersom elementene har forskjellige styrkeegenskaper, vil valg av element ikke bare være av betydning for utkragerlengden og det arkitektoniske uttrykket, men også for den økonomiske siden av et byggeprosjekt.

Når massivtreskiva blir stivere og sterkere, og man har kunnskap og kontroll på de andre faktorene som påvirker massivtrekonstruksjoner, kan man utnytte dette i konstruksjoner som ofte har vært forbeholdt betong – som utkragerer. Utover skivens styrke, er noen utfordringer knyttet til bruk av massivtre i slike konstruksjoner. Blant annet er tre generelt sett et svakere byggemateriale enn stål og betong. Massivtreelementer produseres i forskjellige tykkelser og har varierende antall og tykkelse på sjikt, som vil ha betydning for konstruksjonens styrke og stivhet. Samtidig er beregningsgrunnlaget mangelfullt/ikke-eksisterende for slike konstruksjoner.

Det finnes i dag noen få eksempler på konstruksjoner der man har kraget ut etasjer med bruk av massivtreelementer. Foruten mindre utkragede plater til balkonger, har Element Arkitekter AS tegnet en enebolig i Stavanger, med en etasje kraget ut 3,5 meter (ArchDaily.com 2012).



Fig. 1.1 VS: "Northface" i Stavanger av Element arkitekter. (Foto: Element Arkitekter AS).
HS: WoodTek HQ, Taichung City, Taiwan. (Foto: Figure x Lee Kou-Min Studio (ArchDaily 2015))

Et av de mest oppsiktsvekkende massivtrehusene med utkragede etasjer, er kanskje Taiwans første massivtrehus, kalt Woodtek HQ. Dette ble ferdigstilt i 2014 og viser en arkitektur mange forbinder med stål- og betongbygg.

Disse prosjektene viser at det tydelig er et mulig å krage ut hele etasjer i massivtre, men det fullstendige potensialet til utkragede etasjer i massivtre ikke teoretisk klarlagt. Med grunnlag i de nevnte referanseprosjektene, vil en tydelig klarlegging av skivens potensial være med på å gi nye muligheter for arkitektonisk formgivning. Konstruktørene vil få større utfordringer og produsenter vil kunne fortsette utviklingen av nye og sterkere massivtreelementer.

Studien vil være et bidrag til ytterligere utvikling av bruken av massivtreelementer. Foruten å belyse potensialet av denne type konstruksjoner, ønsker denne studien også å peke på utfordringer som kan være nødvendig å løse - for å kunne strekke seg *enda* lenger.

1.1 Målsetning og problemstilling

Målet med dette arbeidet er å gi arkitekter og konstruktører et forenklet grunnlag og større forståelse vedrørende prosjektering og dimensjonering av utkragede etasjer i massivtre. Studien vil ikke bare gi en formening om hva som er mulig å oppnå, men også belyse de utfordringer som hindrer konstruksjonen til å nå enda lengre, og derfor søkes det svar på følgende fire problemstillinger:

1. Hvor langt er det mulig å krage ut en etasje i massivtre?
2. Hvilken betydning har valg av elementtype for utkragerlengden?
3. Hvordan påvirker hulltaking muligheten for utkraging?
4. Hvilke parametere er begrensende for utkragerlengden?

Gjennom å basere denne studien i en case som grunner ut i et eksempelbygg, vil det være mulig å svare på disse fire spørsmålene. Casen tar for seg viktige arkitektoniske problemstillinger knyttet til denne type konstruksjoner, og beskrives nærmere i kapittel 4 og vedlegg C.1. Den benyttede casen er produsert av en studentgruppe ved Arkitektur- og Designhøgskolen i Oslo (AHO 2015), og danner grunnlaget for modellene som blir bygget og analysert i FEA-programmet Autodesk Robot Structural 2015 Professional.

For å kunne undersøke potensialet som ligger i massivtreskiva for slike konstruksjoner, er det viktig å ha kunnskap om hvilke parametere som er styrende for skivas motstand mot nedbøyning i skiveplanet. Valg av sammenføyninger vil kunne være avgjørende for overføring av membrankrefter mellom skjærskiven og strekk- og trykkdekkene, i det som kan betraktes som et sammensatt tverrsnitt. Dette gjør seg spesielt gjeldende for overføring av krefter mellom platene og skivene i konstruksjonen. Dette valget er også av betydning for konsentrasjoner av trykkspenninger på trematerialet, som i utgangspunktet har lave styrkeegenskaper hva angår trykkpåkjenninger.

Ved å gjøre betraktninger rundt krefter som oppstår i modellene, kan man fortelle noe om potensialet til massivtreskiva. Typiske kapasitetskontroller mht. trykk- og strekkspenninger i elementet – samt kontakttrykk er parametere som må gjennomgås for å oppnå en realistisk og troverdig konklusjon. Utover dette må det også gjøres noen betraktninger rundt deformasjoner som oppstår ved lastpåkjenning, ettersom dette er en viktig parameter for både konstruksjonssikkerhet og komfort.

1.2 Avgrensninger

- Det er ikke tatt hensyn til vind eller dynamiske laster.
- Det er ikke tatt hensyn til mekaniske treforbindere i analysene, slik at dette antas løst for konstruksjonen.
- Det er ikke tatt videre hensyn til brann og branndimensjonering ved valg av massivtreelementer.
- Det er ikke tatt særlig hensyn til lydkrav ved valg av massivtreelementer.
- Påførte egenlaste og nyttelaste er veiledende og må vurderes i hvert enkelt tilfelle.
- Data fra KLH Massivholz's KLHdesigner legges til grunn for oppgava.
- Det er ikke tatt hensyn til eventuelle egenlaste til bygningskomponenter som erstatning for massivtreet som blir tatt bort som følge av hulltakning.

1.3 Disposisjon

Det gjennomførte arbeidet vil bli presentert i følgende rekkefølge.

- Teori
 - Massivtre som byggemateriale.
 - Massivtreets oppbygning og egenskaper.
 - Sammenføyninger.
 - Presentasjon av aktuelle sammenføyningsmetoder.
 - Grunnlag for kapasitetskontroll.
 - Grunnlaget for kapasitetsanalysene for studien presenteres.
 - Deformasjon og nedbøyning
 - Kriterier for deformasjon og nedbøyning av konstruksjonen gjennomgås.
 - Analyseteori.
 - Kort presentasjon av nyttet analysemetode og Hookes lov for ortotropiske materialer.
- Metode.
 - Presentasjon av benyttet case.
 - Beskrivelse av benyttet analyseprogram.
 - Oppbygging av de forskjellige modellene, samt beskrivelse av disse.
- Resultater og resultatanalyse
 - Presentasjon av resultater med tilhørende analyse, med egen disposisjon under kapittel 7.
- Konklusjon
 - Oppgava konkluderes og betydningen av resultatene for aktuelt case diskuteres.
 - Oppgava oppsummeres og forslag til videre undersøkelser presenteres.
 - Validering av metode, modeller og resultat.
- Litteratur-, figur- og tabellister, samt vedlegg.

Teori

2 Massivtre som byggemateriale

2.1 Massivtre

Om ikke annet er oppgitt, vil denne delen av kapitlet være basert på Treteknisk håndbok – bygge med massivtreelementer (Treteknisk 2006a) og (Treteknisk 2006b).

Massivtreelementer består av flere lag med lameller som er normalt er limt sammen på flatsiden. Disse lagene er vanligvis krysslågt med 90 graders forhold til foregående lag. Selv om de limte elementene er de mest vanlige, forekommer det også elementer som er spikret, skrudd eller forbundet med tredybler. Et element består av minst tre lameller, med de to ytterste lagene orientert i hovedretningen (Mohammad et al. 2013). Figur 2.1 viser oppbygningen av et femsjikts-element, der t er lik den totale tykkelsen for elementet. $t_{1,3,5}$ og $t_{2,4,6}$ beskriver tykkelsen for sjiktets tykkelse i vertikal- og horisontalretning. $b_{2,4}$ beskriver bredden på henholdsvis de stående og liggende lamellene (Nygård et al. 2014).

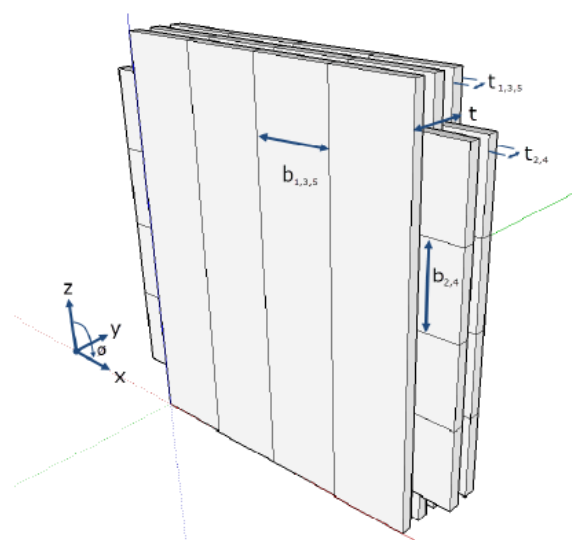


Fig. 2.1 Typisk oppbygning av massivtreelement. Illustrasjon: (Nygård et al. 2014)

Kvaliteten på trevirket som brukes er ikke like avgjørende for massivtreelementer som for konstruksjonsvirke og limtre. Om det skulle være en svakhet i en lamell, vil det være svært lite sannsynlig at tilstøtende krysslågte lamell vil ha en svekkelse i nøyaktig samme punkt. Derfor benyttes det ofte lavkvalitets trevirke i produksjonen av massivtreelementer. Gran brukes i størst mulig grad i produksjonen av elementene, men det er ikke noe i veien for å benytte andre tresorter som bjørk, furu og eik i yttersjiktene. (Aarstad & Bunkholt 2008)

Elementene blir ferdig produsert på fabrikk i standardstørrelser opptil 16 m lengde og inntil 3 m bredde, med utsparinger og evt. utfreste spor for tekniske installasjoner. Dette gjør at montasjen på byggeplass er svært tidsbesparende. Standardlengden på elementene er ofte begrenset av at elementene skal transporteres, ofte på lastebil, til byggeplassen. Utover dette er det ingen begrensning for hvilke elementlengder som kan produseres (Aarstad & Bunkholt 2008) (Wallner-Novak et al. 2014).

2.1.1 Formstabilitet

Form- og dimensjonsendringene som følge av fuktendringer vil være små. Ettersom elementene består av krysslagte sjikt, vil det være sjikt som får aksielt trykk som følge av det neste sjiktets krymping i tangentiell retning. Da den aksielle kapasiteten til treet er stort og endringene i denne retningen, som følge av fukt, er mindre enn den tangentielle, vil tilstøtende krysslagte sjikt "låse av" og forhindre større endringer. I tillegg er elementene produsert i kontrollerte omgivelser slik at riktig fuktinnhold (8-14%), som fører til at trevirket kun vil bli påvirket av normale klimatiske forhold som endrer seg igjennom et år.

2.1.2 Styrke og stivhet

Krysslagte elementer kan i teorien settes sammen med så mange lag som er nødvendig for å oppnå en bestemt kvalitet, men de fleste standardelementer består av 3, 5, 7, eller 9 sjikt. Det er vanlig med varierende fasthetsklasser i de ulike sjiktene. Eksempelvis vil et gulvelement kunne ha C24/C30 kvalitet i yttersjiktene og C14/C18 i resten av sjiktene. Figur 2.2 viser et typisk tverrsnitt med tilhørende tyngdepunktakse for et femlags-element.

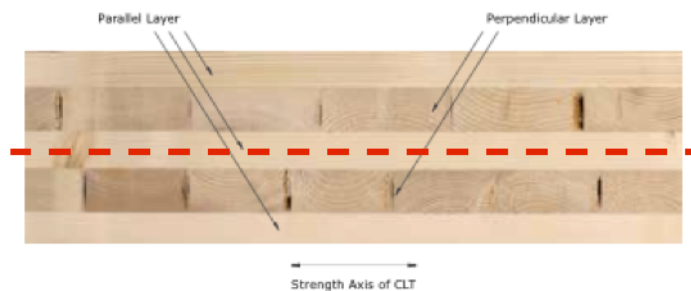


Fig. 2.2 Tyngdepunktakse gjennom ett parallelt oppbygd massivtreelement. Foto: CLT-handbook, (FPInnovations 2013).

Yttersjiktene vil ha størst innvirkning på den totale bøyestivheten til for eksempel et etasjeskille, slik at en fasthetsøkning av mellomliggende sjikt vil ha liten effekt ettersom disse sjiktene ligger nærmere tyngdepunktaksen (forutsatt lik oppbygning av elementet om akse). Totalt vil en økning av fasthet i beste fall være noen få prosent.

Om elementene skal fungere som en toveisplate, må elementet ha nok bæring på tvers av elementet. Som tidligere nevnt, vil yttersjiktene være orientert i elementets hovedretning. I og med at de tverrgående lamellene ligger nærmere tyngdepunktaksen, vil de ikke ha samme bidrag til bøyestivheten. Ved siden av dette vil elementet som oftest ha ett lag mindre i tverretningen i forhold til hovedretningen, slik at forskjellen i bøyestivheten i lengde- og tverretningen vil utgjøre mellom 3 – 40 % i elementets lengderetning, forutsatt at C24 nyttes i yttersjiktene og C14 i resterende sjikt.

Foruten å benytte elementene som plater, kan også elementene betraktes som skiver som tar opp krefter i planet. Dette kan være aktuelt i sjakter og andre avstivende vegger i konstruksjoner, bjelker over utsparinger og som utkragede skiver.

Ved dimensjonering av konstruksjoner av massivtre vil det som oftest være kravene til nedbøyning og stivhet i bruksgrensetilstand vil være dimensjonerende for elementene.

2.1.3 Skjærpåvirkninger

Massivtreelementer utsettes for to typer laster:

1. Belastning vinkelrett på elementplanet (plate).
2. Belastning i elementplanet (skive).
 - a. Parallelt med elementretningen
 - b. Vinkelrett på elementretningen

Styrke- og stivhetsegenskapene, vil som følge av elementenes oppbygning, være avhengige av hvilket plan lastene virker i og om lastene virker i hovedretningen eller på tvers av denne.

Rulleskjær – skjær tvers av fiberretningen

Trevirke har en relativt lav rulleskjærmotstand på ca. 10 % av skjærmodul,

$G_R = 40\text{-}80 \text{ N/mm}^2$, og de tverrgående sjiktene vil derfor ha en stor betydning for den totale deformasjonen lokalt i elementet. Figur 2.3 illustrerer hvordan rulleskjær deformerer et massivtrettverssnitt ved at de tverrgående lamellene "ruller" ut som følge av at rulleskjærkapasiteten har blitt overskredet.

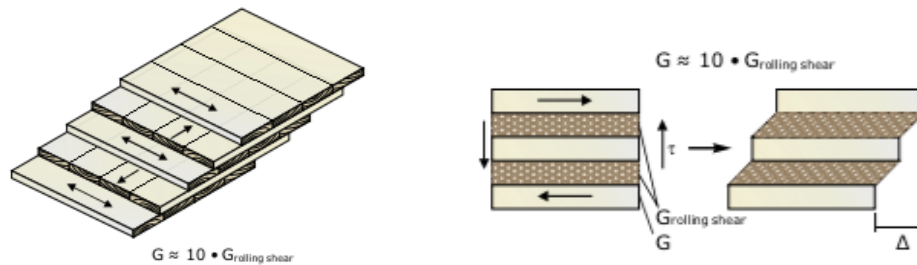


Fig. 2.3 Rulleskjærdeformasjon i 5-lagsselement. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013).

De tverrgående lagene kan betraktes som rene avstandsstykker og utsettes kun for skjær på tvers av fiberretningen under lastpåvirkning. Rulleskjærbrudd er brudd som tangerer årringene i det tverrgående sjiktet, og oppstår ved overskridelse av rulleskjærstyrken, illustrert i figur 2.4 (Wallner-Novak et al. 2014).

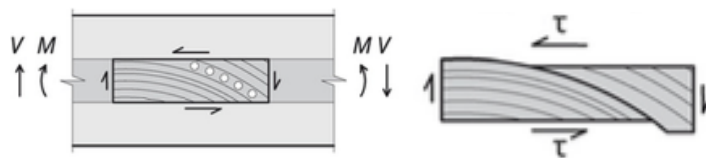


Fig. 2.4 Brudd i lamell som følge av at rulleskjærfastheten (G_R) er overskredet. Illustrasjon: (Wallner-Novak et al. 2014)

For å redusere skjærdeformasjonene i de tverrgående sjiktene, bør bredde/tykkelsesforholdet til lamellene ikke være for lavt. Værst tenkelige situasjon er et forhold 1:1, og det er anbefalt minst en bredde på 4 ganger tykkelsen. Ved økende forhold av bredde/tykkelsesforholdet, vil skjærdeformasjonene minke.

2.1.4 Deformasjoner som følge av skjærkrefter

Skjærdeformasjonen til elementet har stor innvirkning på deformasjon- og spenningsfordelingen i massivtreelementer som blir *belastet vinkelrett på elementplanet*. De tverrgående sjiktene vil ha et markant bidrag til den totale deformasjonen, som følge av den lave rullestivheten i sjiktet. I enkelte tilfeller vil skjærdeformasjonene utgjøre opp mot 90 % av den totale deformasjonen til elementet.

Studier gjort av Fellmoser og Blaß (i 2004), viser at betydningen av skjærdeformasjoner minker med økende spennvidde i forhold til elementets tykkelse. For spennforhold $L/t > 30$ og laster vinkelrett på planet parallelt med fiberretningen i det ytre sjiktet og $L/t > 20$ og laster vinkelrett på planet på tvers til fiberretningen til det ytre sjiktet, vil man oppnå samme skjærmodul som for tre for øvrig. Dermed er det i disse tilfellene bøyedeformasjonen som er dominerende.

Elementer som påkjennes *i plateplanet* vil overføre skjærkrefter mellom de vertikale og horisontale tverrsnittene av lamellene. De deformasjonene som oppstår i elementet, er en følge av ulike forskyvninger mellom sjiktene innad i elementet, på grunn av friksjon i limfugene.

Av forskningsrapporten til Moosbrugger et. al. I 2006, kan den totale skjærpåvirkningen dekomponeres til to tilfeller: (a) illustrerer den totale skjærpåvirkningen i et ikke-kantlimt massivtreelement. Komponent (b) viser til rene skjærkrefter i et element med kantlimte lameller, som kan sees på som en homogen skive. I utgangspunktet går man ut i fra at det ikke vil forekomme deformasjoner eller glidninger mellom de forskjellige sjiktene i dette tilfellet. I komponent (c) vil det oppstå torsjonskrefter i limfugen mellom de forskjellige sjiktene, som en følge av at lamellene ikke er kantlimt. Deformasjonen skyldes i all hovedsak treets lave rullestivhet og styrke vinkelrett på fiberretningen (Moosbrugger et al. 2006).

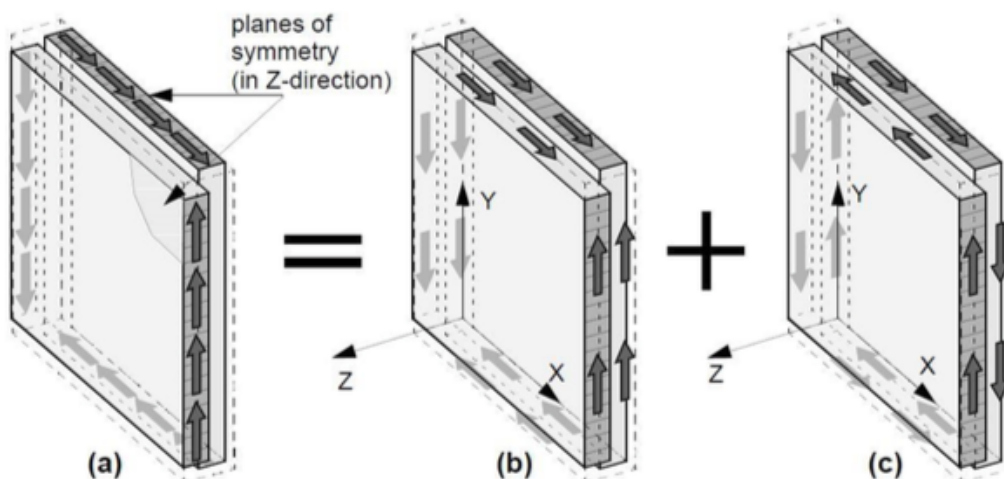


Fig. 2.5 Skjærpåvirkninger på massivtreelement. Illustrasjon: (Moosbrugger et al. 2006).

2.2 Sammenføyninger

2.2.1 Generelt

I Mørchs masteroppgave (2014) poengteres viktigheten av gode og stive forbindelser mellom massivtreelementene. Elementene har relativt stor styrke i planet og sammenføyningene virker som det svake punktet mht. globale forskyvninger, som ved vindlast. Det foreslås (Schrøder 2013) en skruvinkel mellom 0° og 30° i to retninger. I analysen til Mørch fremgår det at en skruvinkel på 30° i to retninger vil gi over 25 % reduksjon i horisontalforskyvningene i forhold til skruvinkel på 30° og 0° i det aktuelle tilfellet. Dette poengterer viktigheten av korrekt utførte skrueforbindelser, for å oppnå en stiv og stabil konstruksjon. Figur 2.6 viser (a) vertikal og (b) horisontalsnitt av forbindelse mellom vegg og dekke med for en gitt skruvinkel i vertikal- og horisontalretningen (Mørch 2014).

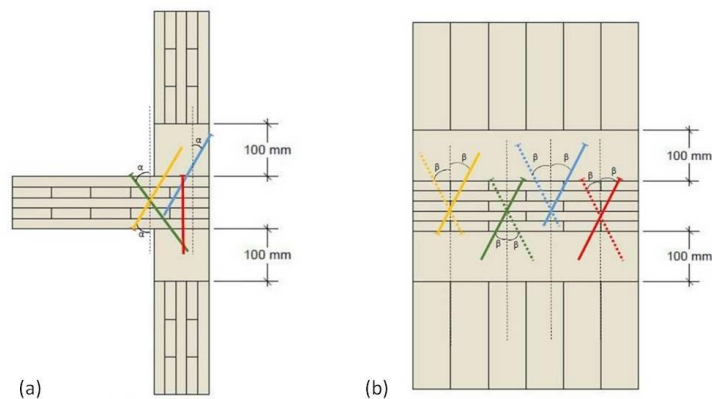


Fig. 2.6 (a) Vertikal- og (b) horisontalsnitt av vegg-mot-dekke-forbindelse. Illustrasjon: (Mørch 2014).

Det finnes mange metoder for å sammenføye massivtreelementer, de vanligste gruppene for sammenføyninger er: gulv-gulv, vegg-vegg, gulv-vegg og vegg mot fundament. Dette kapitlet tar kun for seg sammenføyninger som er av betydning for oppgava, slik som sammenføyninger av vegger, dekker og mellom vegger og dekker.

Om ikke annet er beskrevet, er dette kapitlet om sammenføyninger basert på CLT Handbook, US Edition. (Mohammad et al. 2013). Figurer som er benyttet i dette kapitlet er også hentet fra denne boka.

2.2.2 Sammenføyning mellom elementer i samme plan (gulv-gulv og vegg-vegg)

For å få sammenhengende dekke- og veggflater, vil det være nødvendig å sette sammen flere elementer. Når veggelementer settes sammen, er det viktig at sammenføyningen er dimensjonert for å oppta bl.a. skjærkrefter i planet og bøyning ut av planet. For gulvelementene er det viktig at alle elementene er sammenføydd på en slik måte at membrankrefter opptas, slik at det hele fungerer som en stor skive. Det finnes flere forskjellige måter å føye sammen disse elementene.

Innslissede bord

Forbindelsen utføres normalt med en eller to innslissede plater. Ofte er striper av kryss- eller parallellfinér plassert inn i slissene for så å bli fastskrudd med selvborende skruer. Spiker og forborede treskruer kan også benyttes. For å få en stivere sammenføyning kan man tilsette konstruksjonslim i slissene som et tillegg til skruene. Denne skjøten krever stor produksjonsnøyaktighet fra fabrikk, og er tidkrevende å montere. Den største fordelene med denne type forbindelser er at den gir en dobbel skjærforbindelse mellom elementene.



Fig. 2.7 Innslisset plate. Denne kan være av tre, trebaserte produkter eller av stål.
Illustrasjon: CLT-handbook, (FPIInnovations 2013).

Overflateskjøter

Ensidig overflateskjøt gir forbindelser som er enkle og raske å montere på byggeplass. Disse er svært ofte brukt for sammenkopling av vegger. Begrensningene til denne sammenføyningen er at man kun vil oppnå en enkeltskjærforbindelse, og at man samtidig ikke vil få en momentoverførende løsning. Ved bruk av tosidig overflateskjøt vil man oppnå en toskjærforbindelse. Ettersom man benytter festemidler på begge sider av sammenføyningen, vil man oppnå et dobbelt antall skjærplan som følge av dobbelt antall skruer. I tillegg vil man kunne anta at sammenføyningen er momentstiv om man benytter trekompositter som parallell- eller kryssfiner.



Fig. 2.8 Én- og tosidige overflateskjøter. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPIInnovations 2013).

Overlappende skjøter

Ved å lage et spor i hver ende av elementet, kan man benytte seg av overlappende skjøter, som er en mye brukt metode for å sammenføye vegg- og gulvelementer. Dette er en rask sammenføyningemetode hvor lange selvborende treskruer benyttes. Sammenføyningen kan ikke anses som en momentstiv forbindelse, og det er fare for oppsprekking pga. strekk på tvers av fiber, som spesielt kan oppstå under påkjenning av skjevlaster. Overlappende skjøter av denne type kan sies å være den mest vanlige formen for sammenføyninger mellom elementer.

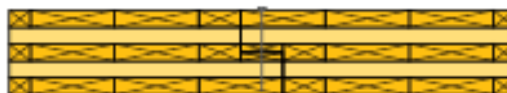


Fig. 2.9 Overlappende skjøter. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPIInnovations 2013).

Sammenføyning av vegger i utkragede bygningsdeler

Ved utkraging vil man måtte montere en endevegg på enden av utkrageren. Ved å benytte prinsippet vist i figur 2.10, vil man kun benytte stål i kontaktflaten i mellom elementene. Når disse elementene skrues sammen, vil de umiddelbart kunne påføres last. Montasjen er relativt enkel da det ikke er nødvendig med ekstra understøtting under montering. Elementet heises på plass i riktig posisjon før de skrues sammen.

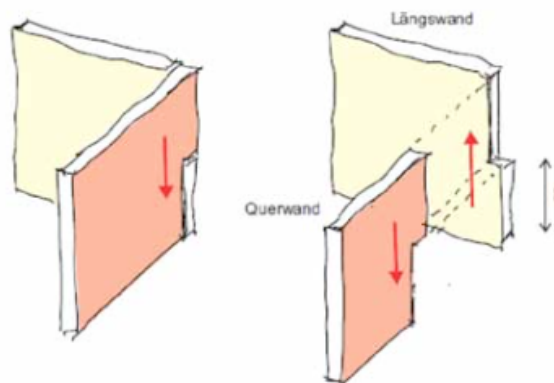


Fig. 2.10 Sammenføyning av vegger i utkragede bygningsdeler, der de gule skivene krager ut.
Illustrasjon: (KLH Massivholz GmbH 2013)

2.2.3 Sammenføyning vegg-gulv

I Europa er det mest vanlig å benytte plattformkonstruksjonsprinsippet med skråskrudde skruer i sammenføyninger mellom vegg og dekke i boligbygging. Skruvinkelen har stor betydning for kapasiteten til forbindelsen. Ved å benytte sterkeste vinkel for skruene, vil kapasiteten kunne være helt oppe i 20 ganger kapasiteten for svakeste vinkel (Schrøder 2013).

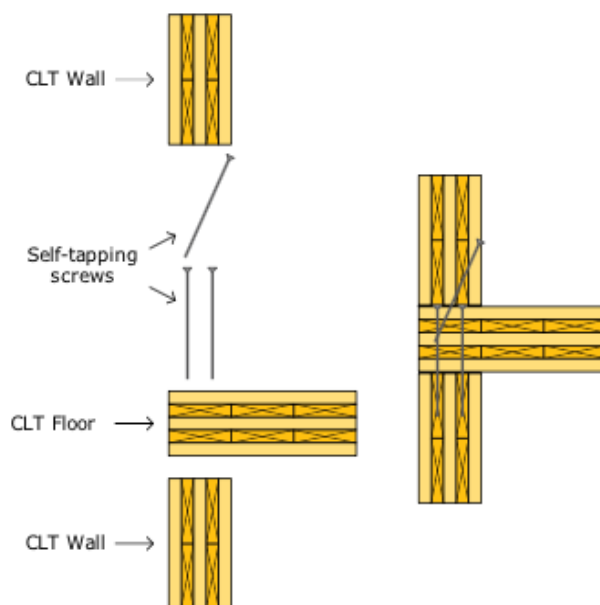


Fig. 2.11 Sammenføyning mellom gulv og veggelementer med selvborende skruer.
Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013).

Når det er nødvendig, benyttes stålbraketter for å kunne overføre for eksempel membrankrefter fra plate til skjærkrefter i veggskiven. Ved å sammenføre gulvelementene til veggen på denne måten, vil trolig bruddkapasiteten på festemidlene bli dimensjonerende, ettersom faren for at skruene skal trekkes ut reduseres drastisk. Denne montasjen sikrer også at skruer ikke skrues inn langs med fiberretningen til lamellene, som igjen sikrer bedre uttrekksmotstand.

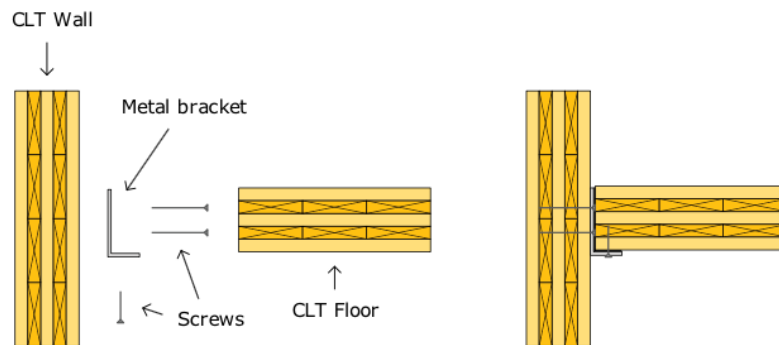


Fig. 2.12 Prinsipsnitt for innfestning av dekkelement i mellom veggskiver med brakett.
Illustrasjon: CLT-handbook, (FPIInnovations 2013).

2.3 Grunnlag for kapasitetskontroll

Skjærkapasitet i planet

Kontroll av skjærkapasitet for plateplanet gjøres iht. pkt. 3.14.1 og 3.14.2 i ETA-dokumentet til KLH (KLH Massivholz GmbH 2013). Om annet ikke er angitt, er tabeller og figurer hentet fra dette dokumentet der materialfaktoren γ_M settes lik materialfaktoren for limtre iht. NS-EN 1995-1-1 tabell 2.3:

$$\gamma_{M,CLT} = 1.25$$

For skjærspenninger i planet må det tas hensyn til skjærstrøm i limfugene og skjær i lamellene. Skjærstyrken til limfugen og lamellene er gjengitt i figur 2.13 der kapasiteten for lamelltykkelsen varierer med tykkelsen.

Shear strength		
- regardless of loading direction, per glue line $f_{v,k,k}$	Annex 4 – Shear flow	90 N/mm
- parallel to the grain of the boards $f_{v,k}$	Annex 4 – Shear stress	3.9 to 8.4 MPa

Fig. 2.13 Karakteristisk skjærstyrker i planet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013).

For spenninger i limfugen må følgende kriterium oppfylles:

$$t_{v,d} \leq f_{v,K,d} \quad (2.2)$$

Der :

$$t_{v,d} = \frac{n_{xy,d} \cdot H}{L_K} \quad (2.3)$$

hvor :

$$L_K = n_K \cdot H$$

n_K = antall limfuger

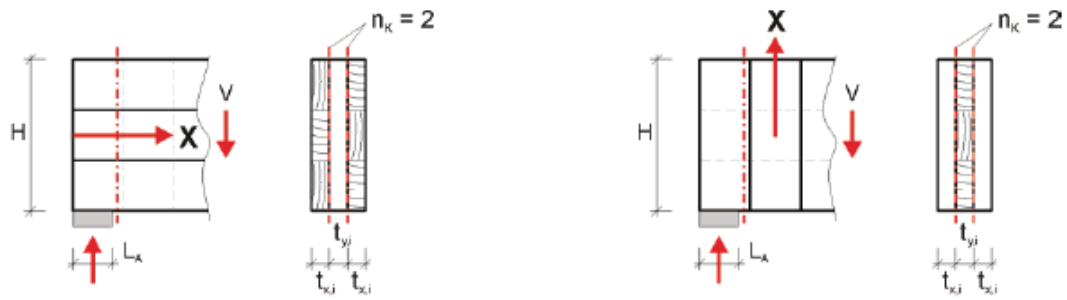
H = konstruksjonsrelevant høyde

$n_{xy,d}$ = opptredene skjærkraft fra FEA - program

n_K = antall limfuger i akutelt snitt

$f_{v,K,k}$ = 90 N/mm (iht. ETA/fig. 7.1.1)

Figur 2.14 på neste side beskriver hvordan antall limfuger bestemmes for henholdsvis elementer med liggende (venstre side) og stående ytterlameller (høyre side).



Finite Element Analysis:
 - Verification in a section at the edge of the support
 - In general, results of an FEA refer to 1 m unit length (H = 1.00 m)

Fig. 2.14 Verifikasjon av skjærstrøm i planet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013).

Ettersom det regnes enhetlig (pr. lengdeenhet) blir uttrykket for $t_{v,d}$:

$$t_{v,d} = \frac{n_{xy,d}}{n_K} \quad (2.4)$$

For spenninger i lamellene, må oppredende spenning ikke overgå:

$$\tau_{v,d} \leq f_{v,d} \quad (2.5)$$

Der :

$$\tau_{v,d} \left\{ \begin{array}{l} \frac{n_{xy,d} \cdot 1}{A_{net,x}} \\ \text{eller} \\ \frac{n_{xy,d} \cdot 1}{A_{net,y}} \end{array} \right.$$

$A_{net,x}, A_{net,y}$ = lamellareal i henholdsvis x - og y - retning

$f_{v,d}$ = skjærstyrken parrallelt med fiberretningen iht. tabell 5/fig. 2.9.2.

$f_{v,k}$ varier med tykkelsene på lamellene i elementet gjengitt i figur 2.15 under. Det er også viktig å legge merke til at styrken til lamellene ikke overskrider $8,4 \text{ N/mm}^2$ selv om tykkelsen skulle gå under 19 mm. Disse verdiene gjelder heller ikke for doble lameller i samme retning.

Thickness of layer t	mm	19 ²⁾	34	45
Characteristic value of shear strength $f_{v,k}$ ¹⁾	MPa	8.4 ²⁾	5.5	3.9
¹⁾ Interim values may be calculated by linear interpolation. ²⁾ Shear strength values > 8.4 MPa are not applicable, e.g. for laminations with t < 19 mm				

Fig. 2.15 Karakteristiske verdier for $f_{v,k}$ fordelt på lamelltykkelser. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013).

Figur 2.16 beskriver hvilket lamell-areal som skal medregnes for hver av retningene, x og y. De mørke lamellene beskriver arealet i x-retning, mens de lyse representerer arealet i y-retning. For venstre side er det beskrevet for element med liggende yttersjikt, mens det på høyre side er for element med stående lameller i ytterste sjikt.



Finite Element Analysis:

- Verification in a section at the edge of the support
- In general, results of an FEA refer to 1 m unit length ($H = 1.00 \text{ m}$)

Fig. 2.16 Verifikasjon av skjærspenninger i plateplanet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013).

Trykk og strekk i elementplanet

Som følge av egenvekter og påførte laster, vil konstruksjonen kunne bli utsatt for store krefter i vertikalretningen. For konstruksjons- og limtre, vil disse kreftene opptre enten på tvers eller langs med fiberretningen. I massivtreelementer vil disse kreftene opptre både på tvers og langs med fiberretningen samtidig. I tillegg vil elementene som møtes kunne ha tre forskjellige kontaktkombinasjoner i samme knutepunkt:

1. Stående lamell mot stående lamell (mest ønskelig).
2. Stående lamell mot liggende lamell.
3. Liggende lamell mot liggende lamell.

Dette vil gi tre forskjellige kapasiteter, en for hvert av tilfellene. Den mest vanlige metoden, og kanskje den mest konservative, er kun å ta hensyn til lameller som påkjennes i fiberretningen. Strekk tvers av fiber bør i størst mulig grad unngås, selv om det tverrgående laget vil kunne ha et lite bidrag på kapasiteten.

For generelt strekk i fiberretningen må følgende uttrykk oppfylles:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \cdot k_{sys} \quad (2.6)$$

Der

$\sigma_{t,0,d}$ skal bestemmes med $A_{net,x}$ eller $A_{net,y}$

Figur 2.17 på neste side, beskriver hvilke systemfaktor k_{sys} som skal benyttes for formel 2.6.

Loading perpendicular to the solid wood slab	Loading in plane of the solid wood slab	System strength factor
Member width	Number of layers	
b	n	k_{sys}
$b \leq 20$ cm	$n = 1$	0.90
20 cm $< b \leq 100$ cm	$2 \leq n < 5$	1.00
100 cm $< b \leq 160$ cm	$5 \leq n < 8$	1.05
$b > 160$ cm	$n \geq 8$	1.10
n ... number of layers along the concerned structural direction – actions in plane of the solid wood slab		

Fig. 2.17 Systemfaktor k_{sys} for forskjellige sammensetninger av elementer. Utklipp: (KLH Massivholz GmbH 2013).

For generelt trykk i fiberretningen gjelder:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \cdot k_{sys} \quad (2.7)$$

Der:

$\sigma_{t,0,d}$ skal bestemmes med $A_{net,x}$ eller $A_{net,y}$.

Ettersom verdiene fra Robot er gitt for en lengdeenhet 1.0 m, blir følgende formler for generelt strekk og trykk i lamellene:

$$\sigma_{xx} = \frac{N_{xx}}{t_{L,x}} \quad \text{og} \quad \sigma_{yy} = \frac{N_{yy}}{t_{L,y}} \quad (2.8a)(2.8b)$$

Kontakttrykk

Trykket fra et element eller fundament på et annet element, i fiberretningen må oppfylle uttrykket:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \cdot k_{c,0} \quad (2.9)$$

Der:

$\sigma_{t,0,d}$ skal bestemmes med $A_{net,x}$ eller $A_{net,y}$

$$k_{c,0} \leq 1.5 \quad \text{For } a \leq \frac{H}{2} \text{ eller } a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$k_{c,0} \leq 1.9 \quad \text{For } a \geq \frac{H}{2} \text{ eller } a \geq 500 \text{ mm.}$$

$k_{c,0}$ kan kun overstige 1.3 ved kontakt mellom stål og tre.

og:

$$L_A \geq 50 \text{ mm.}$$

Figur 2.18(a) beskriver geometrien for generelt opplegg mot f.eks. fundament. Figuren danner grunnlaget for $k_{c,0}$ i formel 2.9. For (b) illustreres det hvordan effektiv bredde for kontaktflate bestemmes for bruk i formel 2.10.

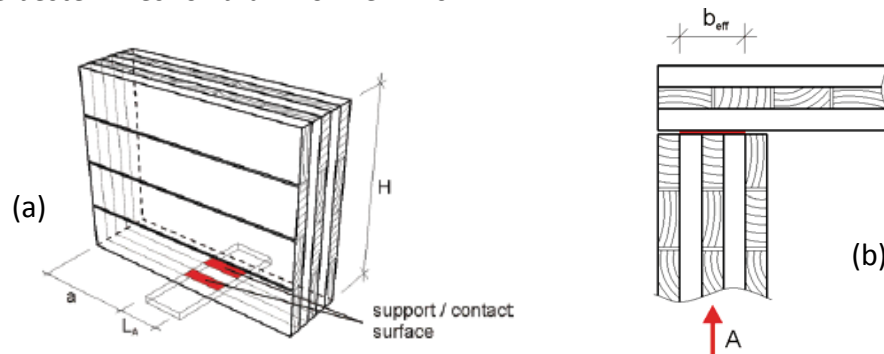


Fig. 2.18 (a) Geometri med hensyn til opplegg og (b) effektiv bredde for kontaktflate. Illustrasjoner: (KLH Massivholz GmbH 2013)

For trykk vinkelrett på fiberretningen må oppfylle:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \cdot k_{c,90} \quad (2.10)$$

Der :

$\sigma_{c,90,d}$ skal bestemmes med $A_{c,90}$ og :

$k_{c,90} = 2.2$ for laster på enden av et element..

$k_{c,90} = 3.0$ for kontaktflater med små rotasjoner.

$A_{c,90}$ er kontaktflaten på et element fra stål, betong eller konstruksjonsvirke/limtre.

For kontaktflate mot et annet element kan :

$$A_{c,90} = A_{eff}$$

der :

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot l$$

2.4 Deformasjon og nedbøyning

I Eurocode 5 er det definert krav til nedbøyning på bakgrunn av estetikk og fare for skader på konstruksjonen. For deler av konstruksjonen som både består av utkragede skiver og fritt bærende dekker vil den lokale nedbøyningen for *dekket* mellom skivene være, iht. figur 2.19:

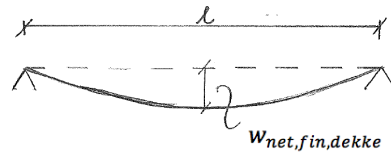


Fig. 2.19 Deformasjon av fritt opplagt dekke.

$$w_{net,fin,dekke} \leq l/250 \quad (2.11)$$

Figur 2.20 viser deformasjon for utkraget element. For de utkragede skjærskivene må konstruksjonen følge følgende krav for lokal nedbøyning av utkrager:

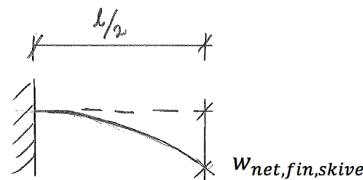


Fig. 2.20 Deformasjon av innspent utkrager.

$$w_{net,fin,skive} \leq l/125 \quad (2.12)$$

Flere massivtreprodusenter, deriblant KLH, har satt nedbøyingskravet for dekker til å være:

$$w_{net,fin,dekke} \leq l/400 \quad \text{slik at} \quad w_{net,fin,skive} \leq l/200 \quad (2.13)$$

På bakgrunn av disse formlene, kan de forskjellige deformasjonskriteriene sammenstilles i tabellen under (2.1). Tabellen forteller hva maksimal nedbøyning kan være i mm for en gitt lengde for henholdsvis dekker og for utkrager.

Tabell 2.1 Maksimal tillatt nedbøyning for utkragede skiver/bjelker (over) og for fritt bærende dekker (nede).

W _{net, fin, utkrager}		
	1/125	1/200
500 mm	4,0	2,5
1 000 mm	8,0	5,0
1 500 mm	12,0	7,5
2 000 mm	16,0	10,0
2 500 mm	20,0	12,5
3 000 mm	24,0	15,0
3 500 mm	28,0	17,5
4 000 mm	32,0	20,0
4 500 mm	36,0	22,5

W _{net, fin, dekker}		
	1/250	1/400
6 000 mm	24,0	15,0

De forskjellige konstruksjonsdelene vil ha forskjellige krav til nedbøyning. Blant annet vil innvendige etasjeskiller kunne ha strengere krav til nedbøyning enn takkonstruksjonen på grunn av tekniske installasjoner, gulvbelegg ol.

Ettersom produsenten har strengere krav til deformasjon enn Eurocode, er det disse kravene som gjelder.

2.4.1 Komfortkrav

Hverken kravet til etasjeskillerens styrke i bruddgrensetilstand eller kravet for nedbøyning under påkjent nyttelast er dimensjonerende for dekket. Baserer man dimensjoneringen av dekket kun på disse to punktene, vil man kunne oppleve svingninger under normal bruk. Altså blir komfortkravet dimensjonerende for dekket.

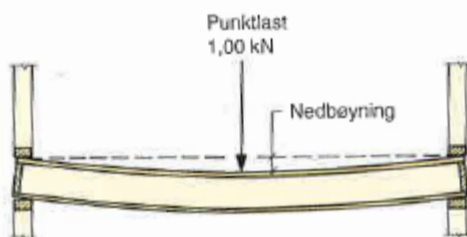


Fig. 2.21 Prinsipp for dimensjonering av dekke for å unngå uakseptable svingninger. Kilde: Trehus, SINTEF Byggforsk.

Det finnes ingen formelle krav til tilfredsstillende stivhet med hensyn til vibrasjoner, og derfor har Sintef Byggforsk definert to stivhetsklasser basert på denne beregningsmetoden for tradisjonelle bjelkelag (figur 2.21). Ved *høy stivhet* vil kravet for maksimal nedbøyning av bjelker i det ferdige dekket være 0,6 mm og for *normal stivhet* 0,9 mm. (SINTEF Byggforsk 2010)

Det finnes lite informasjon om hva som oppfattes som ubehagelige svingninger ved bruk av massivtredekker. På bakgrunn av bl.a. Homb (2007, 2008) sitt arbeid, har SINTEF Byggforsk utarbeidet en spennviddetabell, figur 2.22, for fritt opplagte massivtredekker i Byggdetaljbladet 522.891 (SINTEF Byggforsk 2009).

Element-tykkelse / antall sjikt mm/antall	Dimensjoneringskriterium for spennvidde ¹⁾ (m) Komfort-kriterium ved personlast ²⁾	Jevnt fordelt nyttelast, maksimal nedbøyning $l/300$			
		2,0 kN/m ²	2,0 ³⁾ kN/m ²	4,0 kN/m ²	4,0 ³⁾ kN/m ²
100/3	3,4	3,9	3,7	3,2	3,1
120/5	3,7	4,1	3,9	3,4	3,3
140/5	4,2	5,1	4,8	4,3	4,1
160/5	4,5	5,6	5,3	4,7	4,5
180/5	4,8	6,1	5,8	5,1	5,0
200/7	5,2	6,8	6,4	5,7	5,5
220/7	5,4	7,0	6,7	6,0	5,8
240/7	5,6	7,4	7,1	6,3	6,1

Fig. 2.22 Spennviddetabell 42 for etasjeskiller av massivtre.
Kilde: Byggforskserien 522.891, SINTEF Byggforsk.

Det er lite forskning å oppdrive tilsvarende forskning for komfortkrav og svingninger for trebaserte skiver. Selv om skivene vil ha et svært høyt treghetsmoment som følge av sin høyde, kan skivene i visse tilfeller bli satt i bevegelse under bruk om denne høyden reduseres som følge av åpninger. Dette kan spesielt være aktuelt når større åpninger tas i skiva da treghetsmomentet, stivheten og skiveskjærstyrken vil bli drastisk redusert. Eurocode 5 har et enkelt beregningsunderlag for vibrasjoner, men disse er begrenset til dekkets oppførsel.

3 Analyseteori

3.1 Finite elementers metode

FE-metoden (elementmetoden) er en lineær-elastisk metode, som i motsetning til enhetslastmetoden, baserer seg på enhetsforskyvninger fremfor enhetslaster. Finite elementers metode er en metode for å løse partielle differensiallikninger. Dette gjøres ved at kompliserte former og geometrier deles inn i mange enklere geometrier, elementer, som lar seg analytisk beregne. Ved oppdeling av konstruksjonen får alle elementene et antall noder i knutepunktene med tilhørende frihetsgrader. Tilstøtende elementer kobles sammen i de nodene de har felles slik at hele konstruksjonen er dekket av et nett, populært kalt "mesh". Mellom de forskjellige nodene kan man oppnå relativt nøyaktige resultater igjennom interpolering, der et finere nett vil gi enda mer nøyaktige resultater.

For å kunne regne ut konstruksjonens stivhet, beregnes hvert elements stivhet. Ved å påføre en liten forskyvning (enhetsforskyvning) i nodene, kan stivheten til elementet finnes ved å beregne reaksjonskreftene som oppstår for å forhindre forskyvningen. For å bestemme konstruksjonens stivhet summeres alle elementenes stivhet i hver eneste node i hele den store konstruksjonen.

Ligningssystemet som beskriver sammenhengen mellom krefter og forskyvninger er som følger:

$$\vec{S} = \vec{k} \cdot \vec{v} \quad (3.1)$$

der:

\vec{S} = nodekrefter.

\vec{k} = elementets stivhetsmatrise.

\vec{v} = elementets forskyvningsmatrise.

For hele konstruksjonens stivhet, som summerer opp alle elementenes stivhet og gir sammenhengen mellom stivhet, forskyvning og krefter for hele konstruksjonen vil ligningssystemet kunne uttrykkes som:

$$\vec{K} \cdot \vec{r} = \vec{R} \quad (3.2)$$

der:

\vec{K} = konstruksjonens stivhetsmatrise.

\vec{r} = forskyvningen i knutepunktene.

\vec{R} = krefter i knutepunktene.

3.2 Statisk analyse

Statisk analyse er den mest vanlige analysemetoden for konstruksjoner ved bruk av elementmetoden. Den viktigste betingelsen som må oppfylles for statisk analyse, er at de påførte lastene på konstruksjonsmodellen påføres så langsomt at fart og akselerasjonen til elementene i konstruksjonen kan antas å være lik null, kalt kvasi-statiske laster.

3.2.1 Lineær analyse

Lineær analyse baserer seg 3 forutsetninger:

1. Små forskyvninger og rotasjoner.
2. Hookes lov for lineær-elastiske materialer.
3. Naviers hypotese, der plane tverrsnitt forblir plane etter deformasjon.

Dette innebærer at all geometri er basert på den ikke-deformerte konstruksjonen og at superposisjonsprinsippet gjelder. Elementmetoden er enklest å benytte for lineære systemer, da ligningssystemet kun trenger å bli beregnet en gang.

3.2.2 Ikke-lineær analyse

Ikke-lineær analyse omfatter følgende:

1. Geometrisk ikke-linearitet.
Det blir tatt hensyn til at geometrien endres under pålasting, og kan gjøres enten ved:
 - a. *Små* forskyvninger (2.ordens effekter).
 - b. *Store* forskyvninger som innebærer at det tas hensyn til aksialkrefter som følge av at den deformerte bjelkeaksen danner en vinkel i forhold til utgangspunktet.
2. Materialbasert ikke-linearitet.
Tar hensyn til at materialer og forbindelser kan ha en ikke-lineær arbeidskurve.

Ikke-lineær analyse forkaster superposisjonsprinsippet. Det benyttes en iterasjonsmetode for ikke-lineær analyse ved å endre geometrien mht. deformasjon i hvert lasttrinn. Lasten deles inn i et bestemt antall trinn.

3.2.3 Ortotropi og Hookes lov

Ortotropi er formen for anisotropi som beskriver materialer ved tre retninger vinkelrett på hverandre. Tre regnes som et ortotrop materiale med tre hovedretninger i forhold til årringene; aksielt/fiberretningen (A), tangentielt/tvers fiberretning (T) og radielt (R).

Med disse retningen kan Hookes lov benyttes for et ortotropt materiale. Dette kan, i kartesiske koordinater, uttrykkes som (Hibbeler 2011):

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] \quad (2.1)$$

Der:

σ : spenningsvektor [N/mm²]

D : stivhetsmatrise

ε : tøyingsvektor [mm]

Hookes lov på matriseform blir:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-\nu_{yz}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{yx} + \nu_{zx}\nu_{yz}}{E_y E_z \Delta} & \frac{\nu_{zx} + \nu_{yx}\nu_{zy}}{E_y E_z \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xy} + \nu_{xz}\nu_{zy}}{E_z E_x \Delta} & \frac{1-\nu_{zx}\nu_{xz}}{E_z E_x \Delta} & \frac{\nu_{zy} + \nu_{zx}\nu_{xy}}{E_z E_x \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_{xz} + \nu_{xy}\nu_{yz}}{E_x E_y \Delta} & \frac{\nu_{yz} + \nu_{xz}\nu_{yx}}{E_x E_y \Delta} & \frac{1-\nu_{xy}\nu_{xy}}{E_x E_y \Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G_{yz} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{zx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

Der:

$$\Delta = \frac{1 - \nu_{xy}\nu_{yx} - \nu_{yz}\nu_{zy} - \nu_{zx}\nu_{xz} - 2\nu_{xy}\nu_{yx}\nu_{zx}}{E_x E_y E_z}$$

Hvor:

ν = tverrkontraksjonstallet for de ulike retningene

E = elastisitetsmodul i de ulike retningene [N/mm²]

G = skjærmodulen i de ulike retningene [N/mm²]

Metode

For å finne svar på de fire problemstillingene, vil det analyseres en samling modeller i et finite element program. Ved å gjøre det på denne måten vil man kunne gjøre mange analyser og få samlet mye data på relativt kort tid - på en økonomisk måte.

Ved først å studere **den tette utkrageretasjens** egenskaper, vil man finne svar på hvor langt man kan trekke ut en etasje i massivtre. Samtidig vil analysen av disse modellene også fortelle noe om hvilke punkter som er avgjørende/begrensende for utkragingslengden. Ved å kjøre analyser av de samme modellene med forskjellige elementtykkelser, vil man også kunne se sammenhengen mellom elementenes oppbygning, opptredende deformasjon og krefter. Dette vil gi en forståelse av hvilke materialegenskaper som er viktige for å kunne nå langt. Modellen består av to etasjer for å eliminere effektene av flere etasjer, slik at det er lettere å se hvilke parametere som gjør seg gjeldene for selve utkrageretasjen.

Etter at analysene av det første tilfellet er gjennomført, studeres effekten av **en tredje etasje**. Denne modellen benyttes til å undersøke hvilket bidrag en eventuell tredje etasje har både på utkragerlengden, men også på de kritiske punktene. Grunnen til at det i hovedsak sees på to etasjer er at det er selve utkrageretasjen som står i fokus. De analysene som utføres for den tredje etasjen utføres kun for å avdekke eventuelle signifikante forskjeller, som gjør at det må tas andre vurderinger for det videre analysearbeidet.

Når den grunnleggende forståelsen og de kritiske punktene er lokalisert, gjøres det et uttak av en modell for **sensitivitetsanalyser**. Disse analysene baserer seg i hovedsak i hulltaking for vinduer og deles inn i tre tilfeller; endret høyde, endret bredde og endring av både høyde og bredde. Resultatene fra disse analysene vil gi en forståelse for hvilken betydning tverrsnittreduksjonen av skiven har å si for både utkragerlengden, men også de kritiske punktene som ble kartlagt i modell 1.

Videre gjøres det ytterligere fire analyser for å studere potensialet i utkrageren:

1. Åpning i ende.

Det er rimelig å anta større åpning i enden av en utkraget etasje er noe arkitektene kan ønske seg. Derfor undersøkes nettopp muligheten for dette. Samme grunnmodell som for sensitivitetsanalysene benyttes for å undersøke effektene av å ta bort endeveggen.

2. Balkong i ende.

På samme måte som ved en åpning i enden, vil det være naturlig å tenke seg mulighetene for balkong i enden. Denne modellen er i utgangspunktet lik modellen for åpen ende, men her er det påsatt en 1.00 meter høy skive i enden som fungerer som rekkverk. Dette gjøres for å studere effekten av å ha en lav skive i front, kontra en full åpning.

3. Åpen front med utsparring i skiva.

For å undersøke effektene av to typer hulltaking studeres en modell med åpen ende og utsparringer i skiva. Åpningens størrelse og plassering i skiva vil bli styrt av resultatene fra de foregående sensitivitetsanalysene.

4. Lavere skivehøyde.

Ettersom modellene baserer seg på relativt høye veggskiver (2.95 m), gjøres det en test med en noe lavere etasjehøyde for å se hvilken betydning redusert høyde har for opptredende krefter og deformasjoner.

4 Case

Arkitekturstudentene Gro Krüger, Marte Guldvik og Ole Fredrik Kleivene, ved Arkitektur- og designhøgskolen i Oslo (AHO 2015), har produsert undersøkelsesgrunnlaget. Deres arbeid gir en viktig arkitektonisk vinkling på problemstillingen, og dette vil danne grunnlaget for modelleringen. Dette kapittelet er en sammenfatning av dette arbeidet som ligger vedlagt i vedlegg C.1.

Eksempelbygget er over fire plan og har en grunnflate lengde 24 og bredde 12 m med en etasjehøyde på 2,95 m, som illustrert med figur 4.1. Det er variasjonene av utkragede fasader som skal undersøkes. For å kunne bestemme riktige verdier for naturlaster er bygget som et utgangspunkt valgt plassert i Oslo by.

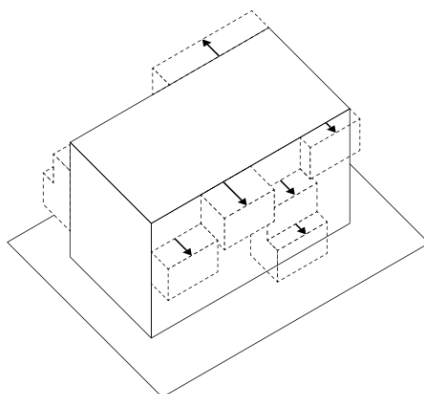
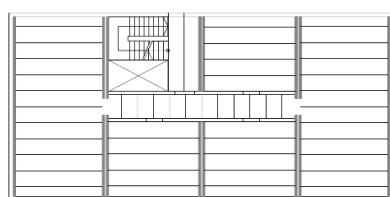


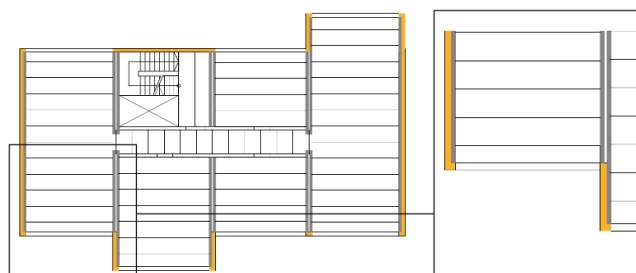
Fig. 4.1 Illustrasjon og prinsippskisse av arkitektonisk problemstilling. Se vedlegg C.1.

Det er valgt doble bærende skiver mellom boenhetene for å ivareta brann- og lydkrav. I tillegg vil dette gi en del arkitektoniske fordeler som bl.a. eksponert massivtre i alle leiligheter og kontinuerlig vegg innside til utsiden når klimaskallet "brettes" rundt konstruksjonen (fig. 4.2).

Alternativ 2: Doble skiver mellom enheter



Leiligheter får noe mindre areal, men til gjengjeld får alle eksponerte massivtrevegger. Doble skiver motvirker flanketransmisjon mellom enhetene.



Doble skiver gir en kontinuerlig linje og vegg fra innsiden til utsiden når klimaskallet brettes rundt bygningen.

Fig. 4.2 Valgt konstruksjonsløsning mellom boenheter. Dette gir også mulighet for modulbasert modell. Se vedlegg C.1.

De utkragede massivtreskivene vil fungere som stegene i en bjelke, og vil således ha behov for forankring innover i bygget. Derfor vil være nødvendig at disse er lange og kontinuerlige, mens resterende vegger kan bestå av stående elementer. Dekkene spenner 6 meter fra bærevegg til bærevegg innenfor hver enkel boenhet.

Figur 4.3 viser en typisk etasje i eksempelbygget, med akseavstand 6 000 mm. Utkragere med forskjellige lengder er foreslått med stiplede linjer.

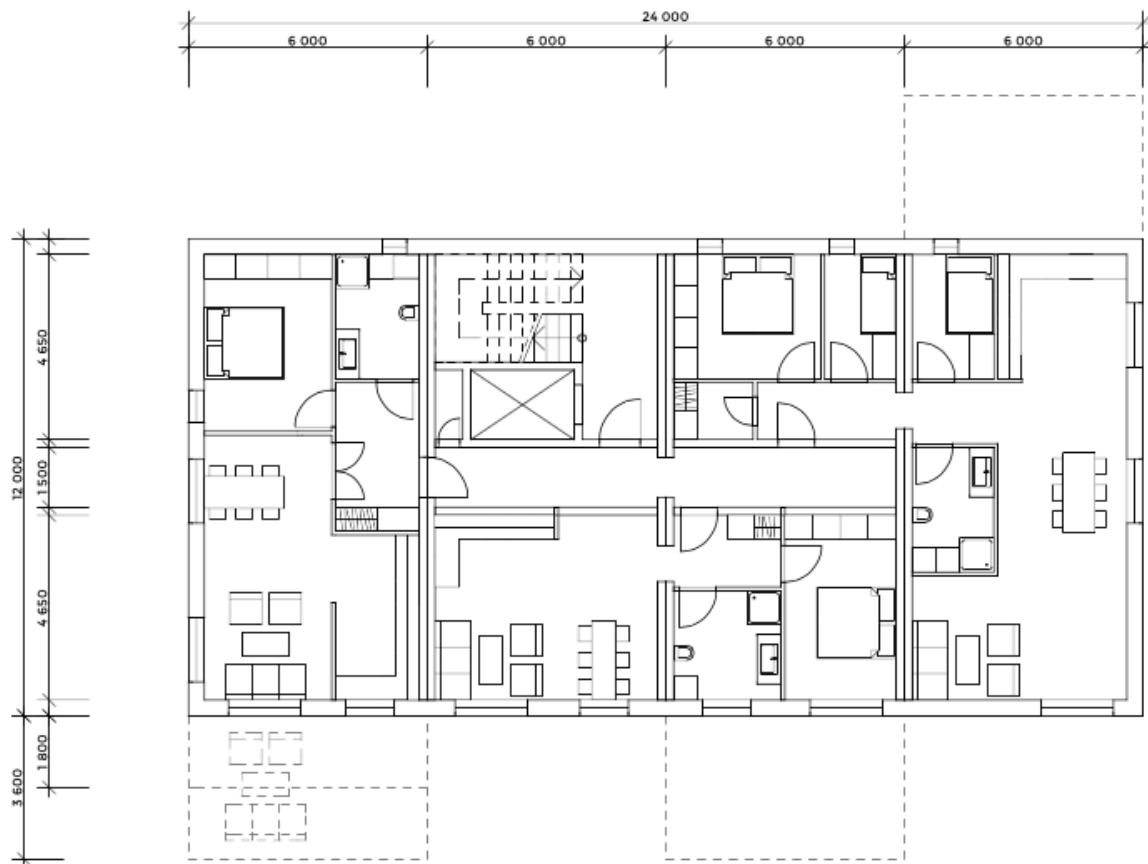


Fig. 4.3 Typisk møblering av etasjer uten utkrager. Utkrager foreslått med stiplede linjer. Se vedlegg C.1.

5 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Robot Structural Analysis 2015 Professional (RSA) har blitt brukt til modellering i oppgava. **StruSoft FemDesign 14** og **Ansys** ble i tillegg til **RSA** vurdert. **Ansys** var det første analyseprogrammet som ble vurdert, men ble forkastet både som følge av lisensproblematikk – men også fordi det ville være svært tidkrevende å modellere alle de forskjellige modellene. Dette programmet er til dels programmeringsbasert, og det ville tatt svært lang tid å bygge opp modellene.

Strusoft FemDesign 14 ble også vurdert og testet. Dette programmet har et veldig enkelt brukergrensesnitt for oppbygging av modeller og modellering ville ikke vært så tidkrevende som ved bruk av **Ansys**. I tillegg finnes det studentversjoner uten begrensninger tilgjengelig. Utfordringen med **FemDesign** er å forstå hvordan programmet benytter materialparameterne for CLT i sine beregninger. Inputmulighetene i dette programmet var ikke til å få kontroll på. Leverandøren ble kontaktet uten hell, og programmet ble således ikke benyttet.

RSA er veldig sammenliknbart med **FemDesign** i forhold til det modelleringstekniske. Det går relativt raskt å bygge opp en modell. I tillegg til dette har programmet muligheter for å benytte stivhetsmatriser som inputverdier for materialer. Ettersom KLH's KLHdesigner gir stivhetsmatrisene for hvert enkelt element som kan direkte plottes inn i **RSA**, falt valget på **RSA** som analyseprogram. Det finnes også her studentversjoner uten begrensninger. Robot oppfyller de tre viktigste forutsetningen for analysene i dette arbeidet:

- 1. Full kontroll på alle parametere.**

Ved å benytte stivhetsmatriser for de enkelte elementene fra massivtreprodusenten KLH, vil materialparameterne være forståelige og lette å kontrollere. Dette går det også meget enkelt å legge inn egenskapene for hvert element.

- 2. Rask modellering.**

Det er svært mange modeller som skal modelleres. Robot har et godt brukersnitt for raskt å modellere og analysere.

- 3. Presentasjon av resultater.**

For å kunne tolke resultatene fra analysene på riktig måte, er det viktig med enkel og oversiktlig resultatfremstilling.

Modellen som bygges i Robot Structural Analysis (RSA) skal representere bærekonstruksjonen. Det vil kunne være nødvendig å modellere enkelte ikke-bærende konstruksjoner for å få med egenlasten av elementet. Modellen vil bygges opp som en skallmodell, der elementene vil være massive og homogene elementer med ortotropiske egenskaper. Det er ikke mulig å legge inn antall eller tykkelse på sjiktene, og derfor benyttes det ferdig utregnede stivhetsmatriser som materialegenskaper for elementene.

Alle elementene modelleres opp i sin størrelse, som vil si at alle massivtreelementene er modellert én og én.

Ettersom RSA ikke tar hensyn til de forskjellige lagene i massivtreet, blir skivene og platene beregnet som skall hvor det er mulig å hente ut krefter i øvre, midtre og nedre sjikt. For denne oppgava hentes det ut og benyttes absolutte maksimalverdier.

5.1 Stivhetsegenskaper

For å kunne bestemme egenskapene til de forskjellige massivtreelementene, benyttes KLHdesigner fra massivtreprodusenten KLH Massivholz. Stivhetsmatrisene fra dette programmet plottes inn i RSA (se vedlegg C.2). KLHdesigner er et lite program fra KLH som bl.a. skriver ut stivhetsegenskapene til hvert av standardelementene i deres sortiment for FE-analyse.

Det finnes mange forskjellige oppbygninger og kvaliteter av massivtreelementer. For elementer i analysene vil DVQ-kvaliteten fra KLH bli benyttet. DVQ står for Domestic visible quality og er elementer som benyttes i bygg med strenge krav til visuell kvalitet, som f.eks. boliger. TL og TT og er begreper som er viktige å holde kontroll på, ettersom dette forteller noe om lamellstrukturen. For utkragede skiver, bjelker og dekker benyttes LT-elementer, da disse har ytre sjikt med lameller i spennretningen. For vanlige aksialbelastede vegger benyttes TT som har stående lameller i ytre sjikt. Disse elementene skal bestå av minst 90 % C24 og maksimalt 10 % av lavere kvalitet (KLH Massivholz GmbH 2012). TT elementene benyttes for samtlige kortendevegger.

Ettersom egenskapene til massivtreet varierer med tykkelse og antall sjikt, opprettes nye tverrsnitt i RSA for de forskjellige elementene. Dette gir også oversikt og kontroll over materialegenskapene som mates inn i programmet.

For å ivareta massivtreets ortotropiske egenskaper, defineres de nye elementene (thickness) i RSA som massive ortotropiske plater. Stivhetsmatrisene for hvert enkelt element legges inn fra KLHdesigner. Stivhetsverdiene som referer til de ortotropiske egenskapene i RSA, er gitt ved følgende matriser:

- Membranstivhetsmatrisen **D**.
- Bøyestivhetsmatrisen **K**.
- Skjærstivhetsmatrisen **H**.

som uttrykkes (i N/m):

$$D_{ort} = \begin{bmatrix} D_{xxxx} & D_{xyyy} & 0 \\ & D_{yyyy} & 0 \\ \text{symmetri} & & D_{xyxy} \end{bmatrix}$$

$$K_{ort} = \begin{bmatrix} K_{xxxx} & K_{xyyy} & 0 \\ & K_{yyyy} & 0 \\ \text{symmetri} & & K_{xyxy} \end{bmatrix}$$

$$H_{ort} = \begin{bmatrix} H_{xx} & 0 \\ 0 & H_{yy} \end{bmatrix}$$

For membranstivhet blir matrisen **D** lik:

$$D = \begin{bmatrix} D66 & 0 & 0 \\ 0 & D77 & 0 \\ 0 & 0 & D88 \end{bmatrix}$$

For bøyestivhet blir matrisen **K** lik:

$$K = \begin{bmatrix} D11 & 0 & 0 \\ 0 & D22 & 0 \\ 0 & 0 & D33 \end{bmatrix}$$

For skjærstivhet blir matrisen **H** lik:

$$H = \begin{bmatrix} D44 & 0 \\ 0 & D55 \end{bmatrix}$$

Platestivheten bestemmes av **K** og **H** matrisene, for henholdsvis bøye- og skjærstivhet.

Av dette blir innfylling i RSA fra KLHdesigner som vist i figur 5.3, under.

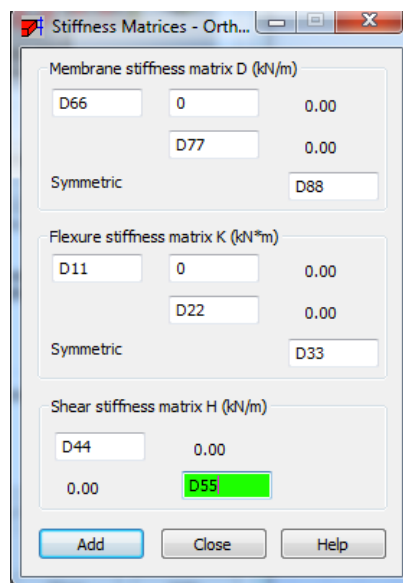


Fig. 5.3 Innfylling av stivhetsmatrise for ortotropiske materialer i RSA fra KLHdesigner

Disse stivhetsmatrisene må legges inn manuelt for hver tykkelse og lagsammensetning av massivtreelementet. Dette kan tas i nærmere åsyn i vedlegg C.2.

5.2 Kontroll og verifikasjon av E-modul

For å verifisere at stivhetsmatrisene blir riktig behandlet i RSA, kjøres det en enkel test for å kontrollere E-modulen i programmet. Resultat fra Robot finnes i vedlegg C.3.

Ved å benytte Hookes lov får vi:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.1)$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (4.2)$$

der :

$$\varepsilon = \frac{l - l_0}{l_0} \quad (4.3)$$

og

$$l = l_0 + \Delta l$$

slik at :

$$E = \frac{\sigma}{\frac{(l_0 + \Delta l) - l_0}{l_0}} \quad (4.4)$$

Et veggelement av typen KLH 5s 95 DQ blir påkjent en strekkraft på 100 kN i positiv z-retning, slik at det oppstår en aksial forlengelse av elementet (figur 5.4). Fra RSA er deformasjonen oppgitt til å være 9 mm, slik at ved hjelp av formel 4.4 kan elastisitetmodulen regnes ut.

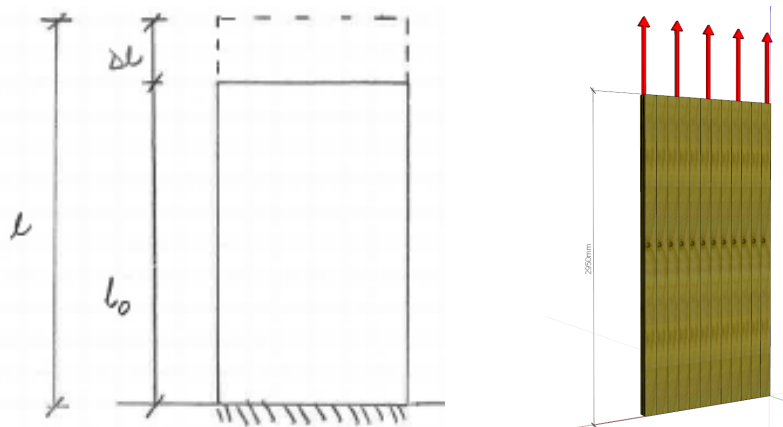


Fig. 5.4 (v.s.) Aksial deformasjon (ε) ved verifisering av E-modul. (h.s.) Modellsjisse for verifikasjon av E-modul i Robot.

$$E = \frac{\sigma}{\frac{(l_0 + \Delta l) - l_0}{l_0}} \quad (4.4)$$

$$l_0 = 2950 \text{ mm}$$

$$\Delta l = 9 \text{ mm}$$

$$\sigma = 36,26 \text{ N/mm}^2$$

Da blir :

$$l = 2950 + 9 = 2959 \text{ mm}$$

$$E = \frac{36.26 \text{ N/mm}^2}{\frac{2959 \text{ mm} - 2950 \text{ mm}}{2950 \text{ mm}}} = 11885 \text{ N/mm}^2$$

Kontrollen av E-modul ut fra resultatene i Robot gir:

$$E_{RSA} = 11\,885 \text{ N/mm}^2 \approx E_{KLH} = 12\,000 \text{ N/mm}^2$$

5.3 Kontroll og verifikasjon av sterk retning

For dekker (LT-elementer) utføres det en enkel test for å verifisere om valgt stiveste retning er korrekt. To fritt opplagte elementer (5s 95 DL) med spennvidde 12 meter og bredde 2 meter påføres en flatelast på 2 kN/m^2 . Spennvidden for dekkene ble valgt store for å få signifikante forskjeller i nedbøyninger for de to dekkene. Figur 5.5 viser testresultatene fra RSA, der elementet til høyre har definert sterkeste retning om global x-retning. Her er det store nedbøyninger, men det er ingen tvil om at høyre element er det stiveste. Dette elementet har størst stivhet i den ønskede globale x-retningen. Dette stemmer overens med definisjonene i KLHdesigner.

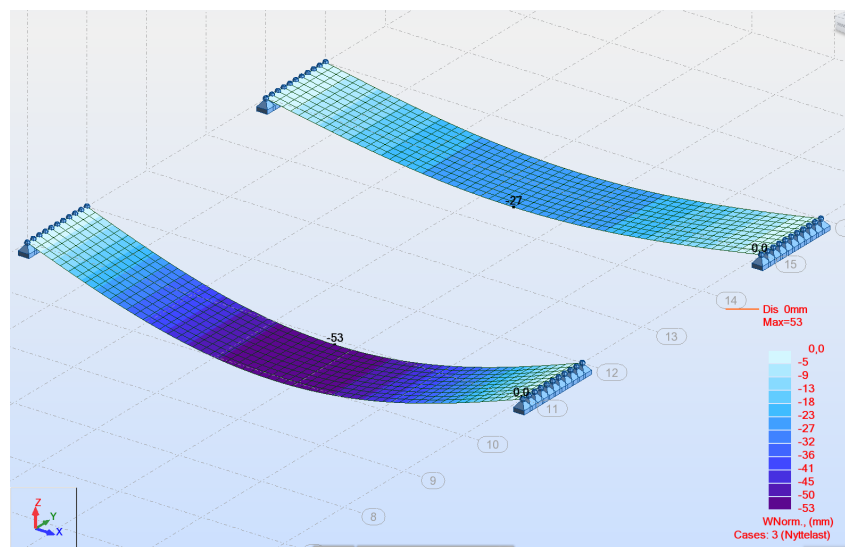


Fig. 5.5 Element med høyest stivhet i global y-retning (venstre). Element med høyest stivhet i global x-retning (høyre).

For skiver utføres samme test som for dekker, ved at en utkraget veggbit påsettes vertikalkrefter med z- og y-hovedretninger. Av disse resultatene får vi at global z-retning er den retningen som er stivest for veggskiven. For å avgjøre hvilken retning som skal settes for veggskivene som skal krage ut benyttes dokumentasjon og definisjoner i de forskjellige programmene.

For retningen i Robot **skal retningen velges for XX-retningen i stivhetsmatrisen**. Ser man videre på definisjon av retningene i KLHdesigner (fig. 5.6) er lokal x-retning for elementet i parallelt med yttersjiktets lameller.

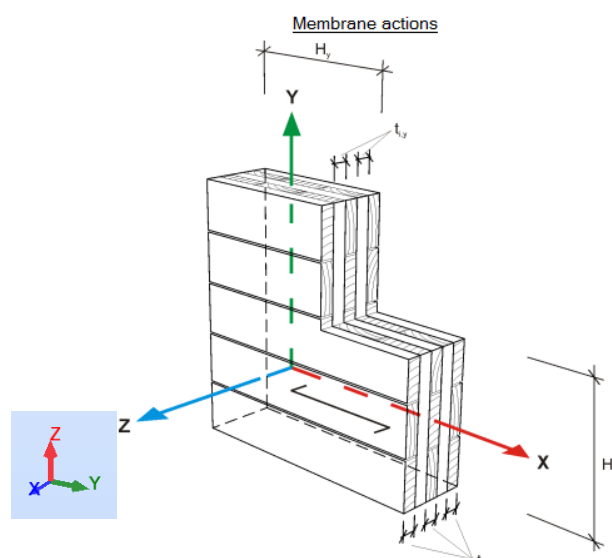


Fig. 5.6 Global- (blå bakgrunn) og lokal retningsdefinisjon KLHdesigner. Illustrasjon: KLHDesigner, KLH.

Liggende ytterlameller gjelder for TL-elementer som benyttes som utkragede skiver og ettersom panelene har spennretning i den globale y-retningen i Robot, må global y-retning samsvare med lokal x-retning. Derfor velges global y-retning som hovedretning for disse panelene.

Av dette, blir krefter og retninger for *skiva*:

N_{xx} : aksialkraft i horisontalretning (lokal x-retning, global y-retning).

N_{yy} : aksialkraft i vertikalretning (lokal y-retning, global z-retning).

n_{xy} : skiveskjær (xy-planet).

6 Oppbygging av modeller

6.1 Generelt

For å kunne svare på de fire problemstillingene i kapittel 1.1 ved hjelp av casen (kap. 4 og vedlegg C.1), må det gjøres noen forenklinger av modellene som skal analyseres. Det benyttes et grid på hele og halve metere i Robot, for å gjøre det tegningstekniske litt lettere.

Totalt er det laget 72 modeller fordelt på 10 forskjellige modelltyper, som vil bli beskrevet før valg av elementer og laster m.m. blir presentert.

Videre forenkles modellen ved at det tas ut en modul på 6 meters bredde av eksempelbygget, i henhold til case i kapittel 1.2. Dette gjøres både for å spare tid på modellering, men også for å eliminere andre ukontrollerte sideeffekter ved å ha flere 6-meters moduler ved siden av hverandre. Etersom eksempelbygget er tegnet med doble skiver mellom hver akse, kan hver 6 meter brede modul sees på som en selvstendig bærekonstruksjon.

Det vil være vanskelig å få til helt stive forbindelser i mellom vegg- og dekkeelementene er disse randbetingelsene frigjort for rotasjon, samtidig som det fremdeles kan overføres krefter i mellom elementene. For dekkelementene innbyrdes sammenføring, modelleres sammenføringene som momentstive uten mulighet for rotasjon, som beskrevet i kapittel 2.2 Sammenføringer.

Etersom det er utkrageretasjen står i fokus, viker det uhensiktsmessig å gjøre modellene for komplisert med flere etasjer og flere 6 meters moduler. Derfor studeres modellene *kun* i to etasjer under påvirkning av laster. På denne måten vil flere mulige feilkilder og tilleggslaster elimineres.

6.2 Modell 1 – grunnmodell

Denne modellen danner grunnlaget for arbeidet og resterende modellene, og vil derfor bli analysert med alle seks elementtykkelsene beskrevet i kapittel 6.12. Dette for å kunne fortelle noe om mulig utkragerlengde og elementvalgets betydning for utkraget lengde. Figur 6.1 illustrerer hvordan analysene av denne modellen vil utføres. Ved å trekke ut etasjen stegvis, vil resultatene kunne sammenliknes og presenteres på en god måte.

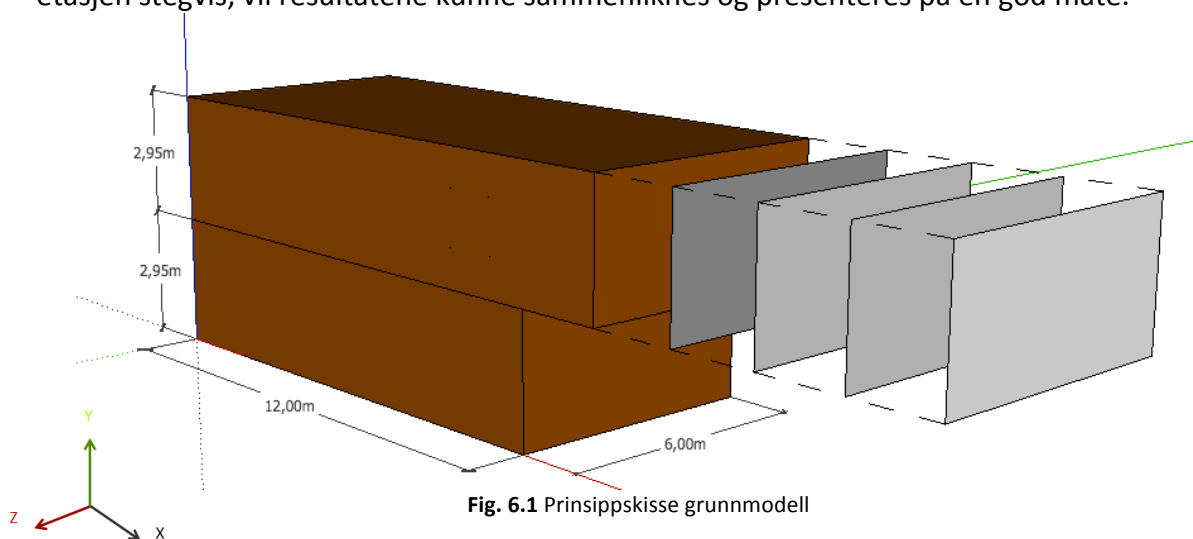


Fig. 6.1 Prinsippskisse grunnmodell

6.3 Modell 2 – tre etasjer

Modell 2 er helt lik grunnmodellen, men den har i tillegg en overliggende etasje. Denne etasjen påsettes modellen for å undersøke om det er noen signifikante forskjeller fra grunnmodellen som det må tas hensyn til videre i analysen. Ettersom dette ikke er den grunnleggende problemstillingene i oppgava kjøres det analyser av to forskjellige elementtykkelser, slik at disse kan sammenliknes med hverandre og med resultatene fra grunnmodellen. Ved å sammenlikne modell 1 og modell 2 kan det verifiseres om det er signifikante forskjeller som må tas hensyn til for de videre analysene.

På lik linje med modell 1, vil kun veggskivenes lengde varieres. Det undersøkes for 3s 78 DL og 5s 140 DL for sammenlikning med resultatene i grunnmodellen. Ved å utelate fonnelast for snø i denne modellen, vil det være lettere å sammenlikne et eventuelt bidrag med modell 1. Ved å tilføre fonnelast, øker også den totale lastpåkjenningen på utkrageren, vil også deformasjonen øke. Derfor vil det være mest hensiktsmessig å sammenlikne to forskjellige tilfeller, men med samme lastpåkjenning.

I figur 6.2 illustreres prosessen av analysen ved at utkrageretasjen, som i grunnmodellen, krages stegvis lengre og lengre ut.

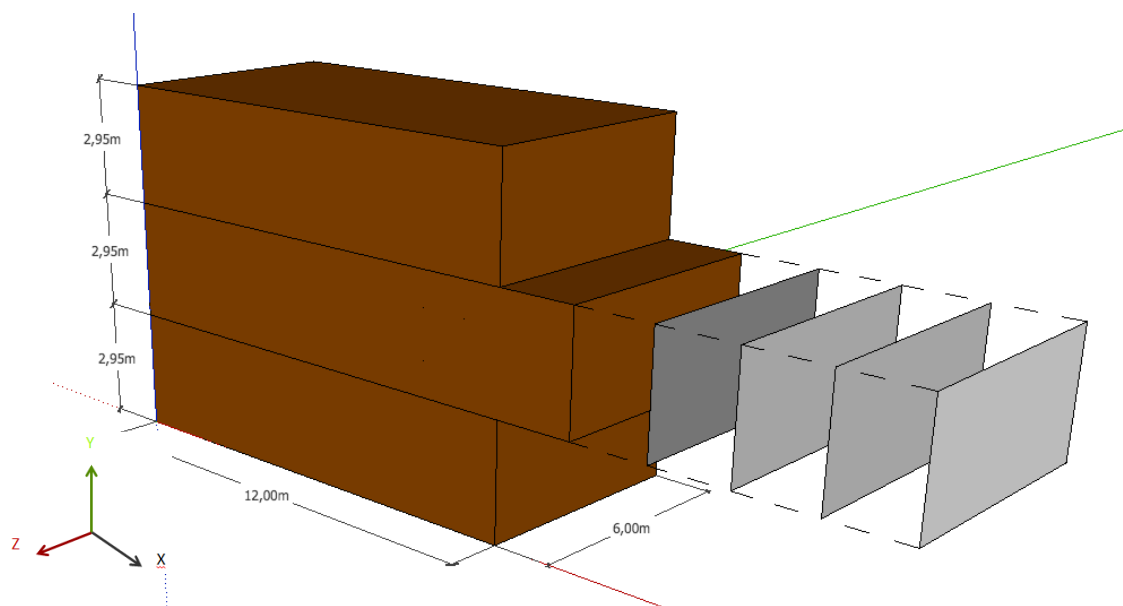


Fig. 6.2 Prinsippskisse modell 2.

For sensitivitetsanalyser som omhandler åpninger i konstruksjonen, benyttes modell 5s 125 DL med utkragning på 4500 mm, markert ut i vedlegg A.3. Denne modellen benyttes ettersom den er den lengste oppnådde utkragerlengden for dette elementet som tett konstruksjon. For variasjoner i åpningen størrelse er det valgt å plassere åpningen midt i utkraget del. Dette fordi å unngå det mest kritiske området for plassering av åpninger (ref. modell 3), men samtidig ikke velge det mest gunstige. Når åpningsbredden blir stor nok, vil den også bevege seg inn i det kritiske området. På denne måten får man dannet et godt bilde av hvordan størrelsen påvirker deformasjoner og spenninger.

6.4 Modell 3 – plassering av åpning

I denne modellen endres plasseringen av en utsparring på 1200x1200 mm med en lengde X fra «bakenden» av modellen (se figur 6.3). Åpningstørrelsen har blitt valgt på grunnlag av at en slik åpning på hver skive vil kunne gi et plass vinduer med glassareal som akkurat vil oppfylle 10 % kravet til dagslys i veiledningen til TEK10 for den utkragede delen (Direktoratet for byggkvalitet 2011). Hensikten med denne modellen er å avdekke hvilken betydning plassering av åpning i skiva har for utkragerlengden samt de kritiske punktene avdekket i grunnmodellen. Svarene fra disse analysene vil være til nytte for å avgjøre i hvilke områder åpninger kan og ikke kan plasseres.

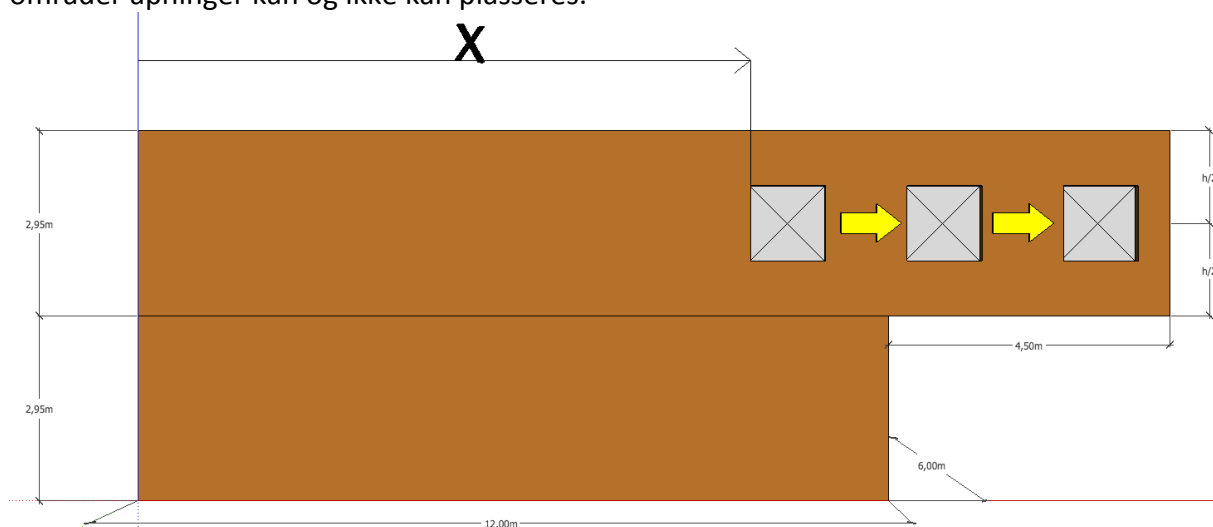


Fig. 6.3 Prinsippkisse for analyse av åpningsplasseringens betydning.

6.5 Modell 4 - åpningshøyde

Analysene av åpningshøyde tar utgangspunkt i en samme åpning som modell 3, 1200 x 1200 mm. I denne modellen holdes åpningsbredden fast, mens høyden stegvis økes. Åpningen plasseres midt i den utkragede delen av etasjen ($x = 14\ 250$), slik som figur 6.4 viser. Resultatene fra disse analysene vil gi en forståelse av hvilken betydning en reduksjon av skivetverrsnittets høyde har å si for både utkragerlengden, opptredende krefter i skiva og kritiske punkt.

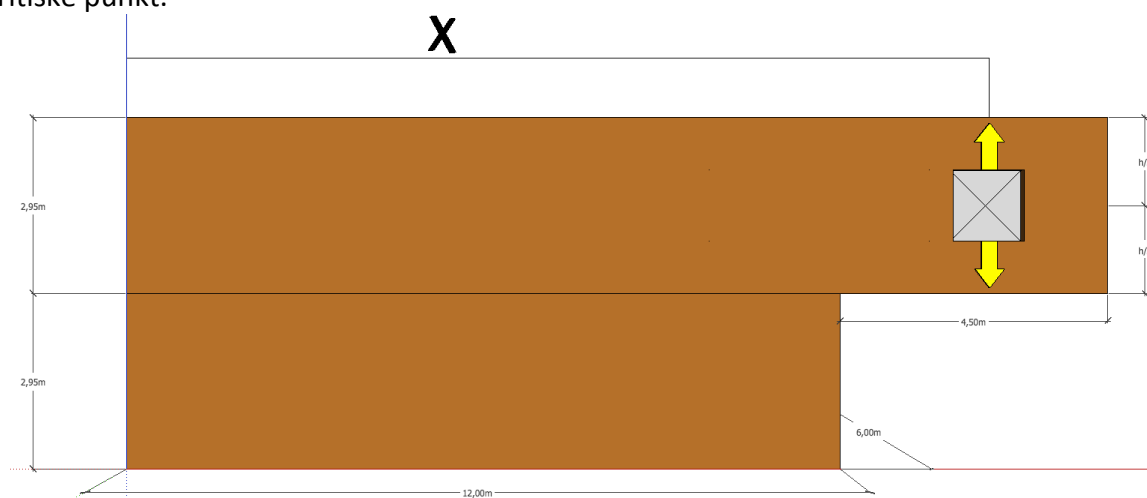


Fig. 6.4 Prinsippkisse for analyse av åpningshøydens betydning

6.6 Modell 5 - åpningsbredde

Analysene av åpningshøyde tar utgangspunkt i en samme åpning som modell 3, 1200 x 1200 mm. I denne modellen holdes åpningshøyden fast, mens bredden stegvis økes. Åpningen plasseres midt i den utkragede delen av etasjen ($x = 14\ 250$). Denne modellen vil gi en forståelse av hvilken betydning å redusere tverrsnittet i spennretning har å si for både utkragerlengden, opptredende krefter og kritiske punkt. Figuren under illustrerer hvordan modellen vil modelleres i Robot, der vindusbredden økes gradvis.

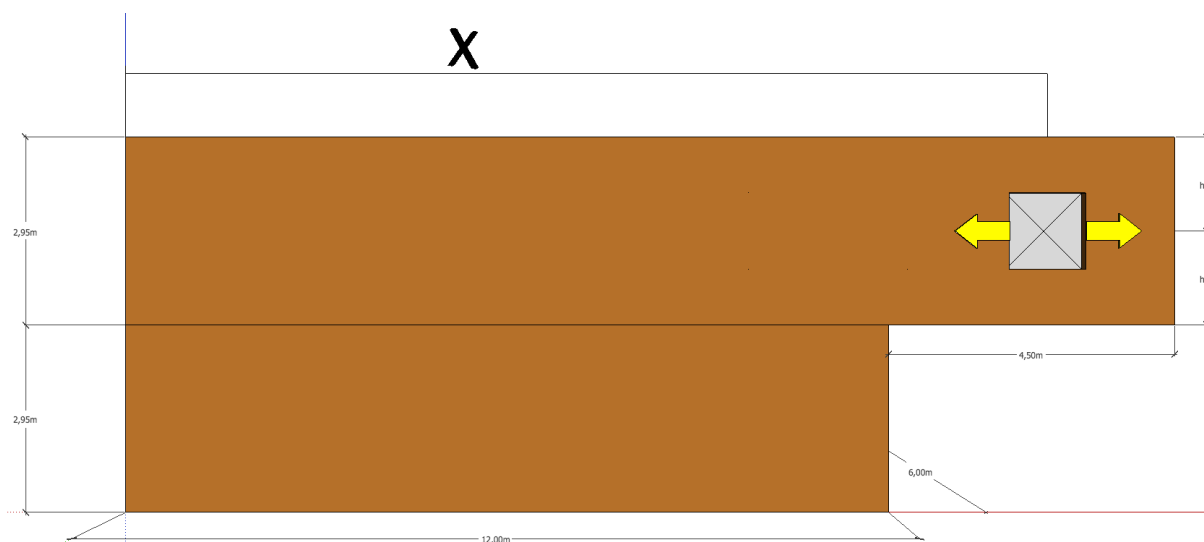


Fig. 6.5 Prinsippkisse for analyse av endring av $h = b$.

6.7 Modell 6 - åpningsstørrelse

Som for modellene med variasjon av åpningshøyde og bredde, analyseres det en modell der $h = b$. Utgangspunktet er, som for de tre andre modellene, åpning på 1200 x 1200 mm, som stegvis endres likt både for høyde og bredde. Referansepunktet vil være det samme som for modell 4 og 5. Resultatene fra analysene av disse modellene vil belyse hvilket åpningsareal det er mulig å oppnå i skiven for en åpning $h = b$, og hvilke innvirkninger dette har på utkragerlengden og kritiske punkter. Figuren under viser vinduets plassering fra modellens bakkant ($x = 14\ 250$ mm) og hvordan åpningen blir stegvis endret mot brudd.

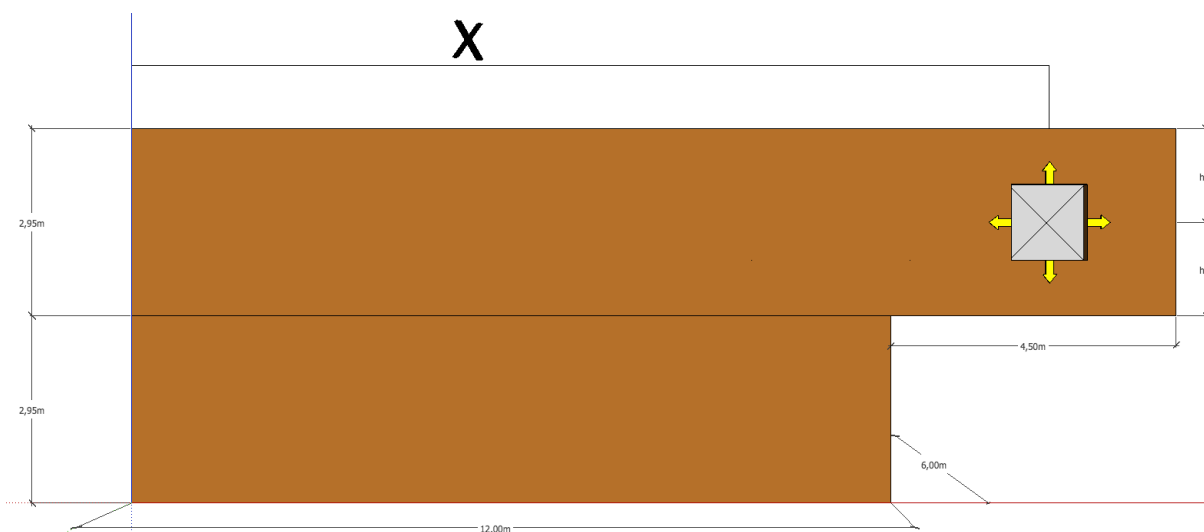


Fig. 6.6 Prinsippkisse for modell 4, der åpningsarealet underøkes.

En sammenlikning av de fire modellene som tar for seg åpningens plassering og størrelse, vil kunne fortelle hvor man bør unngå å ha åpninger, og hvor det er fullt mulig å plassere åpninger i skiva. Samtidig er muligheten for å kunne sammenligne åpningsarealet og dets høyde/breddeforhold opp mot opptredende deformasjon. På denne måten vil vinduets størrelse og plassering kunne optimaliseres, slik at man oppnår størst mulig lysflate med minst mulige deformasjoner.

For videre mulighetsstudier lages det ytterligere tre modeller, for å studere effekter av endringer i utkragerens ende. Disse modellene baserer seg på samme grunnmodell som sensitivitetsanalysene.

6.8 Modell 7 – åpning i enden

I denne modellen er endeveggen i utkrageren fjernet for å undersøke muligheten for å kunne ha en større vindusflate i enden. Denne modellen vil kunne belyse de effektene endeveggen har hatt for deformasjonene for utkrageren, og kanskje spesielt for dekkene. Figur 6.7 illustrerer en tanke om eksempelvis gulv-til-tak-glassfelt, ved at endeveggen er tatt bort.

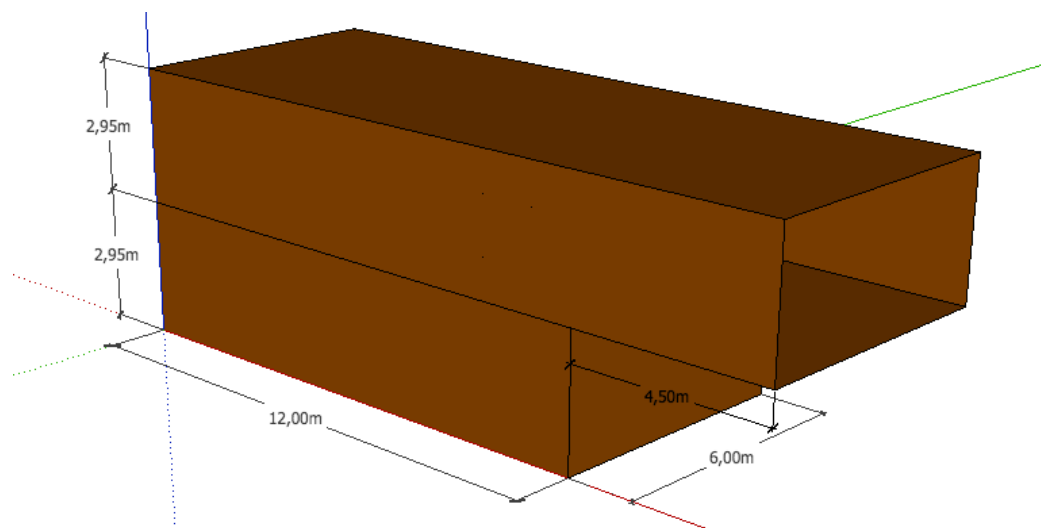


Fig. 6.7 Prinsippkisse for modell 5, der mulighetene for åpning i enden undersøkes.

6.9 Modell 8 – balkong

Denne modellen er et direkte svar til modell 5 – hvilken effekt vil en balkongløsning med et bærende rekkverk ha i forhold til en ren åpning som i modell 7? Modellen får tilført en 1.0 meter høy skive i front, som både fungerer som rekkverk og som en avstivning og bæring for det underliggende dekket. For de ytterste 2.5 meterne er det i tillegg til nyttelast lagt til samme snølast som for tak, da dette er en typisk balkongdybde.

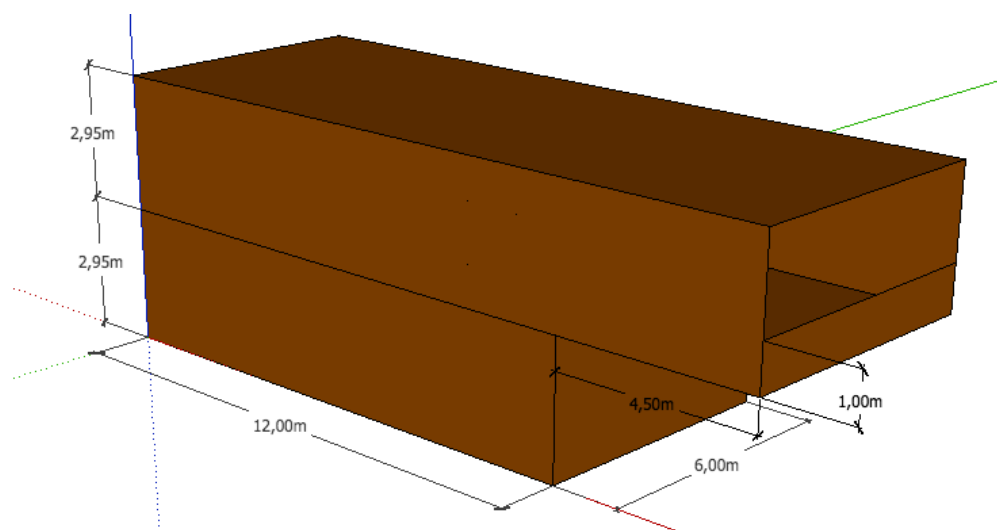


Fig. 6.8 Prinsippkisse for balkong-modellen.

6.10 Modell 9 – åpning i skiva

For å benytte resultatene fra modellene som omhandler vinduets plassering (modell 3) og størrelse (modell 4-6), og resultatene for åpning i enden (modell 7), lages det et eksempel på hvordan en typisk utkrager kan se ut. Denne modellen vil gi både en verifikasjon på om resultatene fra de andre modellene har blitt tolket riktig, i tillegg til å gi et bedre bilde på hva som faktisk er mulig å oppnå. Figuren under viser at det er tatt utgangspunkt i samme grunnmodell som for øvrige sensitivitetsanalyser, samt åpningens størrelse og plassering.

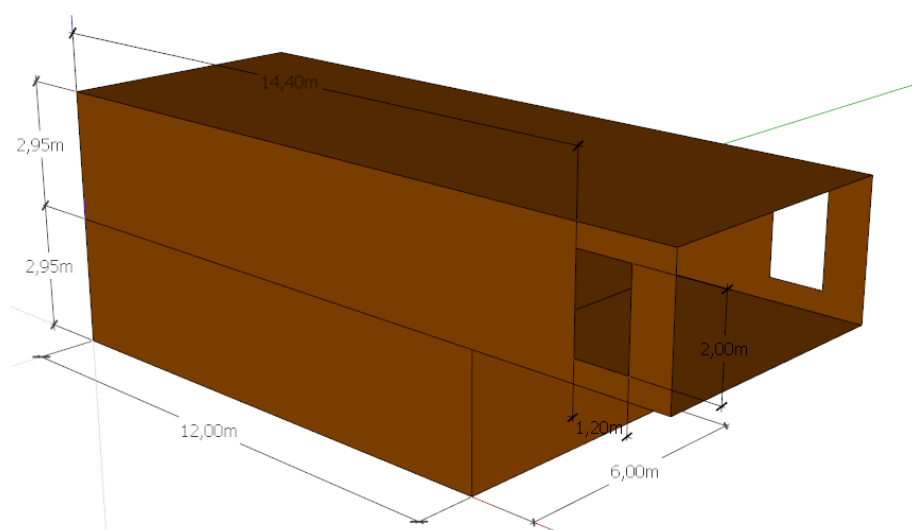


Fig. 6.9 Prinsippkisse for åpning i front. Kombinert med utsparinger i skiva.

6.11 Modell 10 – lavere etasjehøyde

Den siste modellen er helt lik grunnmodellen for sensitivitetsanalyse, men som figur 6.10 viser er den utkragede etasjen redusert til $h = 2500$ mm. Denne analysen utføres for å få en pekepinn på hvor mye en høydereduksjon av skjærskiven vil ha å si for opptredende krefter, samt deformasjoner.

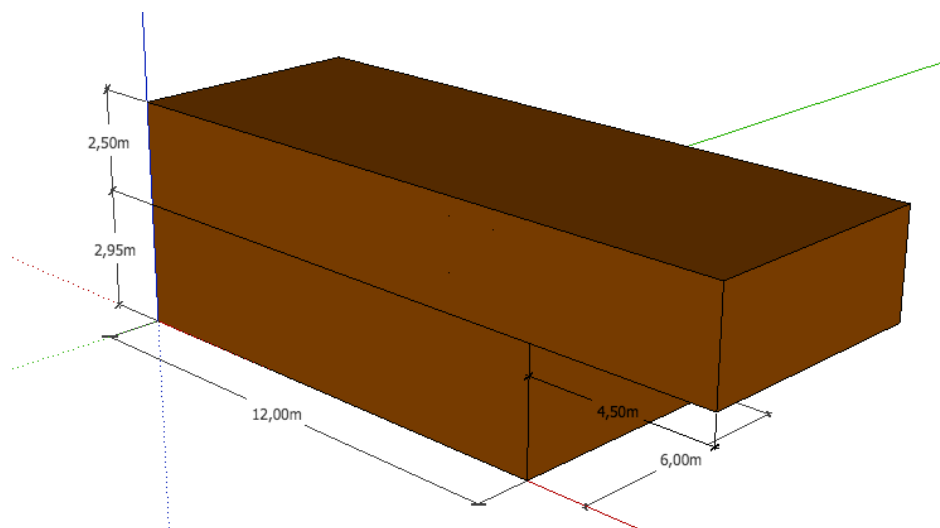


Fig. 6.10 Prinsippkisse for grunnmodell med lavere etasjehøyde.

6.12 Valg av element

For veggskivene, som er den parameteren som skal endres i grunnmodellene, velges det ut totalt seks elementtverrsnitt. Tabell 6.1 viser en oversikt over de forskjellige elementenes sjikt, totale tykkelse, sjiktareal i x- og y-retning, samt deres stivheter i skiveplanet. Ved å velge seks forskjellige elementer, vil det være et godt grunnlag for å kunne beskrive hvilke utkragerlengder som er mulig å oppnå. Disse seks elementene er valgt på bakgrunn av at tverrsnittet har minst en felles egenskap med et annet element. For eksempel har 3s 78 DL elemente samme antall lag som 3s 95 DL elementet, som igjen har samme tykkelse som 5s 95 DL elementet. 7-lageelementet er tatt med i analysen for å undersøke hvordan et tykt element presterer sammenliknet med de langt tynnere. Felles egenskaper på tvers av elementtverrsnittet er markert ut i tabell 6.1. Er det viktigst med mest areal i spennretningen eller i vertikalretningen? Hvor stor betydning har elementtykkelsen i forhold til sammensetningen av de forskjellige sjiktene, tre sjikt vs. fem sjikt? Ved å sammenlikne resultatene for de seks tverrsnittene, vil man trolig kunne svare på disse spørsmålene, samtidig som de vil gi en indikasjon på hvor langt det er mulig å krage ut en etasje for hver av elementtypene. Ved å ytterligere bearbeide resultatene vil en kunne produsere et underlag som vil gjøre det lettere for arkitektene å velge rett element under idéfasen.

Tabell 6.1 Valgte tverrsnitt for analyse. Uthevede felter markerer felles egenskaper mellom to panel. Data: KLHdesigner.

Element	Sjikt	Tykkelse	Areal i spennretning	Areal tvers spennretning	Skjærstivhet x-retn.	Skjærstivhet y-retn.	Skjærstivhet xy-plan
3s 78 DL	3	78 mm	112 100 mm ²	118 000 mm ²	456 000 kN/m	480 000 kN/m	19 500 kN/m
3s 95 DL	3	95 mm	200 600 mm ²	79 650 mm ²	816 000 kN/m	324 000 kN/m	21 000 kN/m
5s 95 DL	5	95 mm	168 150 mm ²	112 100 mm ²	684 000 kN/m	456 000 kN/m	23 300 kN/m
5s 125 DL	5	125 mm	168 150 mm ²	200 600 mm ²	684 000 kN/m	816 000 kN/m	31 100 kN/m
5s 140 DL	5	140 mm	300 900 mm ²	112 100 mm ²	1 224 000 kN/m	456 000 kN/m	31 100 kN/m
7s 226 DL	7	226 mm	401 200 mm ²	265 500 mm ²	1 632 000 kN/m	1 080 000 kN/m	55 300 kN/m

Mer teknisk informasjon om elementene og stivhetsmatriser finnes i vedlegg C.2.

Høyden på veggelementene er satt til 2.95 meter, som er den bredeste standardstørrelsen som blir produsert av KLH (KLH Massivholz GmbH 2012). For utkragede skjærvegger vil veggene bestå av ett helt element med liggende ytterlameller for å unngå skjøting av mindre panel. Dette gjøres for å eliminere bidraget glidning i mellom panelene vil kunne ha på deformasjonen.

6.13 Fastsatte parametere

På bakgrunn av spennviddetabellen fra SINTEF Byggforsk (SINTEF Byggforsk 2009), er det for tak benyttet 7s 226 DL elementer i modellene for å imøtekomme deformasjonskravene I/400.

For å oppfylle komfortkriteriet til SINTEF, velges 7ss 248 DL elementer i etasjeskilleren mellom første og andre etasje. Av tabell fig 6.11, som også finnes i kapittel 2.5, kan et element av denne typen spenne 6160 mm ($5,6 \cdot 1,1 = 6,16$ m) dersom minst fire elementer er montert sammen. For modellene vil det alltid være mer enn fire elementer som er montert sammen. Dette elementet er også testet i Robot for å verifisere dette.

Element-tykkelse / antall sjikt mm/antall	Dimensjoneringskriterium for spennvidde ¹⁾ (m) Komfort-kriterium ved personlast ²⁾	Jevnt fordelt nyttelast, maksimal nedbøyning I/300			
		2,0 kN/m ²	2,0 ³⁾ kN/m ²	4,0 kN/m ²	4,0 ³⁾ kN/m ²
100/3	3,4	3,9	3,7	3,2	3,1
120/5	3,7	4,1	3,9	3,4	3,3
140/5	4,2	5,1	4,8	4,3	4,1
160/5	4,5	5,6	5,3	4,7	4,5
180/5	4,8	6,1	5,8	5,1	5,0
200/7	5,2	6,8	6,4	5,7	5,5
220/7	5,4	7,0	6,7	6,0	5,8
240/7	5,6	7,4	7,1	6,3	6,1

Fig. 6.11 Spennviddetabell tab. 42 fra BKS 522.891.
Kilde: Byggforskserien 522.891, (SINTEF Byggforsk 2009).

For endringer av åpning i skiven, er den dimensjonen som ikke endres satt lik 1200 mm. Dvs. at endring i bredde gjelder for åpning med $h = 1200$ mm og henholdsvis $b = 1200$ mm for endring av høyde.

For elementer i kortendene av modellene er det benyttet 3s 78 DQ-elementer.

6.14 Laster

Oslo by er valgt som referanseplassering mht. naturlaster. Resterende laster beregnes etter gjeldende standarder og aktuelle byggetalblader fra SINTEF Byggforsk.

Tabell 6.2 Lastreferanser

Allmenne laster	<i>NS-EN 1991-1-1</i>
Egenlaster	<i>Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler, 471.031</i>
Snølaster	<i>NS-EN 1991-1-3</i>

Lasttilfeller

Det er definert fem lasttilfeller for modellen:

Tabell 6.3 Lasttilfeller.

Nr.	Navn		Eksempellaster
1	EL auto	Autogenerert egenlast	Konstruksjonens egenlaster
2	EL påført	Påført egenlast	Påstøp/gulv/isolasjon o.l.
3	NL	Nyttelast	Mennesker/møbler o.l.
4	VL	Vindlast ¹	UTGÅR
5	SL	Snølast	Snølast på tak

Egenlaster

Egenlastene er hentet fra KLHs ETA-godkjenning (KLH Massivholz GmbH 2013) og byggetalblad 471.031 fra Sintef Byggforsk (SINTEF Byggforsk 2013).

Tabell 6.4 Egenlaster.

Material	Lasttilfelle				
Massivtre	1	ρ	4,2	kN/m^3	
Isolasjon og kledning yttervegg ²	2				0,3 kN/m^2
Isolasjon og gulvbelegg dekker ³	2				0,4 kN/m^2
Isolasjon og asfaltbelegg yttertak ⁴	2				0,4 kN/m^2
Isolasjon og kledning utkraget utvendigdekke ²	2				0,3 kN/m^2
Innvendig nedhengt gipshimling ⁵	2				0,3 kN/m^2

Nyttelaster

Tabell 6.5 Benyttede nyttelaster.

Last	Lasttilfelle
Nyttelast dekke	2,0 kN/m^2
Snølast på tak	2,8 kN/m^2

For utregning av snølaster henvises det til vedlegg B.2.

¹ Vindlaster ble tatt ut av oppgava etter at flere av modellene var laget, og er derfor å finne igjen i laster, lastkombinasjoner og modeller. Det presiseres at det ikke er definert noe vindlast i modellene.

² Utlektet trekledning med vindspærre, 200 mm mineralull og stenderavstand 600 mm.

³ Parkett på parkettunderlag, golvplate, flytesjikt av tung mineralull (20 mm + 130 mm).

⁴ 250 mm trykkfast mineralull, asfalttakbelegg.

⁵ Nedlektet himling senteravstand 600mm, 2 lag 13 mm gips.

Lastkombinasjoner

I alt er det 9 lastkombinasjoner som har blitt benyttet for grunnmodellene. LC8 og LC14 er de som har blitt benyttet i analysearbeidet, da LC8 gir størst påførte krefter på konstruksjonen i ULS og LC14 er SLS for beregning av deformasjoner.

LASTKOMBINASJONER							
No.	Lastkombinasjon	Grensetilstand	Y	Reduksjonsfa	Faktor	Lastbeskrivelse	
6	Dominerende nyttelast	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	Vindlast X-retning
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	1	1,50	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
7	Dominerende snølast	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	1	1,50	Snø	
8	Dominerende egenlast	Bruddgrensetilstand	1,35	1	1,35	Egenlast	
			1,35	1	1,35	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
9	Dominerende vind (Y)	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	1	1,50	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
10	Dominerende nyttelast	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	1	1,50	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
11	Dominerende snølast	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	1	1,50	Snø	
12	Dominerende egenlast	Bruddgrensetilstand	1,35	1	1,35	Egenlast	
			1,35	1	1,35	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	0,6	0,90	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
13	Dominerende vind (Y)	Bruddgrensetilstand	1,35	0,89	1,20	Egenlast	
			1,35	0,89	1,20	Egenlast påført	
			1,5	0,7	1,05	Nyttelast	
			1,5	1	1,50	Vind	
			1,5	0,7	1,05	Snø	
14	Karakteristisk last	Bruksgrensetilstand	1	1	1,00	Egenlast	
			1	1	1,00	Egenlast påført	
			1	1	1,00	Nyttelast	
			1	1	1,00	Vind	
			1	1	1,00	Snø	

Tabell 6.6 Lastkombinasjoner for analysene. Lastkombinasjon 8 og 7 er benyttet i analysen.

Vindlaster ble utelatt etter at lastkombinasjonene og flere av modellene ble laget – og derfor går fremdeles teksten vindlaster igjen i kombinasjonene.

6.15 Opplag og randbetingelser

Det er kun trekonstruksjonen som er modellert, slik at fundamenter er utelatt fra analysen. Disse fundamentene er erstattet av linjeopplag som er fastholdt mot forskyvning i x, y, og z-retning, men som tillater rotasjon. Opplagene opptrer i byggets grunnriss samt i de bærende aksene på 6 meter.

Dekkene forutsetter fullt samvirke seg i mellom, mens vegger og dekkenes anlegg på vegg kun er fastholdt i x-, y- og z-retning med tillatt rotasjon. Se for øvrig vedlegg C.4.

6.16 Mesh

Oppdeling av modellen i mindre elementer gjøres ved hjelp av mesh. Alle modellene har et automatisk generert grunnmesh på 500 x 500 mm, dog kan noen automatiske tilpasninger forekomme i forbindelse med utsparinger etc.. 500 mm ble valgt som «maskevidde» da tester av maskevidde viste en betydelig økning i tidsbruk på analysene ved et finere mesh. Tid er en parameter som må tas hensyn til da det er svært mange modeller som skal bearbeides. Et finere mesh vil gi mer nøyaktige resultater, men ettersom det er globaleffekter som i hovedsak studeres, ansees «nettet» som tilstrekkelig.

Resultater og analyse

7 Resultater og resultatanalyse

Analyse av resultatene vil følge etter for hvert resultat som presenteres. I dette kapittelet vil resultatene presenteres og analyseres i følgende rekkefølge:

- Deformasjon
 - Resultater for grunnmodellen med seks forskjellige tverrsnitt.
 - Sammenlikning og analyse av deformasjoner for de forskjellige tverrsnittene.
 - Elementegenskapene analyseres.
 - Sammenlikning av deformasjon som følge av en tredje etasje (modell 1 vs. modell 2).
 - Resultater og analyse disse med hensyn til åpninger.
 - Plassering av åpning.
 - Høyde på åpning.
 - Bredder på åpning.
 - Bredder og høyde på åpning ($h = b$).
 - Åpning i enden av utkrager.
- Kontakttrykk mellom dekket og skiva
 - Resultater og analyse av disse for grunnmodellen.
 - Resultat og analyse av disse for åpninger i skiva.
- Krefter og spenninger i skiveplanet.
 - Resultater og analyse av disse for grunnmodellen.
 - Sammenlikning av krefter som følge av en tredje etasje (modell 1 vs. modell 2).
 - Resultat og analyse av disse for åpninger i skiva.

Analyse av resultatene vil følge etter for hvert resultat som presenteres.

Hvert enkelt punkt i samtlige grafer representerer et resultat av en analyse i RSA. Disse resultatene finnes presentert i vedleggene **A.3** og **A.4**.

Følgende benevnelse er nyttet for resultater og vedlegg i skive:

N_{xx} :	Aksialkraft i horisontalretning (lokal x-retning, global y-retning).
N_{yy} :	Aksialkraft i vertikalretning (lokal y-retning, global z-retning).
N_{xy} :	Skiveskjær (xy-planet).
Lokal x-retn. skive:	Global horisontalretning.
Lokal y-retn. skive:	Global vertikalretning.

7.1 Utkragning uten åpning

7.1.1 Deformasjoner

Under finnes deformasjonskurver for grunnmodellen med de seks forskjellige skivetykkelsene, med deformasjon og utkragerlengde for henholdsvis vertikal- og horisontalaksen. Deformasjonsfigur og grafisk fremstilling av deformasjonene for de seks tverrsnittene er vedlagt i vedlegg A.1.

Ved å sammenlikne de vertikale deformasjonene fremkommer det i figur 7.1 at skjærstivheten i xy-planet er den viktigste parameteren for å motvirke nedbøyning av skivene.

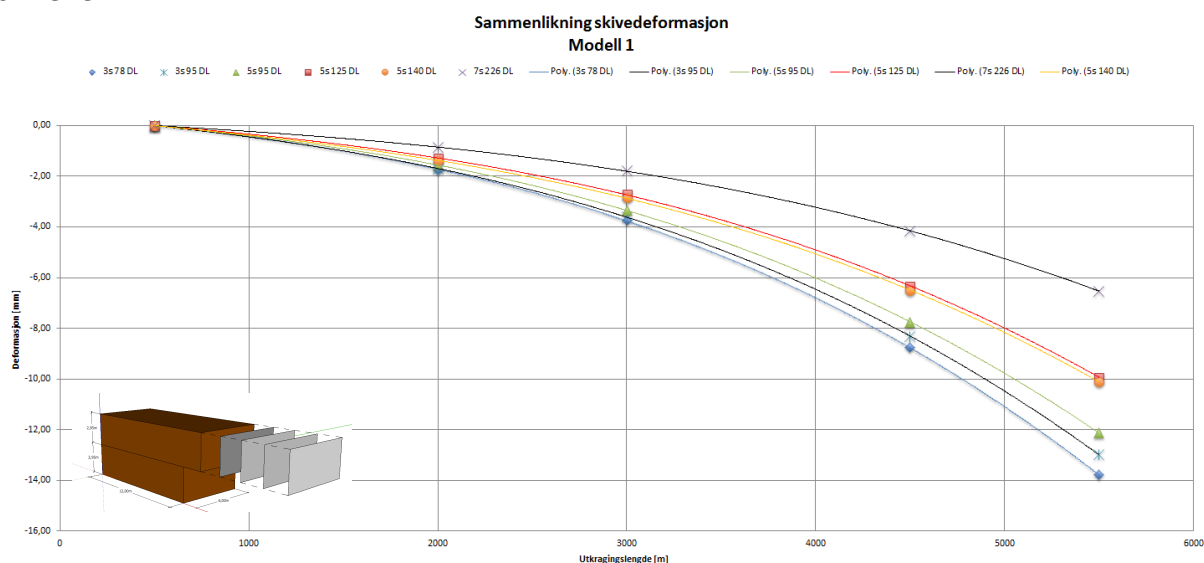


Fig. 7.1 Deformasjon med hensyn på utkragerlengde for hvert av de fem elementtykkelsene for modell 1.

5s 95 DL og 5s 125 DL har henholdsvis en deformasjon på -12,13 mm og -9,93 mm ved 5500 mm. Disse elementene har samme tverrsnittareal i x-retning, men forskjellig skjærstivhet og areal i y-retning – oppstilt i tabell 7.1. Ettersom 5s 125 DL gir en mindre deformasjon, vil bidraget fra de krysslagte sjiktene i y-retning, gi en stivere skive.

Om en gjør samme sammenlikning for 5s 95 DL og 5s 140 DL, som har samme verdier i y-retning, viser det seg at den tykkeste skiven gir minst deformasjoner - slik at bidraget fra økt areal i x-retning gir et betydelig bidrag. Ved å sammenlikne disse to elementene med 5s 125 DL, som ikke har noen felles parametere i x- og y-retning, ser vi at dette elementtverrsnittet har tilnærmet identisk deformasjonskurve og samme skjærstivhet i xy-planet som 5s 140 DL.

Tabell 7.1 Viktige skiveparametere for hvert element. Data: KLHDesigner, KLH.

	Areal i spennretning	Areal tvers spennretning	Skjærstivhet x-retn.	Skjærstivhet y-retn.	Skjærstivhet xy-plan
3s 78	112 100 mm ²	118 000 mm ²	456 000 kN/m	480 000 kN/m	19 500 kN/m
3s 95	200 600 mm ²	79 650 mm ²	816 000 kN/m	324 000 kN/m	21 000 kN/m
5s 95	168 150 mm ²	112 100 mm ²	684 000 kN/m	456 000 kN/m	23 300 kN/m
5s 125	168 150 mm ²	200 600 mm ²	684 000 kN/m	816 000 kN/m	31 100 kN/m
5s 140	300 900 mm ²	112 100 mm ²	1 224 000 kN/m	456 000 kN/m	31 100 kN/m
5s 226	401 200 mm ²	265 500 mm ²	1 632 000 kN/m	1 080 000 kN/m	55 300 kN/m

Verken økt areal i spennretningen eller totaltykkelse er ensbetydende med økt motstand mot nedbøyning/deforimasjon. Derimot betyr dette at den totale sammensetningen av antall lag og deres tykkelse spiller en svært viktig rolle for skjærstivheten i xy-planet. Av resultatene, fra modell 1 plottet i fig. 7.2, viser det seg at alle elementene oppfyller kravet til utkraget bjelke i Eurocode:

$$w_{max} = \frac{5500}{175} = 31,4 \text{ mm} \geq w_{max,3s\ 78\ DL} = 13,76 \text{ mm} \quad (6.1)$$

Samt KLHs krav:

$$w_{max,KLH} = \frac{5500}{200} = 27,5 \text{ mm} \geq w_{max,3s\ 78\ DL} = 13,76 \text{ mm} \quad (6.2)$$

Realiteten er at kravet for maksimal nedbøyning (linje merket med $l/200$) ikke vil nås for de aktuelle lastene og lengdene i dette tilfellet.

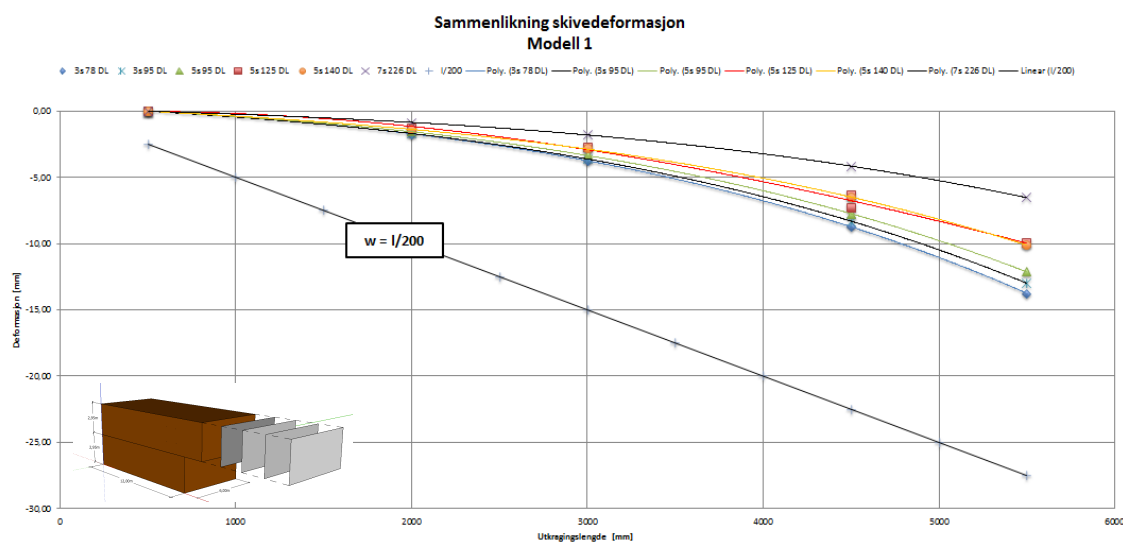


Fig. 7.2 Opptredende deformasjon sammenliknet med deformasjonskravet $d = l/200$.

Ved å sammenlikne deformasjonene til 3s 78 DL og 5s 140 DL elementene i modell 1 og 2, kommer det frem at den overliggende etasjen har tilnærmet ingen effekt på nedbøyningen til den utkragede etasjen som vist i figur 7.3.

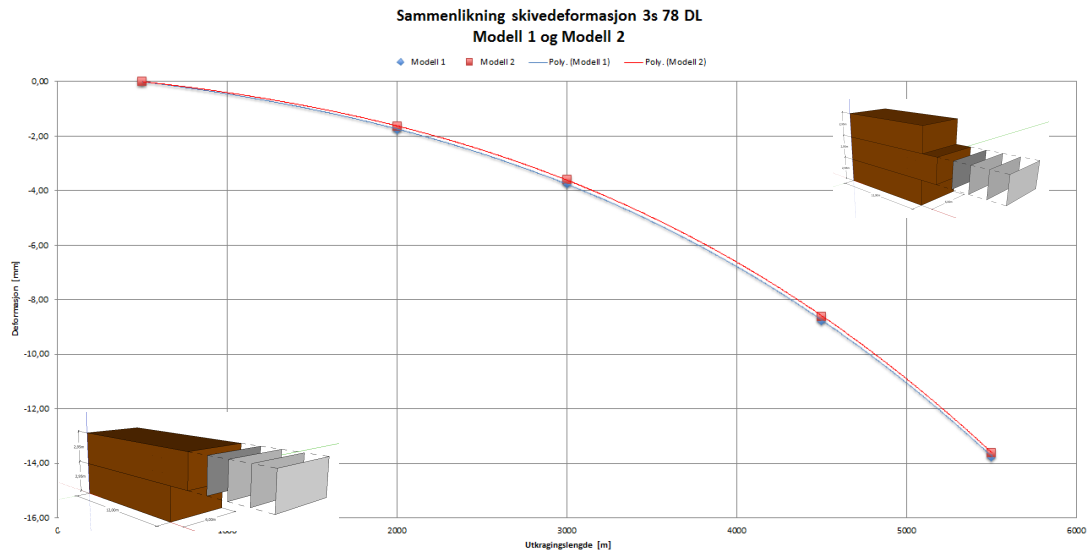


Fig. 7.3 Sammenlikning av deformasjon for skive av 3s 78 DL i modell 1 og 2.

Om det antas et andre ordens polynom for deformasjonsutviklingen for 5s 125 DL, fremgår det av figur 7.4 at teoretisk utkragerlengde for etasjen vil kunne nærme seg 16 500 mm. Det understrekes at analysene i hovedsak er utført innenfor 0-5 500 mm, slik at en tilnærming som vist i 7.4 helt klart vil være noe unøyaktig og er således ikke statistisk korrekt. Dog gir den et godt bilde på hvilke kapasiteter som kan forventes av dette elementet. Polynomet i denne figuren gir noe mindre nedbøyning enn plottet i Excel, og ved nærmere studier er vil trolig maksimal teoretisk utkragerlengde bli noe redusert.

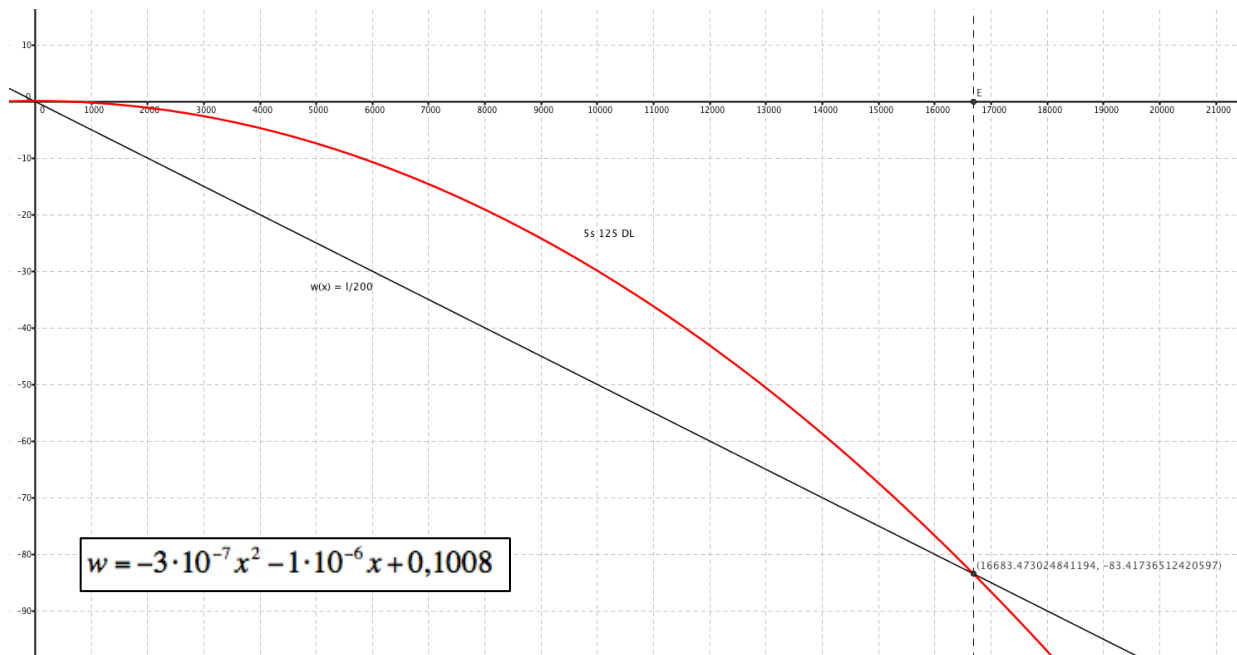


Fig. 7.4 Tenderende deformasjonsforløp av 5s 125 DL sammenliknet med nedbøyningskravet for utkrager, med tilhørende andre ordens polynom.

7.1.2 Betydningen av utsparinger i skiva

Utgangspunktet for disse resultatene er modell 1, 5s 125 DL, 4500 mm utkraging. Figur 7.5 viser deformasjonen som oppstår ved endret plassering av en åpning på 1200x1200 mm, fra referansepunktet i motsatt endevegg (x). Når $x > 10\ 800$ mm (vertikal strek) begynner åpningen å ta av det utkragede arealet. Vinduets plassering i mm på x-akse og deformasjon i mm på y-akse.

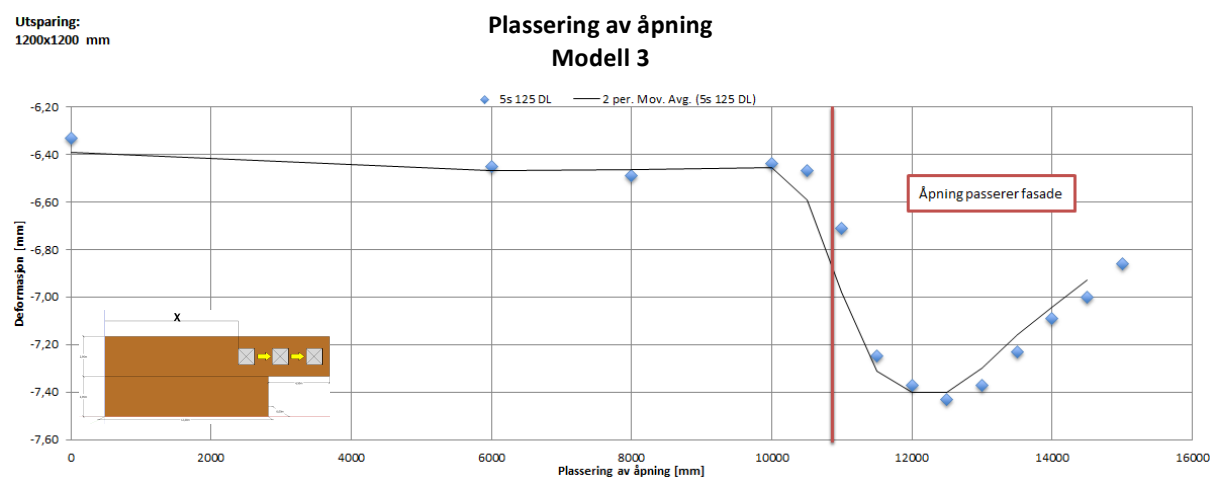


Fig. 7.5 Deformasjonsforløp som følge av endret plassering av utsparing i skiven. For resultater til høyre for rød strek, har første del av åpningen passert fasaden.

Analysene av plasseringen av en 1200x1200 mm utsparing viser at hulltaking i den delen av konstruksjonen som ikke krages ut, ikke gir særlig bidrag til deformasjonen av selve skiva. Når utsparingen skyves så langt at den begynner å passere fasaden, øker nedbøyningen raskt. Den største vertikale deformasjonen av skiva skjer når referansepunktet til vinduet har passert fasaden (ved 12 500 mm). Når åpningen plasseres videre utover i utkrageren reduseres nedbøyningen igjen.

Variasjon av henholdsvis høyde og bredde for en åpning plassert midt i skivens utkragerdel, gir deformasjonsforløpet illustrert i figur 7.6 og figur 7.7:

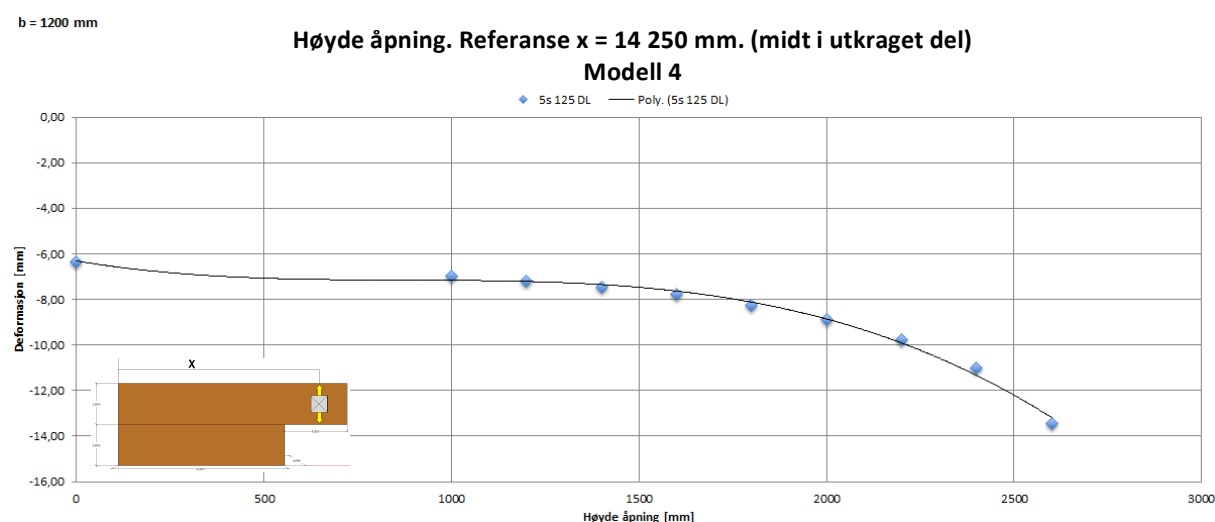


Fig. 7.6 Deformasjonsforløp som følge av variasjon av åpningshøyde.

h = 1200 mm

Bredde åpning. Referanse x = 14 250 mm. (midt i utkraget del)

Modell 4

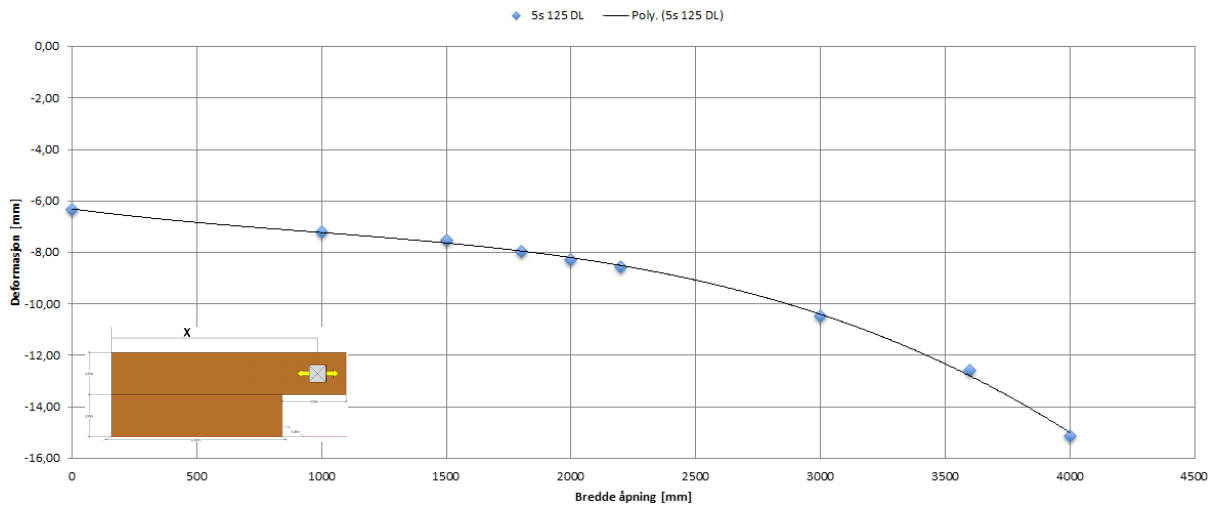


Fig. 7.7 Deformasjonsforløp som følge av variasjon av åpningsbredde.

Ved en variasjon av høyden fra 0 til 1800 mm, økes nedbøyningen kun med 1,92 mm, mens en økning på 600 mm til 2400 gir en ytterligere økning i deformasjon på 2,75 mm.

Samme tendens kan sees for bredden på åpningen. Frem til 2200 mm er det små endringer i deformasjon (< 2,0 mm). Økes bredden utover dette vil hver mm økning i bredde gi et større bidrag til nedbøyning.

Sammenlikningen i figur 7.8 viser at endringen av bredden til åpningen har mindre innvirkning på nedbøyningen enn endring av høyden. Frem til åpningshøyde/bredde = 1700 mm er deformasjonene relativt like. Når åpningen passerer 1700 mm, går det klart frem at den økte høyden har en stor innvirkning på skjærstivheten i skiveplanet, ettersom tverrsnittets høyde i et snitt igjennom åpningen blir kraftig redusert.

Deformasjonsendring mht. endret høyde eller bredde

Modell 3 og 4

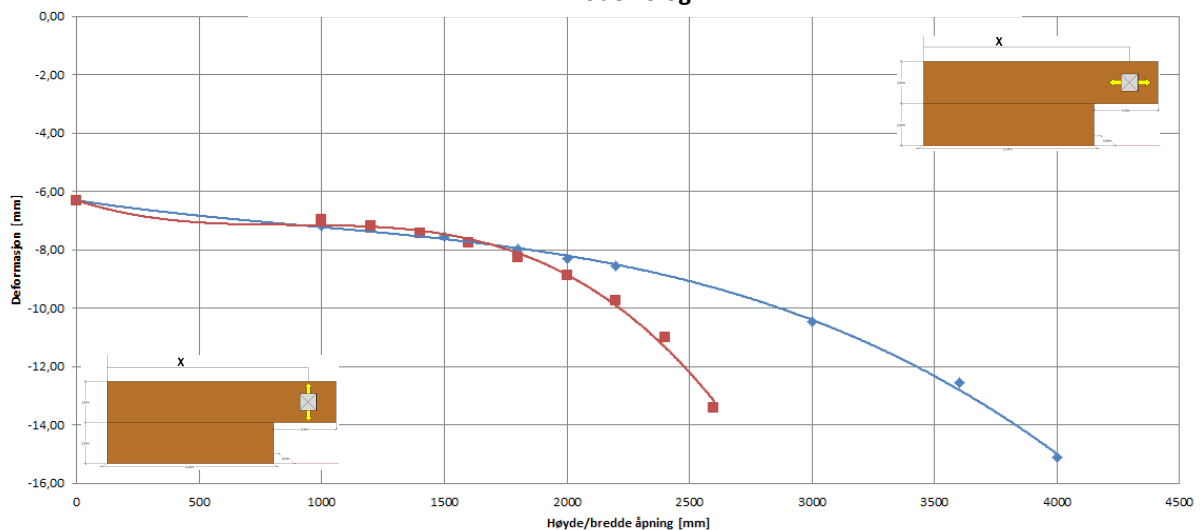


Fig. 7.8 Sammenlikning av deformasjon mht. endring av høyde og bredde for en åpning.

Dette vil si at samme åpning vil kunne gi to forskjellige deformasjoner. En åpning med målene $h \times b = 2000 \times 1200$ mm vil gi en større deformasjon i enden av skiven enn tilsvarende $h \times b = 1200 \times 2000$ mm.

Når h settes lik b , vil skivens deformasjon ved $h = b = 2400$ mm være $w = l/191$. Dette betyr at skivens deformasjon har passert kravet til KLH på $w = l/200$. I tillegg vil strekkspenningen i x -retning $\sigma_{0,d,x} > f_{0,d}$. Dette betyr at skiva vil gå i brudd som følge av for store strekkspenninger i elementets lengderetning. Deformasjonsforløpet til modell med $h=b$ er illustrert i figur 7.9, med deformasjon langs vertikalaksen. Kurvetilpassningen for et polynom i Excel gir en "slynge" i mellom $x = 0$ og $x = 1000$ og er ikke representativ for dette intervallet.

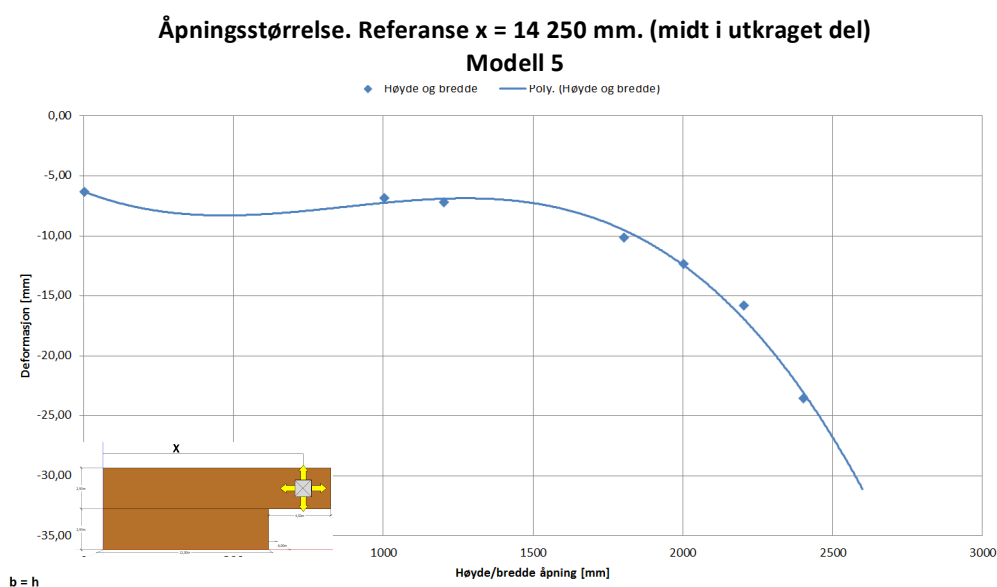


Fig. 7.9 Deformasjonsforløp som følge av samtidig endring av bredde og høyde.

Ved å sammenlikne disse tre tilfellene av åpningsvariasjoner med hensyn på vindusareal i figur 7.10, er det lettere å se at høyde/breddeforholdet til åpningen spiller en betydning for deformasjonene som oppstår.

Sammenlikning modell 3, 4 og 5

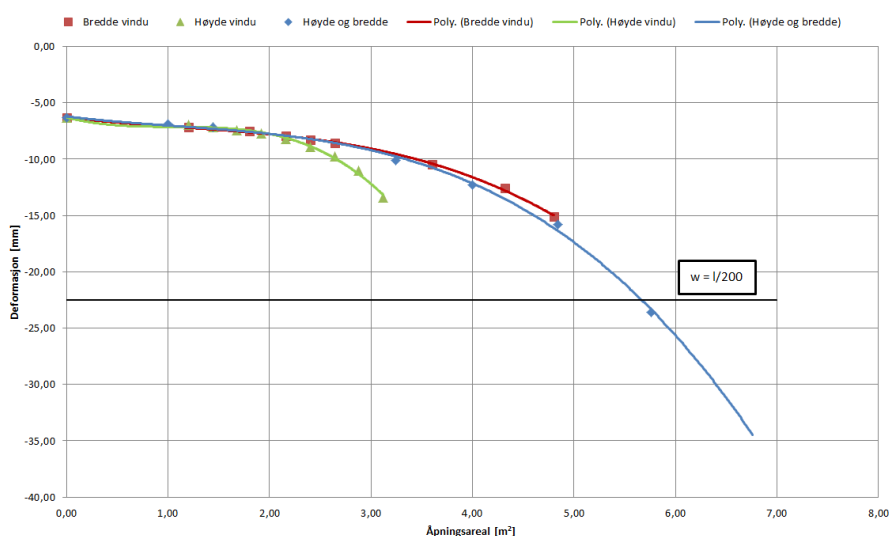


Fig. 7.10 Deformasjonsforløp som følge av åpningens totale areal.

7.1.3 Åpninger i enden

For disse resultatene er det overliggende dekket endret til 7ss 248 DL for økt bøyemotstand. Resultatene fra analysene vedrørende åpning i enden av utkrageren, gir ingen ekstreme deformasjoner for *skiva* utover de verdiene som gjelder for de andre utsparingene. For dekket er det større endringer i deformasjon. Fra ingen til full åpning øker nedbøyningen ytterst på dekket fra -7,34 mm til -12,49 mm. Dette vil uansett ikke bli dimensjonerende for konstruksjonen, men dette sier noe om hvilken effekt endeveggen har hatt i de tidligere modellene. Resultatet av modellen med åpen ende er vist i figur 7.11, der mørkere farge indikerer høyere deformasjon i negativ vertikalretning.

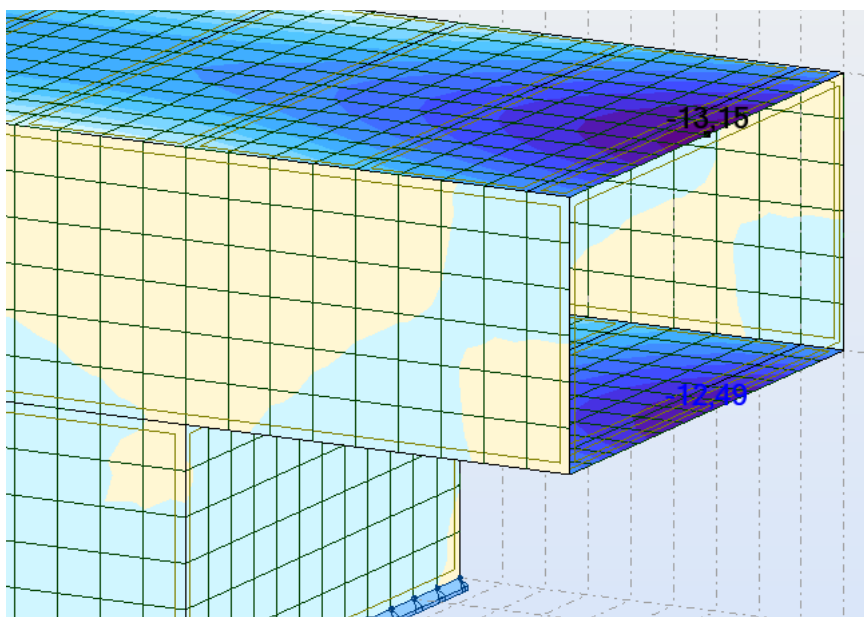


Fig. 7.11 Dekkedeformasjon som følge av hulltaking i enden.

Figur 7.12 illustrerer hvilket bidrag en 1 m høy skive har på redusert nedbøyning av dekket. Når det benyttes et 1 m høyt element som rekkverk for eksempelvis balkong, reduseres dekkets nedbøyning til -8,09 mm, fra -12,49 sammenliknet med tilfellet i figur 7.11. Her er det også tatt høyde for snølast lik snølasten på tak 2,5 meter inn fra rekkverket.

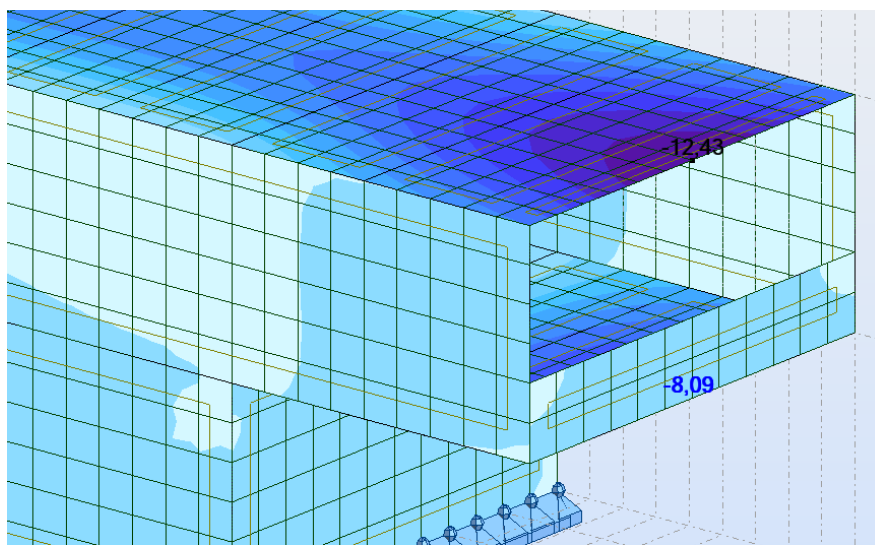


Fig. 7.12 Effekt på deformasjon ved påmontert rekkverk.

Ved å kombinere åpningen i front med åpninger i skiva (figur 7.13), fremgår det av resultatene at deformasjonene vil øke videre. Skivedeformasjonen går fra -6,51 mm til -8,35 mm sammenliknet med kun åpning i front, og den globale forskyvningen på dekket øker med ca. 2 mm. Lokalt for dekket er det ingen endring, slik at all deformasjon skjer i skiva.

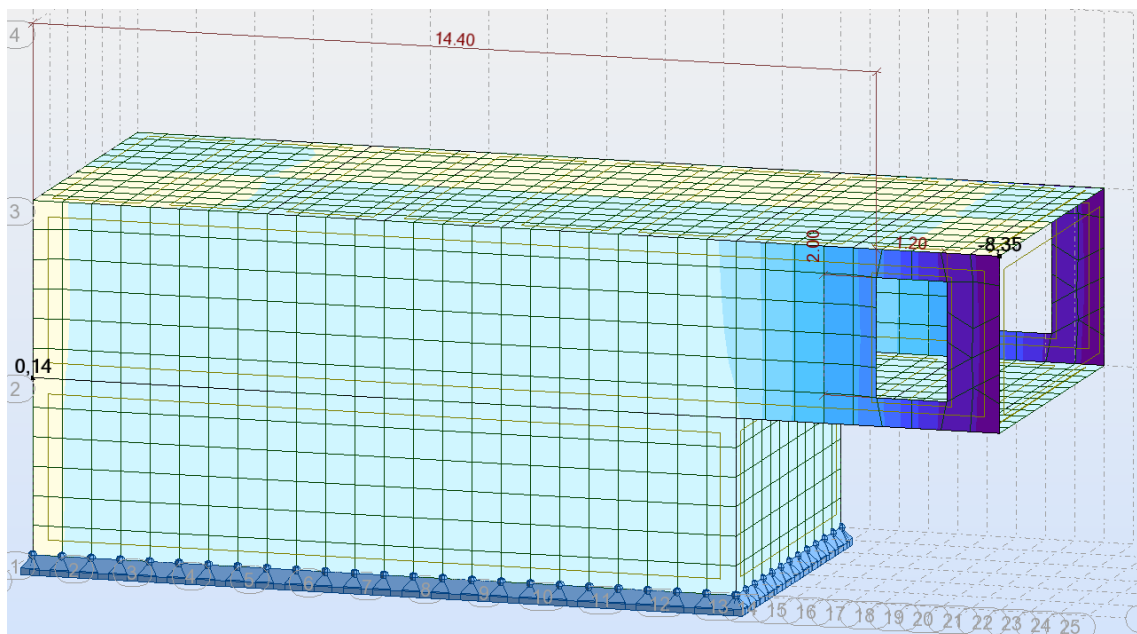


Fig. 7.13 Plassering og størrelse på åpning kombinert med åpen front.

Ved plassering av åpninger i skiva, er det viktig å ta hensyn vindusplasseringens betydning for skiva (kap. 7.1.2). Ved å plassere utsparingen godt ut i utkrageren, vil bidraget fra denne åpningen bli minst mulig.

For å redusere deformasjonene i dekkene ytterst i utkrageren, kan det tas en stor utsparring i den opprinnelige veggen. Man vil da få en forsterkende ramme i enden, som vil gi dekkene større motstand mot nedbøyning, slik som for det bærende rekkverket i fig. 7.12.

7.1.4 Endring av elementhøyde

For redusert høyde for elementet oppstår det en liten økning i deformasjonene som oppstår som følge av redusert høyde, slik som figur 7.14 viser.

Filnavn	Lengde	Deformasjon			
		Def. Skive	Def. Ende	Skive	Ende
	[mm]	[mm]	[mm]	l/x	l/x
01_09	4500	-6,33	-7,34	710,90	613,08
01_09 LOW	4500	-7,30	-8,37	616,44	537,63

Fig. 7.14 Sammenlikning av resultater for lavere skive.

7.2 Kontakttrykk

Figur 7.15 illustrerer et kritisk punkt hvor det oppstår store spenningsansamlinger for samtlige modeller - overgangen mellom fasade og utkrager.

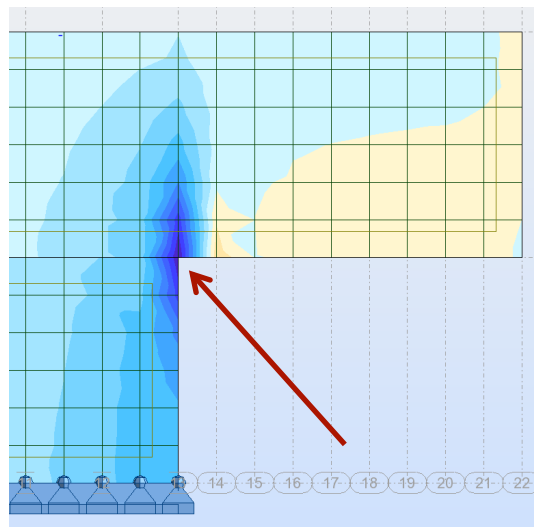


Fig. 7.15 Spenningskonsentrasjoner i skivene. Spenningene opptrer i overgangen mellom fasade og utkraget del.

Om det blir tatt utgangspunkt i den meste benyttede sammenføyningsmåten i Europa i dag, slik som i figur 7.16 hvor dekket ligger i mellom etasjeskivene, vil oppredende trykk tvers fiberretningen på dekket for flere av elementene overskride kapasiteten på 4,2 MPa relativt raskt.

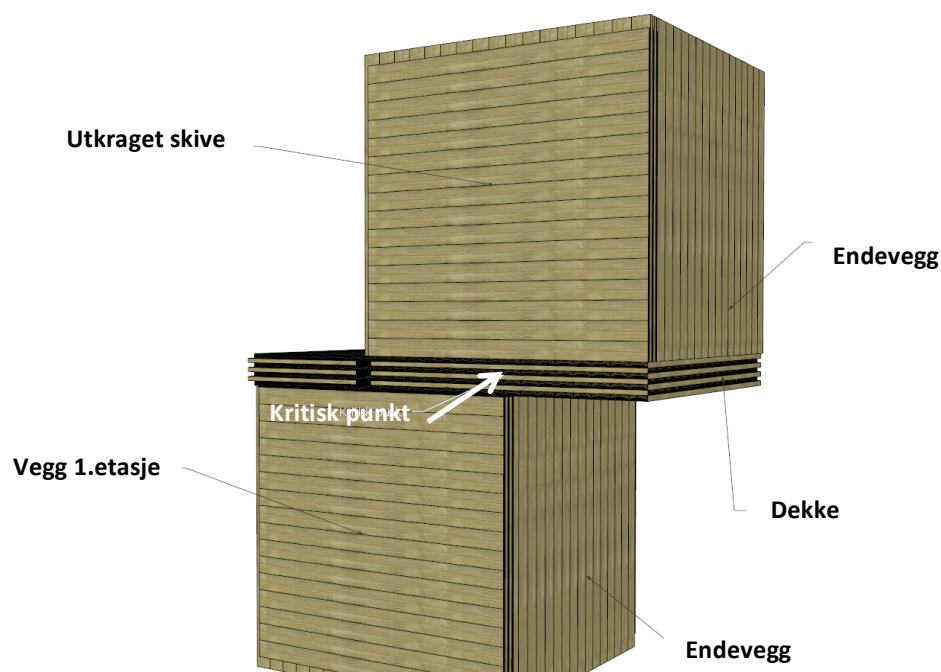


Fig. 7.16 Sammenføyningsmetode som er lagt til grunn for beregningene.

Av tabell 7.2 fremkommer det at utkragerlengden for de aller fleste elementene stopper et sted mellom 2000 og 3000 mm. For 5s 140 DL elementet kan det virke som at den overliggende etasjen har et positivt utslag på trykket mot dekket, som kan forklares med at den overliggende etasjen bidrar til å fordele lastene utover hele dekkekanten.

Tabell 7.2 Kontakttrykk på dekke i mellom veggskivene for grunnmodellen og treetasjes-modellen.

Utkragerlengde	MODELL 1						MODELL 2		
	3s 78 DL	3s 95 DL	5s 95 DL	5s 125 DL	5s 125 DL LOW	5s 140 DL	7s 226 DL	3s 78 DL	5s 140 DL
2 000 mm	3,31 MPa	4,07 MPa	2,93 MPa	1,66 MPa		3,21 MPa	1,11 MPa	4,70 MPa	1,87 MPa
3 000 mm	5,01 MPa	6,12 MPa	4,41 MPa	2,49 MPa		4,77 MPa	2,15 MPa	6,56 MPa	2,59 MPa
4 500 mm	7,93 MPa	9,64 MPa	6,96 MPa	3,97 MPa	4,14 MPa	7,45 MPa	3,46 MPa	9,75 MPa	3,84 MPa
5 000 mm				4,46 MPa			3,94 MPa		
5 500 mm	10,06 MPa	12,22 MPa	8,83 MPa	5,00 MPa		9,41 MPa	4,44 MPa	12,06 MPa	4,75 MPa

Figur 7.17 illustrerer grafisk de samme resultatene som tabell 7.2.

Opptredende trykkspenning på dekke fra skive

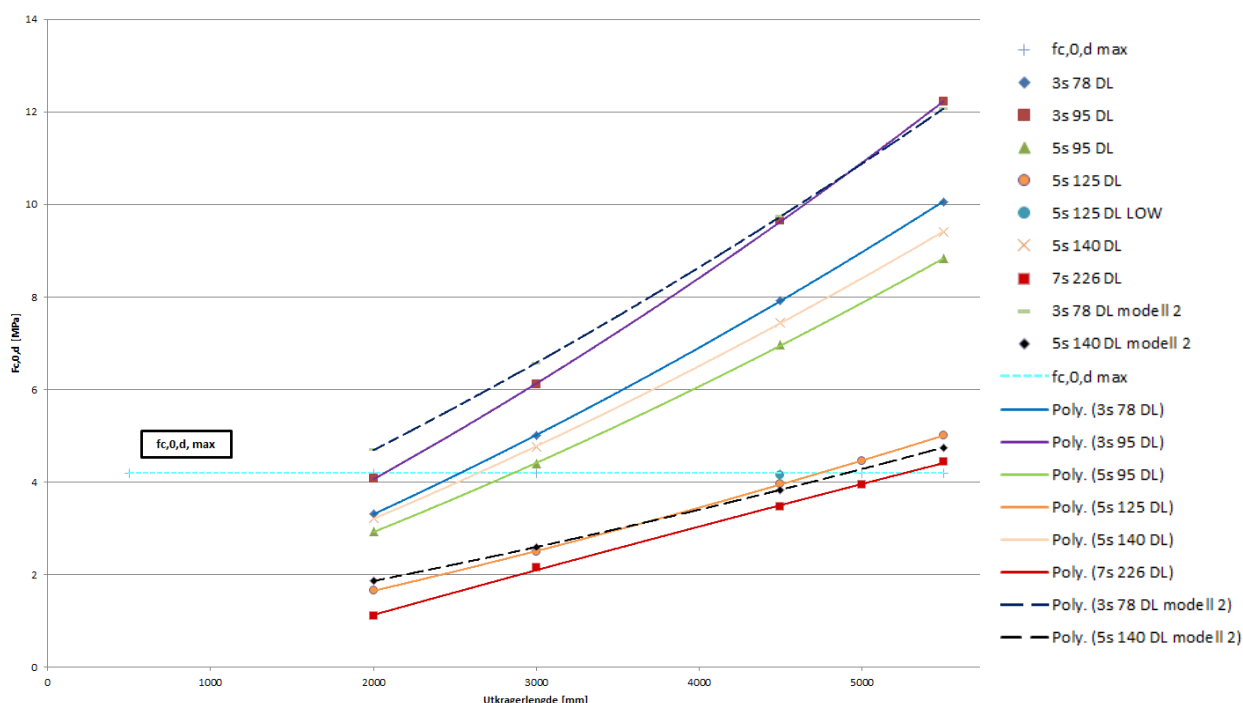


Fig. 7.17 Grafisk fremstilling av tabell 7.2. Stiplede linjer indikerer resultat for modell 2.

For skiven $h = 2500$ oppstår det en liten økning i opptredende trykkspenninger mot dekket, sammenliknet med $h = 2950$ mm, som figur 7.18 viser vil opptredende spenning $\sigma = 4,14$ MPa være tett oppunder maksimal tillat spenning (4,2 MPa) for dekketrykket.

Trykk mot dekke	
$N_{yy, c, MAX}$	$\gamma=1.25$
	(2.10)
	$\sigma_{c, dekke}$
-269,97	3,97 MPa
-281,81	4,14 MPa

Fig. 7.18 Forskjell i trykk mot dekke for lavere etasjehøyde. Blå linje for $h = 2950$ mm.

I og med at tre generelt sett har mye lavere trykkfasthet tvers av fiberretningen enn aksielt, vil det være av betydning for utkragerlengden hvorvidt dekket legges i mellom etasjeelementene eller monteres i mellom skivene i samme etasje med metallbraketter, slik som figur 7.19 illustrerer. Ved å utføre overgangen fra bygg til fasade på denne måten, vil trykkspenningene øke fra 4.2 MPa til den generelle aksiale trykkfastheten til tre (formel 2.9 fra kap. 2.4) på minst 19,2 MPa avhengig av faktoren $k_{c,0}$.

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \cdot k_{c,0} \quad (2.9)$$

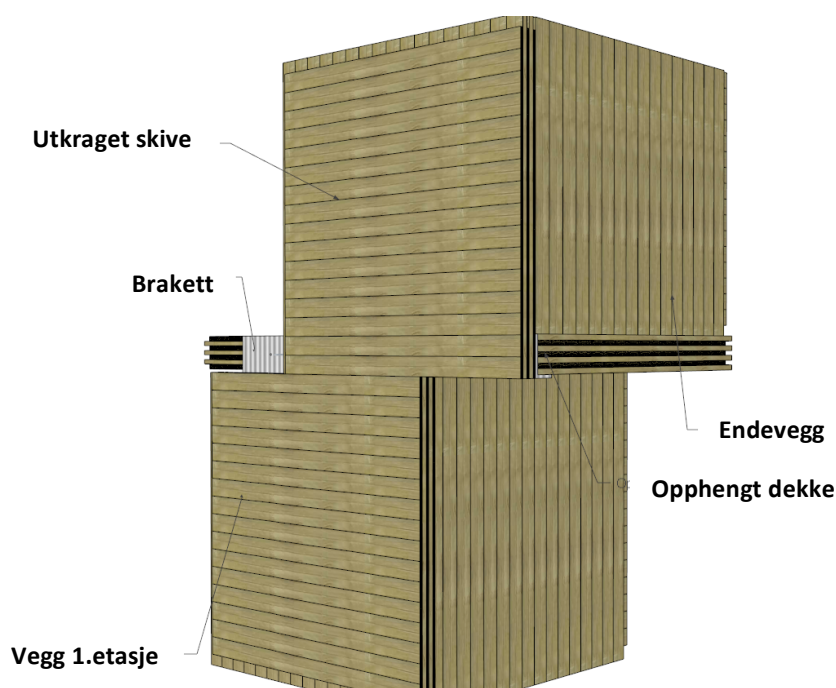


Fig. 7.19 Prinsipp for sammenføring som gir økt trykkmotstand.

Monteres dekkene i mellom de stående skivene, vil man ha mulighet til å overføre kreftene i vertikalretning aksielt i underliggende element, uten å måtte ta hensyn til treets trykkfasthet tvers fiber. Eventuelt kan man ved implementering av stålplater i sammenføringene øke kapasiteten.

7.2.1 Betydning av utsparinger i skiva

Resultatene fra de fire sensitivitetsanalysene i kapittel 6.4 til 6.7, gir ingen store variasjoner i kontaktrykket i mellom skiva og det underliggende dekket i forhold til grunnmodellen. Kun når åpningen er plassert slik at skivearealet over underforliggende endevegg blir redusert, oppstår det trykkspenninger som overgår kravet til produsenten. Når åpningen har passert dette punktet, minker trykket slik at det igjen er innenfor kravet. Tabell 7.3 viser resultatene for de forskjellige sensitivitetsanalysene for åpning i skiva.

Tabell 7.3 Kontaktrykk på dekke mellom veggskivene for de forskjellige åpningstypene.

ÅPNINGSVARIASJONER I 5s 125 DL, 4 500 mm							
Plassering		Bredde		Høyde		B = H	
6 000 mm	4,01 MPa	1 000 mm	3,92 MPa	1 000 mm	3,92 MPa	1 200 mm	3,93 MPa
10 000 mm	4,03 MPa	1 500 mm	3,88 MPa	1 200 mm	3,92 MPa	1 400 mm	
11 000 mm	4,91 MPa	1 800 mm	3,91 MPa	1 400 mm	3,92 MPa	1 600 mm	
12 500 mm	3,88 MPa	2 000 mm	3,90 MPa	1 600 mm	3,91 MPa	1 800 mm	3,90 MPa
13 500 mm	3,92 MPa	2 200 mm	3,90 MPa	1 800 mm	3,91 MPa	2 000 mm	3,90 MPa
14 000 mm	3,92 MPa	2 600 mm	3,89 MPa	2 000 mm	3,91 MPa	2 200 mm	3,91 MPa
15 000 mm	3,92 MPa	3 000 mm	4,01 MPa	2 200 mm	3,93 MPa	2 400 mm	4,01 MPa
		3 600 mm	3,85 MPa	2 400 mm	3,95 MPa	2 600 mm	
		4 000 mm	3,80 MPa	2 600 mm	4,04 MPa		

Åpningene i enden av utkrageren gir ingen større bidrag til kontaktrykket utover de tallene som er presentert for åpningene i skiva. Alle de tre variasjonene av åpning i enden, ligger under dimensjonerende begrensning.

Disse resultatene bidrar til å belyse viktigheten av å velge riktig element basert på mer enn én parameter. I dette tilfellet gjelder å få ned trykkspenningene som opptrer mot dekket.

Årsaken til at verdiene tidvis er under opprinnelig verdi 3,97 MPa for tett skive, er at egenvekten til massivtreet som er tatt vekk som følge av åpningen ikke har blitt erstattet med f.eks. egenvekten til et vindu. Legger man til egenlasten av vinduer, som er høyere enn egenvekta til tre, vil det være sannsynlig at dekketrykket vil øke opp mot maksimalkravet.

7.3 Krefter og spenninger i skiveplanet

Resultatene fra analysene av modell 1, viser at det er lav utnyttelse av kapasiteten til selve skiva. For utkragerlengde 4500 mm med 5s 125 DL-elementet, er kapasiteten til limfugen i mellom lamellene ca. 19 % utnyttet og trykk og strekkspenninger rundt 10 %.

Ved en test av 10 000 mm utkraging av 5s 125 DL-elementet viser resultatene i figur 7.20 at (a) deformasjon fremdeles ikke blir dimensjonerende, (b) skiva fremdeles er lavt utnyttet for spenning i limfuge. Her er det igjen trykket mot dekket som blir dimensjonerende. Opptredende spenning 10,6 MPa (c) overskrider maksimalt tillatt spenning på 4,2 MPa.

Lengde [mm]	Deformasjon (a)				Største spenning $N_{xy,d}$ [kN/M]	Skjær Spenning i limfuge (2.4) [N/mm]		Spenning i lamell (2.5)			
	Def. Skive [mm]	Def. Ende [mm]	Skive l/x	Ende l/x		$\sigma_{c,90,d}$ MPa	σ_{yy} MPa				
10000	-42,23	-43,29	236,80	231,00	-138,97	34,74	2,44	2,04			
	Trykk				Trykk mot dekke		Strekk				
	Membrankrefter $N_{xx,c}$ $N_{yy,c}$	$\sigma_{c,0,d,x}$ (2.8a)	$f_{c,0,d}$ (2.7)	$\sigma_{c,0,d,y}$ (2.8b)	Check	$N_{yy,c,MAX}$ (c)	$\gamma=1.25$ (2.10)	Membrankrefter $N_{xx,t}$ $N_{yy,t}$	$\sigma_{t,0,d,x}$ (2.8a)	$f_{c,0,d}$ (2.6)	$\sigma_{t,0,d,y}$ (2.8b)
	-434,34 -717,17	-7,62	19,20 19,20	-10,55	X	-720,75	10,60 MPa	298,43 139,16	5,24 13,20	13,20	2,05

Fig. 7.20 Resultat av 10 meter utkraging 5s 125 DL.

Den overliggende etasjen har noe innvirkning på kreftene som oppstår i den utkragede skiva. Figur 7.21 viser at den overliggende etasjen har en positiv innvirkning på maksimale trykkrefter i vertikalretning jo lengre skiven er kraget ut. Trolig vil den overliggende etasjens skive bidra til å fordele de vertikale kreftene bedre i utkragerskiva, slik at det maksimale trykket i den samme retningen minker.

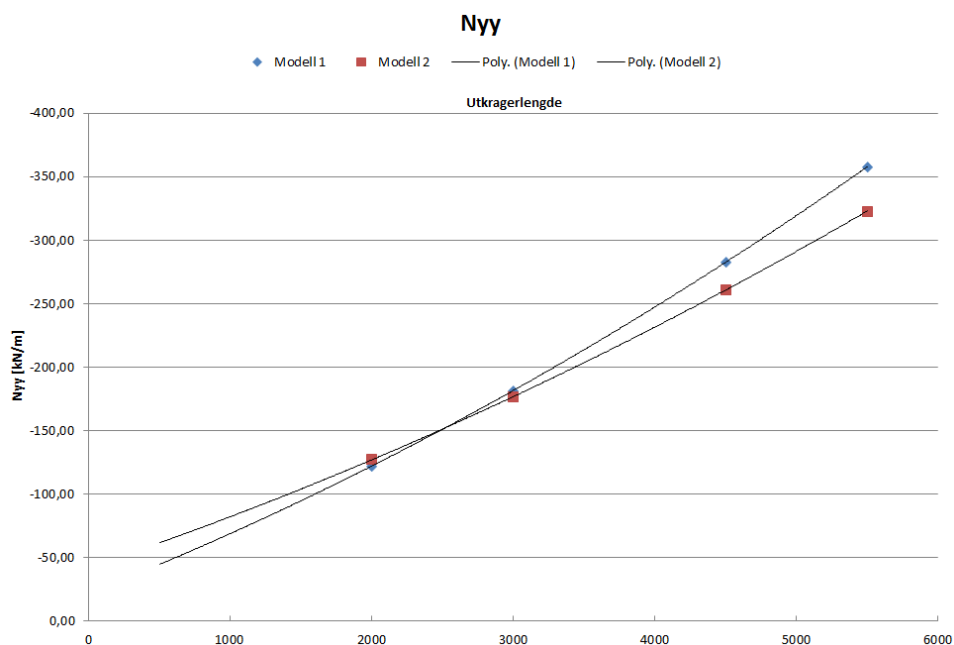


Fig. 7.21 Den overliggende etasjens innvirkning på maksimalt opptredende trykkrefter i Nyy for 3s 78 DL.

Strekkekreftene N_{xx} i lokal x-retning øker for modellen med tre etasjer. Dette skjer fordi den overliggende etasjen bidrar til økt stivhet i den faste konstruksjonen, slik at spenningene som oppstår som følge av utkrageren øker. Figur 7.22 viser denne sammenlikningen for grunnmodellen og modellen med tre etasjer.

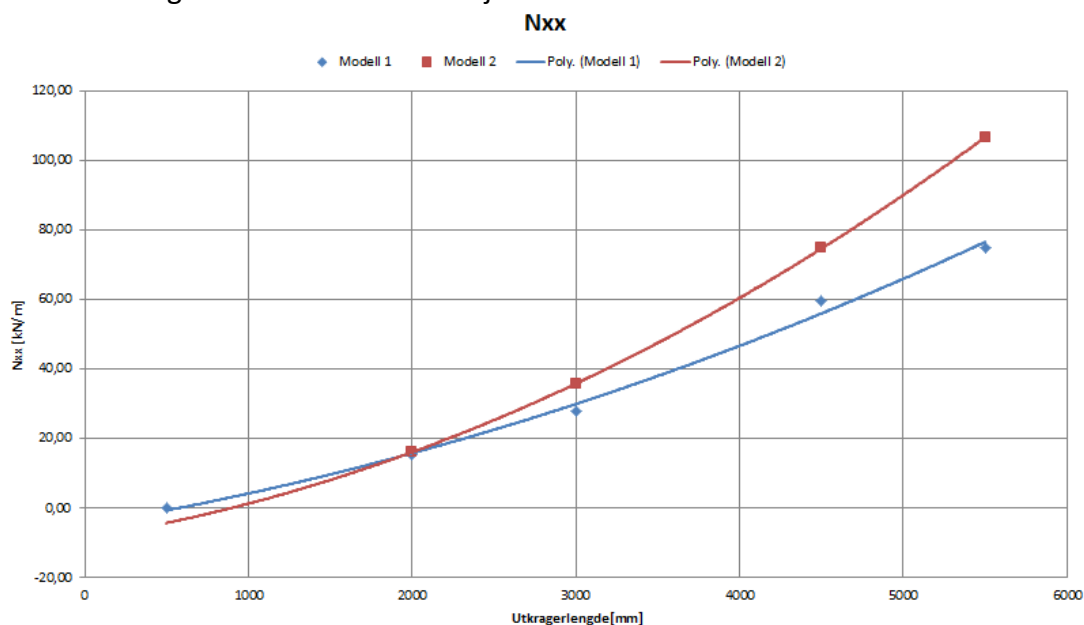


Fig. 7.22 Den overliggende etasjens innvirkning på maksimalt opptredende strekkekrefter N_{xx} for 3s 78 DL.

For krefter i xy-planet, presentert ved figur 7.23, er effekten av den overliggende etasjen relativt liten.

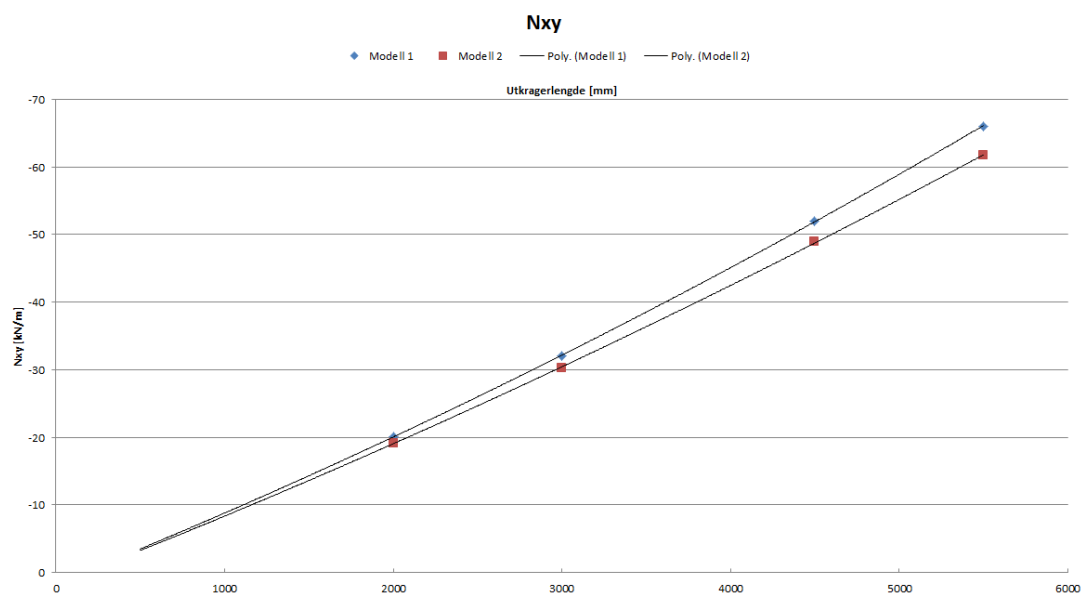


Fig. 7.23 Trykkrefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. Element 5s 140 DL.

Ingen av resultatene er overgård dimensjonerende spenninger. Øvrige resultater for grunnmodellen og tre-etasjersmodellen, med hensyn på trykk- og strekkekrefter, finnes i vedlegg A.2, A.3 og A.4.

7.3.1 Betydning av utsparinger i skiva

Hulltakingen i skiva, har som for deformasjoner, en viss innvirkning på kreftene i skiva. På lik linje med deformasjonsfiguren fig. 7.8, er det en tydelig tendens at vinduets høyde har en stor innvirkning på opptredende skjærkrefter i skiveplanet, figur 7.24. Kurvetilpassningen for et polynom i Excel gir en "slynge" i intervallet $0 \leq x \leq 1000$ mm og er ikke representativ for dette intervallet.

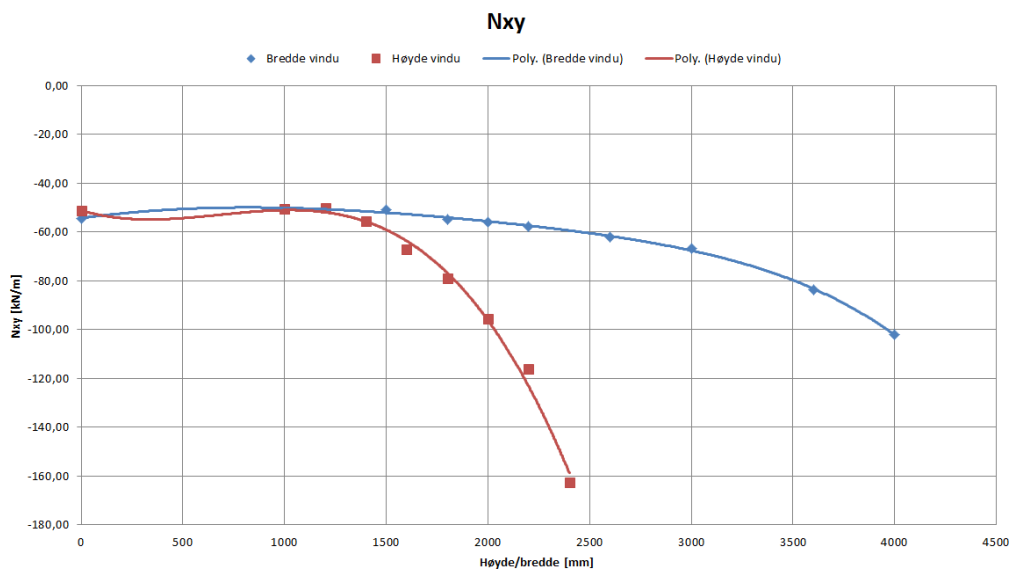


Fig. 7.24 Endring i skjærkrefter i skiveplanet xy-planet for endring av høyde eller bredde på åpning.

Likevel vil spenningene i limfugene ikke overskride det dimensjonerende kravet til produsenten. I det mest ekstreme tilfellet som har blitt undersøkt for 5s 125-elementet er utnyttelsesgraden kun på 56,5 %.

Trykkrefter, N_{yy} , som opptrer i fasaden i den globale vertikale retningen påvirkes i svært liten grad av endring av utsparinger (vedlegg A.4.), da det kun er små variasjoner i verdiene. Det er merkbare endringer i trykkrefter N_{yy} lokalt i skiva, uten at disse kreftene har noen dimensjonerende eller kapasitetskritiske innvirkninger.

For N_{xx} er det større endringer i kreftene som oppstår. Høyden på åpningen er, som for deformasjon, en viktig parameter i forhold til opptredende krefter i elementet (fig. 7.25). Her gir også kurvetilpassningen i Excel en "slynge" som ikke er representativ for $0 \leq x \leq 1000$ mm.

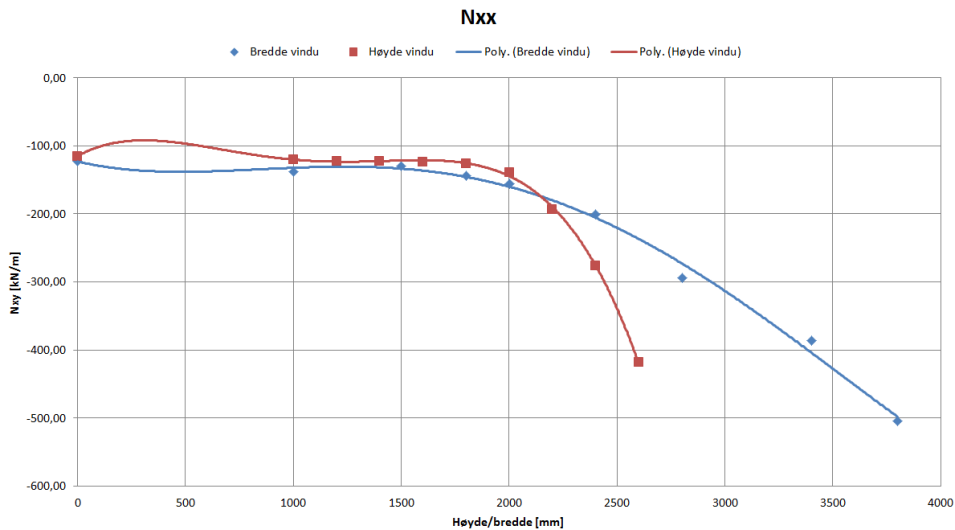


Fig. 7.25 Endring i trykkrefter i lokal x-retning for endring av høyde eller bredde på åpning.

De største trykk- og strekkreftene opptrer rundt åpningens rand – slik som figur 7.26 illustrerer. På grunn av deformasjonen som oppstår som følge av de påførte lastene, opptrer trykkspenningene i åpningens nedre høyre kant (-754,52) og i åpningens venstre øvre kant.

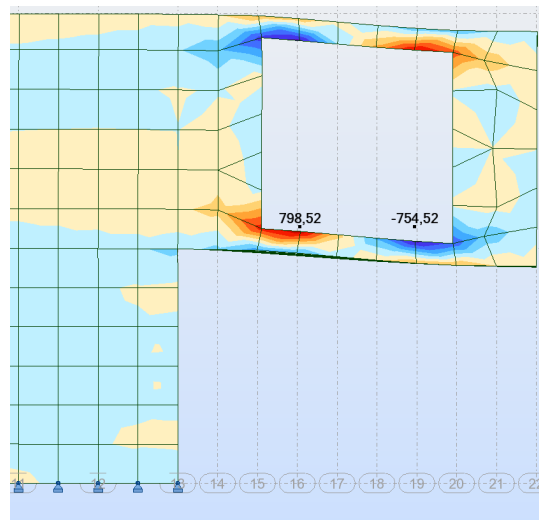


Fig. 7.26 Krefter i N_{xx} rundt åpning, illustrert i med $l = b = 2\ 400$ mm deformasjonsfigur.

Figur 7.27 viser resultatene for åpning $h = b = 2400$ mm. Ved disse målene er det ikke bare deformasjonen som overgår kravene (a), men også strekkspenningene i lamellenes horisontalretning overskrider maksimalt tillatte verdier (b).

Deformasjoner (a)							Skjær							
Filnavn	Lengde	Åpningsreal	Def. Skive	Def. Ende	Skive	Ende	Største spenning	Spenning i limfuge (2.4)		Spenning i lamell (2.5)				
	[mm]	[m ²]	[mm]	[mm]	l/X	l/x	$n_{xy,d}$ [kN/m]	[N/mm]		σ_{xx}	σ_{yy}			
2400	4500	5,76	-23,56	-24,62	191,00	182,78	-149,04	37,26		2,61 MPa	2,19 MPa			
Trykk			Trykk mot dekke				Membrankrefter		Strekk (b)					
Membrankrefter	$\sigma_{c,0,d,x}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{c,0,d,y}$	$N_{yy,c,MAX}$	$\gamma=1.25$	Membrankrefter	$\sigma_{t,0,d,x}$	$f_{t,0,d}$	$\sigma_{t,0,d,y}$					
$N_{xx,c}$	$N_{yy,c}$	[N/mm ² /m]		$\sigma_{c,dekke}$	$N_{xx,t}$	$N_{yy,t}$	[N/mm ² /m]							
-754,52	-338,13	-13,24	19,20	19,20	-4,97	X	-272,55	4,01	798,52	248,97	14,01	13,20	13,20	3,66

Fig. 7.27 Resultater for åpning $h = b = 2400$ mm.

Øvrige resultater for de forskjellige åpningstypene, med hensyn på trykk- og strekkrefter, finnes i vedlegg A.4.

7.3.2 Betydning av lavere skive

Resultatene i figur 7.28 viser at kreftene som oppstår i skiva med $h = 2500$ mm kun har små endringer i sammenlikning med grunmodellen (uthevet). Med dette vil mindre reduksjon i skivas høyde ikke nødvendigvis gi store utslag i kapasiteten for de analyserte utkragerlengdene.

Filnavn	Lengde [mm]	Skjær					
		Største spenning			Spenning i limfuge (2.4) [N/mm]	Spenning i lamell (2.5)	
		$n_{xy,d}$ [kN/M]				$\sigma_{c,90,d}$	σ_{yy}
01_09	4500	-54,29			13,57	0,95 MPa	0,80 MPa
01_09 LOW	4500	-59,08			14,77	1,04 MPa	0,87 MPa

Trykk						Strekk					
Membrankrefter		$\sigma_{c,0,d,x}$ (2.8a)	$f_{c,0,d}$ (2.7)		$\sigma_{c,0,d,y}$ (2.8b)	Membrankrefter		$\sigma_{t,0,d,x}$ (2.8a)	$f_{c,0,d}$ (2.6)		$\sigma_{t,0,d,y}$ (2.8b)
$N_{xx,c}$	$N_{yy,c}$		[N/mm ² /m]			$N_{xx,t}$	$N_{yy,t}$		[N/mm ² /m]		
-115,01	-259,41	-2,02	19,20	19,20	-3,81	78,20	48,43	1,37	13,20	13,20	0,71
-112,24	-266,48	-1,97	19,20	19,20	-3,92	97,54	49,63	1,71	13,20	13,20	0,73

Fig. 7.28 Resultatsammenlikning for $h = 2950$ mm (blå) og $h = 2500$ mm.

Konklusjon

8 Konklusjon

1. Hvor langt er det mulig å krage ut en etasje i massivtre?

En etasje i massivtre har vist seg å kunne krage ut svært langt. Det er teoretisk mulig å oppnå en maksimal utkraging på nærmere 16 500 mm med hensyn til deformasjon. Dette forutsetter en åpningsfri etasje og at kontaktrykkmotstanden i kritisk punkt er større eller lik maksimalt tillatte aksialtrykk for lamellene i elementet – slik at trykkreftene i skiva blir dimensjonerende. Den praktiske utkragerlengden for denne casen er 4500 mm og 5500 mm for henholdsvis et fem- og sjulagselement. Under forutsetningene at sammenføringer utføres tre-mot-tre med dekket mellom etasjeskivene, som også blir dimensjonerende for lengden. Dette er åpenbart avhengig av åpninger og valg av tverrsnitt.

2. Hvilken betydning har valg av elementtype for utkragerlengden?

Utover skiveskjærstyrkens betydning for å motstå deformasjoner i skiveplanet, viser resultatene at tverrsnittsarealet av vertikale lameller i skvia er svært viktig for å redusere trykkspenningene mot dekket. Lamellstrukturen og sammensetningen av sjiktene i elementene har vist seg å være viktig for prestasjonene til elementene. Ved å velge 5s 125 DL fremfor 5s 140 DL vil man kunne doble utkragerlengden selv med redusert tverrsnittstykkelse, fordi sjiktsammensetningen i 5s 125-elementet gir tilstrekkelig areal mot dekket.

3. Hvordan påvirker hulltaking muligheten for utkraging?

Det skal ganske små endringer til ved plassering av åpning, før det gir utslag på etasjens deformasjon. Ved å ta hull lengst mulig ut i utkrageren vil det være minst endring av deformasjon. Åpninger 500 mm ut i utkrageren fra fasaden, gir størst deformasjon og bør derfor unngås. Hulltaking bør skje enten i områder hvor skiven er opplagt, eller lengst mulig ut i utkrageren. Her vil følgelig også vinduets størrelse spille inn, da endring i vinduets høyde har vist å gi større deformasjoner enn økning av åpningsbredde. Resultatene viser at det er kun ved plassering av åpning i overgangen mellom fasade og utkrageren at det er nødvendig å redusere utkragerlengden.

4. Hvilken faktor/parameter er begrensende for utkragerlengden?

Den største og viktigste begrensningen for utkragerlengden er kontaktrykket som oppstår i punktet der skiven begynner å krage ut. Ved å få ned trykkspenningene mot dekket eller endre sammenføringsmetode, vil man ikke ha problemer med å krage ut etasjen enda lenger.

8.1 Oppsummering

Det er liten tvil om at massivtreelementer har et stort styrkepotensial i forbindelse med bruk i utkragede etasjer. Resultatene viser en relativt lav utnyttelse av de kontrollerte parameterne av elementenes kapasitet. Like vel kommer det klart frem at sammensetningen av elementet er svært viktig med tanke på brukbarhet. Viktigheten av å ha tilstrekkelig tverrsnittsareal i over- og underkant av åpninger er viktige med hensyn til deformasjon. Her er det lett å trekke linjer til trykk- og strekkarmering i rektangulære betongtverrsnitt.

Resultatene viser også at trykket mot dekket er den faktoren som påvirker utkragerlengden i størst grad (fig. 8.1). Nøkkelen for å kunne strekke utkragingen lengre enn det analysene i studien oppnår, ligger i å få redusert trykkspenningene tvers av dekkets fiberretning. Ettersom modellene er bygget med massive dekker i tak og gulv, vil man med fordel kunne erstatte disse med f.eks. hulldekker av tre for å redusere egenvekten. Dog vil dette kunne gi problemer med oppløft på grunn av manglende vekt. Dette vil gi et noe lavere trykk i overgangen mellom skive og dekke. Ut i fra resultatene vil dette kunne gi et ekstra bidrag til økt utragerlengde.

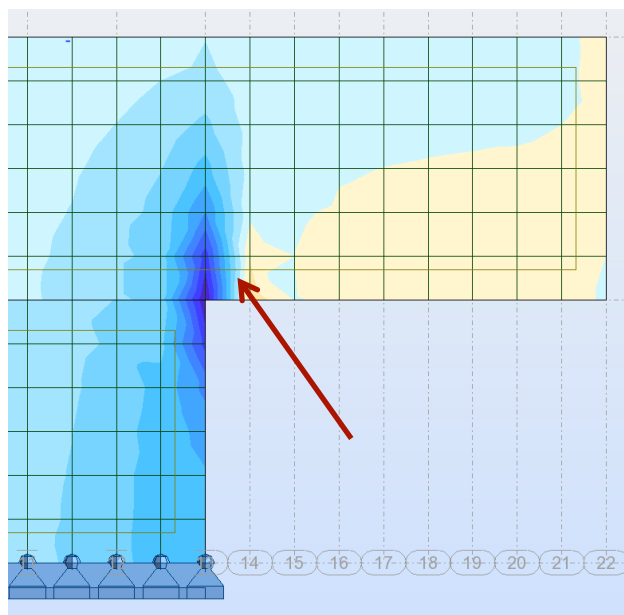


Fig. 8.1 Første kritiske punkt som må forseres for å øke utkragerlengde.

Ved å legge inn stål i områder hvor det er store trykkspenninger, vil dette kunne være med på å øke kapasiteten til trykk tvers av fiberretningen på dekket. Stålet vil da kunne fordele kreftene utover et større areal, slik at trykkspenningene som oppstår tvers av fiberretningen reduseres. Dog kreves dette nøye detaljprosjektering for å unngå kuldebroer. Unngår man å legge dekket mellom etasjeskivene og heller montere de *mellom* utkragerskivene, iht. kap. 2.2.3 og fig. 7.19, ved hjelp av stålbraketter (fig. 8.2), vil det være mulig å føre trykkreftene ned i fundament via de stående lamellene (aksiellretning) i den underliggende skiva. De stående lamellene har en mye høyere trykkfasthet enn vinkelrett på fiberretningen på dekkets yttersjikt. I tillegg vil det være mulig for store membrankrefter å bli overført fra plate til skive.

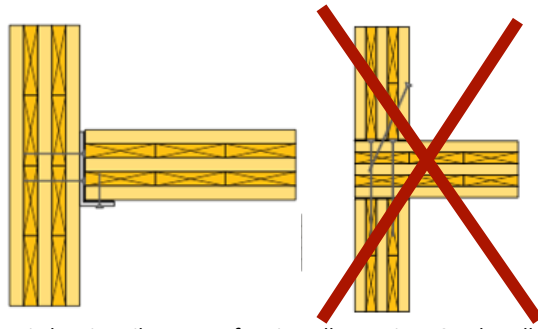


Fig. 8.2 Vertikalsnitt av alternativ løsning til sammenføring. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013).

En annen faktor som har vist seg å kunne begrense *bredden* på utkrageren, er dekkenes lokale nedbøyning. Ettersom dekket har vært hovedfokuset for denne studien, har grunnlaget for blitt hentet fra tabell produsert av SINTEF Byggforsk (SINTEF Byggforsk 2009). Ved å optimalisere dekkenes bøyemotstand og egenvekt, har skjærskivene mer enn nok kapasitet til å øke den nåværende akseavstanden på 6 meter.

8.2 Resultatene betydning for eksempelbygget

Resultatene viser at det gitte eksempelbygget fra AHO er realiserbart (kapittel 4 og vedlegg C.1), under forutsetning at sammenføyningene tåler de gitte påkjenningene. Faktisk kan dette bygget utvikles enda et skritt videre hva angår åpninger og ikke minst utkragerlengde. Dette forutsatt at man tar hensyn til plassering og størrelser på åpninger slik at disse unngås plassert i ugunstige områder, som i overgang mellom utkrager og fasade.

Resultatene viser samtidig at arkitektene har relativt store muligheter til å eksperimentere med både med åpningshøyder og bredder i skiva med hensyn til vindusflater, samt flere variasjonsmuligheter i enden av utkrageren.

Det kan hende at flere etasjer gir større behov for økt tverrsnittsareal i vertikalretning når utkragerne stables opp på hverandre, som følge av økte vertikallaster. I så fall vil et syv-sjiktselement kunne nyttes i de lavere etasjene pga. sin kapasitet i aksiell retning, for så å gå ned på tverrsnittet i de høyere etasjene. Her vil også sammenføyningsmetode spille en vesentlig rolle for å øke trykkspenningskapasiteten på undersiden av utkrageren.

Om resultatene av åpningens størrelse og plassering forutsettes lik for alle elementene, vil figur 8.3 være rettleidende for **maksimalt forventet** utkragerlengde - ved prosjektering av utkragede etasjer med de forskjellige skivetverrsnittene. Figuren tar utgangspunkt at det benyttes samme dekketykkelser for samtlige skiver og at åpninger ikke plasseres i det mest kritiske området – altså i overgangen mellom utkraget del og fasade.

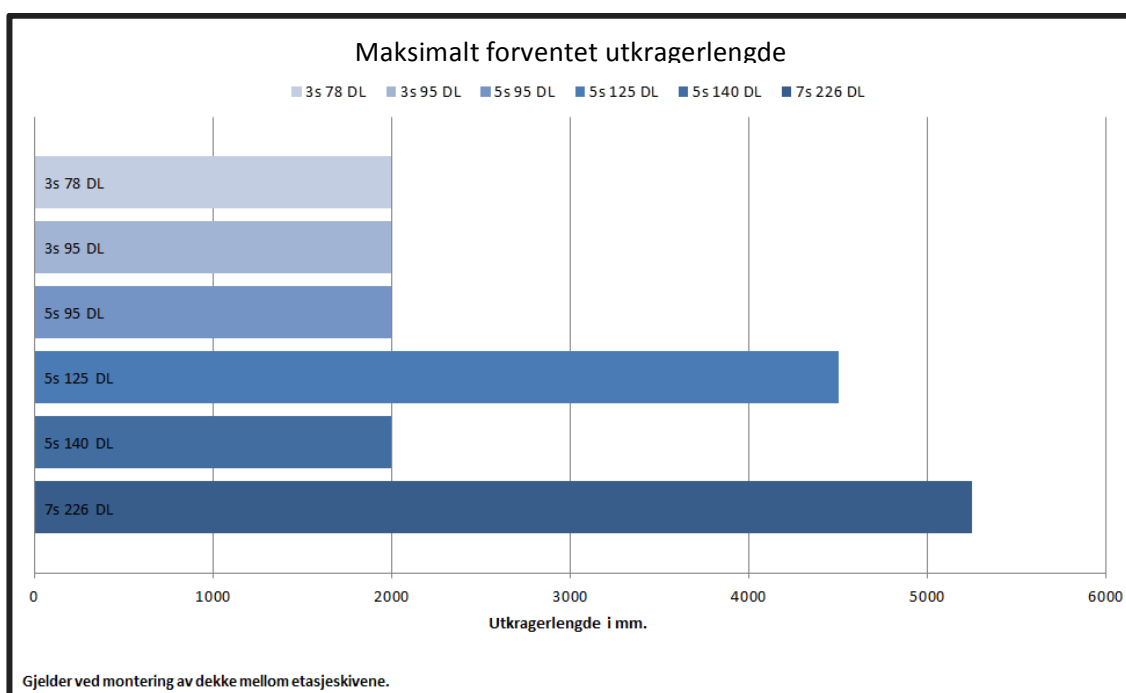


Fig. 8.3 Utgangspunkt for utkragerlengde pr. elementtype.

Ved å supplere figur 8.3 med tabell 8.1 kan man vurdere skivelementtykkelsen for de forskjellige etasjene. Ettersom spenningene i vertikalretningen vil øke nedover i etasjene, vil det trolig ikke være nødvendig å benytte de groveste elementene i de øvre etasjene for mindre utkragerlengder.

Tabell 8.1 Kontaktrykk for tett skive.

MODELL 1							
Utkragerlengde	3s 78 DL	3s 95 DL	5s 95 DL	5s 125 DL	5s 125 DL LOW	5s 140 DL	7s 226 DL
2 000 mm	3,31 MPa	4,07 MPa	2,93 MPa	1,66 MPa		3,21 MPa	1,11 MPa
3 000 mm	5,01 MPa	6,12 MPa	4,41 MPa	2,49 MPa		4,77 MPa	2,15 MPa
4 500 mm	7,93 MPa	9,64 MPa	6,96 MPa	3,97 MPa	4,14 MPa	7,45 MPa	3,46 MPa
5 000 mm				4,46 MPa			3,94 MPa
5 500 mm	10,06 MPa	12,22 MPa	8,83 MPa	5,00 MPa		9,41 MPa	4,44 MPa

Arkitekturstudentene ved AHO har brukt resultatene fra denne studien til å videreutvikle eksempelbygget videre. Figur 8.4 er et eksempel på hvilke arkitektoniske uttrykk som kan være med på å gjøre massivtrebygg mer spennende. Illustrasjonene viser varierende utkragerlengder opp til 4.5 meter, med forskjellige former for åpninger både i skive og i front av utkrager.



Fig. 8.4 Eksempel på morgendagens massivtrebygg? Illustrasjon: AHO.

8.3 Validering av metode og resultat

Underveis i arbeidet har det dukket opp spørsmål omkring faktorer som kan påvirke resultatet.

1. FE-meshets størrelse.

Et finere mesh ville trolig gitt et mer nøyaktig resultat. Ettersom tid var en viktig parameter ble 500 x 500 mm valgt, da finere nett enn dette sørget for at analysene tok betraktelig lengre tid.

2. Manglende komfortkrav til skivens deformasjon og eventuelle svingninger.

Skulle det vise seg at skiva begynner å svinge som følge av gange/normal bruk, vil dette være begrensende for maksimal utkraging slik som for dekker. Dynamiske laster er som kjent ikke tatt i hensyn, men er helt klart noe som kan være avgjørende for utkragerlengden.

3. Dekkene kunne vært mer optimalisert mht. vekt/styrkeforhold.

Ved å optimalisere dekkene med hensyn på vekt og styrke, vil det være mulig å få ned egenlastene med mindre deformasjoner som resultat. I så fall vil akseavstanden eller utkragerlengden trolig kunne økes.

4. Forbinderenes kapasitet mot brudd og deformasjon i sammenføyninger.

For sammenføyninger vil det trolig oppstå glidninger som bidrar til noe større deformasjon. Ved flere stående element i skiva, fremfor ett helt element, vil trolig deformasjonen øke drastisk.

5. Metode.

Metoden som er benyttet gir et godt datagrunnlag for det aktuelle utkragingsområdet. Ved å ta utgangspunkt i en case fra AHO får problemstillingene også arkitektonisk påfyll og tyngde. Metoden er på langt nær feilfri, og det er noen elementer som kunne vært gjort annerledes. Blant annet burde grunnmodellen vært testet for enda større utkragingslengder, ettersom kapasiteten til selve etasjen overgikk forventningene. Da ville resultatene trolig blitt noe mer nøyaktige for lengder utover 5500 mm. Effektene av flere utkragede etasjer stablet opp på hver andre burde trolig også vært undersøkt nærmere for å undersøke systemeffektene av disse etasjene, men dette ville tatt mer tid enn det som var avsatt. Dette ville trolig gi andre resultater enn det som fremgår av modellen med tre etasjer. Om man ikke hadde tatt utgangspunkt i tre-mot-tre-sammenføyninger, men heller optimaliserte kapasiteten til trykkspenninger i forkant – ville en også kunne sett mer ekstreme lengder.

6. Påførte laster.

Eksempelvis er det ikke påført egenlast for vindusglass. Dette vil kunne påføre konstruksjonen økte deformasjoner i forhold til opplyste resultat. Disse lastene ble utelatt ettersom det ville ta ekstra lang tid å legge dette inn for samtlige modeller. I tillegg studeres potensialet for utkraging på et overordnet nivå, slik at disse lastene kan tilføres og studeres ved mer detaljerte studier, da disse lastene varierer med type løsning. Det er ikke lagt til fonnelast på utkrager som har overliggende etasjer. Dette ble utelatt for å holde antall

variabler så lavt som mulig for å kunne sammenlikne resultater i to forskjellige tilfeller. For resultatene kan dette bety at utkraging i lavere etasjer blir kortere.

7. Modeller.

Det burde vært gjort flere analyser vedrørende vindusplasseringer i intervallet $11\,000\text{ mm} < x < 12\,500\text{ mm}$ for å få et bedre grunnlag for det mest kritiske området for plassering av åpninger. Samtidig burde det nok også vært utført analyser for varierende åpningshøyder for flere plasseringer enn bare midt i selve utkrageren. Dette ville gitt et bedre bilde av betydningen av åpningens plassering og størrelse.

8.4 Videre arbeider

Kort oppsummert er det sammenføyningen i overgangen mellom fasade og utkrager som er den begrensede faktoren for utkragerlengden, slik det fremgår av diskusjonen i kapittel 8.1. I kapittel 8.3 tas det opp flere faktorer som kan innvirke på resultatenes nøyaktighet i denne studien. Med grunnlag i disse kapitlene foreslås følgende tema for videre studier.

- **Detaljstudie** av kritisk punkt i fasaden med hensyn til trykkspenninger.
 - Hvordan øke kapasiteten til dekket?
 - Andre sammenføyningsmetoder?
- Vibrasjon i lange utkragede skiver med redusert tverrsnittsareal som følge av åpninger.
 - Definere eventuelle komfortkrav på lik linje som for dekker.
 - Effekter dynamiske laster som jordskjelv og vind.
- **Detaljstudie** av åpninger i kritisk område.
 - Endret åpningstørrelse i kritisk område i skive.
 - Systemer/mønster av åpninger i skive.
- Lettere konstruksjon.
 - Høyere styrke/vektforhold i dekke, og dets prestasjoner opp mot massive dekker.
 - Dynamiske lasters betydning for den lette konstruksjonen.
- Systemer av utkragere i flere etasjer.
 - Betydning for trykkspenninger i kritiske punkter og utkragerlengde.
 - Stabilitet og effekter av dynamiske laster og naturlaster.

Litteraturliste

- AHO. (2015). Tilgjengelig fra: <http://www.aho.no> (lest 12.05.2015).
- ArchDaily. (2015). *WoodTek HQ/Origin*. Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/585477/woodtek-hq-origin/> (lest 05.05.2015).
- ArchDaily.com. (2012). *Northface House / Element Arkitekter AS*. Tilgjengelig fra: <http://www.archdaily.com/227691/northface-house-element-arkitekter-as/> (lest 04.03.2015).
- Bogensperger, T., Moosbrugger, T. & Silly, G. (2010). *Verification of CLT-plates under loads in plane*. World conference on timber engineering 2010, s. 10.
- Bryan, K. (2012). Tall Wood Takes a Stand. *Architectural Record* (Desember 2012): 8.
- Byggeindustrien. (2015). *Ulmåg skole*: bygg.no. Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/article/1228229> (lest 04.05.2005).
- Direktoratet for byggkvalitet. (2011). *Veiledning om tekniske krav til byggverk*. §13-12. Lys, 218. <http://www.dibk.no>. 291 s.
- Flaig, M. & Blaß, H. J. (2013). Shear strength and shear stiffness of CLT-beams loaded in plane.: Karlsruhe Institute of Technology, Germany. 14 s.
- FPIInnovations. (2013). *CLT-handbook*. US edition utg. 572 s.
- Garathun, M. G. (2014). *Byggingen av verdens høyeste trehus er i gang*. tu.no/bygg. Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/bygg/2014/10/08/byggingen-av-verdens-hoyeste-trehus-er-i-gang> (lest 01.05.2015).
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mechanics of Materials*. 8 th. utg.: Pearson. 866 s.
- Homb, A. (2007). Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere, 8: SINTEF Byggforsk. 27 s.
- Homb, A. (2008). Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre, 24. 61 s.
- Joelson, T. (2013). *Pentagon II*. bygg.no. Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/article/111826> (lest 04.05.2015).
- KLH Massivholz GmbH. (2012). *Cross-Laminated Timber*. 1/2012 utg.: KLH Massivholz GmbH. 18 s.
- KLH Massivholz GmbH. (2013). *The new ETA-06/0138 for KLH Solid wood slabs. Approval and comment*.: KLH Massivholz GmbH. 112 s.
- Lowenstein, O. (2008). Towering timber. *Architects journal* (08.05.2008).
- Martinsons. (2006). *Massivträ. Handboken 2006*. 149 s.
- Mohammad, M., Douglas, B., Rammer, D. & Pryor, S. E. (2013). Chapter 5; Connections. I: Karacabeyli, E. & Douglas, B. (red.) *CLT-Handbook*, s. 45. USA: FPIInnovations.
- Moosbrugger, T., Guggenberger, W. & Bogensperger, T. (2006). *Cross-Laminated Timber Wall Segment under homogeneous Shear - with and without Openings*.: Graz University of Technology, Austria. 10 s.
- Mørch, L. C. (2014). *FEM-modellering av et fleretasjes trehus med henblikk på optimalisering av forbindelser mellom massivtreelementer*. Hovedoppgave. Ås: Norges Miljø- og biovitenskapelige Universitet, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 145 s.
- Nygård, A., Bovim, N. I. & Björnfort, A. (2014). Solid timber shear panels - A parametric study of geometries and material properties. 6.
- Schrøder, A. (2013). *Styrke og stivhet for skrueforbindelser i massivtre*. Hovedoppgave. Ås: Universitetet for miljø- og biovitenskap, Institutt for matematiske realfag og teknologi. 59 s.
- SINTEF Byggforsk. (2009). *Etasjeskillere i massivtre*, 522.891: SINTEF Byggforsk. 8 s.

- SINTEF Byggforsk. (2010). *Trehus*. 9 utg.: Sintef Byggforsk. 333 s.
- SINTEF Byggforsk. (2013). *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, 471.031: SINTEF Byggforsk og Norsk Treteknisk Institutt. 8 s.
- Stürzenbecher, R., Hofstetter, K. & Eberhardsteiner, J. (2010). Structural design of Cross Laminated Timber (CLT) by advanced plate theories. *Composites Science and Technology* (70): 12.
- Treteknisk. (2006a). Hefte 1, Generelt. I: *Bygge med massivtreelementer*, s. 28: Treteknisk institutt.
- Treteknisk. (2006b). Hefte 3, Dimensjonering. I: *Bygge med massivtreelementer*, s. 32: Treteknisk institutt.
- Wallner-Novak, M., Koppelhuber, J. & Pock, K. (2014). *Cross-Laminated Timber Structural Design - Basic design and engineering principles according to Eurocode*. Austria, p. (red.). 1: proHolz Austria. 189 s.
- Aarstad, J. & Bunkholt, A. (2008). Massivtre. *FOKUS på tre* (20): 8.

Figurliste

Fig. 1.1 VS: "Northface" i Stavanger av Element arkitekter. (Foto: Element Arkitekter AS). HS: WoodTek HQ, Taichung City, Taiwan. (Foto: Figure x Lee Kou-Min Studio (ArchDaily 2015))	2
Fig. 2.1 Typisk oppbygning av massivtreelement. Illustrasjon: (Nygård et al. 2014)	5
Fig. 2.2 Tyngdepunktakse gjennom ett parallelt oppbygd massivtreelement. Foto: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	6
Fig. 2.3 Rulleskjærdeformasjon i 5-lagsselement. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	7
Fig. 2.4 Brudd i lamell som følge av at rulleskjærfastheten (G_R) er overskredet. Illustrasjon: (Wallner-Novak et al. 2014)	7
Fig. 2.5 Skjærpåvirkninger på massivtreelement. Illustrasjon: (Moosbrugger et al. 2006)	8
Fig. 2.6 (a) Vertikal- og (b) horisontalsnitt av vegg-mot-dekke-forbindelse. Illustrasjon: (Mørch 2014)	9
Fig. 2.7 Innslisset plate. Denne kan være av tre, trebaserte produkter eller av stål. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	10
Fig. 2.8 Én- og tosidige overflateskjøter. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	10
Fig. 2.9 Overlappende skjøter. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	10
Fig. 2.10 Sammenføyning av vegger i utkragede bygningsdeler, der de gule skivene krager ut. Illustrasjon: (KLH Massivholz GmbH 2013)	11
Fig. 2.11 Sammenføyning mellom gulv og veggelementer med selvboerende skruer. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	11
Fig. 2.12 Prinsippssnitt for innfestning av dekkelement i mellom veggskiver med brakett. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPInnovations 2013)	12
Fig. 2.13 Karakteristisk skjærstyrker i planet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013)	13
Fig. 2.14 Verifikasjon av skjærstrøm i planet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013)	14
Fig. 2.15 Karakteristiske verdier for $f_{v,k}$ fordelt på lamelltykkelser. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013)	14
Fig. 2.16 Verifikasjon av skjærspenninger i plateplanet. Utsnitt: (KLH Massivholz GmbH 2013)	15
Fig. 2.17 Systemfaktor k_{sys} for forskjellige sammensetninger av elementer. Utklipp: (KLH Massivholz GmbH 2013)	16
Fig. 2.18 (a) Geometri med hensyn til opplegg og (b) effektiv bredde for kontaktflate. Illustrasjoner: (KLH Massivholz GmbH 2013)	17
Fig. 2.19 Deformasjon av fritt opplagt dekke	18
Fig. 2.20 Deformasjon av innspent utkrager	18
Fig. 2.21 Prinsipp for dimensjonering av dekke for å unngå uakseptable svingninger. Kilde: Trehus, SINTEF Byggforsk	19
Fig. 2.22 Spennviddetabell 42 for etasjeskiller av massivtre. Kilde: Byggforskserien 522.891, SINTEF Byggforsk	19
Fig. 4.1 Illustrasjon og prinsippsskisse av arkitektonisk problemstilling. Se vedlegg C.1	25
Fig. 4.2 Valgt konstruksjonsløsning mellom boenheter. Dette gir også mulighet for modulbasert modell. Se vedlegg C.1	25
Fig. 4.3 Typisk møblering av etasjer uten utkrager. Utkrager foreslått med stiplede linjer. Se vedlegg C.1	26
Fig. 5.1 Stivhetsmatrise for ortotropisk materiale i RSA	29
Fig. 5.2 Stivhetsmatrise for KLH 5s 95 DQ –element. Utklipp: KLHdesigner KLH	29
Fig. 5.3 Innfylling av stivhetsmatrise for ortotropiske materialer i RSA fra KLHdesigner	30
Fig. 5.4 (v.s.) Aksial deformasjon (ϵ) ved verifisering av E-modul. (h.s.) Modellskisse for verifikasjon av E-modul i Robot	31
Fig. 5.5 Element med høyest stivhet i global y-retning (venstre). Element med høyest stivhet i global x-retning (høyre)	32
Fig. 5.6 Global- (blå bakgrunn) og lokal retningsdefinisjon KLHdesigner. Illustrasjon: KLHDesigner, KLH	33
Fig. 6.1 Prinsippsskisse grunnmodell	34
Fig. 6.2 Prinsippsskisse modell 2	35
Fig. 6.3 Prinsippsskisse for analyse av åpningsplasseringens betydning	36
Fig. 6.4 Prinsippsskisse for analyse av åpningshøydens betydning	36
Fig. 6.5 Prinsippsskisse for analyse av endring av $h = b$	37
Fig. 6.6 Prinsippsskisse for modell 4, der åpningsarealet underøkes	37
Fig. 6.7 Prinsippsskisse for modell 5, der mulighetene for åpning i enden undersøkes	38
Fig. 6.8 Prinsippsskisse for balkong-modellen	39
Fig. 6.9 Prinsippsskisse for åpning i front. Kombinert med utsparinger i skiva	39
Fig. 6.10 Prinsippsskisse for grunnmodell med lavere etasjehøyde	40
Fig. 6.11 Spennviddetabell tab. 42 fra BKS 522.891. Kilde: Byggforskserien 522.891, (SINTEF Byggforsk 2009)	41
Fig. 7.1 Deformasjon med hensyn på utkragerlengde for hvert av de fem elementtykkelsene for modell 1	46
Fig. 7.2 Opptredende deformasjon sammenliknet med deformasjonskravet $d = l/200$	47
Fig. 7.3 Sammenlikning av deformasjon for skive av 3s 78 DL i modell 1 og 2	48
Fig. 7.4 Tenderende deformasjonsforløp av 5s 125 DL sammenliknet med nedbøyningskravet for utkrager, med tilhørende andre ordens polynom	48
Fig. 7.5 Deformasjonsforløp som følge av endret plassering av utsparing i skiven. For resultater til høyre for rød strek, har første del av åpningen passert fasaden	49
Fig. 7.6 Deformasjonsforløp som følge av variasjon av åpningshøyde	49
Fig. 7.7 Deformasjonsforløp som følge av variasjon av åpningsbredde	50

Fig. 7.8 Sammenlikning av deformasjon mht. endring av høyde og bredde for en åpning.	50
Fig. 7.9 Deformasjonsforløp som følge av samtidig endring av bredde og høyde.	51
Fig. 7.10 Deformasjonsforløp som følge av åpningens totale areal.	51
Fig. 7.11 Dekkedeformasjon som følge av hulltaking i enden.	52
Fig. 7.12 Effekt på deformasjon ved påmontert rekkverk.	52
Fig. 7.13 Plassering og størrelse på åpning kombinert med åpen front.	53
Fig. 7.14 Sammenlikning av resultater for lavere skive.	53
Fig. 7.15 Spenningskonsentrasjoner i skivene. Spenningene opptrer i overgangen mellom fasade og utkraget del.	54
Fig. 7.16 Sammenføyningsmetode som er lagt til grunn for beregningene.	54
Fig. 7.17 Grafisk fremstilling av tabell 7.2. Stiplede linjer indikerer resultat for modell 2.	55
Fig. 7.18 Forskjell i trykk mot dekke for lavere etasjehøyde. Blå linje for $h = 2950$ mm.	55
Fig. 7.19 Prinsipp for sammenføring som gir økt trykkmotstand.	56
Fig. 7.20 Resultat av 10 meter utkraging 5s 125 DL.	58
Fig. 7.21 Den overliggende etasjens innvirkning på maksimalt opptredende trykkrefter i Nyy for 3s 78 DL.	58
Fig. 7.22 Den overliggende etasjens innvirkning på maksimalt opptredende strekkrefter Nxx for 3s 78 DL.	59
Fig. 7.23 Trykkrefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. Element 5s 140 DL.	59
Fig. 7.24 Endring i skjærkrefter i skiveplanet xy-planet for endring av høyde eller bredde på åpning.	60
Fig. 7.25 Endring i trykkrefter i lokal x-retning for endring av høyde eller bredde på åpning.	61
Fig. 7.26 Krefter i Nxx rundt åpning, illustrert i med $l = b = 2400$ mm deformasjonsfigur.	61
Fig. 7.27 Resultater for åpning $h = b = 2400$ mm.	61
Fig. 7.28 Resultatsammenlikning for $h = 2950$ mm (blå) og $h = 2500$ mm.	62
Fig. 8.1 Første kritiske punkt som må forseres for å øke utkragerlengde.	64
Fig. 8.2 Vertikalsnitt av alternativ løsning til sammenføring. Illustrasjon: CLT-handbook, (FPIInnovations 2013).	65
Fig. 8.3 Utgangspunkt for utkragerlengde pr. elementtype.	66
Fig. 8.4 Eksempel på morgendagens massivtrebygg? Illustrasjon: AHO.	67
Fig. 8.5 Deformasjonsforløp 3s 78 DL.	2
Fig. 8.6 Deformasjonsforløp 3s 95 DL.	2
Fig. 8.7 Deformasjonsforløp 5s 95 DL.	3
Fig. 8.8 Deformasjonsforløp 5s. 125 DL.	3
Fig. 8.9 Deformasjonsforløp 5s 140 DL.	4
Fig. 8.10 Deformasjonsforløp 7s 226 DL.	4
Fig. 8.11 Krefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.	5
Fig. 8.12 Trykkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.	5
Fig. 8.13 Trykkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.	6
Fig. 8.14 Strekkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.	6
Fig. 8.15 Strekkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.	7
Fig. 8.16 Trykkrefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.	7
Fig. 8.17 Trykkrefter i x-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.	8
Fig. 8.18 Trykkrefter i y-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.	8
Fig. 8.19 Strekkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.	9
Fig. 8.20 Strekkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.	9
Fig. 8.21 Endring i skjærkrefter i skiveplanet xy-planet for endring av høyde eller bredde på åpning.	13
Fig. 8.22 Endring i strekkrefter i lokal x-retning (horizontalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.	13
Fig. 8.23 Endring i trykkrefter i lokal y-retning (vertikalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.	14
Fig. 8.24 Endring i trykkrefter i lokal x-retning (vertikalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.	14
Fig. 8.25 Krefter i xy-planet for åpning $h = b$	15
Fig. 8.26 Krefter i lokal x-retning for åpning $h = b$	15
Fig. 8.27 Krefter i lokal y-retning for åpning $h = b$	16
Fig. 8.28 Grafisk fremstilling av tabell 7.2. Stiplede mørke linjer indikerer resultat for modell 2.	17

Tabelliste

Tabell 2.1 Maksimal tillatt nedbøyning for utkragede skiver/bjelker (over) og for frittstående dekker (nede).	18
Tabell 6.1 Valgte tverrsnitt for analyse. Uthevede felter markerer felles egenskaper mellom to panel. Data: KLHdesigner...41	41
Tabell 6.2 Lastreferanser	42
Tabell 6.3 Lasttilfeller.	42
Tabell 6.4 Egenlaster.	42
Tabell 6.5 Benyttede nyttelaster.	42
Tabell 6.6 Lastkombinasjoner for analysene. Lastkombinasjon 8 og 7 er benyttet i analysen.....	43
Tabell 7.1 Viktige skiveparametere for hvert element. Data: KLHDesigner, KLH.	46
Tabell 7.2 Kontaktrykk på dekke i mellom veggskivene for grunnmodellen og treetasjes-modellen.....	55
Tabell 7.3 Kontaktrykk på dekke mellom veggskivene for de forskjellige åpningstypene.	57
Tabell 8.1 Kontaktrykk for tett skive.....	67

Vedlegg

Vedlegg A

Resultater

- A.1 Deformasjonsforløp for grunnmodell
- A.2 Sammenlikning av modell 1 og modell 2: Membrankrefter.
- A.3 Resultater tette skiver.
- A.4 Resultater åpninger i skive.
- A.5 Grafisk fremstilling av membrankrefter åpninger.
- A.6 Grafisk fremstilling av trykk på dekke.

Deformasjonsforløp for grunnmodellen (modell 1) fordelt på de forskjellige elementene.

3s 78 DL

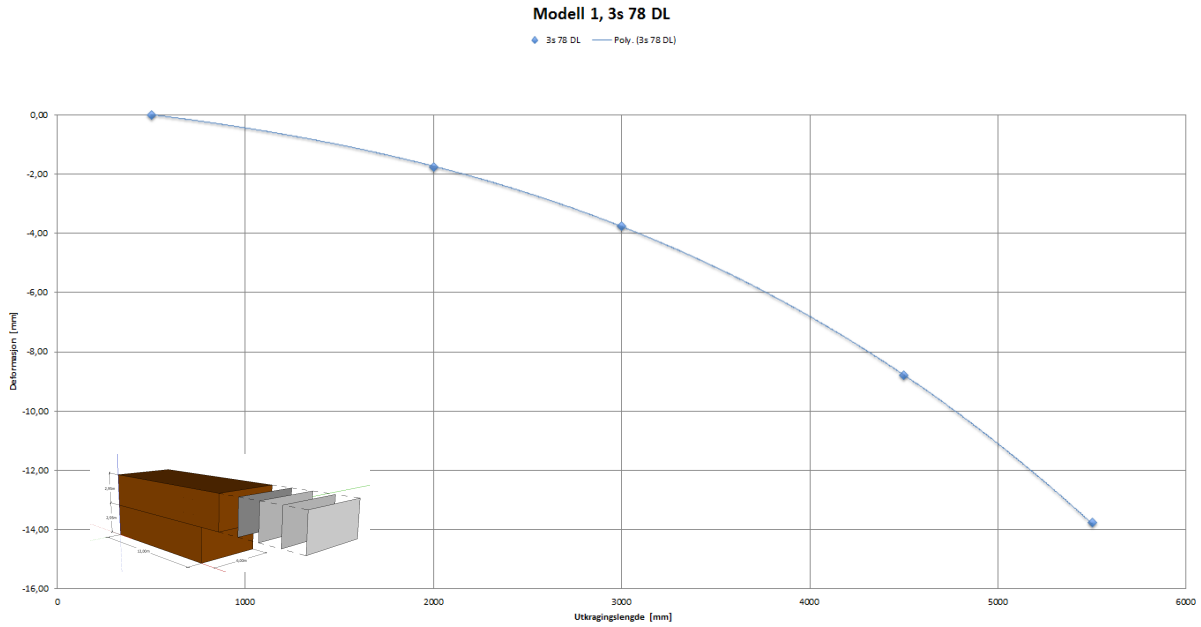


Fig. 8.5 Deformasjonsforløp 3s 78 DL.

3s 95 DL

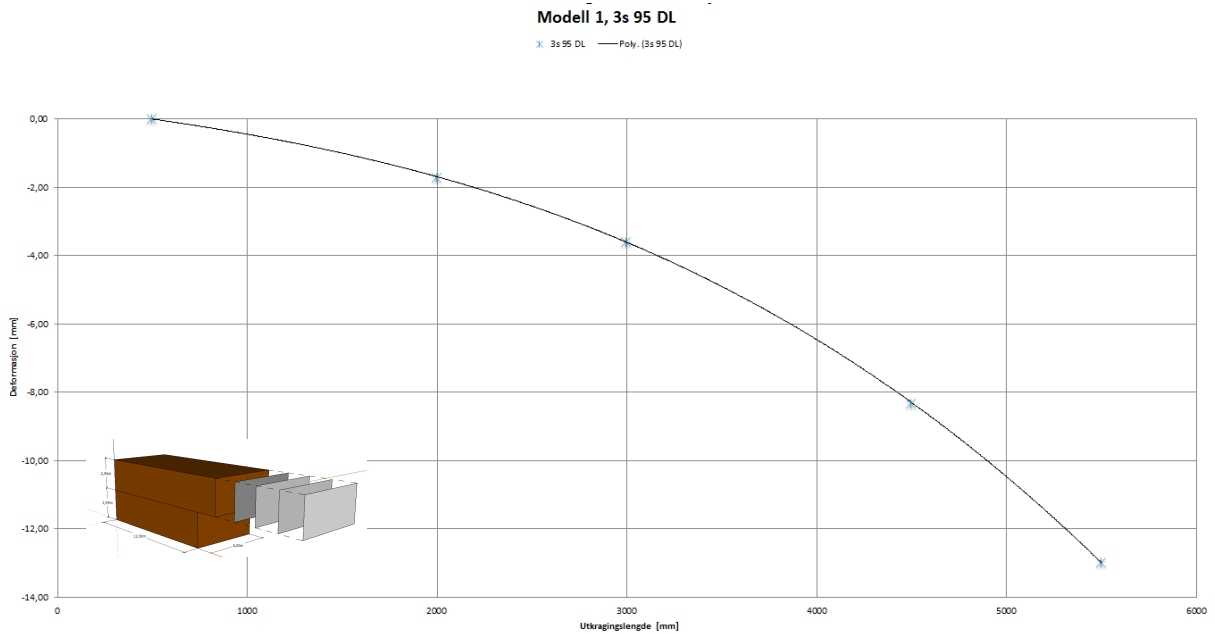


Fig. 8.6 Deformasjonsforløp 3s 95 DL.

5s 95 DL

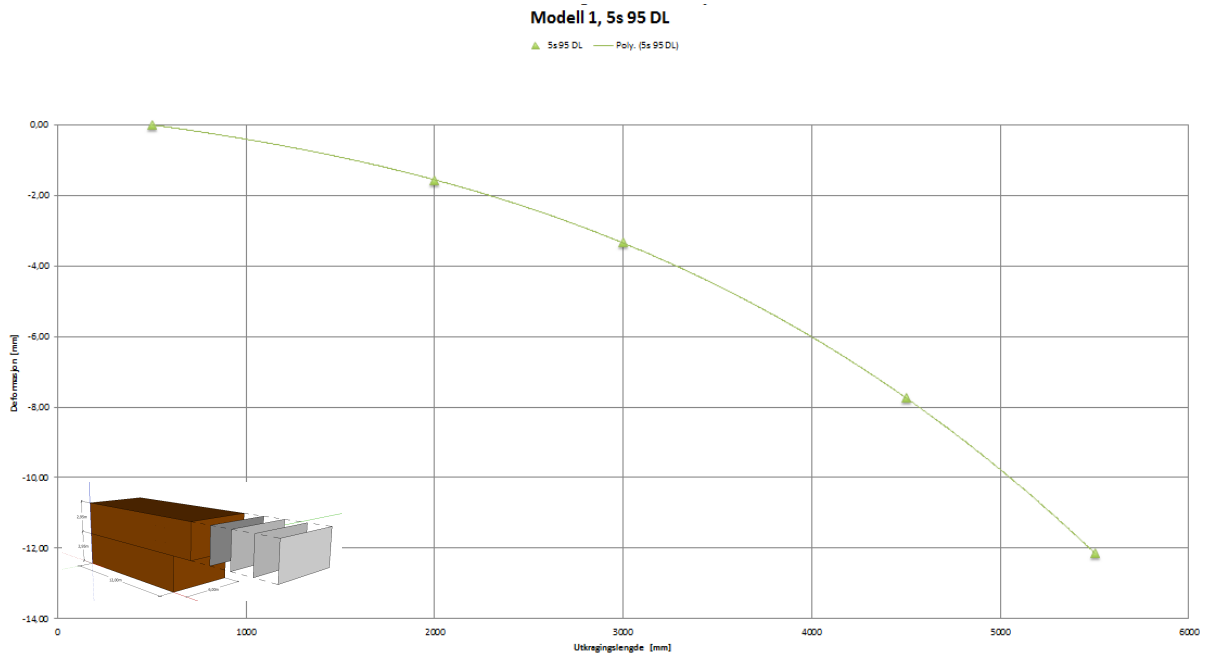


Fig. 8.7 Deformasjonsforløp 5s 95 DL.

5s 125 DL

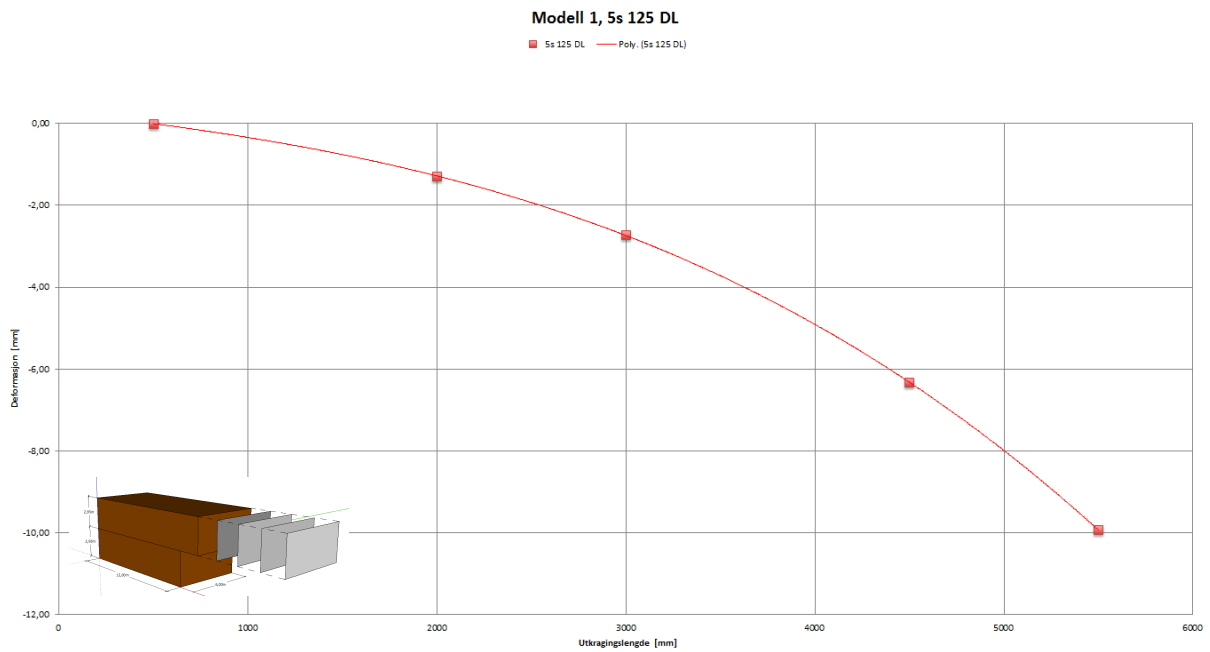


Fig. 8.8 Deformasjonsforløp 5s. 125 DL.

5s 140 DL

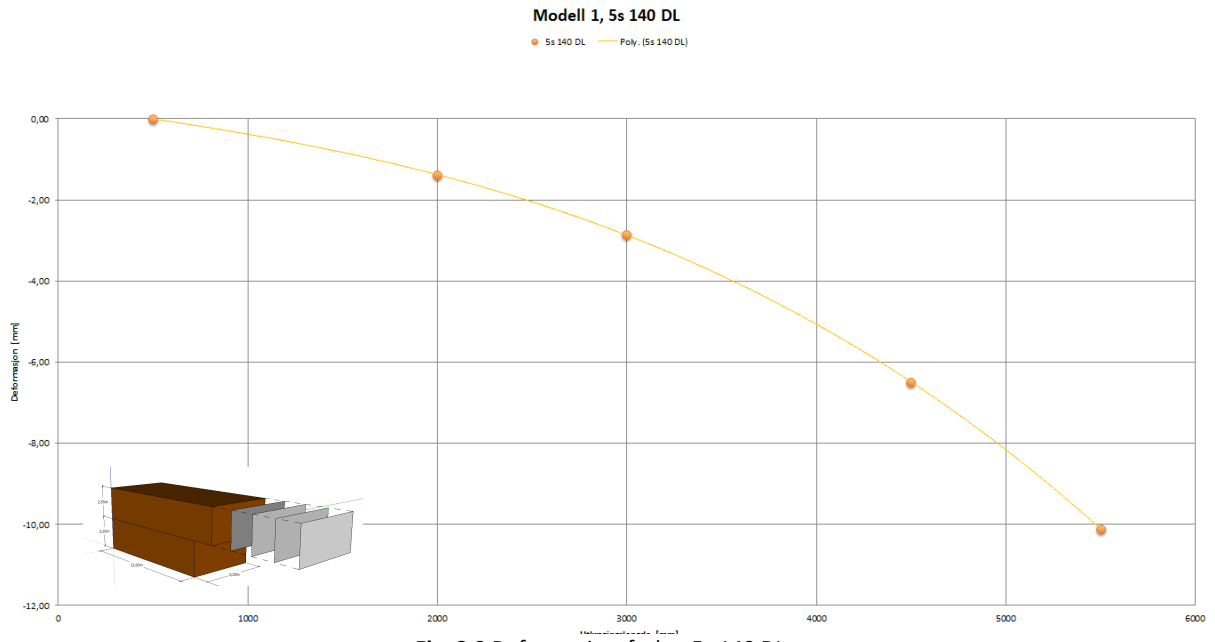


Fig. 8.9 Deformasjonsforløp 5s 140 DL.

7s 226 DL

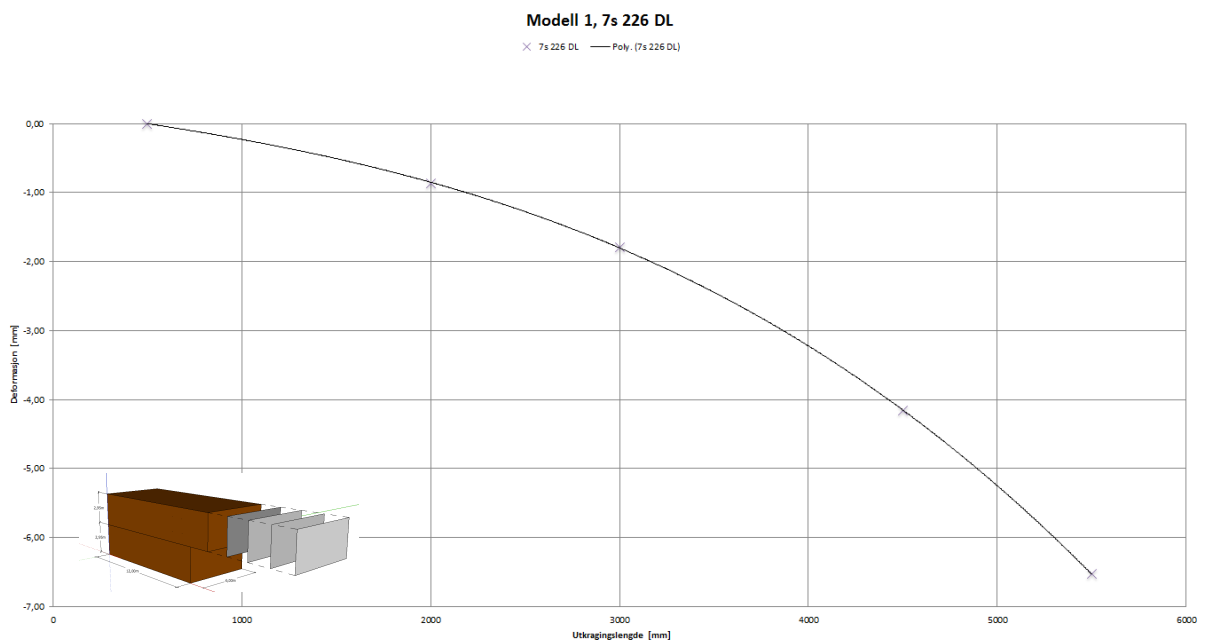


Fig. 8.10 Deformasjonsforløp 7s 226 DL.

Sammenlikning av modell 1 og modell 2: Membrankrefter.

Membrankrefter N i xy-planet for modell 1 og 2, 3s 78. (Trykkrefter)

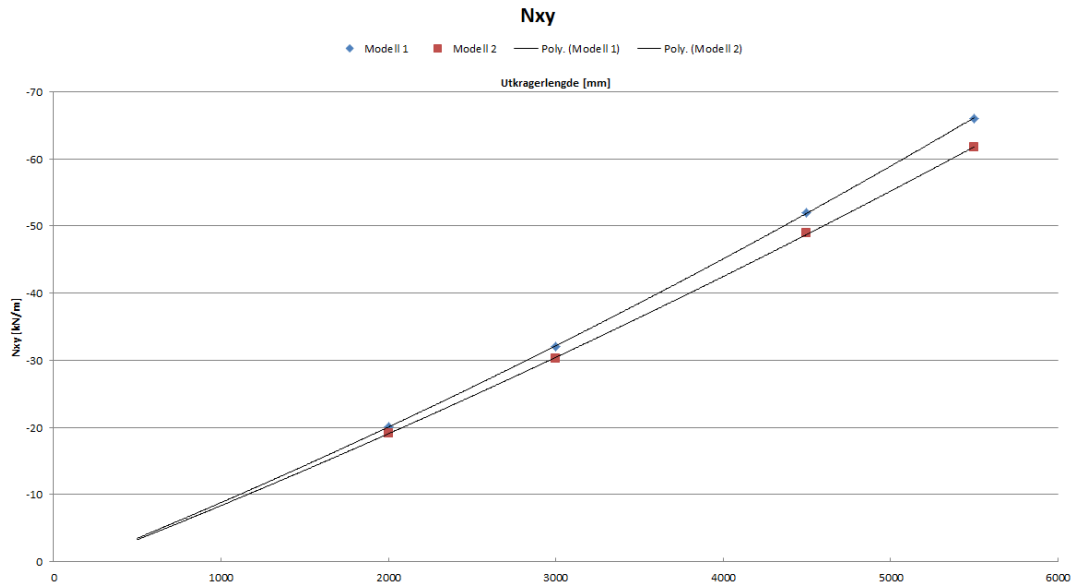


Fig. 8.11 Krefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.

Membrankrefter N i lokal x-retning for modell 1 og 2, 3s 78. (Trykkrefter)

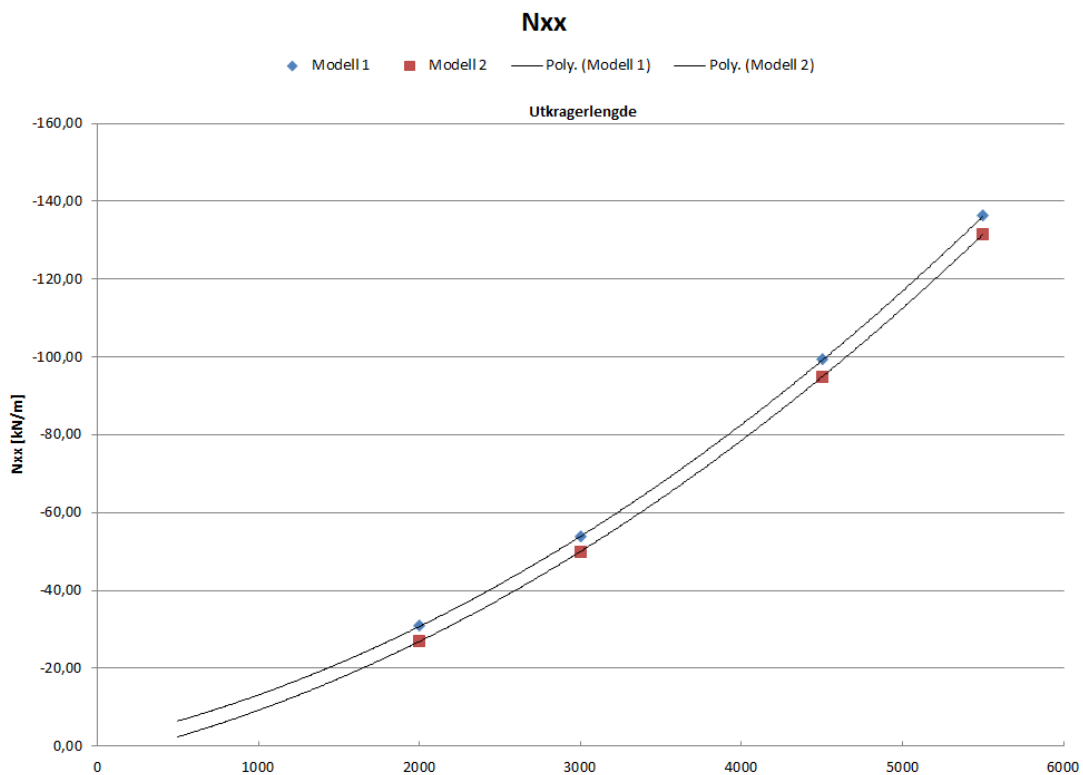


Fig. 8.12 Trykkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.

Membrankrefter N i lokal y-retning for modell 1 og 2, 3s 78.(Trykkrefter)

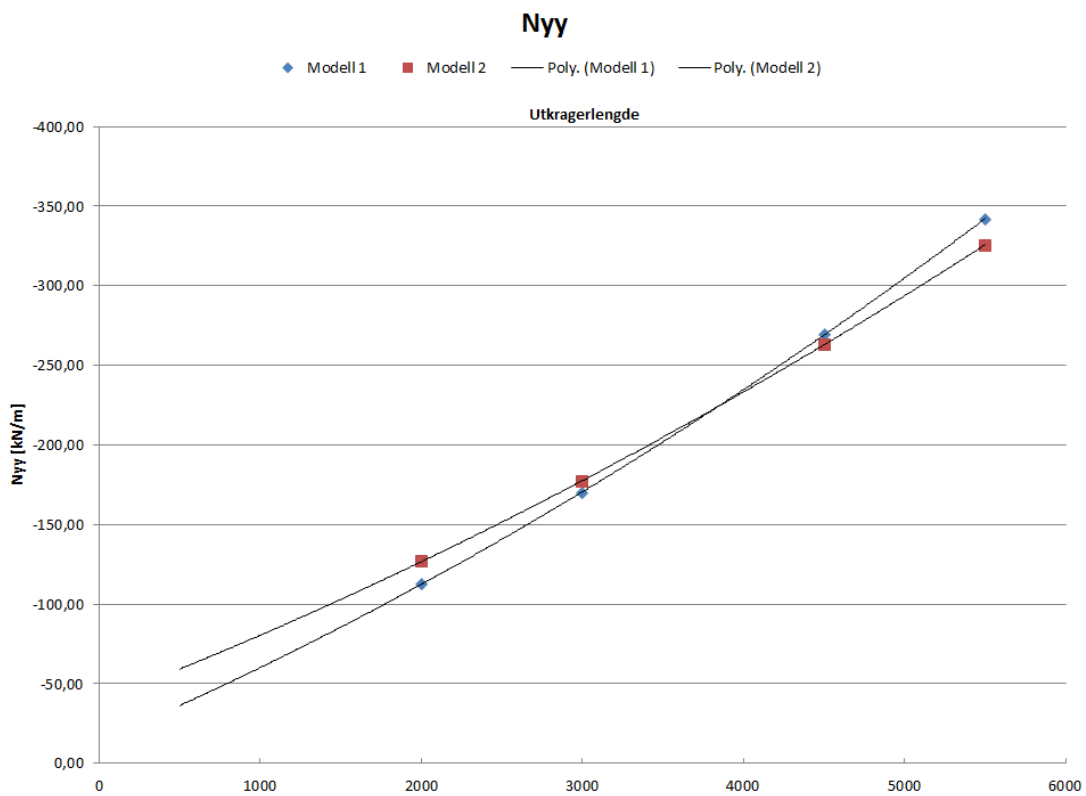


Fig. 8.13 Trykkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.

Membrankrefter N i lokal x-retning for modell 1 og 2, 3s 78. (Strekkekrefter)

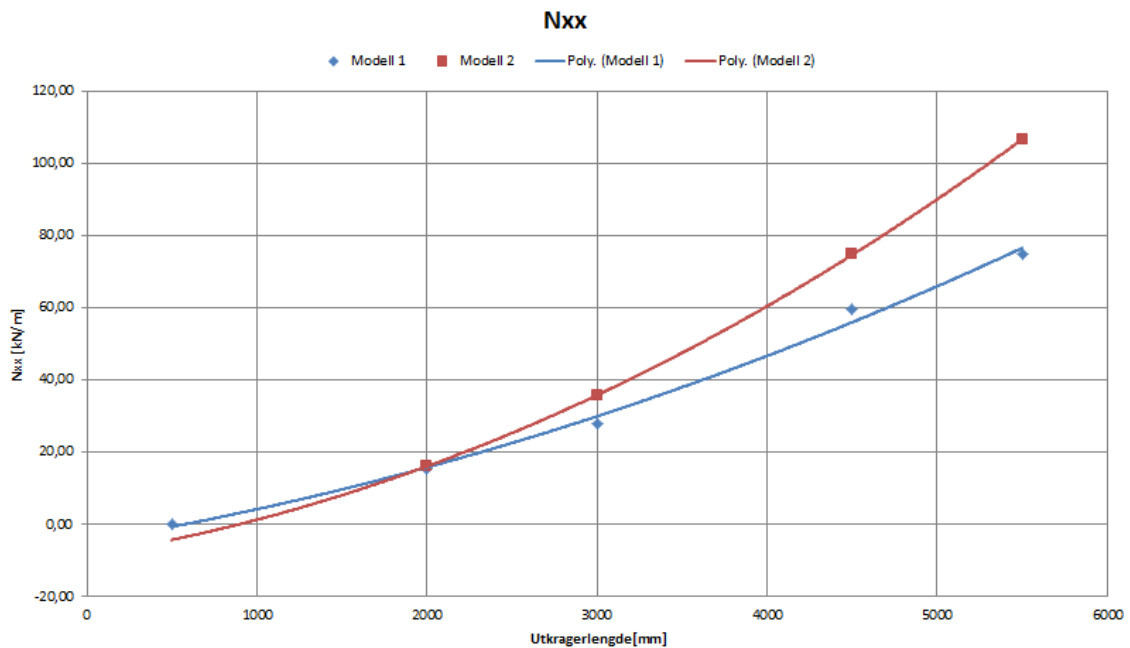


Fig. 8.14 Strekkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.

Membrankrefter N i lokal y-retning for modell 1 og 2, 3 s78. (Strekkrefter)

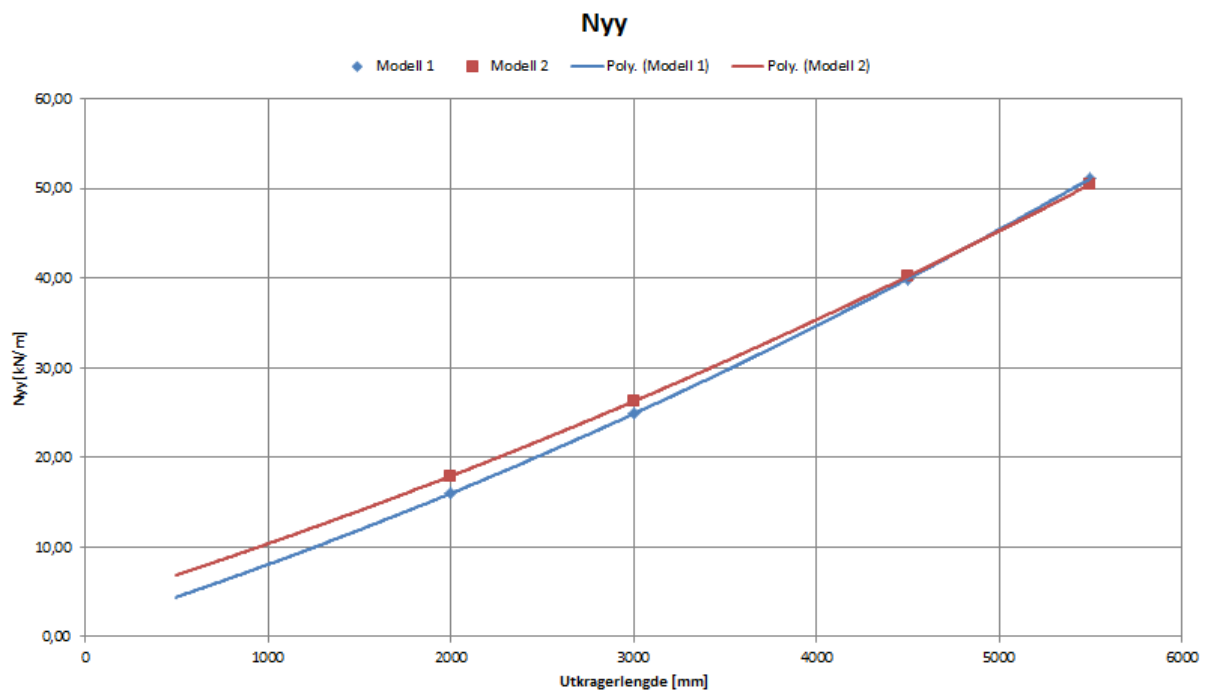


Fig. 8.15 Strekkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 3s 78 DL-element.

Membrankrefter N i xy-planet for modell 1 og 2, 5s 140. (Trykkrefter)

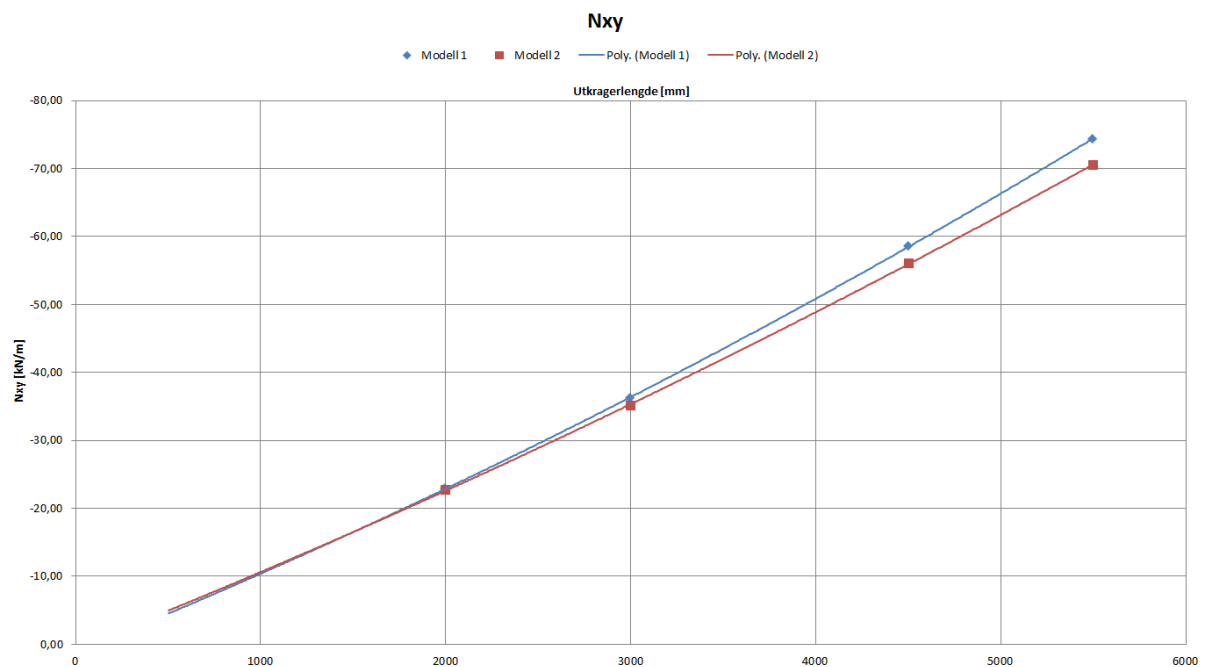


Fig. 8.16 Trykkrefter i xy-planet i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.

Membrankrefter N i lokal x-retning for modell 1 og 2, 5s 140. (Trykkrefter)

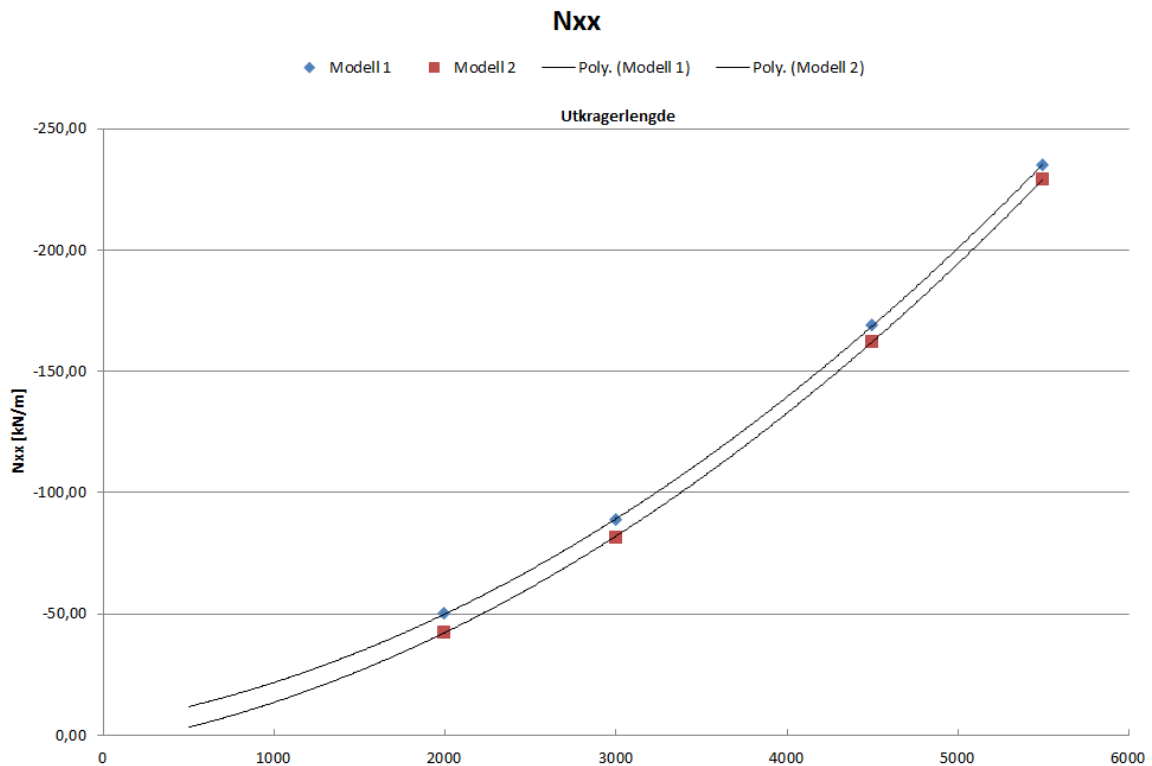


Fig. 8.17 Trykkrefter i x-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.

Membrankrefter N lokal y-retning for modell 1 og 2, 5s 140. (Trykkrefter)

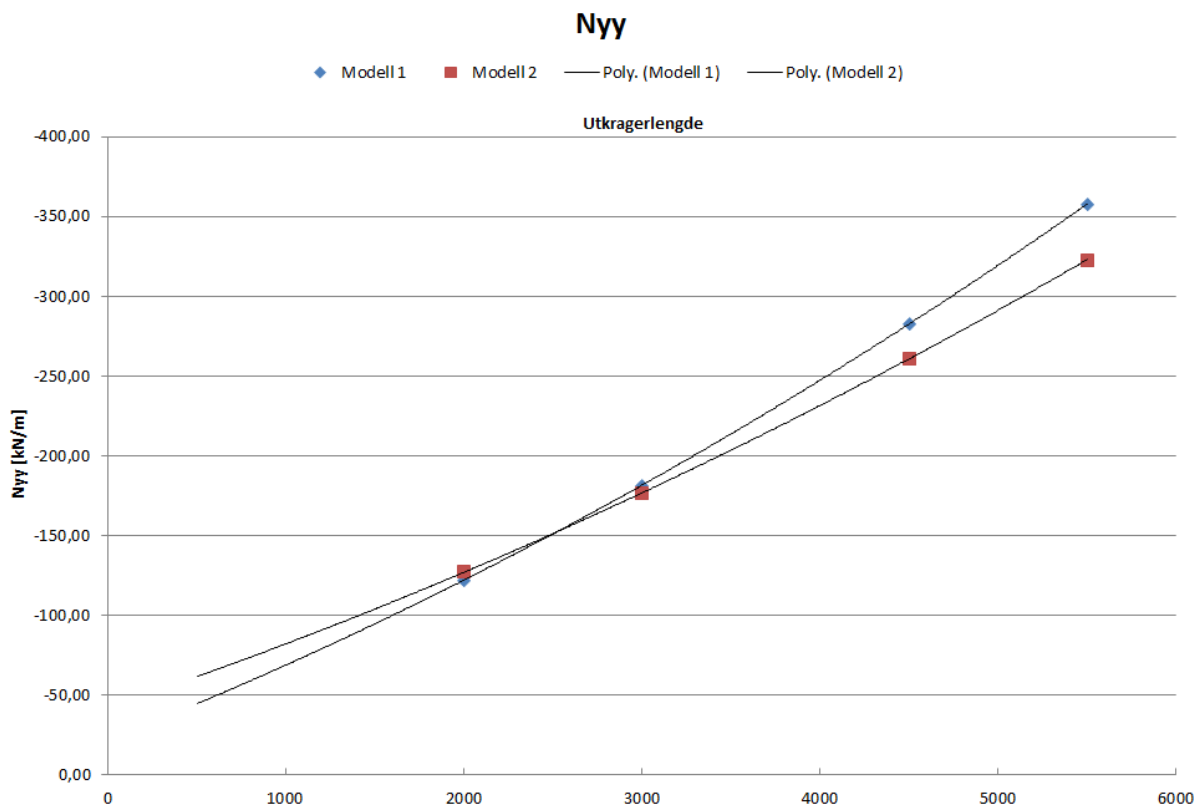


Fig. 8.18 Trykkrefter i y-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.

Membrankrefter N i lokal x-retning for modell 1 og 2, 5s 140. (Strekkekrefter)

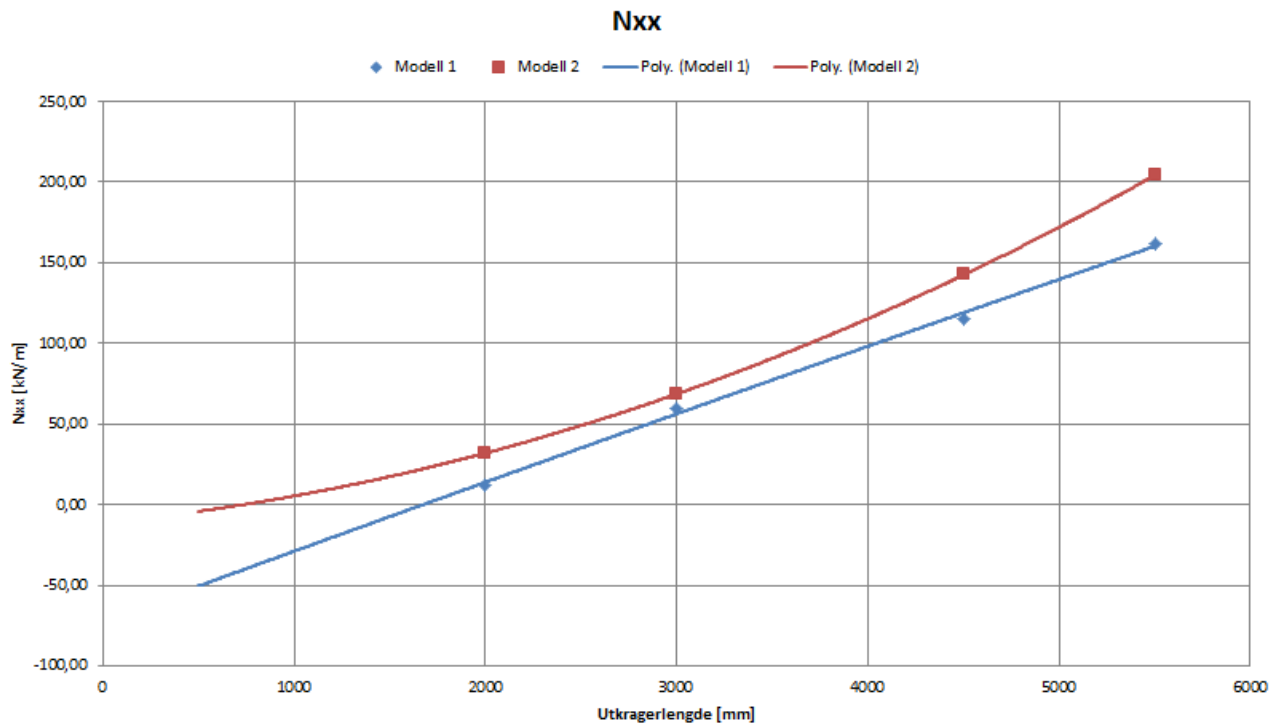


Fig. 8.19 Strekkrefter i lokal x-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.

Membrankrefter N i xy-planet for modell 1 og 2, 5s 140. (Strekkekrefter)

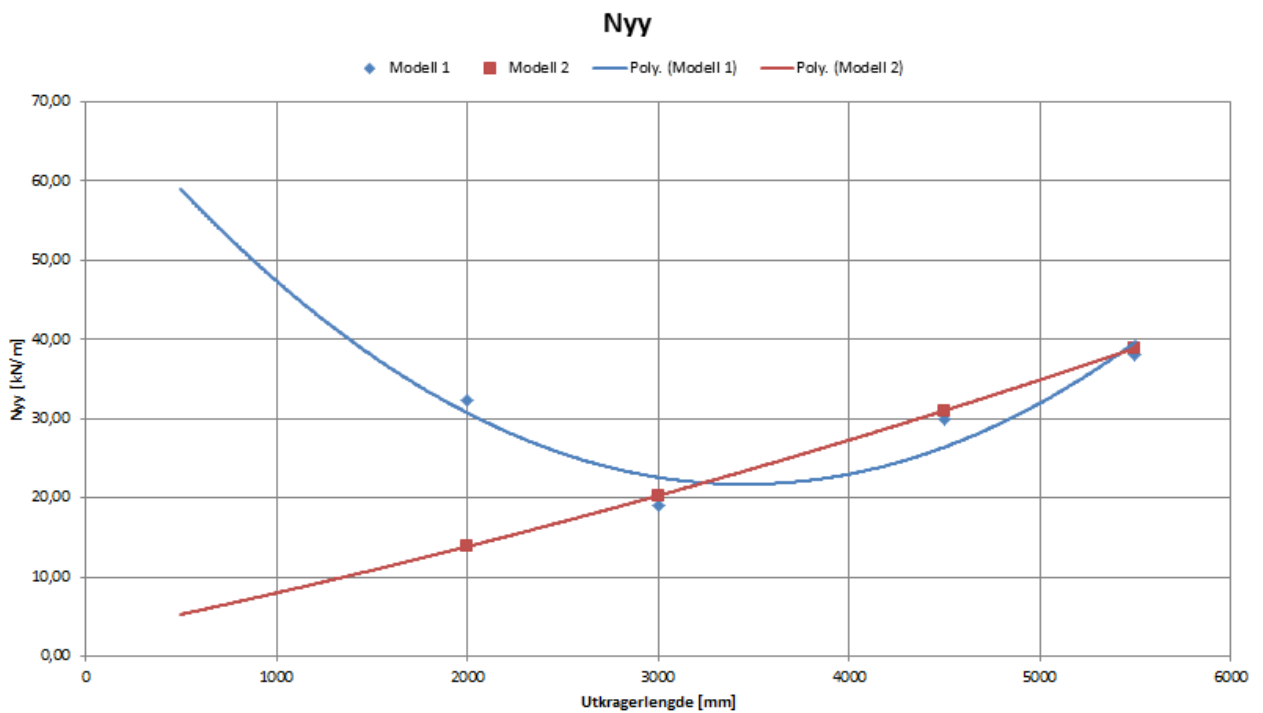


Fig. 8.20 Strekkrefter i lokal y-retning i modell 1 og modell 2. 5s 140 DL-element.

Resultater tette skiver.

Filaavn	Lengde [mm]	Defleksjon		Ende	1/x	Sterste spenning σ_{max} [N/mm ²]	Skjær spenning / limtuge [N/mm ²]	Spennings / limtuge [N/mm ²]	Spennings / limtule [N/mm ²]	Trykk		Strekk $\sigma_{s,d}$ [N/mm ²]	Strekk $\sigma_{s,d}$ [N/mm ²]	
		Def. Skive	Def. Ende							Membrankrefter $N_{m,x}$	Membrankrefter $N_{m,y}$			
3x 78 DL	500	Ant. Limtuger 2 Oppbygging	X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3x 95 DL	500	Ant. Limtuger 2 Oppbygging	X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x 95 DL	500	Ant. Limtuger 4 Oppbygging	X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x 125 DL	500	Ant. Limtuger 4 Oppbygging	X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5x 140 DL	500	Ant. Limtuger 4 Oppbygging	X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	3	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7x 225 DL	500	Ant. Limtuger 6 Oppbygging	X	Y	19 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	19 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			X	Y	34 mm	4	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabell 8.2 Resultater for tette skiver modell 1. Blå indikerer utvalg for sensitivitsanalyse.

Membrankrefter åpninger.

Membrankrefter N i xy-planet for endring av høyde eller bredde på åpning. (Trykkrefter)

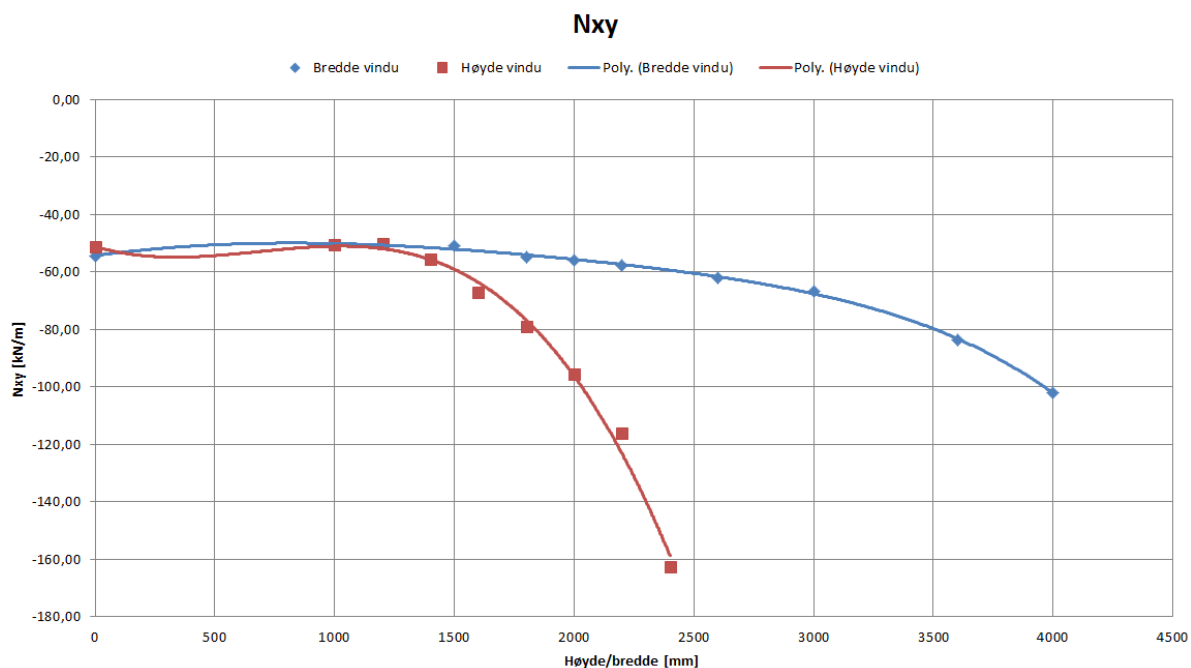


Fig. 8.21 Endring i skjærkrefter i skiveplanet xy-planet for endring av høyde eller bredde på åpning.

Membrankrefter N i lokal x-retning for endring av høyde eller bredde på åpning. (Trykkrefter).

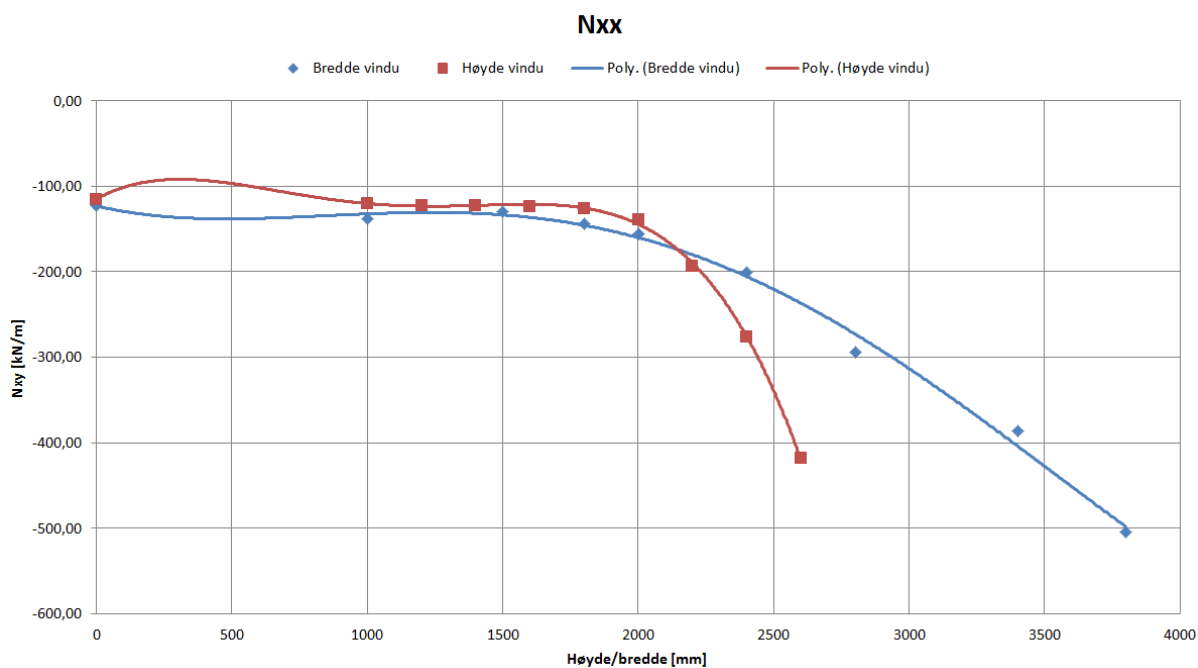


Fig. 8.22 Endring i strekkrefter i lokal x-retning (horizontalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.

**Membrankrefter N i lokal y-retning for endring av høyde eller bredde på åpning.
(Trykkrefter).**

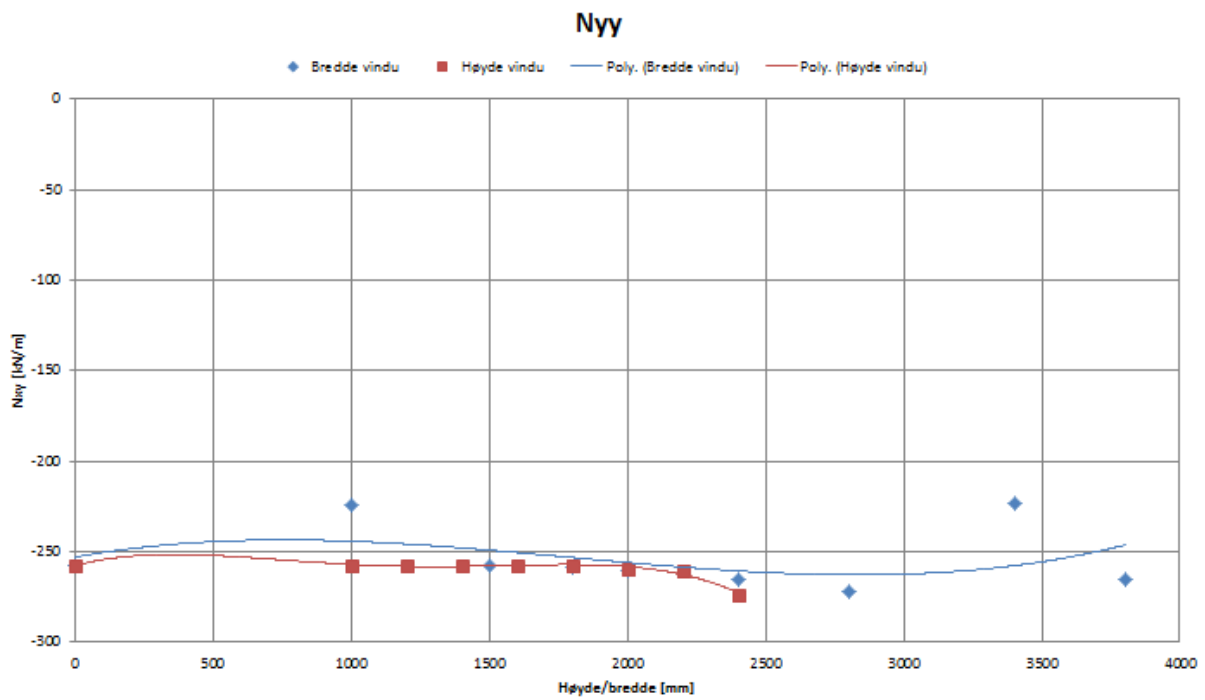


Fig. 8.23 Endring i trykkrefter i lokal y-retning (vertikalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.

**Membrankrefter N i lokal x-retning for endring av høyde eller bredde på åpning.
(Strekkekrefter).**

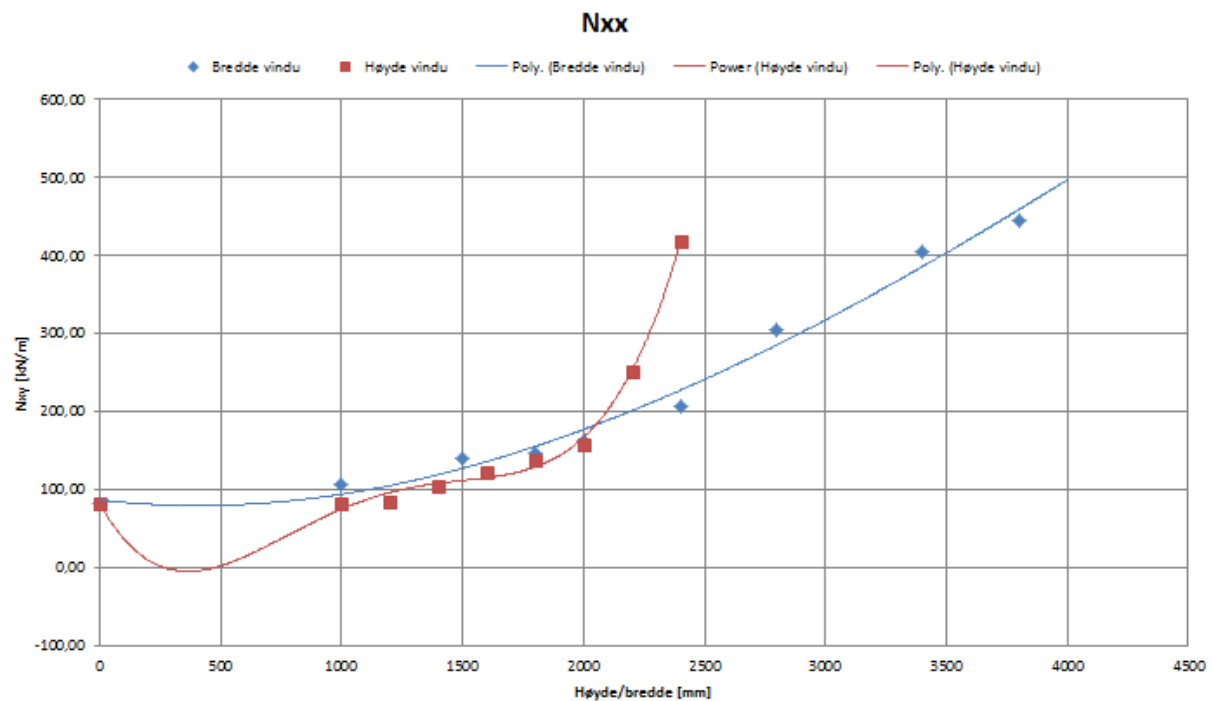


Fig. 8.24 Endring i trykkrefter i lokal x-retning (vertikalretning) for endring av høyde eller bredde på åpning.

Membrankrefter N i xy-planet for åpning b = h. (Trykkrefter)

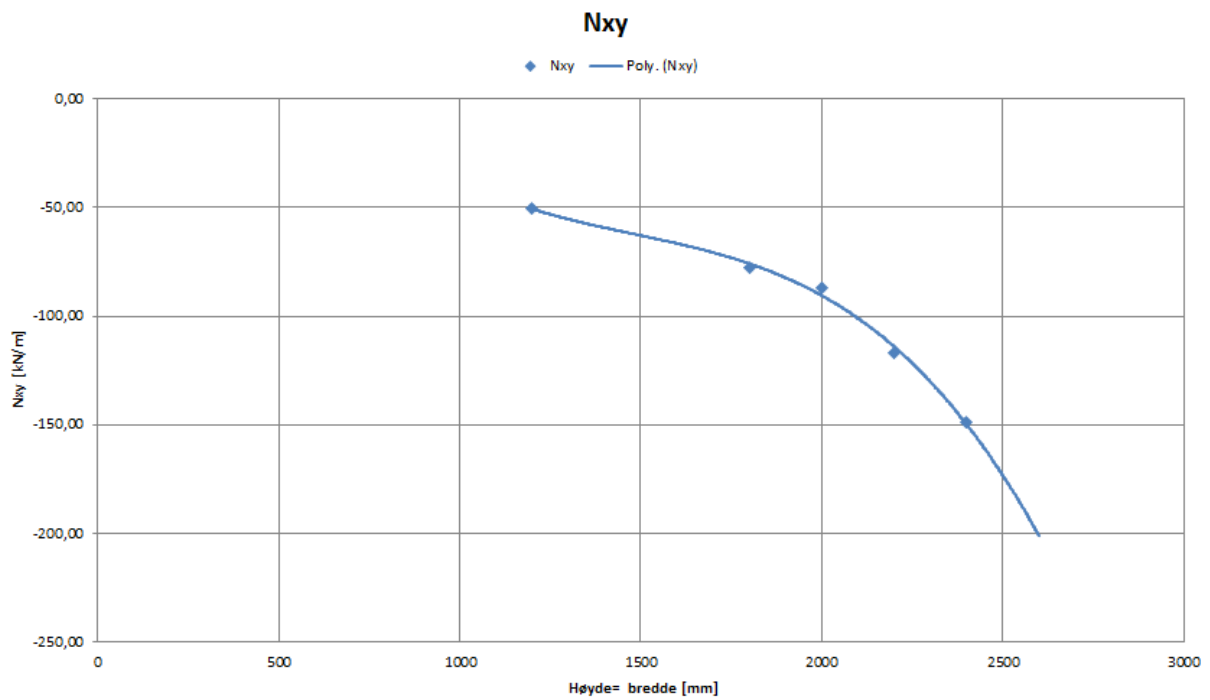


Fig. 8.25 Krefter i xy-planet for åpning h = b

Membrankrefter N i lokal x-retning for åpning b = h. (Strek- og trykkrefter)

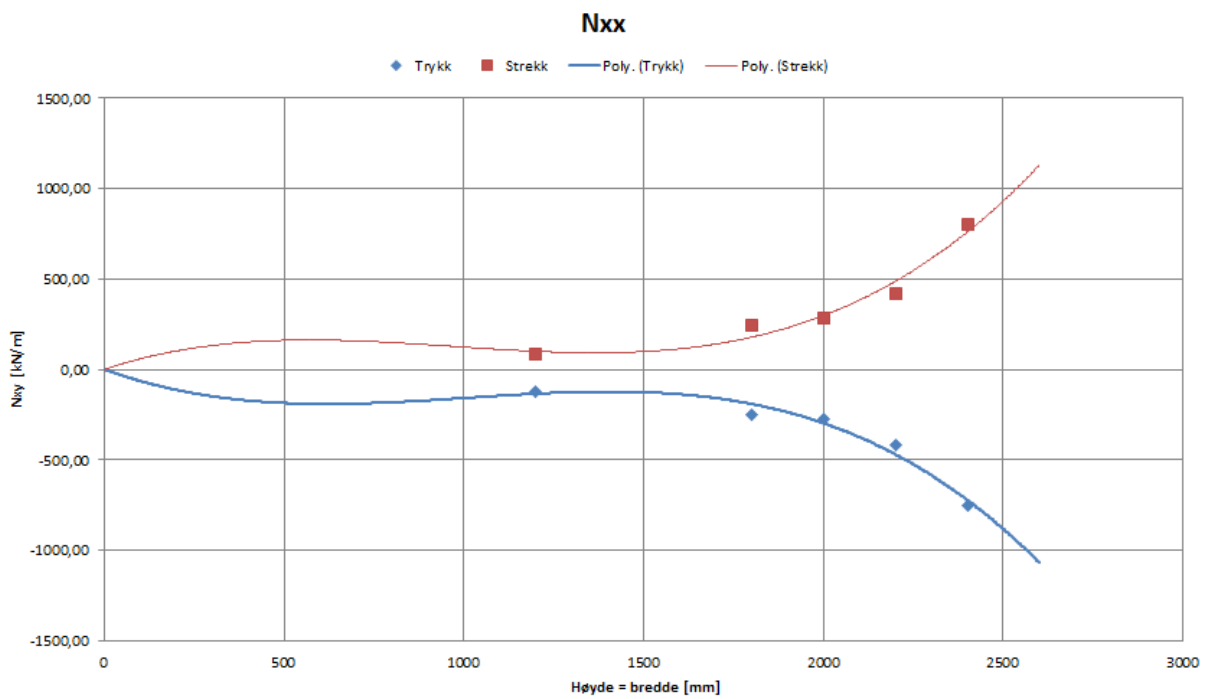


Fig. 8.26 Krefter i lokal x-retning for åpning h = b.

Membrankrefter N i lokal y-retning for åpning $b = h$. (Strek- og trykkrefter)

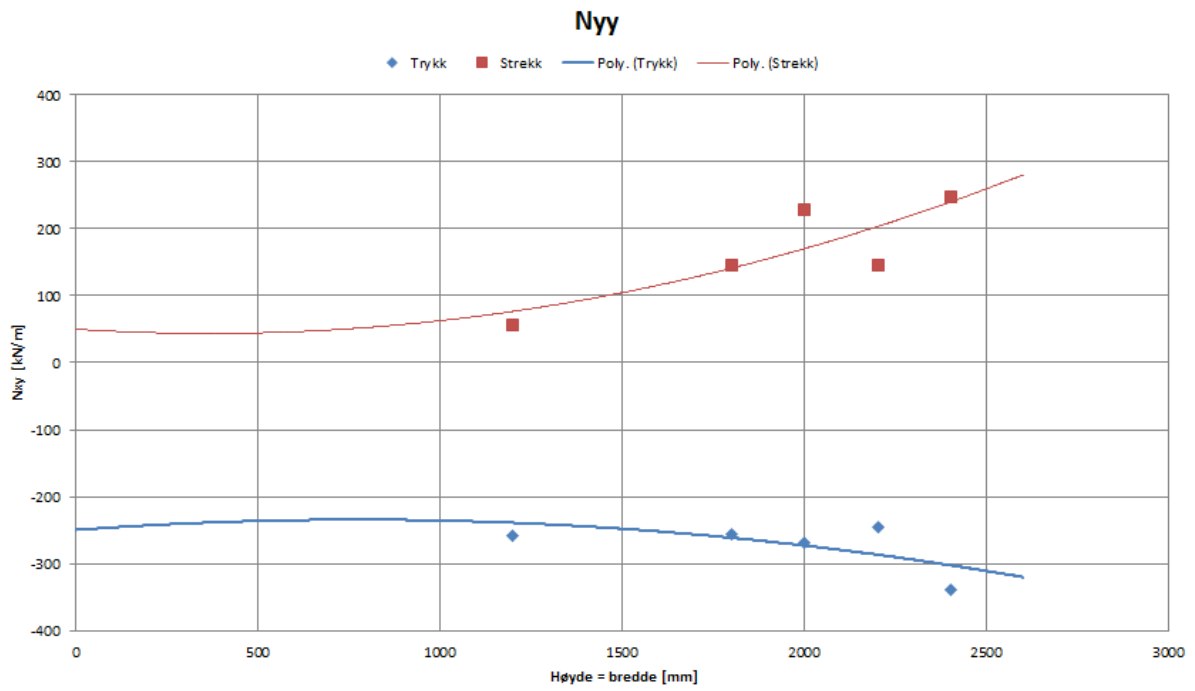


Fig. 8.27 Krefter i lokal y-retning for åpning $h = b$.

Vedlegg A.6

Trykk på dekkekant for de forskjellige modellene (1 og 2), samt variasjoner av elementtverrsnitt.

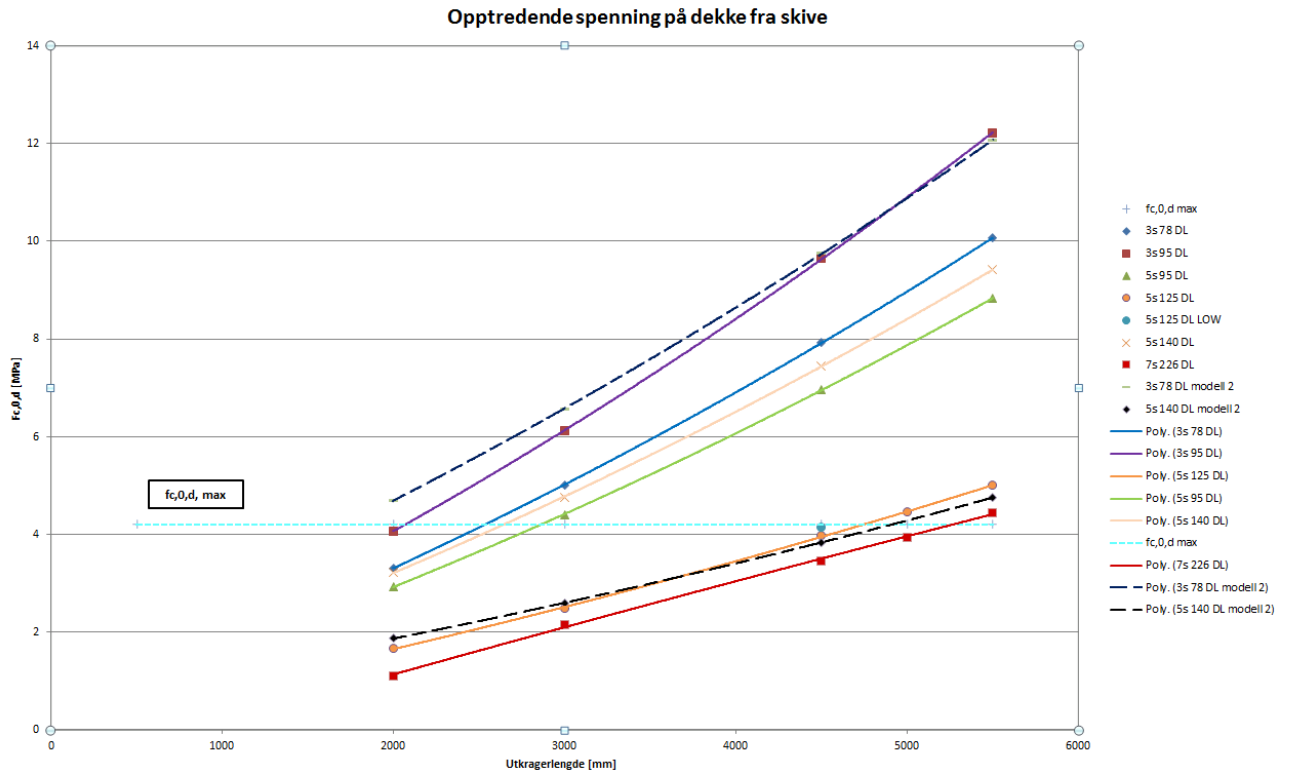


Fig. 8.28 Grafisk fremstilling av tabell 7.2. Stiplede mørke linjer indikerer resultat for modell 2.

Vedlegg B

Beregninger

B.1

Beregning av snølaster

Beregning av snølast

Utregning av snølaster gjøres etter NS-EN 1991-1-3.

Den generelle formelen for beregning av snølast på tak er:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (\text{B2.1})$$

der

μ_i = snølastens formfaktor [-]

C_e = eksponeringskoeffisient [-]

C_t = termisk koeffisient [-]

s_k = karakteristisk snølast på mark [kN/m²]

For flatt tak settes $\mu_i = 0,8$. (pulttak med vinkel

For eksponeringskoeffisienten C_e , bestemmes denne av pkt. 5.2.(7) og tabell 5.1. Oslo ansees i denne sammenheng å ha en normal topografi og C_e settes derfor lik 1,0.

Den termiske koeffisienten C_t settes lik 1,0 iht. pkt. 5.2(8), ettersom snøsmelting ikke vil skje, da takkonstruksjonen *ikke* vil ha et betydelig varmetap.

Karakteristisk snølast på mark s_k hentes fra tabell NA.4.1(901).

Ettersom Oslo by ligger under 150 moh. benyttes $s_k = 3,5$ kN/m²

Av dette får vi at:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,5 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

der

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$s_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

For snølast på flatt tak benyttes 2,8 kN/m².

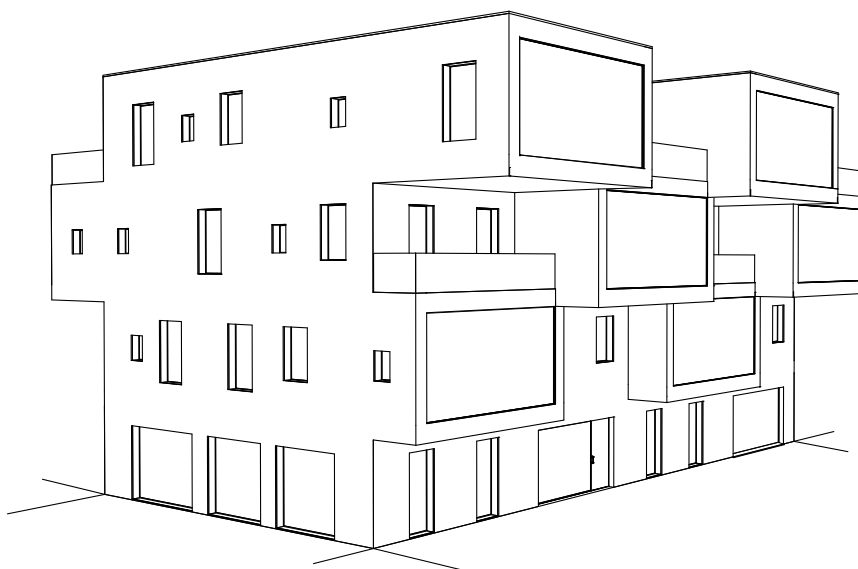
Vedlegg C

- C.1 Utkraging, undersøkelse av utkraging i boligbygg av tre. (AHO)
- C.2 Tverrsnittsdata for benyttede tverrsnitt.
- C.3 Utklipp resultat verifikasjon av E-modul kapittel 8.4.
- C.4 Utklipp opplag- og randbetingelser kapittel 10.4.

Vedlegg C.1

UTKRAGING

*Arkitektoniske muligheter ved
utkraging i massivtre*



*Marte Guldvik
Gro Krüger
Ole Fredrik Kleivene*

Veileder: Marius Nygaard

INNLEDNING

Som et arkitektonisk bidrag utkragningsoppgaven har vi; Marte Guldvik, Gro Krüger og Ole Fredrik Kleivene, studenter på Arkitektur- og designhøgskolen i Oslo, tegnet et boligbygning i massivtre. Boligbygget formidles med en typisk plantegning av 2. etasje og samtlige illustrasjoner for å vise hvilke arkitektoniske muligheter som finnes i et konstruktivt system av utkragede massivtreskiver.

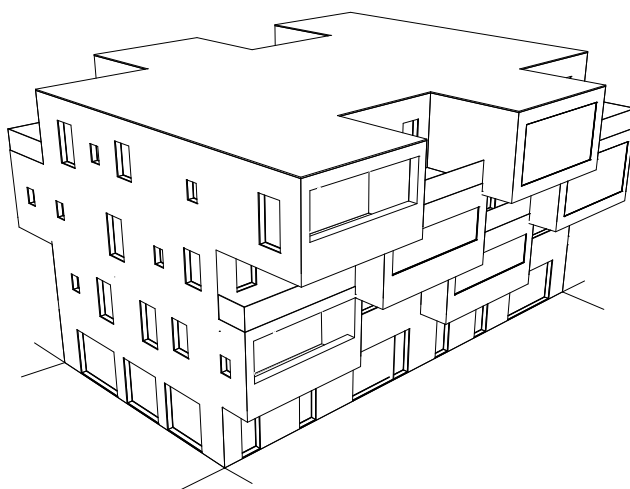
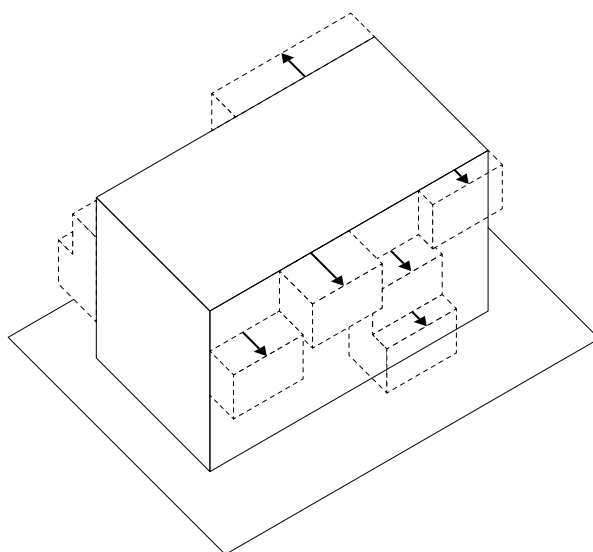
Først ble det gitt et innspill til en hovedkonstruksjon av massivtreskiver og –dekker som var tilpasset dekkenes spennvidder og en dybde på bygnigen som var egnet for boliger. Og med utgangspunkt i Ole Bjerks beregninger og “konstruktive spilleregler” for utkraging av skivene har vi utviklet eksempler som illustrerer det arkitektoniske potensialet i konstruksjonen.

Det kan presiseres at vi ikke har hatt mulighet til å utvikle en komplett løsning for en boligblokk. Vi viser en mulig plan for en typisk etasje og mulighetsstudier for helhetlig volumoppbygging og noen detaljerte fasadeutsnitt. Disse er ikke direkte knyttet til planløsninger og himmelretninger. De må ses på som en tidlig “arkitektonisk konsekvensutredning” som del av tverrfaglig utvikling av løsninger.

Veileder for arbeidet som har pågått på AHO har vært Marius Nygaard.

IDÉ

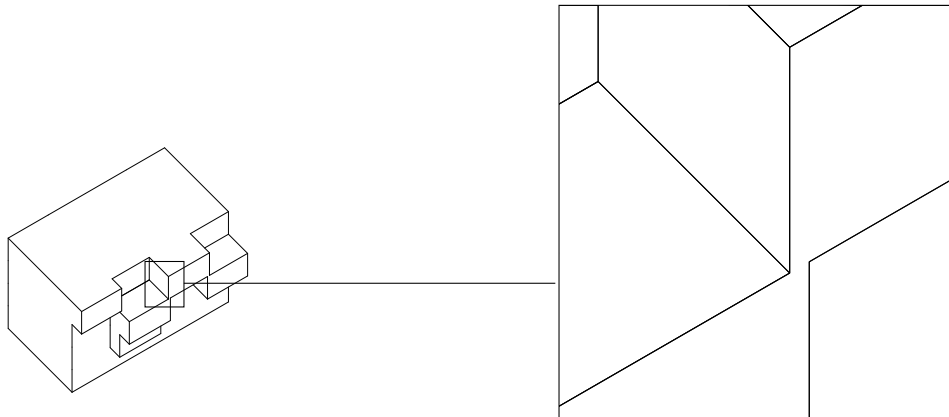
En regulær bygning som i sin enkelhet kan skape en variert plan og uttrykksfull fasade ved hjelp av utkragning.



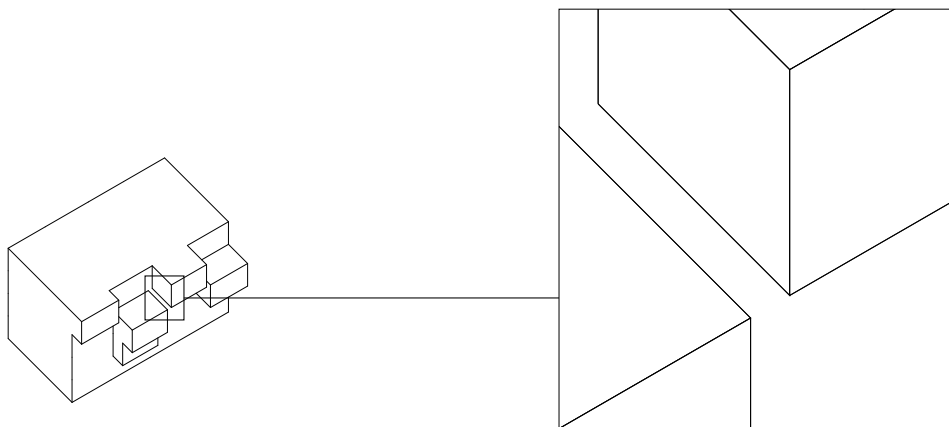
KONSTRUKSJON

Som et innspill foretrekker vi skilleveggkonstruksjon med doble fordi denne varianten tar opp lite areal fra enhetene, samtidig som adskilte konstruksjoner gir bedre lydisolasjon og brannisolasjonen kan skjules i mellom skivene.

Leilighetene vil få eksponerte massivtrevegger. De innvendige veggene vil ligge i flukt med det utvendige klimaskallet dersom det skjer en evt. utkraging til en av naboileilighetene.



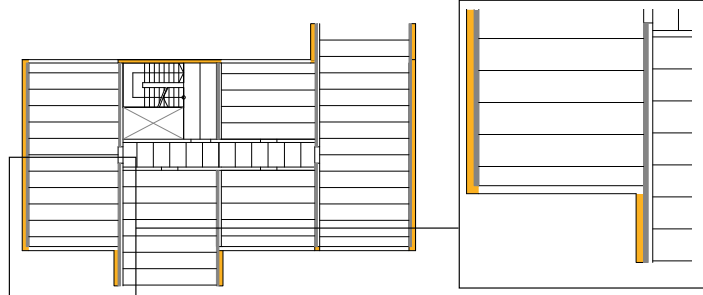
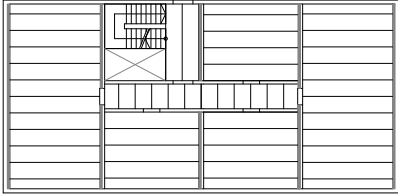
1: Enkle skillevegger



2: Doble skillevegger - jo større avstand mellom vegg jo friere vil hver utboksning se ut.

SKILLEVEGGSTYPER

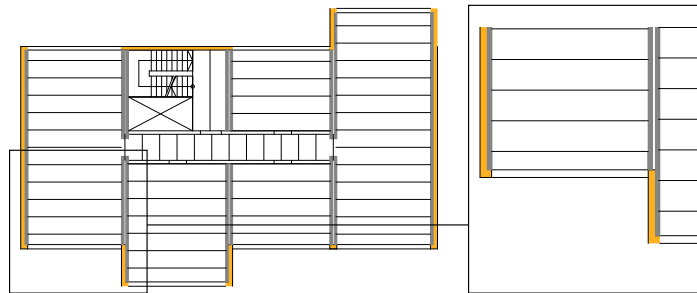
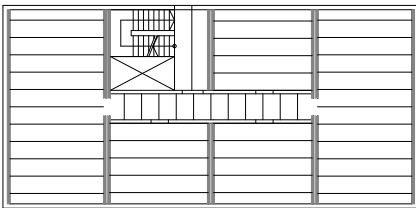
Alternativ 1: Enkle skiver mellom enheter



Kun én eksponert massivtrevegg i de fleste leilighetene, pga. brann og lydisolering mellom enhetene. Flanketransmisjon av lyd kan bli et problem mellom leilighetene.

Den oransje fargen viser klimaskallet rundt bygget ved utkraging med enkle skiver. Detaljen viser at utkraging med enkle skiver vil gi et sprang i vegg.

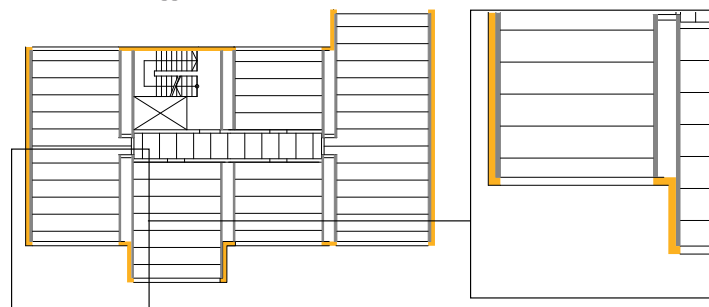
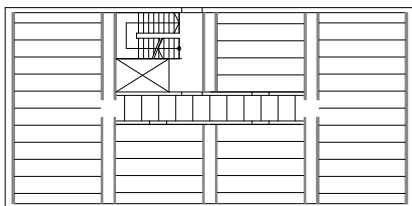
Alternativ 2: Doble skiver mellom enheter



Leiligheter får noe mindre areal, men til gjengjeld får alle eksponerte massivtrevegger. Doble skiver motvirker flanketransmisjon mellom enhetene.

Doble skiver gir en kontinuerlig linje og vegg fra innsiden til utsiden når klimaskallet brettes rundt bygningen.

Alternativ 3: Doble skiver mellom enheter med mellomliggende funksjonsvegger

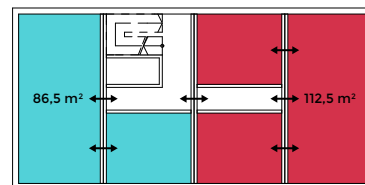
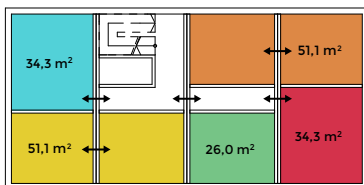
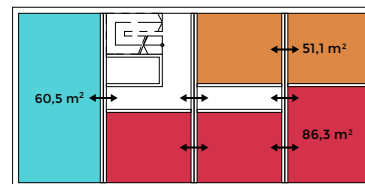
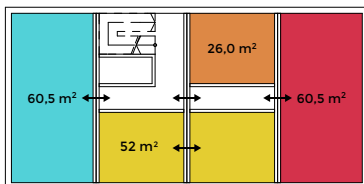
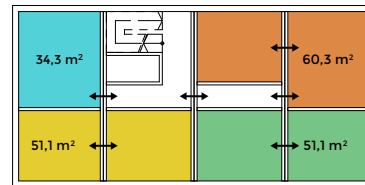
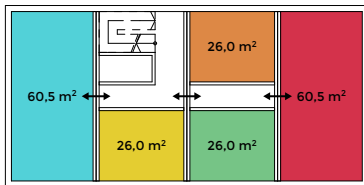


Leilighetene får mindre areal, men avstanden og arealet mellom skivene kan nyttiggjøres og bli funksjonsvegger.

Utkraging i dette tilfellet vil gi et annet uttrykk i fasaden, samt ta mindre lys fra enheten som ligger innenfor.

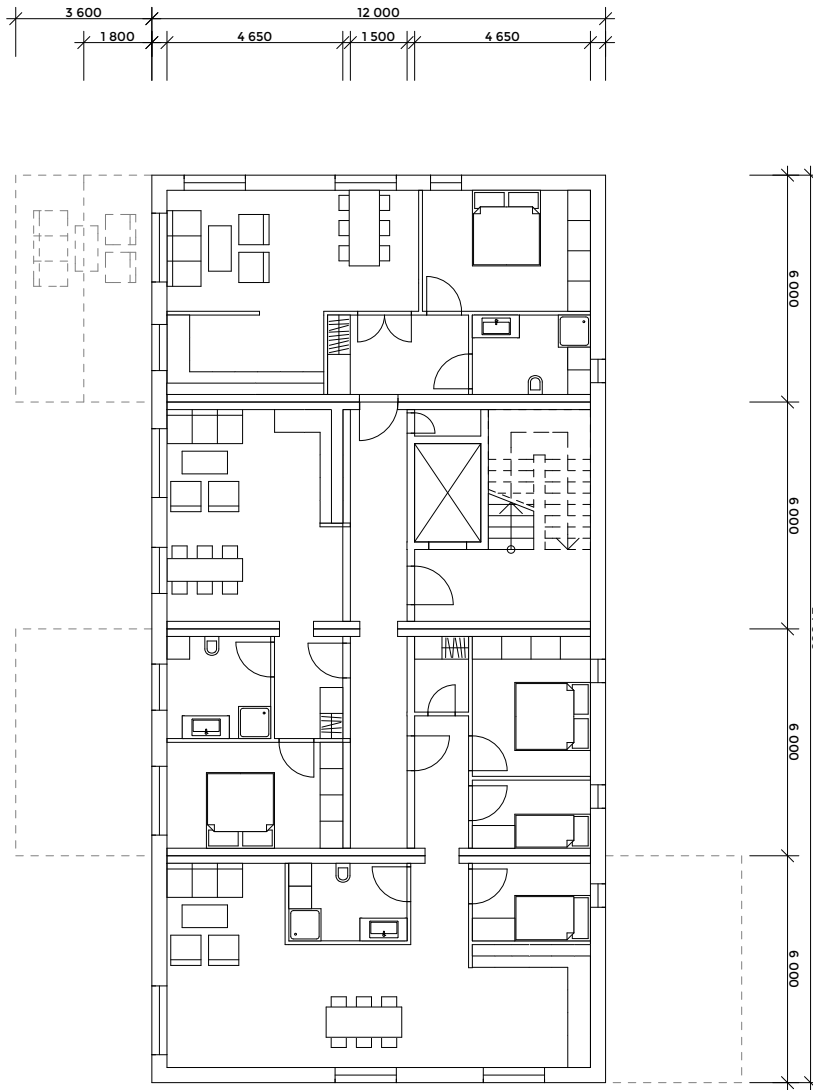
VARIERTE BOLIGER

Diagrammene viser noen av mulighetene til å slå sammen enheter slik at det blir varierte leiligheter oppover i etasjene. Det er en forutsetning at de doble skilleveggene hules ut slik at det blir mulighet til å bevege seg i gangarealet og mellom enhetene.



PLAN

Planen viser eksempel på en møblering av etasjen uten utkragning. Ulike lengder til utkraging vil gi større variasjon og særpreg i fasaden. Det foreslås en utkragning på 1,8 m og 3,6 m som vil gi større oppholdsrom eller mulighet for flere rom i hver boenhet.

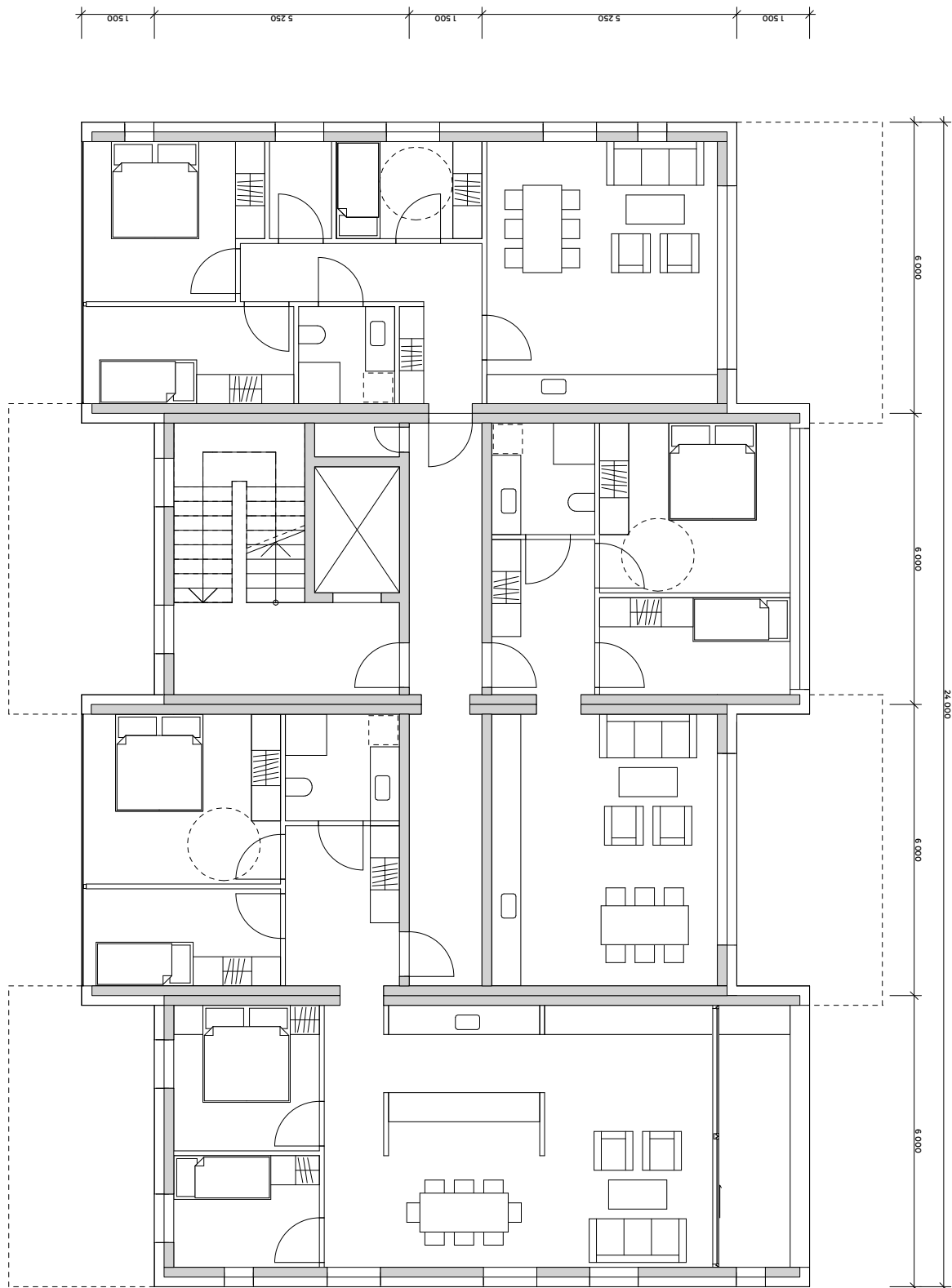


Typisk etasje / 3. etasje

1:200



Eksempel - Typisk plan, 1. utkast



Typisk plan, 2. etasje
Viser mulig leilighetsinndeling



Eksempel - Typisk plan, siste forslag. Ikke i skala.

ILLUSTRASJONER



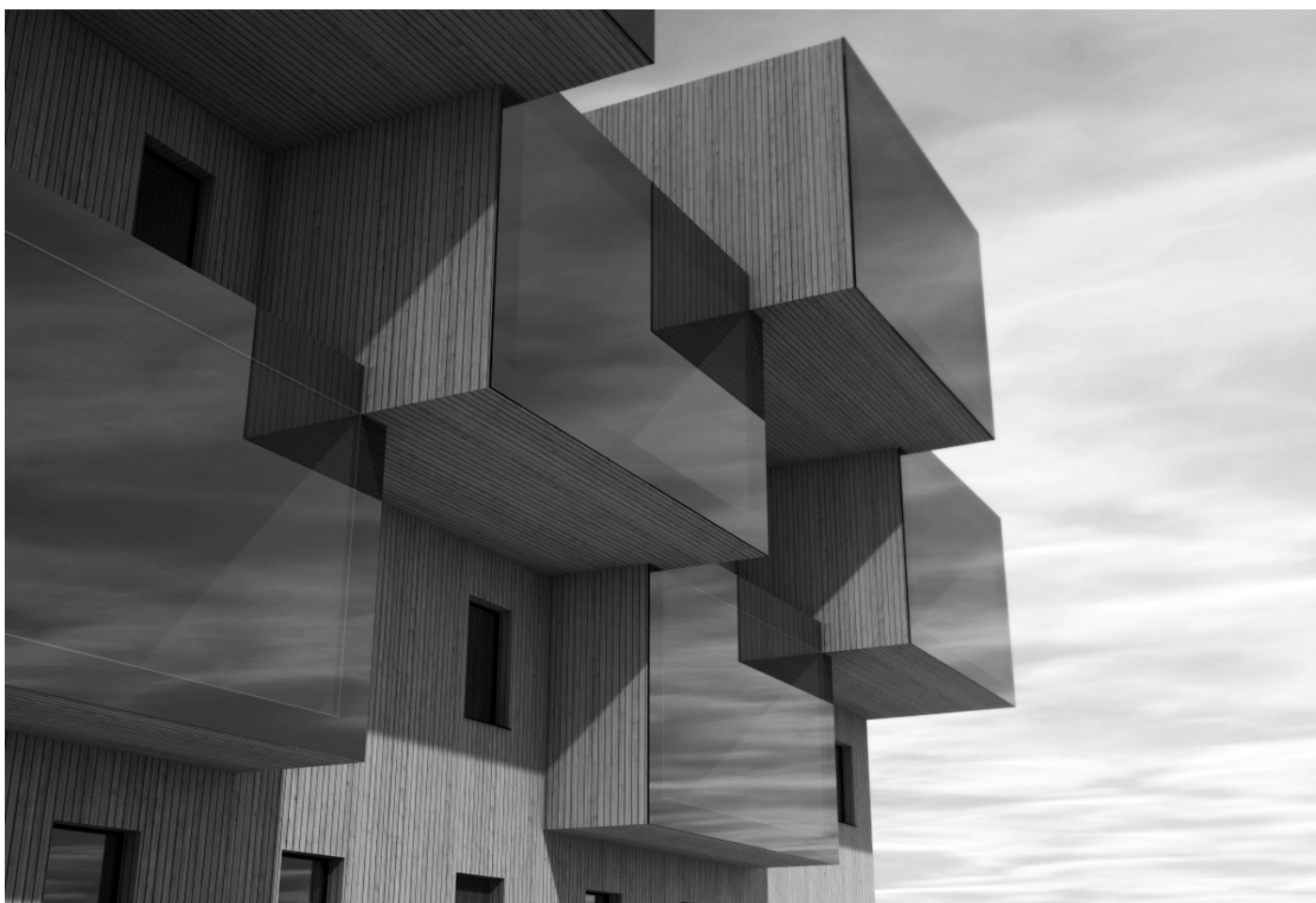
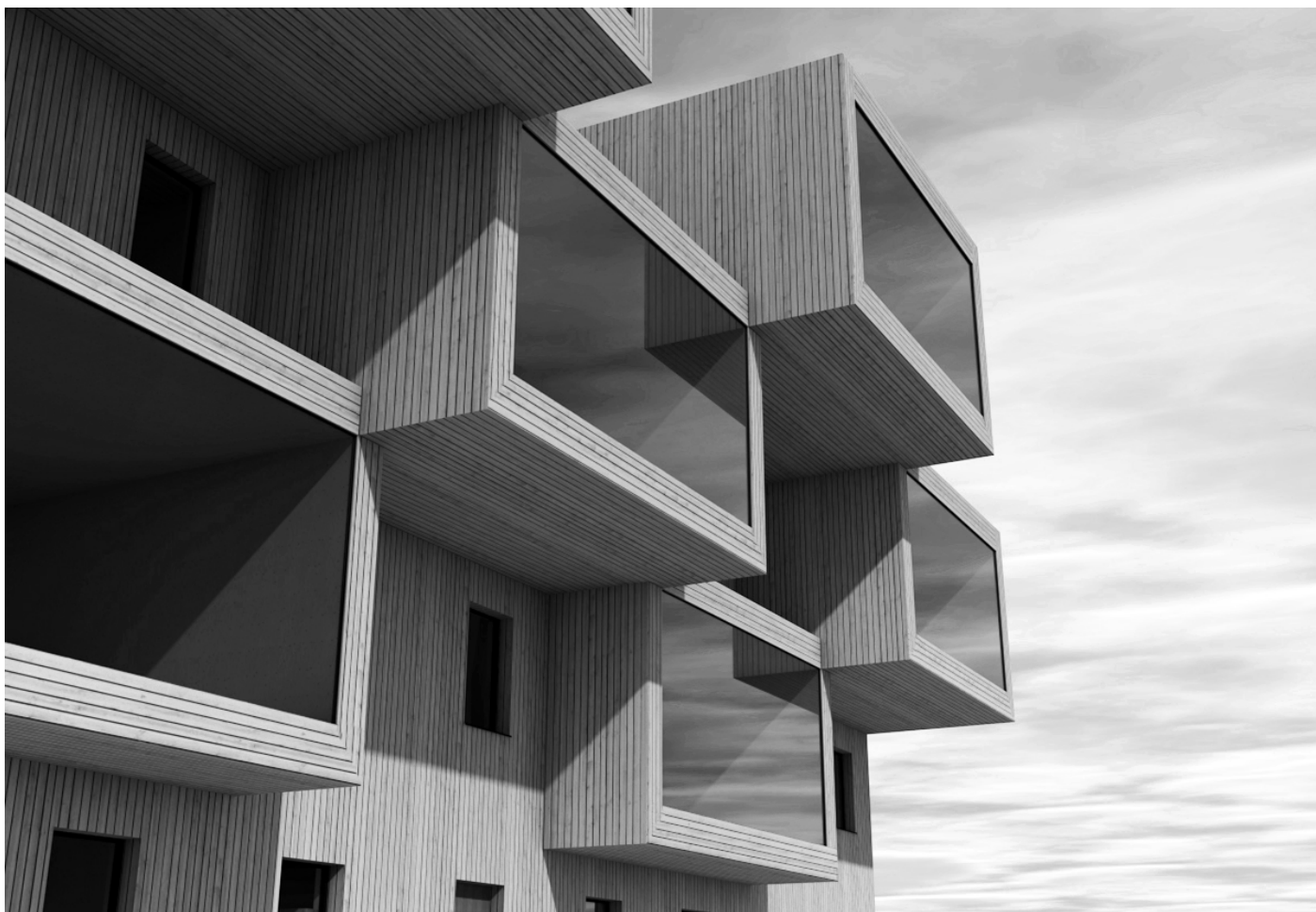
Perspektiv fra nordvest.



Fasade vest



Fasade øst



Mulige fasadeutrykk.

Vedlegg C.2

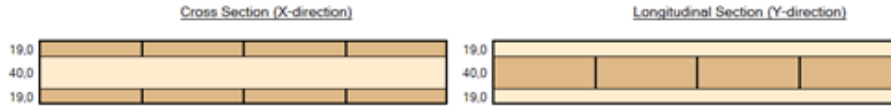
Tverrsnittsdata for benyttede massivtreelementer

SKIVER

Alle figurer og tabeller er hentet fra KLHdesigner fra KLH.

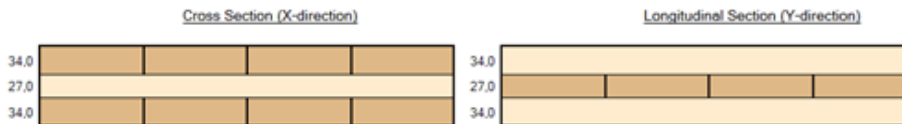
Figurer og stivhetsmatriser er gjengitt med tillatelse fra KLH.

KLH 3s 78 DL



411	0					
0	64					
		27				
			5 440	0		
			0	27 600		
					456 000	0
					0	480 000
						19 500

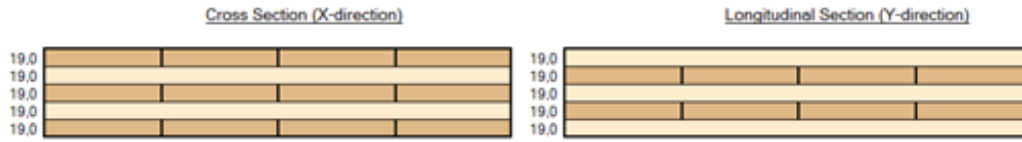
KLH 3s 95 DL



838	0					
0	20					
		21				
			9 810	0		
			0	18 600		
					816 000	0
					0	324 000
						21 400

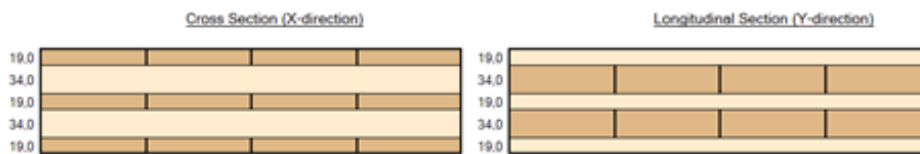
SKIVER

KLH 5s 95 DL



679	0				
0	180				
		57			
			9 430	0	
			0	5 210	
					684 000
					0
					456 000
					23 300

KLH 5s 125 DL

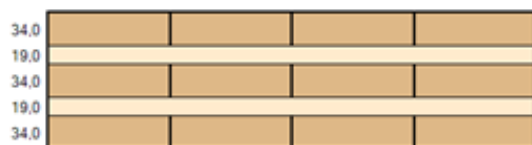


1 300	0				
0	650				
		150			
			9 950	0	
			0	11 200	
					684 000
					0
					816 000
					31 100

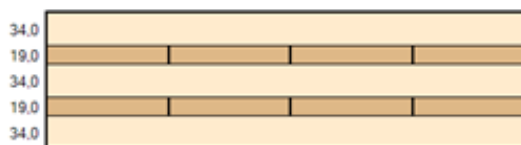
SKIVER

KLH 5s 140 DL

Cross Section (X-direction)



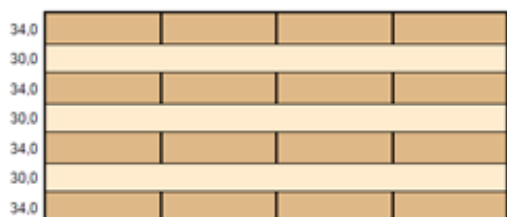
Longitudinal Section (Y-direction)



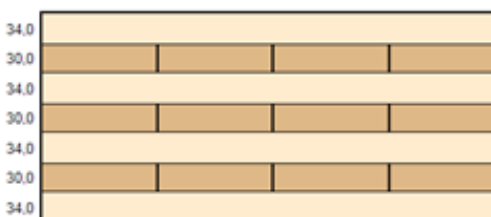
2 410	0				
0	330				
		150			
			19 100	0	
			0	5 250	
					1 224 000
					0
					456 000
					31 100

KLH 226 DL

Cross Section (X-direction)

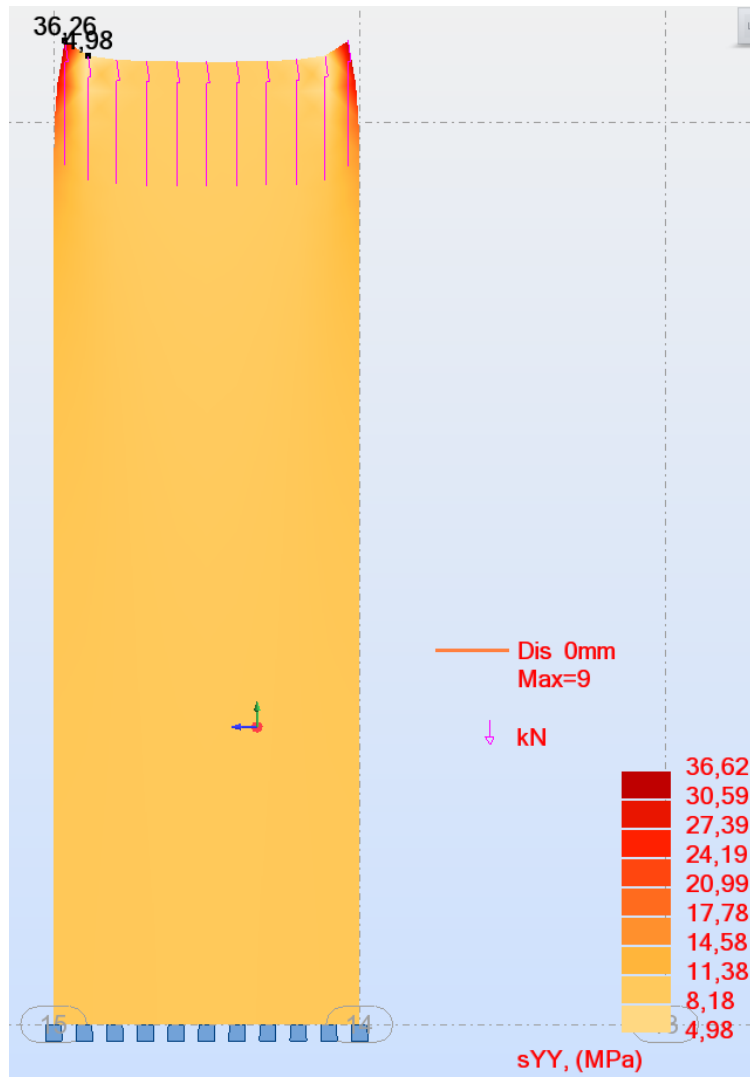


Longitudinal Section (Y-direction)



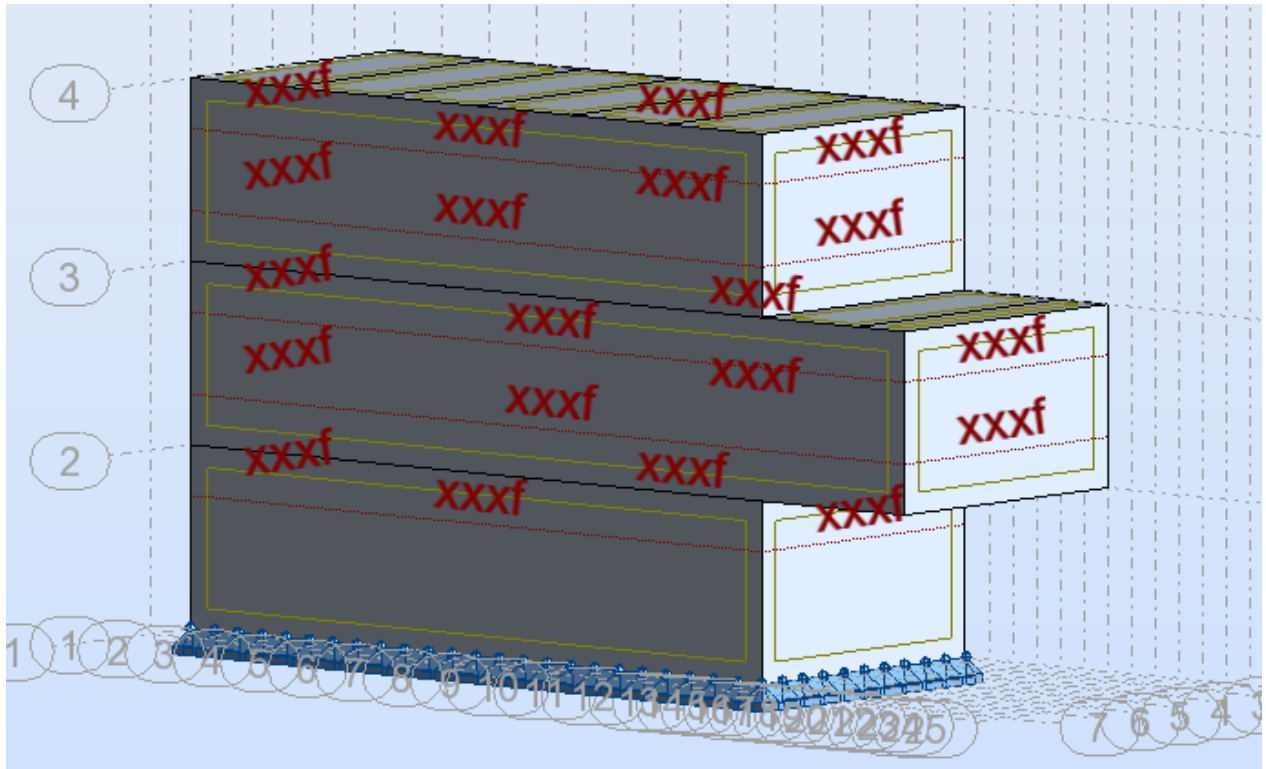
8 510	0				
0	3 030				
		840			
			21 800	0	
			0	14 800	
					1 632 000
					0
					1 080 000
					55 300

Utklipp av resultat fra RSA til verifikasjon av E-modul kap. 8.4.



Figur 0.1 Resultat i RSA for verifikasjon av E-modul.

Opplag- og randbetingelser for modeller kapittel 10.8.





Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Postboks 5003
NO-1432 Ås
67 23 00 00
www.nmbu.no