



Kunnskap for en bedre verden

PÅBYGG AV ELDRE
LAMELLBLOKKER VED BRUK AV
TREINDUSTRIELLE KONSEPTER
*EN CASESTUDIE AV VESTLIA BORETTSLAG I
TRONDHEIM*

Lars Løken Granlund
Bjørn Ivar Standahl
Martin Steimler

Gradering: Åpen

Bachelor i ingeniørfag - bygg
Innlevert: 20. mai 2021
Veileder: Jan Steinar Egenes
Biveileder: Pasi Aalto

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk

Oppgavens tittel: PÅBYGG AV ELDRE LAMELLBLOKKER VED BRUK AV TREINDUSTRIELLE KONSEPTER EN CASESTUDIE AV VESTLIA BORETTSLAG I TRONDHEIM	Dato: 20.mai 2021		
	Antall sider: 221		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: Lars Løken Granlund Bjørn Ivar Standahl Martin Steimler			
Veileder: Jan Steinar Egenes, Universitetslektor, Institutt for vareproduksjon og byggteknikk, NTNU			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: Pasi Aalto, Senterleder NTNU Wood. Institutt for arkitektur og teknologi, NTNU			

Sammendrag:

Formålet med oppgaven er å vurdere restkapasiteten i en typisk lamellblokk fra perioden 1960 til 1980, og hvilket treindustriell konsept som egner seg i et påbygg. Begrunnelsen for et påbygg kan være salg av andeler for å finansiere en nødvendig rehabilitering eller oppgradering av boligblokken. For eksempel energieffektiviseringstiltak og/eller installasjon av heis for å gjøre bygget mer attraktivt å bo i. I et samfunnsperspektiv vil gjenbruk av eldre boligmasse kunne gi positive bidrag for å nå klimamål og i områder med høyt boligbyggepress kan det mulig gjøre ønsket befolkningsfortetning.

Det er gjennomført en kvantitativ studie av en tidstypisk lamellblokk fra Vestlia borettslag i Trondheim. Tidligere studier har antatt og ikke undersøkt potensialet. Lamellblokken er modellert i Focus konstruksjon for å finne restkapasiteten i bæresystemet og avstivingskonstruksjonen. Fundamenter og grunnforhold er i andre studier trukket frem som en mulig begrensning. Grunnforhold vil alltid være spesifikt for et prosjekt, og hensikten med å benytte Vestlia som case var å gi generelle resultater. Det er derfor ikke gjennomført en vurdering av grunnforholdene, men avgrenset til å beskrive trykk fra fundamentene mot grunnen.

Det er høy restkapasitet i blokken. Før påbygg var restkapasiteten i bruddgrensetilstand over 50 %. Dette gir en viss formening om potensialet for påbygg. Påbygget er begrenset til maksimalt fem etasjer ut fra to hensyn: Det er mindre sannsynlig at et borettslag vil bygge mer, og det er forenlig med normale maksimale byggehøyder med tremoduler hvor bæresystemet er en del av modulen.

Et omfattende påbygg med fem etasjer har ca. 24 % restkapasitet. Det største konstruksjonstekniske problemet knyttet til påbygget er å overføre kreftene ned til eksisterende bærende vegger. Trykket mot grunnen økt vesentlig fra 246-351 N/mm² i eksisterende bygg til 539 N/mm² i enkelte beregninger med påbygg. Et grunntrykk over 300 N/mm² vil kreve gode grunnforhold, og det indikerer at en kontroll av grunnforholdene og eventuelle utbedringer av fundamenter vil være en nødvendighet.

Treindustrielle moduler fremstår som best egnet løsning. En modulløsning gir minst belastningen for eksisterende beboere i anleggsperioden, og kan utvikles til et fremtidig konsept med stor

overføringsverdi til lamellblokker eller andre bygg med restkapasitet. Moduler alene er ikke å betrakte som et konsept, men konstruert sammen med en underliggende ramme, som overfører lastene ned i de bærende veggene, er det en anvendelig løsning med konseptuell karakter. Rammen unngår å føre lastene ned i dekkene, og fjerner behovet for å tenke komplisert lastoverføring i modulkonstruksjonen på fabrikk. Modulprodusenten kan fokusere på å utvikle funksjonelle, arkitektoniske og repetative moduler både til hvert enkelt og flere prosjekter samtidig. Kompleksiteten i modulproduksjonen tas ned og masseproduksjon av like moduler kan finne sted med et mer industrielt preg. Rammen kan konstrueres i limtre for å gi et fullstendig treindustrielt konsept, men vil med påbygg større enn to etasjer ha utfordringer med trykk vinkelrett på fibrene. Det må enten gjennomføres trykkfordelende tiltak eller byttes til andre materialer i de seksjonen hvor trykkoverskridelsen oppstår. Mest utsatt er sviller som spenner langs de bærende veggene. Bruk av bygningsmoduler gir kunden økt valgfrihet til å velge mellom ulike omfang av et påbygg, men konseptet er likevel bevart da det konstrueres og prosjekteres relativt likt uavhengig av om det påbygges to eller fire etasjer. Dette vil forenkle informasjonen for et ikke-profesjonelt markedet. Et gjentagende konsept har naturligvis bedre forutsetninger for å nå et kritisk antall eksempelprosjekter hvor validiteten i det utprøvde konseptet redusere usikkerheten for aktørene. Tankegangen viderefører byggrasjonaliseringen som startet i 1960.

Den største utfordringen ligger ikke i det konstruksjonstekniske, men i det å gi eksisterende beboere god og presis informasjon som motiverer og gjør kunden i stand til å fatte gode beslutninger for sine bygg.

Stikkord:

Påbygg
Treindustrielt
Modulbygg
Limtre
Lamellblokk
Betong

(sign.)

Forord

Bacheloroppgaven er det avsluttende arbeidet i byggingeniørstudiet ved NTNU Gjøvik. Arbeidsteamet har bestått av Lars Løken Granlund, Bjørn Ivar Standahl og Martin Steimler. Oppgaven er skrevet under en pandemi hvor det å møtes fysisk er begrenset, og vi har det siste året måtte lære å forholde oss til heldigitale arbeidsformer. Oppgaven er skrevet uten ett fysisk møte. Bjørn Ivars nøyaktighet har vært en suksessfaktor for å få kvalitet og validitet i datasimuleringene. Martins erfaring fra byggeplass gjør at han ser løsninger der vi andre er bundet av teori. Lars sin tverrfaglighet og logiske tilnærming har gitt en bedre konseptuell løsning, manuell kvalitetssikring og nyttige samfunnsperspektiver.

Oppgavens problemstilling leder ut fra miljøene ved NTNU Wood. Vi oppdaget tidlig at kompetanse om gjenbruk og påbygg av eldre boligblokker var mangelende, og at slik kompetanse ville kunne gi fremtidige arbeidsmuligheter. Vestlia borrettslag ble valg som case med følgende tematikk: Hva er det konstruksjonsmessige potensiale for påbygg, ved bruk av et treindustrielt konsept, i en lamellblokk av betong fra 1960 til 1980? Hvilke løsninger bør et treindustrielt konsept utvikles fra? Vi forstod vi måtte vurdere resultatene utover det teknisk hvis det skulle være mulig å komme frem til et industrielt konsept som har en reell mulighet for å lykkes hos ikke-profesjonelle kunder. Det er potensielt et stort marked med kunder som er drevet av andre motivasjoner enn profesjonelle. Dette legger sterke føringer for konseptuelle valg.

Vi vil takke Jan Steinar Egenes for hans arbeid som hovedveileder. Du støtte oss i å utvikle problemstillingen, og slik hjalp du oss til å finne tilbake til det innovative. Takk også for de lærerike årene ved NTNU Gjøvik. I begynnelsen av januar ble en e-post sendt til Pasi Aalto ved NTNU Wood. Pasi gikk på med full energi, og ønsket virkelig å hjelpe. Vi takker for dine innspill og alltid raske respons. Vi kunne ikke hatt en mer engasjert biveilder. Du hjalp oss bedre å forstå at ingeniørkunst har ingen verdi uten kundenes gunst.

Gjøvik, 20.05.2021

Lars Løken Granlund, Bjørn Ivar Standahl og Martin Steimler

Sammendrag

Formålet med oppgaven er å vurdere restkapasiten i en typisk lamellblokk fra perioden 1960 til 1980, og hvilket treindustriell konsept som egner seg i et påbygg. Begrunnelsen for et påbygg kan være salg av andeler for å finansiere en nødvendig rehabilitering eller oppgradering av boligblokken. For eksempel energieffektiviseringstiltak og/eller installasjon av heis for å gjøre bygget mer attraktivt å bo i. I et samfunnsperspektiv vil gjenbruk av eldre boligmasse kunne gi positive bidrag for å nå klimamål og i områder med høyt boligbyggepress kan det muliggjøre ønsket befolkningsfortetning.

Det er gjennomført en kvantitativ studie av en tidstypisk lamellblokk fra Vestlia borettslag i Trondheim. Tidligere studier har antatt og ikke undersøkt potensialet. Lamellblokken er modellert i Focus konstruksjon for å finne restkapasitet i bære- og avstivingskonstruksjonen. Fundamenter og grunnforhold er i andre studier trukket frem som en mulig begrensning. Grunnforhold vil alltid være spesifikt for et prosjekt, og hensikten med å benytte Vestlia som case var å gi generelle resultater. Det er derfor ikke gjennomført en vurdering av grunnforholdene, men avgrenset til å beskrive trykk fra fundamentene mot grunnen.

Det er høy restkapasitet i blokken. Før påbygg var restkapasiteten i bruddgrensetilstand over 50 %. Dette gir en viss formening om potensialet for påbygg. Påbygget er begrenset til maksimalt fem etasjer ut fra to hensyn: Det er mindre sannsynlig at et borettslag vil bygge mer, og det er forenlig med normale maksimale byggehøyder med tremoduler hvor bæresystemet er en del av modulen.

Et omfattende påbygg med fem etasjer har ca. 24 % restkapasitet. Det største konstruksjonstekniske problemet knyttet til påbygget er å overføre kreftene ned til eksisterende bærende vegger. Trykket mot grunnen økt vesentlig fra 246-351 N/mm² i eksisterende bygg til 539 N/mm² i enkelte beregninger med påbygg. Et grunntrykk over 300 N/mm² vil kreve gode grunnforhold, og det indikerer at en kontroll av grunnforholdene og eventuelle utbedringer av fundamenter vil være en nødvendighet.

Treindustrielle moduler fremstår som best egnet løsning. En modulløsning gir minst belastningen for eksisterende beboere i anleggsperioden, og kan utvikles til et fremtidig konsept med stor overføringsverdi til lamellblokker eller andre bygg med restkapasitet.

Moduler alene er ikke å betrakte som et konsept, men konstruert sammen med en underliggende ramme, som overfører lastene ned i de bærende veggene, er det en anvendelig løsning med konseptuell karakter. Rammen unngår å føre lastene ned i dekkene, og fjerner behovet for å tenke komplisert lastoverføring i modulkonstruksjonen på fabrikk. Modulprodusenten kan fokusere på å utvikle funksjonelle, arkitektoniske og repetative moduler både til hvert enkelt og flere prosjekter samtidig. Kompleksiteten i modulproduksjonen tas ned og masseproduksjon av like moduler kan finne sted med et mer industrielt preg. Rammen kan konstrueres i limtre for å gi et fullstendig treindustrielt konsept, men vil med påbygg større enn to etasjer ha utfordringer med trykk vinkelrett på fibrene. Det må enten gjennomføres trykkfordelende tiltak eller byttes til andre materialer i de seksjonen hvor trykkoverskridelsen oppstår. Mest utsatt er sviller som spenner langs de bærende veggene. Bruk av bygningsmoduler gir kunden økt valgfrihet til å velge mellom ulike omfang av et påbygg, men konseptet er likevel bevart da det konstrueres og prosjekteres relativt likt uavhengig av om det påbygges to eller fire etasjer. Dette vil forenkle informasjonen for et ikke-profesjonelt markedet. Et gjentagende konsept har naturligvis bedre forutsetninger for å nå et kritisk antall eksempelprosjekter hvor validiteten i det utprøvde konseptet redusere usikkerheten for aktørene. Tankegangen viderefører byggrasjonaliseringen som startet i 1960.

Den største utfordringen ligger ikke i det konstruksjonstekniske, men i det å gi eksisterende beboere god og presis informasjon som motiverer og gjør kunden i stand til å fatte gode beslutninger for sine bygg.

Abstract

The purpose of this thesis is to examine the residual load-bearing capacity in a typical apartment block from the 1960s - 1980s, and apply a wood-based industrial-scaled solution best suited for adding floors. Incomes for sales of additional floors may finance renovations like energy efficiency measures, and/or upgrades like an elevator or balconies. From a societal perspective, the reuse of older apartment blocks could contribute to reach climate goals and increase population densification in urban areas.

A quantitative study is carried out on a time-typical apartment block at Vestlia housing cooperative (borettslag) in Trondheim. An apartment block is modelled in Focus Konstruksjon¹ to calculate residual load-bearing capacity in the supporting structure. In other studies, soil pressure and soil bearing capacity have been highlighted as possible limitations. Soil bearing capacity will always be specific to a project, and the purpose of using Vestlia as a case is to provide general results. Therefore, an assessment of the soil bearing capacity has not been completed. It is limited to estimates of pressure from the foundations to the ground.

The residual load-bearing capacity in Vestlia is adequate. Before adding floors, the residual capacity is above 50 % in the ultimate limit state. This indicates a potential for adding new floors to the apartment block. The additional construction is limited to a maximum of five floors. This is based on two considerations: it appears unlikely that a housing cooperative will accept a more comprehensive expansion of shares, and such a limitation will not exclude the use of wood-based modules, with an internal load-bearing structure for maximum five floors.

After adding five floors, the remaining capacity is approx. 24 %. The main structural problem is to retransfer the loads from the modules to the existing load-bearing walls. The pressure to the ground has increased from 246-351 N/mm² to 539 N/mm². A pressure to the ground that exceeds 300 N/mm² will require a great deal of soil bearing capacity. This indicate the need to examine the ground conditions in every case, and possibly develop ways to improve foundations.

Wood-based module constructions appear to be the best solution for additional floors. A module construction minimizes the burden on existing residents during construction, and has

¹ Focus Konstruksjon is a Microsoft Windows based simulations software. Focus Konstruksjon use the finite element method (FEM) to analyze complex constructions in 3D.

the highest industrial potential. Building modules as a stand alone solution do not create a concept, but it creates a highly applicable concept when added a project customized underlying frame that retransfers loads to the existing load-bearing walls. Such a frame eliminates the need to take into account downward load transfers in the module construction. The focus may be on the design and development of functional, architectural and repetitive modules. Thus, the complexity of module production is reduced, and mass production of similar modules can take place in an industrial scale. The frame can be constructed with glulam to become a fully wood-based industrial concept. An extension greater than two additional floors will initially lead to exceeding load-bearing capacities perpendicular to the fibres in the glulam. Measures to distribute the loads must be made, or other materials must be used in the section where it occurs. The ground beams, above the existing load-bearing walls, are most fragile. The use of building modules together with a frame gives the customer the opportunity to choose between different scopes of extension, but the concept is still preserved as it is designed and projected equally regardless of the scope. The latter simplifies communication between customers and suppliers. Such a industrialized concept may have better prospects for gaining a large enough volume, and thus experience and competence on adding floors increases and risk perception is reduced.

The most dominant barrier for extensions in height is not the load-bearing structure itself, but the process of securing residents with sufficient and precise information on which they may be motivated and enabled to make good investment decisions.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag.....	ii
Abstract	iv
Innholdsfortegnelse	vi
Figurliste.....	ix
Tabelliste	xii
Definisjoner.....	xiii
1 Innledning.....	15
1.1 Problemstilling.....	18
1.1.1 Forutsetninger, nyanseringer og avgrensninger	20
2 Teori	22
2.1 Byggereguleringer og boligkooperasjonenes inntog standardiserte materialbruk og konstruksjon	22
2.1.1 Boligblokker i plasstøpt betong med bærende innervegger	23
2.2 Løsninger for treindustrielle påbygg	25
2.2.1 Elementer	25
2.2.2 Bruk av limtre i bære- og avstivingssystemet	26
2.2.3 Treindustrielle moduler	27
2.3 Erfaring med bruk av lette trekonstruksjoner i påbygg	29
2.3.1 Byporten Harstad – bruk av tremoduler i et påbygg	29
3 Casebeskrivelse av Vestlia borettslag	31
3.1 Beskrivelse av Vestlia Borettslag	31
3.1.1 Beskrivelse av planløsninger.....	32
3.2 Konstruksjonsbeskrivelse av Vestlia borettslag	33
3.2.1 Beskrivelser av utvalgte seksjoner for analyse	33
3.2.2 Vurdering av bære- og avstivingssystem	34
3.2.3 Vurdering av betongkvaliteter i konstruksjonen	38
3.2.4 Vurdering av armeringskvaliteter i konstruksjonen	39
3.2.5 Vurdering av fundamenter og grunnforhold	40
4 Metode.....	42
4.1 Vurderingskriterier for treindustrielt konsept.....	42

4.2	Metodegrunnlag for kontroll av konstruksjonen	44
4.2.1	Last- og materialforutsetninger	45
4.2.2	Geometriske forutsetninger	46
4.3	Modellering av Vestlia borettslag.....	47
4.3.1	Modellering i Focus konstruksjon og beregninger av restkapasitet før og etter	47
4.4	Manuell kvalitetskontroll av bære- og avstivingsystemer i blokk G/J i Vestlia borettslag	48
4.4.1	Lastoverføring av horisontale laster	49
4.4.2	Bruddgrensekontroll.....	50
4.4.3	Bruksgrensekontroll	50
5	Resultater.....	52
5.1	Kapasitetsberegning av eksisterende bygg	52
5.1.1	Modellert og beregnet restkapasitet i eksisterende bygg	52
5.2	Vurdert treindustrielt konsept for påbygg	57
5.2.1	Elementer eller moduler	57
5.2.2	Moduler i bindingsverk eller i massivtre.....	62
5.3	Valg og kontroll av limtreramme	63
5.3.1	Kontroll for trykk vinkelrett på fibrene.....	66
5.3.2	Kontroll for nedbøying	67
5.3.3	Kontroll for bøyemoment og skjær	68
5.4	Kapasitetsberegninger etter påbygd tilleggskonstruksjon	69
5.4.1	Endringer i lastbildet med påbygg i tremoduler.....	69
5.5	Manuell kvalitetskontroll av avstivings- og bæresystemet.....	75
5.5.1	Påførte laster i avstivings- og bæresystemet.....	76
5.5.2	Kontroll av stabilitet.....	80
5.5.3	Kontroll av maks trykk mot fundament	80
5.5.4	Kontroll for trykkspenninger i betongen.....	81
5.5.5	Kontroll av grunntrykk.....	81
5.5.6	Kontroll for maksimalt strekk mellom betongskive og fundament.....	82
5.5.7	Kontroll for armeringsbehov på grunn av strekk	83
6	Diskusjon og analyse.....	84
6.1	Kapasitet i konstruksjon	84

6.2	Rammekonstruksjon gir bedre lastoverføring og øker potensiale for industrialisering	86
6.3	Byggmoduler gir best fleksibilitet og minst ulemper	92
6.3.1	Mulige modulkonsept på Vestlia.....	93
6.3.2	Er transport en avgjørende begrensning?	94
6.3.3	En utfordring å nå lyd og brannkrav med moduler	95
6.4	Markedspotensialet og -barrierer	95
6.4.1	Kompliserte beslutningskjeder den største og avgjørende barrieren	96
6.4.2	Utviklingen må starte med bygg i offentlig eie og næringsbygg	96
6.4.3	Er det mulig å redusere miljøpåvirkningen gjennom økt gjenbruk i et påbygg med moduler?	97
7	Konklusjon	99
7.1	Lamellblokker i betong er godt egnet for påbygg	99
7.2	Limtreramme i kombinasjon med moduler gir best konsept.....	100
7.3	Hvorfor kommer vi ikke til å se påbygg i andelslagsblokker?	102
7.4	Videre arbeid	102
	Litteraturliste	104

Figurliste

Figur 1 Antall boligblokker bygget i ulike tidsperioder (Statistisk Sentralbyrå, 2020).....	15
Figur 2 Arkitektonisk skisse som illustrerer hvordan eldre lamellblokker kan bygges på i høyden (Soikkeli et al., 2015)	17
Figur 3 Bygning i delvis støpt betong (Lyse og Wiig, 1957, s. 260)	24
Figur 4 Bære- og avstivingssystemet i limtre er godt synlig i de tidlige byggefasene av Mjøstårnet (Solberg, 2017)	27
Figur 5 Eksempel på bæresystemet for en enkel tremodul (Byggforskserien, 2020)	28
Figur 6 Horisontalsnitt av en typisk skillevegg mellom to moduler viser at dobbelkonstruksjonen gir redusert arealutnyttelse (Byggforskserien, 2020).....	28
Figur 7 Byporten Harstad med næringslokale i første etasje og påbygg med moduler over to etasjer (Byporten, 2019).....	29
Figur 8 Byporten Harstad under montering av moduler. Limtreramme er synlig under og i forkant (Bunkholt, 2019).....	29
Figur 9 Adkomstvei fra E6 til Vestlia borettslag (Google, 2021).....	31
Figur 10 Bebyggelsesplan over Vestlia Borettslag viser plasseringen til de 16 boligblokkene (ROJO arkitekter, 2014).....	32
Figur 11 Fasadeskisse av en av boligblokkene bestående av fire seksjoner. Her ser en tydelige høydeforskjeller mellom seksjonene (ROJO arkitekter, 2014).....	33
Figur 12 Vestlia borettslag sett fra oven. Blokkene i front har et jevnt kompakt tak.(Riksantikvaren, 2021)	34
Figur 13 Bygningslovene fra 1924 til 1985 (Byggforskserien, 2017c).....	35
Figur 14 Byggeforskriftene fra 1928 til 1987 (Byggforskserien, 2017c)	35
Figur 15 Farge og form som beskriver betong etter NS 418 (Lyse og Wiig, 1957, s. 169).....	36
Figur 16 Vanlig veggarmering der hvor armering kan legges på hver side eller midt i veggen (Byggforskserien, 2017a)	37
Figur 17 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (Statens Vegvesen, 2009b)	38
Figur 18 Utklipp fra eldre blad tilhørende Byggforskserien. Bladet var gjeldende fra 1962 og ble erstattet i 1973 (Byggforskserien, 1962)	39
Figur 19 Armeringens karakteristiske fasthet (Statens Vegvesen, 2009b)	40
Figur 20 Bøyemål for armeringsstål i dekkene i Vestlia (ROJO arkitekter, 2014).....	40
Figur 21 Illustrasjons av bøyemål for betong (Lyse og Wiig, 1957)	40
Figur 22 Planløsning med nominering av bærende vegger og akser.	47
Figur 23 Originalbygg med vind fra nord og med utsparinger. I omtale av bygget brukes nord om langveggen ved trappehusene. Dette er gjort for enkelthets skyld og har ikke sammenheng med geografisk nord.....	52
Figur 24 Originalt bygg med vind fra nord. Sørsiden av fasaden er vendt mot leseren.	53
Figur 25 nordvest-hjørne med minimumsarmering	54
Figur 26 nordvest-hjørne med nødvendig armering.....	54
Figur 27 Kontroll for singulariteter med mesh 0,5.....	55

Figur 28 Kontroll for singulariteter med mesh 0,1.....	55
Figur 29 Kontroll for singulariteter med mesh 0,05.....	55
Figur 30 Største kapasitetsutnyttelse mot fundament (0,54) og mot skall (0,57)	56
Figur 31 Kapasitetsutnyttelse midtvegg syd	56
Figur 32 Største kapasitetsutnyttelse gavlvegg vest.....	56
Figur 33 Sammendrag for det eksisterende bygget.....	57
Figur 34 Resultanter for det eksisterende bygget.....	57
Figur 35 Prinsippskisse som viser hvordan moduler kan plasseres på en ramme og at det oppstår arkitektoniske frihetsgrader i tillegg til forenklete hensyn hos modulprodusenten (Soikkeli et al., 2015).....	63
Figur 36 Karakteristisk trykkfasthet $f^*c,90,k$ på tvers av fiberretningen med resultater fra lengre prøvestykker (Eide et al., 2013)	66
Figur 37 Nedbøyningskravet 22 mm og minste høyde av limtrebjelkene som oppnår kravet. Grønn kurve viser utnyttelsesgrad for trykk på tvers mellom bjelke og sville, hvor over 100 % fører til trykkbrudd.	67
Figur 38 Prinsippskisse som illustrerer en mulig løsning ved bruk av moduler og en ytre heissjakt i Vestlia. Modulene plasseres over en lastfordelende ramme som fører laster ned i bærende vegger (Soikkeli et al., 2015).....	69
Figur 39 Modelling av eksisterende bygg i betong med fem etasjers påbygg i massivtre med vind fra nord og vertikale laster	70
Figur 40 Kapasitetsutnyttelse 0,77 av nedre del av blokken.....	71
Figur 41 Resultater med påbygg	71
Figur 42 Oppleggskrefter med påbygg.....	71
Figur 43 Kontroll for singulariteter med mesh 0,5.....	72
Figur 44 Kontroll for singulariteter med mesh 0,1.....	72
Figur 45 Kontroll for singulariteter med mesh 0,05.....	72
Figur 46 Største kapasitetsutnyttelse midtveggen sør	73
Figur 47 Kapasitetsutnyttelse midtveggen nord.....	73
Figur 48 Krefter ved vestre trappehus med maksimal Rz. Trappehuset sett fra grunnen.....	73
Figur 49 Midtvegg sett fra syd med vind på gavlvegg i vest	74
Figur 50 Vind på gavlvegg fra vest. Største utnyttelse på gavelveggen i nordvestre hjørne ...	74
Figur 51 Utnyttelse i vestre trappehus sett fra grunn ved vind mot gavelvegg i vest	74
Figur 52 Stivhetssenterets plassering i Vestlia.....	76
Figur 53 Oversiktillustrasjon over dimensjonerende spenningskonsentrasjoner i Vestlia. Midtveggen og trapperom er mest utsatt. Her er vinden påført langveggen.....	84
Figur 54 Eksempler på modul kan plasseres langs med bærende vegger.	87
Figur 55 Eksempler på modul kan plasseres på tvers av bærende vegger.	87
Figur 56 Limtresøyler som et ytre skjellet for å føre laster ned i egne fundamenter (Treindustrien, 2021).....	88
Figur 57 Treet i Bergen har et ytre bæresystem i limtre hvor det for hver femte etasje er konstruert en plattform. Hver plattform kan bærer lasten av fem nye moduler (Arctec, 2018)	88

Figur 58 En prinsippskisse som viser hvordan svillene (rød) legges over de bærende veggene, og bjelker som spenner mellom svillene (blå)	90
Figur 59 Kapasitetsutnyttelse for trykk vinkelrett på fibrene ved ulike omfang av påbygg	90
Figur 60 Vesentlige høydeforskjeller mellom tilstøtende boligblokker i Vestlia (ROJO arkitekter, 2014)	91
Figur 61 Adkomstvei fra E6 til Vestlia borettslag	94
Figur 62 Gjenbruk av moduler på Bore Surf Hostel før flytting av modulene fra Stavanger (Helen & Hard, 2018).....	97
Figur 63 Bore Surf Hostel etter ferdigstillelse (Helen & Hard, 2018).....	97
Figur 64 Prinsippskisse som viser hvordan moduler kan plasseres på en ramme og at det oppstår arkitektoniske frihetsgrader i tillegg til forenklete hensyn hos modulprodusenten (Soikkeli et al., 2015)	100

Tabelliste

Tabell 1 Konstruksjonsmessige forutsetninger, nyanseringer og avgrensninger	20
Tabell 2 Samfunnsmessige forutsetninger og avgrensninger	21
Tabell 3 Vurderingskriterier for valg av treindustrielt konsept.....	43
Tabell 4 Vurderingen av moduler eller elementer som treindustriell løsning fra konstruksjonsperspektiv	59
Tabell 5 Vurderingen av moduler eller elementer som treindustriell løsning fra kundeperspektiv	60
Tabell 6 Antall bjelker i spenn D til F ved ulike senteravstander	65
Tabell 7 Kapasitet mot bøyemoment og skjær i limtreramme	68
Tabell 8 Karakteristisk egenlast av eksisterende bygg og bygg inkl. påbygg jevnt fordelt over hele byggets etasjeskille	77
Tabell 9 Nyttelaster fordelt over etasjeskillene	78
Tabell 10 Vindlaster mot eksisterende bygg og et tilfelle med påbygg	78
Tabell 11 Last mot etasjeskille ved vind mot langsiden og gavlvegg.....	79
Tabell 12 Dimensjonerende moment i veggskive A, F og K	79
Tabell 13 Kontroll for stabilitet med og uten påbygg hvor sikkerhetsratioen er satt til 2	80
Tabell 14 Maksimalt trykk i vegg F	81
Tabell 15 Kontroll for trykk i betongen med og uten påbygg.....	81
Tabell 16 Beregning av grunntrykket fra fundamentene	82
Tabell 17 Maksimalt strekk i midtveggen/vegg F.....	82
Tabell 18 Minimumsarmering for bygg med og uten påbygg. Negative verdier indikerer at det ikke er behov for armering for å ta strekkreftene	83

Definisjoner

Blokkbebyggelse: Betegnelse på bygninger som er mer enn to etasjer, og har minst fire enheter. Det er en fellesbetegnelse for de fleste typene av store bolighus unntatt terrassehus (terrassert). Kjennetegnene ved en boligblokk er felles inngang(er) for flere boenheter/leiligheter, og horisontale og oftest også vertikale, naboskiller (Byggeskikknøkkelen, 2021)

Bebygd areal (BYA): Bebygd areal (BYA) for en tomt er summen av bebygd areal for alle bygninger, bygningsdeler og konstruksjoner over bakken, åpent overbygd areal og nødvendig areal for biloppstillingsplasser på tomten (TEK17, 2017).

Eksisterende boligblokk: Begrepet benyttes gjennomgående i rapporten og beskriver den boligblokken som eksisterer i dag. Totalt tre etasjer og kjeller.

Høyblokk: Bygning med fire eller flere enheter, og mer enn fire etasjer (Byggeskikknøkkelen, 2021).

Lameller: En gruppe med frittliggende avlange blokker/skiver, ofte med grøntarealer mellom seg. Hver enkelt blokk har flere innganger (Byggeskikknøkkelen, 2021). Det er en klar for- og bakside på bebyggelsen og ofte er leilighetene orientert i samme retning.

Lavblokk: Bygning med fire eller flere boenheter, og inntil fire etasjer (Byggeskikknøkkelen, 2021).

Punktblokk: En frittliggende boligblokk med en felles inngang og flere leiligheter i hver etasje. Leilighetene er orientert rundt en felles oppgang og gjerne heissjakt. Blokkene kan være kvadratiske, trekantede eller stjerneformede, og formen gjør at det ikke fremstår som om at blokken har noen klar for- eller bakside.

Påbygg: Påbygg er en ny bygningsdel som plasseres på en eksisterende konstruksjon. En ekstra etasje eller ark er et typisk påbygg. Bygget øker ikke bebygd areal (BYA).

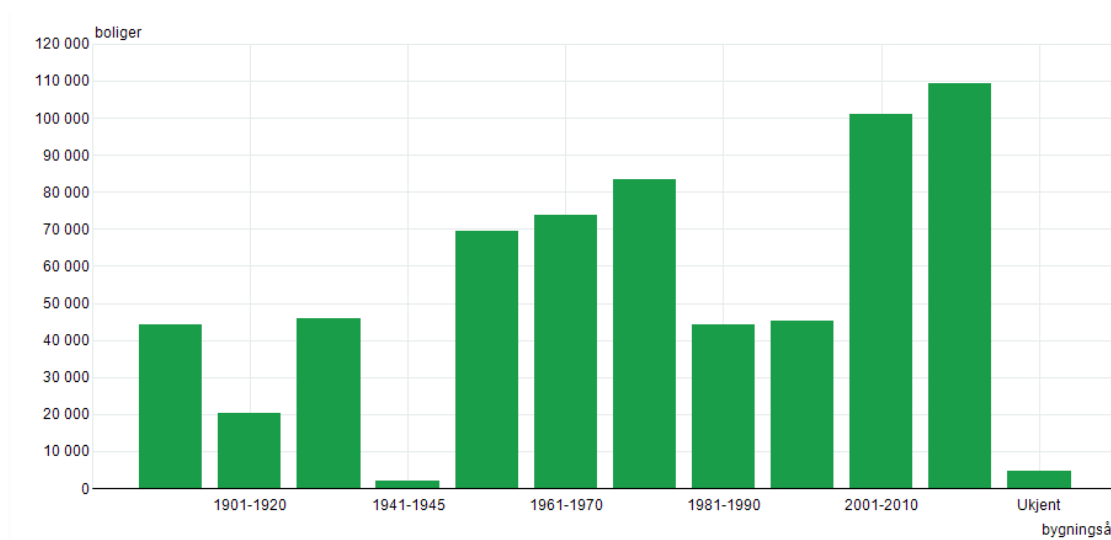
Tilbygg: Tilbygg er en utvidelse av huset «horisontalt», og dermed øker byggets grunnflate/bebygde areal (BYA).

Treindustriell løsning: er ulike former for prefabrikkerte konstruksjonsdeler i tre. Kan omfatte både elementer, moduler i bindingsverk eller massivtre, samt ulike standardiserte produkter med modifiserte materialegenskaper, slik som limtre eller kompositter.

Treindustrielt konsept: er en sammensetning av treindustrielle løsninger til et helhetlig konsept som kan løse et gjentakende markedsbehov.

1 Innledning

I tiårene etter andre verdenskrig var det en politisk målsetning å skaffe sosialt forsvarlige boliger til hele befolkningen. Dette til en pris som stod i rimelig forhold til deres inntekt (Sørvoll, 2011). Om dette benyttes begrepet den norske boligpolitikken. Etter 70 år med en slik politikk er det i dag 640 000 boliger i blokk i Norge. Perioden 1946 til 1980 og 2000 til 2020 skiller seg ut som de mest markante periodene for nybygging av boligblokker. Økt sentralisering og ønsker om endrede boforhold har siden krigen ført en av seks nordmenn til å bosette seg i en blokkleilighet.



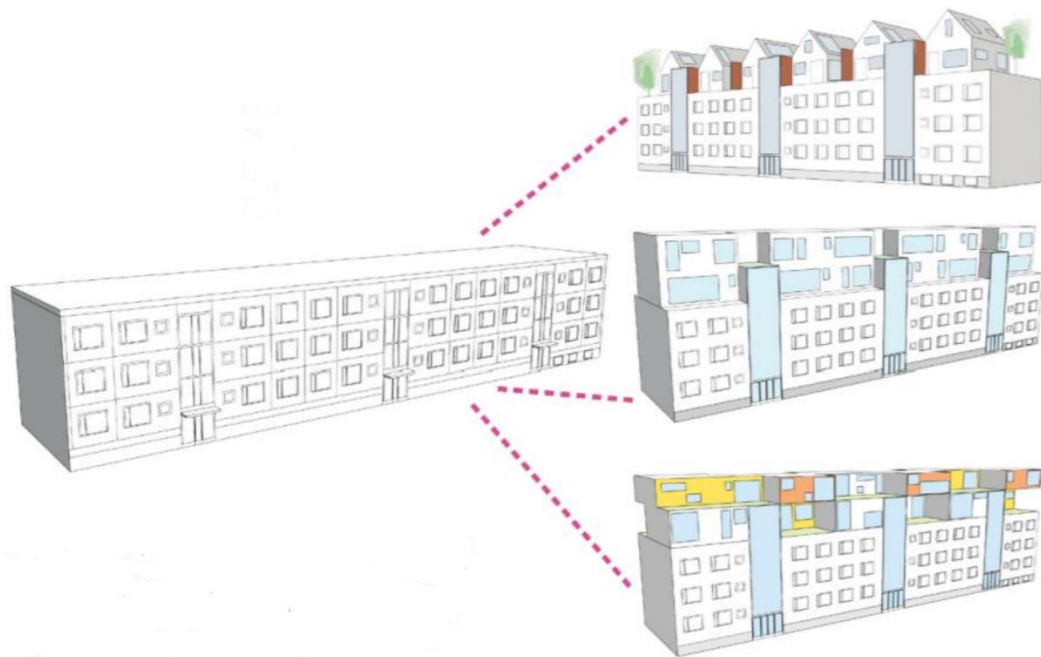
Figur 1 Antall boligblokker bygget i ulike tidsperioder (Statistisk Sentralbyrå, 2020)

I etterkrigsårene var det utpreget materialmangel, samtidig et stort behov for gjenreising og nye boliger. Det ble nødvendig å kontrollere byggevirkksomheten gjennom rasjonering av materialer og regulering av byggeløyver (Store norske leksikon, 2014). Energien til oppvarming kunne være billig, og et ønske om rimelige leiligheter og lave byggekostander ledet til økt rasjonalisering av konstruksjonene. Materialrasjoneringen i etterkrigstiden ble gradvis avvirket mot slutten av 50-tallet, og på 60-tallet oppstod en mer industrialisert utbygging. Store, monotone, blokkområder hvor betongelementer var produsert på fabrikker eller plasstøpt ble et vanlig skue. Fire etasjers lamellblokker, gjerne med to leiligheter i hver etasje som delte et trapperom uten heis, ble en vanlig planløsning (SINTEF Byggforsk og NTNU Samfunnsforskning, 2009). Den aldrende bygningsmassen representerer en stor andel

av dagens boligblokker, og disse har iboende utfordringer for både eiere og samfunnet. Økte energikostnader, økende avstand til dagens bostandard, fravær av heis, dårlige varmekomfort, lydisolering og minimale badrom er noen eksempler. Manglende heisinstallasjoner er en underkommunisert utfordring med en stadig økende levealder og redusert mobilitet i befolkningen. Av alle boliger i tredje og fjerde etasje mangler henholdsvis 69 % og 44 % heis (Statistisk Sentralbyrå, 2020). Mange barnefamilier, og spesielt den eldre delen av befolkningen har kun trapper som alternativ.

I dag har boligpolitikken helt andre målsetninger enn etterkrigstidens. For samfunnsutviklingen kan tidligere politiske valg være en barriere for befolkningsfortetning og viktige energi, miljø og klimamål. Lave og energisløsende boligblokker fremstår som et hinder for slike mål. Det kan diskuteres om det hadde vært bedre å erstatte disse av nye moderne, mer energi- og arealeffektive, bygg. Norske forskermiljøer hevder derimot at 80-90 % av den eksisterende bygningsmassen, av hensyn til økonomi og klima, vil fortsatt være i bruk i 2050 (Fufa, 2020). FNs bærekraftsmål 11.3 omhandler bærekraftig urbanisering, mens 12.5 omhandler reduksjon av avfall (FN, 2021). Rehabilitering, oppgradering og påbygg av eldre boligblokker fremstår som en fornuftig kombinasjon. Fortetning legger til rette for effektive og mer miljøvennlige transportsystemer og reduserer utbyggingspress i arealer med naturverdier i tråd med FNs bærekraftsmål (FN, 2021).

Behovet for å forstå potensialet for påbygg i eldre lamellblokker er utledet fra et slikt konsept, hvor salg av påbygg er en finansieringsmodell for nødvendig rehabiliteringer og oppgraderinger av den eksisterende bygningen. Foreløpige studier viser at en slik modell er økonomisk gunstig for et borettslag (Treindustrien, 2021). Likevel er utbygging fraværende. Fagmiljøene opplever at aktørene på begge sider har dårlig kunnskap om gjenbruk av bygg, og for dårlig forståelse for bygg i de ulike epokene (Bunkholt, 2019). Markedet er umodent, og det er en forståelig usikkerhet knyttet til det å være først ute.



Figur 2 Arkitektonisk skisse som illustrerer hvordan eldre lamellblokker kan bygges på i høyden (Soikkeli et al., 2015)

Påbygg representerer isolert sett salgsinntekter til et andelslag, og en utløsende beslutning kan ha andre ukjente drivere enn oppgradering. Det synes fornuftig å avgrense problemstillingen til gjenbruk av det eksisterende bære- og avstivningssystemet, og ikke forplikte det til et større konsept hvor påbygg og oppgradering er gjensidig avhengig. Potensialet er likevel størst i den byggeperioden hvor arealutnyttelsen av grunnarealene er dårlig, og hvor behov for rehabilitering og oppgradering er stort. 227 000 boliger av totalt 640 000 boliger i blokk er bygget i årene 1946 til 1980 (Statistisk Sentralbyrå, 2020). Boligblokkene fra siste halvdel av denne perioden bærer større preg av industrialisering, og er samtidig mindre påvirket av etterkrigstidens materialrasjonalisering. Den interessante perioden begrenser seg fra 1960 til 1980. Inngangen til 1960 er preget av økende rasjonalisering og avvikling av rasjonering. Perioden avsluttes naturlig av avtagende nybygging i 1980. Dette avgrenser et stort utvalg av boligblokker med det en kan anta er mer forutsigbare og robuste bærestystemer i betong. Gradvis industrialisering, økt regulering og dokumenteringskrav i etterkrigstiden øker tilgjengeligheten på informasjon om boligblokkene etter 1960. Selv om blokkene rett etter krigen er en del av samme byggeboom, er den generelle informasjonstilgjengeligheten om de enkelte prosjektene mer mangelfulle.

Det er viktig at bæresystemet tåler lastene påbygget tilfører. Tre er et naturlig valg for å redusere vekten. FNs bærekraftsmål 12.2 omhandler bærekraftig forvaltning og fornuftig bruk av naturressurser (FN, 2021). Hvis klimamål skal være en troverdig driver for nybygg og

påbygg, bør materialene som benyttes være fornybare, gjenvinnbare, langvarige og gi lite klimaavtrykk ved produksjon. Tre som konstruksjonsmateriale har klare fordeler som et lett, «klimavennlig» materiale som lagrer karbon (Soikkeli *et al.*, 2015). Et påbyggskonsept for lamellblokker har helt sikkert overføringsverdier til et stort utvalg av andre betongbygg med kompakte tak, slik som næringsbygg og punktblokker.

En utfordring er at tiltakene må gjennomføres i regi av sameier og borrettslag hvor påbygg er klart utenfor kjernvirksomheten og kompetansen. Påbygging, og i et større konsept også rehabilitering og oppgradering, kan være kostnadskrevende, belastende og føles risikofyllt. Samtidig kan beboeren ha ulike tidsperspektiver for egen bolig. Enkelte unge ser på sin botilværelse som et midlertidig steg før en større bolig, mens eldre kan slite med å se en hensikt med langsiktige investeringer i livets siste fase. Dette medfører at det kan være vanskelig å få gjennomført både samfunns- og privatøkonomiske lønnsomme tiltak. Dette definerer hvordan en byggeprosess kan gjennomføres og konstruksjonen utformes.

1.1 Problemstilling

Hva er det konstruksjonsmessige potensiale for påbygg, ved bruk av et treindustrielt konsept, i en lamellblokk av betong fra 1960 til 1980? Hvilke løsninger bør et treindustrielt konsept utvikles fra?

Problemstillingen er utledet av større samfunnsmessige problemstillinger slik det nevnes over. Gjenbruk og oppgradering eldre bygningsmasse viser seg nødvendig for å redusere klimagassutslipp og energibruk fra både eksisterende bygg og nybygg. Påbygg av eldre boligblokker blir sett på som en mulig finansieringsmodell for å skaffe inntekter til nødvendige rehabiliteringer og/eller som en fortettingsstrategi i områder med boligbyggerpress. Rapporten begrenser seg til kun å vurdere treindustrielle konsepter for påbygg, og tar ikke innover seg løsninger for rehabilitering av den eksisterende bygningsmassen. Begrunnelsen er at påbygging kan gjennomføres uavhengig av en rehabilitering eller oppgradering.

Markedspotensialet i påbygg av lamellblokker i betong fra 1960 til 1980 er av en slik størrelse at det er fornuftig å søke å utvikle et konsept som vil gi industrielle skalafordeler, og som samtidig tar innover seg behovet for å forenkle informasjonen til markedet. Et treindustrielt

konsept må optimalisere de konstruksjonsmessige utfordringene med fokus på kundenes behov, være mulig å repetere og ha potensiale for industrialisering. Selv om et konstruksjonsprinsipp er mindre lønnsomt og mer komplisert for de første prosjektene kan likevel en gjennomføring av dette gi fremtidige større gevinster i et industrielt perspektiv. For å sette dette i en klarere kontekst kan det sammenlignes med utvikling av miljøteknologi gjennom stimulering av løsninger som ikke nødvendigvis den beste og billigste løsningen i dag, men potensialet vil utkonkurrere nåværende teknologi i fremtiden.

En boligblokk i Vestlia borettslag analyseres som en representativ case for påbygg av eldre lamellblokker. Vestlia er et fremtidsrettet andelslag, og benyttes også som case i andre studier:

- Rehabilitering av borettslag til nesten nullenerginivå - En mulighetsstudie for Boligbyggelaget TOBB (Skeie og Lien, 2018)
- Treindustrielle muligheter – For oppgradering og påbygg av eksisterende boligmasse (Treindustrien, 2021)

Bygget er typisk for perioden. Lamellblokk i betong over fire etasjer bygget i 1973 eller 1975. To leiligheter i hver etasje som deler et felles trappeløp. Kompakte tak og forventet stor restkapasitet i den eksisterende bygningsmassen. Borettslaget er godt drevet og har tidligere utredet muligheter for rehabilitering. Bygget har god overføringsverdi til en stor andel av lamellblokkene som ble bygget etter 1960 og frem til 1980. Resultatene i oppgaven vil være interessant for markedsaktøren, men også for videre studier hvor Vestlia benyttes som case.

Det finnes litteraturstudier som har vurdert lignende problemstillinger, men da av en tematisk generell eller arkitektonisk karakter. Per nå antar de fleste studiene at det vil være restkapasitet, men uten å vise til resultater for vurdering av kapasitet. De fleste studier har derfor begrenset påbyggene til en eller to etasjer. Denne studie er den første som vurderer påbyggpotensialet i et konkret boligbygg, og benytter beregnede kapasiteter i den eksisterende bygningskonstruksjonen som underlag.

Problemstillingen tar leseren gjennom vurdering av kapasiteten i det eksisterende bygget via vurderinger og utvikling av best egnet treindustrielt konsept. Konstruksjonsvurderingene er spesifikke for casen, men vil kunne generaliseres til en større andel lamell- og boligblokker.

1.1.1 Forutsetninger, nyanseringer og avgrensninger

For å begrense omfanget og svare presist på de sentrale punktene er det lagt til grunn flere forutsetninger, nyanseringer og avgrensninger. Disse er definert på en slik måte at de ikke vil ha store implikasjoner på konklusjonen, men vil ha begrensede effekter på resultatene.

Konstruksjon

Tabell 1 Konstruksjonsmessige forutsetninger, nyanseringer og avgrensninger

Kapasitetsberegning av eksisterende fundamenter og grunntrykk	Fundamenter, grunntrykk og eventuelt refundamentering er spesifikke størrelser for Vestlia, og vil ikke nødvendigvis være mulig å generalisere til andre lamellblokker. Både størrelse på fundament, fundamenttype og grunntrykk vil antagelig varierer fra prosjekt til prosjekt. Den relative endringen i trykket fra fundament mot grunn er interessant for andre tilsvarende bygg og vil indikere det generelle behovet for å undersøke grunnforhold og fundamenter.
Kapasitetsberegning av eksisterende bygningsmasse	Kapasitetsberegningene vil kun være overslag som antyder den eventuelle restkapasiteten i det eksisterende bæresystemet. Modellering av konstruksjon vil basere seg på det originale tegningsgrunnlaget. Usikkerheter er knyttet til manglende detaljer på armeringstegninger, kvaliteten på arbeidet som ble gjort, samt slitasje og skader. Det forventes at lamellblokker etter 1960 vil ha restkapasitet, men det må kontrolleres i hvert enkelt tilfelle.
Rehabilitering og oppgradering	Rehabiliteringstiltakene vurderes ikke som en del av det treindustrielle konseptet. Det er likevel lagt inn noe høyere egenlaster i konstruksjonen slik at modellen fortsatt vil ha en viss gyldighet også med rehabilitering av fasaden.
Nødvendige utbedringer grunnet påbygg	Dette vil ikke vurderes. Dette kan være behov som oppgradering av rørsystem, elektrisk anlegg og ventilasjon. Det samme gjelder utbedringer som følge av økt brannklasse.
Avgrenset til	Oppgaven avgrenses til treindustrielle løsninger. Det omfatter

treindustrielle løsninger	moduler og elementløsninger, i kombinasjon med limtre og stål om det kreves. Plassbygde løsninger i bindingsverk er utelatt grunnet økt byggetid og ulemper for beboere i anleggsperioden.
Hensyn til andre fagfelt	Det antas at utfordringer for tekniske fag er løsbare innenfor de forutsetninger som allerede eksisterer og tilføres.
Forbindelser	Lokal dimensjonering som festemidler, hverken i forbindelsene mellom ny og gammel del eller innad i den nye delen vurderes.
Byggeteknisk forskrift (TEK 17)	Oppgaven legger vekt på hva som konstruksjonsmessig er de beste løsningene. Nødvendige utbedringer grunnet påbygg vil nevnes, men ikke i sin helhet utredes. Heis vil ikke bli vurdert, til tross for at TEK har krav om det. Det antas at den vil bli konstruert på utsiden av eksisterende bygg slik andre arkitektoniske forslag til Vestlia presenterer det.
Svingninger	Vil ikke bli vurdert.
Ulykkeslaster	Brann vil bli minimalt omtalt og jordskjelv vil ikke bli vurdert.

Samfunn

Tabell 2 Samfunnsmessige forutsetninger og avgrensninger

Økonomi	De økonomiske forskjellene for de ulike konseptene vil ikke bli vurdert. Det forutsettes at det generelt sett vil bedre økonomien i prosjektet hvis antall etasjer som bygges på økes (Treindustrien, 2021).
Andre lover og regler	Godkjenninger kommunalt, skatt og eventuell juridisk problematikk vil ikke vurderes.

2 Teori

2.1 Byggereguleringer og boligkooperasjonenes inntog standardiserte materialbruk og konstruksjon

Boligkooperasjonenes inntog og stadig strengere byggebestemmelser fra 1900 er sentrale forklaringsvariabler for den massive utbyggingen av inntil fire etasjers betongblokker i perioden 1960 til 1980. Både materialvalget og konstruksjonsprinsipper er to sentrale parametere for å kunne forstå det konstruksjonsmessige potensialet for påbygg i høyden. Gradvis gjennom 1900-tallet ble utbygging mer standardisert og masseprodusert. Vestlia borettslag fungerer fint som en case hvor funn kan overføres til tilsvarende bebyggelse over hele Norge.

I 1904 ble «lov om forbud mot opførsel af træbygninger i landets byer» vedtatt, og denne fikk stor betydning for fremtidige nasjonale og lokale byggebestemmelser i lang tid. Loven kom som en følge av den store bybrannen i Ålesund, og den innhold generelle bestemmelser om maksimalt 15 meters byggehøyde, eller fire etasjer hvis bygget var innredet som bolig. Bestemmelsen om fire etasjer ble videreført i nye bestemmelser om lov om bygningsvesenet av 1924. Lokale bestemmelser i Bergen og Oslo åpnet for å bygge høyere hvis bygget ble oppført i ildfaste materialer, men denne fraviksbestemmelsen ble sjelden anvendt. Forbudet mot å bygge hus av tre over to etasjer varte helt frem til 1997.

Fra 1930 ledet boligkooperasjonene utviklingen av byggeskikken for boligblokker. Funksjonalismen preget boligbyggingen fra 1930. Størrelsen og bokvaliteten på boenhetene var høy, men formgivningen var enkel: Enkel materialbruk, få dekorative elementer, ofte flate tak, horisontale vindusbånd og glattpussede yttervegger (SINTEF Byggforsk og NTNU Samfunnsforskning, 2009). Armert betong ble et vanlig byggemateriale, der det tidligere ble benyttet murt tegl og trebjelkelag. Etasjeskiller i betong bidro til bedre brann- og lydskiller. Et felles trappeløp med to leiligheter i hver etasje ble en vanlig planløsning.

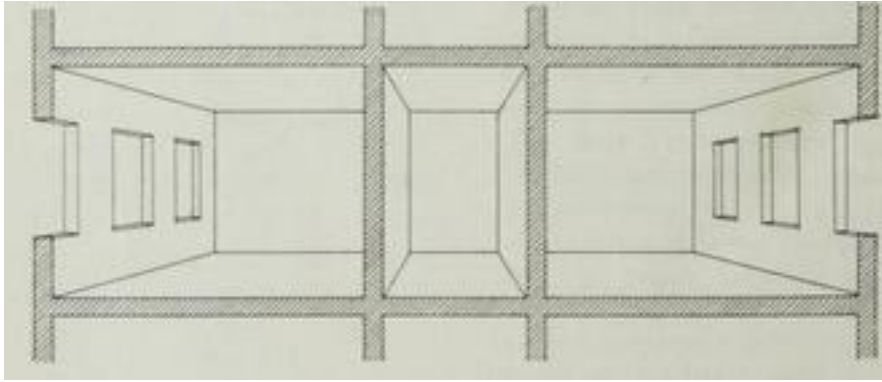
Boligkooperasjonene ble senere et viktig verktøy for gjenoppbyggingen etter krigen. 22 000 boliger ble ødelagt under krigen (SINTEF Byggforsk og NTNU Samfunnsforskning, 2009), og folketallet økte. Bosettingsmønsteret var i endring, sentraliseringen tiltok og drabantbyene vokste. De første årene etter krigen ble tre og fire etasjers lamellblokker uten heis et vanlig skue blant nyoppførte blokker. Blokkene ble bygget uten heis for å spare penger. Planløsningen fra mellomkrigsårene ble videreført. Tre- og fireroms leiligheter var vanligst, og størrelsen var fortsatt romslig. Før krigen hadde det blitt vanlig med egne toaletter, men etter krigen økte standarden og det ble nå vanlig med baderom. I tillegg til lamellblokkene dukket det opp noen kvadratiske punkthus. Punkthusene er kjennetegnet med en planløsning konstruert rundt en heissjakt eller et trapperom. Heis gir muligheter for flere etasjer, og optimalisert plassering muliggjør flere leiligheter i hver etasje.

Utover 1960-tallet ble byggingen mer rasjonell og industrialisert, og bruk av kraner ble mer vanlig. Det ble flere standardiserte og farbrikkproduserte bygningselementer, og slik ble det en slags monotoni i bygningsuttrykket og i planløsninger. Denne monotonien gjaldt ikke bare for det enkelte bygget, men over større områder hvor samme byggeskikk ble benyttet. Med den nye måten å bygge på kunne dekkene ha større spenn, og det resulterte i at leilighetene ble dypere og smalere.

Det er først i byggeperioden 1980 og utover at innslaget av boligblokker med rasjonalisert plassering av heis og trapp blir dominerende. Fokus på rasjonalisering og økte byggekostnader førte til enda dypere leiligheter, og lengere spenn. Økte høyder på blokken og økt bruk av svalganger førte til enda mer rasjonell utnyttelse av heiser og trapper.

2.1.1 Boligblokker i plasstøpt betong med bærende innervegger

Bæresystemets oppgave er å oppta krefter, horisontale og vertikale, som virker på bygningen og overføre disse til grunnen via fundamentene. Boligblokker i etterkrigstiden ble ofte konstruert i betong med bærende gav- og innervegger av plasstøpt betong (Larsen, 2008, s. 112). Denne helstøpte konstruksjon hvor vegger og dekker er støpt i en monolittisk konstruksjon, sammen med en gjennomgående trappesjakt i betong, gir stor stivhet i alle (Larsen, 2008, s. 112). Det var, og er, derfor ikke særlig nødvendig å gjøre spesielle vurderinger av stabiliteten til slike bygg (Larsen, 2008, s. 112).



Figur 3 Bygning i delvis støpt betong (Lyse og Wiig, 1957, s. 260)

Figur 3 over viser en prinsippskisse for et bygg i plasstøpt betong. Hvis bygget støpes i alle plan vil det bli uendelig stivt, og bygget blir uforskyvelig i alle retninger. Bygget over er støpt i to plan og har mindre stivhet ved vind mot den støpte fasaden i gavlveggen, og i slike tilfeller vil ofte et trapperom alene ta den nødvendige avstivingen (Lyse og Wiig, 1957, s. 260). Systemet over kan også betraktes som innspendte rammekonstruksjoner, men da med mulige forskyvninger i lengderetningen (Lyse og Wiig, 1957, s. 263).

De bærende veggene (vertikalkonstruksjonen), som skiller leilighetene, er parallelle og tar vindkreftene parallelt med veggretningen (i figuren over er dette vinkelrett på planet). Byggene er relativt, om ikke helt symmetrisk, og stivhetssenteret er plassert relativt nært en senterakse. Vindlast parallelt med skivene gir derfor bygget nesten utelukkende translasjonslaste og svært lite rotasjon.

Hadde forbindelsen mellom etasjeskillen og betongveggene vært momentfrie ville den ikke uten videre motstått kreftene fra vindlast på gavlveggen. Det måtte i et slik tilfelle ha blitt etablert et avstivningssystem også i denne retningen. Av hensyn til brannsikkerhet har slike boligblokker ofte trapperom eller heissjakter av betong. Disse betongrommene vil ofte være gjennomgående og har stor stivhet og bidrar til avstiving ved vind mot alle fasader.

Forbindelsene mellom etasjeskillen og betongveggene er derimot ikke momentfrie. Avstiving i denne retningen er derfor en kombinasjon av skiver og stive innspente rammer. Hvis trapperommet ikke er sentrert i bygget, som den som oftest ikke er i lamellblokker, vil stivhetssenteret bli forskjøvet fra senter. Det oppstår da rotasjon i tillegg til translasjon. Det store antallet bærende vegger gir imidlertid stor stivhet mot rotasjon, og opptar momentet fra vinden.

Vurderingen stemmer godt med undersøkelser i andre nordiske land. Nå er det ikke nødvendigvis slik at byggeskikken har vært helt lik, men tradisjonelt sett er det en god del utveksling mellom de nordiske landene hva gjelder kompetanse, konstruksjonsprinsipper og lover og reguleringer. I Finland har de også belyst utfordringen med aldrende boligblokker og behov for fortetning. Deres utredninger konkluderer med at finske boligblokker fra 1960 til 1980 ofte vil være godt egnet for påbygg. De flate takene gjør det både arkitektonisk og teknisk enkelt gjennomførbart. Ikke minst er bærekonstruksjonen meget godt egnet. «Their load-bearing frame can easily bear an additional floor that is lightweight, and could often support more than one. Thus the reasonable approach is to build additional floors that are light in structure, that is, steel- or woodframed» (Soikkeli, 2016).

Slike bygg er lite utsatt for veltemoment. Lamellblokker har ofte et tilnærmet kvadratisk snitt om gavlveggen. Dybde er lik høyde. Effekten av momentarmen fra horisontale laster blir i slike tilfeller ca. to ganger momentarmen av det vertikale lastene. Egenlast av betong er massivt større enn to ganger horisontale laster, og velt vil ikke bli et problem. Økt byggehøyde vil derimot øke både den horisontale lasten og dens momentarm.

2.2 Løsninger for treindustrielle påbygg

Utviklingen av elementer og moduler har først og fremst handlet om rasjonalisering av byggeprosessen. Tradisjonelt foregikk alt arbeid på byggeplass, via en periode med precut av materialer, til i dag hvor leveranse av større ferdigproduserte moduler eller elementer har blitt svært vanlig. Uavhengig av materiale. Bruk av moduler og elementer ga da, som nå, mindre rigg og arbeid på byggeplass, og derfor kortere byggetid. Av andre fordeler kan nevnes lite svinn av materialer, mindre støy, høy kvalitet og redusert risiko for feil sammenliknet med plassbygde løsninger. (Svindland og Habibi, 2020)

2.2.1 Elementer

Med elementkonstruksjoner menes konstruksjoner som er konstruert ved hjelp av elementer eller «lukket» ved hjelp av elementer. Konstruksjoner i den størrelsesorden som vurderes i problemstillingen er normalt ikke basert utelukkende på elementer, og ei heller med kun én type elementer. Limtre, og i noen tilfeller løsninger i stål, vil normalt utgjøre en sentral del av

det bærende og avstivende systemet. Ved å bygge i elementer vil byggetiden være noe lenger enn ved moduler, men fortsatt kortere enn plassbygde løsninger.

Elementer i massivtre

Slike elementer har gunstige egenskaper som passer denne prosjektypen. Strukturelt har det styrke som gjør at elementene utgjør hele eller deler av både avstivende og bærende egenskaper i konstruksjonen. Dette gir flere variasjonsmuligheter arkitektonisk og/eller at det i mange tilfeller er mulig å videreføre eksisterende planløsninger. Massivtre er en relativt rask måte å oppføre konstruksjoner på. Elementene heises opp og skrues fast fortløpende.

Ulempen tidsmessig er at de må klees inn, men dette kan effektiviseres med elementer.

Ferdigstillingsgraden vil likevel være mindre enn bindingsverkelementer. Vanligvis ligger en massivtrevegg 20 % høyere i vekt enn en tradisjonell vegg i bindingsverk (Byggforskserien, 2013)

Bindingsverkelementer

Dette er lukkede elementer, som vil si middels prefabrikasjonsgrad, altså med vindsperre, dampspærre, isolasjon, dører og vinduer (Svindland og Habibi, 2020). Konstruksjoner av denne typen med så lange spenn og flere etasjer vil normalt ha et eksternt bære- og avstivningssystem i limtre. Siden også dette er en prosess i to steg, i likhet med massivtre, vil montasjetiden av elementene være relativt lik. Grunnet større ferdigstillingsgrad på bindingsverkelementer vil metoden tilby kortest byggetid av de to elementtypene.

2.2.2 Bruk av limtre i bære- og avstivningssystemet

Limtreets gode styrkeegenskaper i forhold til vekt, gjør limtre til et egnet konstruksjonsmateriale i det bærende og avstivende systemet. Det er prinsipielt to forskjellige konstruksjonsmetoder: Etasjehøye søyler hvor bjelker eller dekker plasseres over søylene eller gjennomgående søyler hvor bjelkene eller dekkene festes til søylene. Det er mulig å kombinere med andre konstruksjoner, slik det er gjort i Treet i Bergen. Her er det en gjennomgående limtreramme fylt med moduler i fem og fem etasjer. Limtre vil også med stor sannsynlighet inngå i en massivtre- eller bindingsverkskonstruksjon der det er lange spenn eller andre utfordringer hvor limtre er godt egnet.



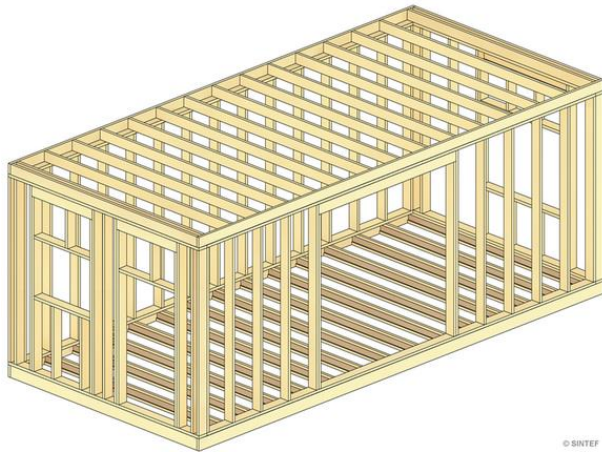
Figur 4 Bære- og avstivningssystemet i limtre er godt synlig i de tidlige byggefasene av Mjøstårnet (Solberg, 2017)

2.2.3 Treindustrielle moduler

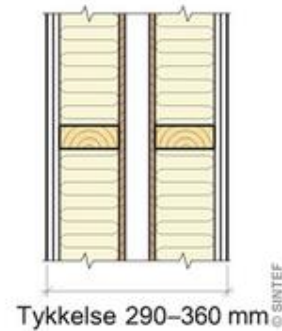
Treindustrielle moduler er prefabrikkerte konstruksjoner med vegger, tak og gulv, og hvor bæresystemet er basert på tre. Både massivtre og bindingsverk kan benyttes, eller en blanding av disse og andre byggematerialer. Moduler med bindingsverkelementer er tradisjonelt benyttet i bygg av lavere høyde. Modulbygging er særlig gunstig i bybebyggelse hvor byggetid og anleggsplass er begrenset. En kan ikke stenge av større områder/gater over lengre tid eller vil begrense støy. Men det stiller også større krav til logistikk for å få frem riktig modul til riktig tidspunkt og med riktig kvalitet.

Modulbygninger konstrueres ved å sette sammen elementer eller moduler til bygninger med høy ferdigstillingsgrad. Da modulene bygges på fabrikk har man mulighet til å bygge tørt, med stor nøyaktighet og det er lettere å holde kontroll på kvaliteten. Modulene kan leveres med forskjellig ferdigstillingsgrad. Ved høyere ferdigstillingsgrad vil det vanligvis stilles større krav til beskyttelse av modulene under transport og montering. Det gjelder særlig å bygge modulene stive nok slik at de ikke deformeres på grunn av vekt når de flyttes eller heises på plass. Størrelsen av modulene er hovedsakelig begrenset av transportmulighetene. Enten ved begrensninger på veien eller på anleggsområdet. Største dimensjoner på vei er bredde 4,2 m, maks høyde 3,7 m (4,2 m med lavtbyggende tilhenger) og lengde 16m (Byggforskeren, 2020). 16,0 m. Moduler gir en lav lastpåføring og en modul veier vanligvis ca. 2,5 kN/m² (Torp, 2021) En modul kan ha platelag i gulv, vegg og tak, som gir stor stivhet og styrken kan ivaretas av modulbygget alene i bygg opp til fire til fem etasjer (Trefokus, 2021).

Dimensjonering av modulene må tilpasses det enkelte byggeprosjekt, og dette gjelder spesielt hvis modulene skal være en del av bære- og avstivningssystemet (Byggforskserien, 2020). I noen tilfeller kan det bli aktuelt å blande tre med bjelker eller søyler i for eksempel stål eller i limtre.



Figur 5 Eksempel på bæresystemet for en enkel tremodul (Byggforskserien, 2020)



Figur 6 Horisontalsnitt av en typisk skillevegg mellom to moduler viser at dobbelkonstruksjonen gir redusert arealutnyttelse (Byggforskserien, 2020)

Brann- og lydskiller plasseres mest effektivt i skjøtene mellom modulene og dette medfører at leilighetsinndelingen må følge modulinndelingen. Flere leiligheter kan derfor ikke dele en og samme modul. Er modulen levert med fasadekledning vil synligheten av overgangene avhenge av type kledning, og den kan være vanskelig å skjule. Leveres det uten fasadekledning kan en enklere ordne en sømløs overgang på byggeplass.

Der modulene settes sammen vil det oppstå dobbelkonstruksjoner: Vegg mot vegg eller tak mot etasjeskille. Dobbeltkonstruksjonen blir derfor noe mindre arealeffektiv enn plassbygging fordi konstruksjonen blir tykkere. Doble vegger kan også skape brann- og lydutfordringer. Modulbygging benytter derfor mer materialer enn plassbygd. Tradisjonelt 30 % mer (Alter, 2018). Hver modul består av selvbærende tak og gulv som medfører at spesielt etasjeskillene blir massive og kan ha betydning for den totale byggehøyden.

2.3 Erfaring med bruk av lette trekonstruksjoner i påbygg

Det er gjennomført eller planlagt et lite antall prosjekter med påbygg ved bruk av treindustrielle løsninger. Noen av disse er også til dels eldre prosjekter, og ideen er derfor ikke helt ny. Gjennomgående har det vært få prosjekter hvor påbygg av boligblokker er casen. Rødhettestien 5 i Tromsø kunne blitt et pionerprosjekt. Der det innledningsvis var planlagt med et påbygg i tre på boligblokken fra 1975 ble det til slutt bære- og avstivningssystem i betong og et klimaskall i tre (Bunkholt, 2021). Det finnes tilsvarende planer for påbygg av boligblokker med treløsninger i Grønnegata og Christian Kroghs gate i Oslo, samt Grønstads gate 45-49 i Lillehammer. Det finnes i tillegg eksempler på planlagte eller gjennomførte påbygg med tremoduler over lave næringsbygg.

2.3.1 Byporten Harstad – bruk av tremoduler i et påbygg

Byporten i Harstad ble utvidet med to etasjer over to byggetrinn i 2013 og 2017. Utgangspunktet var et næringslokale over én etasje med en møbelforretning. Eier så en mulighet i å utnytte arealene sine til å bygge sentrumsnære leiligheter i høyden.



Figur 7 Byporten Harstad med næringslokale i første etasje og påbygg med moduler over to etasjer (Byporten, 2019)



Figur 8 Byporten Harstad under montering av moduler. Limtreramme er synlig under og i forkant (Bunkholt, 2019)

Begge trinnene ble bygget med ferdige moduler som ankom Harstad med båt. På kaia ble de losset over på lastebiler, fraktet til byggeplass og heiset på plass med kran. Mellom det

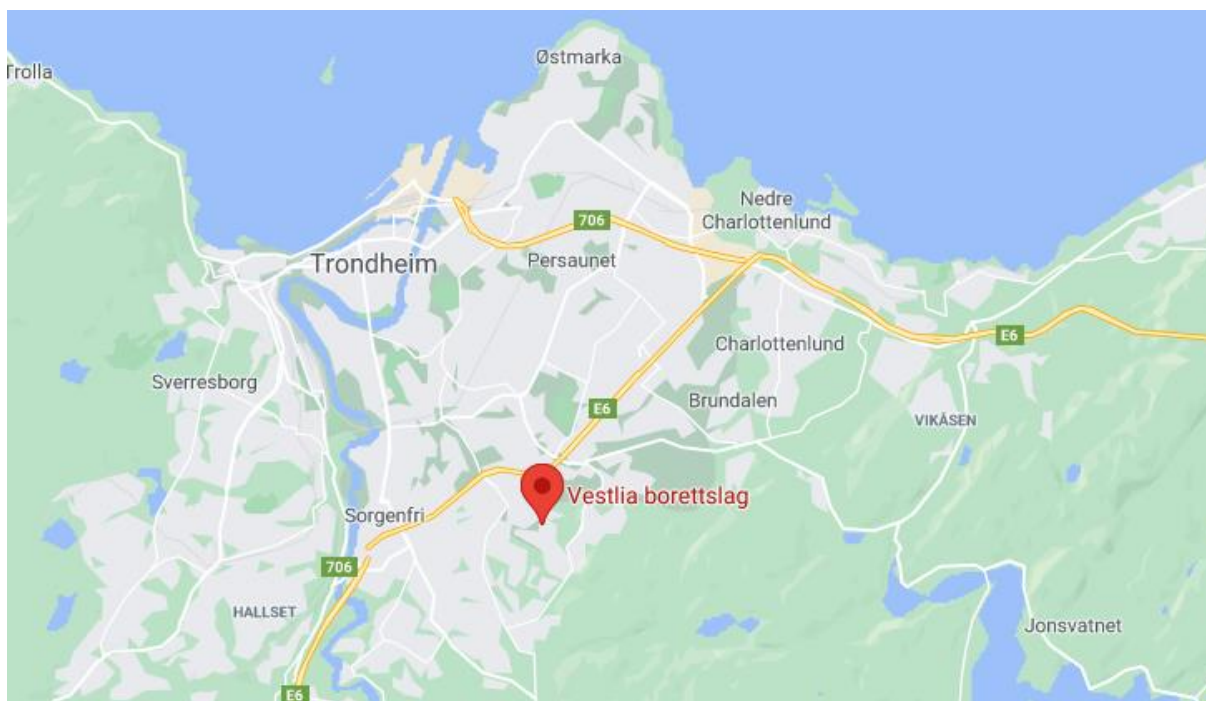
eksisterende næringsbygget og modulene ble det konstruert en bæreramme av limtre. Limtrerammen strak seg over taket og ble fundamentert med bærende søyler på utsiden av bygget. I det første byggetrinnet ble det monterte 15 moduler første dag, noe som tilsvarer to moduler i timen. Selve operasjonen med heising og montering av modulene var unnagjort på to dager.

Byporten i Harstad er ikke det eneste næringsbygget hvor det er planlagt med bruk av moduler. Både i Moelv og på Nesbyen finnes det prosjekter hvor det vurderes å benytte moduler av tre over tidligere næringslokaler. Det som skiller dette fra de fleste påbygg av boligblokker er den lave høyden på det eksisterende bygget, samt at det er snakk om næringsbygg hvor det ikke er gjenboere og hvor det kan antas å være en mer enhetlig eierstruktur. Typisk er dette et eksisterende eller forhenværende næringsbygg hvor næringsbygget opprettholdes, eller omreguleres til garasjer.

3 Casebeskrivelse av Vestlia borettslag

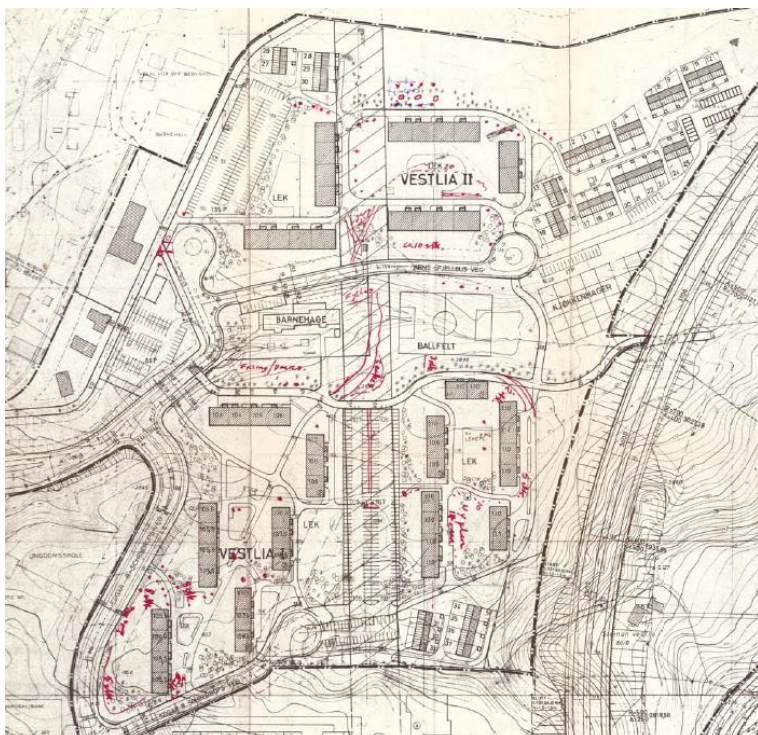
3.1 Beskrivelse av Vestlia Borettslag

Vestlia borettslag er et større borettslag med i alt 16 blokker, samt 37 rekkehusleiligheter. Borettslaget ligger i Nardo bydel i Trondheim kommune. I det videre er det de 16 blokkene som er av interesse i dette casestudiet. Borettslaget ble stiftet i 1971 og blokkene ble oppført i to byggetrinn i 1973 og 1975. Rekkehus og garasjer representerer henholdsvis tredje byggetrinn i 1983 og fjerde byggetrinn i 1997 (Vestlia borettslag, 2021).



Figur 9 Adkomstvei fra E6 til Vestlia borettslag (Google, 2021)

De 16 blokkene har tre etasjer og kjeller, og det er tre forskjellige størrelser på leilighetene. Alle leiligheter av samme størrelse har like eller speilvendt planløsning. Totalt er det 324 leiligheter fordelt over de 16 blokkene. Blokkene er spredt utover et større areal, og har orientering nord-sør eller øst-vest.



Figur 10 Bebyggelsesplan over Vestlia Borettslag viser plasseringen til de 16 boligblokkene (ROJO arkitekter, 2014)

3.1.1 Beskrivelse av planløsninger

Blokkene er bygd opp i blokkseksjoner med flere like seksjoner knyttet sammen til sammenhengende blokker. Det er blokker med både 2, 3 og 4 trapperom. Uavhengig av om leilighetene er 2-, 3- eller 4-roms eller har 2, 3, eller 4 trapperom er konstruksjonen relativt lik. Det er noe helning i tomtarealet, og noe av blokkseksjoneringen har høydeforskjeller. Dette har minimal påvirkning på vurdering av potensialet, og det sees bort fra høydeforskjellen i casevurderingen. Oppgaven ser på to seksjoner av gangen, det innebærer en løsning over to trappeløp. Det er valgt en blokk fra første byggetrinn i 1973.



Figur 11 Fasadeskisse av en av boligblokkene bestående av fire seksjoner. Her ser en tydelige høydeforskjeller mellom seksjonene (ROJO arkitekter, 2014)

Det er noe forskjell mellom seksjonen avhengig av om hvilke leilighetsstørrelser de inneholder. De metriske målene er likevel så like at en valgt løsning med stor sannsynlighet vil være egnet for de andre seksjonene også. Vedlegg A inneholder konstruksjonsbeskrivende byggetegninger, og i vedlegg G finnes skisse for de tre ulike planløsningene.

3.2 Konstruksjonsbeskrivelse av Vestlia borettslag

3.2.1 Beskrivelser av utvalgte seksjoner for analyse

Planløsningene er like eller speilvendt, og konstruksjon er derfor relativt symmetrisk i alle blokkleiligheten i Vestlia. Slik bebyggelsesplanen over og byggetegningene (vedlegg A) viser kan blokkene klassifiseres som lamellblokker hvor to og to leiligheter i hver etasje deler et felles trappeløp. Leilighetene har et stort antall bærende vegger som er parallelle med gavlveggen. Leilighetene er såpass like at det både er fornuftig og gunstig å isolere og analysere to blokkseksjoner samlet. En seksjon er definert til å følge inngangspartiene. Med to seksjoner innebærer dette at bygningsdelen som analyseres har to trappeløp, fire leiligheter per etasjesnitt og fire etasjer inkludert kjeller. Som tidligere beskrevet er det sett bort fra

eventuelle høydeforskjeller mellom byggene, og bygget er analysert som om det har jevn overgang slik de fremste byggene i figuren under viser.



Figur 12 Vestlia borettslag sett fra oven. Blokkene i front har et jevnt kompakt tak.(Riksantikvaren, 2021)

Blokkene er over tre etasjer, og inkludert kjeller er total høyde fra kjellergulv 11,2 meter. Bygget har vesentlig større lengde enn dybde. Henholdsvis 28,3 meter og 12,7 meter. Planløsningen og byggkonstruksjonen er typisk for byggeperioden, og derfor sammenlignbare med andre bygg fra tilsvarende periode. Det er flate kompakte tak på bygget. Dette forenkler påbyggingen, og bygget må ikke åpnes slik tilfellet ville vært med saltak. Saltak er også en vanlig takkonstruksjon i perioden.

3.2.2 Vurdering av bære- og avstivningssystem

Betong har vesentlig høyere kapasitet mot trykk enn mot strekk, og dette er årsaken til å kombinere betong med armering. Betongen tar trykket og armeringen tar strekkpåkjenningene. Ikke alle bygningsdeler blir nødvendigvis utsatt for strekk av vesentlig karakter. Det var derfor noe varierende historisk praksis for armering. Byggebestemmelser har heldigvis hatt større grad av innflytelse på konstruksjoner i betong enn hva som er tilfelle for eldre trebygg. Dette skyldes at introduksjonen av betong som et vanlig byggemateriale skjedde

samtidig med introduksjonen av strengere byggelover og andre bestemmelser (Byggforskserien, 2017c). Armert betong ble introdusert til Norge sent på 1800-tallet. Før den første nasjonale bygningsloven (av 1924) var det vanlig at større byer hadde egne byggebestemmelser.

Det første byggetrinnet i Vestlia borrettslag ble ferdigstilt i 1973. Rett før kom ny bygningslov (1965) og nye byggeforskrifter (1969). Før disse var loven fra 1924 og byggeforskriften fra 1949 gjeldende. Det regulatoriske grunnlaget for byggingen av Vestlia kan derfor være noe uklart. Ble den nye eller de gamle byggeforskriftene og bygningsloven benyttet som prosjekteringsgrunnlag, og har dette noe å si?

1924	Lov om bygningsvesenet av 22. februar 1924
1965	Bygningsloven av 18. juni 1965
1985	Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985 nr. 77

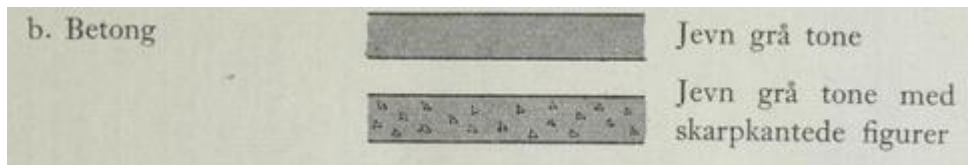
Figur 13 Bygningslovene fra 1924 til 1985 (Byggforskserien, 2017c)

1928	Forskrifter om materialer og konstruksjoner m.m. (1928)
1949	Byggeforskrifter (1949)
1967	Midlertidige forskrifter for vinylplastbelegg (PVC) i baner som vanntett gulvbelegg
1969	Byggeforskrifter (1969)
1974	Forskrifter for fabrikkmessig framstilling av brannklassifiserte dører Forskrift for fabrikkmessig framstilling av betongvarer til bygningsbruk
1981	Forskrift om brannteknisk godkjenning av bygningsmaterialer av plast Forskrifter om godkjenning av konstruksjonssystemer for fabrikkframstilte hus og elementer for hus
1985	Byggeforskrift 1985 Forskrift om gebyr ved sentral godkjenning av byggeprodukter
1987	Byggeforskrift 1987

Figur 14 Byggeforskriftene fra 1928 til 1987 (Byggforskserien, 2017c)

Bruk av armering i konstruksjonen kan komme frem av arbeidstegningen, men det var ikke nødvendigvis slik at all armering kom frem i tegningene. Etter NS 418 ble arbeidstegningene delt inn i fire grupper: Formtegninger (forskalingstegninger), armeringstegninger, bøyelister og orienteringsskisser (Lyse og Wiig, 1957, s.168). Arbeidstegningene er de endelige tegningene som byggearbeidet skal utføres etter. Forskalingstegningene er en formgivningsplan for de konstruksjonene som skal støpes og har derfor ikke med reising av

forskalingen å gjøre. Dette tegningsgrunnlaget skal kun illustrere ting av interesse for forskalingsarbeidet, og lettvegger er derfor ikke inntegnet. Murvegger ble derfor bare nevnt i forskalingstegninger hvis de var bærende.

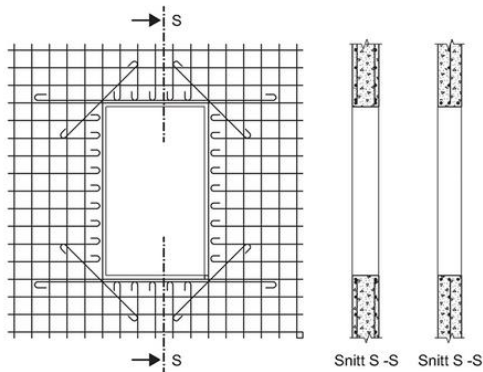


Figur 15 Farge og form som beskriver betong etter NS 418 (Lyse og Wiig, 1957, s. 169)

Armeringstegningene skulle utføres på tilsvarende plan som forskalingstegningene, men skulle ikke vise andre mål enn hva som er nødvendig for å legge armering. Hver armeringstype er merket med et nummer som finnes igjen i armeringslista, hvor målene for kapping og bøyning skal være angitt. I boken *Betong – uarmert og armert* av Professor Dr. Techn. Inge Lyse og Instituttingeniør N. J. Wiig skrives det: «...det vil lette arbeidet på byggeplass hvis armering i veggene også tegnes inn». Det fremstår her som om at dette ikke alltid er tilfelle; det er ikke nødvendigvis slik at tegninger av betongvegger som er armert er tegnet inn med armering i armeringstegningene. (Lyse og Wiig, 1957, s. 168)

Tegningsgrunnlaget for Vestlia er gammelt, benevninger og klassifiseringer er annerledes enn i dag, og det er vanskelig å fastslå i hvilken grad betongen i veggene er armert eller ikke. Byggetegningene indikerer sterkt at det er armeringer i dekker. Dette er fornuftig da dekker vil bli utsatt for moment, og har både en strekk- og trykkside. Dette er forenlig med den historiske forståelsen av hvordan dekker i tidligere perioder ble konstruert. I perioden 1920 og videre inn i 1930-tallet ble det vanlig å benytte armerte betongdekker i samtlige etasjeskiller i boligblokker (Byggforskserien, 2017b). Samtidig ble det i bygårder slutt på å bruke brennbare etasjeskiller. Byggeforskriften av 1949 henviste til daværende NS 427 (regler for utførelse av arbeider i armert betong), og hadde en egen paragraf om etasjeskiller av armert betong (Byggforskserien, 2017b). Norges branntekniske laboratorium hadde egne bestemmelser som gjaldt armeringsoverdekning med hensyn til brann. Når det kom til tak hadde byggeforskriften av 1949 krav til utforming av tak som stort sett samsvarer med dagens krav.

Arbeidstegningene i Vestlia gir inntrykk av at veggene kun er delvis armert. Delvis i overgangene mellom dekker og vegg, samt ved utsatte deler av veggen, slik som rundt lysåpninger og i hjørner. Vegger med armert betong kunne bygges tynne, men i byggeforskriften fra 1928 ble det gitt føringer om at vegger av varig opphold skulle være minst 150 mm tykke (Byggforskserien, 2017a). Beregning av armering ble gjort etter den tids norske standard. For å hindre riss i hjørnene ble det lagt inn skråarmeringer.



Figur 16 Vanlig veggarmering der hvor armering kan legges på hver side eller midt i veggen (Byggforskserien, 2017a)

Noen vegger ble fortsatt konstruert uten armering. En måte var å øke veggtykkelsen til minst 250 mm (Byggforskserien, 2017a). Veggene (over kjellernivå) i Vestlia er maksimalt 180 mm, og vil med det svakt indikerer at veggen må ha grunnleggende armering, og at det er tilleggsarmering utover minimums armering som er gjengitt i tegningen. I tillegg var det, som tidligere nevnt, ikke alltid vanlig å produsere armeringstegninger for vegger. Fagmiljøene på den tiden anbefalte alltid at ytterveggene var armert, men hadde en litt annen oppfatning av innvendige vegger. Hvis konstruksjonene tillot dette, var det både fra et økonomisk og gjenbruksperspektiv anbefalt å redusere antallet bærende vegger. En murt eller på annen måte oppført delvegg kostet om lag 23,50 kr pr m² i Trondheim i 1957, mens en armert vegg på 120 mm i B200 koste 42,00 kr pr m². Samtidig blir betongdekkene mer massive av økte spenn, men dette fordyrer mindre enn besparelsen (Lyse og Wiig, 1957, s. 264). En armert betongvegg ville være en del av bæresystemet. En murt vegg var aldri en del av bæresystemet, og kunne fjernes hvis bruksbehovet endret seg i fremtiden. Tegningene i Vestlia indikerer at en kan anta at de indre veggene er armert: De har farge og form for betong, veggtykkelse under 250 mm, det forhold at de er gjengitt i bygningstegningene og dekkenes spennvidde og plasseringen av veggene tilsier at de må være en del av bæresystemet. Langveggene er ikke gjengitt, og det forventes ikke at disse verken har bæring

eller avstiving. Trappesjakten og stive rammer tar avstiving i byggets lengderetning. Dette stemmer godt med konstruksjonsprinsippene fra perioden.

3.2.3 Vurdering av betongkvaliteter i konstruksjonen

En forutsetting for å gjøre kvalitetsmessig gode vurderinger av restkapasiteten i eksisterende betong er å få en god forståelse for betongkvaliteten og dens fasthet, samt en forståelse for armering og fasthet i denne. Gamle plantegninger gir tilgang til dimensjonene av vegger og dekker, samt forbindelsen mellom disse. Tegningen fra Vestslia borettslag viser at vegger og dekker er konstruert med en betongkvalitet B250. Denne betongkvaliteten er regulert gjennom NS427 som ikke lenger ligger tilgjengelig i Standard Norge sine digitale arkiver. B250 blir likevel ofte nevnt i litteraturene rundt eldre bro- og damkonstruksjoner. Da som en kvalitet som ikke er egnet for bro- og damkonstruksjonen, og det ble ofte benyttet B350 i disse. Sammenligning mellom B250 med dagens materialstandarder varierer fra B16-18 til B20. Asplan Viak omtaler B250 som dagens B20 i sin rapport om høydebassenget i Stokke kommune (Rasmussen, 2013). På oppdrag fra Energi Norge har Dr.techn. Olav Olsen AS evaluert sikkerheten ved eksisterende betong- og murdammer. I dette arbeidet sammenligner de B250 med B16-18 (Konow og Engseth, 2017). Vegvesenet på sin side har utarbeidet håndbøker hvor B250 sammenlignes med C20 som ligger et sted mellom B10 og B20 etter dagens standard (Statens Vegvesen, 2009a)

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (1973 - 2003)		NS 3473 (2003 - 2010)	
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	σ_c (kg/cm ²)	Fasthets- klasse	f_{cm} (N/mm ²)	Fasthets- klasse	f_{cm} (N/mm ²)
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2	B 10	10,0
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0	-	-
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8	B 20	16,8
		B 350	60	C 30	19,6	B 25	20,3
		B 400	70	C 35	22,4	B 30	23,8
		B 450	80	C 40	25,2	-	-
					C 45	28,0	B 35

Figur 17 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (Statens Vegvesen, 2009b)

I eldre utgaver av Byggforskserien finnes det et blad som gir oversikt over standard betongkvaliteter, og retningslinjer for valg av betongkvaliteter.

Tabell 13. Standard betongkvaliteter.

Kvalitets- betegnelse	B 100	B 150	B 200	B 250	B 300	B 350	B 400	B 450
Trykkfasthet bestemt på terninger kp/cm ²	100	150	200	250	300	350	400	450
Trykkfasthet bestemt på sylindere kp/cm ²	80	120	160	200	250	300	350	400

Figur 18 Utklipp fra eldre blad tilhørende Byggforskserien. Bladet var gjeldende fra 1962 og ble erstattet i 1973 (Byggforskserien, 1962)

Dette bladet gir betongkvalitet B 250 en trykkfasthet bestemt på sylinder lik 200 kp²/cm². Dette tilsvarer en karakteristisk trykkfasthet etter dagens benevning på 19,6 N/mm².

Alt mindre enn 19,6 N/mm² fremstår som konservative anslag. I god konstruksjonsskikk tas det et konservativt utgangspunkt, spesielt siden bygget er om lag 50 år gammelt og det er noe usikkerhet knyttet til byggeskikken. Det fremstår derfor fornuftig å forvente en betong som ville blitt klassifisert som en B16 med en karakteristisk sylindrefasthet på 16 N/mm².

3.2.4 Vurdering av armeringskvaliteter i konstruksjonen

Kamstål ble introdusert for det norske markedet en gang på 1950-tallet, og tok raskt markedsandeler (Konow og Engseth, 2017). Før kamstålet var det vanlig å benytte seg av glattstål, hvor en bøyde endene i endekroker. Endekroker var nødvendig da glattstål hadde dårligere heft mot betongen og kunne føre til glidning mellom stålet og betongen. NS 427 B krevde at rundstål over 8 mm i diameter skulle forsynes med runde kroker i enden. Stålet ble bøyd 180 grader om en tapp som var 2,5 ganger diameteren av selve rundstålet. Den samme standarden sa at kamstål skulle avsluttes uten endekroker (Lyse og Wiig, 1957, s. 176).

Det var en vesentlig forskjell i materialfastheten mellom dagens og den tidens armeringsstål, og mellom glattstål og kamstål. Det var vanlig å benytte seg av glattstål med kvalitet St 37

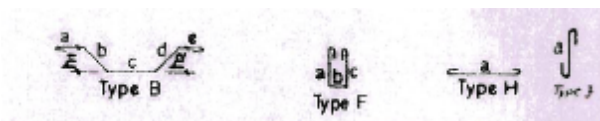
² Kp er en gammel teknisk enhet, kilopond som ikke er en del av SI-systemet. Mens kilogram er en masseenhet er kilopond knyttet til jorden tyngdeakselerasjon som virker på objektet. Et legeme med massen 1 kg har på jorden en tyngde på 1 kg.

som hadde en flytegrense på 230 N/mm^2 og kamstålet som hadde en flytegrense på 400 N/mm^2 . Fra ca. 1990 har kamstålet som benyttes vanligvis en flytegrense på 500 N/mm^2 .

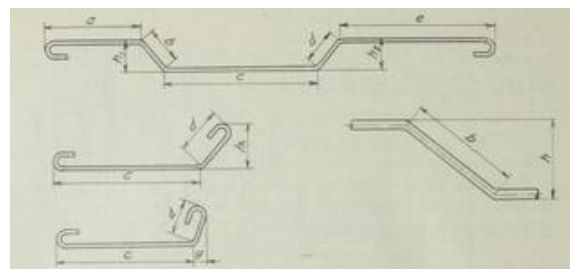
Lastklasse	Armerings- type	Armerings- kvalitet	Diameter (mm)	f_{sk} (N/mm^2)
Før 1958	Glattstål	St. 37	8-32	230
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20 25-32	400 380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16 20-32	500 480
		Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
		K 400 S og K400 TS	8-32	400
		K500 S og K500 TS	8-32	500
		K500 TE	8-32	500
		B500C	8-32	500

Figur 19 Armerings karakteristiske fasthet (Statens Vegvesen, 2009b)

Ved innføring av kamstål ble nevnte endekroker sløyfet. Det var imidlertid få eller ingen bestemmelser som gjelder endeforankring av armeringen. Vurdert i forhold til dagens standard kan derfor endeforankringen av armeringen være for dårlig. Armeringstegningene fra Vestlia illustrer bøyning av endekroker slik det gjøres med glattstål



Figur 20 Bøymål for armeringsstål i dekkene i Vestlia (ROJO arkitekter, 2014)



Figur 21 Illustrasjons av bøymål for betong (Lyse og Wiig, 1957)

Det er derfor nærliggende å tro at minst dekkene i Vestlia ble konstruert med glattstål og endekroker. Det er derfor også nærliggende å tro at veggene ble konstruert med glattstål da dekkene potensielt er de som blir utsatt for størst strekk, og det ville være merkelig hvis det var benyttet kamstål i vegger og ikke gulv.

3.2.5 Vurdering av fundamenter og grunnforhold

Vurdering av fundamenter og grunnforhold er spesifikke størrelser og derfor ikke generelt relevant for alle lamellblokker i perioden 1960 til 1980. Likevel er det nødvendig å ha en viss forståelse for hvordan fundamentenes trykk mot grunnen vil endres med et påbygg. Oppgaven omtaler derfor lett fundamentene og grunnforholdene i den hensikt å gi en indikasjon på

gjennomførbarhet av en større påbygging. Selv om fundamentene skulle vise seg å ikke være dimensjonert for trykket av et påbygg er det mulig å gjøre fundamentutbedrende arbeid av eksisterende fundamenter eller tilføre nye fundamenter.

Lasten av bygget er viktig når det kommer til byggets fundamentering, og lette konstruksjoner vil uansett være å foretrekke i et påbygg. Horisontale laster vil også endres med økt høyde og utgjøre en variabel i vurderingene av trykket mot grunnen.

For eldre bygg kan fundamenttegninger være dårlige og spesifikke undersøkelser må gjennomføres i hvert enkelt i tilfelle. I Vestlia viser byggetegningen at det er stripefundamentering under de bærende veggen (vedlegg A), også omtalt som veggfundament. Vegg- og søylefundamenter representerer de vanligste fundamenttypene der hvor grunnforholdene er tilfredsstillende (Sørensen, 2013), og det er å forvente at flere lamellblokker har denne type fundamentering. Arealet av fundamentet blir likevel såpass spesifikke for Vestlia at det er vanskelig å generalisere. Håndberegninger for Vestlia kommer senere til å indikere at grunnens bæreevne minimum er 250 N/mm^2 som forsterker antagelsen om at grunnforholdene i Vestlia er gode. Beregningen indikerer implisitt at løsmassene består av minimum grov fast lagret sand eller grus og stein (vedlegg D.3). I tillegg er beregningen konservative da betongplatene i kjelleren er utelatt. Antagelig er det noe restkapasitet i betongplaten i kjelleren som vil fordele noe av trykket mot grunnen.

4 Metode

4.1 Vurderingskriterier for treindustrielt konsept

Et treindustrielt konsept er treindustrielle løsninger satt sammen i et helhetlig system for å gi en gjenbrukbar løsning til et større marked. Markedet er lamellblokker i betong fra 1960 til 1980, og treindustrielle løsninger er ulike prefabrikkerte og standardiserte konstruksjonsdeler i tre. Det kan omfatte både moduler og elementer i bindingsverk, massivtre eller limtre. Et konsept er en optimalisert sammenstilling av løsninger som kan brukes om igjen på tilsvarende prosjekter. Et treindustrielt konsept må oppnå kundetilfredshet for å lykkes.

I utgangspunktet kan det virke urealistisk at beboerne i Vestlia vil akseptere mer enn fem etasjer, og reguleringsbestemmelser for tomteutnyttelse og byggehøyder kan begrense omfanget. Spesifikke forhold som lokale reguleringsbestemmelser er ikke relevant for problemstillingen. Gjenboeres aksept er derimot av mer generell karakter. Beslutningstagerne og byggherre er i utgangspunktet gjenboerne i andelslaget. Dette vil kunne bety at ikke bare beboere i boligblokken, men også beboerne i alle de andre boligblokkene må godkjenne påbygging av en boligblokk. For Vestlia skulle det innebære at ca. 300 andelseier i en eller annen form må involvere seg i prosessen, og et positivt vedtak krever 2/3 flertall (vedlegg G). Allerede innledningsvis kan en stille seg tvilende til realismen i et påbygg

En forståelse for hvordan et påbygg, i alle faser, vil påvirke beboerne er relevant for både å kunne vurdere og forbedre et konsept. Foruten økonomisk usikkerhet vil et påbygg føre til en økt fortetning av beboere som skal dele på de samme fasilitetene: Økt press på vaskerier og utendørsarealer, redusert tilhørighet og forpliktelser til de sosiale normene i borettslaget (forsøpling, avføring fra hunder, støy), vanskeligere å få gjennomslag for saker i fremtidige generalforsamlinger og færre ledige parkeringsplasser. Isolert vil det nok ikke være urealistisk å konkludere med at et påbygg vil være uønsket av nåværende beboere. Inntektene fra salg må være vesentlig lønnsomt eller utløse rehabiliterings- og oppgraderingsmuligheter. Mulige oppsider kan være bedre bostandard, tilgang på heis, mulig økt eiendomsverdi, bedret arkitektonisk uttrykk og økte økonomiske muligheter til å gjøre noe med fellesarealene. Det er eksempler på konsekvenser i etterkant av et påbygg, men det vil også være forhold som påvirker beboere før og under konstruksjonsfasen. Saken i seg selv kan være opprivende for

et borettslag hvis det fører til store uenigheter og konflikter i saksgangen. Støy, forsøpling og annet som hører til byggeprosesser vil være ulemper i anleggsperioden.

For rådgivende ingeniør blir det viktig å komme med løsninger som tar dette til etterretning, og som ikke nødvendigvis er den tilsynelatende beste konstruksjonstekniske løsningen. Et annet forhold er vurdering av fremtidig potensiale for den valgt løsningen.

Tabell 3 Vurderingskriterier for valg av treindustrielt konsept

Relevant for beboeres aksept	Relevant fra et konstruksjonsperspektiv
<ul style="list-style-type: none"> • Kort anleggstid vil gi mindre ulemper for beboerne i form av støy og forsøpling. • Valgfrihet i omfanget av påbygget. Gir generalforsamlingen fleksibilitet til å komme frem til akseptabelt påbygningsomfang. Muliggjør en debatt hvor en ikke bare stemmer for eller imot, men også om for ulike alternativer for påbygg. • Informative løsninger skaper tillitt og trygghet hos de som skal ta beslutninger. Det skal være enkelt å forstå hva en stemmer over. • Fleksibilitet for videre påbygging i fremtiden. • Fleksibilitet i arkitektonisk uttrykk. • Opprettholder nåværende 	<ul style="list-style-type: none"> • Lav vekt for å kunne bygge så høyt som mulig slik at dette ikke blir en begrensning for valget til generalforsamlingen. • I størst mulig grad rene treindustrielle løsninger. • Valgt konsept bør gi fleksibilitet i utforming av planløsning i påbygget. • Må søke å oppfylle dagens tekniske krav. Ved behov for avvik må det sannsynliggjøres at dette avviket kan eller bør tillates. • Konseptet bør ha høy generell anvendelighet. Med dette menes at konseptet må kunne kopieres å gjenbrukes på andre lamellblokker, først da legges det til rette for et industrielt konsept. • Lav kompleksitet i transport og på byggeplass. • Enkelt bæresystem som leder laster ned i eksisterende bæresystem.

<p>planløsning i den eksisterende bygningsmassen slik at beboere har minst mulig negativ påvirkning i byggefasen.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Har høy læringskurvepotensiale³. For å lykkes som konsept må kundens risikopersepsjon reduseres. I norsk dagligtale: «jeg» investerer i det samme nye og ukjente produktet nå som naboen har vist meg at risikoen er lav. Etablering av konseptuelle løsninger med høy generell anvendelse vil gi behov for et lavere antallet «first movers» før påbyggskonseptet er industrialisert.
--	--

4.2 Metodegrunnlag for kontroll av konstruksjonen

En vesentlig del av konstruksjonsoppgaven er å verifisere at konstruksjonene tilfredsstillende kravene i Eurokodene. Verifikasjon av kapasitet gjøres i bruddgrensetilstand, mens funksjon gjøres i bruksgrensetilstand. For å verifisere konstruksjonen er det laget modeller av konstruksjonen. Modellene justeres for dimensjonerende verdier for materialegenskapene og egen- og nyttelaster. I tillegg gjennomføres det manuelle beregninger på utvalgte konstruksjonsdeler for å verifisere datamodellene. Detaljerte forutsetninger og beregningsgrunnlag finnes i vedlegg A til E.

Eurokoden er utarbeidet for å harmonisere bestemmelser for dimensjonering i EU og EØS, og fungerer slik som et rammeverk for prosjektering innenfor eurosonen. Der ikke annet er nevnt er eurokodene benyttet som grunnlag for beregning av laster, og for kontroll av betong- og trekonstruksjoner. Kontroll for trykk på tvers av fiber avviker fra eurokodene, og det er i dette tilfelle forholdt seg til anbefalt beregning gitt av Norsk treteknisk institutt. Denne beregningen er mer liberal en Eurokode 5. Årsaken er de svært konservative verdiene på materialegenskaper som benyttes i eurokoden som er basert på forsøk gjennomført på mindre prøvestykker av materialet. Større konstruksjonsstykker av materialet viser vesentlig bedre fasthetsegenskaper når det kommer til trykk vinkelrett på fiberretning.

³ Begrepet benyttes i økonomisk teori om markedenes evne til å utvikle seg grunnet læring og innovasjon.

4.2.1 Last- og materialforutsetninger

Modelleringsverktøyene kan, hvis ønskelig, beregne alle laster automatisk, mens manuell beregning krever at de regnes ut som forutsetninger for modellene. Likevel har det vist seg hensiktsmessig, på grunn av behov for datakraft og risikoen for å gjøre feil, å beregne og legge inn enkelte laster manuelt også i datamodellen. I grunnleggende datamodeller benyttes også forenklete sjikt slik at oppbygging av vegger og gulv kun tar for seg den bærende delen, og ikke tilleggskonstruksjon slik som isolasjon, plater, kledning, gulv og andre installasjoner.

For egenlast er det tatt utgangspunkt i verdier fra Byggforskserien (Egenlast for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler) og for nyttelaster eurokodene. Tegningsgrunnlaget ved Vestlia er stort sett originaltegningene. Ved Vestlia er det allerede foretatt flere runder med mindre oppgraderinger av den eksisterende bygningskroppen, samt at den opprinnelige bakgrunnen for et påbygg var nye oppgraderinger. Dette er begge tilfeller som vil gi økt egenlast på det eksisterende bygget i forhold til tegningsgrunnlaget. I lastforutsetningene er det lagt til grunn en noe høyere last på den eksisterende bygningsmassen, spesielt på grunn av økt veggtykkelse i yttersjiktet. Dette vil gi noe forhøyede laster når restkapasiteten beregnes, men det forventes ikke at dette har signifikant effekt på de endelige resultatene.

Lastene som i utgangspunktet er noe ujevnt fordelt, slik som nyttelaster i trapper, balkonger og egenlast fra lettvegger og ikke-bærende fasadevegger er fordelt jevnt over etasjeskillene i både datamodellering og i manuelle beregninger. I enkelte av de manuelle beregningene er i tillegg de bærende veggene jevnt fordelt over etasjeskillene. Dette gir en svakhet i gjenskapelse av lastbildet, og fører til økt symmetri i etasjene i forhold til det faktiske lastbildet. For datamodelleringen er denne feilkilden mindre da disse lastene utgjør en relativt sett mindre andel. Feilen blir noe større for manuelle beregninger da de bærende veggene representerer et vesentlig bidra i byggets totale last. Når det regnes på utdrag av konstruksjonen, slik som kritiske punkter og konstruksjonselementer, er faktisk lastplassering benyttet.

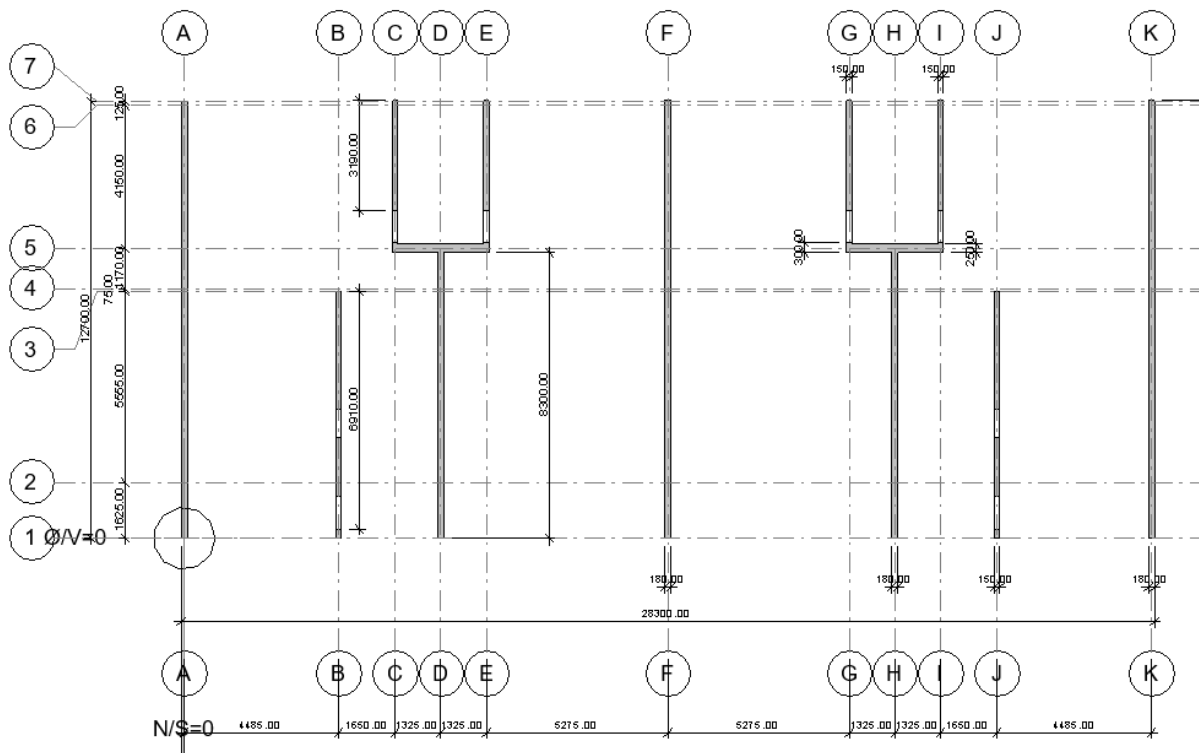
Forutsetninger og formler for beregning av laster og materialegenskaper er gjengitt i vedlegg D og E. Der hvor resultatene er spesielle eller bryter med beregning etter eurokoder, eller andre relevante bestemmelser, gjengis forutsetninger og beregninger for disse i den aktuelle teksten.

4.2.2 Geometriske forutsetninger

Vestlia borettslag er en boligblokk over tre etasjer og kjeller. Kjelleren er delvis nedgravd slik at masser dekker store deler av veggen, og disse vil være med på å stabilisere bygget. Som et konservativt utgangspunkt har vi sett bort fra disse massene, og vurderer bygget som en fire etasjers bygning på grunnen. Dette gir videre noe større vindpåvirkning, både fordi de vindeksponerte flatene øker, og fordi byggets høyde over grunn øker. Slik sett er forutsetningen konservativ.

Slik oppgaven er definert i forutsetningene er grunnforholdene av mindre interessante. Disse vil være spesifikke for et prosjekt, og ikke generelle for lamellblokk i denne tidsperioden. Fundamentene er derfor utelatt i modellene for å spare regnekapasitet. Utelatelse av fundamenter og neglisjering av omkringliggende jordmasser gjør bygget i modellen mindre stabil enn i virkeligheten. Blir stabilitet et problem for bygget etter påbygg vil massene og fundamentene eventuelt måtte inkluderes i manuelle beregninger. Det er gjort en manuell overslagsberegning for å vurdere trykk fra fundament på grunnen og endringen av disse med et påbygg.

I modellering av det eksisterende bygget er dører og utsparinger beholdt i Focus, men fjernet i manuell beregning. For modell med påbygg er utsparinger til dører fjernet i begge tilfeller. Bomberommet er også fjernet, og kjeller er modellert som øvrige etasjer. Bomberommet består av kraftigere vegger enn det modellen har, og vi regner derfor konservativt, men øker symmetrien i bygget. Utsparingene vil utgjøre en svekkelse av veggene, men er fjernet for å gjøre modellen lettere å regne på. Både regnekraften og antall singulariteter blir redusert. Dette gjør at noe av konstruksjonen blir mer robust enn hva som er tilfellet. Likevel vurderes denne effekten oppveid av alle konservative valg tatt i andre sammenhenger. Det vil være nødvendig å se nærmere på belastningen i disse områdene hvis man skal få et korrekt bilde. Man må da ha mer nøyaktig kunnskap om armeringen. For vårt formål anser vi det tilstrekkelig å ta en grov vurdering av restkapasitet i slike punkter.



Figur 22 Planløsning med nominering av bærende vegger og akser.

4.3 Modellering av Vestlia borettslag

4.3.1 Modellering i Focus konstruksjon og beregninger av restkapasitet før og etter

I omtale av tegningen brukes himmelretningene slik tegningen er modellert i Revit.

Trappehuset er orientert i nord i modelleringen (vedlegg C). Dette stemmer ikke nødvendigvis med reell nord.

For å beregne restkapasitet til bærende vegger er Focus konstruksjon benyttet. Behovet for datakraft øker når antallet konstruksjonsdeltajer øker. For å ha kapasitet nok har modellen blitt forenklet slik det er beskrevet i forrige delkapittel.

Knutepunkt mellom dekker og vegger er plassert midt i dekkene. Det er lagt på momentstive linjerandbetingelser i alle forbindelser for å simulere plaststøpte forbindelser.

Det er utfordrende å få alle knutepunkter og randbetingelser korrekt modellert, men de oppnådde resultatene er representative i en slik grad at reliable slutninger kan tas.

Under bærende vegger i kjelleren er det lagt på fastholdninger som låser i x-, y- og z-aksen i tillegg til at de er momentstive. Med linjefundamenter og en plate i bunn er det åpenbart at grunntrykket vil bli vesentlig lavere per kvadratmeter enn det modellen har av opplagerkrefter.

Det er ikke gjort forsøk på å legge inn korrekt armering da tegningene er delvis mangelfulle (kapittel 3.2.2). Det er benyttet automatiske funksjoner for nødvendig- og minimumsarmering i Focus konstruksjon. Dette ansees som lite kritisk for modellen. På grunn av betongens høye egenvekt er det ikke å forvente at det blir strekk i veggen. Det er først og fremst restkapasitet i de bærende vegger med tanke på trykk som er interessant. Med et påbygg kan det derimot bli interessant med strekk. Hvis dette er tilfelle, bør det vurderes å kjøre en simulering uten armering i veggene og vurdere betongens strekkfasthet.

Korrekt armering i dekkene er mindre relevant da dekkene ikke er av stor interesse.

Bæresystemet på et påbygg vil overføre lastene til de bærende veggene, og dekkene skal derfor ikke bli utsatt for ytterligere laster. Hjørner og utsparinger kan gå over kapasitetsgrensen på grunn av mangelfull armering eller singulariteter i modellen. Det testes for singulariteter ved å endre mesh og analysere om verdiene for krefter konvergerer.

4.4 Manuell kvalitetskontroll av bære- og avstivningssystemer i blokk G/J i Vestlia borettslag

Bygget står i dag, og det er derfor lite relevant å vurdere restkapasiteten i bygget hadde det ikke vært for behovet for å verifisere at modellen i Focus konstruksjon fremstår valid, før den økes med et påbygg. En analyse av bygget tilsier at den bærende veggen i midten av konstruksjonen vil få de største vertikale lastene. Denne veggen er videre omtalt som midtveggen og vil måtte bære det største spennet av etasjeskillene over. I vedlegg D.1 er planløsningen gjengitt, og de ulike bærende veggene er nominert. Midtveggen er nominert «vegg F».

Nyttelastene er de samme som benyttes i Focus konstruksjon, men egenlasten som regnes ut automatisk i Focus Konstruksjon er også håndberegnet i vedlegg D.5. Egenlasten er fordelt

jevnt over etasjeskillene og vil avvike noe fra beregninger gjort i Focus Konstruksjon hvor lastfordelingen er ujevnt fordelt. For egenlast er ved kontroll av midtveggen er lastene i større grad gjengitt slik lastbildet er for denne delen av konstruksjonen. Nyttelaster er benyttet konservativt, og er ikke redusert med reduksjonsfaktorer slik eurokoden åpner opp for.

4.4.1 Lastoverføring av horisontale laster

Bygget er stivt i alle retninger og avstivningssystemet fremstår som en kombinasjon av skiver og stive rammer. For å beregne lastpåvirkning fra horisontale laster som vind og skjevlast er det forenklet at bygget har skiver som avstivningssystem. Normalt vil betongdekker (og massivtredekker) betraktes som stive skiver. Disse fordeler de horisontale kreftene til de vertikale skivekonstruksjonene. Kreftene fordeles på skivene i forhold til den enkelte skives relative stivhet. Det er ikke tatt hensyn til de stive betongforbindelsene mellom etasjeskiller og vegger, men beregnet som om disse er momentfrie. Dette vil selvsagt gi noe andre verdier enn ved bruk av simuleringsprogrammer. Ved horisontale laster mot langveggen gir dette fornuftige resultater, men ved vind mot gavlen hensyntar ikke utregningen de relativt stive forbindelsene mellom etasjeskiller og vegger, og store deler av lastene må derfor tas av veggen i trapperommet. Ytterveggene langs langveggen er alle bygget i bindingsverk, og det forutsettes at de ikke virker som avstiving.

Vindlasten er såpass ukomplisert å kalkulere i beregningsprogrammet Ove Sletten at dette gjøres ikke på nytt manuelt.

Skjevstillingslast skyldes geometriske avvik og materialegenskaper. De geometriske avvikene kan skyldes konstruksjonens geometri eller plassering av lasten i konstruksjonen. Det skal tas hensyn til geometrisk avvik i bruddgrensetilstander og ulykkessituasjoner. Det er ikke nødvendig i bruksgrensetilstand. Skjevstillingslasten regnes ut ved hjelp av en helningsvinkel som dekomponerer vertikalkomponenter fra en horisontal last (vedlegg D.7).

Helningsvinkelen bestemmes av en nasjonal parameter som korrigeres med faktorer for høyde og antall konstruksjonsdeler.

4.4.2 Bruddgrensekontroll

Det vil være svært komplisert å regne på bruddgrensekontroll for samtlige deler i totalkonstruksjonen. Den manuelle kontrollen er ment som en verifisering av modellering i Focus konstruksjon. Midtveggen/vegg F vil få den største lasten fra vertikale og horisontale krefter. Veggen blir kontrollert for trykk- og strekkspenninger i bruddgrensetilstand. I tillegg må en eventuell ramme av bærebjelker eller etasjeskiller i massivtre vurderes.

Følgende kontroller i bruddgrensetilstand må gjennomføres før og etter påbygg:

1. Kontroll av stabilitet (vedlegg D.9.3)
2. Beregning av maksimalt trykk i veggskive (vedlegg D.9.4)
3. Kontroll for trykkspenninger i betong ved fundament (vedlegg D.9.5)
4. Beregning av maksimalt strekk i veggskive (vedlegg D.9.6)
5. Kontroll for nødvendig armering (vedlegg D.9.7)
6. Beregning av grunntrykk ved sentrisk belastet fundament (vedlegg D.9.8)

Hvis relevant med bjelke-løsninger vil følgende bli kontrollert i tillegg:

1. Kontroll for nedbøyingsmoment (vedlegg D.9.9)
2. Kontroll for skjær (vedlegg D.9.10)
3. Kontroll for trykk på tvers av fiberretningen (vedlegg D.10.3)

4.4.3 Bruksgrensekontroll

Flere tilsvarende vurderinger av påbygg av betongblokker anbefaler at lastene fra påbygget overføres ned i de bærende veggene, og det bør unngås laster ned i de gamle betongdekkene (Treindustrien, 2021). Påbygget bør derfor løftes på en slik måte at etasjeskiller eller bjelker ikke vil ha en nedbøying som overfører laster ned i etasjeskillene. Dette kan for eksempel gjennomføres ved hjelp av sviller langs de bærende veggene eller ved bruk av overhøyde i

trekonstruksjonene. Kontroll i bruksgrensetilstand har vi avgrenset til kun å vurdere nedbøying da dette påvirker lastoverføring. Det er ikke vurdert vibrasjon.

Langtidseffektene av nedbøying skal ikke overskride et funksjonskrav, samtidig må en ta hensyn til umiddelbar nedbøying slik at lastene ikke blir overført ned i etasjeskillen. Det første kravet blir dimensjonerende for bjelken eller etasjeskillen, mens umiddelbar nedbøying gir behov for overhøyde eller svillehøyde. For å regne ut langtidseffektene benyttes en kvasi-permanent lastkombinasjon (vedlegg D.10.1), mens den kortvarige nedbøyingen bestemmes gjennom den karakteristisk kombinasjon (vedlegg D.10.2). Beregning av nedbøying vil være forskjellig for etasjeskiller i massivtre og for bjelker. Vurderinger om bygningsprinsippet skal basere seg på en av disse to blir vurdert i neste kapittel, og gjengivelse av metodene for hvordan beregne disse blir gjengitt i vedlegget etter at konstruksjonsprinsipp er valgt.

Trykkspenninger på tvers av fibre vil ha innvirkning på påbyggets deformasjon, men etter eurokodene behandler trykkspenninger på tvers i bruddgrensek kontroll og ikke bruksgrensek kontroll. Det må i dimensjonering av sville eller lignende tas hensyn til deformasjon på tvers av fibre. Følgende kontroll i bruksgrensetilstand må gjennomføres med påbygg:

1. Kontroll av nedbøying i lengste spenn (vedlegg D.10.1 og D.10.2)
2. Kontroll for nedbøying i det største spennarealet (vedlegg D.10.1 og D.10.2)

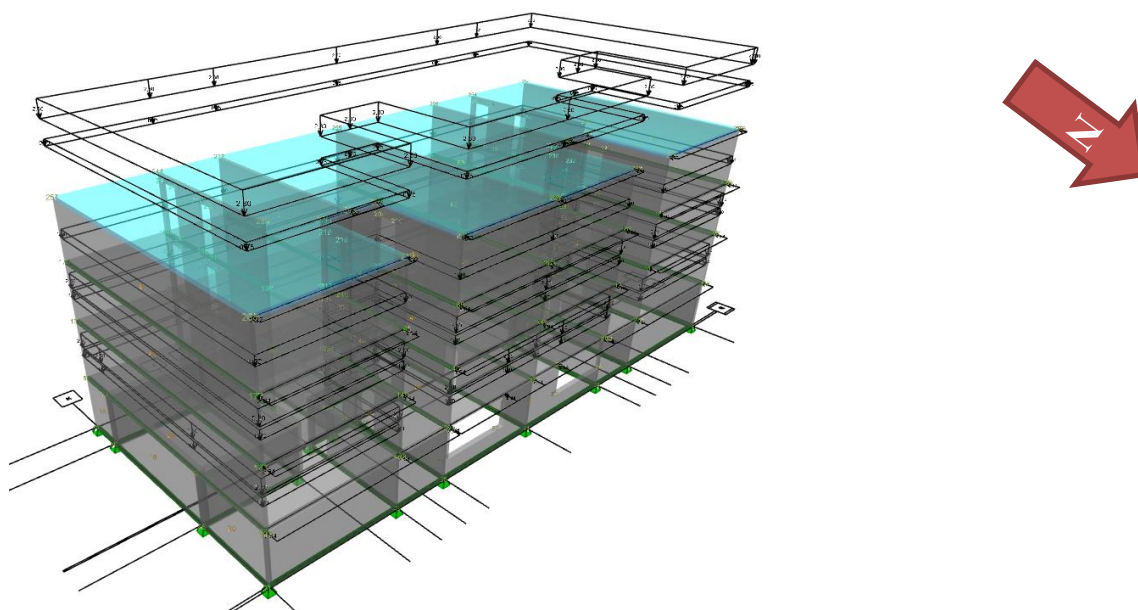
5 Resultater

5.1 Kapasitetsberegning av eksisterende bygg

I den innledende modelleringen med Focus Konstruksjon vurderes det til å være godt med restkapasitet i byggets betongkonstruksjoner. Kvalitetssjekk av resultater for eksisterende bygg og et fremtidig bygg med påbygg gjøres samtidig manuelt. I tillegg vil noen av de manuelle beregningene inngå som inngangsverdier for modellen i Focus Konstruksjon.

Datasimulering presenteres først. Deretter en redegjørelse for valg av treindustrielt konsept, og avslutningsvis presentasjon av manuelle beregninger som en kvalitetskontroll av datasimuleringene.

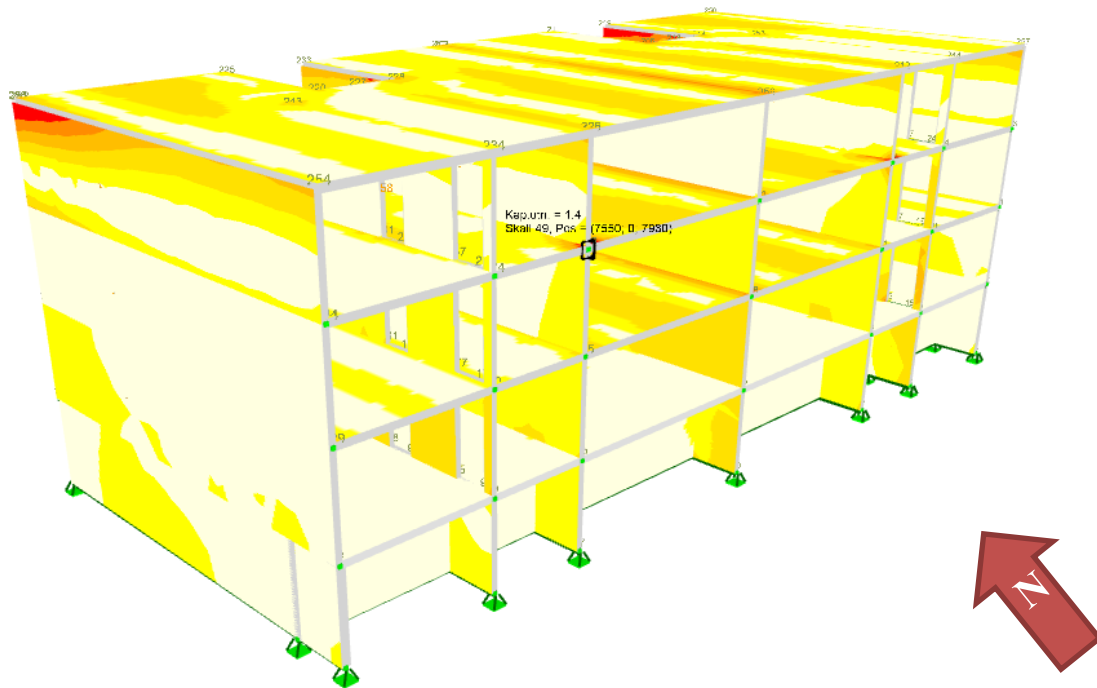
5.1.1 Modellert og beregnet restkapasitet i eksisterende bygg



Figur 23 Originalbygg med vind fra nord og med utsparinger. I omtale av bygget brukes nord om langveggen ved trappehusene. Dette er gjort for enkelthets skyld og har ikke sammenheng med geografisk nord..

Forståelse for restkapasiteten i det eksisterende bygget er viktig for både å validere modellen gjennom manuelle beregninger, og for å få en forståelse av potensiale for påbygg. Horisontale laster er lagt på fra nord (i figuren over vil dette si at vinden treffer fasaden i front), da

innledende analyser viser at dette er den dimensjonerende tilstanden. Dette skyldes at midtveggen/vegg F får et større spenn av etasjeskillene på sørsiden og dermed større lastpåvirkning fra både horisontale og vertikale laster. Det er lagt inn nødvendig armering i dekker og minimumsarmering for øvrig. Dette gir kapasitetsbildet i figuren under (figur 24).

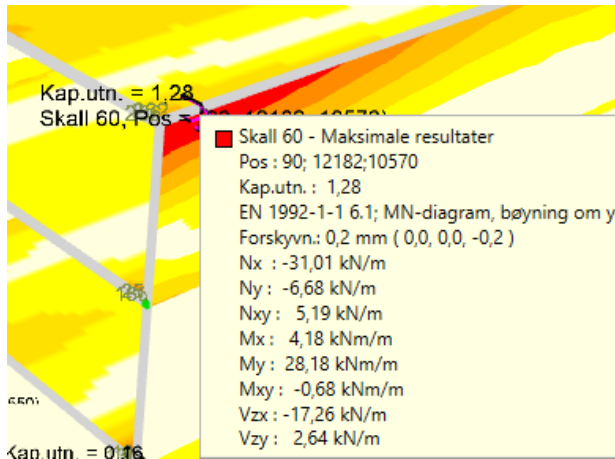


Figur 24 Originalt bygg med vind fra nord. Sørsiden av fasaden er vendt mot leseren.

Det første man legger merke til er at spenningene er relativt symmetriske i alle etasjer. Dette er forventet da bygget og lastene er symmetriske bortsett fra kjelleretasjen. Det er noe asymmetri i spenningene i første etasje. Dette kan skyldes bomberommet på ene siden i kjelleren. Modellen fremstår god og eventuelle modelleringsfeil i dekker, vegger og randbetingelser må være små.

Det er enkelte overskridelser på hjørner og overganger mellom dekker og vegger. Overskridelser i hjørnene skyldes mangelfull armering da det i modellen kun er benyttet minimumsarmering i veggene (figur 25). Ved å benytte funksjonen «nødvendig armering» i Focus konstruksjon forsvinner overskridelsene (figur 26). Slik det er presisert i kapittel 3.2 og 4.3 er armeringen benyttet i modellen en forenkling. Overskridelser må vurderes i hvert tilfelle for å sjekke om det er interessant i forhold til kapasiteten til bærende vegger.

Minimumsarmering er lagt inn der hvor det i tegningsgrunnlaget har benyttet spesifikk armering i dekkene. Det samme er gjort i vegger der det er fravær av informasjon i tegningen, mens hvor den tids byggestandard tilsier armering. Siden autentisk armering ikke er forsøkt modellert kan vi derfor ikke benytte verdiene i sammendragverdien uten å se nærmere på forholdene i hvert enkelt skall i modellen.

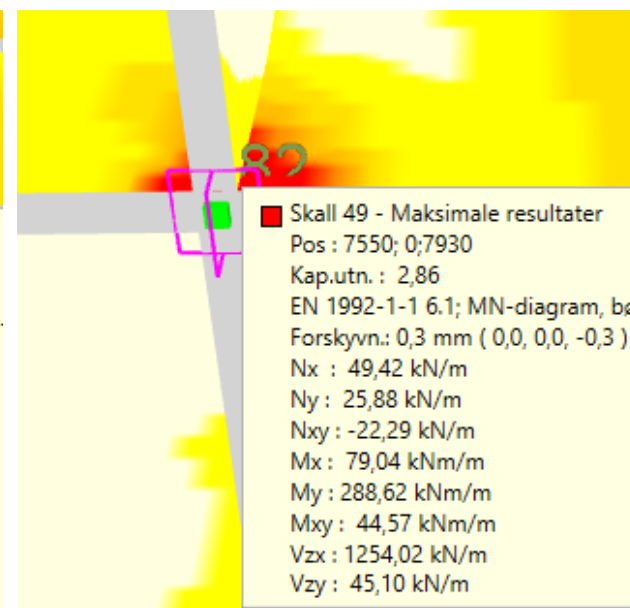
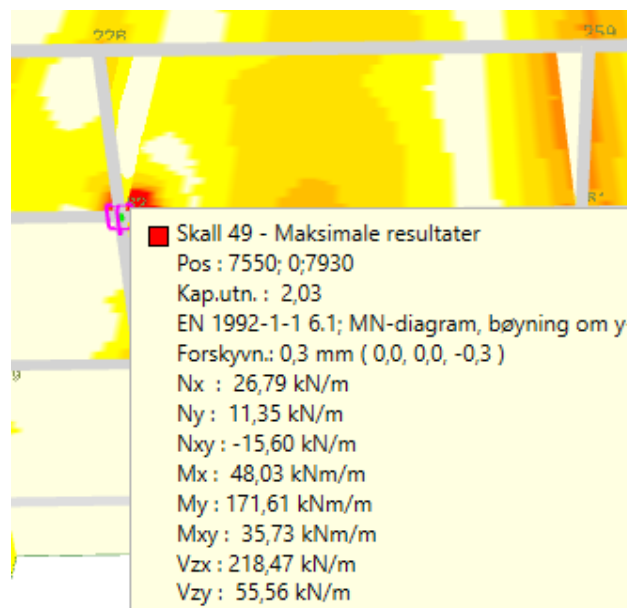
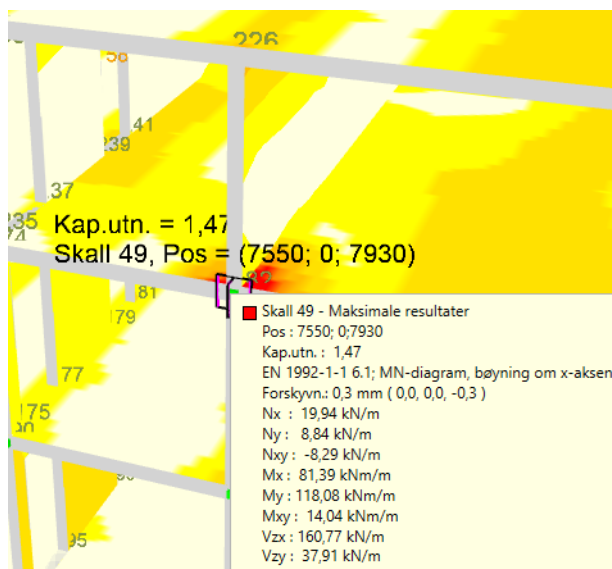


Figur 25 nordvest-hjørne med minimumsarmering



Figur 26 nordvest-hjørne med nødvendig armering

I overgangene mellom dekker og vegger er det skarpe hjørner hvor det oppstår singulariteter. Singularitetene fastslås gjennom å overvåke endringen av krefter med endring av elementstørrelser, omtalt som «mesh». Når størrelsen på mesh reduseres viser figurene under at kapasitetsutnyttelsen øker og går mot uendelig. Eksempel under er hentet fra vegg mot trappesjakt mellom andre og tredje etasje. Med størrelse 0,5 i mesh er kapasitetsutnyttelsen på 1,47, den øker til 2,03 ved en reduksjon av mesh til 0,1 og videre til 2,86 ved en mesh 0,05 (figur 27, 28 og 29).

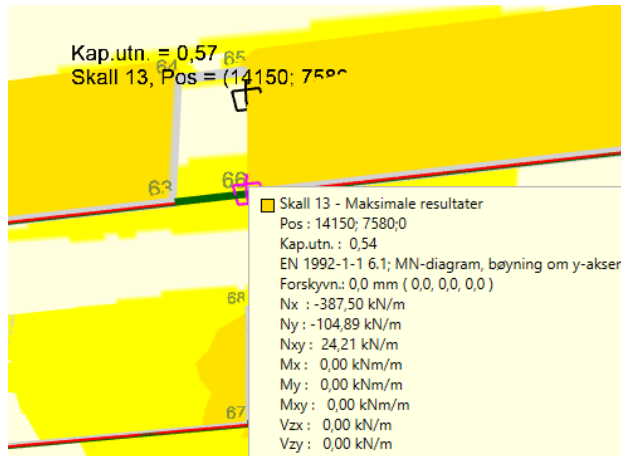


Figur 27 Kontroll for singulariteter med mesh 0,5

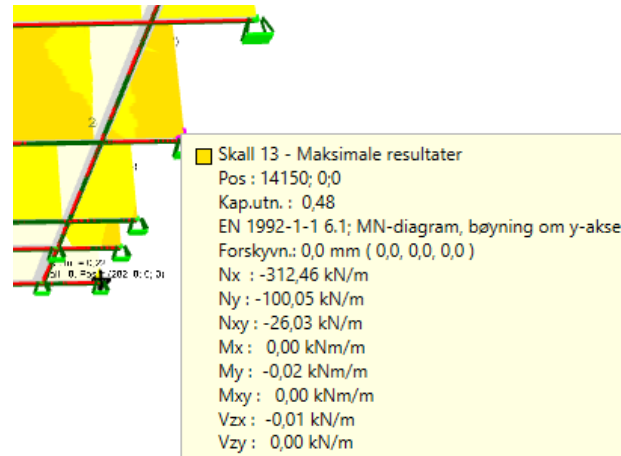
Figur 28 Kontroll for singulariteter med mesh 0,1

Figur 29 Kontroll for singulariteter med mesh 0,05

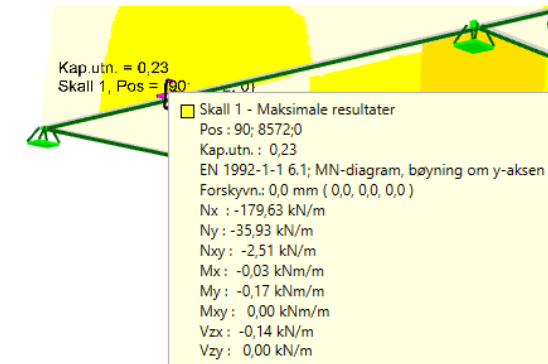
Det er et overskudd i kapasitet i de bærende veggene. Største belastning mot fundamentet er ved døren på midtveggen (vegg F) i sydlig ende. Her er kapasitetsutnyttelsen 54 % (figur 30). Ellers er største belastning på midtveggen et punkt ved døren på 57 % (figur 30). Ut fra tegningene ser det ut til at det er lagt inn ekstra armering i hjørner/kanter/overganger og ved utsparinger. Dette er ikke forsøkt å kopiere til modellen så restkapasiteten er sannsynligvis bedre her. Gavlveggen (som har tilsvarende dimensjonene som midtveggen) har en kapasitetsutnyttelse på kun 23 % (figur 32)



Figur 30 Største kapasitetsutnyttelse mot fundament (0,54) og mot skall (0,57)



Figur 31 Kapasitetsutnyttelse midtvegg syd



Figur 32 Største kapasitetsutnyttelse gavlvegg vest

4 Sammenheng resultater	
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	7,6
Største N_x [kN/m]	-2267,86
Største N_y [kN/m]	-744,50
Største N_{xy} [kN/m]	-2202,03
Største M_x [kNm/m]	81,39
Største M_y [kNm/m]	118,08
Største M_{xy} [kNm/m]	48,23
Største V_{zx} [kN/m]	-1298,26
Største V_{zy} [kN/m]	2798,29
Største kap.utn.	1,47
Info	EN 1992-1-1 6.1; MN-diag...

Figur 33 Sammenheng for det eksisterende bygget

KON Resultanter	
Laster (inkl. lastfaktorer)	
Sum X (min):	0,00 kN
Sum X (max):	0,00 kN
Sum Y (min):	-389,15 kN
Sum Y (max):	0,00 kN
Sum Z (min):	-22879,35 kN
Sum Z (max):	-13159,69 kN
Oppleggskrefter	
Sum X (max):	0,00 kN
Sum X (min):	0,00 kN
Sum Y (max):	389,15 kN
Sum Y (min):	0,00 kN
Sum Z (max):	22879,35 kN
Sum Z (min):	13159,69 kN
Lukk	

Figur 34 Resultanter for det eksisterende bygget

Av resultatene er det først og fremst normalkreftene og forskyvning som er interessante. Største N_x er ca. 2300 kN/m og største forskyvning er 7,6 mm. Maks forskyvning er kun interessant som en maksimalverdi da dette er uten reell armering, så resultatet er konservativt. I dette eksempelet ligger største forskyvning i dekket øst for midtvegg/vegg F i tredje etasje.

Mangelfull armering gjør det noe problematisk å finne restkapasitet i modellen, da verdien som er oppgitt i sammenhengen gjelder hele modellen. Ved å se nærmere på de enkelte bærende vegger er det godt belegg for å anta at restkapasiteten i bærende vegger ligger på minst 40 - 45 %.

5.2 Vurdert treindustrielt konsept for påbygg

Dette er ikke kun et kvantitativt problem, mens også en kvalitativ utfordring. Det vil for eksempel ikke gi samme svar hvis en vurderer forskjellige bygg med forskjellige andelseiere. I vurderingen under er det forsøkt å balansere forutsetningene som er spesifikke ved Vestlia opp mot et større markedsperspektiv for å unngå at løsningen som presiseres blir for stedbundet til Vestlia. Slik vil vurderingen gi større gyldighet for en større andel lamellblokker fra samme tidsperiode. Senere appliserer vurderingene over på casen Vestlia for konstruksjonsvurdering.

5.2.1 Elementer eller moduler

Vurdering av treindustrielt konsept begynner med en vurdering av ulike prinsipper for prefabrikasjon og hvilke implikasjoner dette får for et generelt marked og for Vestlia borettslag. Vurderingene presenteres i en vurderingsmatrise hvor moduler vurderes opp mot

elementer i forhold til de kriteriene som ble presentert i kapittel 4.1. I forhold til hvor godt, eller dårlig, de treffer med kriteriene vurderes de fra +++ til ---. Hvor +++ er at de treffer meget godt med kriteriet, og --- meget dårlig. I tillegg vurderes kriteriets viktighet i seg selv, og dette vektes fra 1 til 3. Kundens aksept er vurdert som så viktig at dette vektes i tillegg dobbelt. Det regnes ut en total score som sier noe om løsningens egnethet til slutt. For eksempel vil moduler score 6 poeng på lav egenlast (++ og 3).

Tabell 4 Vurderingen av moduler eller elementer som treindustriell løsning fra konstruksjonsperspektiv

Vurderingskriterier	Vekting (1-3)	Moduler (--- til +++)	Elementer (--- til +++)
Lav egenlast	3	++ Gir lavere egenvekt enn massivtrekonstruksjon, men dobbelkonstruksjon øker vekten i forhold til å benytte elementer i bindingsverk og et selvstendig bæresystem	++ Situasjonsavhengig, men et bygg i elementer av massivtre vil være ca. 20 % tyngre enn moduler i bindingsverk selv med dobbelkonstruksjon
Potensialet for treindustriell løsning	3	+++ Høy grad av industrialisering og gjenbruk av konstruksjonsprinsipper og planløsninger. Sammen med en underliggende ramme kan modulprodusenter og arkitekter fokusere på planløsninger, transport og bæresystemet i påbygget isolert.	0 Blir mer spesifikk for det aktuelle prosjektet, og ikke like gjenbrukbart som modulkonstruksjonen.
Høy generell anvendelse	3	++ Dybden av lamellblokker sammenfaller godt med begrensninger på lengden på en modul. Samme konstruksjonsprinsipper kan benytte på et stort utvalg av lamellblokker med små spesifikke tilpasninger.	+ Konstruksjonsprinsippet kan gjenbrukes, men krever større prosjekteringsgrad i hvert enkelt tilfelle.
Høyt læringskurvepotensiale	3	+++ Ved å forholde seg til en mest mulig industrialisert løsning hvor det for byggherrer er enkelt å hente informasjon gjennom andre som har gjennomført tilsvarende påbygning. Der hvor det er enkelt for byggherre å overføre prosjektering til eget bygg vil det redusere opplevd risiko for å iverksette en tilsvarende prosess som et «nabobygg» har gjennomført.	+ Mer plasstilpassede løsninger gir mindre overføringsverdi til andre byggherrer og reduserer ikke risiko like mye som moduler. Likevel vil prinsippene for konstruksjon kunne tas med videre, men det vil gi mer økonomisk usikkerhet rundt omfanget i eget bygg.
Enkelt bæresystem	2	+ Enkelt bæresystem i høyden, men siden modulene skal være industrialisert og produseres så like som mulig vil det være behov for et rammeverk i bunn som fordeler lastene, etter godt konstruksjonsprinsipp, ned i de bærende veggene	+++ Plassbygd bæresystem vil i større grad kunne utnytte de forskjellige bæresystemene i forskjellig bygg og ikke være avhengig av å få to ulike bæresystemer til å møtes.
Kompleksitet for å oppfylle tekniske krav	1	-- Tre i påbygget er i seg selv utfordrende i forhold til brannkrav. Moduler, spesielt hvis bæresystemet er basert på bindingsverk, vil ha utfordringer	- Kan være noe enklere å oppnå brannkrav, men kan være mer utfordrende i forhold

		med å møte brannkrav. Dobbelkonstruksjon kan likevel forenkle lydisolering, men også plassering av brannskiller.	til lydkrav.
Lav kompleksitet i transport og på byggeplass	1	+ Transport av moduler krever god tilgjengelighet til bygget, og transport av moduler er volumkrevende. De fleste aktuelle blokkene ligger i byer hvor ankomsten kan være utfordrende. Langtransport noe enklere da de fleste byene ligger langs kysten og/eller har god inngående infrastruktur	++ Mindre plassavhengig og mindre volumkrevende transport. Mer arbeid i høyden enn ved bruk av moduler.
Fleksibilitet i utforming av planløsning i påbygget	1	-- Ny planløsning må følge modulenes størrelse da en modul ikke kan deles av flere boenheter pga. tekniske krav til brann og lyd. Hvis modulene blir for forskjellige i utforming innenfor et eksisterende bygg reduseres også det industrielle konseptet.	++ Vil kunne konstrueres hvor en i større grad forholder seg til det eksisterende bæresystemet og viderefører dette.

Tabell 5 Vurderingen av moduler eller elementer som treindustriell løsning fra kundeperspektiv

Vurderingskriterier	Kundetilfredshet (2)	Vekting (1-3)	Moduler (--- til +++)	Elementer (--- til +++)
Valgfrihet i omfanget av påbygget	2	3	++ Kan enkelt tilpasses om påbygg er en til fem etasjer. Ønsker kunden i fremtiden å øke utover fem etasjer kan det etableres et ytre «skjellet» slik det er gjort i Treet i Bergen. Der er hver femte etasje avgrenset av et bæresystem i limtre som gjør at den nederste modulen kun bærer fire etasjer over seg selv.	++ Kan enkelt velges ønsket høyde i bygget, og er nok bedre egnet for påbygg høyere enn fem etasjer.
Informative løsninger	2	3	+++ Moduler er enkelt å forstå og fremstår som byggeklosser. Kan potensielt leses ut fra en prisliste hva prosjektet vil koste da bestanddelene er mindre komplisert.	0 Kan gi mer kompliserte løsninger da det kan tilpasses bygget i større grad. Fremstår mer likt tradisjonell bygging, men er noe mer informativt enn plassbygd.
Ulemper i anleggsfasen	2	2	+++ Gir meget effektiv byggeprosess på anleggsplass.	+ Avhengig av løsning med eller uten bæresystem i limtre vil denne løsning gi lengre byggetid enn moduler.

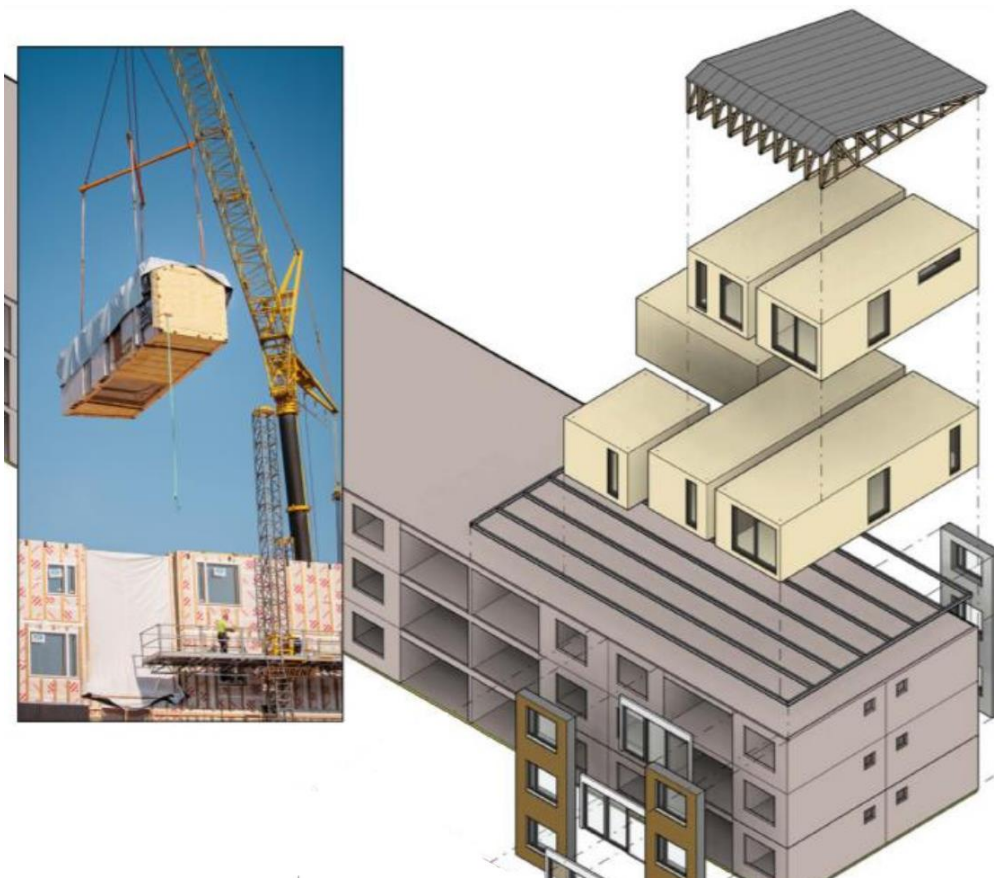
Opprettholder nåværende planløsning i eksisterende bygning	2	2	<p>+</p> <p>Utnytter restkapasitet i eksisterende bærekonstruksjon og leiligheter i de eksisterende etasjene forblir uendret. Muligens må det gjennomføres mindre tiltak for å tilfredsstille brannkrav i de eksisterende leilighetene på grunn av endret brannklasse.</p>	<p>++</p> <p>Utnytter restkapasitet i eksisterende bærekonstruksjon og leiligheter i de eksisterende etasjene forblir uendret. Muligens må det gjennomføres mindre tiltak for å tilfredsstille brannkrav</p>
Fleksibilitet i arkitektonisk uttrykk	2	2	<p>-</p> <p>Til dels låst til modulutformingen, men mulig å kombinere med elementer for å unngå skiller mellom eksisterende og påbygg. Dette reduserer derimot det industrielle konseptet bak moduler og fordeler med kortere byggetid</p>	<p>+++</p> <p>Større fleksibilitet til å utforme elementene i tråd med resten av bygget. Eksempelvis ved oppussing av eksisterende fasade kan en få et arkitektonisk sammenhengende bygg.</p>
Fleksibilitet for videre fremtidig påbygg	2	1	<p>--</p> <p>Hvis ikke bæresystemet tar høyde for dette ved påbygg kan det bli en utfordring å bygge på uten at bæresystemet må utvikles på nytt. Eksempelvis gjennom et ytre limtreskjellet som fører lasten ned til grunnen. Dette vil være kostnadsdrivende hvis kun små utvidelser planlegges i fremtiden. Byggherre bør ta et valg i dag om bæresystemet bør planlegges for fremtiden. Hvis modulene planlegges for å bære lasten av fremtidige moduler kan dette gjøres for inntil 5 etasjer totalt. Utover 5 etasjer må det planlegges med et nytt bæresystem.</p> <p>+</p> <p>Modulene kan konstrueres med et bæresystem som tar høyde for en fremtidig utvidelse.</p>	<p>-</p> <p>Samme utfordringer som moduler hvis det i dag ikke tas høyde for en fremtidig utvidelse. Likevel vil et bæresystem av limtre eller massivtre ha større potensiale enn bindingsverk.</p>

Bruk av moduler og elementer kommer relativt likt ut av vurderingsmatrisen. Moduler med 21 pluss og 7 minus. Elementer med 19 pluss og 2 minus. Totalt sett havner de to ganske likt hvis alle kriterier skal vektet likt. Modulerer har høye vurderinger innenfor viktige kriterier. Spesielt de som skaper industrielle muligheter fra en konstruktørs perspektiv. Fra byggherreperspektivet er konseptene likere, men det er spesielt i en tidligfase av prosjektet hvor moduler gir et mer oversiktlig beslutningsgrunnlag for et borettslag eller sameie. Det er kunden som stort sett har den avgjørende beslutningen i et prosjekt, og vurderingskriteriene som angår kunden vektet dobbelt. Dette gir en totalskår 73 for moduler og 58 for elementer.

5.2.2 Moduler i bindingsverk eller i massivtre

Det er mindre relevant for problemstillingen om modulene løses med massivtre eller bindingsverk. I det videre er det valgt bindingsverk da dette antas å ha den laveste egenvekt. Vanligvis ligger en massivtrevegg 20 % høyere i vekt enn tradisjonelle vegger i bindingsverk (Byggforskserien, 2013). Hvis andre etasjeskiller enn massivtre velges kan ikke lenger skivene betraktes som fullstendig stive skiver, og en får andre overføring av horisontale laster i bygget. I det videre forenkles dette ved å anta at moduler kan overføre lastene som stive skiver i både etasjeskiller og vegger.

Det er en ulempe at moduler i bindingsverk vanligvis ikke kan konstrueres for høyere høyder enn fire til fem etasjer, men det er, slik det tidligere er beskrevet, mulig å forsterke med et ytre «limtreskjellet» for høyere påbygg. Symmetrien i Vestlia, og antageligvis i lignende blokker, er utfordrende hvis modulpåbygget skal utnytte restkapasiteten i det eksisterende bæresystemet. Dybden passer godt med modulkonstruksjoner, men ulik avstand mellom bærende vegger gjør det utfordrende å industrialisere modulbyggingen (hvis det forutsettes at disse skal legges rett på eksisterende bygg). Det bør etableres et rammesystem mellom påbygget og det eksisterende bygget slik at muligheten for industrialisering av modulproduksjonen øker (både i Vestlia og ellers). Samtidig vil lastene bedre kunne overføres til de bærende veggene og en unngår lastoverføring ned i betongdekkene. Dette frigir både modulprodusenten og arkitekten fra å måtte ta store lastoverføring når påbygget prosjekteres. Modulene kan plasseres i alle retninger utfra bygget og arkitektens behov slik figuren under viser.



Figur 35 Prinsippskisse som viser hvordan moduler kan plasseres på en ramme og at det oppstår arkitektoniske frihetsgrader i tillegg til forenklete hensyn hos modulprodusenten (Soikkeli et al., 2015)

Moduler krever plass til kran og et godt gjennomtenkt transportsystem for å være teknisk og økonomisk gjennomførbart.

5.3 Valg og kontroll av limtreramme

Limtrerammen legges parallelt i samme retning som langveggen, og strekker over de bærende veggene. Et godt konstruksjonsprinsipp må være å sørge for at lasten som overføres fordeles jevnt ned i de bærende veggene. Dette kan gjøres gjennom økt bredde av limtrebjelken eller ved å redusere senteravstanden. Etasjeskiller i betong kan sige med tiden, og bæreevnen kan være redusert. Et anbefalt konstruksjonsprinsipp vil være å unngå å legge limtrebjelkene rett på taket da noe av lastene ville blitt overført til betongdekket. Limtrebjelkene må derfor ha et anlegg på en sville langs de bærende veggene som gjør at bjelkene kan bøyes uten å gå ned i dekket. Samtidig er det ønskelig at høyden på limtrebjelken blir så lav som mulig for å unngå

for mye ekstra høyde. Et «bånd» av limtre mellom bygget og påbygget kan føre til at uharmonisk opplevelse av bygget, og en får et klart skille mellom ny og gammel del. Der avstanden mellom eksempelvis nye og gamle balkonger og vindusrekker blir forskjellig fra resten av bygget. Samtidig må det tenkes på økonomi. Det er intuitivt mer økonomisk gunstig å få redusert både dimensjoner og antallet bjelker. Siden formålet er å finne mest mulig industrielle løsninger, vil det være nærliggende å benytte de vanligste dimensjonene og fasthetsklassene, samt å unngå bjelker med overhøyde. Dette for å sørge for enklest mulig leveranser. Standard limtrebjelker lagerføres i dimensjoner opp til 140 mm i bredde, mens breddene 165, 190, 215 og 240 mm hører til utvalg som må bestilles med kort leveringstid (Norske limtreprodusenters forening, 2015). Høydebegrensningen er 2 meter.

Nedbøyingen vil ofte bli det dimensjonerende aspektet for valg av størrelser på bjelker i tre og limtre. I tillegg vil det ved så store konstruksjonen blir utfordringer med trykk på tvers av fiberretningen. Trykk på tvers av fiberretningen kan reduseres med ulike trykkfordelendeplater eller selvborende skruer, og må ikke nødvendigvis overholdes i beregningen.

Det er to spenn i bygget som er interessante å ta en kontroll av. Kontrollen forenkles ved å vurdere dette som en bjelke med to opplager, og ikke en kontinuerlig bjelke over flere opplager. Lengste spenn mellom to bærende vegger er 7425 mm. Dette er mellom vegg A og D og akse 3 og 5. Avstanden mellom akse 3 og 5 er i overkant av 1170 mm, og ved 300 mm i senteravstand vil det omfatte tre bjelker. Denne delen av bygget er en liten prosentdel av bygget, og det vil kunne være aktuelt med egne konstruksjonsdetaljer i denne delen. For eksempel kan en stålbjelke være aktuell hvis dette spennet blir dimensjonerende for høyden for resten av limtrebjelkene. Spennet fra D til F er 6600 mm og ligger mellom akse 1 til 5. Her er avstanden 8300 mm. Dette spennet utgjør en større del av arealet, og bør kunne løses med limtrebjelker. Dette spennet vil også ha mest å si for økonomien. Ulike senteravstander i dette feltet vil gi et ulikt antall bjelker:

Tabell 6 Antall bjelker i spenn D til F ved ulike senteravstander

Senteravstand	Antall bjelker
300 mm	29 stk.
600 mm	15 stk.
900 mm	11 stk.
1200 mm	8 stk.

Dimensjonene i bjelkene bør i det minste ha lik høyde for å få et enkelt rammeverk å bygge moduler på. Det vil være mulig å både endre bredde og senteravstand i de to aktuelle spennene, men samtidig utgjør spennet mellom D og F en så stor del av bygget at enklest mulig konstruksjonskonsept tilsier at bjelkedimensjonene bør være mest mulig like over hele arealet.

Siden deformasjonskravet ofte vil være det dimensjonerende er det dette som kontrolleres først. Limtrebjelker kan også konstrueres med overhøyde inntil 200 mm for å redusere nedbøyingen, men dette er mest vanlig for spenn over 10 meter, og heller ikke for kontinuerlige bjelker over flere spenn (Norske limtreprodusenters forening, 2015). Det beregnes derfor uten overhøyde i limtrebjelken.

Kontroll av limtrebjelken krever at en kjenner lastene og de klimatiske forholdene. Det vil være vesentlig forskjeller i dimensjonene avhengig av om det konstrueres etter klimaklasse 1, 2 eller 3. Hvis limtrerammen skal bygges som et ytre skall vil det måtte dimensjoneres etter klimaklasse 3. I det konkrete tilfelle ligger bjelkene beskyttet under modulene som virker som en klimaskjerm. Det velges en klimaklasse 2 som utgangspunkt for konstruksjonen da beskrivelser av denne omfatter gulvbjelker over kryperom som er ventilert med uteluft.

Det forutsettes en situasjon med inntil fem etasjer. Særlig kortere senteravstand enn 250 mm vil ikke være mulig da det nærmer seg selve bredden av bjelken. Det velges å benytte en minste senteravstand på 300 mm over de to spennene. Ved en senteravstand på 1200 mm er det relativt lite å hente på antall bjelker, men det krever en høyde på 540 mm. En senteravstand på 1200 mm virker derfor å gi lite gevinst og samtidig vil den gi dårligere lastoverføring til underliggende bærende vegger. Samtidig overskrides trykket på tvers av

fiberretningen med over 1000 % etter beregninger etter Eurokode 5. Dette indikerer at senteravstanden må betraktelig ned til trykket vinkelrett på fibre kommer innenfor akseptable verdier hvor det er mulig å gjennomføre tiltak.

5.3.1 Kontroll for trykk vinkelrett på fibre

Eurokode 5 tillater lavere spenninger vinkelrett på fibre enn beregninger etter NS 3470 (Eide *et al.*, 2013). En arbeidsgruppe fra Norsk Treteknisk Institutt, SINTEF Byggforsk og Universitetet for miljø- og biovitenskap anbefaler for sviller og bjelker en mindre konservativ metode som er basert på lengre prøvestykker enn Eurokode 5 og med følgende oppdatert fasthet.

	Trykkfasthet på tvers av fiberretningen							Kommentar
	Limtreklasse, kombinert limtre				Limtreklasse, homogent limtre			
	GL28c	CE L40c	GL30c	GL32c	GL28h	GL30h	GL32h	
$f_{c,90k}$	2,5	2,7 ¹⁾	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	Verdier gitt i NS-EN 14080
$f_{c,90,k}^*$	5,3	5,7 ¹⁾	5,5	5,7	5,3	5,5	5,7	Anbefalte verdier, basert på ASTM-D143

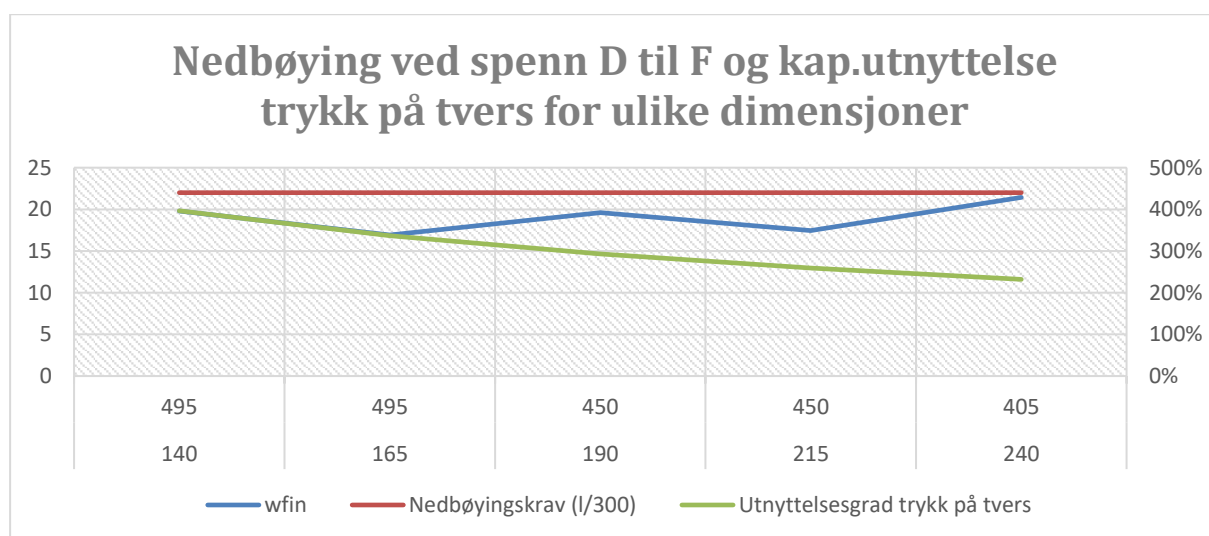
¹⁾ CE L40c er en egendefinert fasthetsklasse.

Figur 36 Karakteristisk trykkfasthet $f_{c,90,k}^*$ på tvers av fiberretningen med resultater fra lengre prøvestykker (Eide *et al.*, 2013)

Med disse verdiene er trykkfastheten på tvers overskredet med over 500 %, med litt variasjon etter som hvilket dimensjoner som benyttes i sville og bjelke. Det fremstår som at trykk på tvers av fibre er det dimensjonerende på dette tidspunktet. Ved reduksjon i senteravstanden til 600 mm begynner trykket å nærme seg 200 % (vedlegg E.4.2), og det bør være mulig å redusere ytterligere gjennom tiltak som trykkavlastende stålplater som øker det effektive arealet til trykket. Trykket i det lengste spennet er en god del lavere, men fortsatt over 200 % av kapasiteten uten trykkfordelende tiltak. Dette fordi standard bredde på den svillen som benyttes må være 140 mm over vegg D fordi denne veggen er 150 mm bred. Med tilpassede sviller som er like brede som veggen vil trykket også gå ned. Dette spennet ligger godt inne i bygningskroppen og trykket fra momentet er nok kraftig overvurdert. Det fremstår utfordrende å få trykket på tvers av fibre ned på et akseptabelt nivå uten å benytte trykkavlastende plater eller andre materialer i sviller eller bjelker.

5.3.2 Kontroll for nedbøying

Nedbøyingen kan nå vurderes. Spennet D til F vurderes fortsatt som det mest dimensjonerende. Det benyttes en kvasi-permanent last kombinasjon for å finne nedbøyingen på lang sikt (vedlegg E.4.6) og karakteristisk kombinasjon (vedlegg E.4.7) for umiddelbar nedbøying. Den umiddelbare nedbøyingen vil ha innvirkning på behovet for overhøyde over det eksisterende taket. Langtidsvirkningen er kun et komfortkrav, men har ingen standardiserte kontrollverdier i bruksgrensetilstand.



Figur 37 Nedbøyningskravet 22 mm og minste høyde av limtrebjelkene som oppnår kravet. Grønn kurve viser utnyttelsesgrad for trykk på tvers mellom bjelke og sville, hvor over 100 % fører til trykkbrudd.

Figuren over viser minste bjelkedimensjon ved en senteravstand på 600 mm som vil overholde nedbøyingkravet på 22 mm (1/300). Den grønne kurven viser tydelig dalende trykk på tvers av fibre mellom bjelke og sville over den bærende vegg etter som bredden av bjelken øker. Selv med en bjelkebredde på 240 mm vil utnyttelsesgraden være rett over 200 %. 240 mm bredde vil samtidig treffe med ønsket om en jevn lastoverføring mot de eksisterende bærende veggene i betong. Med en høyde på 405 mm er nedbøying akseptabel.

For å kunne benytte samme bjelkehøyde for spennet mellom A og D reduseres senteravstanden til 300 mm. For dette spennet kan bjelkens bredde reduseres til 190 mm hvis dette er ønskelig ut fra et økonomisk perspektiv. Da vil kapasiteten mot trykk på tvers av fibre overskrides med 248 %.

Spennet A til D vil bli det dimensjonerende for umiddelbar nedbøying hvis det velges limtre i dette feltet. Ved karakteristisk kombinasjon vil umiddelbar nedbøying i dette feltet bli 36,5 mm. Det innebærer at svillehøyden eller den overhøyden som limtre bjelken trenger for å unngå dirkete lastoverføringer til det gamle betongdekket minst må være 36,5 mm. Denne er beregnet hvor overgangen mellom sville og bjelke blir påført trykk fra moment fra vindpåkjenning fra overliggende avstivingsskiver. Byggehøyde for limtrerammen minimum summen av nedbøying (sville) og høyden av bjelken, 441,5 mm.

5.3.3 Kontroll for bøyemoment og skjær

Det gjenstår å kontrollere for bøyemoment (vedlegg E.4.8) og skjær (vedlegg E.4.9). Vipping og torsjon vil ikke være aktuelt, og vanligvis vil dimensjonene motstå bøyemoment og skjær så lenge nedbøyingen er innenfor et $l/300$ -krav. I spennet D til F er senteravstand 600 mm benyttet, mens det i spenn A til D er benyttet 300 mm. Svillene som ligger over de bærende veggene er 140 mm og 165 mm. Høyden på limtrebjelken er 405 mm. Bjelkebredden er 240 mm for alle spenn, foruten A til D hvor bredden er 190 mm.

Tabell 7 Kapasitet mot bøyemoment og skjær i limtreramme

	Spenn A til D (7,625 m, c/c 300 mm)	Spenn A til D (6,6 m, c/c 600 mm)
Kapasitet <u>mot</u> brudd - bøyemoment	148 %	120 %
Kapasitet <u>mot</u> brudd - skjær	244 %	175 %

Verdien viser at samtlige bjelker er godt innenfor kapasiteten og vil ikke bli utsatt for brudd. Totalt vil det bli et behov for ca. 25 limtrebjelker fordelt i dybden for å bære lastene av 5 etasjer med moduler.

5.4 Kapasitetsberegninger etter påbygd tilleggskonstruksjon

5.4.1 Endringer i lastbildet med påbygg i tremoduler

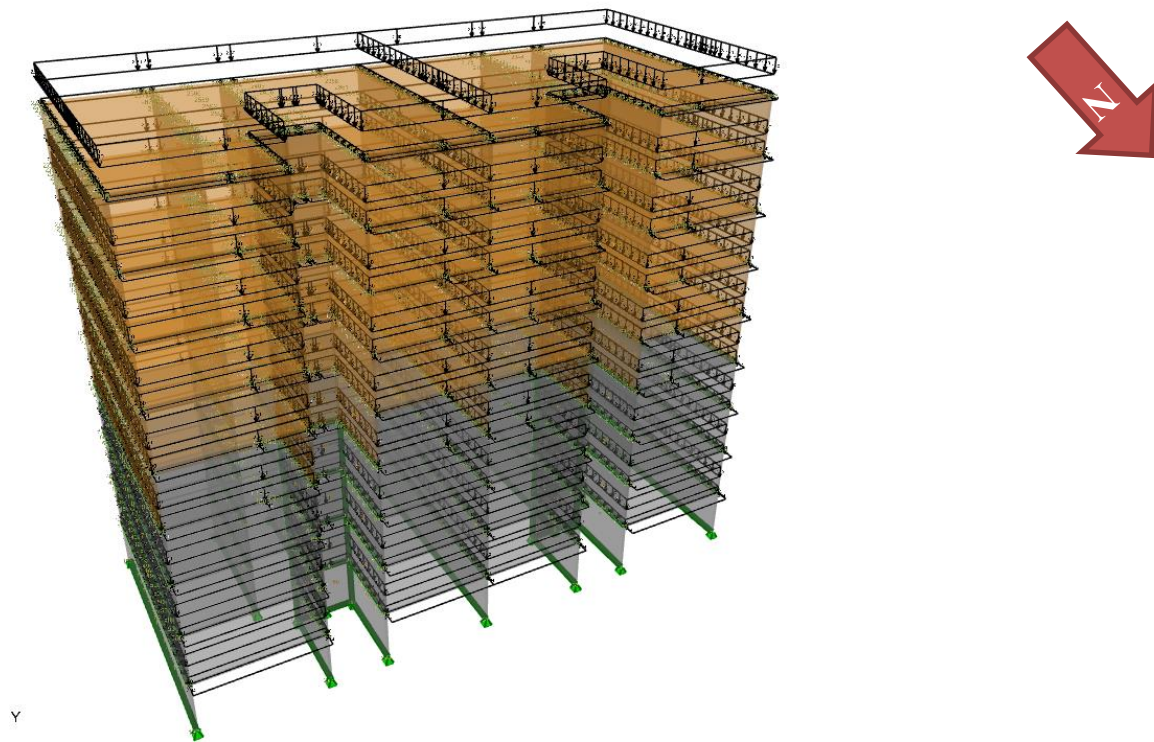
Modellering av limtrebjelker i Focus konstruksjon lar seg gjennomføre, men leder til at simuleringen krever mer datakraft enn hva som er tilgjengelig med en vanlige hjemme-PC. Limtremodellen er derfor kun beregnet manuelt. Påbygget er modellert med en slik forenklingen, men den er fortsatt gyldig for å besvare hvordan restkapasiteten utvikler seg i de bærende veggene. Prinsipielt ville det lignet figuren under, men simuleringen krever forenklinger.



Figur 38 Prinsippkisse som illustrerer en mulig løsning ved bruk av moduler og en ytre heissjakt i Vestlia. Modulene plasseres over en lastfordelende ramme som fører laster ned i bærende vegger (Soikkeli et al., 2015)

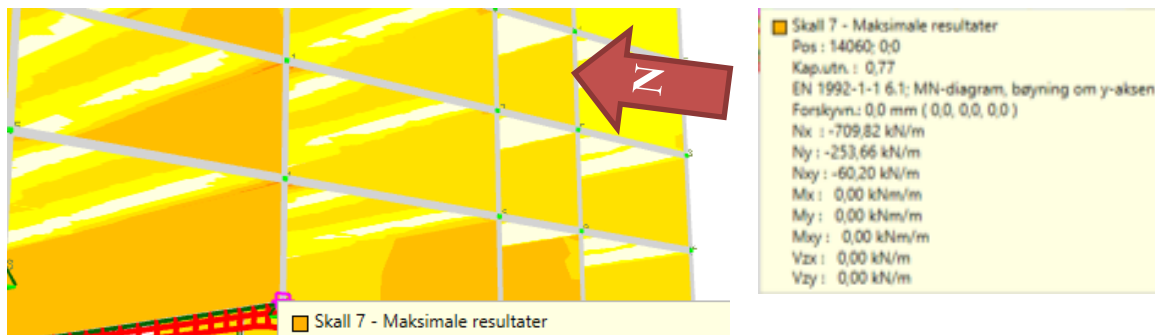
Alle etasjer er modellert etter etasjeplanen i eksisterende bygg, men alle utsparinger er fjernet. Dette fører til at resultatene blir mindre reliable, men lar seg forsvare innenfor problemstillingen da generelle konklusjoner for lamellblokker søkes. Det er bygget som er av interesse, og ikke de enkelte detaljene i konstruksjonen.

Treet i Bergen er et eksempel på at det er mulig å bygge moduler i fem etasjer. Fem etasjer fremstår derfor som en øvre teknisk begrensning, men den øver realistiske begrensningen for et andelslag vil trolig være lavere enn dette. Da oppgaven først og fremst er en teknisk oppgave er det fornuftig å forholde seg til de mest ekstreme tilfellene, da de er representative for de realistiske tilfellene. For å simulere stivheten til modulene er det benyttet massivtre på eksisterende, bærende vegger, samt massivtre også for dekker (figur 39). Forbindelsene er modellert stive. Dette er antagelig ikke realistisk, men det antas at modulene har tilstrekkelig stivhet til at rotasjon og utbøyning ikke blir et problem. Over dekkene legges det til en egenlast som tilsvarende differansen i egenlast mellom moduler og påbygget i massivtre. Differansen er $0,7 \text{ kN/m}^2$. Andre nyttelaster påføres i henhold til eurokodene og vedleggene.



Figur 39 Modellering av eksisterende bygg i betong med fem etasjers påbygg i massivtre med vind fra nord og vertikale laster

Slik det ble erfart i det eksisterende bygget er det først og fremst midtveggen/vegg F som får størst påkjenning, og dermed er den begrensende konstruksjonsdelen (figur 40).



Figur 40 Kapasitetsutnyttelse 0,77 av nedre del av blokken

4 Sammenndrag resultater	
Lastkombinasjon	<Alle komb. Brudd>
Største forskyvn. [mm]	6,7
Største Nx [kN/m]	-709,82
Største Ny [kN/m]	-447,94
Største Nxy [kN/m]	120,66
Største Mx [kNm/m]	26,92
Største My [kNm/m]	45,72
Største Mxy [kNm/m]	12,83
Største Vz [kN/m]	67,94
Største Vz [kN/m]	154,45
Største kap. utn.	1,04
Info	EN 1992-1-1 6.1; MN-diag...

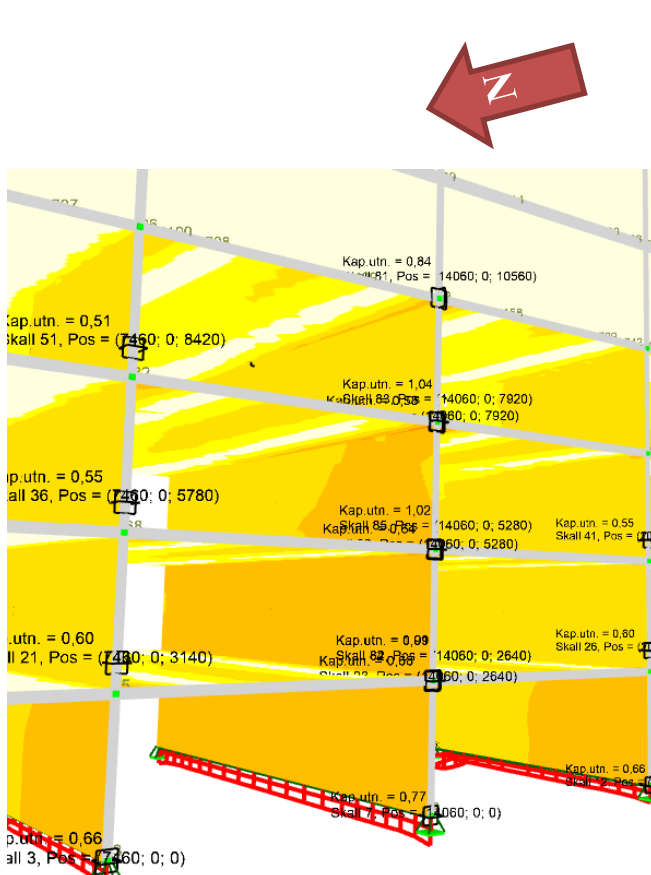
Figur 41 Resultater med påbygg

Resultater	
Laster (inkl. lastfaktorer)	
Sum X (min):	0,00 kN
Sum X (max):	0,00 kN
Sum Y (min):	-1138,15 kN
Sum Y (max):	0,00 kN
Sum Z (min):	-33487,18 kN
Sum Z (max):	-16397,97 kN
Oppleggskrefter	
Sum X (max):	0,00 kN
Sum X (min):	0,00 kN
Sum Y (max):	1138,15 kN
Sum Y (min):	0,00 kN
Sum Z (max):	33487,18 kN
Sum Z (min):	16397,97 kN
Lukk	

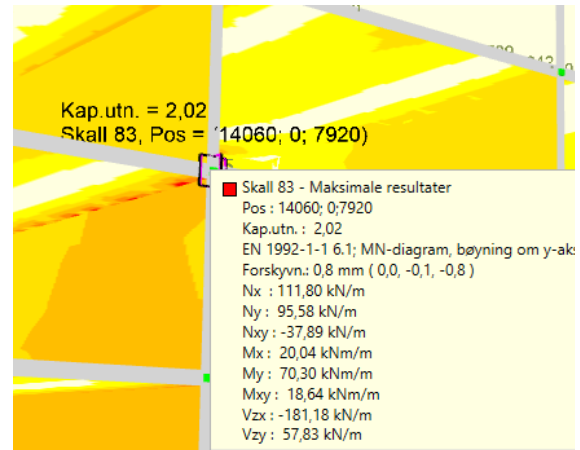
Figur 42 Oppleggskrefter med påbygg

Det er fortsatt god restkapasitet i midtveggen/vegg F. Kapasitetsutnyttelsen er på 77 %, men det bør merkes at det er gjort forenklinger som medfører at det kan være spenningskonsentrasjoner i bygningsdetaljer som ikke fanges opp. I resten av bygget er det mer kapasitet, og det kunne tenkes at påbygget konstrueres eller utformes slik at mindre last går ned i midtveggen.

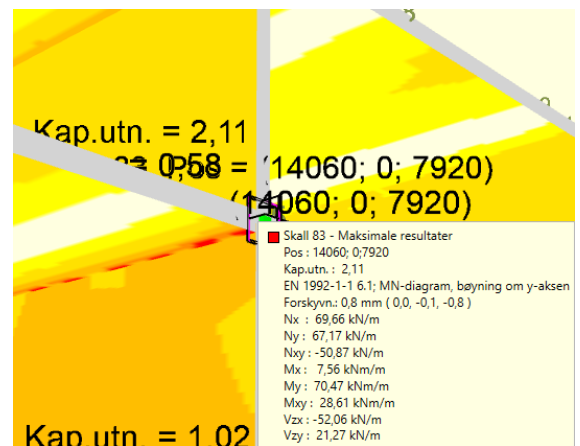
Det er, som for modellen av det eksisterende bygget, overskridelser i overgang mellom dekker og vegger. Da årsaken var singulariteter i det eksisterende bygget, er det med stor sannsynlighet singulariteter nå også. Test for singulariteter med mesh 0,5, 0,1 og 0,05 endrer kapasitetsutnyttelsen fra 1,04 til 2,02 og 2,11. Dette underbygger mistanke om singularitet i punktet. Samme tendens er gjeldende for andre lignende punkter.



Figur 43 Kontroll for singulariteter med mesh 0,5

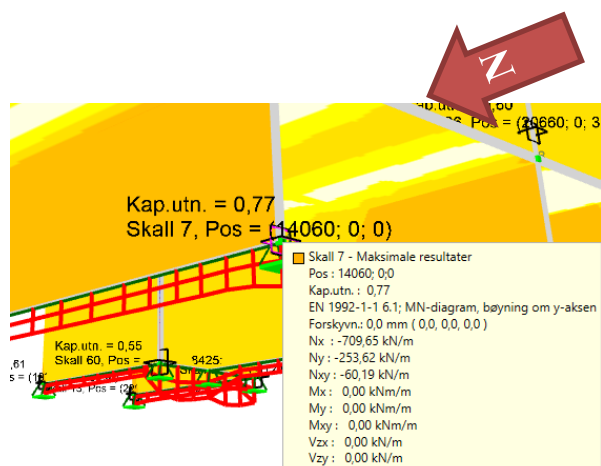


Figur 44 Kontroll for singulariteter med mesh 0,1

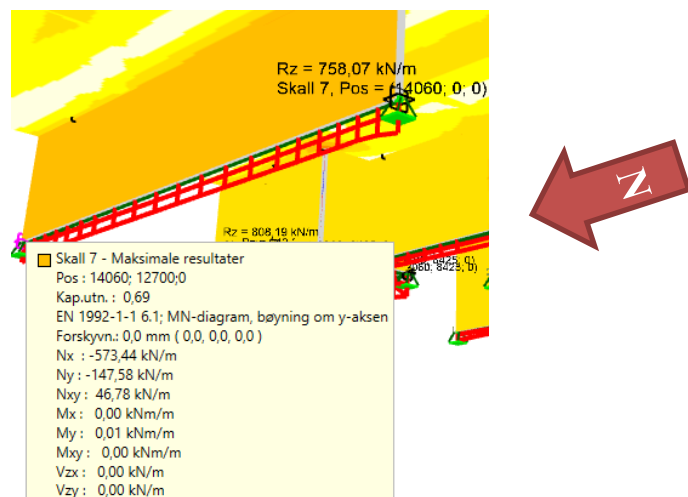


Figur 45 Kontroll for singulariteter med mesh 0,05

Det er lite som skulle tilsi at spenningskonsentrasjonen med påbygg skal oppstå på nye steder når byggets symmetri videreføres i høyden. Som tidligere er kapasitetsutnyttelsen størst i midtveggen/vegg F og i den søndre enden (Figur 46). Slik det er forventet på grunn av horisontale krefter fra nord.



Figur 46 Største kapasitetsutnyttelse midtveggen sør



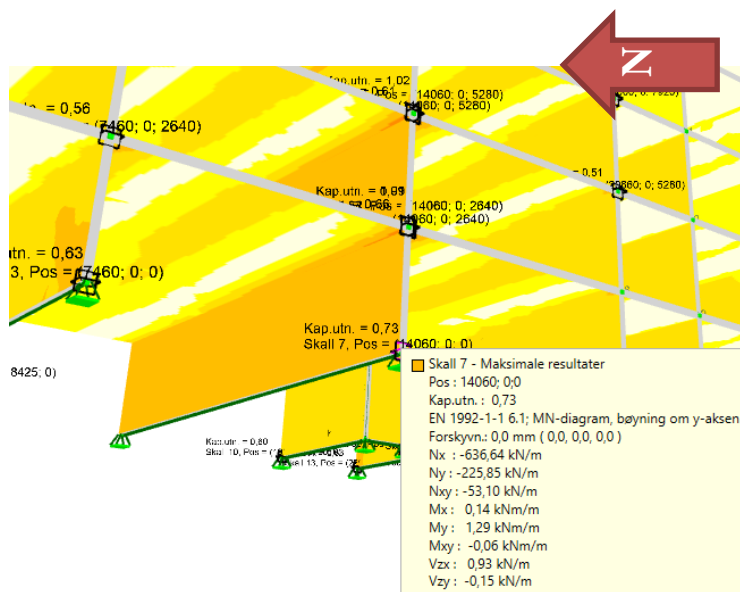
Figur 47 Kapasitetsutnyttelse midtveggen nord.

Veggene i øst-vest retning (langs x-aksen) i trappehuset (Figur 48) har størst opplagskrefter R_x og R_z . Største R_y ligger sør i midtveggen (Figur 48). Opplagskreftene må vurderes nøyer når grunnforholdene til bygget vurderes. Med avgrensning til kun konstruksjonen er normalspenningene i trappehuset lavere enn i midtveggen.

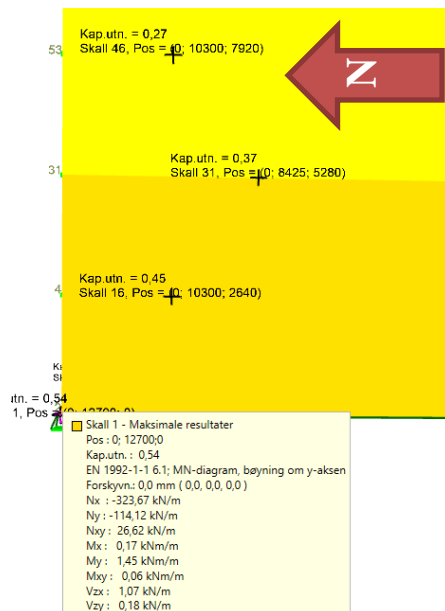


Figur 48 Krefter ved vestre trappehus med maksimal R_z . Trappehuset sett fra grunnen..

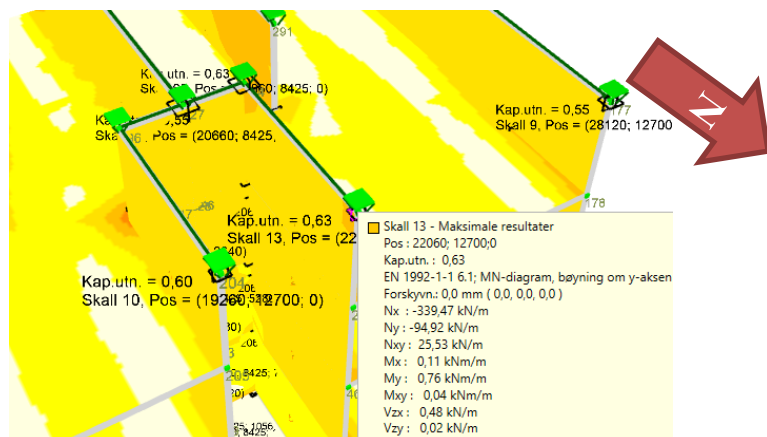
Med vind på gavlveggen er det fortsatt sør i midtveggen/vegg F som har størst belastning med kapasitetsutnyttelse på 73 % (Figur 49). Gavlveggen får større kapasitetsutnyttelse, øker fra 23 % til 54 % med påbygg. Heller ikke nå er det problemer med forskyvninger eller vridninger. Kritisk vindretning er fortsatt fra nord.



Figur 49 Midtvegg sett fra syd med vind på gavlvegg i vest



Figur 50 Vind på gavlvegg fra vest. Største utnyttelse på gavlveggen i nordvestre hjørne



Figur 51 Utnyttelse i vestre trappehus sett fra grunn ved vind mot gavlvegg i vest

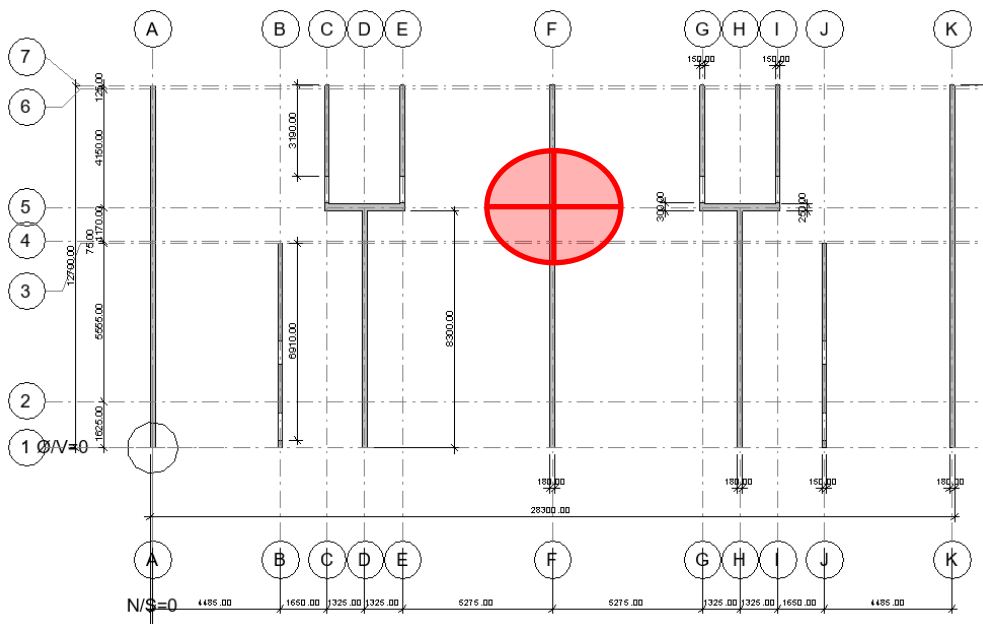
5.5 Manuell kvalitetskontroll av avstivings- og bæresystemet

Det er utfordrende å manuelt beregne med kombinasjoner av ulike avstivningssystemer, som stive skiver, innspente rammer og vindkryss. Tradisjonelle bindingsverk er ofte avstivet med strekkstag eller i kombinasjon med trykkstag i vindkryss. Disse utformes i tre eller av stål. For å kontrollere konstruksjonen er det forutsatt at de bærende veggene fortsetter oppover i den nye konstruksjonen, at disse kan betraktes som en forlengelse av betongskivene, og derfor beregnes som skiver. I tillegg ville, slik tidligere utredninger anbefaler, en ytre heissjakt blitt konstruert i massivtre. En slik stiv konstruksjon kan knyttes til avstivningssystemet, men beregningen er gjennomført uten et slikt tilfelle.

Byggets høyde øker vesentlig med et påbygg over fem etasjer. Høyden var tidligere 11,2 meter og etasjehøyden var gjennomsnittlig 2,8 meter. Hvis det blir forutsatt at den videre etasjehøyden er 2,8 meter, og høyden av limtrebjelker og sviller utelates, vil ny høyde være 25,2 meter. Det er muligens noe lavere en faktisk byggehøyde. Limtrebjelken og sville vil ha en byggehøyde på ca. 500 mm. Forutsetter en videre at hver etasje skal ha dobbelkonstruksjon vil en modulhøyde på 3 meter være fornuftig. Total påbygg høyde vil være 15,5 meter, som gir en totalhøyde på bygget på 26,7 meter. Konservativt er denne satt til 27 meter. 27 meter delt på 9 etasjer gir en gjennomsnittlig etasjehøyde på 3 meter.

Siden en potensiell heissjakt ikke medregnes i avstivningssystemet vil stivhetssenteret forbli uendret, og de samme antagelsene om lastfordeling som følge av horisontale laster vil gjelde i det nye bygget. Derimot blir høyden på bygget høyere, samt at vindkraftrykket øker. Sammen gir dette større påkjenninger på skivene.

Stivhetssenteret til bygget ligger langs F-faksen i y-retning og langs 5-akse i x-retning. Dette vil medføre at bygget, ved vind mot langveggen, kun vil få translasjon. Ved vind mot gavlveggen vil det i tillegg bli rotasjon.



Figur 52 Stivhetssenterets plassering i Vestlia

Bygget har en symmetrisk form om vegg F, og vind mot langveggen tas av de stive betongveggene, og fører ikke til translasjon om stivhetssenteret. I denne tilstanden vil vegg 5-1 og 5-2 ikke få belastning. Ved vind mot gavl har stivhetssenteret en eksentrisk avstand til senter av bygget og veggene i y-retning vil ta rotasjon. Det er tidligere indentifisert av vegg F vil kunne få de største aksiale lastene og vi ser samtidig at denne veggen vil få store overførte laster fra horisontale laster.

Det er tidligere definert at vind mot gavlen ikke er av samme interesse som vind mot langvegg. I den manuelle beregningen med bruk av skiveteori vil likevel vegg 5-1 og 5-2 ta store laster ved vind mot gavl. Veggene har kort lengde, og lastpåvirkningen blir stor for en kortvegg når større horisontale påkjenningen blir omgjort til trykk og strekk i overgang mellom vegg og fundament. Når byggets høyde øker og den horisontale lastpåkjenningen øker vil større momentarm og økt last påføre økt stress på bygget. Dette er kraftig overvurderte laster, og vil bli sett bort fra.

5.5.1 Påførte laster i avstiving- og bæresystemet

Slik det er nevnt i kapittel 4 er nyttelastene som benyttes i den manuelle kvalitetssjekken de samme som i Focus Konstruksjon, mens egenlasten vil avvike noe på grunn av måten de

kalkuleres i Focus Konstruksjon. De manuelle beregningene krever hele tiden konservative forenklinger av lastbildet. Både egenlasten og nyttelastene er stort sett fordelt utover etasjeskillene, og gir mer homogene lastbilder enn et virkelig lastbilde. For enkeltkonstruksjoner, slik som vegger, er lastbildet for de vertikale lastene beregnet på nytt slik at det skal gi et bedre lokalt bilde av situasjonen. Forutsetninger og beregning av nyttelaster og egenlaster er gjengitt i vedlegg D og E.

Konstruksjonsprinsippet baserer seg på å utnytte restkapasiteten i de bærende veggene og føre laster fra påbygg ned i disse. Bygget blir derfor første vurdert uten påbygg for å få en forståelse for restkapasiteten og for å kunne verifisere modellen i Focus Konstruksjon. Deretter med påbygg for å vurdere hvordan økt høyde gir både økte laster og et nytt lastbilde for det horisontale lastene. Den innledende restkapasiteten egner seg også godt til å forstå i hvor stort omfang det er mulig med et påbygg. En innledende analyse av bygget, sammen med innledende resultater i Focus Konstruksjon, har indikert at det er midtveggen/vegg F som får de største aksiale lastene før horisontale laster er medregnet.

De manuelle beregningene starter med utregning av de horisontale lastene som virker på den opprinnelige konstruksjonen. Disse består av skjevstillingslaster og vindlaster. Skjevstillingslasten er en dekomponering av vertikale laster bestående av både egen- og nyttelaster.

Tabell 8 Karakteristisk egenlast av eksisterende bygg og bygg inkl. påbygg jevnt fordelt over hele byggets etasjeskille

	Eksisterende bygg (4. etg.)	Bygg inkl. påbygg (9. etg.)
Egenlast (Q) kN	12708,3	18858,8
Egenlast pr. etg. (Q), kN	3177,1	2095,4
Egenlast pr. etg. (Q), kN/m²	8,8	5,8

Påbygget er i lette tremoduler og lasten øker ikke lineært med antall etasjer. Tremodulene er lettere enn betongetasjene og vi har fått en konstruksjon hvor den karakteristiske egenlasten har økt med ca. 48 %, mens antall etasjer har økte med ca. 125 % (fra 4 etasjer til 9 etasjer).

Når de totale lastene fordeles på den enkelte etasjeskille, som i tabellen over, må egenlast per etasje for påbygget i tre sies å være ekstremt konservativt, og det motsatte for etasjeskillene i den eksisterende betong delen. Med en slik tilnærming vil tyngdepunktet i modellen være vesentlig høyere i z-aksen enn virkeligheten skulle tilsi. I beregningen påvirker dette kun

skjevstillingslasten som blir større høyt i bygget, og derfor vil gi et høyere veltemoment enn hvis lastene hadde vært ujevnt fordelt.

Nyttelasten er lik for begge tilfeller og lik for alle etasjer. Da det ikke er tatt høyde for reduksjonsfaktorer på grunn av areal eller etasjer er den totale nyttelasten også en konservativ fremstilling (vedlegg D.6 og E.1).

Tabell 9 Nyttelaster fordelt over etasjeskillene

	Eksisterende bygg (4. etg.)	Bygg inkl. påbygg (9. etg.)
Nyttelast pr etg (Q), kN	832,8	832,8
Nyttelast pr etg (Q), kN/m²	2,5	2,5
Nyttelast tak (Q_{tak}), kN	1275,9	1275,9
Nyttelast tak (Q_{tak}), kN/m²	3,6	3,6

Skjevstillingen er beregnet til 0,24 % (vedlegg E.2.1), og er den samme for begge alternativene og i begge retninger.

Vindlastene som virker mot etasjeskillene kommer fra både trykk (D-felt) og sug (E-felt), og utgjør summen av disse. Vindlastene øker naturligvis med høyden, og det er ikke foretatt noe soneinndeling i høyden. Noe som gir konservative laster for den nedre delen av det 27 meter høye bygget.

Tabell 10 Vindlaster mot eksisterende bygg og et tilfelle med påbygg

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
Vind mot langside (H_y), kN/m²	1,0	1,44
Vind mot gavlvegg (H_x), kN/m²	0,84	1,36

De horisontale lastene mot hver dekkeskive har økt fra 129 kN til 192 kN, grunnet byggets økte høyde, endret gjennomsnittlig etasjehøyde og endret egenlast. (vedlegg E.2.3).

Tabell 11 Last mot etasjeskille ved vind mot langsiden og gavlvegg

Last mot etasjeskille med vind mot langsiden (H_y),	Eksisterende bygg ($Z=11,2$ m)	Bygg inkl. påbygg ($Z=27$m)
$H_{TOT,dekke}$, kN	129,3	191,8
$H_{TOT,tak}$, kN	71,4	101,1
Last mot etasjeskille med vind mot gavlvegg (H_x)	Eksisterende bygg ($Z=11,2$ m)	Bygg inkl. påbygg ($Z=27$m)
$H_{TOT,dekke}$, kN	56,4	86,2
$H_{TOT,tak}$, kN	35,0	48,3

Vegg A, F, og K får de største horisontale lastene og likt moment. Midtveggen/vegg F er fortsatt den mest interessant da det i tillegg forventes større vertikale laster (større lastareal). Momentet i veggskiven øker 753 % når bygget utvides med et påbygg. Det er tydelig at det er nødvendig med en kontroll av veggskiven for å vurdere om det er nok kapasitet.

Tabell 12 Dimensjonerende moment i veggskive A, F og K

	Eksisterende bygg ($Z=11,2$ m)	Bygg inkl. påbygg ($Z=27$m)
M_{ED}	741,0	6286,9
$M_{ED/l}$	58,3	495,0

5.5.2 Kontroll av stabilitet

Bygget er av massiv betong, og empiri indikerer at stabiliteten er meget god. Kontroll mot velting indikerte dette ytterligere. Stabiliteten er konservativt beregnet med kun karakteristisk egenlast nedjustert med en faktor på 0,9. Veltemomentet tar utgangspunkt i dimensjonerende laster. Da momentet øker med 753 % med et påbygg er det rimelig å forvente at stabiliteten vil gå ned.

Tabell 13 Kontroll for stabilitet med og uten påbygg hvor sikkerhetsratioen er satt til 2

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
Mstab / Mvelt (MED)	75,7	9,9

Stabiliteten er vesentlig redusert, og det vil nok bli utfordringer å bygge vesentlig mer enn seks eller syv etasjer før velting kan bli et problem (vedlegg E.3.3)

5.5.3 Kontroll av maks trykk mot fundament

Vegg A, F og K får alle lik horisontal påkjenning fra vindlasten, i tillegg får A og K rotasjon ved vind mot gavl. Det er likevel vegg F som har det største lastarealet av overliggende etasjeskiller, og derfor vil denne veggen blir utsatt for mest trykk. Utregningen for maksimalt trykk tar utgangspunkt i at veggskiven kan betraktes som to søyler. Hvor de, før horisontale laster, kan betraktes å ta halvparten av de vertikale lastene. Selve skiven kan sees på som en utkrager, og vertikale krefter påføre denne et moment hvor den ene siden få trykk og den andre strekk.

Utregningen blir mer konservativ enn hva som var tilfellet for stabilitet. Dette er også fornuftig da vi forventer at trykkspenninger i betongen kan blir det dimensjonerende for hvor høyt det kan bygges. For vegg F er egenlasten for linjelasten beregnet mer konservativt enn når det benyttes gjennomsnittlige laster fordelt over hele etasjeskillen. Lasten av vegg F er tatt med i sin helhet slik også lastene av etasjeskillene er. Nyttelastene er påført med jevn fordeling. Den er likevel konservativ da det ikke er tatt høyde for noen reduksjonsfaktor. Det beskrives her et lastbilde med sterk vind, mye snø og stor påkjenning fra beboere samtidig. I tillegg er nyttelaster fra trapper og balkonger fordelt over hele arealet.

I de fleste tilfeller med trekonstruksjoner vil lastkombinasjon 6.10b etter NS-EN 1990 bli den dimensjonerende lastkombinasjonen. I tilfeller hvor egenlasten er relativt stor i forhold til nyttelasten vil 6.10a bli den dimensjonerende. Begge byggene har vesentlig større egenlast enn nyttelast og vil i bruddgrensetilstand være i lasttilfelle 6.10a. Med påbygg økte trykket over vegg F med 24 % (vedlegg E.3.4)

Tabell 14 Maksimalt trykk i vegg F

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
N_T, kN	7170,4	8894,0

5.5.4 Kontroll for trykkspenninger i betongen

Det mest interessant for et fremtidig scenario vil være å forstå hvilken restkapasitet det er for trykkspenninger i betongen. Det benyttes som B16 som betongkvalitet.

Tabellen under viser at det er mye restkapasitet igjen i betongen. Trykket øker ikke lineært med utvidelse av etasjer fordi tre er lettere enn betong, og dette oppveier økte vertikale laster.

Tabell 15 Kontroll for trykk i betongen med og uten påbygg

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
$\sigma_{D,T}$, N/mm²	3,14	3,89
Kapasitetsutnyttelse	34,6 %	42,9 %

Selv etter en utvidelse med 5 etasjer er det god kapasitet igjen i midtveggen/vegg F (vedlegg E.3.5).

5.5.5 Kontroll av grunntrykk

Vurdering av fundamenter og grunn er utelatt i forutsetningene. Tidligere studier antar at dette kan være en stor bekymring for utvidelse, og det antas at dette vil være den virkelige begrensningen for utvidelse. En enkel vurdering for å gi en pekepinn på det faktiske grunntrykket er derfor likevel relevant. Beregninger av det eksisterende grunntrykket

indikerer at løsmassene i Vestlia består av grov fast lagret sand eller av grus og stein. Hvis ikke ville grunnen ha gitt etter og det hadde vært setningsskader på bygget. Dette igjen indikerer at grunnforholdene er minimum 300 N/mm². Dette er ikke så relevant i seg selv siden Vestlia er en case for å undersøke om et treindustrielt konsept vil være egnet for et større utvalg lamellblokker. I hvert enkelt tilfelle må derfor grunnforholdene og fundamentene undersøkes. Der hvor det er behov og mulig må fundamentene utbedres for å både tåle og fordele trykket (vedlegg E.3.6).

Tabell 16 Beregning av grunntrykket fra fundamentene

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
σ_{gd}, N/mm²	245,5	304,5
Kapasitetsutnyttelse	81,8 %	101,5 %

5.5.6 Kontroll for maksimalt strekk mellom betongskive og fundament

Betong er godt egnet for å ta trykk, men har dårligere egenskaper for å ta strekk. Det forventes at byggets egenlast er så stor at det ikke vil bli rene strekksoner i bygget. For å skape et konservativt tilfelle reduseres, som for stabilitet, den karakteristiske egenlasten med en faktor 0,9. Vertikale nyttelaster er utelatt. Lasttilfelle simulerer et tomt bygg med store horisontale laster. Ved kontroll av trykk av betongen blir trykksiden av utkrageren vurdert, når det kontrolleres for strekk vurderes strekksiden. Negative verdier indikerer strekk i veggen.

Tabell 17 Maksimalt strekk i midtveggen/vegg F

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
N_s, kN	4358,8	4413,4

Trykkkomponent fra egenlastene overgår strekkkomponenten av momentet, og resultanten viser at det fortsatt er rent trykk i midtveggen/vegg F også i dette lasttilfellet (vedlegg E.3.8).

Trykket er riktignok redusert som følge av at økt byggehøyde har gitt økt moment, og fordi trekonstruksjonen reduserer den gjennomsnittlige lasten av bygget.

5.5.7 Kontroll for armeringsbehov på grunn av strekk

Resultatene over viser at det ved vind mot langveggen ikke vil bli strekk i det aktuelle feltet. Teoretisk er derfor heller ikke armering nødvendig, og resultatet kan indikere at det ikke er armering i veggene. Den tids konstruktør kan ha forstått byggets statikk og heller ikke sett behovet for å benytte armering i vegger i Vestlia, selv om det tidligere er konkludert med at det med den tids byggeskikk og standarder ble benyttet armering. Minimumsarmering i modellene er derfor et tilfredsstillende og konservativt valg for midtveggen/vegg F (vedlegg E.3.9).

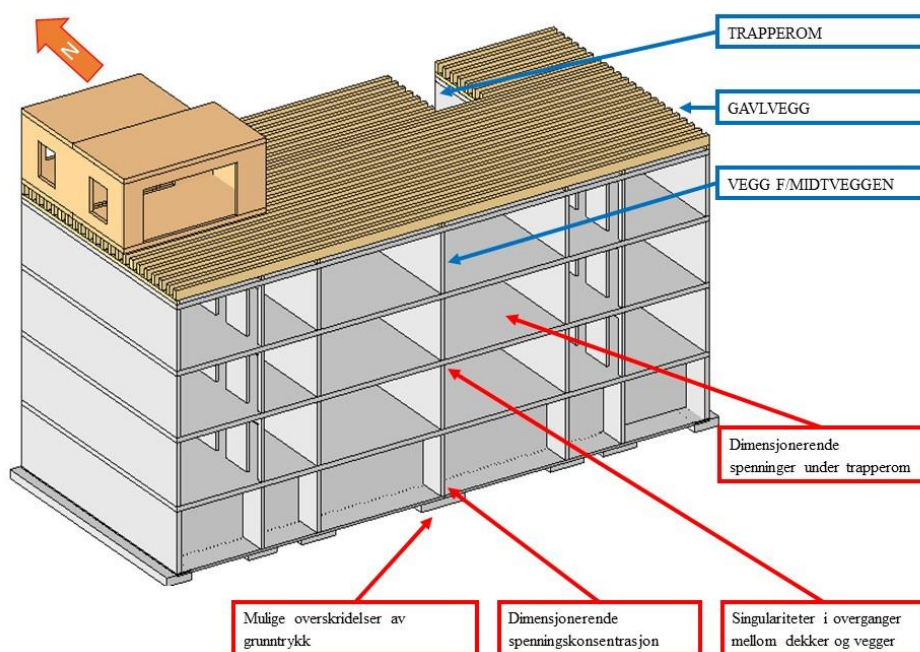
Tabell 18 Minimumsarmering for bygg med og uten påbygg. Negative verdier indikerer at det ikke er behov for armering for å ta strekkraftene

	Eksisterende bygg (Z=11,2 m)	Bygg inkl. påbygg (Z=27m)
A_{s,min}	-12531,6	-12688,6

6 Diskusjon og analyse

6.1 Kapasitet i konstruksjon

En tilfeldig lamellblokk i Vestlia er modellert med et påbygg med en belastning som tilsvarer fem etasjer med moduler. Simuleringene understreker intuitive og empiriske antagelser om at det er stor restkapasitet i bygget. Det eksisterende bygget starter med en utnyttelse på 54 % og øker til 77 % etter påbygg. Dette er kapasiteter med B16 betong, som er et konservativt valg. Med en betongkvalitet lik B20 vil kapasiteten øke. Modellen finner de største spenningene i den bærende midtveggen slik det på forhånd var forventet. Dette tyder på at modellen og resultatene i det minste er valid for å finne det mest utsatte punktet. Manuell beregning kommer frem til samme konklusjon. Kapasitetsutnyttelsen er beregnet noe mindre, 35 % økende til 43 %. Den relative økningen er også høyere i den datamodellerte versjonen.



Figur 53 Oversiktillustrasjon over dimensjonerende spenningskonsentrasjoner i Vestlia. Midtveggen og trapperom er mest utsatt. Her er vinden påført langveggen.

Svakheten med manuelle beregninger i dette tilfellet er at overganger mellom dekker og vegger ikke er momentfrie og vi får større sammenhenger i bygget som er komplisert å gjenskape med håndberegninger. I tillegg forenkles momentfordelingen i veggen i en manuell

beregning. Lastfordelingen i datamodellen fremstår ryddig og jevnt fordelt i en symmetrisk modell, og det knyttes derfor størst validitet til datasimuleringen, og resultatene er i det minste konservative. Det er i alle beregninger forskjeller mellom de simulerte og manuelt beregnede størrelsene. Gjennomgående følger de samme trender, men de simulerte viser ofte en større kapasitetsutnyttelse.

Forenklinger av geometrien har svekket modellens relabilitet, men det forventes at konservative laster og valg i andre deler av modelleringen oppveier dette. Det er nok ikke tatt fullt hensyn til økte laster ved en omfattende rehabilitering, riktignok er langveggene korrigerert for dette ved å øke veggens tykkelse med 50 %. Også gavlveggene vil kunne bli rehabilitert, men i disse veggene er det fortsatt veldig god restkapasitet etter et påbygg. Resultatene fokuserer på spenninger i midtveggen og her fanges økte laster av rehabilitering opp gjennom de økte veggtykkelsene.

Manuelle beregninger viser at limtrerammen vil ha kapasitet, og limtrerammen vil omtales nærmere i neste kapittel. Da de største lastpåkjenningene finnes i det eksisterende bygget, og empirien viser at det er fullt mulig å bygge fem etasjer med moduler, har det ikke vært nødvendig å kjøre simuleringer eller beregninger for denne delen av konstruksjonen. Denne antagelsen står seg godt, og underbygges av manuelle beregninger.

Simuleringen illustrerer hvordan valg av armering har svært stor betydning for laster i overganger mellom dekker og vegger, potensielt også dekker. Den innledende modellen viste spenningsoverskridelser og brudd i det eksisterende bygget. Dette er selvsagt kun beregningsfeil, hvis ikke hadde bygget rast sammen. Det illustrerer likevel viktigheten av å ha full forståelse for armeringen gjennom tilgang på korrekte tegninger eller, om mulig, kartlegge den nøyaktige armeringen på kritiske punkter som utsparinger, hjørner og kanter. I tillegg må den faktiske tilstand av eksisterende armering kontrolleres da krav om overdekking er endret siden byggene ble bygget. Reell armering kan fort vise seg å være begrensende, selv om de manuelle beregningene viser at armering i veggene ikke er en nødvendighet. Lastbildet ser likevel annerledes ut når overgangene mellom dekker og vegger ikke er momentfrie og vegger utsettes for skjærkrefter.

Modellen har svakheter når det kommer til å kartlegge hvordan kreftene virker rundt utsparinger og hvordan kreftene overføres mellom skallene ved for eksempel trappehus. Det er et tydelig komplekst samspill av krefter som er utfordrende og vanskelig å fullt ut forklare.

Simuleringen tar ikke hensyn til fundamentering slik det gjøres i den manuelle beregningen. I de manuelle beregningene blir trykket fra fundamentene mot grunnen henholdsvis 246 N/mm^2 og 305 N/mm^2 . Korrigeres disse for kapasitetsutnyttelsen i datasimuleringene endres disse til 341 N/mm^2 og 539 N/mm^2 (vedlegg E.7) Dette er en betydelige endringer i trykk mot grunnen, og de forskjellige resultatene vil ha prinsipielt forskjellige konsekvenser. Det høyeste trykket vil antagelig kreve store utbedringer av fundamentene, men det minst konservative resultatet vil kunne innebære at fundamentene er tilstrekkelige. Videre viser simuleringene at det vil være interessant å se punkter under trappehus med de normalkrefter og momenter som virker i dette punktet.. Her er det tydeligvis nødvendig å se nøyere på fundamentering og grunnforhold. Måten fundamentet tar opp krefter med linjefundamenter under bærende vegger i samspillet med en støpt såle er et interessant område som ikke har latt seg vurdere med tilgjengelig datakraft.

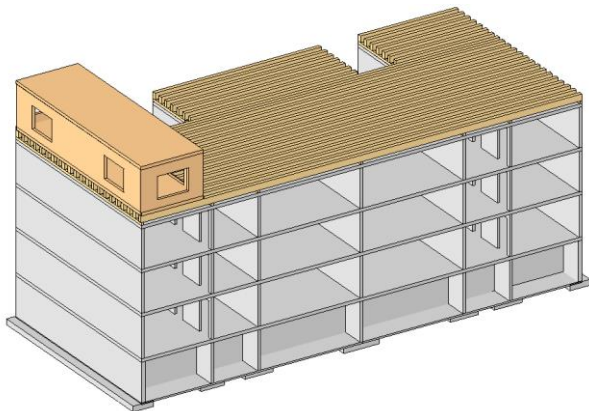
Nøyaktig hvor mange ekstra etasjer den eksisterende bygningsmasse kan tåle må vurderes nærmere i hvert enkelt tilfelle. Det er da spesielt grunnforhold, armering, betongkvalitet og limtreramme det er viktig å skaffe seg full oversikt over slik at man kan skape en korrekt modell. Den konstruerte modellen indikerer sterkt at bygget vil tåle et påbygg på minst fem etasjer. For Vestlia og tilsvarende blokker fra denne perioden er antagelig andre, ikke konstruksjonsmessige, forhold som vil være begrensende for omfanget.

6.2 Rammekonstruksjon gir bedre lastoverføring og øker potensiale for industrialisering

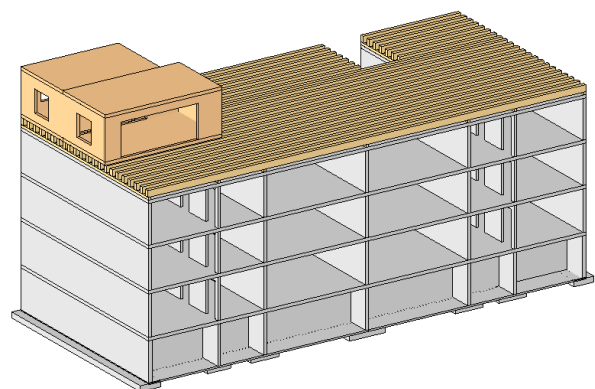
Dekkene i taket kan i utgangspunktet ikke ta de ekstra lastene fra påbygget (Soikkeli, 2016; Treindustrien, 2021). Bæresystemet i påbygget må derfor overføres til allerede bærende vegger. Selv om det er mulig å benytte seg av sjøtransport vil størrelsen på moduler i de fleste tilfeller være begrenset av hvor store enheter som kan fraktes på vei, både økonomisk og teknisk. I tillegg skal formen på modulene passe med eksisterende konstruksjon.

Lamellblokker er i form ofte dype og lange. Dybde på 10 til 15 meter vil ikke være uvanlig. Dybden i Vestlia borettslag er 12,7 meter. Transport på vei og jernbane er begrensende, men innenfor dybden på en vanlig lamellblokk. Retningen og plassering av modulene vil vanligvis bli bestemt av bæresystemet i det eksisterende bygget (Soikkeli, 2016). I Vestlia er dybden

godt innenfor transportbegrensninger for modullengder. Men hvis en ønsker å føre lastene ned i de bærende veggene er breddebegrensningen og varierende avstand mellom de bærende veggene en utfordring. Varierende bredde reduserer muligheten for å produsere gjentagende og så like moduler som mulig for hele prosjektet. Det vil kreves høy deltagelse i prosjektet fra modulprodusent, og store individuelle forskjeller mellom modulene øker sannsynligheten for feilproduksjon. I andre tilfeller er det opptil 7 meter bredde mellom de bærende veggene i Vestlia. Dette begrenser og kompliserer modulproduksjonen og transporten. Et alternativ kan være å vri modulene 90 grader på bygget slik at de spenner mellom de bærende veggene, utfordringen med dette er at bygget er usymmetrisk i denne retningen, og det vil kreve flere spesialproduserte moduler i ulike dimensjoner.



Figur 54 Eksempler på modul kan plasseres langs med bærende vegger.

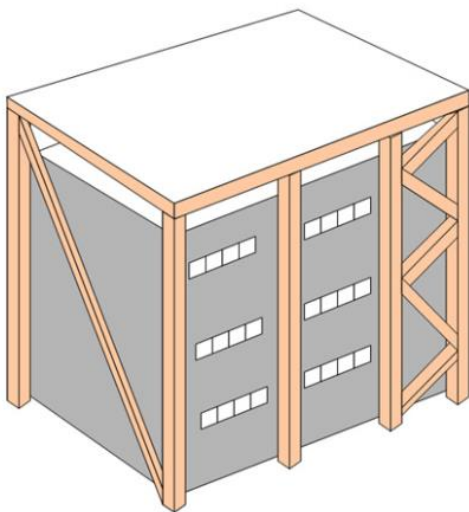


Figur 55 Eksempler på modul kan plasseres på tvers av bærende vegger.

For å få modulene til å passe med bygget og legge til rette for en industrialisert produksjon av moduler bør det etableres en ramme over taket på det eksisterende bygget. Rammen vil sørge for at lastene føres ned i bæresystemet, og ikke ned i betongdekket som utgjør taket (Soikkeli, 2016). En ramme vil legge til rette for større grad av masseproduksjon av like moduler til det konkrete bygget, samt et bedre handlingsrom for planløsningen i påbygget. En slik løsning frigir modulprodusenten fra bindinger knyttet til bæresystemet, og samtidig gir det arkitekter økte frihetsgrader til å utvikle løsninger og planløsninger som i større grad er fristilt bæresystemet i underliggende bygg.

En av forutsetningene var å utrede et treindustrielt konsept, og en ramme bør derfor, der det er mulig, være basert på treindustrielle produkter. En ramme basert på limtredimensjoner som masseproduseres er innenfor en slik forutsetning.

Utover å muliggjør det industrielle potensialet i moduler kan en limtreramme tilføre påbygget ekstra fundamentering ved behov. Det er usikkerhet knyttet til fundamenteringen, og refundamentering kan være nødvendig. Ved behov kan rammen konstrueres større enn takarealet og forsterkes med utvendige søyler ned i grunnen. Disse søylene kan tar større del av påført last fra påbygget. Moduler i bindingsverk er begrenset av påbygg opp til fire eller fem etasjer. En limtreramme, med eller uten fundamentering til grunnen, kan i et ekstremt tilfelle fortsette konstruksjonen i høyden etter samme konstruksjonsprinsipp som Treet i Bergen: For hver femte etasje med moduler etableres en ny rammeplattform for nye fem etasjer. Denne plattformen har et ytre bæresystem av limtresøyler som spenner fra grunnen og opp.



Figur 56 Limtresøyler som et ytre skjellet for å føre laster ned i egne fundamenter (Treindustrien, 2021)



Figur 57 Treet i Bergen har et ytre bæresystem i limtre hvor det for hver femte etasje er konstruert en plattform. Hver plattform kan bærer lasten av fem nye moduler (Arctec, 2018)

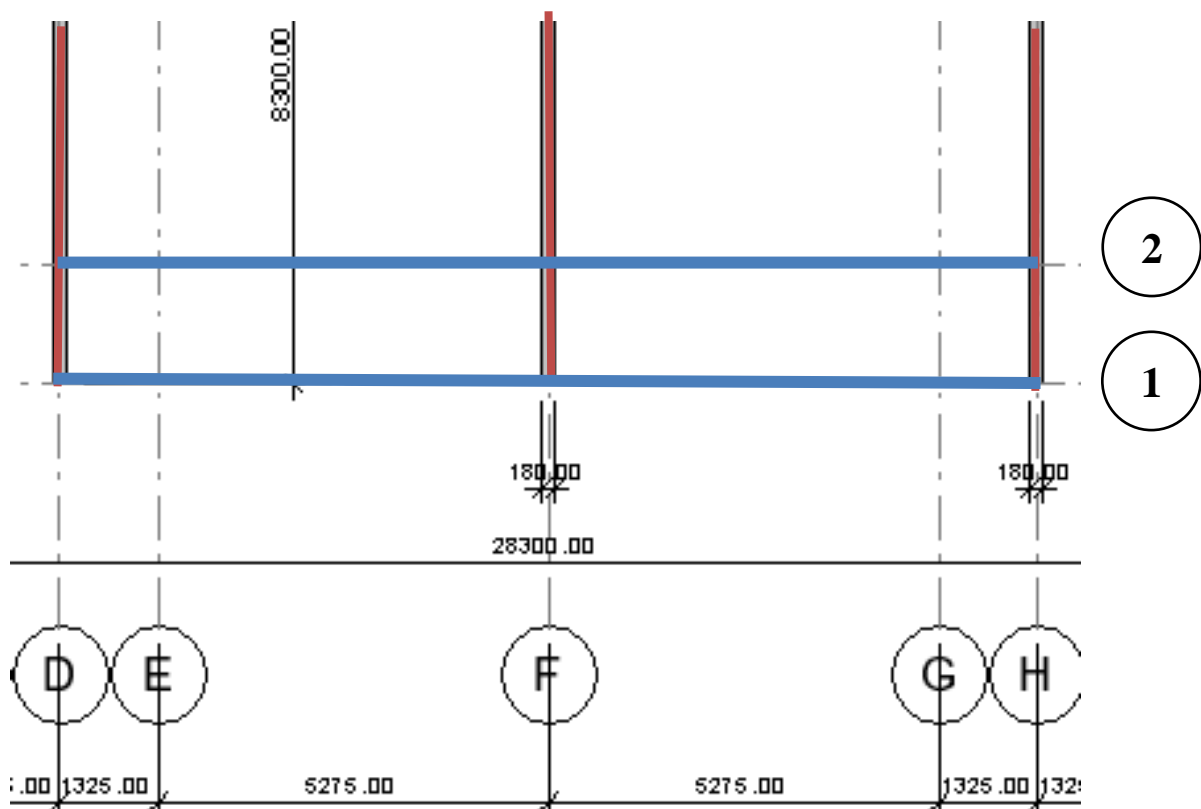
Bruk av et rammesystem mellom det eksisterende bygget og påbygget i moduler vil gi god fleksibilitet i antall etasjer. Byggherre vil kunne velge opptil fem etasjer uten store endringer. Et rammesystem i kombinasjon med moduler vil være forenelig med den generelle lamellblokken, og slik sett treffe på målsetninger om å gi industrielle skalafordeler.

Ulempen med en limtreramme er den økonomiske effekten dette vil ha. Slik utgiftene av en heisinstallasjon fordeles på flere andeler ved økt antall etasjer, vil en limtreramme i enda større grad bli fordelt på overliggende etasjer. Konsepter med mindre enn to etasjer kan bli ulønnsomt. Dette legger til en ny begrensning. Der det tidligere kun var begrenset av teknisk

mulighet for påbygg vil en limtreramme kunne føre til en nedre økonomisk begrensning. Hvis byggherre ønsker mest mulig fleksibilitet for fremtiden bør det ved førstegangs påbygging vurderes om ramme som tåle vekten av inntil fem etasjer, slik at dette ikke blir en fremtidig begrensning for videre påbygging.

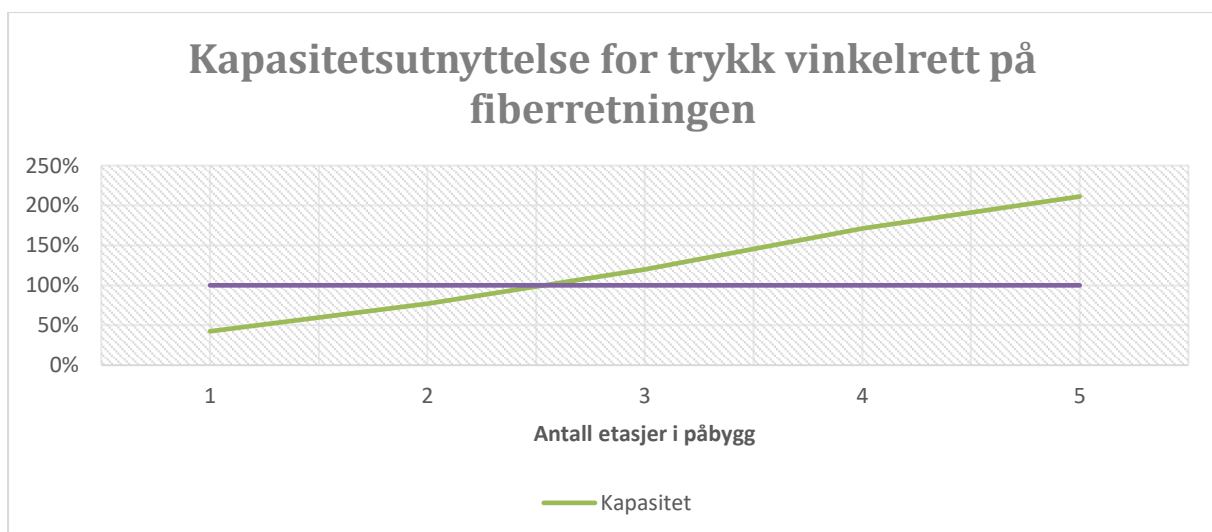
Rammen er tenkt konstruert ved å fordele bjelkene i byggets dybde (y-akse) slik at de spenner mellom de bærende veggene (x-akse). Bjelkenes nedbøying i bruksgrensetilstand og trykk vinkelrett på fiberretningen blir dimensjonerende størrelse. Med et normalt nedbøyingkrav ($l/300$) må bjelkedimensjonen være 240 mm og senteravstand 600 mm i spennet D til F og F til G.

Overhøyde i bjelkene må spesialbestilles og er derfor ikke vurdert. Maksimal umiddelbar nedbøying for alle spenn er 36,9 mm. Det må derfor legges sviller (rød) langs de bærende veggene som har en høyde som minimum tilsvarer denne nedbøyingen. Svillenes bredde er maksimalt bredden av den underliggende veggene for å unngå lastoverføring ned i betongdekket. Over midtveggen/vegg F vil svillen bli 165 mm, mens den over vegg D og G er 140 mm (hvis en forholder seg til standardiserte dimensjoner). Bjelkene som ligger langs ytterveggene vil, i tillegg til de vertikale lastene, få størst påkjenning fra horisontale laster. Trykk på tvers av fiberretningen vil bli en utfordring i disse områdene. Ved beregning etter eurokodene vil trykket mellom sville og bjelke i F-7 overskrides med 465 %, og etter beregninger med en mindre konservativ tilnærming vil dette overskrides med 211 %. Trykket kan reduseres trykkavlastende plater. Dette er vanskeligere for sviller hvor lasten er påført ved svillens ende (akse 1)



Figur 58 En prinsippskisse som viser hvordan svillene (rød) legges over de bærende veggene, og bjelker som spenner mellom svillene (blå)

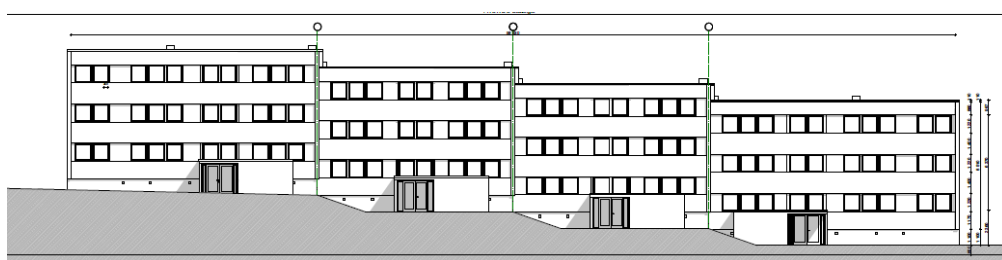
Det fremstår utfordrende å basere en ramme og sviller utelukkende på limtre. Det bør vurderes å benytte stålbjelker som sviller og trykkreduserende tiltak i bjelkene. Hvis bygget utelukkende skal konstrueres med limtrebjelker og sviller uten tiltak mot trykk passerer akseptabel kapasitet når påbygget øker fra to til tre etasjer.



Figur 59 Kapasitetsutnyttelse for trykk vinkelrett på fibrene ved ulike omfang av påbygg

Trykk mot bjelken lar seg relativt enkelt løse. En stålplate plasseres mellom bjelke og sville med hensikten å fordele trykket som virker på bjelken. Tykkelsen på en slik plate må være minimum 14 mm, og hvis den er 450 mm lang og 240 mm bred i det meste belastede punktene vil kapasitetsutnyttelsen mot trykk vinkelrett på fibrene være redusert til 77 % (vedlegg E.4.3 og E.4.4). Det utfordrende blir å få trykket i svillene langs akse 1 til å bli tilfredsstillende. Rene trykkplater er mulig, men vil bli lange fordi det er endeopplegg. Dette kan gjøres med en plate og skrueforsterkninger, men dette påvirker minste svillehøyde. Skruene må ha en forankringshøyde på ca. 325,4 mm i de mest utsatte punktene (vedlegg E.4.5). Dette krever uforholdsmessig høye sviller, og det bør vurderes å benytte stål i de mest utsatte feltene. Det er heller ingen ting å gå på i reduksjon av senteravstand mellom bjelkene i disse punktene. Stålsviller der hvor trykket er stort fremstår som den beste og minst kompliserte konstruksjonen.

En limtreramme vil skape et potensielt hulrom mellom det eksisterende bygget og påbygget. Dette kan gi arkitektoniske utfordringer i det symmetrien mellom etasjer brytes, og det blir et klarere skille mellom påbygget og eksisterende bygg. På den andre siden kan nødvendige installasjoner som vanntilførsel, avløp, ventilasjon, oppvarming, mv. plasseres i dette rommet. Det er også vist at hulrommet kan utnyttes til å legge inn et kraftig brannskille, og på denne måten oppnå tilfredsstillende brannmotstand. Etter finsk regelverk diskuteres det å legge inn et horisontalt brannskille, REI-M 120, for å gi påbygget høyere brannmotstand (Soikkeli, 2016). I Norge er det slik at underliggende etasje skal ha brannklasse minst som overliggende etasje (TEK17, 2017). Eldre bygg vil ofte kunne ha noen ujevnheter, og bjelkene kan i tillegg sørge for et vannrett underlag for modulene.



Figur 60 Vesentlige høydeforskjeller mellom tilstøtende boligblokker i Vestlia (ROJO arkitekter, 2014)

I enkelte bygg i Vestlia er det en vesentlig høydeforskjell mellom seksjonene blokkene. Det skaper utfordrende i overgangen mellom blokkene. Det må her utvikles spesielle løsninger for Vestlia. Eksempelvis med tilpassede moduler eller en horisontal innfesting av limtrerammen i

den bærende midtveggen, med de lastutfordringer det kan skape. Dette er et spesielt tilfelle for Vestlia som ikke er generelt for en lamellblokk i perioden 1960 til 1980. Likevel er det å anta at det må utvikles løsninger for lignende problemstillinger, samt andre spesielle tilfeller for en stor andel lamellblokker.

Problemstillingen har begrenset seg til en konstruksjon og en case med kompakte tak. Flere boligblokker er også konstruert med former for skråtak. Siden lastene føres ned i den bærende konstruksjonen er det ikke å utelukke at påbygg også vil være gjennomførbare for bygg med skråtak. Siden taket må fjernes før påbygg skaper dette er rekke nye utfordringer og problemstillinger som må drøftes. En ramme vil likevel kunne føre lastene ned i de bærende veggkonstruksjonene.

6.3 Byggmoduler gir best fleksibilitet og minst ulemper

Rent konstruksjonsmessig vil elementer med eller uten bæresystemer i limtre gi beste løsning for prosjektet slik det er vurdert i kapittel 5. Isolert til rene konstruksjonsvurderingen scorer elementer åtte poeng, mens moduler scorer to pluss og to minus. Etter vektning havner moduler på 0 poeng. Med moduler er det små oppsider i forhold til nedsidene. En må likevel se valg av løsning i et større perspektiv, både fremtidig potensiale og kundes behov må møtes skal målsetninger om industrielle konsepter nås. Med bredere vurderingskriterier kommer moduler med en ramme, helst av limtre, ut som klart beste løsning. Elementenes konstruksjonsprinsipp og arkitektoniske frihetsgrader er det som trekker slik opp. Potensialet for industrialiseringsgrad og lav kompleksitet i informasjon som kundene må forholde seg til, sammen med ekstrem kort byggetid er utslagsgivende for at moduler vektet høyere. Dette er i stor grad isolerte vurderinger av moduler og elementer. I kombinasjon med en limtreamme eller annen type lastfordelende ramme forventes det økte synergi for modulbygging. Eksempelvis vil produksjonen av moduler i enda større grad bli fristilt fra begrensninger gitt i underliggende eksisterende konstruksjon. Lastbæring løses i rammen og ikke av modulene. Dette gir en tenkt standardisert modul større gjenbruksverdi for andre lignende prosjekt. Arkitekten trenger heller ikke å forholde seg til eksisterende bæresystem med den grad av begrensninger dette ga tidligere. Planløsningen vil fortsatt være mer begrenset for moduler enn elementbygging, som har en karakter som ligger tettere opptil plassbygging. Et kriterium som ikke er tatt høyde for er hvordan påbygget vil kunne gi synergier til rehabilitering og

oppgradering. Eksempelvis vil bruk av fasadeelementer i større grad kunne kombineres med rehabilitering av eksisterende fasader. Det er heller ikke utelukket at elementer kan benyttes i kombinasjon med moduler uten ytre fasade.

Disse vurderingen er likevel gjort i et større perspektiv, og det er for mye å forvente at andelseierne i Vestlia skal ta høyde for om det valget de tar har et fremtidig industrielt potensial. Det er en samfunns- og markedsutfordring, og er ikke en prosjektspesifikk utfordring. Det er derfor nødvendig å ta en vurdering av om løsningen også er best egnet for Vestlia.

6.3.1 Mulige modulkonsept på Vestlia

Et påbygg i moduler, slik det ble gjort i Harstad, har en rekke fordeler for Vestlia. Ut fra et gjenboerperspektiv vil byggetiden ved bruk av moduler antagelig være den korteste av de undersøkte løsningene. Byggetiden kan være ekstrem kort da en modul kan ta så lite som kun få minutter å montere, og selve byggeprosessen kan halveres i tid. I enkelte tilfeller har det vært vist at modulere kan monteres på 15 til 30 minutter. Muligens litt lengre tid i Vestlia på grunn av byggets høyde. Fordelen med moduler er at det kan utvikles et «handlelistekonsept» hvor andelseierne kan velge mellom en til fem etasjer. Ønsker de i fremtiden å øke utover fem etasjer kan det etableres et ytre «skjellet» slik det er gjort i Treet i Bergen. Der er hver femte etasje avgrenset av et bæresystem i limtre som gjør at den nederste modulen kun bærer fire etasjer over seg selv. Arkitektonisk vil det være færre muligheter enn ved beste elementalternativ, men dette er ikke vurdert som like viktig som byggetid.

Moduler har ulempen med dobbel konstruksjon, som øker vekten. Dette er mulig å delvis omgå ved å lage store leiligheter som vil gi færre brannseksjoner og vegger med lavere lydkrav. Dette er kun en mindre begrensning for Vestlia. Ved høyere bygg kan man argumentere for at kostnaden blir mindre per kvm nybygg.

Normalt sett vil modulene produseres som bindingsverk, men massivtre er også et alternativ. I utgangspunktet antas det at moduler av bindingsverk vil være lettere enn moduler av massivtre. Massivtre gjør det mulig å bygge noe høyere uten limtreskjelett. Det gir også noe flere valgmuligheter arkitektonisk. Ved å bygge i massivtre vil vekten være noe høyere, men dette er ikke mer enn at det i de fleste tilfeller ikke vil gjøre store utslag på antallet etasjer som kan bygges.

En av styrkene moduler har i denne sammenhengen er at de muliggjør industrialisering av denne typen prosjekter. Leverandøren vil også kunne opparbeide seg erfaring og enkelt tilby prisoverslag. For borettslaget vil det gjøre det enklere ved at de kan investere i «det samme som naboen». Utprøvde konsept er enklere å få gjennomslag for i generalforsamlingen. Moduler tilbyr en forutsigbar måte å bygge på. Dette gjør det lett å sette opp alternativer med etasjer, leiligheter osv. som man kan stemme over.

6.3.2 Er transport en avgjørende begrensning?

Elementer pakkes flatt, som gjør det lettere å pakke og transportere. Moduler vil bli begrenset etter hva lovverket tillater på norske veier i lengden og bredden, samtidig som en modul tar hele lastebilen i høyden. Dette vil medføre stor trafikk ved boligene og på byggeplassen. Hele transportveien fra en tenkt produsent av moduler til Vestlia er ikke vurdert, men Trondheim har gode samferdselsmuligheter i vei, bane og båt. Adkomsten fra E6 til borettslaget fremstår ukomplisert. En tyngre modul kan veie 150 kN (15 tonn), og hvis høyden på bygget ikke blir for høyt kan det gjennomføres med en mobilkran. Begge deler bør være mulig å føre frem til Vestlia hvor det er, slik det ofre er med lamellblokker, godt med plass rundt blokkene og for kortere løft.



Figur 61 Adkomstvei fra E6 til Vestlia borettslag

6.3.3 En utfordring å nå lyd og brannkrav med moduler

Eksisterende bygningsmasse overholder ikke dagens brannkrav når det bygges høyere. Dette medfører arbeider i beboernes leiligheter. Konstruksjonen overholder ikke kravene til brannmotstand, noe som fører til at vegger i alle leiligheter vil måtte tildekkes slik at brannmotstanden er stor nok. I tillegg må sprinkler monteres, og etter beboernes ønske mest sannsynlig dekkes til. Disse to tingene vil medføre en betydelig ulempe for beboerne og kan være et argument mot å bygge på taket. Dette er likevel et tiltak som må gjennomføres uavhengig av valgt treindustriell løsning i påbygget. Den øverste etasjen vil for øvrig slippe unna med sprinklerarbeid da rørene kan legges mellom taket og rammen. (Soikkeli *et al.*, 2015)

TEK 17 stiller tydelige krav til påbygget. Modulenes største utfordringer i forhold til TEK er lyd og brann. Leilighetene må kunne utformes som tilfredsstillende brannceller.

Dobbeltkonstruksjonen gir en hel del hulrom i konstruksjonen hvor brann kan få særlig tak. Dette gjelder spesielt hulrom hvor det ikke er isolasjon. Dette må prosjekteres, og kan løses med for eksempel tettelist, eller man kan sørge for at kanaler er avgrenset og kledd for å isolere brann.

Ved å bygge store og få enheter vil man kunne ha større brannceller og lyden vil være internt i enheten, som gjør at det blir færre vegger og dekker som må tilfredsstille kravene til skille mellom boenheter. En annen løsning er å bygge leilighetene over flere etasjer og ikke kun horisontale leiligheter for å redusere utfordringer med lydtransmisjon i etasjeskiller.

6.4 Markedspotensialet og -barrierer

Problemstillingen er en blanding av kvantitativ og kvalitative problemer. På den ene siden kan problemet løses alene som et kvantitativt problem, og en kan komme frem til de beste mulige konstruksjonsprinsippene. Det er derimot bortkastet hvis ikke kundetilfredshet er ivaretatt for byggherre eller samfunn. Det er i valg av treindustrielt konsept forsøkt å ta vesentlig mer hensyn til dette. Det er ikke gjennomført noe kvalitativ undersøkelse av markedet, men det er gjennomført intuitive analyser for å komme frem til gyldige vurderingskriterier. Det er derfor viktig å belyse videre potensialet innen påbygg som vil kunne øke gjennomføringssuksessen og treffsikkerheten for valg av treindustrielt konsept.

6.4.1 Kompliserte beslutningskjeder den største og avgjørende barrieren

Et borettslag eller et sameie vil ha mange utfordringer på veien mot et positivt vedtak. Det er enkelt for en utbygger å komme med rasjonelle argumenter som økte inntekter og økt bokkvalitet med nye installasjoner av heis, takterrasser, nye oppvarmingsløsninger, for å nevne noen. For det første står borettslaget ovenfor en lengre vedtaksprosess hvor 2 av 3 andelseiere må stemme for et påbygg. Dernest er de å betrakte, i de fleste tilfeller, som en uprofesjonell aktør som ikke er vant til å håndtere de risikoer et slik prosjekt vil medføre, både økonomisk og juridisk. Juridiske hindringer i form skattelovverk og borettslagsloven ligger langt utenfor andelslaget påvirkning.

For å redusere risikoen hos borettslaget, har både norske og finske studier anbefalt å se på muligheter for å selge rettigheter til å bygge på taket (Soikkeli *et al.*, 2015; Treindustrien, 2021). Enkelt forklart kan en aktør inngå en kontrakt med andelslaget for å utvikle, bygge og selge de nye andelene. En slik kontrakt inneholder risikoreducerende elementer for et borettslag, og inntektene er kjente ved tidspunktet for avstemning, samt at det kan oppleves enklere for andelseierne å vite hva det stemmes over. Men det er en mulighet for at et beboere også kan oppleve at de mister kontrollen over utbyggingen og at risikoen ikke er fjernet, men endret. Det ligger en hel del forskjellige kontraktsformer mellom fullt eierskap og fullt salg som kan være mulig å utvikle. Slike kontraktsformer er tett knyttet til i hvilken grad en treindustriell løsning vil lykkes som et konsept.

6.4.2 Utviklingen må starte med bygg i offentlig eie og næringsbygg

Behovet for påbygg har sitt utspring i samfunnsutfordringer som klima og miljø og behovet for fortetning. Risikopersepsjonen av å være det første som tar en investering av denne typen er høy. Det er for mye å forvente at et borettslag, med en rekke andelseiere med ulike behov og en mer utfordrende beslutningskjede, skal ta en slik risiko og fatte et positivt vedtak. Bygg med mindre kompleks eierstruktur, og gjerne offentlig eide bygg bør være de første til å ta investeringsbeslutning. Først når en ser en stor nok utbygging av slik bygg kan en forvente at de privateide og borettslagene følger etter. En stor nok andel eksempelbygg gir både potensielle utbyggere og eiere og andelseiere i boligblokker tilgang til troverdig informasjon. Dette er informasjon basert på gjennomførte prosjekter, og informasjonens opphav er ikke begrenset til teoretisk, planlagte og utredete prosjekter. Dette fremstår som en effektiv måte å

redusere usikkerhet på. Leverandører av moduler og limtre vil også ha interesse av å etablere et industrialisert konsept med potensiale for store markedsandeler, og bør ta en proaktiv rolle i utviklingen av eksempelbygg samme med arkitektmiljøer.

6.4.3 Er det mulig å redusere miljøpåvirkningen gjennom økt gjenbruk i et påbygg med moduler?

Et av samfunnets motivasjoner for å gjennomføre påbygg i høyden er klimautfordringer. Tre som materiale er vurdert i seg selv som et mer klimavennlig materiale enn betong. I tillegg er det rasjonalt med gjenbruk og påbygg fremfor å rive og bygge nytt i et klimaperspektiv. Økt gjenbruk er derfor også noe som kan være aktuelt i påbygget i seg selv, og det finnes eksempler på dette: Moduler benyttet som brakkrigger i oljeindustrien ble flyttet til Borestranden på Jæren og gjenbrukt som hotell.



Figur 62 Gjenbruk av moduler på Bore Surf Hostel før flytting av modulene fra Stavanger (Helen & Hard, 2018)



Figur 63 Bore Surf Hostel etter ferdigstillelse (Helen & Hard, 2018)

Modulene var først flotellet i Nordsjøen, så kunstnerbolig i Stavanger i ti år før de i 2018 ble gjenbrukt for tredje gang (Nordbø, 2018). Dette viser at gjenbruk er mulig og at ideen allerede finnes. Tilgangen på gjenbrukte moduler kan være høy. Moelven Byggmodul alene har levert 120 000 moduler på 50 år (Moelven Byggmodul AS, 2021). En utfordring i dag og for fremtiden handler nok mer om hvordan moduler for industrien og anlegg er produsert og vil bli produsert i fremtiden for å sikre at det har lengst mulig levetid og gjenbruksverdi.

Gjenbruk av etasjeskiller i betong er også en mulighet for fremtidige påbygg, men vil da ikke inngå i et modulkonsept, men i et konsept med eksempelvis treelementer.

7 Konklusjon

7.1 Lamellblokker i betong er godt egnet for påbygg

Analysen av en blokk i Vestlia borettslag viser at det er tilstrekkelig restkapasitet for et omfattende påbygg av en typisk lamellblokk bygget i plasstøpt betong i perioden 1960 til 1980. Slik også empirien for tilsvarende konstruksjoner antyder. Den plasstøpte betongen utgjør et bæresystem av massive bærende betongvegger som er symmetrisk fordelt i bygget. Avstivningssystemet er en kombinasjon av stive veggskiver og innspente rammer. I bruddgrensetilstand, og før påbygg, er maksimal utnyttelsen av betongen 54 %.

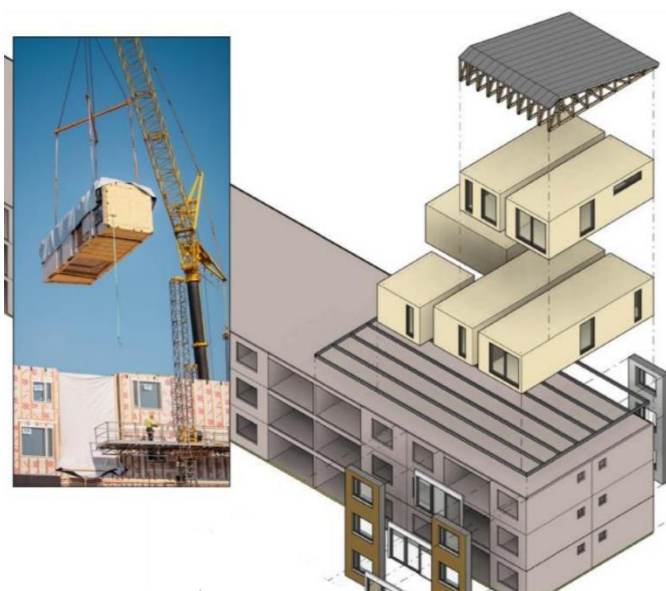
Gitt en begrensning på at det ikke bygges høyere enn fem etasjer, ligger ikke utfordringen i det å finne lette nok konstruksjoner. Et påbygg med treindustrielle løsninger vil nærmest uavhengig av konstruksjon ha en lav egenlast. Nyttelaster vil øke noe mer, men også de er akseptable. Den dimensjonerende egenlasten øker med 25 %, mens den dimensjonerende nyttelasten økte med 76 % i bruddgrensetilstanden. Kapasitetsutnyttelsen er beregnet til 77 % (en økning på 42 %), og det er fortsatt igjen restkapasitet i bygget.

Tidligere empiriske studier har antydnet at det er størst usikkerhet knyttet til fundamenteringen (Treindustrien, 2021). Spesielt grunnforhold, men også utforming av fundamenter vil variere mer enn restkapasitet i konstruksjonens bæresystem. Vestlia borettslag har stripefundamenter under bærende veggkonstruksjoner. Det er stor usikkerhet heftet til beregninger av grunntrykk fra fundamenter. Grunntrykket fra fundamentet under mest belastet vegg øker fra 246 N/mm² uten påbygg til 305 N/mm² med påbygg. Når det største trykket i veggen utledes fra datasimuleringer, og beregnes som trykk mot grunnen er tallene mer kritisk. Trykket øker fra 341 N/mm² til 539 N/mm². Et grunntrykk over 300 N/mm² vil kreve gode grunnforhold, og de indikerer at en vesentlig bedre kontroll av grunnforholdene og eventuelle utbedringer av fundamenter vil være en nødvendighet. Fremtidig arbeid med lignende problemstillinger kan med fordel isoleres til å undersøke fundamenter, grunntrykk og mulige løsninger for utbedring av fundamenter.

7.2 Limtreramme i kombinasjon med moduler gir best konsept

Bruk av moduler i påbygg av lamellblokker, hvor det under byggeperioden vil bo gjenboere, fremstår som et bedre konsept enn bruk av mer tidkrevende, støyende og inngripende konstruksjonsmetoder. Slik som bruk av elementer eller plassbygging. Modulene gir kortest byggetid og stor valgfrihet i omfanget av en påbygging. Det kan enkelt skaleres fra en til fem etasjer etter kundens behov. Bruk av moduler i bindingsverk eller i massivtre er ikke vesentlig for last økningen, men kan være avgjørende for å etablere et bære- og avstivningssystem for inntil fem moduler. Modulene utgjør bære- og avstivningssystemet i påbygget, og underliggende moduler må konstrueres for å motstå lasten av overliggende moduler. Empirien beskriver at det går en grense rundt fem moduler i høyden før et eksternt bæresystem må etableres (Byggforskserien, 2020).

Det industrielle omfanget av moduler skapes først i samvirke med en underliggende ramme i limtre, eller stål. Godt konstruksjonsprinsipp for påbygg av lamellblokker tilsier at lastene overføres fra påbygget og ned i eksisterende vertikale bærende konstruksjoner i betong, og ikke ned i etasjeskillene (Soikkeli, 2016).



Figur 64 Prinsippkisse som viser hvordan moduler kan plasseres på en ramme og at det oppstår arkitektoniske frihetsgrader i tillegg til forenklede hensyn hos modulprodusenten (Soikkeli et al., 2015)

Byggene har varierende avstand mellom bærende vegger, og ren bruk av moduler uten ramme ville medført en rekke spesialtilpassede moduler. Med en ramme vil ikke modulene lenger være bundet av avstanden mellom bærende vegger, og det kan produseres flere moduler i samme størrelse etter samme prinsipp som når modulene bygges på grunnen. Produsenter av moduler og arkitekter får slik økte frihetsgrader og kan komme frem til mer fleksible løsninger enn hvis hensynet til bæresystemet ble for begrensende.

Bjelker som spenner mellom bærende vegger, må konstrueres med overhøyde for å unngå nedbøying i betongdekket. Sviller legges langs de bærende veggene slik at bjelkene kan spenne fritt mellom disse. Bjelkene bør ha en slik bredde og senteravstand at lastene føres jevnt ned i de bærende veggene via svillene. For å skape et industrielt konsept med kun tre er det i Vestlia undersøkt muligheten for å konstruere en limtreramme med standard mål og uten overhøyde i bjelken. Dybden av boligblokken, senteravstander og god lastoverføring ned i bærende vegger er det førende. Det vil være behov for ca. 25 limtrebjelker med bredde 240 mm og høyde 405 mm og med en senteravstand på 600 mm. I tillegg sviller med bredde på 140 mm og 165 mm, avhengig av bredden på de underliggende bærende veggene. Minimum høyde for de lagerførte dimensjonene er 90 mm, og total konstruksjonshøyde blir minimum 505 mm. Beregninger fra Vestlia indikerer at det går en grense mellom to og tre moduler i høyden før trykk vinkelrett på fibrene i limtresvillene overskrider materialegenskapene. Forankringslengder med bruk av selvborrendeskruer for å ta trykk må være nesten 350 mm. Dette krever svilledimensjoner som er like høye som bjelkedimensjonene, og den totale byggehøyden av en ramme ville blitt ca. 800 mm. Dette bryter med prinsippet om at rammen bør bygge så lite som mulig. For større påbygg må dette problemet utredes bedre, og det må sannsynligvis gjennomføres andre trykkfordelende tiltak i konstruksjonen, eller det må legges inn stålsviller på de mest utsatte punktene.

Ved begrenset påbygg bør det vurderes om rammen skal dimensjoneres for fremtidig påbygg eller kun tilpasses det aktuelle påbygget. På lik linje som kostnadene ved heisinstallasjon fordels på flere andeler ved et økt omfang av påbygget, vil kostnaden av en limtreramme også fordeles på flere andeler jo flere leiligheter som blir bygd. Lønnsomhetsstudier av påbygg i Vestlia viser at inntekten fra salg av påbygg (før utgifter til limtreramme) er 3,9 millioner for en etasje og 11,2 millioner for to etasjer (Treindustrien, 2021). Deretter vil inntekten øke med 7,3 millioner per etasje. Det er først ved større påbygg at en limtreramme dimensjonert for fremtidig påbygg vil være aktuelt.

7.3 Hvorfor kommer vi ikke til å se påbygg i andelslagsblokker?

Selv om lamellblokken er godt egnet for påbygg og lønnsomheten er påstått god, er kunden, ofte borettslag og sameier, muligens den største barrieren. Initielt vil kun et fåtall sameier og borettslag være i stand til å drive et slik prosjekt gjennom. Kunden er opptatt av risiko, økonomi, ulemper under og etter bygging og økt boligstandard for å nevne noen.

Treindustriens oppgave ligger i det å skape et treindustrielt konsept, som uten for store prosjektspesifikke tilpasninger, har stor anvendelighet. Hvis samme effektive treindustrielle løsning kan benyttes på et stort antall lamellblokker kan det oppstå skalaeffekter som gir løsningen konseptuelt omfang. Samtidig vil flere prosjekter i omløp gi en økende læringskurve og redusert opplevd risiko for spesielt kundene, men også utbyggere. Først etter et visst antall gjennomførte eksempelbygg kan en forvente økt risikovillighet hos borettslag og sameier. Disse er ikke-profesjonelle eiere med lite tilgjengelig kapital, med en utfordrende sammensetning av eiere hvor det er et mangfold av risikopersepsjon og motivasjon.

7.4 Videre arbeid

Slik andre studier har antatt virker fundamentene og grunntrykket å være de svakeste leddet i konstruksjonen. Simulering og manuelle beregninger ga noe ulike resultater for maksimalt trykk. Dette endret ikke konklusjonen om at det var restkapasitet i den mest belastede veggen. Derimot ga de samme resultatene vesentlig forskjellige utfall for trykk fra fundamenter mot grunnen. Grunntrykk fra eksisterende bygg lå rundt 300 N/mm^2 . Med tilbygg ga det mest ekstreme tilfellet et grunntrykk på over 500 N/mm^2 . Dette representerer en kritisk økning i trykket, og vil kunne kreve vesentlige utbedringer av grunn og fundamenter. Det anbefales videre kartlegginger for å få bedre forståelse for disse utfordringene og utvikler effektive konsepter som kan benyttes for å forbedre fundamenteringen.

Kombinasjon av et bære- og avstivningssystemer i betong og tre er forenklet i beregningene. For å få et best mulig lastbilde og forståelse av hvordan kreftene opptrer i en lamellblokk er det ønskelig med mer kunnskap rundt hvordan lastene overføres mellom de to bygningskroppene, og hvordan denne optimaliseres. I særdeleshet hvordan lastene virker ned

i en limtreramme og hvordan denne i enda større grad kan optimaliseres for å spare byggematerialer og gi økonomiske effekter. Limtrerammen i denne oppgaven er vesentlig forenklet og konstruert uten å ta hensyn til at overliggende laster er forskjellig, det mangler også kunnskap om hvordan lastene overføres ned til de bærende veggene da det her er forutsatt at brede limtrebjelker med kort senteravstand gir overføring tilnærmet linjelaster

For videre fordypning i emnet anbefales det å lese rapporten «Treindustrielle muligheter – for oppgradering og påbygg av eksisterende boligmasses» fra Treindustrien. Arbeidet med denne rapporten har pågått parallelt med utforming av denne bacheloroppgaven. Rapporten tar for seg de økonomiske, tekniske og sosiale utfordringene knyttet til et påbygg i tre. Rapporten har benyttet tre casestudier, hvor Vestlia borettslag er en av disse.

Konferanseartikkelen «Additional floors in old apartment blocks» av Anu Soikkeli oppsummerer det finske mulighetsstudie for påbygg. Studiens målsetning var å utvikle et industrialisert, økonomisk og effektivt konsept for renovering, utvidelse og påbygg av leilighetsblokker. Også denne studien begrenser seg til tidsperioden 1960 til 1980.

Litteraturliste

- Alter, L. (2018) *Modular Construction and Cross-Laminated Timber, Together at Last!*. Tilgjengelig fra: <https://www.treehugger.com/modular-construction-and-cross-laminated-timber-together-last-4857544> (Hentet: 17. februar 2021).
- Arctec (2018) *Treet*. Tilgjengelig fra: <https://artec.no/prosjekter/treet/> (Hentet: 12. februar 2021).
- Bunkholt, A. (2019) *Gjenbruk og ombruk av bygg*. Tilgjengelig fra: <https://kurs.arkitektur.no/1256349?fbclid=IwAR31uoni6XCVWsiYwk8JNxOhA3Hrhye0vwD3yZe4Nt8MIA7SidgQpqaRP8> (Hentet: 24. februar 2021).
- Bunkholt, A. (2021) Brød og miljø 19. april 2019 - Rødhettestien 5.
- Byggeskikkknøkkelen (2021) *Boligbegrep*. Tilgjengelig fra: <https://byggeskikkknokkelen-dibk.azurewebsites.net/bsn/begrep/Sider/Boligbegrep.html> (Hentet: 01. april 2021).
- Byggforskserien (1962) *Betong - Betongkvaliteter og blandetabeller*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/historicaldocument/download/8641/betongkvaliteter_og_blandetabeller (Hentet: 2021 03. februar).
- Byggforskserien (2013) *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (Hentet: 2. februar 2021).
- Byggforskserien (2015) *Trelast.Typer og egenskaper*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/3236/trelasttyper_og_egenskaper (Hentet: 01. mars 2021).
- Byggforskserien (2017a) *Eldre yttervegger av mur og betong. Metoder og materialer*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/677/eldre_yttervegger_av_mur_og_betong_metoder_og_materialer (Hentet: 2. februar 2021).
- Byggforskserien (2017b) *Gulv på grunnen og etasjeskillere av stål og betong i eldre boligbygninger. Metoder og materialer*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/3313/gulv_paa_grunnen_og_etasjeskillere_av_staal_og_betong_i_eldre_boligbygninger_metoder_og_materialer (Hentet: 2. februar 2021).
- Byggforskserien (2017c) *Byggebestemmelser 1924–1996. Krav til utførelse*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/1542/byggebestemmelser_19241996_krav_til_utfoerelse (Hentet: 10. februar 2021).
- Byggforskserien (2018) *Kompakte tak*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/387/525207_kompakte_tak?gclid=Cj0KCQiA-OeBBhDiARIsADyBcE5TR0l0IJCbazzFVDzXQSOvBg2tEjZQjVF1wgbQelgEBpBwBAhy-twaAlQ9EALw_wcB (Hentet: 2. februar 2021).
- Byggforskserien (2020) *Modulbygninger av tre. Vurdering av egnethet*. Tilgjengelig fra: https://www.byggforsk.no/dokument/5215/modulbygninger_av_tre_vurdering_av_egnethet (Hentet: 10. februar 2021).
- Byporten (2019) *Byporten Harstad*. Tilgjengelig fra: <https://nb-no.facebook.com/byportenharstad/photos/pcb.2152823571686022/2152822565019456/?type=3&theater> (Hentet: 5. mai 2021).
- Eide, S., Glasø, G. og Aasheim, E. (2013) *Prosjektering av trekonstruksjoner - Trykk vinkelrett på fiberretning, en anbefaling*. Tilgjengelig fra: <http://www.treteknisk.no/resources/Rapport-86.pdf> (Hentet: 06. april 2021).

- FN (2021) *FNs berekraftsmål*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal?lang=nno-NO> (Hentet: 5. mai 2021).
- Fufa, S. M. (2020) *De mest bærekraftige byggene finnes allerede* Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/de-mest-baerekraftige-byggene-finnes-allerede/> (Hentet: 15. januar 2021).
- Google (2021) *Kartutsnitt Vestlia borettslag* Tilgjengelig fra: <https://www.google.no/maps/place/Vestlia+borettslag/@63.4022199,10.4346225,17z/data=!3m1!4m5!3m4!1s0x466d31cdfdb9f489:0xad100d4b6c731ea1!8m2!3d63.4022195!4d10.4367013> (Hentet: 7. mai 2021).
- Helen & Hard (2018) *Bore Surf Hostel*. Tilgjengelig fra: <https://helenhard.no/work/bore-surfcamp/> (Hentet: 7. mai 2021).
- Kartverket (2021) *Norgeskart*. Tilgjengelig fra: <https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=13&lat=7038505.73&lon=271877.12&markerLat=7038505.73386237&markerLon=271877.1161083087&panel=searchOptionsPanel&sok=steindalsvege> (Hentet: 01. februar 2021).
- Konow, T. og Engseth, M. (2017) *Evaluering av eksisterende betong- og murdammer - Rapport 2 - Hovedrapport med underlag*. Tilgjengelig fra: <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjD3JqvrCHuAhVywosKHa2iCd0QFjAAegQIAxAC&url=https%3A%2F%2Fwww.energinorge.no%2Fsiteassets%2Farrangement%2Fvtf%2Frapport-2-hovedrapport-evaluering-av-betongdammer-rev2.pdf&usg=AOvVaw1RgiVdERio5-IxoWV4TJMp> (Hentet: 7. februar 2021).
- Larsen, P. K. (2008) *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem*. Fagbokforlaget.
- Lyse, I. og Wiig, N. J. (1957) *Betong - Uarmert og armert*. F. Bruns bokhandels forlag.
- Moelven Byggmodul AS (2021) *Om selskapet Moelven Byggmodul AS*. Tilgjengelig fra: <https://www.moelven.com/no/om-moelven/byggsystemer/moelven-byggmodul-as/> (Hentet: 7. mai 2021).
- Nordbø, N. (2018) *Seks grønne byggeprosjekter*. Tilgjengelig fra: <https://www.nrk.no/kultur/seks-baerekraftige-byggeprosjekter-i-norge-1.13900065> (Hentet: 7. mai 2021).
- Norske limtreprodusenters forening (2015) *Limtreboka*. Tilgjengelig fra: https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwj8rKiw4OTvAhXikIsKHU1MAEsQFjACegQIHBAD&url=https%3A%2F%2Fwww.moelven.com%2Fglobalassets%2Fmoelven-limtre%2Flimtreboka_2015_el2.pdf&usg=AOvVaw0kKKo3QL8kLVfvk7iaRPQ3 (Hentet: 4. april 2021).
- Rasmussen, H. (2013) *Betongkontroll høydebasseng Kihlås*. Tilgjengelig fra: <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjtvbkr8HuAhVw-ioKHRUGAsUQFjAAegQIARAC&url=https%3A%2F%2Fwww.mercell.com%2Ffi-fi%2Fm%2Ffile%2FgetFile.ashx%3Fid%3D45144072%26version%3D1&usg=AOvVaw1trCU-dNXQCJrsZ7WDAJDc> (Hentet: 29. januar 2021).
- Riksantikvaren (2021) *Bevaring med klimagevinst*. Tilgjengelig fra: <https://www.riksantikvaren.no/siste-nytt/pressemeldinger/bevaring-med-klimagevinst/#close%20title> (Hentet: 17. mai 2021).
- ROJO arkitekter (2014) 1310 AF10 A41-101 A Fasader, snitt, 22. januar 2021.
- SINTEF Byggforsk og NTNU Samfunnsforskning (2009) *Bærekraftig oppgradering av boligblokker - med fokus på miljøvennlig energibruk og universell utforming*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/globalassets/upload/rebo/31.03.09-bakgrunnsrapport.pdf> (Hentet: 22. januar 2021).

- Skeie, K. S. og Lien, A. G. (2018) *Rehabilitering av borettslag til nesten nullenerginivå - En mulighetsstudie for Boligbyggelaget TOBB*. Tilgjengelig fra: https://www.sintefbok.no/book/index/1174/rehabilitering_av_borettslag_til_nesten_nullenerginivaa (Hentet: 13. mars 2021).
- Sletten Byggdata (2010) Lastberegning. Tilgjengelig fra: <http://www.ovesletten.no/index.htm>.
- Soikkeli, A., Koiso-Kanttila, J. og Keikkinen, M. (2015) *Korjaa ja korota - Malleja ja ideoita kerrostalojen korjaamiseen ja lisäkerrosten rakentamiseen*. Tilgjengelig fra: <http://jultika.oulu.fi/files/isbn9789526208565.pdf> (Hentet: 23. mars 2021).
- Soikkeli, A. (2016) *Additional floors in old apartment blocks*. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1876610216307822> (Hentet: 23. mars 2021).
- Solberg, M. G. (2017) *Er Mjøstårnet verdens høyeste trebygg? De lærde strides - ny standard vil avgjøre*. Tilgjengelig fra: <https://www.tu.no/artikler/er-mjostarnet-verdens-hoyeste-trebygg-de-laerde-strides-ny-standard-vil-avgjore/408206> (Hentet: 16. mai 2021).
- Standard Norge (2009) *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208> (Hentet: 2021 01. april).
- Standard Norge (2016) *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (Hentet: 2021 25. april).
- Standard Norge (2018a) *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* (Hentet: 30. januar 2021).
- Standard Norge (2018b) *NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster* Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (Hentet: 2021 25. april).
- Standard Norge (2019) *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1 Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211> (Hentet: 2021 25. april).
- Statens Vegvesen (2009a) *Bruklassifisering - Trafikklaster*. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/54332682-Bruklassifisering-trykkeutgave-statens-vegvesen-trafikklaster.html> (Hentet: 28. februar 2021).
- Statens Vegvesen (2009b) *Håndbok 238 Bruklassifisering - Vedlegg 1: Materialfastheter, last- og materialfaktorer* Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/54332682-Bruklassifisering-trykkeutgave-statens-vegvesen-trafikklaster.html> (Hentet: 29. januar 2021).
- Statistisk Sentralbyrå (2020) *Statistikkbanken - Boliger* (Hentet: 22. januar 2021).
- Store norske leksikon (2014) *Boligpolitikk*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/boligpolitikk> (Hentet: 22. januar 2021).
- Svindland, J. og Habibi, A. (2020) *Sammenligning av massivtre- og bindingsverkmoduler – egenskaper og knutepunkter*. Tilgjengelig fra: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/2669311/no.ntnu:inspera:58529295:58533049.pdf?sequence=1> (Hentet: 11. mai 2021).

- Sørensen, S. I. (2013) *Betong konstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utgave. utg.
- Sørvoll, J. (2011) *Den boligsosiale vendingen. Norsk boligpolitikk fra midten av 1990-tallet i historisk perspektiv* Tilgjengelig fra: https://www.regjeringen.no/globalassets/upload/krd/vedlegg/boby/rapporter/den_boligsosiale_vendingen.pdf?id=2260849 (Hentet: 22. januar 2021).
- TEK17 (2017) *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/> (Hentet: 13. mars 2021).
- Torp, B. O. (2021) Egenlast av byggmoduler, 3. februar.
- Trefokus (2021) *Treveilederen - Byggesystemer - Moduler*. Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/moduler> (Hentet: 11. mars 2021).
- Treindustrien (2021) *Treindustrielle muligheter - for oppgradering og påbygg eksisterende boligmasse*, i Nilsen, H. A. M. (red.): Trefokus, Norsk Treteknisk Institutt, Treindustriens landsforbund, Norsk boligbyggerlag (NBBL), NTNU Wood.
- Vestlia borettslag (2005) *Regler og vedtekter*. Tilgjengelig fra: <https://vestliaborettslag.no/regler-og-vedtekter/> (Hentet: 27. februar 2021).
- Vestlia borettslag (2021) *Om borettslaget*. Tilgjengelig fra: <https://vestliaborettslag.no/om-borettslaget/> (Hentet: 01. februar 2021).