



Skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker

Silje Christiane Kristiansen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Karl Vincent Høiseth, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Murkonstruksjoner	DATO: 03.06.2016	ANTALL SIDER: 20 + 82 + 19 (Vedlegg)
---------------------------------	---------------------	---

TITTEL:

Skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker

Shear Wall of LWA Concrete Masonry Units

UTFØRT AV:



Silje Christiane Kristiansen

SAMMENDRAG:

Skjærvegger, eller avstivningsvegger, er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Denne masteroppgaven undersøker mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker. Den inneholder et litteraturstudie av skjærvegger, samt at lettklinkermurverkets karakteristiske initialskjærfasthet i planet for horisontale liggefuger er funnet i laboratoriet. Forsøkene er gjort i henhold til NS-EN 1052-3. Initialskjærfastheten er funnet ved to ulike prosedyrer. Ni prøvestykker er testet uten forkomprimering (prosedyre B), og ni prøvestykker er testet med forkomprimering (prosedyre A). I tillegg ble tre prøvestykker av ren lettklinker testet for sammenligning.

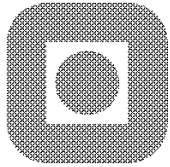
Det er utarbeidet en numerisk modell av skjærforsøket i elementprogrammet DIANA. Hensikten med dette var å simulere forsøkene fra laboratoriet for å se om antakelsene gjort i NS-EN 1052-3 stemte, noe de viste seg å ikke gjøre. I tillegg er det utført numeriske beregninger for å studere skjærveggers lastbærende kapasitet. Dette er undersøkt på en typisk skjærvegg med ulike laster i DIANA.

Forsøkene viste at prøvestykkene kalt type 1 i NS-EN 1052-3 ikke bør brukes til testing av lettklinkermurverk, og at prøveprosedyren beskrevet kun tester mørtelfugens, og ikke det sammensatte murverkets skjærfasthet. I flere tilfeller kan det også se ut som det heller er strekk- eller trykkfasthet som testes, noe som gjør skjærfastheten som er funnet konservativ. Selv om prøvemethoden beskrevet i NS-EN 1052-3 kan være godt egnet for teglmurverk, er det dermed ikke sikkert at den er like godt egnet for lettklinkermurverk.

FAGLÆRER: Professor Karl Vincent Høiseith

VEILEDER(E): Professor Karl Vincent Høiseith og Professor Tore Kvande

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE Vår 2016

Stud Techn Silje Christiane Kristiansen

Skjærvegg i murverk av lettklinkerblokk Shear Wall of LWA Concrete Masonry Units

INNLEDNING

Skjærvegger, eller avstivningsvegger, er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Skjærveggene virker som skiver og overfører horisontallast fra yttervegg og etasjeskiller, og vertikallast fra etasjeskiller og ovenforliggende vegger.

Eurokode 6, *Prosjektering av murkonstruksjoner*, ble innført som nasjonal standard i 2010. Standarden angir retningslinjer for dimensjonering av skallmurer, inklusive bruken av bindere. Likevel synes det å være behov for mer kunnskap om den mekaniske virkemåten til dagens vegg-løsninger i lettklinkerblokk murverk, spesielt når det gjelder skjærpåkjenning.

Oppgavens overordnede målsetting er å undersøke mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg i lettklinkerblokk murverk.

OPPGAVE

Oppgaven er todelt og består i hovedtrekk av å:

1. studere den mekaniske virkemåten til et segment av en skjærvegg ved hjelp av laboratorieforsøk.
2. teoretiske beregninger av skjærveggenes lastbærende kapasitet i kombinasjon med vertikalbelastning .

Oppgaven kan inneholde følgende deler:

- Gjennomgang og beskrivelse av aktuelle skjærvegger, statisk virkemåte og dimensjoneringsregler
- Valg av typisk løsning
- Beskrivelse og gjennomføring av laboratorieforsøk

- Numeriske beregninger av laboratorieforsøk
- Beskrivelse av aktuelle dimensjonerende skjærbelastninger
- numeriske beregninger av sjærvegger med ulike randbetingelser og horisontalkrefter

Veiledere: Karl Vincent Høiseth og Tore Kvande

Oppgaven skal være gjennomført innen 11. juni 2016

Trondheim 11.01.2016

Karl Vincent Høiseth
Professor, faglærer

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet (NTNU) våren 2016, og utgjør til sammen 30 studiepoeng. Arbeidet har pågått i perioden 18. januar til 3. juni 2016.

Prosjektet har lært meg mye. Både om skjærkrefter generelt, skjærvegger og om lettklinkermurverk. Det har vært spennende og lærerikt å få utføre selvstendige forsøk i laboratoriet. Det er mange som må takkes for at dette prosjektet skulle kunne bli gjennomført.

Først ønsker jeg å takke veilederen min; Karl Vincent Høiseth. Han har gitt meg god veiledning, oppfølging og oppmuntring gjennom hele arbeidsperioden. Jeg vil også spesielt takke ham for god hjelp til utarbeidelse av modellene i DIANA. Takk også til Tore Kvande, som velvillig har stilt opp med sin erfaring og kompetanse når det har trengtes.

Jeg vil også rette en stor takk til Steinar Seehuus. Han har vært til stor hjelp i laboratoriet, både til planlegging, oppmuring og gjennomføring av testene. Takk også til Gøran Loraas og resten av de ansatte på laboratoriet som har hjulpet med innkjøp av materialer, oppsett av prøverigg og generell hjelp til forefallende oppgaver.

Jeg vil også takke Ellen Bjartnes og Janne Marie Brønstad for deres masteroppgaves inspirasjon til oppsett av oppgaven. Til slutt ønsker jeg å takke Elisabeth Leite Skare og Susanne Thomesen som har bidratt med hjelp og god stemning på kontoret, samt Magnus Norum som har stilt opp med datateknisk hjelp.

Trondheim, 03.06.2016.



Silje Christiane Kristiansen

Sammendrag

Skjærvegger, eller avstivningsvegger, er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Denne masteroppgaven undersøker mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker. Den inneholder et litteraturstudie av skjærvegger som tar for seg lastoverføring i et skivesystem, plassering av skjærvegger, lastoverføring til skjærvegger, aktuelle typer skjærvegger, aktuelle belastninger på skjærvegger, skjærveggers statiske virkemåte, skjærveggers tilslutning mot fundament, dimensoneringsregler, samt retningslinjer for hvordan skjærfasthet kan finnes.

Murverkets karakteristiske initialskjærfasthet ble overført fra NS 3475 til Eurokode 6 i 2010. Denne kan i følge Eurokode 6 finnes ved prøving i samsvar med NS-EN 1052-3. Skjærfastheten til lettklinkermurverk er derfor studert i laboratoriet ved å bestemme initialskjærfastheten f_{vk0} i planet for horisontale liggefuger ved hjelp av skjærprøving i samsvar med NS-EN 1052-3. Initialskjærfastheten finnes ved to ulike prosedyrer. Først ved det NS-EN 1052-3 kaller prosedyre B; uten forkomprimering. Ni prøvestykker testes. De tre første er av det NS-EN 1052-3 kaller type 1. I disse utviklet bruddet seg midt i prøvestykkets midterste blokk fordi det oppsto strekkføyninger større enn lettklinkermaterialets strekkfasthet. Prøvestykker av type 1 bør derfor ikke brukes til testing av skjærfasthet på lettklinkermurverk. De neste seks prøvestykkene er av det NS-EN 1052-3 kaller type 2. I disse oppsto bruddene brått i heftsonen mellom blokk og mørtel, og de kan derfor brukes til testing av skjærfasthet på lettklinkermurverk.

Ni prøvestykker av type 2 blir deretter testet ved det NS-EN 1052-3 kaller prosedyre A; med forkomprimering. Tre prøvestykker blir testet ved tre ulike forkomprimeringslaste; 3,5 kN, 10,5 kN og 17,5 kN. Jo større forkomprimeringen var, jo mer tålte prøvestykkene i skjær. Den resulterende skjærfastheten fra prosedyre A og B ble tilnærmet lik, noe som gir en viss bekreftelse på at den er tilnærmet korrekt. Men prøvestykkene med stor forkomprimering knuste og fikk store plastiske deformasjoner uten å gå til skjærbrudd. Det ser derfor ut som at trykkfastheten er lavere enn skjærfastheten ved stor forkomprimeringslast, og at det egentlig er noe tilnærmet trykkfastheten som testes.

Til slutt blir tre prøvestykker av ren lettklinker testet uten forkomprimering for å sammenligne resultatene med resultatene funnet fra prosedyre A og B. Skjærfastheten blir ganske lik skjærfastheten i prosedyre A og B, noe som tyder på at antakelsen til NS-EN 1052-3 om at kun mørtelfugen er avgjørende ikke stemmer. Det er dermed ikke det sammensatte murverkets skjærfasthet som er funnet i forsøkene, men fugens.

Det utføres numeriske beregninger av skjærforsøket i elementprogrammet DIANA for å undersøke om oppførselen og spenningsfordelingen i prøvestykket stemmer med antakelsene NS-EN 1052-3

gjør. Hovedtrekkspenningene i topp og bunn av mørtelfugen viste seg å være større en mørtelens strekkfasthet, noe som forklarer hvorfor prøvestykkene gikk til brudd. Samtidig setter dette et spørsmålstegn ved om det egentlig er mørtelens strekkfasthet, heller enn prøvestykkets skjærfasthet som testes. Beregningene fra DIANA viste også at skjærspenningsfordelingen var langt fra konstant, som bekrefter at antakelsen til NS-EN 1052-3 om konstant skjærspenningsfordeling ikke stemmer.

Det utføres også numeriske beregninger for å studere skjærveggers lastbærende kapasitet, altså hvilke laster som vil få en typisk skjærvegg til å løfte seg fra underlaget. Dette er undersøkt med ulike laster i DIANA, og det er laget en figur som viser hvilke kombinasjoner av horisontal- og vertikallaster som vil gi oppløfting av en vegg.

NS-EN 1052-3 bærer preg av å være utviklet for teglmurverk, og i flere tilfeller kan det se ut som det er strekkfasthet eller trykkfasthet heller enn skjærfasthet som testes. Dette gir grunnlag for å anta at skjærfastheten som finnes ved prøvemethodene beskrevet i NS-EN 1052-3 er konservativ, kanskje også i overkant konservativ. Selv om prøvemethodene kan være godt egnet for teglmurverk, er det dermed ikke sikkert at de er like godt egnet for lettklinkermurverk.

Abstract

Shear walls are required in all buildings to ensure global stability. This thesis investigates the mechanical properties of a typical shear wall of lightweight aggregate (LWA) concrete masonry units. It contains a literature study of shear walls that includes load transfer in a plate system, locations of shear walls, load transfer to shear walls, relevant types and loadings of shear walls, the static behavior of shear walls, shear walls' connection to the foundation, rules of dimensioning, and guidelines on how to find shear strength.

The characteristic initial shear strength of the masonry was transferred from the Norwegian Standard NS 3475 to Eurocode 6 in 2010. This is, according to Eurocode 6, found by testing in accordance with the Norwegian Standard NS-EN 1052-3. The shear strength of the LWA concrete masonry is therefore studied experimentally by determining the in-plane initial shear strength f_{vk0} of horizontal bed joints by testing in accordance with NS-EN 1052-3. Initial shear strength is found by two different procedures. It is first found without precompression; the so-called Procedure B. Nine specimens are tested, where the first three are Type 1. In these, the crack occurred in the LWA concrete unit in the middle of the specimen because the tensile strains were larger than the tensile strength of the LWA concrete. Test specimens of Type 1 should therefore not be used for shear strength testing of LWA concrete masonry. The next six specimens are of Type 2. In these, the crack occurred abruptly between block and mortar, and they may therefore be used to test the shear strength of the LWA concrete masonry.

Nine specimens of Type 2 are then tested according to Procedure A; with precompression. Three specimens are tested at three different precompression loads; 3.5 kN, 10.5 kN and 17.5 kN. The greater the precompression, the more the test specimens withstood shear forces. The resulting shear strength found from Procedure A and Procedure B was approximately equal, which confirms that it is approximately correct. But specimens with large precompression experienced large plastic deformations and crushed without failing in shear. It therefore seems that the compressive strength is less than the shear strength at large precompression loads, and that a property reminding of the compressive strength are tested.

Finally, three test specimens of pure LWA concrete are tested without precompression, intentionally to compare the results with the results found from Procedure A and Procedure B. The shear strength found in this test is quite similar to the shear strength found from Procedure A and B. This indicates that the assumption of NS-EN 1052-3, that only the mortar joint is crucial, is inconsistent. It is thus not the shear strength of the composite masonry which is found in the experiments, but the shear strength of the mortar joint.

Numerical analyses of the shear experiment are run using the finite element program DIANA. This is done to examine the correspondence of the behavior and the stress distribution of the specimen, and the assumptions made by NS-EN 1052-3. The maximum principal stresses in the top and in the bottom of the mortar joint proved to be greater than the tensile strength of the mortar, which explains why the specimens fractured. But it is questionable whether it is the tensile strength of the mortar, or the shear strength of the specimen which is tested using this method. Calculations from DIANA also showed that the shear stress distribution was not constant. This confirms that the assumption made by NS-EN 1052-3 about constant shear stress distribution is incorrect.

It is also performed numerical analyses to study the loadbearing capacity of the shear walls. That is which loads that lifts a typical shear wall slightly off the ground. This is examined with various loads in DIANA, and combinations of horizontal and vertical loads that will allow lifting of a wall is presented.

NS-EN 1052-3 seems to be developed for brick masonry, and in several cases it may appear like it is the tensile or the compressive strength rather than the shear strength that is tested. It is therefore reasonable to assume that the shear strength found by the test methods described in NS-EN 1052-3 is conservative, perhaps even too conservative. Although the test methods may be suitable for brick masonry, they may not be equally suitable for LWA concrete masonry.

Innhold

Forord	v
Sammendrag	vi
Abstract	viii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	1
1.3 Begrensninger	2
1.4 Oppgavens struktur	3
2 Om skjærvegger	5
2.1 Aktuelle avstivningssystemer	5
2.1.1 Innspente søyler	5
2.1.2 Rammesystemer	5
2.1.3 Skivesystemer	6
2.1.4 Kombinasjonssystemer	6
2.2 Skivesystemer	6
2.2.1 Generelt	6
2.2.2 Lastoverføring i et skivesystem	7
2.2.3 Plassering av skjærvegger	7
2.2.4 Lastoverføring til skjærvegger	8
2.2.4.1 Stivhet og utbøyning	8
2.2.4.2 Stivhetssenter	10
2.2.4.3 Skivekrefter	10
2.3 Aktuelle skjærvegger	13
2.4 Aktuelle belastninger på en skjærvegg	13
2.5 Skjærveggers virkemåte	16
2.6 Skjærveggers tilslutning mot fundament	17
2.7 Momentkapasitet av skjærvegger	18
2.7.1 Momentkapasitet ved stor aksiallast	18
2.7.2 Momentkapasitet ved liten aksiallast	19
2.7.3 Armerte tverrsnitt	20
2.8 Skjærkapasitet av skjærvegger	21
2.8.1 Skjærkapasitet for strekkbrudd i uarmert murverk	21
2.8.2 Skjærkapasitet for strekkbrudd i armert murverk	21
2.8.3 Skjærkapasitet for trykkbrudd	22
2.8.4 Skjærkapasitet mellom skjærvegg og fundament	22
2.9 Retningslinjer for å finne skjærfasthet	23
3 Materialer	25

3.1	Generelt	25
3.2	Murverkets særegenhet	25
3.3	Lettklinkerblokker	26
3.3.1	Historie	26
3.3.2	Lettklinkerblokker i dag	27
3.3.3	Produktdata	27
3.3.4	Målt fuktinnhold	28
3.3.5	Trykkfasthet	28
3.4	Murmørtel	30
3.4.1	Produktdata	30
3.4.2	Blanding av mørtel	31
3.4.3	Konsistens av fersk mørtel	31
3.4.4	Luftinnhold og densitet av fersk mørtel	32
3.4.5	Bøyestrek- og trykkfasthet til herdet mørtel	34
4	Beskrivelse av skjærforsøk	37
4.1	Prøvestykker	37
4.1.1	Type 1	37
4.1.2	Type 2	38
4.1.3	Lettklinkerblokk	39
4.2	Prøverigg	39
4.2.1	Uten forkomprimering	40
4.2.2	Med forkomprimering	41
4.2.3	Lettklinkerblokk	42
4.3	Prosedyre	43
4.3.1	Prosedyre B - uten forkomprimering	43
4.3.2	Prosedyre A - med forkomprimering	44
5	Resultater og diskusjon	45
5.1	Bruddtyper	45
5.2	Prosedyre B - uten forkomprimering	46
5.2.1	Resultater	46
5.2.1.1	Prøvestykker av type 1	46
5.2.1.2	Prøvestykker av type 2	46
5.2.1.3	Resultater fra prosedyre B	48
5.2.2	Beregninger	48
5.2.3	Diskusjon	49
5.2.3.1	Prøvestykker av type 1	49
5.2.3.2	Prøvestykker av type 2	51
5.3	Prosedyre A - med forkomprimering	52
5.3.1	Resultater	52
5.3.2	Beregninger	54
5.3.3	Diskusjon	56
5.4	Lettklinkerblokk	58
5.4.1	Resultater	58
5.4.2	Beregninger	58
5.4.3	Diskusjon	60
6	Numeriske beregninger	61
6.1	DIANA	61
6.2	Beskrivelse av skiveelementer i elementanalysen	61
6.3	Modellering av skjærforsøk	63
6.3.1	Numerisk modell	63

6.3.2	Resultater	64
6.3.3	Diskusjon	67
6.4	Skjærveggers lastbærende kapasitet	68
7	Usikkerheter	73
7.1	Skjevhet i prøvestykkene	73
7.2	Prøvestandarden NS-EN 1052-3	74
8	Oppsummering og konklusjon	77
8.1	Oppsummering og konklusjon	77
8.2	Videre arbeid	79
	Bibliografi	81
A	Last/forskyvningskurver	83
A.1	Prosedyre B - uten forkomprimering	83
A.2	Prosedyre A - med forkomprimering	87
A.3	Lettklinkerblokk	90
B	Eksempel på beregning av et enkelt element	91
B.1	Håndberegning	91
B.2	Modellering i DIANA	95
B.3	Sammenligning	97
C	Horisontallast ved strekkspenning lik strekkfastheten	99

Symboler

Denne lista beskriver symboler brukt videre i oppgaven.

α	Vinkel for indre friksjon
α_h	Reduksjonsfaktor for lengde og høyde, brukes i forbindelse med helningsavvik
α_k	Karakteristisk vinkel for indre friksjon
α_m	Reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen av helningsavvik
α_n	Reduksjonsfaktor for total nyttelast ved fleretasjesbygg
σ	Spenninger
ε	Kompatible tøyninger
\mathbf{K}	Stivhetsmatrise på systemnivå
\mathbf{k}	Elementstivhetsmatrise
\mathbf{u}	Forskyvningsfelt
\mathbf{v}_x	Elementets frihetsgrader i x-retning
\mathbf{v}_y	Elementets frihetsgrader i y-retning
\mathbf{v}	Knutepunktsforskyvning på elementnivå
ΔM_d	Økning i momentkapasitet på grunn av bidrag fra armering
δ_b	Utbøyning av skjærvegg på grunn av bøyning
δ_i	Forskyvning av skive i
δ_s	Utbøyning av skjærvegg på grunn av skjær
δ_{xi}	Skivens forskyvning i x-retning
δ_{yi}	Skivens forskyvning i y-retning
γ_m	Materialfaktor
γ_{xy}	Skjærtøyning i xy-planet

f	Volumkrefter
\mathbf{R}^0	Ytre last inne på elementet
\mathbf{R}^k	Ytre last som virker i og langs frihetsgradene
r	Knutepunktsforskyvning på systemnivå
\mathbf{S}^0	Knutepunktskrefter på grunn av belastning inne på elementet
S	Elementlastvektor
t	Traksjonskrefter
μ_c	Friksjonskoeffisienten mellom skjærveggen og fundamentet
μ_m	En friksjonskoeffisient $\approx 0,8$
ν	Poissons tall
ϕ	Diameter
ϕ	Skivens vinkel fra x-aksen
Ψ_0	Formfaktor angitt i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1991-1-1 [1]
σ	Spenning
σ_c	Spenning i skjærvegg
σ_M	Spenning på grunn av moment
σ_N	Spenning på grunn av aksialkraft
σ_x	Spenning i x-retning
σ_y	Spenning i y-retning
σ_{max}	Maksimal trykkspenning
$\sigma_{strek, max}$	Maksimal strekkspenning
τ_{xy}	Skjærspenning i xy-planet
θ_0	En basisverdi lik 1/200 som brukes for å finne konstruksjoners helningsavvik
θ_i	Helningsavvik i en konstruksjons geometri
ε_x	Tøyning i x-retning
ε_y	Tøyning i y-retning
ε_{cuy}	Murverkets tøyningsgrense ved enaksielt trykk
A	Tverrsnittsareal av skjærvegg
A_i	Tverrsnittsareal av prøvestykke
a_i	Momentarm i

A_s	Armeringens tverrsnittsareal
A_{sl}	Den vertikale skjærarmeringens tverrsnittsareal
A_{sv}	Den horisontale skjærarmeringens tverrsnittsareal
B	Skjærveggenes bredde
B_c	Bredde av trykksone
d	Effektiv høyde, det vil si avstanden fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkranden
d	Formfaktor som skal multipliseres med ekvivalent trykkfasthet av lettklinker for å få normalisert/ karakteristisk trykkfasthet av lettklinker
E	Elastisitetsmodul
e	Avstand mellom senter av rullelager og senter av mørtelfuge i prøverigg
e_i	Eksentrisitet for å ta hensyn til avvik i utførelse
F	Kraft
f_{bm}	Den herdede mørtelens bøyestrekfasthet
f_{cdy}	Murverkets dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk (/normalisert) trykkfasthet
f_{cm}	Den herdede mørtelens trykkfasthet
$f_{cp,ekv}$	Ekvivalent trykkfasthet
$f_{cp,middel}$	Middelverdi av trykkfasthet til lettklinkerblokker
f_{cpi}	Trykkfasthet til lettklinkerblokk, prøve i
$F_{i,max}$	Største last på prøve i
F_{pi}	Forkomprimeringslast
f_{pi}	Trykkspenning i prøvestykke i
f_{sd}	Armeringens dimensjonerende fasthet
f_{vdm}	Øvre grenseverdi for murverkets dimensjonerende skjærfasthet for skråstrekbrudd
f_{vdx}	Murverkets dimensjonerende skjærfasthet i x-retning
f_{vk0}	Karakteristisk initialskjærfasthet fra NS-EN 1996-1-1 [2]
f_{vk}	Karakteristisk skjærfasthet fra NS-EN 1996-1-1 [2]
f_{voi}	Initialskjærfasthet til prøvestykke i
f_{vok}	Karakteristisk skjærfasthet fra NS-EN 1052-3 [3]
f_{vo}	Karakteristisk initialskjærfasthet fra NS-EN 1052-3 [3]

h	Skjærveggen høyde
h'	Avstanden mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunkt
h_1	Høyden på blokk 1 i prøvestykker av type 2
h_2	Høyden på blokk 2 i prøvestykker av type 2
H_f	Opptredende horisontallast i topp av skjærvegg
H_i	Horisontallasten som virker på skjærveggen for etasje i
I	2. arealmoment av skjærveggen tverrsnitt
$I_{rot,i}$	Rotasjonsstivhet for skive i
$I_{rot,xi}$	Rotasjonsstivhet for skive i i x-retning
$I_{rot,yi}$	Rotasjonsstivhet for skive i i y-retning
I_{rot}	Samlet rotasjonsstivhet for alle enkeltskivene
K_b	Relativ bøyestivhet
k_b	Bøyestivhetskoeffisient
K_i	Stivhet av skive i
K_s	Relativ skjærstivhet
k_s	Skjærstivhetskoeffisient
K_{tot}	Total stivhet av en skjærvegg
K_{xi}	Relativ stivhet til skjærvegg i i x-retning
K_{yi}	Relativ stivhet til skjærvegg i i y-retning
M	Moment
m	Antallet vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen av helningsavvik
M_d	Momentkapasitet
M_f	Opptredende moment i skjærvegg
M_T	Totalt rotasjonsmoment
M_{max}	Maksimalt moment
M_{Ti}	Rotasjonsmoment for skive i
N	Aksialkraft
n	Antall etasjer
$N_b - N_a$	Forskjellen i aksiallast mellom bunnen av en søyle og toppen av den neste

N_f	Opptredende vertikallast i topp av skjærvegg
N_G	Dimensjonerende aksiallast fra egenlast
N_i	Interpolasjonspolynom
N_i	Vertikallast fra etasje i
N_{max}	Maksimal aksialkraft
N_{min}	Minimal aksialkraft
Q	Horisontallastens resultant
q	Jevnt fordelt last
Q_i	Ytre horisontallast på skive i
Q_x	Horisontallast i x-retning
Q_y	Horisontallast i y-retning
s	Vertikal senteravstand mellom den horisontale skjærarmeringen
t	Skjærveggs tykkelse
$t_{mørtel}$	Mørtelfugens tykkelse
u_i	Frihetsgrad i knutepunkt i i x-retning
V	Skjærkraft
V_d	Skjærkraftkapasitet
V_f	Opptredende skjærkraft
v_i	Frihetsgrad i knutepunkt i i y-retning
V_{ccd}	Skjærkraftkapasitet for trykkbrudd
V_{cd}	Sammensatt skjærkapasitet til murverket og eventuell vertikal lengdearmering på strekksiden
V_{max}	Maksimal skjærkraft
$V_{rot,i}$	Kraften på skive i på grunn av rotasjon
$V_{rot,xi}$	Kraften på skive i i x-retning på grunn av rotasjon
$V_{rot,yi}$	Kraften på skive i i y-retning på grunn av rotasjon
V_{sd}	Kapasiteten til den horisontale skjærarmeringen som legges i fugene
$V_{trans,i}$	Kraften på skive i på grunn av translasjon
V_{xi}	Total kraft på skive i i x-retning
V_{yi}	Total kraft på skive i i y-retning

X	Plassering av lokal y -akse
X_i	Skjærvegg i sin arm i x -retning til opprinnelig origo
x_i	Avstanden fra stivhetssenteret til skive i i x -retning
Y	Plassering av lokal x -akse
Y_i	Skjærvegg i sin arm i y -retning til opprinnelig origo
y_i	Avstanden fra stivhetssenteret til skive i i y -retning
$d\phi$	Skivens rotasjonsvinkel
e	Aksiallastens eksentrisitet i forhold til skjærveggenes nøytralakse

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Skjærvegger, eller avstivningsvegger, er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Skjærvegger virker som skiver og overfører horisontallast fra yttervegg og etasjeskiller, og vertikallast fra etasjeskiller og ovenforliggende vegger.

Eurokode 6; *Prosjektering av murkonstruksjoner*, ble innført som nasjonal standard i 2010. Standarden angir retningslinjer for dimensjonering av skallmurer, men likevel synes det å være behov for mer kunnskap om den mekaniske virkemåten til dagens veggløsninger i lettklinkermurverk, spesielt når det gjelder skjærpåkjenning.

Murverkets karakteristiske initialskjærfasthet (f_{vk0} i Eurokode 6) er blitt overført fra NS 3475; *Prosjektering av murkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler*, til Eurokode 6, men med ny standard er det fint å verifisere verdiene på nytt. Initialskjærfasthet for flere typer lettklinkermurverk er ikke oppgitt i Eurokode 6, men kan i følge standarden finnes ved prøving i samsvar med NS-EN 1052-3.

Opgaven skal på bakgrunn av dette undersøke mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg i murverk av lettklinkerblokker. Dette skal gjøres ved å gjennomføre et litteraturstudie av skjærvegger, fastslå skjærfastheten til lettklinkermurverk i laboratoriet, samt å sammenligne laboratorieresultatene med en numerisk modell modellert i elementprogrammet DIANA. I tillegg skal skjærveggers lastbærende kapasitet undersøkes i DIANA.

1.2 Formål

Formålet med oppgaven er gitt i oppgaveteksten; den mekaniske virkemåten til et segment av en skjærvegg skal studeres ved hjelp av laboratorieforsøk, og teoretiske beregninger av skjærveggens lastbærende kapasitet i kombinasjon med vertikalbelastning skal gjennomføres. Dette kan i følge

oppgaveteksten gjøres ved at oppgaven inneholder følgende: Gjennomgang og beskrivelse av aktuelle skjærvegger, statisk virkemåte og dimensjoneringsregler, valg av typisk løsning, beskrivelse og gjennomføring av laboratorieforsøk, numeriske beregninger av laboratorieforsøk, beskrivelse av aktuelle dimensjonerende skjærbelastninger, og numeriske beregninger av skjærvegger med ulike randbetingelser og horisontalkrefter.

I utgangspunktet var det tenkt å gjøre forsøk på et segment av en skjærvegg i laboratoriet. Dette viste seg å være for ambisiøst med tanke på kapasitet i laboratoriet. I samråd med veileder ble oppgaven derfor endret til at skjærfastheten skulle testes i henhold til NS-EN 1052-3, altså ved hjelp av prøvestykker.

Skjærfasthet i lettklinkermurverk skal studeres i laboratoriet ved å bestemme initialskjærfastheten f_{vk0} i planet for horisontale liggefuger i lettklinkermurverk ved hjelp av skjærprøving i samsvar med NS-EN 1052-3. Karakteristisk skjærfasthet f_{vk} skal utledes fra initialskjærfastheten til prøvestykker som blir utsatt for prøving til brudd. Prøvestykkene skal bestå av Leca Blokk 10 cm og Weber Murmørtel M5. Prøvestandarden beskriver to ulike prosedyrer, der prosedyre A innebærer testing av prøvestykker med forkomprimeringslast, mens prosedyre B er uten forkomprimeringslast. Begge disse prosedyrene skal gjennomføres for å få et sikrere resultat. I tillegg skal prosedyre B gjennomføres på et prøvestykke av ren lettklinker uten mørtel for å kunne sammenligne resultatet med resultatene for prøvestykkene beskrevet i NS-EN 1052-3.

Det skal også utarbeides en numerisk modell for å simulere laboratorieforsøket. Den numeriske modellen skal gi et bilde på hvordan spenningene fordeler seg i prøvestykkene, og resultatene skal sammenlignes med observasjonene og resultatene fra laboratoriet. Dette for å se i hvilken grad forsøkene beskrevet i NS-EN 1052-3 kan brukes til prøving av lettklinkermurverk.

Teoretiske beregninger av skjærveggers lastbærende kapasitet i kombinasjon med vertikalbelastning skal utføres på et tenkt eksempel av en typisk skjærvegg. Skjærveggen skal belastes med ulike horisontal- og vertikallaster, og det skal undersøkes hvilke kombinasjoner av laster som vil føre til oppløfting av veggen.

1.3 Begrensninger

Følgende begrensninger gjøres i oppgaven:

- Det benyttes linær-elastisk spenningsfordeling.
- Det finnes kun initialskjærfasthet og karakteristisk skjærfasthet for lettklinkermurverk bestående av massive standardblokker. Hullblokker og blokker med isolasjon er altså utelatt.
- Det benyttes kun Weber Murmørtel M5.
- Mørtelen som brukes i forsøkene kommer fra samme parti, så det tas ikke hensyn til at mørtelkvalitet fra ulike forhandlere kan variere.
- Numerisk modell av laboratorieforsøket lages kun for prøvestykker uten forkomprimering, såkalt prosedyre B.

- Modellene i DIANA modelleres kun lineær-elastisk.

1.4 Oppgavens struktur

Opgaven er delt inn i åtte kapitler, der kapittel 1 er innledning.

Kapittel 2 er et litteraturstudie av skjærvegger. Plassering av skjærvegger, lastoverføring til skjærvegger, beskrivelse av aktuelle skjærvegger, beskrivelse av aktuelle skjærbelastninger, statisk virkemåte og dimensjoneringsregler er beskrevet. Det er også gitt retningslinjer for hvordan skjærfasthet kan finnes.

Kapittel 3 beskriver materialene brukt i forsøkene. Testing av lettklinker og mørtel er presentert, samt resultater og diskusjon.

Kapittel 4 gir en beskrivelse av laboratorieforsøkene som er gjennomført. De ulike prøvestykkene og prøveriggene presenteres, i tillegg til en beskrivelse av forsøksprosedyrene.

Kapittel 5 presenterer resultatene fra forsøkene. I starten av kapitlet er det gitt en beskrivelse av mulige bruddformer. Deretter blir resultatene fra de tre ulike forsøkene presentert med tekst, bilder, tabeller og last/forskyvningskurver. Beregninger og diskusjon rundt resultatene er gitt fortløpende etter resultatene for hvert forsøk.

Kapittel 6 presenterer de numeriske beregningene som er gjort. Kapitlet starter med en beskrivelse av programmet og skiveelementene som er brukt i analysene, samt litt teori om forskyvningsfelt, spenningsfelt og tøyingsfelt. Deretter presenteres laboratorieforsøkets numeriske modell, samt resultater og tolkning av analysen. Til slutt er det utført et studie på skjærveggers lastbærende kapasitet ved å undersøke hvilke laster som vil få en typisk skjærvegg til å løfte seg fra underlaget.

Kapittel 7 tar for seg to av de største usikkerhetene knyttet til forsøkene; skjevhet i prøvestykkene og hvor godt egnet prøvestandarden som er benyttet, NS-EN 1052-3, egentlig er til prøving av lettklinkermurverk.

Kapittel 8 inneholder en oppsummering av oppgaven, avsluttende konklusjoner av forsøkene, samt forslag til hvordan arbeidet kan tas videre. Hovedresultatene for hvert forsøk er oppsummert i tabeller.

Tillegg inneholder hvert prøvestykses last/forskyvningskurve, et eksempel der håndberegning av et enkelt element sammenlignes med beregning i DIANA, samt grafer som viser ved hvilken horisontallast strekkspenningen blir lik strekkfastheten for ulike vertikallaster.

Kapittel 2

Om skjærvegger

Dette kapitlet er et litteraturstudie av skjærvegger og beskriver mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg. Først gis en kort introduksjon av aktuelle avstivningssystemer, før det går nærmere inn på skivesystemer. Det tas for seg lastoverføring i et skivesystem, hvordan skjærvegger bør plasseres, og hvordan laster overføres til skjærveggene. Deretter gis en beskrivelse av aktuelle skjærvegger, aktuelle belastninger på en skjærvegg, skjærveggers virkemåte, skjærveggers tilslutning mot fundament og dimensjoneringsregler. Både momentkapasitet og skjærkapasitet blir gjort rede for. Til slutt er det gitt retningslinjer for hvordan man kan finne skjærfastheten til et prøvestykke av lettklinkerblokker.

2.1 Aktuelle avstivningssystemer

De aktuelle avstivningssystemene for et bygg er i følge *Betongelementboken, Bind B* [4] innspenne søyler, rammesystemer, skivesystemer og kombinasjonssystemer. Dette kapitlet er for det meste hentet fra *Betongelementboken, Bind B*.

2.1.1 Innspenne søyler

Innspenne søyler er enkle søyler som er fast innspenne i bunn og leddlagret til bjelker i topp. Veggene er ikke avstivende, så vindlast tas opp i søylene. Hver søyle dimensjoneres for seg. Systemet er passende for bygg med én til tre etasjer [4].

2.1.2 Rammesystemer

Rammesystemer, eller skjelettsystemer, består av innspenne søyler som er forbundet med leddlagrede bjelker. Veggene er ikke avstivende, så vindlast tas opp i søylene. Systemet dimensjoneres som et sammensatt system. Det kan brukes for bygg med mange etasjer, men har man flere enn tre etasjer bør man ha momentstive knutepunkter [4].

2.1.3 Skivesystemer

I skivesystemer blir horisontallastene fordelt av horisontale skiver som er opplagt på vertikale skiver [4]. I følge *Betongelementboken, Bind A* [5] er den vertikale avstivningen som regel skivevegger, trapperom og heissjakter, men i noen tilfeller kan den også bestå av fagverk mellom søylene. Avstivningsvegger, eller skjærvegger, er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Veggene bærer etasjeskillerene samtidig som de er avstivende. Etasjeskillerene fungerer også som stive skiver fordi søylene er leddlagret både mot fundament og ved etasjeskiller. Skivesystemer kan brukes for bygg i alle høyder og er det mest aktuelle for fleretasjesbygg. Dette fordi det der allerede finnes trapperom og heissjakter som kan utnyttes til avstivning, og det blir dermed færre tilleggskostnader. Når alle horisontallaster konsentreres i enkelte komponenter blir det også mulig å ha mindre søyler og enklere knutepunkter [5].

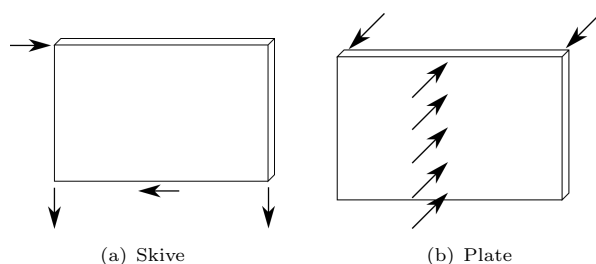
2.1.4 Kombinasjonssystemer

Hvis andre systemer ikke passer eller man vil få frem en spesiell virkning, kan man bruke kombinasjoner av disse systemene. Dette er veldig aktuelt for store bygg i enkelte land, og kan også muligens bli aktuelt i Norge [4].

2.2 Skivesystemer

2.2.1 Generelt

Det ses nærmere på skivesystemer, da det i denne oppgaven er avstivningsvegger, eller skjærvegger, som undersøkes. En skive er en horisontal eller vertikal konstruksjonsdel som er påført krefter i sitt eget plan. Når kreftene virker normalt på elementenes plan kaller man elementene plater [4]. Figur 2.1 viser forskjellen mellom en skive og en plate.



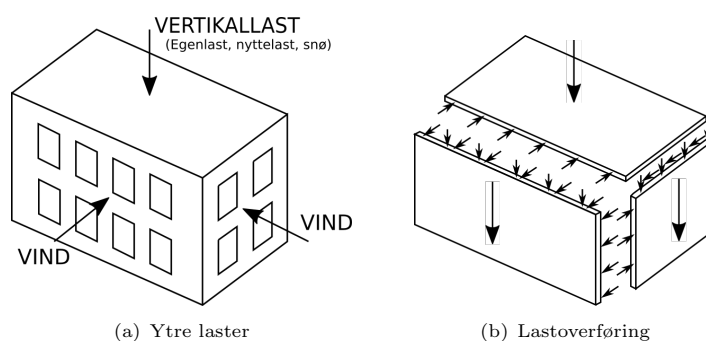
Figur 2.1: Forskjellen mellom en skive og en plate. Figuren er inspirert av *Betongelementboken, Bind B* [4].

Vegger og dekker er mye stivere som skiver enn som plater, og man ønsker derfor at kreftene i størst mulig grad skal tas opp som i en skive. Bygninger med avstivning etter dette prinsippet kalles ofte for skivebygg.

2.2.2 Lastoverføring i et skivesystem

Den statiske beregningen av et bygg skal påvise hvilke lastvirkninger bygget og dets konstruksjonsdeler utsettes for. Et bygg er stabilt når de enkelte bygningsdelene kan motstå kreftene de blir utsatt for og er i likevekt [4].

Figur 2.2 viser hvordan kreftene tas opp i et enkelt etasjebygg for at bygget skal være stabilt. I følge Høiseths *Dimensjonering av murkonstruksjoner* [6] overfører ytterveggene horisontallast (for eksempel vindlast) og vertikallast fra ovenforliggende vegger til etasjeskillerene. Når horisontallastene tas opp av etasjeskillerene må disse igjen fastholdes av vertikale bæresystemer som veggskiver, heis- og trappesjakter eller fagverk [7]. Etasjeskillerene overfører også vertikallast til de nedenforliggende veggene. De avstivende veggene, eller skjærveggene, virker som skiver og overfører horisontallast fra yttervegg og etasjeskiller, samt vertikallast fra etasjeskiller og ovenforliggende vegger [6].

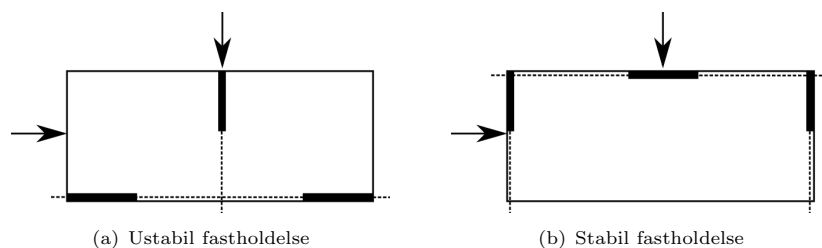


Figur 2.2: Fordeling av krefter i et enkelt etasjebygg.
Figuren er inspirert av Høiseths ”Dimensjonering av murkonstruksjoner” [6].

2.2.3 Plassering av skjærvegger

Det er svært viktig å ha riktig antall skjærvegger, og å fordele dem på riktig måte. Plasseringen må være slik at konstruksjonen kan ta opp horisontale krefter i alle retninger [6]. Horisontale forskyvninger i byggets lengde- og tverretning, samt rotasjon om byggets vertikalkakse må fastholdes. Det er relativt enkelt å fastholde forskyvningene, men for å forhindre rotasjon må skjærveggene plasseres slik at de, eller deres forlengelser, ikke skjærer hverandre i ett punkt [4]. For å oppnå global stabilitet kreves minimum tre skjærvegger. Tre skjærvegger gir et statisk bestemt system og en kraftfordeling som er uavhengig av veggens stivhet. Mer eller mindre enn tre skjærvegger gir et statisk ubestemt system og en kraftfordeling som er avhengig av veggens stivhet [4]. Figur 2.3 viser eksempler på plassering av skjærvegger som gir et ustabil og et stabilt bygg.

Skjærveggene bør også plasseres slik at de gir bygget størst mulig stivhet. Den horisontale lastens resultant Q gir et torsjonsmoment $M = Q \cdot e$ om systemets stivhetssenter, der e er eksentrisitet av horisontallastens resultant i forhold til stivhetssenteret. Dette torsjonsmomentet må tas opp av skivekreftene i skivene. Hvis skivene har liten momentarm relativt til rotasjonssenteret vil skivekreftene bli store [7]. Det er ønskelig med så små krefter på skivene som mulig, og dermed så stor momentarm som mulig. Det vil si at man må plassere skjærveggene lengst mulig unna



Figur 2.3: Plassering av skjærvegger i etasjebygg.
Figuren er inspirert av Larsens "Konstruksjonsteknikk" [7].

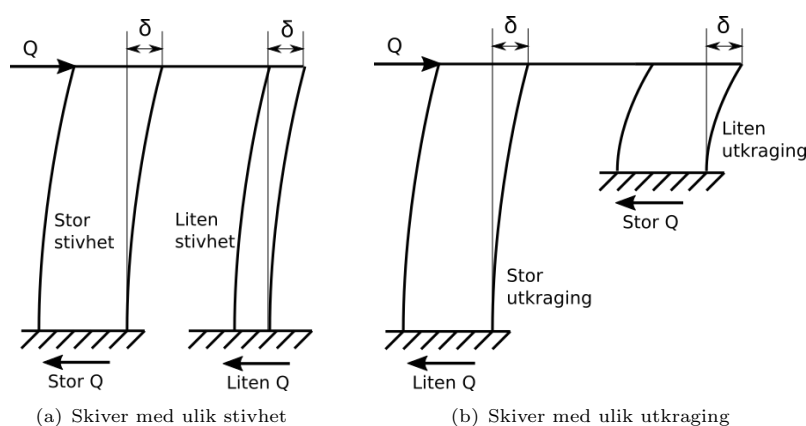
hverandre. Hvis ikke skjærveggene er gunstig plassert kan også etasjeskillerene få så stor rotasjon at søylene lengst borte fra rotasjonssenteret kan få store krefter og forskyvninger [7].

2.2.4 Lastoverføring til skjærvegger

Lastoverføringen av de horisontale kreftene til skjærveggene skjer delvis fra ytterveggene og delvis via etasjeskillerene [6]. Dette kapittelet er hovedsaklig hentet fra *Betongelementboken, Bind B* [4].

2.2.4.1 Stivhet og utbøyning

Når skjærveggene er forbundet til etasjeskillerene vil de få like store utbøyninger. For at skiver skal få like utbøyninger må horisontallasten som er påført variere i samsvar med stivheten til skivene, se Figur 2.4. Man trenger derfor kun å kjenne skivenes relative stivheter, og ikke de reelle stivhetene [4]. Avhengig av skjærveggenes relative stivheter fordeles altså de horisontale kreftene til de ulike skjærveggene [6].



Figur 2.4: Skiver med ulik stivhet og utkraging forbundet til etasjeskiller.
Figuren er inspirert av *Betongelementboken, Bind B* [4].

Skjærveggene gis relative dimensjoner uttrykt ved for eksempel høyde h , bredde B og tykkelse t . Til hver skjærvegg regnes relativ bøyestivhet og relativ skjærstivhet ut:

$$K_b = \frac{k_b \cdot EI}{h^3} \quad (2.1)$$

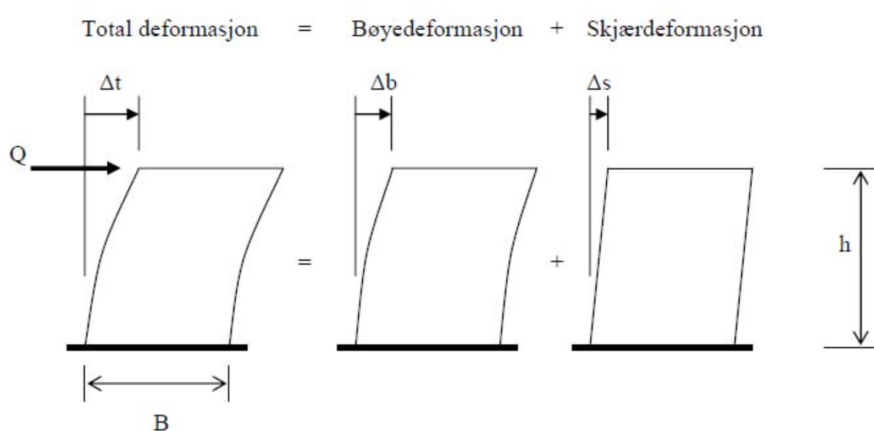
$$K_s = \frac{k_s \cdot EA}{h} \quad (2.2)$$

der $I = \frac{tB^3}{12}$ og $A = tB$ [8], og

k_b og k_s er stivhetskoeffisienter avhengige av lastsituasjonen.

Skjærveggenes stivhet er summen av bøyestivhet og skjærstivhet. Total relativ stivhet for hver skjærvegg finnes slik [8]:

$$K_{tot} = \begin{cases} K_s & \text{hvis } B/h \leq 0,3 \\ K_b & \text{hvis } B/h \geq 0,3 \\ \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}} & \text{hvis } 0,3 < B/h < 0,3 \end{cases} \quad (2.3)$$



Figur 2.5: Utbøyning av skjærvegg.
Figuren er hentet fra *Betongelementboken, Bind B* [4].

Figur 2.5 viser utbøyning av en utkraget skjærvegg. Total utbøyning er summen av utbøyning på grunn av bøyning og skjær.

Utbøyning på grunn av bøyning:

$$\delta_b = \frac{Q}{K_b} = \frac{Q}{\frac{k_b \cdot EI}{h^3}} = \frac{Qh^3}{k_b \cdot EI} \quad (2.4)$$

Utbøyning på grunn av skjær:

$$\delta_s = \frac{Q}{K_s} = \frac{Q}{\frac{k_s \cdot EA}{h}} = \frac{Qh}{k_s \cdot EA} \quad (2.5)$$

For en utkraget skjærvegg har man $k_b = 3$ og $k_s = 1/3$ [4]. Det vil si at utbøyning blir:

$$\delta_b = \frac{Qh^3}{3EI}$$

$$\delta_s = \frac{3Qh}{EA}$$

og at relativ stivhet blir:

$$K_b = \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_s = \frac{EA}{3h}$$

Tilsvarende kan man også finne stivheten og utbøyningen av skjærvegger for andre lastsituasjoner.

2.2.4.2 Stivhetssenter

De avstivende skjærveggene vil ha et tyngdepunkt, som man kaller stivhetssenter (SS) [4]. For å finne ut om lastresultanten går gjennom stivhetssenteret, og for å fordele rotasjonskreftene på hver enkelt skjærvegg må man finne stivhetssenteret.

Alle horisontallaster kan dekomponeres til en komponent i x-retning og en komponent i y-retning. Det finnes en posisjon av kraftvektoren Q_y som gjør at bygget forskyver seg i y-retning uten å rotere om z-aksen. Siden alle vertikale deler har hovedaksene i x- og y-retning, vil en slik posisjon kun gi momenter om x-aksen, og det blir ingen forskyvning i x-retning. En tilsvarende posisjon kan finnes for kraftvektoren i x-retning Q_x . Stivhetssenteret ligger i skjæringspunktet mellom disse to posisjonene, altså i punktet den ytre kraften må gå gjennom for å hindre at tverrsnittet utsettes for torsjon [4].

Stivhetssenteret finnes enklest ved å bestemme et dreiepunkt, for så å bestemme alle skjærveggenes koordinater i forhold til dette. Dreiepunktet kan, som vist i Figur 2.6, for eksempel være byggets origo nede i venstre hjørne (X,Y). Stivhetssenteret finnes så ved en tyngdepunktsberegning der stivhetene blir sett på som tyngder [4], og ny x- og y-akse finnes:

Plassering av ny y-akse:

$$X = \frac{\sum(K_{yi}X_i)}{\sum K_{yi}} \quad (2.6)$$

Plassering av ny x-akse:

$$Y = \frac{\sum(K_{xi}Y_i)}{\sum K_{xi}} \quad (2.7)$$

der

K_{yi} er relativ stivhet til en skjærvegg i y-retning,

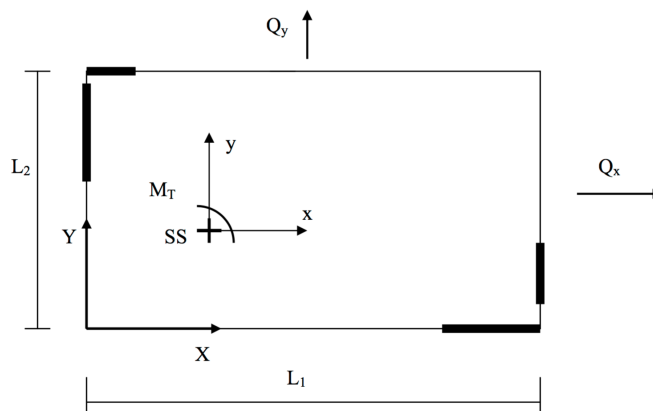
X_i er skjærveggenes arm til opprinnelig origo, og

$\sum K_{yi}$ er summen av stivhetene til alle skjærvegger i y-retning.

Etter at stivhetssenteret er funnet flyttes origo fra opprinnelig aksesystem (X,Y) til nytt aksesystem (x,y), altså til stivhetssenteret. Figur 2.6 viser beliggenhet av stivhetssenter, samt gammelt og nytt aksesystem.

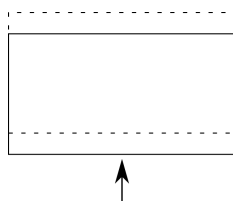
2.2.4.3 Skivekrefter

Krefter på hver enkelt skive kan nå finnes. Utledningen i dette kapitlet er hentet fra *Betong-elementboken, Bind B* [4], kapittel 12.3.



Figur 2.6: Beliggenhet av stivhetssenter.
 Figuren er hentet fra Kanstads forelesning i Betongkonstruksjoner 2 [8].

Kraftfordeling på grunn av translasjon:



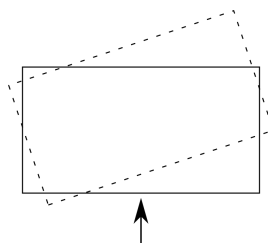
Figur 2.7: Translasjon.
 Figuren er inspirert av Betongelementboken, Bind B [4].

Translasjon er illustrert i Figur 2.7. Når man kjenner skivenes enkeltstivheter K_i og total stivhet $\sum K_i$ vil ytre last Q_i skape kraften på grunn av translasjon $V_{trans,i}$:

$$V_{trans,i} = K_i \cdot \delta_i = K_i \cdot \frac{Q_i}{\sum K_i} \tag{2.8}$$

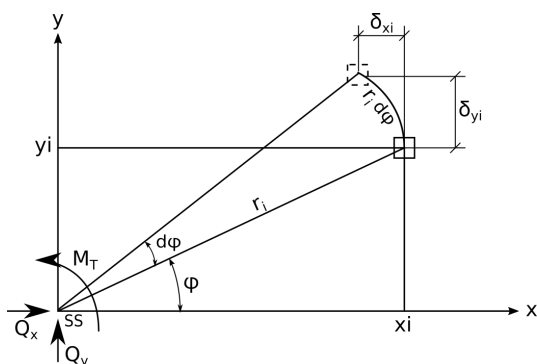
Kraftfordeling på grunn av rotasjon:

Rotasjon er illustrert i Figur 2.8.



Figur 2.8: Rotasjon.
 Figuren er inspirert av Betongelementboken, Bind B [4].

Det antas her at superposisjonsprinsippet gjelder og at forskyvning i en vilkårlig retning fører til en kraft med størrelse og retning lik vektorsummen av virkningene i x- og y-retning [4].



Figur 2.9: Rotasjon om stivhetssenteret.
Figuren er inspirert av Betongelementboken, Bind B [4].

Kraften Q_i gir en skive med stivhet K_i forskyvning δ_i :

$$Q_i = K_i \cdot \delta_i \quad (2.9)$$

Hvis skiven ligger i en avstand r_i fra stivhetssenteret, som vist i Figur 2.9, vil det oppstå et rotasjonsmoment om stivhetssenteret:

$$M_{Ti} = Q_i \cdot r_i = K_i \cdot \delta_i \cdot r_i \quad (2.10)$$

Forskyvningene blir:

$$\delta_{yi} = r_i \cdot \cos\phi \cdot d\phi = x_i \cdot d\phi \quad (2.11)$$

$$\delta_{xi} = r_i \cdot \sin\phi \cdot d\phi = y_i \cdot d\phi \quad (2.12)$$

En skive i y -retning, altså med $K_{xi} = 0$, som er plassert i avstand x_i og y_i fra origo vil få følgende moment:

$$M_{Ti} = K_{yi} \cdot \delta_i \cdot x_i = K_{yi} \cdot (x_i \cdot d\phi) \cdot x_i = x_i^2 \cdot K_{yi} \cdot d\phi = I_{rot,i} \cdot d\phi \quad (2.13)$$

Den samlede rotasjonsstivheten for alle enkeltskivene blir:

$$I_{rot} = \sum I_{rot,xi} + \sum I_{rot,yi} = \sum (y_i^2 \cdot K_{xi}) + \sum (x_i^2 \cdot K_{yi}) \quad (2.14)$$

Rotasjonsmomentet blir:

$$M_T = \sum (K_{xi} \cdot \delta_{xi} \cdot y_i) + \sum (K_{yi} \cdot \delta_{yi} \cdot x_i) \quad (2.15)$$

$$M_T = \sum (y_i^2 \cdot K_{xi} \cdot d\phi) + \sum (x_i^2 \cdot K_{yi} \cdot d\phi) \quad (2.16)$$

$$M_T = [\sum (y_i^2 \cdot K_{xi}) + \sum (x_i^2 \cdot K_{yi})] \cdot d\phi = I_{rot} \cdot d\phi \quad (2.17)$$

Rotasjonsvinkelen er dermed

$$d\phi = M_T / I_{rot} \quad (2.18)$$

Og kraften $V_{rot,i}$ på skive i på grunn av ytre last Q_i blir:

I x-retning:

$$V_{rot,xi} = K_{xi} \cdot \delta_x = -M_T \frac{K_{xi}y_i}{I_{rot}} \quad (2.19)$$

I y-retning:

$$V_{rot,yi} = K_{yi} \cdot \delta_y = -M_T \frac{K_{yi}x_i}{I_{rot}} \quad (2.20)$$

Total kraftfordeling:

Kreftene på hver skive er summen av kreftene på grunn av translasjon og kreftene på grunn av rotasjon, og blir dermed:

Krefter på skiver i x-retning:

$$V_{xi} = Q_x \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \pm M_T \frac{K_{xi}y_i}{I_{rot}} \quad (2.21)$$

Krefter på skiver i y-retning:

$$V_{yi} = Q_y \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} \pm M_T \frac{K_{yi}x_i}{I_{rot}} \quad (2.22)$$

Fortegnene må her kombineres riktig.

Som vist i Figur 2.6 kan man ha skjærvegger i flere retninger. Den horisontale lasten i y-retning Q_y tas opp av veggene i y-retning, mens lasten i x-retning Q_x tas opp av veggene i x-retning [6]. Skjærvegger i x-retning har ingen stivhet i y-retning, og vegger i y-retning har ingen stivhet i x-retning [4].

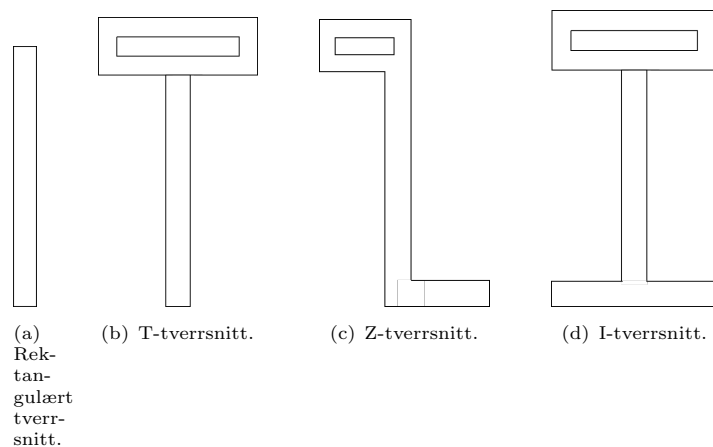
2.3 Aktuelle skjærvegger

Det finnes forskjellige typer skjærvegger. I følge Høiseths *Dimensjonering av murkonstruksjoner* [6], er de mest aktuelle typene massive vegger med konstant tykkelse, T-vegger, Z-vegger og I-vegger. Man kan altså utstyre veggene med flenser, og slik øke veggens stivhet. Dette forutsetter imidlertid at forbindelsen mellom steg og flens har tilstrekkelig skjærkapasitet. Aktuelle skjærvegger er vist i Figur 2.10.

I tillegg til skjærveggene nevnt ovenfor finnes også skjærvegger med utsparinger som vinduer og dører. Disse har betydelig redusert stivhet. Hvor høy stivheten er vil avhenge av utsparingenes størrelse, antall og plassering [6]. *Betongelementboken, Bind B* [4] anbefaler å bruke dataprogrammer for å regne ut stivheten til slike vegger.

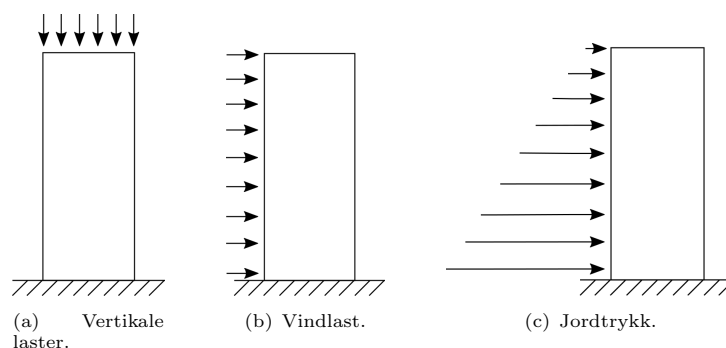
2.4 Aktuelle belastninger på en skjærvegg

I følge Høisetht [6] fungerer en skjærvegg som en vertikal utkrager som er horisontalt belastet. Fordi den vanligvis også er opplegg for et dekke, har den også aksialbelastning. I praksis vil skjærveggene alltid regnes som fast innspente i fundamentet, og de vil ha horisontalkrefter og



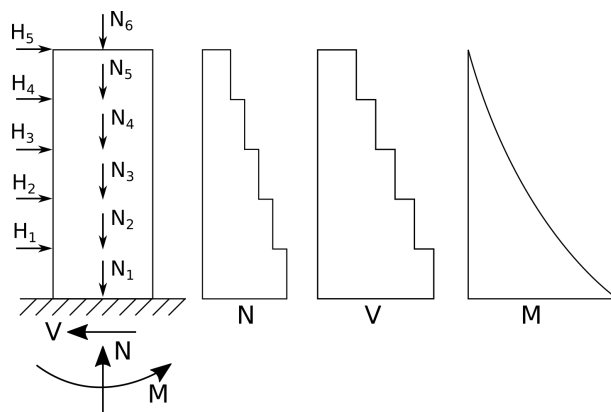
Figur 2.10: Aktuelle skjærvegger.

Figuren er inspirert av Høiseths "Dimensjonering av murkonstruksjoner" [6].



Figur 2.11: Aktuelle belastninger på en skjærvegg.

vertikalkrefter som vist i Figur 2.11. Vertikallastene består hovedsaklig av egenlast og nyttelast, og horisontallastene er vindlast eller jordtrykk. Vindlast og jordtrykk vil ikke oppstå samtidig. Står skjærveggen over bakken vil den være utsatt for vindlast, og står den under bakken vil den være utsatt for jordtrykk. Mens vindlasten er jevnt fordelt over hele skjærveggenes høyde, vil jordtrykket øke lineært i dybden som vist i Figur 2.11.



Figur 2.12: Snittkrefter for vertikale skiver.

Figuren er inspirert av Betongelementboken, Bind B [4].

Som illustrert i Figur 2.12 vil vertikallasten fra egenlasten og nyttelasten summere seg nedover i veggen hvis man har etasjebygg med flere etasjer. Når et etasjebygg har mer enn to etasjer kan man i følge NS-EN 1991-1-1 [1], punkt 6.3.1.2(11) redusere nyttelasten fra overliggende etasjer. Den totale nyttelasten fra etasjene over betraktet snitt kan multipliseres med en reduksjonsfaktor α_n :

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\Psi_0}{n} \quad (2.23)$$

der

n er antallet etasjer (> 2) over betraktet snitt, og

Ψ_0 er en formfaktor angitt i Tabell NA.A1.1 i NS-EN 1991-1-1 [1].

Grunnen til at nyttelasten kan reduseres på denne måten er den minimale sannsynligheten for at det oppstår maksimal nyttelast ved alle etasjer samtidig [6].

I tillegg til lastene nevnt ovenfor angir NS-EN 1992-1-1 [9], punkt 5.2 at:

”Det skal tas hensyn til ugunstige virkninger av mulige avvik i konstruksjonens geometri og i plassering av lastene i konstruksjonsanalysen for de ulike konstruksjonsdelene eller den samlede konstruksjonen.”

Slike avvik er vanligvis helningsavvik, også kalt skjevstilling. I følge NS-EN 1992-1-1 [9], kapittel 5.2 er helningsavviket:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (2.24)$$

der

θ_0 er basisverdien $1/200$,

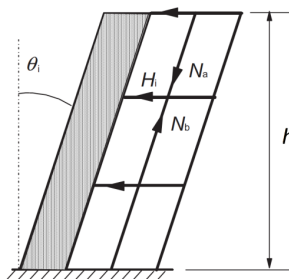
α_h er en reduksjonsfaktor for lengde og høyde: $\alpha_h = 2/\sqrt{h}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$,

α_m er en reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)},$$

h er skjærveggenes høyde, og

m er antallet vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen.



Figur 2.13: Skjevstilling.

Figuren er hentet fra NS-EN 1992-1-1 [9].

Standarden angir videre at virkningen av helningen kan tas hensyn til som krefter i tverretning som vist i Figur 2.13, og inkluderes i analysen sammen med de andre påvirkningene.

Horisontallasten som virker på skjærveggen for hver etasje er:

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (2.25)$$

der $N_b - N_a$ er forskjellen i aksiallast mellom bunnen av en søyle og toppen av den neste, altså egen- og nyttebelastningen på den mellomliggende etasjeskilleren.

Forenklet angir standarden at det kan benyttes en eksentrisitet $e_i = l_0/400$ for å ta hensyn til avvik i utførelse.

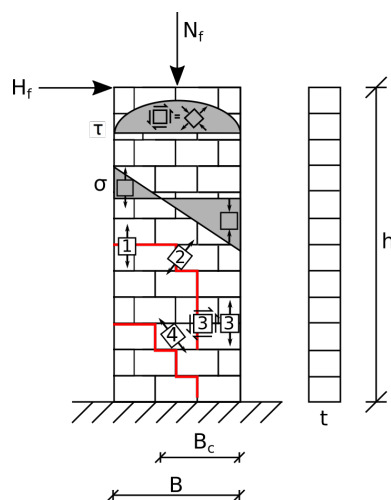
Både vindlasten/ jordtrykket og skjevstillingslasten kan virke i begge retninger, så mest ugunstige tilfelle blir å legge dem sammen.

2.5 Skjærveggers virkemåte

Dette kapitlet er hovedsaklig hentet fra Høiseths *Dimensjonering av murkonstruksjoner* [6], kapittel 6.10.

I følge *Betongelementboken, Bind B* [4] må vertikale skiver behandles som søyler da de normalt har aksiallast og større påkjenninger enn horisontale skiver. Men i motsetning til søylene har skivene stor stivhet i kraftretningen og liten stivhet i tverretningen.

De vertikale lastene fra egenlast og nyttebelastning, samt de horisontale lastene fra vindlast eller jordtrykk forårsaker momenter, aksialkrefter og skjærkrefter i veggene. Disse tas opp av fundamentene, men forårsaker spenninger i hele veggene [6]. Spenningsfordeling i en skjærvegg er vist i Figur 2.14.



Figur 2.14: Spenningsfordeling i en skjærvegg.

Figuren er inspirert av Høiseths ”Dimensjonering av murkonstruksjoner” [6].

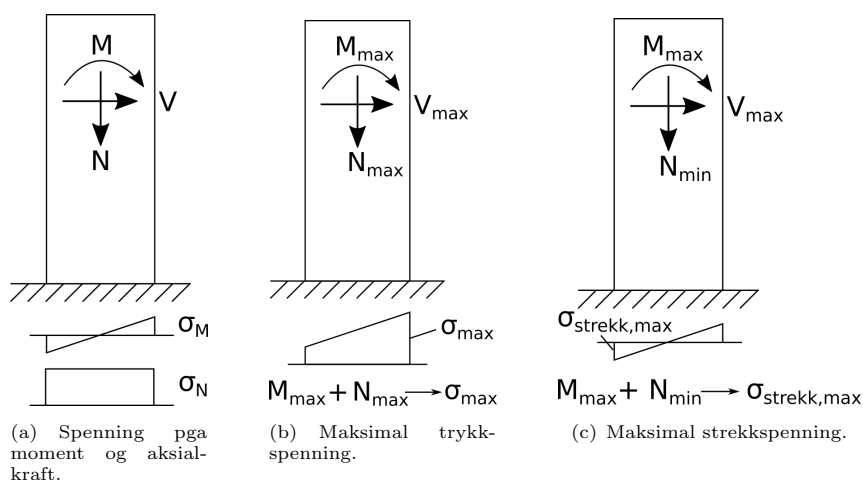
Horisontallasten H_f gir moment og aksiallast i vegg, og vertikallasten N_f gir aksiallast. I følge Høiseth [6] gir dette før opprissing følgende spenningstilstand i tverrsnittet:

- En parabelformet skjærspenningfordeling over hele veggens bredde,
- En bøyespenningsfordeling med like mye strekk og trykk på hver side av nøytralaksen,
- Jevnt fordelt aksiallast over veggens bredde.

I Figur 2.14 viser normalspenningfordelingen summen av bøyespenninger og aksialspenninger.

Når største hovedspenning i strekk blir større enn strekkfastheten til murverket får vi opprissing. Rissene vil da stå normalt på hovedspenningsretningen. Langs strekkranden i område 1 i Figur 2.14 er skjærspenningene null, og bøyestrekkspenningene er dermed like hovedstrekkspenningene. Hvis strekkspenningene blir større enn strekkfastheten i dette området, vil man derfor få horisontale riss. I område 2, rundt nøytralaksen, er skjærspenningene størst. I nøytralaksen har skjærspenningene sin maksverdi, mens normalspenningene er null. Vi har altså kun skjærspenning. I dette området er vinkelen mellom hovedstrekkspenningene og vertikalaksen 135° eller -45° , og rissene vil altså gå i 45° i forhold til nøytralaksen. I område 3 er det trykkspenningene som dominerer. På grunn av trykkspenningene kan tverrsnittet i dette området også ta opp skjærspenninger uten å risse opp. Mellom rissene, i område 4, blir murverket påkjent av hovedtrykkspenninger som har tilnærmet lik retning som rissene. Trykkapasiteten i dette området gjør derfor at dimensjonerende skjærkraft begrenses.

Til vanlig begynner rissutviklingen med at murverkets strekkfasthet blir overskredet, og man får horisontale riss. Rissene vil så bøye seg mer og mer vertikalt ettersom de forplanter seg innover i tverrsnittet. Hvor store spenningene i tverrsnittet er avhenger av hvilket snitt som betraktes. Spenningene kontrolleres mot materialets dimensjonerende fasthet [6]. Både veggens strekk- og trykkside skal kontrolleres, og man må for hvert tilfelle bruke mest ugunstige lastkombinasjon. Kontroll av trykk- og strekkspenninger er illustrert i Figur 2.15.



Figur 2.15: Kontroll av trykk- og strekkspenninger i en skjærvegg. Figuren er inspirert av Høiseths ”Dimensjonering av murkonstruksjoner” [6].

I følge Høiseth [6] bør man i tillegg til denne spenningskontrollen også kontrollere for knekking i punktet veggene er mest trykkpåkjent. Knekkning av skjærvegger vil imidlertid sjelden være et problem, da de sjelden vil være slanke nok. I følge *Betongelementboken, Bind B* [4] vil man også prøve å lage veggene med så liten slankhet at man uansett kan neglisjere 2. ordens effekter.

2.6 Skjærveggers tilslutning mot fundament

Murte yttervegger er utsatt for vær og vind, og vil være i konstant variasjon mellom å bli våte og å tørke. I slike vegger er det viktig at det legges inn noe som tillater bevegelse i veggene slik at for

mye oppsprekking unngås. Dette kan også være aktuelt i for eksempel kjellere der vegger og tak av ulike grunner ofte spyles med vann. En vanlig måte å løse dette problemet på er å legge inn jevnlig bevægelsesfuger i veggen som tillater den å bevege seg. I følge *Byggforskserien*, 524.223 [10] kan man også for lange, ikke-bærende og ikke-avstivende innervegger murt på betong bruke tynne stålplater som kombinert glide- og tetningssjikt for å skille veggen fra underlaget. Det er også mulig å bruke egnet plastfolie. Denne legges i to lag som kan gli mot hverandre. Dette vil fungere som et rullelager, og gi veggen bevægelsesmulighet.

Skjærvegger skal ta imot krefter og virke avstivende, og en forutsetning for dette er at forbindelsen mellom veggen og fundamentet den er opplagret på har tilstrekkelig kapasitet [6]. En forutsetning for skjærvegger er derfor at det ikke legges inn noen form for glidesjikt mellom veggen og underlaget. Er skjærveggen en innervegg er dette sjelden et problem, da innervegger som regel blir murt direkte på fundamentet. Innervegger er som regel i et stabilt klima, og det vanligste er å vente litt med å pusse etter oppmuring slik at veggen rekke å spreke opp først. Deretter pusser man over alle sprekker. Innervegger det eventuelt kunne vært aktuelt å legge et glidesjikt under er lange korridorvegger. Disse vil uansett ikke fungere som skjærvegger over hele sin lengde. Skulle ytterkantene av veggen virke avstivende er det for disse veggene mulig å kun legge glidesjiktet mot midten. Skjærvegger inne vil også sjelden være lange nok til at det anses som nødvendig med bevægelse i veggen. Men hvis det derimot for eksempel ikke finnes noen indre avstivningsvegger, slik at yttervegger fungerer som skjærvegger, er det viktig å være observant på dette. Legges et glidesjikt mellom skjærveggen og underlaget vil veggen miste sin avstivende funksjon.

I følge Høiseith [6] kan man forsterke forbindelsen mellom skjærvegg og fundament ved hjelp av dybler. Dette kan være armeringsjern som forankres i fundamentet og føres inn i skjærveggen.

2.7 Momentkapasitet av skjærvegger

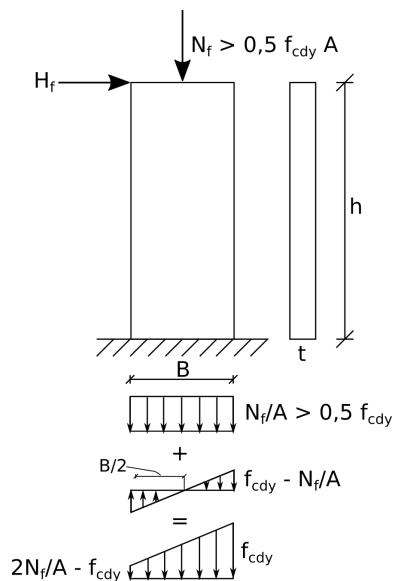
Dette kapitlet er hentet fra Høiseiths *Dimensjonering av murkonstruksjoner*, kapittel 6.10 [6], som igjen har hentet det fra den norske standarden NS 3475 [11].

2.7.1 Momentkapasitet ved stor aksiallast

Når aksiallasten $N_f > 0,5f_{cdy}A$, altså når aksialspenningene er større enn halve trykkfastheten, er hele tverrsnittet belastet i trykk når kapasiteten er fullt utnyttet. Fordi trykkspenningen ved randen overskrider trykkkapasiteten når kapasiteten er fullt utnyttet, vil vi da få trykkbrudd. Når man beregner momentkapasitet antar man derfor at trykkspenningen ved randen er lik trykkfastheten til murverket. Spenningsfordeling ved stor aksiallast er vist i Figur 2.16.

Momentkapasiteten beregnes på grunnlag av bøyepeningene, da aksialspenningene ikke gir noe moment om nøytralaksen. $\sigma = \frac{M}{I} \cdot z$ gir:

$$f_{cdy} - \frac{N_f}{A} = \frac{M_d}{I} \cdot B/2 \quad (2.26)$$



Figur 2.16: Spenningsfordeling i en skjærvegg ved stor aksiallast. Figuren er inspirert av Høiseths ”Dimensjonering av murkonstruksjoner” [6].

Med litt mellomregning;

$$\frac{M_d}{\frac{tB^3}{12}} \cdot \frac{B}{2} = f_{cdy} - \frac{N_f}{A}$$

$$M_d = \frac{tB^2}{6} f_{cdy} - \frac{tB^2}{6} \frac{N_f}{A}$$

gir dette momentkapasiteten for uarmerte tverrsnitt:

$$M_d = \frac{tB^2}{6} f_{cdy} - \frac{N_f \cdot B}{6} \quad (2.27)$$

Skjærveggs momentkapasitet er tilstrekkelig når:

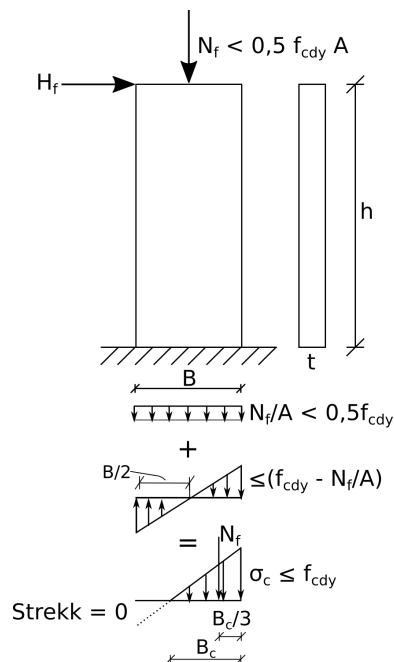
$$M_d \geq M_f = H_f \cdot h \quad (2.28)$$

2.7.2 Momentkapasitet ved liten aksiallast

Når aksiallasten $N_f < 0,5f_{cdy}A$, altså når aksialspenningene er mindre enn halve trykkfastheten, vil mer og mer av tverrsnittet få strekkspenninger ettersom momentet øker. Men siden det ikke tillates å regne med murverkets strekkfasthet i forbindelse med skjærvegger, blir den strekkbelastede delen av tverrsnittet antatt spenningsfri. Spenningsfordeling ved liten aksiallast er vist i Figur 2.17.

De maksimale trykkspenningene langs randen kan ikke være større enn trykkfastheten. Det må også være likevekt mellom resultanten til trykkspenningene og dimensjonerende aksiallast:

$$M_d = N_f \cdot \frac{B}{2} - N_f \cdot \frac{B_c}{3} \quad (2.29)$$



Figur 2.17: Spenningsfordeling i en skjærvegg ved liten aksiallast. Figuren er inspirert av Høiseths "Dimensjonering av murkonstruksjoner" [6].

Aksiallasten kan finnes fra trykkspenningsfordelingen i figuren:

$$N_f \leq \sigma_c \cdot A = f_{cdy} \cdot t \cdot B_c \cdot \frac{1}{2} \quad (2.30)$$

Bredden av trykksonen B_c kan nå finnes:

$$B_c = \frac{2N_f}{t f_{cdy}} \quad (2.31)$$

Setter man ligning 2.31 inn i ligning 2.29 får man momentkapasiteten for uarmerte tverrsnitt:

$$M_d = N_f \left(\frac{B}{2} - \frac{2}{3t f_{cdy}} \right) \quad (2.32)$$

Skjærveggs momentkapasitet er tilstrekkelig når

$$M_d \geq M_f = H_f \cdot h \quad (2.33)$$

Hvis aksiallasten har en eksentrisitet e i forhold til nøytralaksen, er momentkapasiteten tilstrekkelig når

$$M_d \geq M_f = H_f \cdot h + N_f \cdot e \quad (2.34)$$

Dette gjelder uavhengig av aksiallastens størrelse.

2.7.3 Armerte tverrsnitt

Bidraget fra armeringen kan legges til murverkets kapasitet. Dette gjelder uavhengig av aksiallastens størrelse. Hvis det brukes vertikalarmering plassert symmetrisk i forhold til nøytralaksen

kan momentkapasiteten økes med:

$$\Delta M_d = f_{sd} A_s h' \quad (2.35)$$

der

f_{sd} er armeringens dimensjonerende fasthet,

A_s er armeringens tverrsnittsareal, og

h' er avstanden mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunkt.

2.8 Skjærkapasitet av skjærvegger

Dette kapitlet er hentet fra Høiseths *Dimensjonering av murkonstruksjoner* [6], kapittel 6.10, som igjen har hentet det fra den norske standarden NS 3475 [11].

2.8.1 Skjærkapasitet for strekkbrudd i uarmert murverk

Skjærkraftkapasiteten for strekkbrudd i uarmert murverk er gitt av følgende:

$$V_d = V_{cd} = f_{vdx} t B_c + \frac{\mu_m N_f}{0,7 \gamma_M} \leq f_{vdm} t B_c \quad (2.36)$$

der

f_{vdx} er murverkets dimensjonerende skjærfasthet i x-retning,

t er skjærveggenes tykkelse,

B_c er bredden av skjærveggenes trykkpåkjennte del: $B_c = 3(B/2 - M_f/N_f) \leq B$,

μ_m er en friksjonskoeffisient ($\approx 0,8$),

γ_m er en materialfaktor, og

f_{vdm} er øvre grenseverdi for murverkets dimensjonerende skjærfasthet for skråstrekkbrudd.

Det andre leddet i formelen handler om friksjonsmotstand. Friksjonsmotstanden avhenger av friksjonskoeffisienten μ_m og er proporsjonal med kraften N_f .

2.8.2 Skjærkapasitet for strekkbrudd i armert murverk

Skjærkraftkapasiteten for strekkbrudd i armert murverk er gitt av følgende:

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} \quad (2.37)$$

V_{cd} er kapasiteten til både murverket og den (eventuelle) vertikale lengdearmeringen på strekk-siden:

$$V_{cd} = 0,5 \left(f_{vdx} + \frac{\mu_m N_f}{0,7 \gamma_m A} \right) \cdot (td + 75A_s) \leq 0,5 f_{vdm} (td + 75A_s) \quad (2.38)$$

der

A er skjærveggenes tverrsnittsareal,

d er effektiv høyde, det vil si avstanden fra tyngdepunktet til strekkarmeringen til trykkranden, og A_s er tverrsnittsarealet til lengdearmeringen i strekk.

V_{sd} er kapasiteten til den horisontale skjærarmeringen som legges i fugene:

$$V_{sd} = \frac{1,27f_{sd}A_{sv}d}{s} \quad (2.39)$$

der

f_{sd} er skjærarmeringens dimensjonerende fasthet,

A_{sv} er den horisontale skjærarmeringens tverrsnittsareal, og

s er vertikal senteravstand mellom den horisontale skjærarmeringen.

For at skjærarmeringen i horisontale mørtelfuger skal være virksom må skjærveggen ha vertikal lengdearmering. Det er derfor krav til minimum vertikal lengdearmering:

$$A_{sl} \geq \frac{V_f - N_G}{f_{sd}} \quad (2.40)$$

der

A_{sl} er den vertikale skjærarmeringens tverrsnittsareal, og

N_G er dimensjonerende aksiallast fra egenlast.

2.8.3 Skjærkapasitet for trykkbrudd

Skjærkraftkapasiteten for trykkbrudd er gitt av følgende:

$$V_d = V_{ccd} = (0,1 + 80\varepsilon_{cuy})f_{cdy}td \leq 0,4f_{cdy}td \quad (2.41)$$

der

ε_{cuy} er murverkets tøyningsgrense ved enaksielt trykk, og

d er effektiv høyde, det vil si avstanden fra tyngdepunktet til strekkarmeringen til trykkranden.

For uarmerte skjærvegger er $d = B$.

2.8.4 Skjærkapasitet mellom skjærvegg og fundament

Som nevnt i kapittel 2.6 er det ikke kun skjærveggen som må ha tilstrekkelig kapasitet til å motstå moment- og skjærbelastning, det må også forbindelsen mellom skjærveggen og fundamentet den er opplagret på. Forbindelsens kapasitet skal kontrolleres for strekkbrudd:

$$V_d = V_{cd} = \frac{\mu_c N_G}{0,7\gamma_M} \leq f_{vdx}tB_c \quad (2.42)$$

der

μ_c er friksjonskoeffisienten mellom skjærveggen og fundamentet ($\approx 0,6$ hvis man ikke kan bestemme en mer nøyaktig verdi).

Siste ledd i uttrykket er murverkets skjærfasthet. Hvis ikke skjærkapasiteten til forbindelsen mellom vegg og fundament er mindre enn denne, er det den som blir dimensjonerende.

2.9 Retningslinjer for å finne skjærfasthet

Retningslinjer for å finne skjærfasthet i skjærvegger er gitt i Bibliografi. *NS-EN 1996-1-1: Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner* [2] gir grunnlaget for prosjektering av murverksbygg. Den gir detaljerte regler, hovedsaklig for vanlige bygninger. Eurokode 6 angir at murverkets karakteristiske initialskjærfasthet f_{vk0} bør bestemmes i samsvar med *NS-EN 1052-3: Prøvingsmetoder for murverk, Del 3: Bestemmelse av initialskjærfasthet* [3]. NS-EN 1052-3 angir en ”metode for å bestemme initialskjærfasthet i planet for horisontale liggefuger i murverk ved hjelp av skjærprøving.” Denne setter også krav til testing av materialene brukt i forsøkene, og henviser til flere andre standarder. Den angir blant annet følgende:

- Trykkfastheten til murproduktet (lettklinkerblokken) skal bestemmes ved hjelp av prøvingsmetoder gitt i *NS-EN 772-1: Prøvingsmetoder for murprodukter, Del 1: Bestemmelse av trykkfasthet* [12].

- Mørtelen, blanderutinene og rystebordverdien skal være i samsvar med kravene i *NS-EN 998-2: Krav til mørtel for murverk, Del 2: Murmørtel* [13]. NS-EN 998-2 stiller krav til ”fabrikkfremstilte murmørtler (muring, fuging og sprekkning) for bruk i vegger, søyler og skillevegger i murverk.”

- Den ferske mørtelens konsistens skal bestemmes ved rystebordverdi etter prøvingsmetodene gitt i *NS-EN 1015-3: Prøvingsmetoder for mørtel til murverk, Del 3: Bestemmelse av konsistensen på fersk mørtel (ved rystebord)* [14]. *NS-EN 1015-2: Prøvingsmetoder for mørtel til murverk, Del 2: Prøvetaking av mørtler og tilberedning av prøvemørtler* [15] setter krav til rystebordverdi i forhold til romdensitet av fersk mørtel. Disse kravene skal tilfredsstilles.

- Den ferske mørtelens luftinnhold skal bestemmes i samsvar med *NS-EN 1015-7: Prøvingsmetoder for mørtel til murverk, Del 7: Bestemmelse av luftinnhold i fersk mørtel* [16]. Denne standarden angir to metoder for å bestemme luftinnholdet. Metode A ”trykkmetoden” benyttes hvis mørtelblandingens luftinnhold er opptil 20 %, og metode B ”spritmetoden” benyttes hvis luftinnholdet er under 20 %.

- Den herdete mørtelens trykkfasthet skal bestemmes ved hjelp av prøvingsmetodene gitt i *NS-EN 1015-11: Prøvingsmetoder for mørtel til murverk, Del 11: Bestemmelse av bøyestrekfasthet og trykkfasthet til herdet mørtel* [17]. Denne standarden ”angir en metode for å bestemme bøyestrekfastheten og trykkfastheten til støpte mørtelprøver.”

Kapittel 3

Materialer

Initialskjærfastheten er funnet i henhold til prøvestandarden NS-EN 1052-3 [3]. Prøvestandarden krever at materialene brukt i forsøkene skal beskrives og testes. Dette kapittelet beskriver derfor materialene brukt i forsøkene og deres egenskaper. Først gis en beskrivelse av det sammensatte murverket og dets egenskaper, deretter er komponentene lettklinker og murmørtel beskrevet nærmere. Fuktinnholdet i lettklinkerblokkene er beregnet og blokkenes trykkfasthet er funnet i henhold til NS-EN 772-1 [12]. Murmørtelen brukt i forsøkene er også beskrevet ved blanderutiner, konsistens, luftinnhold, bøyestrek- og trykkfasthet. Konsistensen er funnet ved rystebordverdi i henhold til NS-EN 1015-3 [14], luftinnholdet er funnet i henhold til NS-EN 1015-7 [16], og trykkfastheten er testet etter NS-EN 1015-11 [17]. Testene ble gjennomført i laboratoriet til institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU. Beskrivelse, resultater og diskusjon av hver materialtest inngår i de ulike delkapitlene.

3.1 Generelt

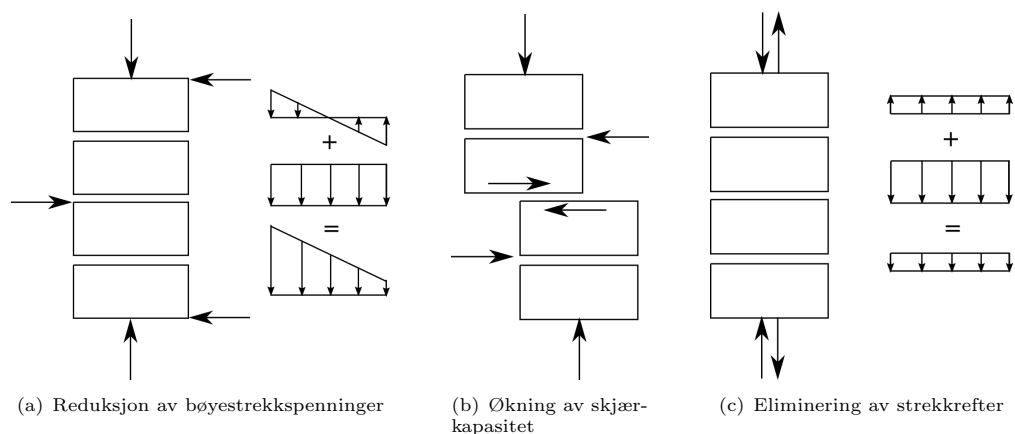
Murverk har en sammensatt og inhomogen oppbygging. Dette gir materialet spesielle egenskaper som er ulike de fleste andre bygningsmaterialers egenskaper. De enkelte komponentenes egenskaper har betydning for det sammensatte murverkets muligheter og begrensninger [6]. De mest aktuelle murproduktene er i følge Høiseth [6] teglprodukter, lettklinkerblokker, betongblokker og betongstein, ildfast/ ildfast og syrefast stein, naturstein, kalksandstein og glassbyggestein. Lettklinkerblokker representerer det dominerende murproduktet i dag, nærmere 80 % av alt murverk som føres opp i Norge i dag mures opp med ulike varianter av lettklinkerblokker [18].

3.2 Murverkets særegenhet

Alle bygningsmaterialer har sine særtrekk, som fasthet, stivhet, form og vekt; egenskaper som gir bygningsdelene sin form og bæreevne. Murverk har relativt høy vekt og er sammensatt av

små enheter. Sistnevnte gjør murverk til et materiale som er lett å forme. Murverket har også høy trykkfasthet, lav bøyestrek- og skjærfasthet og ingen ren strekkfasthet [6].

Hvis trykkpåkjenning opptrer samtidig med andre belastninger vil bøyestrekspenningene kunne reduseres og rene strekkspenninger fjernes. I tillegg vil også skjærkapasiteten økes ved at trykkraften gir friksjonskrefter [6]. Murverkets egentynge kan fungere som en slik trykkpåkjenning. I vertikale bæreelementer har vi ofte en viss egentynge over det mest påkjente tverrsnittet, og denne vil gi permanente trykkspenninger i snittet [6]. Det er altså gunstig å prosjektere murverksbygg slik at de murte konstruksjonene får mest mulig av byggets vertikallaster. Slik vil konstruksjonene få økt bøyestrek- og skjærkapasitet [6]. Figur 3.1 illustrerer trykkpåkjenninger som opptrer samtidig med andre belastninger.



Figur 3.1: Trykkpåkjenning samtidig med andre belastninger.
 Figuren er inspirert av Høiseths ”Dimensjonering av murkonstruksjoner” [6].

3.3 Lettklinkerblokker

3.3.1 Historie

Lettklinkermurverk er et eldgammelt konsept, og det brukes fortsatt mye i byggebransjen i dag. Lett tilslag som var tilsatt en form for bindemiddel har i følge Krokstrand og Kvande [18] vært et kjent byggemateriale fra før 500 år f.Kr. I Romerriket brukte man for eksempel vulkansk slagg, pimpstein eller lava til å bygge med. For å redusere byggverkens vekt, ble denne typen tilslag tatt i bruk igjen i Tyskland på 1800-tallet. Noen år senere spredte det seg også til resten av Europa, og på 1900-tallet begynte man å produsere blokker av slik lettbetong. Man hadde nå fått et nytt murprodukt [18].

Produksjonen av lettklinkerblokker i Norge startet i følge Krokstrand og Kvande [18] først i 1930. I 1954 ble AS Norsk Leca etablert, og grunnet behovet for gjenoppbygging av Norge etter krigen, samt mangel på byggevarer, solgte Leca godt [18]. Siden det har blokkproduksjonen for det meste skjedd i Norge med norske råvarer [6].

Lettklinkerblokken, eller Lecablokken, har siden 1954 vært en del av norsk byggehistorie og -kultur, og har hatt enorm betydning. De første årene ble blokken hovedsaklig solgt til selvbyggere [18]. Fordi man klarte å bygge grunnmuren selv, gjorde blokken at en vanlig norsk familie med normal inntekt kunne skaffe sin egen enebolig uten å ha noe særlig egenkapital [19]. Men etter hvert som kjellere og underetasjer på småhus har gått ned, har blokken også kommet inn på andre markeder [18]. Nå brukes den ikke lenger kun i grunnmurer og kjellervegger, men også blant annet i yttervegger over terreng i større eller mindre bygg, i skallmurer og i innvendige brann- og lydskillevegger [6].

3.3.2 Lettklinkerblokker i dag

Lettklinkerblokker finnes i dag både som massive blokker, hullblokker og isolasjonsblokker. [6]. Noe importeres, men det meste produseres i Norge av Weber under navnet Leca. Leca er en forkortelse for Light Expanded Clay Aggregate, og består av ekspandert leire. Hovedbestanddelen i blokkene er lettklinkerkuler fremstilt av marin leire. Leira bearbeides, tilsettes spesialstoffer, tørkes og brennes i store roterende ovner for deretter å avkjøles og sorteres. Ekspanderte lettklinkerkuler vil få et keramisk tett ytre skall, og en porøs indre kjerne. Bindemiddelet i blokkene er standardsement. Blokkene herdes med damp i herdekammer [6].

Karakteristiske egenskaper for lettklinkerblokker er lav vekt, god bæreevne, liten fuktabsorpsjon, god frostbestandighet, god varmesisolerende og lydabsorberende evne, og høy brannmotstand [6]. Blokkene er robuste, men har lav trykkfasthet. Dette kan delvis kompenseres for ved å lage tykkere vegger slik at den resulterende bæreevnen blir stor.

3.3.3 Produktdata

Det skal utføres forsøk på Leca Blokk 10 cm. Dette er en massivblokk som verken har isolasjon eller hull. Samtlige tester er utført på blokker fra samme parti, partiet besto av 60 blokker. Produktdata er hentet fra Leca Teknisk Håndbok [20], og vist i Tabell 3.1.

Tabell 3.1: Produktdata for lettklinkerblokker. Verdiene er hentet fra Leca Teknisk Håndbok [20].

Produktdata	Leca Blokk 10 cm
Mål (bxhxl) mm	100x250x500
Trykkfasthet	3 N/mm ²
Densitet	770 kg/m ³
U-verdi	1,60 W/m ² K
Lyd, R' _w	41 dB
Brannklasse	EI 120
Egenlast	90 kg/m ²

3.3.4 Målt fuktinnhold

I følge NS-EN 1052-3 [3] skal fuktinnholdet i murproduktene bestemmes. Lettklinkerblokker skal være tilstrekkelig herdet ved oppmuring slik at ikke murverket blir utsatt for kryp på grunn av herdesvinn. Fuktinnholdet bør i følge *Byggforskserien, 542.301* [21] være mellom 4-8 volumprosent for å begrense uttørkingssvinn. En lettklinkerblokk ble derfor, som vist i Figur 3.2, veid både ved oppmuring og ved prøving for å undersøke hvor mye fukt som var i blokkene ved oppmuring. Resultatet er vist i Tabell 3.2.



Figur 3.2: Veiting av en lettklinkerblokk.

Tabell 3.2: Vekt av en lettklinkerblokk ved oppmuring og prøving.

Vekt ved oppmuring	9539,1 g
Vekt ved prøving (etter 41 dager)	9019,6 g

Fuktinnholdet i en lettklinkerblokk er dermed:

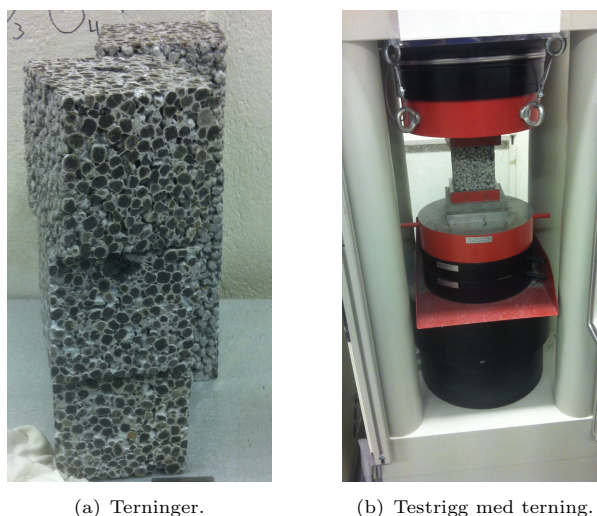
$$(9539,1 \text{ g} - 9019,6 \text{ g}) / 9539,1 \text{ g} = 5,5 \%$$

Det skal nevnes at det trolig ikke var den samme blokken som ble veid ved oppmuring og testing, da denne kom bort i mellomtiden. Resultatet er dermed ikke helt nøyaktig. Blokken ble ikke tørket, den hadde kun stått ved romtemperatur i laboratoriet. Den vil derfor alltid inneholde litt fukt, men vil anses som lufttørr. Man vil ikke finne nøyaktig fuktinnhold i blokken, men differansen mellom fuktinnhold ved oppmuring og ved lufttørr tilstand. Men fuktinnholdet som ble funnet var innenfor kravet på 4-8 volumprosent, og det antas derfor at blokkene var tilstrekkelig herdet ved oppmuring.

3.3.5 Trykkfasthet

I følge NS-EN 1052-3 [3] skal trykkfastheten av murproduktene bestemmes i henhold til NS-EN 772-1 [12].

Det ble saget ut prøveterninger av lettklinkerblokker med mål 100x100x100 mm. Disse ble oppbevart tørt ved en temperatur $> 15^\circ$ i 54 dager. Dette er mer enn 14 dager, og det tilfredsstillende derfor kondisjoneringskravet for lufttørr tilstand NS-EN 772-1 stiller for produsert stein. Overflatene som ble testet var helt plane, da det var de sagde sidene som ble brukt. Prøven ble plassert mellom to plater i høyfast stål mens lasten ble påført. Testriggen er vist i Figur 4.5.



Figur 3.3: Testing av trykkfasthet på lettklinkerprøver 5. april 2016.

Det ble gjennomført seks forsøk, som er minimumskravet NS-EN 772-1 stiller. Resultatene er vist i Tabell 3.3.

Tabell 3.3: Resultater for testing av trykkfasthet til lettklinker.

Prøveterning	Maks kraft F_i [kN]	Trykkfasthet f_{cpi} [MPa]
1	33,26	3,33
2	31,81	3,18
3	42,21	4,22
4	31,29	3,13
5	35,27	3,53
6	31,21	3,12

Trykkfastheten til lettklinkeren brukt i forsøkene anses som gjennomsnittsverdien av trykkfastheten funnet fra disse seks forsøkene, avrundet til nærmeste $0,1 \text{ N/mm}^2$:

$$f_{cp,middel} = (3,33 + 3,18 + 4,22 + 3,13 + 3,53 + 3,12)/6 = 3,42 \text{ MPa} \approx 3,4 \text{ MPa}$$

Hvis trykkfastheten skal brukes til dimensjonering av bærende konstruksjoner, skal man i følge NS-EN 772-1 [12] regne den om til en normalisert verdi. Først konverteres trykkfastheten til en ekvivalent trykkfasthet relevant til kondisjoneringsmetoden lufttørking. Da prøvene som er brukt er nettopp lufttørket trenger man kun å multiplere trykkfastheten med 1 for å få ekvivalent trykkfasthet. Deretter multipliseres ekvivalent trykkfasthet med en formfaktor d for å få normalisert trykkfasthet:

$$f_{ck} = d \cdot f_{cp,ekv} \quad (3.1)$$

Den normaliserte trykkfastheten er den samme som den karakteristiske trykkfastheten. Dette gjelder imidlertid kun for murprodukter i kategori II. NS-EN 771-1, Tabell A.1 angir at for prøvestykker med høyde 100 mm og bredde 100 mm er formfaktoren $d = 1,00$. Karakteristisk trykkfasthet til lettklinkerblokkene brukt i forsøket blir derfor:

$$f_{ck} = 1,00 \cdot (1 \cdot 3,4 \text{ MPa}) = 3,4 \text{ MPa}$$

Som man kan se i Tabell 3.1, skal blokkenes trykkfasthet være 3 N/mm². Det vil si at trykkfastheten minst skal være 3 N/mm². Dette stemmer godt overens med resultatet fra prøvingen, som ble 3,4 MPa.

3.4 Murmørtel

Murte konstruksjoner består av steiner/ blokker limt sammen med tilpasset mørtel. Valg av mørtel har i følge *Byggforskserien*, 542.301 [21] stor innvirkning på konstruksjonens bæreevne, tetthet og bestandighet mot klimapåkjenninger. Det skal derfor benyttes murmørtler tilpasset blokkens sugeeegenskaper slik at optimal heft, samvirke mellom mørtel og blokk, og tilstrekkelig styrke og fasthet sikres. Den norske standarden NS-EN 998-2 [13] brukes i dag som grunnlag for prosjektering. Den definerer mørteltype etter konsept, egenskaper og framstillingsmåte. Mørteltype definert etter konsept er delt inn i funksjonsmørtel og reseptmørtel. Standarden definerer funksjonsmørtel som en mørtel med en sammensetning og framstillingsmetode som gir den bestemte egenskaper, mens reseptmørtel er mørtel som får egenskaper ut fra et forhåndsbestemt blandingsforhold. Mørteltype definert etter egenskaper er delt inn i vanlig murmørtel, tynnfugemørtel og lett murmørtel. Mørteltype definert etter framstillingsmåte er delt inn i fabrikkframstilt mørtel og halvfabrikatmørtel. NS-EN 998-2 definerer også mørtelklasser ut fra mørtelens trykkfasthet. De ulike mørtelklassene er M1, M2,5, M5, M10, M15 og M20. Tallet angir hvor stor trykkfastheten minimum må være i MPa etter 28 døgns herding [22].

Byggforskserien, 523.133 [23] angir at det som regel brukes mørtelklasse M5 til muring av lettklinkerblokker, og anbefaler fabrikkframstilte tørrmørtler eller ferdigmørtler med dokumenterte egenskaper til muring av lettklinkerblokker. I følge *Byggforskserien*, 572.222 [22] bør valg av mørtel alltid gjøres i samråd med leverandøren av produktet. Weber angir på sine nettsider [24] at Weber Murmørtel M5 er velegnet til innendørs og utendørs murarbeider.

Mørtelen som ble benyttet til testing var derfor Weber Murmørtel M5. Dette er en tørr, ferdig mørtel som kun skal tilsettes vann. Det er dermed en fabrikkframstilt mørtel. Den har ikke spesielle egenskaper, og er dermed en vanlig murmørtel og av typen funksjonsmørtel. I henhold til NS-EN 1052-3 [3] skal det utføres kontroll på mørtelen. Blanderutinene, rystebordsverdien og luftinnholdet i den ferske mørtelen skal kontrolleres og dokumenteres. Det skal også kontrolleres trykkfasthet av den herdete mørtelen på tidspunktet murverket utsettes for prøving.

3.4.1 Produktdata

Weber Murmørtel M5 er en tørrmørtel som lages av sement, kalk, natursand og tilsetningsstoffer. Den er klassifisert i mørtelklasse M5 iht. NS-EN 998-2 [24]. Produsenten vil ikke oppgi resept på mørtelen, men produktdata er hentet fra Weber Murmørtel M5s produktdatablad [24], og gjengitt i Tabell 3.4.

Tabell 3.4: *Produktdata for murmørtel.*
Verdiene er hentet fra Weber Murmørtel M5s produktdatablad [24].

Mørteltype	Weber Murmørtel M5
Vannbehov	Ca. 3,6-4,0 liter pr. 25 kg sekk
Bindemiddel	Sement og hydratkalk
Tilslag	Natursand 0-2 mm
Luftinnhold	14-20%
Trykkfasthet	> 5 MPa (28 døgn)
Bøystrekkfasthet	> 2,2 MPa (28 døgn)
Frostbestandig	Ja
Brannklasse	A1 (NS-EN 13501-1)

3.4.2 Blanding av mørtel

Mørtelen ble blandet etter instruksjoner fra mørtelprodusenten. Blanderen ble fuktet for å unngå at den skulle ta opp noe av vannet fra blandingen, deretter ble vannmengden tilsatt. Tørrstoffinnholdet ble tilsatt over en periode på 15 sekund mens blanderen gikk med lav hastighet. Deretter ble mørtelen blandet ytterligere ved samme hastighet i 3-8 min. Blandingene besto av 3,68 kg vann og 25 kg tørrmørtel.



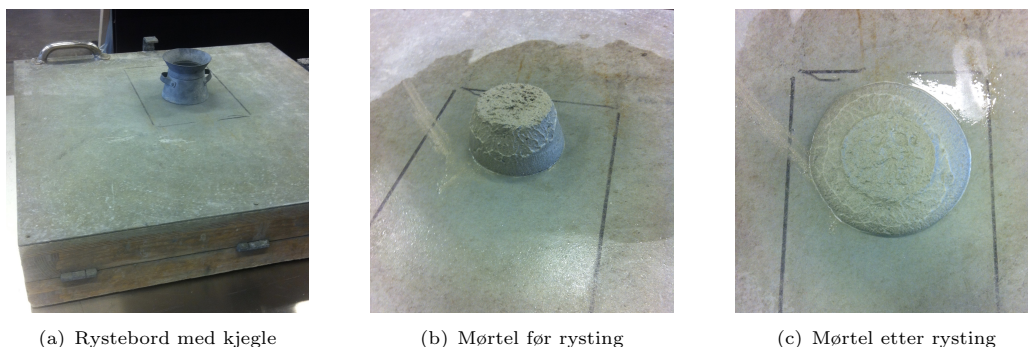
Figur 3.4: *Blanding av mørtel.*

3.4.3 Konsistens av fersk mørtel

Mørtelens konsistens, altså hvor flytende den ferske mørtelen er, ble testet ved rystebord etter NS-EN 1015-3 [14]. Kun én prøve ble testet, til tross for at standarden krever to prøver. Grunnen til det var at det opprinnelig ble blandet mørtel i to omganger, og en prøve fra hver blanding ble testet. Det viste seg at det ikke ble bruk for prøvestykkene murt med mørtelblanding 2, og denne var derfor ikke lenger representabel for mørtelen brukt i forsøkene. Rystebordet med stativ beskrevet i NS-EN 1015-3, Tillegg A ble heller ikke benyttet. Testen ble i stedet gjort manuelt ved å bruke bordet vist i Figur 3.5.

En konisk form med høyde 60 mm, innvendig nedre diameter 100 mm, og innvendig øvre diameter 70 mm ble plassert på midten av rystebordet. Mørtelen ble så tilført i to lag, og for hver gang stampet med 10 korte støt for å sikre jevn fylling av formen. Stamperen var rund med en diameter

på 40 mm. Etter ca 15 sekund ble formen løftet sakte vertikalt opp. Ved å ryste bordet en gang per sekund 15 ganger ble mørtelen spredt på skiven. Mørtelens diameter ble så målt i to retninger vinkelrett på hverandre. Middelerdien av disse to ble beregnet som prøvens rystebordverdi. Figur 3.5 viser testing av rystebordverdi.



Figur 3.5: Testing av den ferske mørtelens rystebordverdi 24. februar 2016.

NS-EN 1015-2 [15] setter krav til rystebordverdi. Kravene er vist i Tabell 3.5.

Tabell 3.5: Definerte rystebordverdier for forskjellige typer mørtler i forhold til romdensiteten til fersk mørtel.

Tabellen er hentet fra NS-EN 1015-2 [15].

Romdensiteten til fersk mørtel (kg/m^3)	Rystebordverdi (mm)
> 1200	175 ± 10
> 600 til ≤ 1200	160 ± 10
> 300 til ≤ 600	140 ± 10
≤ 300	120 ± 10

Resultatene fra prøvingen er vist i Tabell 3.6. Det ble antatt at romdensiteten til fersk mørtel var $> 1200 \text{ kg}/\text{m}^3$. Rystebordverdien skal dermed ligge på 175 ± 10 mm i følge Tabell 3.5, noe resultatet viser at er tilfredsstillt. Det er dermed brukt rimelig riktig mengde vann i forhold til tørrmørtel.

Tabell 3.6: Resultater for den ferske mørtelens rystebordverdi.

Retning 1	175 mm
Retning 2	178 mm
Middelerdi	176,5 mm

3.4.4 Luftinnhold og densitet av fersk mørtel

Mørtelens luftinnhold ble testet etter NS-EN 1015-7 [16]. Testmetode A (Trykkmetoden) ble benyttet fordi mørtelens luftinnhold var under 20 % (se Tabell 3.4). Kun én prøve ble testet, til tross for at standarden krever to prøver. Grunnen til det var den samme som nevnt over, at det opprinnelig ble blandet mørtel i to omganger, og at en prøve fra hver blanding ble testet. Det

viste seg at det ikke ble bruk for prøvestykkene murt med mørtelblanding 2, og denne var derfor ikke lenger representabel for mørtelen brukt i forsøkene.

En prøvebeholder med et volum på 1 liter ble veid, før den ble fylt med mørtel i fire lag. Hvert lag ble stampet 10 ganger med en rund stamper med diameter 40 mm. Utsiden av beholderen ble gjort helt ren, og beholderen ble veid igjen for at man skulle kunne bestemme mørtelens densitet. Deretter ble dekselet, som var forbundet til et forseglet luftkammer tilsluttet en trykkmåler, spent på. Luftrommet under lokket og over mørtelen ble fylt med vann gjennom de to ventilene. Deretter ble luft pumpet inn i det forseglede luftkammeret til et stabilisert trykk var oppnådd (1 Bar overtrykk). Trykket ble sluppet ned i mørtelen slik at luften i porene ble presset ut, og det reduserte lufttrykket kunne leses av på en trykkmåler. Dette lufttrykket representerte luftinnholdet i mørtelen [25]. Figur 3.6 viser testing av mørtelens luftinnhold og densitet.



(a) Måling av luftinnhold



(b) Beholder for beregning av densitet

Figur 3.6: Testing av den ferske mørtelens luftinnhold og densitet 24. februar 2016.

Mørtelen i prøvebeholderen veide 1830,4 g, det vil si $1830,4 \cdot 10^{-3}$ kg. Prøvebeholderen hadde et volum på 1 l, det vil si 10^{-3} m³. Densiteten ble dermed:

$$1830,4 \cdot 10^{-3} \text{ kg} / 10^{-3} \text{ m}^3 = 1830,4 \text{ kg/m}^3$$

Luftinnholdet ble målt til 17 %.

Luftinnholdet har i følge *Byggforskeren*, 572.222 [22] betydning for smidighet og frostmotstandsevne til den ferske mørtelen, samt heftfasthet og styrke i den herdede mørtelen. Hvis luftinnholdet er over 15 % vil man få lavere styrke, heftfasthet og tetthet. Mørtler til utvendig murverk må uansett ikke inneholde mer enn 18 % luft. Prøven som ble testet hadde et luftinnhold på 17 %, noe som var innenfor intervallet på 14-20 % som var beskrevet av produsenten, se Tabell 3.4. Det var innenfor kravet til utvendig murverk, men luftinnhold over 15 %, vil som sagt gi mørtelen lavere styrke, heftfasthet og tetthet.

Selv om mørtelblanding 2 ikke ble brukt i prøvestykkene som ble testet, og dermed ikke er representabel, kan det nevnes at den også hadde et luftinnhold på 17 %, og tilnærmet identisk densitet som mørtelblandingen som ble brukt. Dette gir en viss bekreftelse på at luftinnholdet ble lest av riktig.

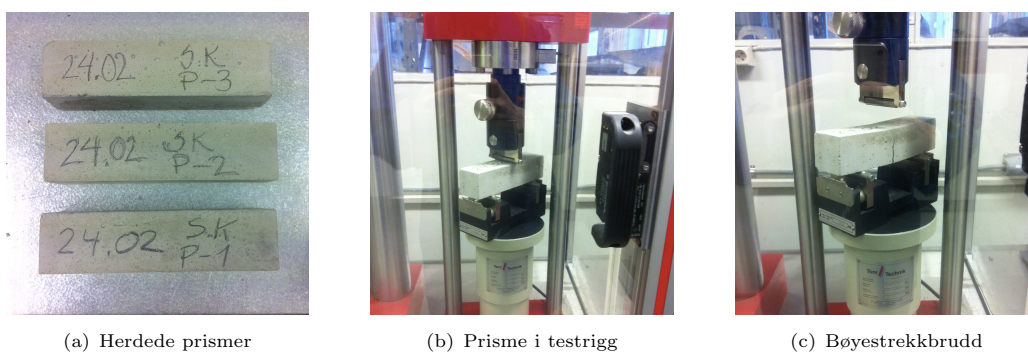
3.4.5 Bøyestrek- og trykkfasthet til herdet mørtel

NS-EN 1052-3 [3] angir at mørtelens trykkfasthet skal bestemmes på tidspunktet murverket utsettes for prøving i samsvar med NS-EN 1015-11 [17]. Her er både mørtelens bøyestrek- og trykkfasthet testet.

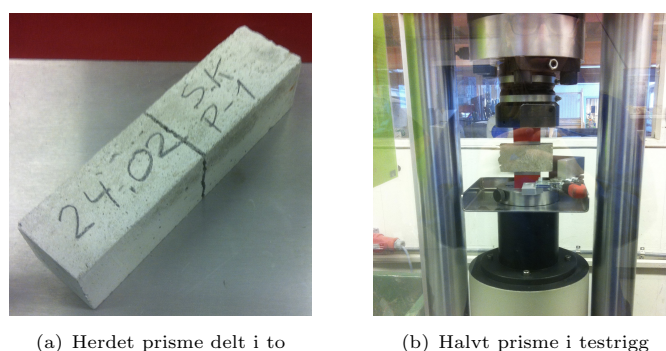
I forbindelse med blanding av mørtelen ble det støpt tre mørtelprismer i former med lengde x bredde x høyde = 160x40x40 mm. Formene ble dekket med polyetylenposer. Etter en dags herding ble prismene tatt ut av formene, og lagt sammen med prøvestykkene som var laget for testing av skjærfasthet. De fikk dermed like herdebetingelser som mørtelen brukt i prøvestykkene; dekket med polyetylen og i romtemperatur på rundt 20°.

Testing av bøyestrek- og trykkfasthet ble gjort på omtrent samme tidspunkt som skjærfastheten til murverket ble testet. Mørtelen ble støpt 24. februar 2016, og testet 5. april 2016, altså 41 dager senere. Standarden angir at testingen skal foregå etter 28 dager, men det anses ikke som problematisk at herdetiden ble forlenget. Dette fordi mørtelen utvikler mesteparten av sin styrke i løpet av de første 28 dagene under herding. Styrken vil derfor være tilnærmet lik etter 41 dager som etter 28 dager.

Testing av bøyestrekfasthet ble gjort først. Testen delte prismene i to, og trykkfastheten ble testet med seks halve prismer på 80x40x40 mm. Testing av bøyestrek- og trykkfasthet er vist i henholdsvis Figur 3.7 (bøyestrekfasthet) og Figur 3.8 (trykkfasthet).



Figur 3.7: Testing av den herdede mørtelens bøyestrekfasthet 5. april 2016.



Figur 3.8: Testing av den herdede mørtelens trykkfasthet 5. april 2016.

For å finne endelig bøyestrek- og trykkfasthet måtte middelverdien av resultatene fra testingen registreres og rundes av til nærmeste 0,1 MPa. Resultatene med middelverdier er vist i Tabell 3.7 (bøyestrekfasthet) og Tabell 3.8 (trykkfasthet).

Tabell 3.7: Resultater for testing av den herdede mørtelens bøyestrekfasthet.

Prisme	Bøyestrekfasthet f_{bm} [MPa]
1	1,84
2	1,47
3	1,64
Middelverdi	1,7

Tabell 3.8: Resultater for testing av den herdede mørtelens trykkfasthet.

Prisme	Trykkfasthet f_{cm} [MPa]
1-1	9,08
1-2	8,47
2-1	7,75
2-2	7,55
3-1	8,61
3-2	8,96
Middelverdi	8,4

Prøvene ble som nevnt testet etter 41 dager, og ikke etter 28 dager som produsenten angir verdier etter. Resultatene viser at trykkfastheten på 8,4 MPa som forventet er større enn 5 MPa som produsenten angir, se Tabell 3.4. I følge Thue [26] blir trykkfastheten først og fremst bestemt av forholdet mellom vann og sement. Er dette forholdet lavt, altså at det er mindre vann i forhold til sement, blir trykkfastheten i herdet tilstand større. Vann/sement-forholdet påvirker også den ferske mørtelens konsistens. Jo lavere det er, jo stivere blir den ferske mørtelen. Mørtelen ble blandet som angitt av produsenten, og rystebordverdien stemte godt overens med kravet i Tabell 3.5. Det ser derfor ut som forholdet mellom vann og sement var ganske riktig. At den resulterende trykkfastheten var såpass mye høyere enn 5 MPa kan ha hatt en sammenheng med at herdetiden var en del lenger enn 28 døgn.

Bøyestrekfastheten derimot skal i følge produsenten være $> 2,2$ MPa etter 28 dager, men ble testet til 1,7 MPa etter 41 dager. Den er altså mindre enn den skal være. Grunnen til dette kan være at mørtelen ikke har blitt blandet på eksakt riktig måte. Selv om mørtelen angivelig ble blandet etter produsentens anvisninger, er det ikke utenkelig at det ble gjort små feil som kan ha påvirket resultatet.

Kapittel 4

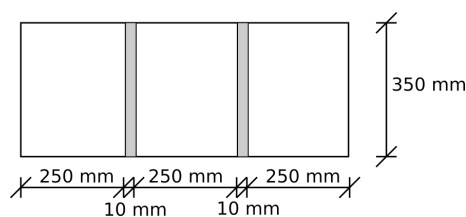
Beskrivelse av skjærforsøk

Det er gjennomført laboratorieforsøk for å bestemme karakteristisk skjærfasthet i planet for horisontale liggefuger i lettklinkermurverk. Forsøkene er utført i henhold til *NS-EN 1052-3:2002+A1:2007: Prøvmingsmetoder for murverk Del 3: Bestemmelse av initialskjærfasthet* [3]. Karakteristisk skjærfasthet f_{vok} tilsvarer det Eurokode 6 [2] kaller f_{vk} . Denne ble utledet fra initialskjærfastheten til prøvestykker som ble utsatt for prøving til brudd. NS-EN 1052-3 kaller denne initialfastheten f_{vo} , mens Eurokode 6 kaller den f_{vk0} . Det ble gjennomført to ulike prosedyrer; prosedyre A og prosedyre B. Prosedyre A gikk ut på å teste prøvestykkene med tre ulike forkomprimeringslaster, mens prosedyre B var uten forkomprimering. Forsøket ble gjennomført i ”Store Prøvehall” i laboratoriet til institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU.

4.1 Prøvestykker

4.1.1 Type 1

Siden lengden på en lettklinkerblokk er 500 mm (> 300 mm) angir standarden at prøvestykker av type 1 skal ha en lengde mellom 300 mm og 350 mm. Et prøvestykke av type 1 besto av tre blokker som alle var sagt slik at lengden var 350 mm. Prøvestykket er vist i Figur 4.1.



(a) Skisse av et prøvestykke av type 1.



(b) Ferdig herdet prøvestykke av type 1.

Figur 4.1: Prøvestykke av type 1.

Prøvestykkene ble murt opp på en rigg bestående av en horisontal og en vertikal plate. Disse platene bidro til at prøvestykkene ble så jevne som mulig, samt at de hadde et plant underlag å stå

på. Blokkene ble lagt oppå hverandre slik at det ble oppnådd en mørtelfuge på omtrent 10 mm. Hver blokk ble påført litt trykk umiddelbart etter den var lagt på for å få bedre heft mellom blokken og mørtelen. Det ble murt opp 11 prøvestykker av Silje Christiane Kristiansen med hjelp av Steinar Seehuus 24. februar 2016. Fordi Weber legger opp til selvbygging ble det ansett som konservativt å utføre muringen selv, og ikke få hjelp av en faglært murer. Prøvestykkene ble dekket med plast umiddelbart etter oppmuring for å hindre uttørring i løpet av de første dagene. Figur 4.2 viser rigg med ferdig oppmurte prøvestykker.



Figur 4.2: Rigg med ferdig oppmurte prøvestykker.

Etter noen dager var mørtelen stivnet, og prøvestykkene ble lagt på en pall og dekket med polyetylenfolie for herding. Der ble de liggende uforstyrret i en romtemperatur på rundt 20° fram til prøving. På grunn av påske var det ikke mulig å teste prøvestykkene etter 28 d ± 1 d, slik standarden angir. De ble derfor liggende å herde uforstyrret i 42 dager før prøvingen begynte 6. april 2016. Prøvingen ble gjort fortløpende etter dette. Det anses ikke som problematisk at herdetiden ble forlenget fordi mørtelen utvikler mesteparten av sin styrke i løpet av de første 28 dagene under herding. Mørtelens styrke vil være tilnærmet lik etter 42 dager som etter 28 dager. Figur 4.3 viser prøvestykkene under herding.



Figur 4.3: Prøvestykker under herding.

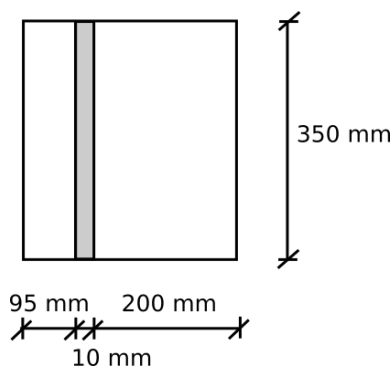
4.1.2 Type 2

Siden høyden på blokkene er 250 mm (>200 mm) angir standarden at to ulike typer prøvestykker kan brukes. Det ble i utgangspunktet bestemt å benytte type 1, som beskrevet i kapittel 4.1.1. Men da tre slike prøvestykker var testet uten å gi ønsket resultat, ble det konkludert med å heller

prøve type 2. Dette er nærmere forklart i kapittel 5.2. Prøvestykker av type 2 ble laget ved å sage opp de allerede oppmurte prøvestykkene av type 1. Hvert prøvestykke av type 1 ble til to prøvestykker av type 2. Et prøvestykke av type 2 besto av to oppsagde blokker limt sammen av en mørtelfuge. Siden lengden på en lettklinkerblokk opprinnelig er 500 mm (> 300 mm) angir standarden at prøvestykker av type 2 skal ha en lengde mellom 300 mm og 350 mm, og at høyden på den ene blokken skal være $h_1 = 200$ mm. Høyden på den andre blokken skal være:

$$h_2 = (h_1 - t_{\text{mørtel}})/2 = (200 \text{ mm} - 10 \text{ mm})/2 = 95 \text{ mm}$$

Mørtelfugen var som før rundt 10 mm. Skisse av et prøvestykke av type 2 er vist i Figur 4.4.



Figur 4.4: Skisse av et prøvestykke av type 2.

4.1.3 Lettklinkerblokk

Tre prøvestykker av ren lettklinker ble også testet for å sammenligne resultatene med resultatene til prøvestykkene av type 2. Ideelt skulle dimensjonene av disse vært de samme som for prøvestykker av type 2, men fordi blokkene initielt kun var 250 mm høye, var det ikke mulig å få til en høyde på prøvestykkene lik $95 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 200 \text{ mm} = 305$ mm, slik som prøvestykker av type 2. Blokkene som ble testet hadde derfor dimensjonene bredde x høyde x lengde = $100 \times 250 \times 350$ mm.

4.2 Prøverigg

Prøvemaskinen som ble brukt er laget av Instron. Den kan benyttes til både trykk- og strekkforsøk, og har en kapasitet på 250 kN både i trykk og strekk. Den har en slaglengde på rundt 260 mm totalt (± 130 mm). Programmet Catmat Easy AP fra HBM med Spider 8 måleforsterker kan registrere målinger over 500 Hz, men da på et begrenset antall kanaler. Målingene som ble gjort i forsøkene ble registrert med 2 Hz, det vil si to målinger hvert sekund. Maskinens målenøyaktighet er bedre enn 2 % av maksimum, det vil si maksimum 20 kg avvik per tonn kraft. Prøvemaskinen er vist i Figur 4.5.

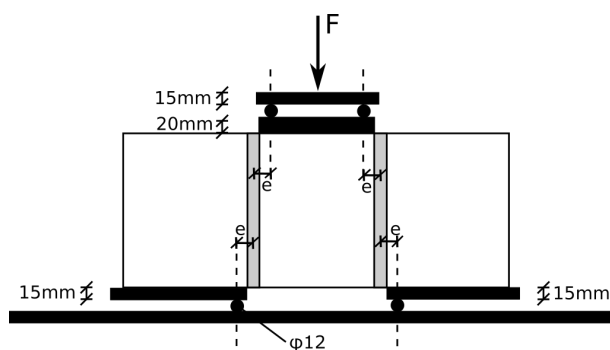
Prinsippet med forsøket var å belaste prøvestykkene med en trykkkraft med konstant hastighet. Lasten ble overført gjennom et lager i topp og to lager i bunn slik at det skulle gå skjærbrudd i mørtelen. Lagrene besto av plater og stenger i stål. Last og forskyvning ble registrert fortløpende.



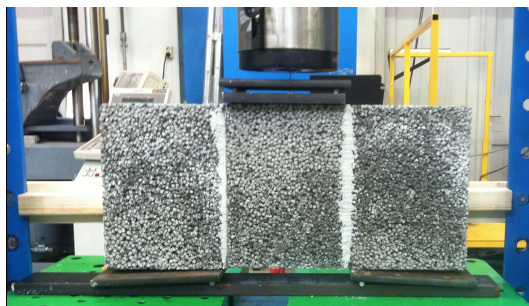
Figur 4.5: Prøvemaskin.

4.2.1 Uten forkomprimering

Tre prøvestykker av type 1 ble først testet uten forkomprimering. Skisse av denne riggen er vist i Figur 4.6. Figur 4.7 viser hvordan prøvestykket så ut i riggen.

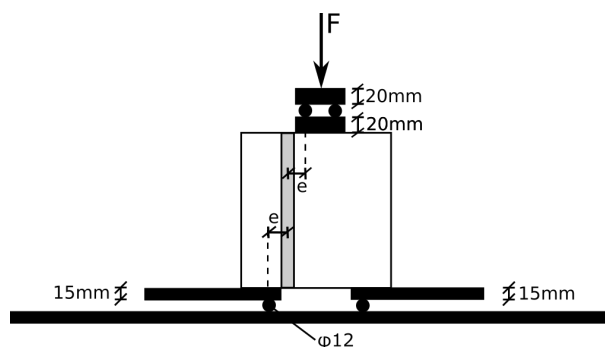


Figur 4.6: Skisse av rigg for prøvestykker av type 1 uten forkomprimering.
 $e = 23,3 \text{ mm}$
 Alle stålstenger er $\phi 12$



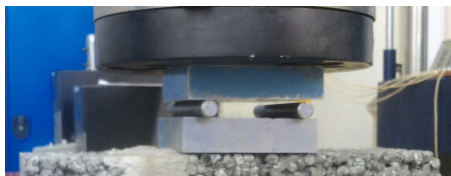
Figur 4.7: Rigg for prøvestykker av type 1 uten forkomprimering.

Etter disse tre var testet ble resten av prøvestykkene gjort om til type 2. Skisse av riggen for prøvestykker av type 2 uten forkomprimering er vist i Figur 4.8.

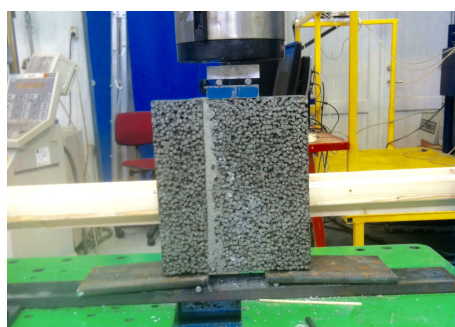


Figur 4.8: Skisse av rigg for prøvestykker av type 2 uten forkomprimering.
 $e = 23,3 \text{ mm}$
 Alle stålstenger er $\phi 12$

På grunn av skjevheter i prøvestykkene fungerte ikke lageret på toppen av prøvestykket som ønsket. Stålplata ble liggende skjevt, og kun den ene stålstangen var i kontakt med begge stålplatene. Dermed gikk lasten kun gjennom den ene stålstangen. Dette er vist i Figur 4.9. For minimere effektene av skjeve og uperfekte prøvestykker ble lageret i topp derfor byttet ut med et sfærisk lager. Dette fungerer på samme måte, men blir ikke like påvirket av skjevheter i prøvestykket. Figur 4.10 viser hvordan prøvestykket så ut i riggen, både med og uten sfærisk lager.



Figur 4.9: Kun en stålstang i kontakt med begge stålplatene.



(a) Vanlig lager beskrevet i NS-EN 1052-3 [3]



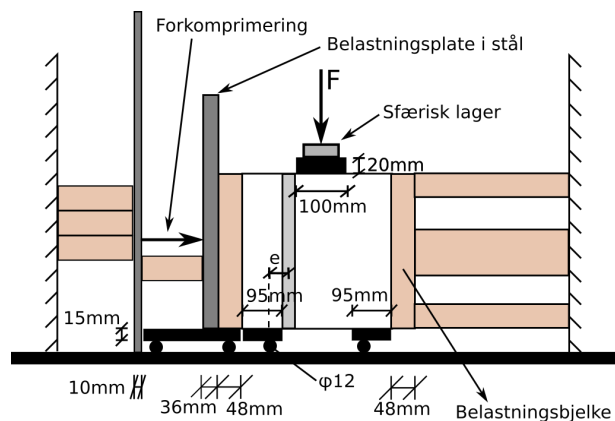
(b) Sfærisk lager

Figur 4.10: Rigg for prøvestykker av type 2 uten forkomprimering.

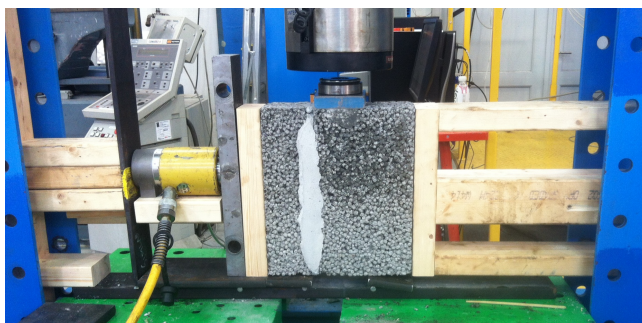
4.2.2 Med forkomprimering

Ni prøvestykker ble testet med forkomprimering. Alle var av type 2, og med sfærisk lager. Forkomprimeringslasten ble påført fra den ene siden mot en belastningsplate i stål og en belastningsbjelke i tre. Disse fordelte trykkraften jevnt over prøvens tverrsnitt. På den andre siden var det en belastningsbjelke i tre støttet opp av tre bjelker. Denne siden av riggen sto helt fast, slik

at prøven fikk lik belastning fra begge sider. Skisse av riggen er vist i Figur 4.11. Figur 4.12 viser hvordan prøvestykket så ut i riggen.



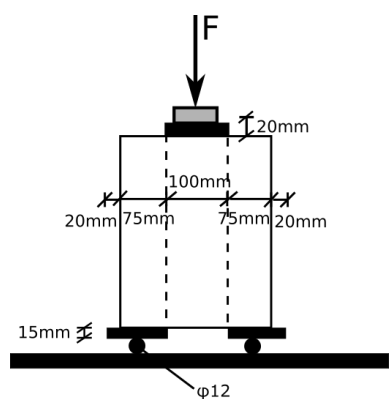
Figur 4.11: Skisse av rigg for prøvestykker av type 2 med forkomprimering.
 $e = 23,3 \text{ mm}$
 Alle stålstenger er $\phi 12$



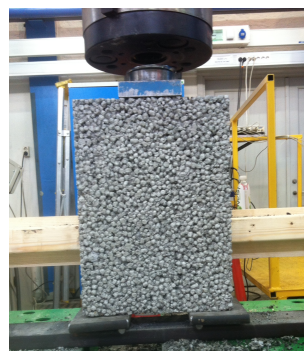
Figur 4.12: Rigg for prøvestykker av type 2 med forkomprimering.

4.2.3 Lettklinkerblokk

Til slutt ble tre rene lettklinkerblokker testet. Skisse og bilde av denne riggen er vist i Figur 4.13.



(a) Skisse av rigg. Alle stålstenger er $\phi 12$.



(b) Bilde av rigg.

Figur 4.13: Rigg for prøvestykker av rene lettklinkerblokker.

4.3 Prosedyre

4.3.1 Prosedyre B - uten forkomprimering

Tre prøvestykker av type 1, seks prøvestykker av type 2, og tre prøvestykker av ren lettklinker ble testet ved prosedyre B; uten forkomprimering. Først ble prøvens tverrsnittsareal målt med to desimaler ved hjelp av et skyvelære. Deretter ble prøven satt inn i riggen. Prøven ble satt inntil en horisontal bjelke, slik man kan se i Figur 4.10, og ned på stålplatene over stålstengene. Prøven ble sentrert under prøvemaskinens lastpåføring, og stålplatene og stålstengene ble justert til riktig posisjon. Etter at prøveriggen var satt opp på riktig måte ble maskinens lastpåføring senket slik at den var i kontakt med det øvre lageret. Den ble så senket ytterligere slik at prøven ble påført en liten last. På den måten ble ikke prøven ”plutselig” belastet. Dataloggingen ble startet, og prøvemaskinen satt igang. Den aller første prøven som ble testet (type 1), ble testet med en belastningshastighet på 0,2 mm/min. Ved hjelp av grafen som kom opp fortløpende i dataprogrammet kunne man se at dette tilsvarte omkring 1 kN/min. Ved å dele på prøvens tverrsnittsareal fant man ut at dette tilsvarte:

$$\frac{1 \text{ kN/min}}{100 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm}} = 0,03 \text{ MPa/min}$$

Siden standarden krever en belastningshastighet på mellom 0,1 MPa/min og 0,4 MPa/min ble hastigheten økt til 0,8 mm/min på neste prøve. Dette tilsvarte rundt 0,12 MPa/min. Denne hastigheten ble brukt på samtlige resterende prøvestykker.

Lasten ble påført jevnt, og last og forskyvning ble kontinuerlig registrert slik at en last/forskyvningskurve kunne utarbeides. Prøvingen pågikk helt til det oppsto brudd i prøven. Bruddtypen ble så notert.

I den første prøven av type 1 utviklet bruddet seg kun i lettklinkermaterialet, og ikke i mørtelen som ønsket. Det ble mistenkt at dette kunne være grunnet et moment som oppsto i prøven, nærmere forklart i kapittel 5.2. Dette ble undersøkt nærmere, og på prøve 2 og 3 (type 1) ble det satt på en LVDT; en induktiv lengdegiver. Denne måler endring i et induktivt felt, altså endring i mm per mm prøve, som tilsvarende tøyning. Det ble satt på lengdegivere horisontalt i prøvens trykksone (øverst), og i prøvens strekksone (nederst). Disse ble justert til riktig lengde, og lengden ble notert. Disse målingene ble også registrert med 2 Hz, altså to målinger hvert sekund. Prøve med lengdegivere er vist i Figur 4.14.



Figur 4.14: *Prøvestykke av type 1 med lengdegivere.*

4.3.2 Prosedyre A - med forkomprimering

Ni prøvestykker av type 2 ble testet ved prosedyre A; med forkomprimering. NS-EN 1052-3 [3] angir at forkomprimeringslastene for murprodukter med trykkfasthet mindre enn 10 N/mm^2 skal gi spenninger tilnærmet $0,1 \text{ N/mm}^2$, $0,3 \text{ N/mm}^2$ og $0,5 \text{ N/mm}^2$. Siden prøvenes tverrsnittsareal var tilnærmet lik $350 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 35000 \text{ mm}^2$, tilsvarte dette følgende forkomprimeringslast-er:

$$F_{p1} = 0,1 \text{ N/mm}^2 \cdot 35000 \text{ mm}^2 = 3500 \text{ N} = 3,5 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = 0,3 \text{ N/mm}^2 \cdot 35000 \text{ mm}^2 = 10500 \text{ N} = 10,5 \text{ kN}$$

$$F_{p3} = 0,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 35000 \text{ mm}^2 = 17500 \text{ N} = 17,5 \text{ kN}$$

Tre prøvestykker ble dermed testet med en forkomprimeringslast på $3,5 \text{ kN}$, tre med forkomprimeringslast på $10,5 \text{ kN}$ og tre med forkomprimeringslast på $17,5 \text{ kN}$. Prosedyren var helt lik som for prøvestykkene uten forkomprimering, men før lasten ble påført prøven, ble forkomprimeringslasten satt på. Denne ble justert så nøyaktig som mulig fra start, men varierte mens forsøket pågikk. Forkomprimeringslasten ble kontinuerlig registrert gjennom hele prøvingen. I testene med forkomprimering var det vanskeligere å se når det oppsto brudd fordi prøven var helt fastholdt. For å være sikker på at det oppsto brudd ble testene derfor kjørt helt til det var tydelig at prøven begynte å deformere seg plastisk.

Kapittel 5

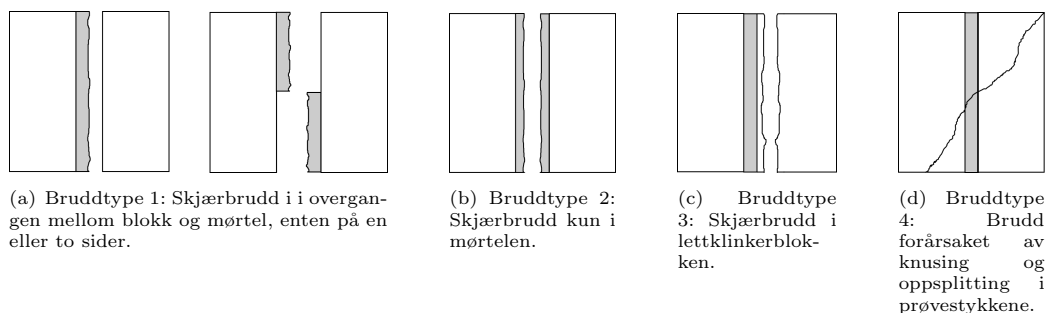
Resultater og diskusjon

Under dette kapitlet presenteres resultatene fra forsøkene beskrevet i kapittel 4. Lettklinkerblokkene og murmørtelen som er brukt er beskrevet i kapittel 3, og der finnes også testing av materialegenskaper.

Kapitlene for hver prosedyre er delt inn i resultater, beregninger og diskusjon. Under resultater beskrives bruddmekanisme og observert oppførsel. Bruddlasten er regnet som største last prøvestykket ble utsatt for. Data fra Catmat Easy er bearbeidet i Excel, og resultatene er fremstilt i tabeller. For å kunne se for seg prøvestykkenes oppførsel når de belastes med en økende last er det også laget last/forskyvningskurver. Disse er lagt sammen i to figurer; en med og en uten forkomprimering. I tillegg finnes last/forskyvningskurve for hver enkelt prøve i Tillegg A. Under beregninger beregnes initialskjærfasthet og karakteristisk skjærfasthet etter angitte regler i NS-EN 1052-3 [3]. Til slutt, under diskusjon, tolkes og diskuteres resultatene.

5.1 Bruddtyper

NS-EN 1052-3 [3] beskriver ulike mulige bruddtyper. De er gjengitt i Figur 5.1. Standarden angir at hvis bruddet blir forårsaket enten av skjærbrudd i lettklinkerblokken (se Figur 5.1 (c)) eller av knusing eller oppsplitting av prøvestykkene (se Figur 5.1 (d)), kan man enten prøve flere prøvestykker eller bruke resultatet som en lavere grense for skjærfastheten. Bruddmekanismen til hvert prøvestykke ble registrert ved testing.



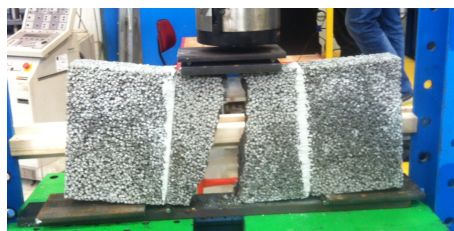
Figur 5.1: *Brudttyper.*

5.2 Prosedyre B - uten forkomprimering

5.2.1 Resultater

5.2.1.1 Prøvestykker av type 1

De tre første prøvestykkene som ble testet var av type 1. Som nevnt tidligere utviklet bruddet seg i alle disse tre i lettklinkerblokken i midten av prøvestykket, de hadde altså bruddtype 3 i Figur 5.1. Bruddmekanismen er vist i Figur 5.2. For å finne skjærfastheten må bruddet enten oppstå i mørtelen eller i overgangen mellom blokk og mørtel, og et resultat som nevnt ovenfor må enten forkastes eller brukes som en lavere grense for skjærfastheten.

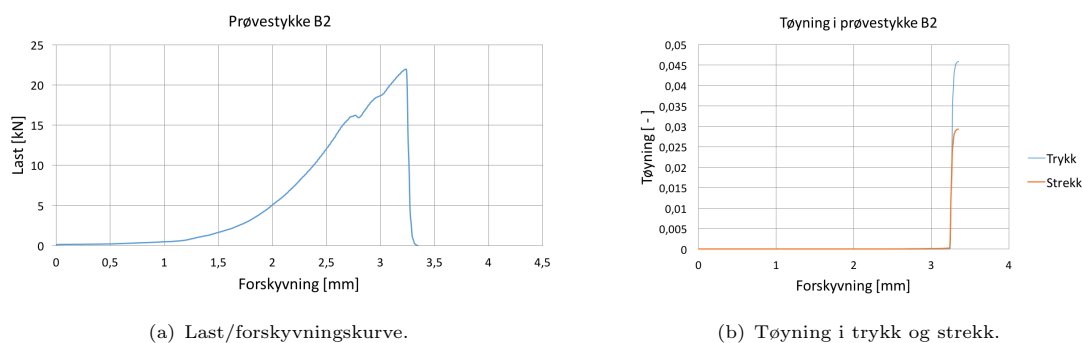


Figur 5.2: *Bruddmekanisme i prøvestykke B1, B2 og B3.*

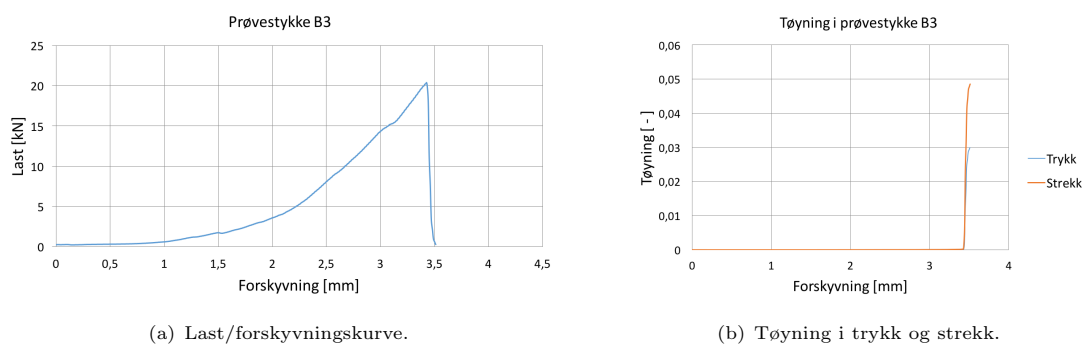
For å undersøke prøvestykkets oppførsel enda nærmere ble det som nevnt i kapittel 4.3.1 satt på en induktiv lengdegiver på prøvestykke 2 og 3 som skulle måle tøyningene i prøven. Tøyninger både i trykk og strekk ble målt. Figur 5.3 og 5.4 viser resultatene sammenlignet med prøvestykkenes last/forskyvningskurver.

5.2.1.2 Prøvestykker av type 2

Siden man ikke fikk det bruddet man hadde håpet på i prøvestykkene av type 1 ble det bestemt at standardens andre forslag til prøvestykker (type 2) skulle prøves. I disse prøvestykkene oppsto bruddet som ønsket i overgangen mellom blokk og mørtel, de hadde altså bruddtype 1. Dette ga mulighet til å regne ut skjærfastheten. Alle prøvestykkene hadde tilnærmet lik bruddmekanisme, denne er vist i Figur 5.5.



Figur 5.3: Resultater for prøvestykke B2.

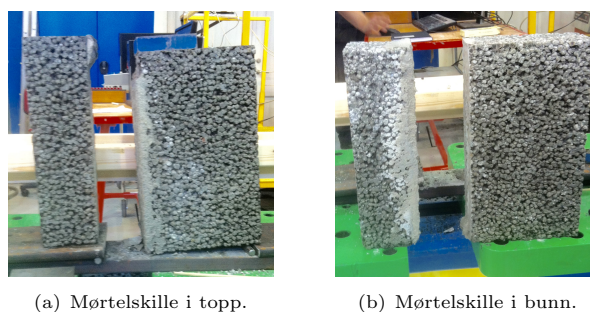


Figur 5.4: Resultater for prøvestykke B3.



Figur 5.5: Bruddmekanisme i prøvestykke B4-B9.

I noen prøvestykker utviklet bruddet seg kun på den ene siden av mørtelen, mens det i andre utviklet seg på to sider av mørtelen. I prøvestykkene der bruddet utviklet seg på to sider av mørtelen gikk skillet enten helt i bunn eller helt i topp av prøvestykket. Dette er vist i Figur 5.6.



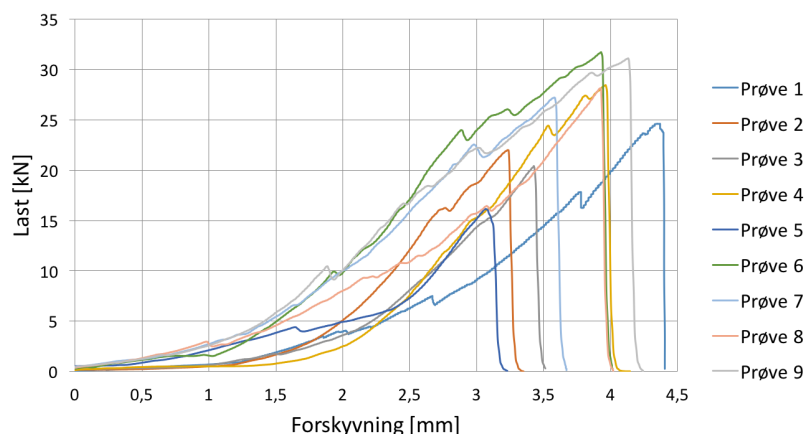
Figur 5.6: Brudd på to sider av mørtelen i prøvestykker av type 2 uten forkomprimering.

5.2.1.3 Resultater fra prosedyre B

Resultatene for alle prøvestykkene uten forkomprimering er vist i Tabell 5.1, og last/forskyvningskurver er vist i Figur 5.7.

Tabell 5.1: Resultater for prøvestykker uten forkomprimering.

Prøve	Type	Testdato	Tverrsnittsareal A_i [mm ²]	Største last $F_{i,max}$ [kN]	Forskyvning [mm]	Bruddtype
1	1	06.04.16	34573,74	23,75	4,39	3
2	1	06.04.16	34435,78	21,97	3,23	3
3	1	07.04.16	34814,62	20,43	3,43	3
4	2	07.04.16	34732,83	28,46	3,95	1
5	2	07.04.16	34546,67	16,17	3,07	1
6	2	07.04.16	34843,89	31,75	3,93	1
7	2	08.04.16	34830,73	27,23	3,58	1
8	2	08.04.16	34839,98	28,13	3,92	1
9	2	08.04.16	35062,19	31,12	4,13	1



Figur 5.7: Last/forskyvningskurver for prøvestykker uten forkomprimering.

5.2.2 Beregninger

Karakteristisk skjærfasthet skal bestemmes. Prøvestykke 1-3 kan ikke brukes, så prøvestykke 4-9 blir brukt i beregningene.

Initialskjærfastheten til prøvestykke i er gitt som:

$$f_{voi} = \frac{F_{i,max}}{2A_i} \quad (5.1)$$

Middelverdien av f_{vo} skal så beregnes til nærmeste 0,01 N/mm². Ved hjelp av "Enkel metode" beskrevet i standarden beregnes så karakteristisk skjærfasthet, f_{vok} , som:

$$f_{vok} = 0,8 \cdot f_{vo} \quad (5.2)$$

Initialskjærfasthet til hver enkelt prøve er vist i Tabell 5.2.

Tabell 5.2: Initialskjærfasthet til hver enkelt prøve.

Prøve	Initialskjærfasthet f_{voi}
4	$\frac{28,46 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34732,83 \text{ mm}^2} = 0,41 \text{ MPa}$
5	$\frac{16,17 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34546,67 \text{ mm}^2} = 0,23 \text{ MPa}$
6	$\frac{31,75 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34843,89 \text{ mm}^2} = 0,46 \text{ MPa}$
7	$\frac{27,23 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34830,73 \text{ mm}^2} = 0,39 \text{ MPa}$
8	$\frac{28,13 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34839,98 \text{ mm}^2} = 0,40 \text{ MPa}$
9	$\frac{31,12 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 35062,19 \text{ mm}^2} = 0,44 \text{ MPa}$

Middelverdien av disse blir:

$$(0,41 \text{ MPa} + 0,23 \text{ MPa} + 0,46 \text{ MPa} + 0,39 \text{ MPa} + 0,40 \text{ MPa} + 0,44 \text{ MPa})/6 = 0,38 \text{ MPa}$$

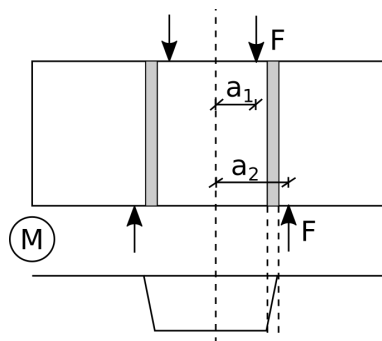
Karakteristisk skjærfasthet blir dermed:

$$f_{vok} = 0,8 \cdot 0,38 \text{ MPa} = 0,304 \text{ MPa} \approx 0,30 \text{ MPa}$$

5.2.3 Diskusjon

5.2.3.1 Prøvestykker av type 1

En teori på hvorfor bruddet utviklet seg gjennom den midterste blokken i prøvestykkene av type 1 var at det oppsto et moment i prøvestykket. Fordi lastene i topp og bunn ble påført prøvestykket med en avstand mellom seg, oppsto det et kraftpar. Momentet blir som vist i Figur 5.8, størst i den midterste blokken. Hvis spenningen forårsaket av maksimalt moment overskrider blokkens bøyestrekfasthet vil det oppstå brudd.



Figur 5.8: Momentdiagram for prøvestykker av type 1.

Momentet midt i prøvestykket blir:

$$M = F \cdot a_2 - F \cdot a_1 = F(a_2 - a_1) \quad (5.3)$$

Vi tar for oss prøvestykke 2 som eksempel. Kraften F i Figur 5.8 blir da:

$$F = \frac{F_{i,max}}{2} = \frac{21,97 \text{ kN}}{2} = 10,99 \text{ kN}$$

Momentarmene a_1 og a_2 blir:

$$a_1 = \frac{250 \text{ mm}}{2} + \frac{10 \text{ mm}}{2} - 23,3 \text{ mm} = 106,7 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{250 \text{ mm}}{2} + \frac{10 \text{ mm}}{2} + 23,3 \text{ mm} = 153,3 \text{ mm}$$

Momentet midt i prøvestykket blir dermed:

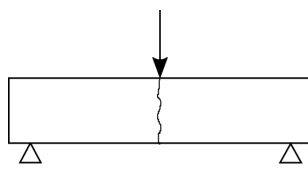
$$M = 10,99 \text{ kN}(153,3 \text{ mm} - 106,7 \text{ mm}) = 0,51 \text{ kNm}$$

Dette gir en strekkspenning i bunn lik:

$$\sigma = \frac{M}{I}y = \frac{M}{\frac{bh^3}{12}}y = \frac{0,51 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{100 \text{ mm} \cdot (350 \text{ mm})^3}{12}} \cdot \frac{350 \text{ mm}}{2} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

I følge *Murkatalogen 2001* [18] har lettklinkerblokker med densitet 770 kg/m^3 og trykkfasthet 3 N/mm^2 (se Tabell 3.1) en strekkfasthet på ca. $0,5 \text{ N/mm}^2$. Spenningen som blir dannet på grunn av moment overskrider ikke dette, noe som tilsier at blokken ikke vil sprekke opp. En forklaring på hvorfor denne teorien ikke stemmer er at disse beregningene er basert på Naviers hypotese og bjelketeori. Men fordi prøvens tverrsnittshøyde (350 mm) er stor i forhold til lengden av prøven (770 mm) vil den gå mot å være en skive i stedet for en bjelke. Tallene vil derfor ikke stemme helt.

Fra Figur 5.3 (resultater fra prøvestykke B2) og Figur 5.4 (resultater fra prøvestykke B3) kan man se at det hele tiden er tilnærmet null strekktøyning i prøvene. Tøyningen skyter i været når det oppstår brudd i prøvene. Ved største last har prøvestykke 2 en strekktøyning på $0,000198$, og prøvestykke 3 en strekktøyning på $0,000233$. Antar man at blokkene har en E-modul på rundt 3200 MPa , tilsvarer dette i følge Hookes lov spenninger på $0,63 \text{ MPa}$ og $0,75 \text{ MPa}$. Dette er over blokkens strekkfasthet på rundt $0,5 \text{ MPa}$, og forklarer hvorfor det oppsto brudd midt i blokken. Det er dermed egentlig blokkens bøyestrekfasthet som blir testet. Riggen til prøvestykkene av type 1 kan ses på som en versjon av en bøyestrekfasthetstest med et opplager på hver side og en kraft på midten, se Figur 5.9.



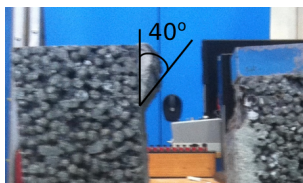
Figur 5.9: Test av bøyestrekfasthet.

Konklusjonen ut fra disse observasjonene er at denne typen prøvestykker (type 1) ikke bør brukes til testing av skjærfasthet på lettklinkermurverk.

5.2.3.2 Prøvestykker av type 2

Figur 5.7 viser alle prøvestykkenes last/forskyvningskurve. Prøvestykke 4-9 oppførte seg tilnærmet likt fram til en forskyvning på ca 3 mm. Det oppsto brudd i alle prøvestykkene etter en forskyvning på mellom 3 mm og 4,5 mm. Prøvestykke 4, 6, 7, 8 og 9 hadde tilnærmet lik bruddlast, mens prøvestykke 5 skilte seg ut med kun rundt halvparten så stor last. Grunnen til dette kan være skjevheter i prøvestykke 5. Som beskrevet i kapittel 4.2.1 var kun den ene stålstangen på toppen av prøven i kontakt med begge stålplatene. Dette er vist i Figur 4.9, og førte til at hele lasten ble overført i stålstangen nærmest mørtelfugen. Lasten ble dermed mer konsentrert og nærmere fugen, noe som førte til brudd ved en mye mindre last. For at ikke skjevheter i prøvestykkene skulle ha så stor påvirkning på resultatene ble det i stedet satt på et sfærisk lager på de resterende prøvestykkene. Som man kan se i Tabell 5.1 fikk disse et mye jevnere resultat.

Grunnen til at mørtelskillet gikk enten helt i topp eller helt i bunn av prøvestykkene når bruddet utviklet seg på to sider av mørtelen, kan være at prøvestykkene var svakest 45° på den påførte kraften. Siden materialet ikke er homogent, men består av lettklinkerkuler og luft, sprekker det opp i dette området. Vinkelen på bruddet i topp ble målt til rundt 40° , se Figur 5.10. Dette er ikke langt fra 45° , og bekrefter at dette kan være årsaken til den observerte bruddmekanismen.



Figur 5.10: Vinkel på brudd ved mørtelskille i topp.

Prøvestykkene av type 2, som altså kan brukes til å finne skjærfasthet, er svakest i overgangen mellom blokk og mørtel. Dette er ikke overraskende. I kapittel 3.4.4 forklares betydningen av mørtelens luftinnhold. Er luftinnholdet over 15 % vil heftfastheten reduseres. Det målte luftinnholdet i den ferske mørtelen var 17 %. Dette kan være en forklaring på dårlig heft.

Den ferske mørtelens vanntapsmotstand vil i følge *Byggforsk 572.222* [22] også ha påvirkning på samvirket mellom blokk og mørtel. Vanntapsmotstanden beskriver hvor godt mørtelen klarer å holde på vannet når den kommer i kontakt med porøse og sugende materialer [22]. For å oppnå god heft må vanntapsmotstanden være tilpasset blokkens sugesevne. Er den ikke det kan heftsonen bli porøs og svak. Hvis blokken for eksempel suger til seg for mye vann, vil mørtelen bli tørr og murverket vil herde med for lite vann. Det vil dermed ikke skapes et godt samvirke mellom blokk og mørtel. Siden mørtelen som ble brukt var en standard mørtel anbefalt av leverandøren av lettklinkerblokkene, kan det antas at vanntapsmotstanden var tilpasset blokkens sugesevne. Rystebordverdien var også innenfor kravet i Tabell 3.5, noe som tyder på at mørtelen ikke var for tørr. Det er derfor ikke trolig at mørtelens vanntapsmotstand var årsaken til at bruddene gikk i heftsonen.

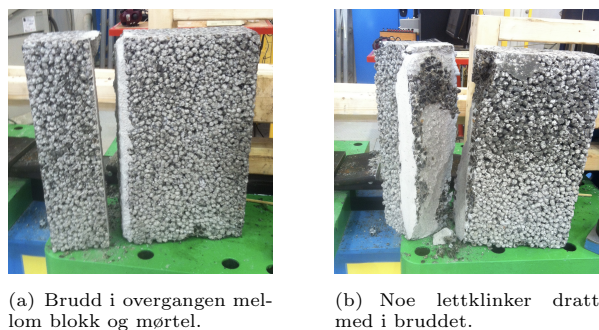
Initialskjærfasthet f_{vo} ble 0,38 MPa. I Tabell NA.907 i NS-EN 1996-1-1 [2] er konstruksjonsfastheter for murverk av lettklinkerblokker gitt. Leca Finblokk 10 cm, som er brukt i disse forsøkene, er ikke med i denne tabellen, men tabellen angir at murverk av standard massivblokk 15 cm murt

med mørtel M5 gir f_{vk0} ($= f_{vo}$) lik 0,16 MPa. Initialskjærfastheten funnet i forsøkene er dermed over det dobbelte av initialskjærfastheten til den tilnærmet tilsvarende blokken gitt i Eurokode 6.

5.3 Prosedyre A - med forkomprimering

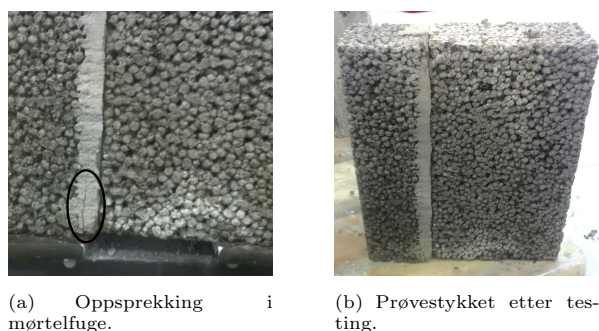
5.3.1 Resultater

Ni prøvestykker ble testet, tre på hver forkomprimeringslast. I de tre prøvestykkene med forkomprimeringslast på 3,5 kN, prøvestykke 1,2 og 3, utviklet bruddet seg i overgangen mellom blokk og mørtel. De hadde altså bruddtype 1. På prøvestykke 1 og 2 var også noe av lettklinkermaterialet dratt med i bruddet. Bruddmekanismen i prøvestykkene med forkomprimeringslast på 3,5 kN er vist i Figur 5.11.



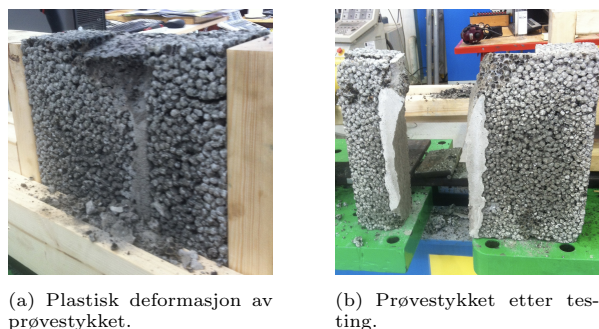
Figur 5.11: Bruddmekanisme i prøvestykker med forkomprimeringslast på 3,5 kN.

Den første testen med forkomprimeringslast på 10,5 kN, prøvestykke 4, ble kjørt til last/forskyvningskurven viste en topp, mens resten så ut som knusing av materialet. Mørtelfugen hadde fått en tydelig sprekk, og det ble antatt at det var oppstått brudd i prøven. Når prøven sto i riggen var den helt fastholdt, så det var ikke like lett å se når det oppsto skjærbrudd som i testene uten forkomprimering da prøvestykkene knakk i to. Prøvestykket ble tatt ut av riggen, men hang fortsatt sammen. Det var ikke mulig å bruke håndkraft for å få delene fra hverandre. Prøvestykke 4 er vist i Figur 5.12.

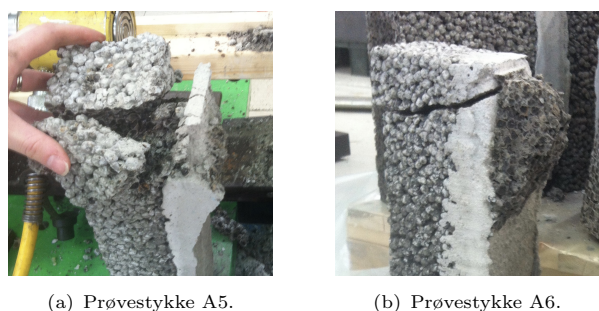


Figur 5.12: Prøvestykke A4.

For å være sikker på at det oppsto skjærbrudd i de resterende prøvestykkene ble resten av testene kjørt over lengre tid. Dette førte til plastisk deformasjon av prøvestykkene, samt knusing og oppsmuldring av lettklinkermaterialet. Bruddet utviklet seg tilnærmet likt i prøvestykke 5 og 6. Det utviklet seg i overgangen mellom blokk og mørtel, og dro med seg litt av lettklinkermaterialet i topp. Prøvestykke 5 er vist i Figur 5.13. I tillegg falt en bit på hjørnet av lettklinkermaterialet av på prøvestykke 5 og 6. Dette er vist i Figur 5.14.

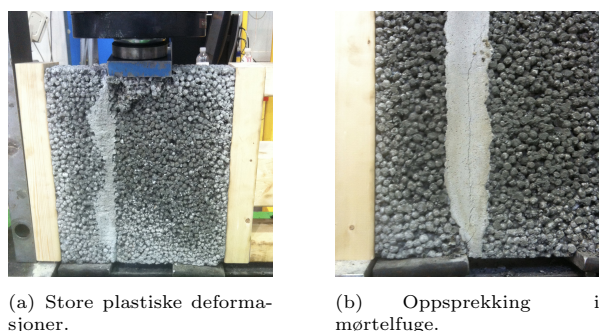


Figur 5.13: Bruddmekanisme i prøvestykke A5.



Figur 5.14: Bit på hjørnet av lettklinkermaterialet falt av på prøvestykke A5 og A6.

De tre siste prøvestykkene, prøvestykke 7, 8 og 9, ble testet med en forkomprimeringslast på 17,5 kN. Også her pågikk testingen over lang tid for å sikre at det oppsto skjærbrudd i prøvestykkene. Prøvestykkene fikk store plastiske deformasjoner og tydelige sprekker i mørtelfugen, men det oppsto ikke skjærbrudd. Når prøvestykkene ble tatt ut av testmaskinen var det ikke mulig å dra delene fra hverandre. Observasjoner gjort på disse prøvestykkene er vist i Figur 5.15.

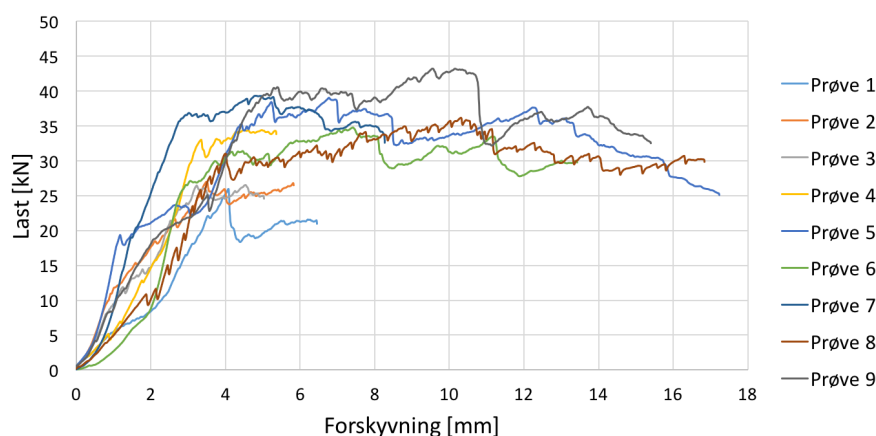


Figur 5.15: Observasjoner på prøvestykker med forkomprimeringslast på 17,5 kN.

Resultatene for alle prøvestykkene med forkomprimering er vist i Tabell 5.3, og last/forskyvningskurver er vist i Figur 5.16. Når lasten øker vil prøvestykkene prøve å utvide seg. Dette vil påvirke forkomprimeringslasten, og denne vil derfor variere med påsatt last. Last/forskyvningskurve sammen med forkomprimeringslast for hvert enkelt prøvestykke er vist i Tillegg A.

Tabell 5.3: Resultater for prøvestykker med forkomprimering.

Prøve	Forkompr.-last F_{pi} [kN]	Testdato	Tverrsnittsareal A_i [mm ²]	Største last $F_{i,max}$ [kN]	Forskyvning [mm]	Bruddtype
1	3,5 kN	11.04.16	35025,07	25,99	4,08	1
2	3,5 kN	11.04.16	34951,68	26,96	3,49	1
3	3,5 kN	11.04.16	34898,12	26,49	3,23	1
4	10,5 kN	11.04.16	34858,08	34,39	4,49	Ikke brudd
5	10,5 kN	11.04.16	34862,42	39,05	6,77	1
6	10,5 kN	11.04.16	34477,74	34,80	7,41	1
7	17,5 kN	12.04.16	34426,66	39,33	4,80	Ikke brudd
8	17,5 kN	12.04.16	34915,60	36,13	10,31	Ikke brudd
9	17,5 kN	12.04.16	35020,54	43,17	9,55	Ikke brudd



Figur 5.16: Last/forskyvningskurver for prøvestykker med forkomprimering.

5.3.2 Beregninger

Karakteristisk skjærfasthet skal bestemmes ut fra testene gjort på prøvestykke 1-9. Initialskjærfastheten til hver enkelt prøve finnes ved hjelp av ligning 5.1. Deretter finnes trykkspenningen i hver enkelt prøve ved følgende:

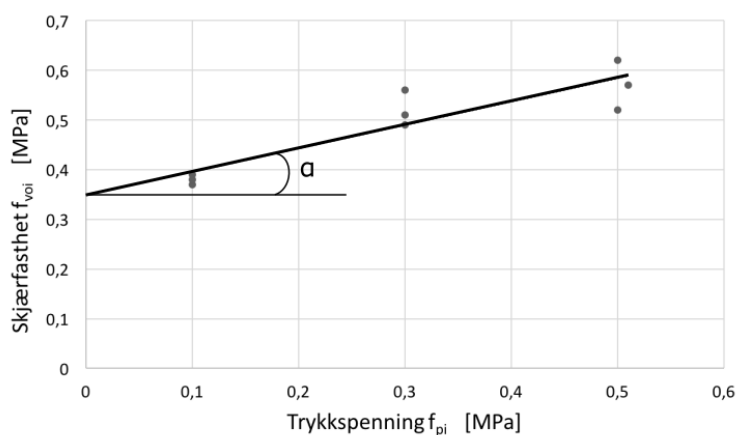
$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i} \quad (5.4)$$

Initialskjærfasthet og trykkspenning til hver enkelt prøve er vist i Tabell 5.4.

Hver prøve er merket som et punkt med tilhørende initialskjærfasthet f_{voi} og trykkspenning f_{pi} i Figur 5.17. Det er tegnet opp en linje ved lineær regresjon av punktene. Midlere initialskjærfasthet f_{vo} leses av i punktet trykkspenningen er null, altså der linja skjærer vertikalaksen.

Tabell 5.4: *Initialskjærfasthet og trykkspenning for hver enkelt prøve med forkomprimering.*

Prøve	Initialskjærfasthet f_{voi}	Trykkspenning f_{pi}
1	$\frac{25,99 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 35025,07 \text{ mm}^2} = 0,37 \text{ MPa}$	$\frac{3,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{35025,07 \text{ mm}^2} = 0,10 \text{ MPa}$
2	$\frac{26,96 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34951,68 \text{ mm}^2} = 0,39 \text{ MPa}$	$\frac{3,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34951,68 \text{ mm}^2} = 0,10 \text{ MPa}$
3	$\frac{26,49 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34898,12 \text{ mm}^2} = 0,38 \text{ MPa}$	$\frac{3,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34898,12 \text{ mm}^2} = 0,10 \text{ MPa}$
4	$\frac{34,39 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34858,08 \text{ mm}^2} = 0,49 \text{ MPa}$	$\frac{10,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34858,08 \text{ mm}^2} = 0,30 \text{ MPa}$
5	$\frac{39,05 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34862,42 \text{ mm}^2} = 0,56 \text{ MPa}$	$\frac{10,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34862,42 \text{ mm}^2} = 0,30 \text{ MPa}$
6	$\frac{34,80 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34477,74 \text{ mm}^2} = 0,51 \text{ MPa}$	$\frac{10,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34477,74 \text{ mm}^2} = 0,30 \text{ MPa}$
7	$\frac{39,33 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34426,66 \text{ mm}^2} = 0,57 \text{ MPa}$	$\frac{17,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34426,66 \text{ mm}^2} = 0,51 \text{ MPa}$
8	$\frac{36,13 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34915,60 \text{ mm}^2} = 0,52 \text{ MPa}$	$\frac{17,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{34915,60 \text{ mm}^2} = 0,50 \text{ MPa}$
9	$\frac{43,17 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 35020,54 \text{ mm}^2} = 0,62 \text{ MPa}$	$\frac{17,5 \cdot 10^3 \text{ N}}{35020,54 \text{ mm}^2} = 0,50 \text{ MPa}$

**Figur 5.17:** *Initiell skjærfasthet plottet mot trykkspenning for prøvestykker med forkomprimering.*

Midlere initialskjærfasthet er dermed:

$$f_{vo} = 0,355 \text{ MPa}$$

Karakteristisk skjærfasthet finnes fra ligning 5.2:

$$f_{vok} = 0,8 \cdot 0,355 \text{ MPa} = 0,284 \text{ MPa} \approx 0,28 \text{ MPa}$$

Standarden angir at også vinkelen for indre friksjon skal registreres. Den leses av som linjas helning: $\alpha = 13^\circ$. Karakteristisk vinkel for indre friksjon finnes slik:

$$\tan\alpha_k = 0,8 \cdot \tan\alpha \quad (5.5)$$

Karakteristisk vinkel for indre friksjon er dermed:

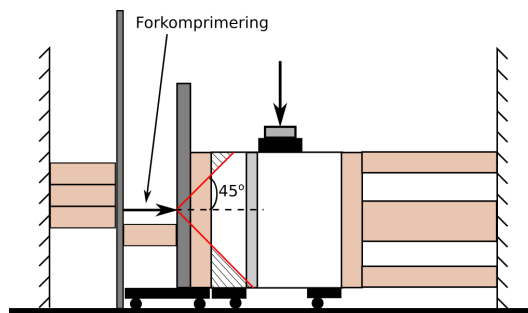
$$\tan\alpha_k = 0,8 \cdot \tan 13^\circ = 0,19^\circ$$

5.3.3 Diskusjon

Prøvestykke 1-3 hadde ganske liten forkomprimeringslast; 3,5 kN. I disse oppsto det skjærbrudd relativt raskt, og største kraft var første topp i last/forskyvningskurven. Største last lå rundt 26 kN - 27 kN, og initialskjærfastheten lå mellom 0,37 MPa og 0,39 MPa. På samme måte som for prøvestykkene uten forkomprimering var disse prøvestykkene svakest i overgangen mellom blokk og mørtel, men to av prøvestykkene dro også med seg litt av lettklinkermaterialet i bruddet. Det er dermed ikke et helt rent heftbrudd, men også brudd i selve blokken. Dette er diskutert videre i kapittel 7.2.

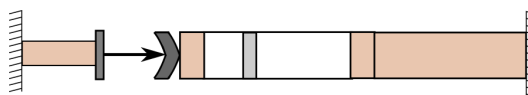
Prøvestykke 4-6 hadde litt større forkomprimeringslast; 10,5 kN. Siden det oppsto skjærbrudd i prøvestykke 1-3 etter første topp på last/forskyvningskurven, ble også testen på prøvestykke 4 stoppet når denne toppen var nådd, og kurven ikke så ut til å bevege seg videre oppover. Det var derimot ikke oppstått brudd i denne, noe som sett i ettertid var logisk da den hadde større forkomprimeringslast enn de tre første prøvene. Får å få korrekt maksimumslast burde testen blitt kjørt lenger. På grunn av dette er det usikkert om største last på prøvestykke 4 er riktig, da man ikke vet om lasten ville økt ved lenger testing. Testtiden ble økt betraktelig for prøvestykke 5 og 6, og pågikk helt til man tydelig kunne se at last/forskyvningskurven beveget seg nedover. Prøvestykkene fikk da tydelige plastiske deformasjoner, og noe av materialet smuldret opp. Bruddet utviklet seg også her i overgangen mellom blokk og mørtel. Største last for prøvestykke 5 var 39,05 kN, mer enn 34,39 kN i prøvestykke 4. Man kunne i utgangspunktet antatt at dette var fordi testen på prøvestykke 4 ble avsluttet for tidlig, men siden prøvestykke 6 fikk største last lik 34,80 kN, kun litt over prøvestykke 4, er det ikke sikkert resultatet til prøvestykke 4 var så galt likevel. Prøvestykke 4-6 fikk altså største last mellom 34,30 kN og 39,06 kN, og en initialskjærfasthet mellom 0,49 MPa og 0,56 MPa. Dette er større enn prøvestykke 1-3, og viser at større forkomprimeringslast gjør prøvestykkene sterkere.

Grunnen til at en bit på hjørnet av prøvestykke 5 og 6 falt av kan være at forkomprimeringslasten kun ble fordelt 45° utover, se Figur 5.18. Det vil si at på venstre side av prøvestykket, der forkomprimeringslasten ble satt på, vil ikke hele prøvestykket være påvirket av forkomprimeringen. De skraverte områdene på figuren vil være ubelastet. På høyre side er kraften fordelt jevnt utover tverrsnittet ved hjelp av belastningsbjelken. Det skraverte området i bunn blir holdt fast av stålplata i bunn, mens det over det skraverte området i topp er helt åpent. At hele prøvestykket unntatt en liten bit av hjørnet ble påkjent av forkomprimeringslasten kan ha vært grunnen til at hjørnet i topp, som ikke var holdt fast av noe, løsnet.



Figur 5.18: Forkomprimeringslasten fordeles 45° utover.

Etter samtale med Tore Kvande [27] kom også bøyning av belastningsplata i stål fram som en mulig utfordring. Han har erfart at stål kan bøyes litt under belastning. Hvis dette skulle være tilfelle her, og stålplata bøyes litt, vil forkomprimeringen bli påført mer som en linjelast. Dette er sterkt overdrevet vist i Figur 5.19, der man ser prøveriggen ovenfra. Området på prøvestykket som blir belastet av forkomprimeringen vil da reduseres ytterligere, og biten som faller av på hjørnet vil bli større.



Figur 5.19: Belastningsplate i stål bøyes ved belastning.

I tillegg ble også en bit av lettklinkermaterialet nærmest den påførte lasten revet med i bruddet i prøvestykke 5 og 6. Dette kan være det samme fenomenet som er beskrevet for prøvestykker uten forkomprimering, at prøvestykket er svakest 45° på den påførte lasten og derfor sprekker opp der.

Prøvestykke 7-9 hadde forkomprimeringslast 17,5 kN. Selv om testene ble kjørt helt til last/forskyvningskurven tydelig begynte å synke, oppsto det ikke skjærbrudd i noen av disse. Største last lå mellom 36,13 kN og 43,17 kN, og initialskjærfasthet lå fra 0,52 MPa til 0,62 MPa. Prøvestykke 8 var svakest av disse tre, med største last på 36,13 kN, og en initialskjærfasthet på 0,52 MPa. Ser man på last/forskyvningskurven til prøvestykke 8 i Figur 5.16, ser man at den er hakkete. Disse hakkene kom av at bjelkene på høyre side i riggen, se Figur 4.12, glapp litt når lasten økte. Dette var bevegelse som ble registrert av datamaskinen. Siden kurven med jevne mellomrom falt litt på grunn av dette, ble ikke kurven helt korrekt, og resultatene på prøvestykke 8 ikke helt nøyaktige. Det er mulig at største last på prøvestykke 8 hadde vært høyere uten disse små fallene, og at variasjonen mellom prøvestykke 7-9 ikke hadde vært like stor.

Prøvestykke 7-9 fikk likevel høyere last og initialskjærfasthet enn de andre prøvestykkene, og siden det ikke oppsto skjærbrudd i disse i det hele tatt er det tydelig at prøvestykkene tåler mer med stor forkomprimeringslast. Dette var forventet, fordi forkomprimeringen presser prøvestykket sammen. Er forkomprimeringslasten stor blir blokkene delvis smuldret opp og deformert før skjærbrudd oppstår. Dette gir en forvarsel om bruddet som kan være positiv. Forkomprimeringen tilsvarer vertikallast på en skjærvegg. Jo mer vertikallast, jo sterkere blir altså murverket. Dette bekrefter teorien beskrevet i kapittel 3.2, om at skjærkapasiteten økes ved at trykkrefter gir friksjonskrefter.

Initialskjærfastheten funnet i prosedyre A ble 0,36 MPa. Denne kan ikke sammenlignes med f_{vk0} i NS-EN 1996-1-1 fordi f_{vk0} er definert som karakteristisk initialskjærfasthet uten samtidig trykkbelastning. Men initialskjærfastheten var tilnærmet lik initialskjærfastheten funnet i prosedyre B; 0,38 MPa. Dette gir en viss bekreftelse på at initialskjærfasthetene funnet er tilnærmet korrekte.

Det er likevel grunnlag for å stille spørsmål ved hva som egentlig testes i disse prøvestykkene. Fordi prøvestykkene smuldret opp og knuste uten at det oppsto skjærbrudd kan det like gjerne være tilnærmet trykkfastheten som testes. Trykkfastheten til lettklinkermaterialet er i følge kapittel 3.3.5 3,4 MPa. Gjennomsnittlig største last for prøvestykke 7-9 er:

$$(39,33 + 36,13 + 43,17) \text{ kN} / 3 = 39,54 \text{ kN}$$

Deler man denne kraften på belastningsområdet (100 x 100 mm) fås tilnærmet trykkfasthet:

$$\frac{39,54 \cdot 10^3 \text{ N}}{100 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}} = 3,95 \text{ MPa} \approx 4,0 \text{ MPa}$$

Dette kan ikke regnes som helt korrekt trykkfasthet, da det er mye rundt prøvestykket som støtter det opp, og mange faktorer som spiller inn. Likevel er det ikke så langt unna. Denne tilnærmede trykkfastheten på 4,0 MPa er ganske lik blokkens målte trykkfasthet på 3,4 MPa. Det er derfor ikke dumt å anta at det egentlig er trykkfastheten, og ikke skjærfastheten som blir målt i disse forsøkene. Prøvestykkene har altså lavere trykkfasthet enn skjærfasthet når de blir belastet med høy forkomprimeringslast.

5.4 Lettklinkerblokk

5.4.1 Resultater

Tre prøvestykker av rene lettklinkerblokker ble testet uten forkomprimering. Bruddet gikk på samme måte i alle tre, og bruddmekanismen er vist i Figur 5.20.



Figur 5.20: Bruddmekanisme i prøvestykker av ren lettklinker.

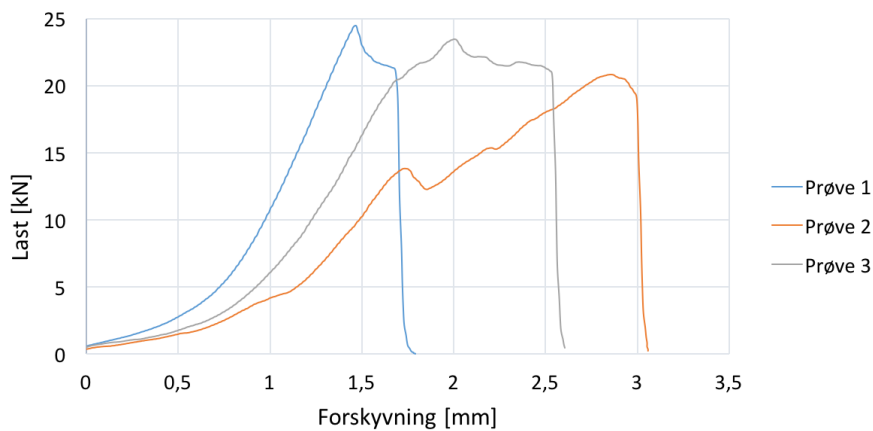
Resultatene for prøvestykkene er vist i Tabell 5.5, og last/forskyvningskurver er vist i Figur 5.21.

5.4.2 Beregninger

Karakteristisk skjærfasthet bestemmes på samme måte som i prosedyre B. Initialskjærfastheten til hver enkelt prøve regnes ut fra ligning 5.1, og er vist i Tabell 5.6.

Tabell 5.5: Resultater for prøvestykker av ren lettklinker.

Prøve	Testdato	Tverrsnittsareal A_i [mm ²]	Største last $F_{i,max}$ [kN]	Forskyvning [mm]	Bruddtype
1	12.04.16	34894,13	24,48	1,46	3
2	12.04.16	34652,58	20,81	2,85	3
3	12.04.16	34991,53	23,46	2,00	3



Figur 5.21: Last/forskyvningskurver for prøvestykker av ren lettklinker.

Tabell 5.6: Initialskjærfasthet til hver enkelt prøve.

Prøve	Initialskjærfasthet f_{voi}
1	$\frac{24,48 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34894,13 \text{ mm}^2} = 0,35 \text{ MPa}$
2	$\frac{20,81 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34652,58 \text{ mm}^2} = 0,30 \text{ MPa}$
3	$\frac{23,46 \cdot 10^3 \text{ N}}{2 \cdot 34991,53 \text{ mm}^2} = 0,34 \text{ MPa}$

Middelveiden av initialskjærfasthetene til hver enkelt prøve blir:

$$(0,35 \text{ MPa} + 0,30 \text{ MPa} + 0,34 \text{ MPa})/3 = 0,33 \text{ MPa}$$

Karakteristisk skjærfasthet finnes fra ligning 5.2 og blir dermed:

$$f_{vok} = 0,8 \cdot 0,33 \text{ MPa} = 0,264 \text{ MPa} \approx 0,26 \text{ MPa}$$

5.4.3 Diskusjon

I alle tre prøvestykkene utviklet bruddet seg fra bunnen omtrent ved kanten på den ene stålplata og skrått oppover mot midten. Bruddet utviklet seg brått, noe som vises tydelig på last/forskyvningskurvene i Figur 5.21. Største last lå mellom 20,81 kN og 24,48 kN, og initialskjærfastheten lå mellom 0,30 MPa og 0,35 MPa. Dette er under, men tilnærmet likt lastene og initialskjærfasthetene til prøvestykkene i prosedyre A og B. Prosedyre B ga en karakteristisk skjærfasthet på 0,30 MPa, mens prosedyre A ga 0,28 MPa. Prøvestykkene av rene lettklinkerblokker fikk en karakteristisk skjærfasthet på 0,26 MPa. Dimensjonene til prøvestykkene av ren lettklinker avvek litt fra dimensjonene til prøvestykker av type 2. I tillegg ble det kun testet tre prøvestykker i stedet for seks, som standarden krever for prosedyre B. Dette gjør resultatene litt usikre. Likevel er resultatene fra de tre ulike forsøkene så like at det gir grunnlag for å sette spørsmålstegn ved prøvemethoden NS-EN 1052-3 beskriver. NS-EN 1052-3 baseres på at kun fugen er avgjørende, noe dette forsøket viser at ikke stemmer. Bruddet kan også gå gjennom lettklinkerblokken. Prøvestandarden bærer preg av at den er utviklet for tegl, som har fasthet langt større enn mørtelens. I lettklinkermurverk er materialegenskapene til blokk og mørtel forholdsvis like, og det er dermed ikke gitt at bruddet kun skal gå gjennom mørtelen. I forsøkene prøvestandarden beskriver er det dermed ikke det sammensatte murverkets skjærfasthet som er funnet, men fugens. Skulle det sammensatte murverkets skjærfasthet blitt funnet måtte man testet et segment av en vegg, og ikke kun små prøvestykker.

Kapittel 6

Numeriske beregninger

I dette kapitlet er forsøket utført i laboratoriet simulert ved en numerisk modell. Modellen tar utgangspunkt i prøvestykkene av type 2 utført ved prosedyre B, altså uten forkomprimering. Forsøket er modellert opp i DIANA [TNO DIANA BV versjon 10.0]. Hensikten med modelleringen var å undersøke oppførselen og spenningsfordelingen i prøvestykket når det ble utsatt for last. Prøvemethoden beskrevet i NS-EN 1052-3 [3] antar konstant skjærspenningsfordeling langs mørtelfugen. Modelleringen i DIANA vil vise om den virkelige spenningsfordelingen i prøvestykkene stemmer med antakelsene gjort i forsøkene. Deretter blir skjærveggers lastbærende kapasitet i kombinasjon med vertikalbelastning undersøkt i DIANA. Det er laget et tenkt eksempel av en typisk skjærvegg. Det undersøkes hvilke horisontal- og vertikallaster som får denne til å løfte seg litt fra underlaget, da erfaring tilsier at dette kan forekomme.

6.1 DIANA

”TNO Building and Construction Research” begynte i følge DIANAs nettside [28] utviklingen av DIANA i 1972. Siden det ble basert på forskyvningsmetoden, ble det kalt DIspacement ANALyzer (DIANA). DIANA er et omfattende universalt numerisk analyseprogram som benyttes til en rekke analyser både innenfor konstruksjon, geoteknikk, tunnelsystemer, jordskjelv, olje og gass. Det har omfattende materialmodeller, elementtyper og analyseprosedyrer som er basert på de siste og mest avanserte elementanalyseteknikkene, og det kan løse lineære og ikke-lineære komplekse problemer i 2D eller 3D [29]. DIANA brukes mest til betong-, kompositt- og murkonstruksjoner [25].

6.2 Beskrivelse av skivelementer i elementanalysen

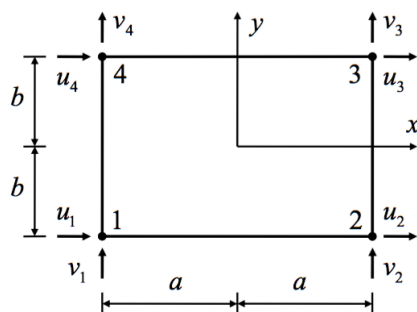
I det følgende gis en beskrivelse av hvilke skivelementer som er brukt i analysene, samt litt teori om forskyvningsfelt, spenningsfelt og tøyingsfelt. Det meste er hentet fra kapittel 2.4 og 2.5 i Fiskevatns *Elementmetoden* [30].

Elementene som brukes i analysene er kvadratiske med et knutepunkt i hvert hjørne. Elementene har åtte frihetsgrader, og kalles derfor Q8MEM. Fordi kreftene ikke varierer over tykkelsen, det ikke er noen komponent i z-retning, og det kun antas laster i planet har man plane spennings-elementer.

Elementets frihetsgrader er, som vist i Figur 6.1, følgende:

$$\mathbf{v}_x = \{u_1, u_2, u_3, u_4\}$$

$$\mathbf{v}_y = \{v_1, v_2, v_3, v_4\}$$



Figur 6.1: Elementets frihetsgrader.

For å beskrive forskyvningsfeltet må det bestemmes fire interpolasjonspolynom N_i som tilfredsstiller følgende interpolasjonsbetingelser:

$$N_i = N_i(x_j, y_j) = \begin{cases} 1 & \text{for } j = i \\ 0 & \text{for } j \neq i \end{cases} \quad (6.1)$$

N_1 skal altså være lik 1 i knutepunkt 1, og 0 i knutepunktene 2, 3 og 4.

Interpolasjonspolynomene kan finnes ved bruk av følgende formel:

$$N_i = \prod_j^{n-1} \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \quad \text{for } j \neq i \quad (6.2)$$

Forskyvningsfeltet kan uttrykkes på formen $\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{v}$:

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \sum_1^4 \begin{bmatrix} N_i & 0 \\ 0 & N_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & N_2 & N_3 & N_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & N_2 & N_3 & N_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_x \\ \mathbf{v}_y \end{bmatrix} \quad (6.3)$$

For små forskyvninger kan sammenhengen mellom tøyningene og forskyvningene uttrykkes på følgende måte:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\Delta}\mathbf{u} = (\boldsymbol{\Delta}\mathbf{N})\mathbf{v} = \mathbf{B}\mathbf{v} \quad (6.4)$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad (6.5)$$

Plan spenningstilstand gir følgende relasjon mellom spenninger og tøyninger:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} \quad (6.6)$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

Stivhetsmatrisen \mathbf{k} og fastholdningskreftene \mathbf{S}^0 for elementet er gitt av følgende:

$$\mathbf{k} = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dV \quad (6.8)$$

$$\mathbf{S}^0 = \int_{S^0} \mathbf{N}^T \mathbf{t} \, ds - \int_V \mathbf{N}^T \mathbf{f} \, dV \quad (6.9)$$

der \mathbf{t} er traksjonskrefter og \mathbf{f} er volumkrefter.

Ved hjelp av en lokal likevektslikning;

$$\mathbf{S} = \mathbf{k}\mathbf{v} + \mathbf{S}^0 \quad (6.10)$$

og en global likevektslikning;

$$\mathbf{R}^k = \mathbf{K}\mathbf{r} + \mathbf{R}^0 \quad (6.11)$$

kan forskyvningene finnes. Når det kun ses på dette ene elementet vil det lokale bli lik det globale: $\mathbf{v} = \mathbf{r}$, $\mathbf{k} = \mathbf{K}$ og $\mathbf{S}^0 = \mathbf{R}^0$.

I Tillegg B er teorien fremstilt her vist ved et enkelt eksempel. Eksempelet er regnet både for hånd og i DIANA for å påvise at beregningene utført av DIANA er pålitelige, og at teorien fremstilt her legger grunnlaget for DIANAs beregninger.

6.3 Modellering av skjærforsøk

6.3.1 Numerisk modell

Et prøvestykke av type 2 ble modellert i DIANA. Figur 6.2 viser modellens geometri, og Figur 6.3 viser elementnettet. Modellen er delt opp i 4464 elementer, der hvert element er 5 x 5 mm stort. Tabell 6.1 viser modellens materialegenskaper. E-modulen til lettklinkerblokken er satt til 3200 MPa, tilsvarende det Eurokode 6 [2] angir for murverk av massive standardblokker 15 cm og murmørtel M5. Mørtelen er gitt en E-modul litt større enn lettklinkerblokkens. Det er forskjellen mellom lettklinker og mørtel som her har betydning, ikke mørtelen i seg selv. Mørtelens E-modul er satt til 5000 MPa. Det antas at stålplatene i topp og bunn er av vanlig konstruksjonsstål, og E-modulen er satt til 210 000 MPa. Hele modellen har tykkelse 100 mm.

Tabell 6.1: Materialegenskaper til numerisk modell av skjærforsøk.

Overflate	Material	Elastitetsmodul E [MPa]	Poisson's tall ν [-]	Tykkelse [mm]
S1, S3, S6, S8, S9, S11	Lettklinker	3 200	0,2	100
S5	Mørtel	5 000	0,2	100
S2, S4, S7, S10, S12	Stål	210 000	0,2	100

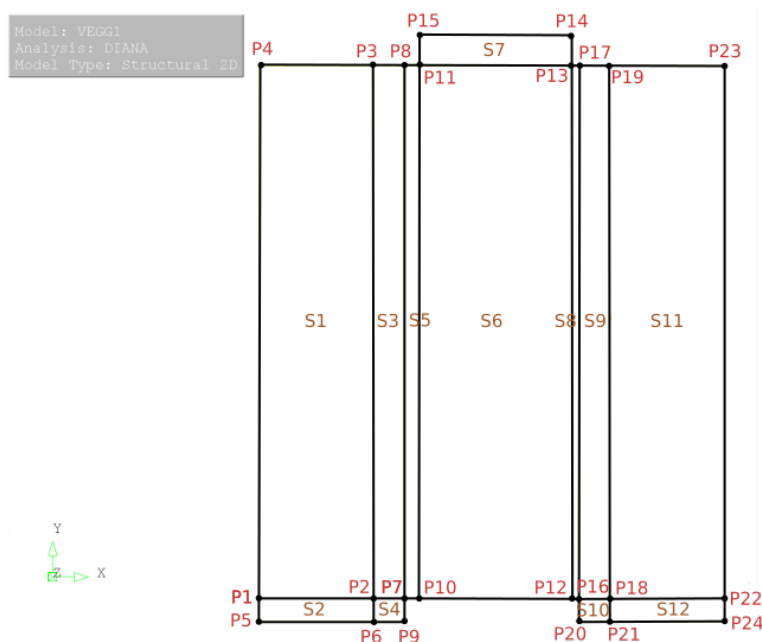
Det er satt på en jevnt fordelt last som virker over stålplata i topp, altså mellom punkt P14 og P15 i Figur 6.2. Lasten er satt til gjennomsnittet av største last i prøvestykke 4-9 i prosedyre B, se Tabell 5.1. Lasten blir dermed:

$$(28,46 + 16,17 + 31,75 + 27,23 + 28,13 + 31,12) \text{ kN} / 6 = 27,14 \text{ kN}$$

Stålplata i topp er 100 x 100 mm. Lasten tilsvare derfor en jevnt fordelt last på:

$$\frac{27,14 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,1 \text{ m}} = 271,4 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

I punkt P22 og P23 er modellen fastholdt i x-retning for at den ikke skal kunne bevege seg fritt uten friksjon. Punkt P6 og P21 representerer stålstengene, og er derfor fastholdt i y-retning.

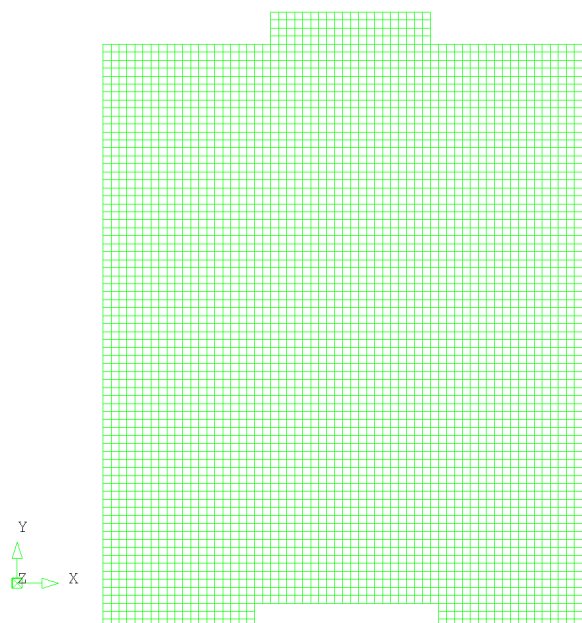


Figur 6.2: Geometri til modell av skjærforsøk.

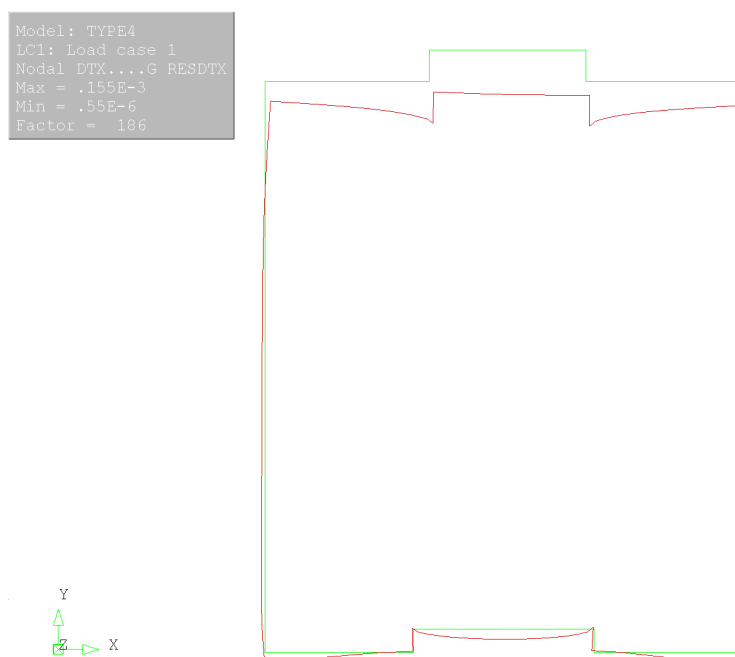
6.3.2 Resultater

Figur 6.4 viser prøvestykkets forskyvning hentet fra DIANA. Største forskyvning av prøvestykket er på 0,155 mm.

Figur 6.5 viser hovedspenningene i prøvestykket hentet fra DIANA. Grønne og blå trekant er trykkspenninger, mens gule og røde er strekkspenninger. Største hovedstrekkspenning i topp av mørtelfugen er 1,75 MPa, mens største hovedstrekkspenning i bunn av mørtelfugen er 1,86 MPa.

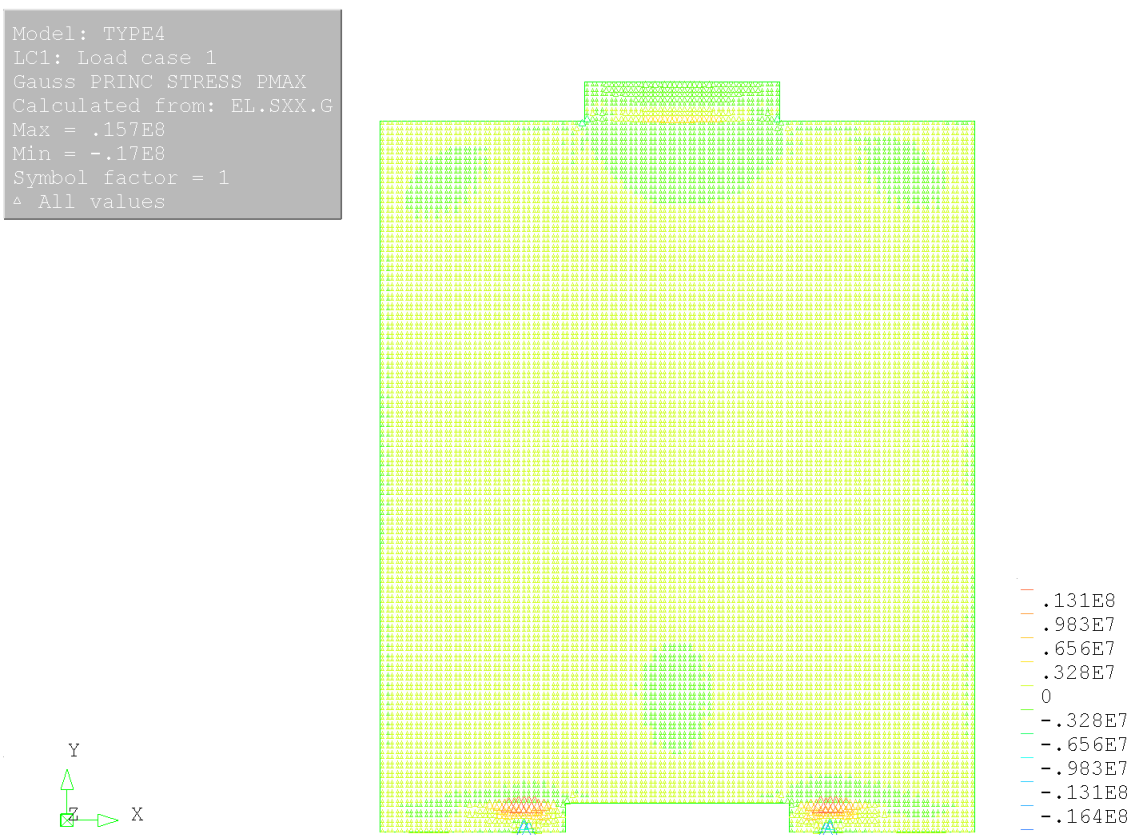


Figur 6.3: Elementinndeling til modell av skjærforsøk.

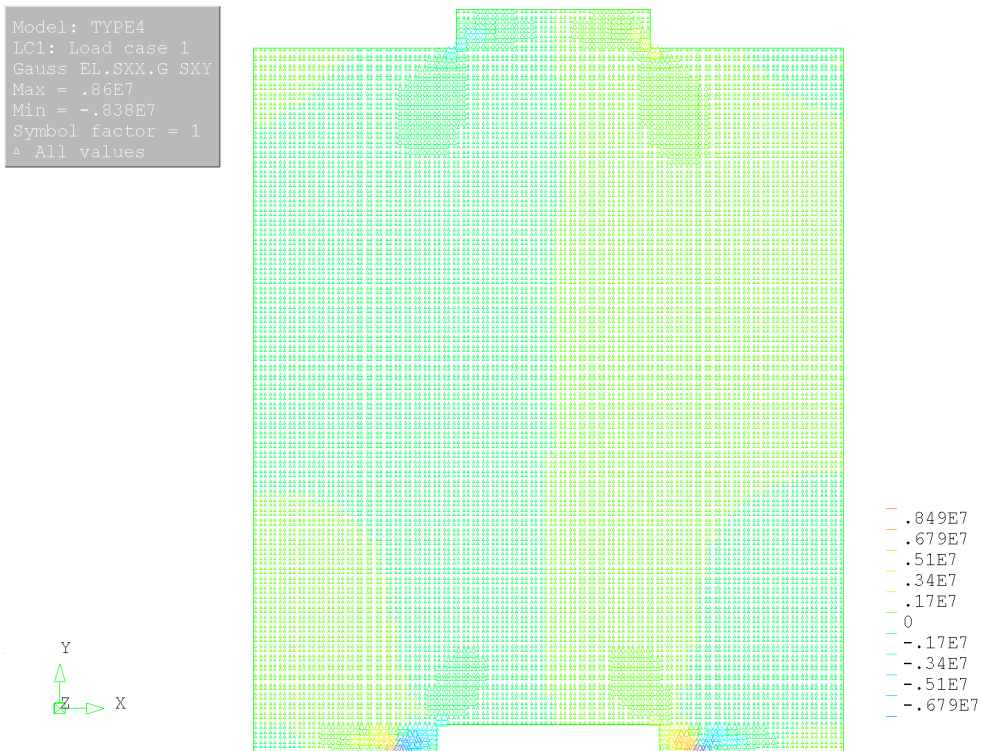


Figur 6.4: Forskyvning av prøvestykket brukt i skjærforsøkene, hentet fra DIANA.

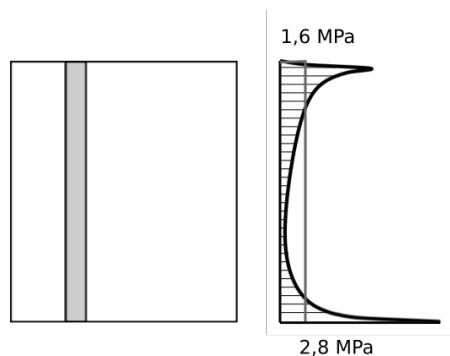
Figur 6.6 viser skjærspenningene i prøvestykket hentet fra DIANA. I Figur 6.7 er skjærspenningsfordelingen langs midten av fugen tegnet opp. Den skraverte fordelingen viser spenningene hentet fra DIANA, mens den grå fordelingen viser den konstante spenningsfordelingen antatt i NS-EN 1052-3.



Figur 6.5: Hovedspenninger i prøvestykket brukt i skjærforsøkene, hentet fra DIANA.



Figur 6.6: Skjærspenninger i prøvestykket brukt i skjærforsøkene, hentet fra DIANA.



Figur 6.7: Skjærspenningsfordeling langs midten av mørtelfugen i prøvestykket brukt i skjærforsøkene.

6.3.3 Diskusjon

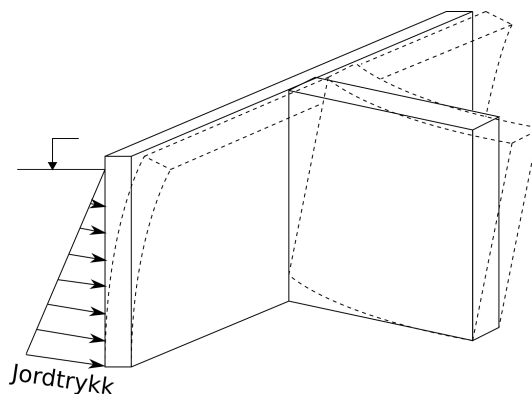
Det er hovedtrekkspenningene som initierer riss. Som beskrevet i kapittel 2.5 vil opprissing oppstå når største hovedspenning i strekk overskrider murverkets strekkfasthet. Rissene vil da stå normalt på hovedspenningsretningen. Hvis hovedtrekkspenningene blir store i topp og bunn, vil de ikke kunne forplante seg noe annet sted enn gjennom fugen. Overskrider de mørtelens strekkfasthet vil det utvikles brudd i mørtelfugen momentant. Mørtelens bøyestrekfasthet er 1,7 MPa i følge Tabell 3.7. Aksialtrekkfastheten er vanligvis noe under denne. Hovedtrekkspenningene i topp og bunn av fugen ble i følge DIANA henholdsvis 1,75 MPa og 1,86 MPa. Dette er høyere enn strekkfastheten, og kan derfor forklare hvorfor det oppsto skjærbrudd i prøvestykkene i prosedyre B momentant ved påføring av største last.

Prøvingsmetoden beskrevet i NS-EN 1052-3 antar konstant skjærspenningsfordeling langs mørtelfugen. For å finne initialskjærfastheten deles største last på arealet, se ligning 5.1. Tar man i DIANA skjærspenningen i hvert knutepunkt langs prøvestykkets lengde, ganger med virkeområde og legger sammen, vil man få påsatt last. Likevel er ikke skjærspenningsfordelingen til modellen i DIANA konstant, som tydelig kan ses på den skraverte skjærspenningsfordelingen i Figur 6.7. Det er store skjærspenninger i topp og bunn som blir mindre og mindre mot midten av prøvestykket. Dette kan være forklarende for noen av observasjonene som ble gjort i laboratoriet. For eksempel, gikk skillet enten helt i bunn eller helt i topp av prøvestykkene i prosedyre B der bruddet utviklet seg på to sider av mørtelen, se Figur 5.6. På samme måte kan en skjærspenningsfordeling som vist i Figur 6.7 forklare hvorfor bruddet i prøvestykkene i prosedyre A flere ganger dro med seg noe lettklinker i topp. I prosedyre A fikk også prøvestykkene med stor forkomprimeringslast store plastiske deformasjoner i topp, se Figur 5.15 (a).

Prøvestandardens antakelse om konstant skjærspenningsfordeling nedover i prøvestykket stemmer altså ikke for prøvestykker av lettklinkerblokker. Det er ikke sikkert det heller er mulig å lage prøvestykker der skjærspenningsfordelingen vil bli konstant. I tillegg er det mørtelens strekkfasthet som er avgjørende for bruddet. Er det dermed egentlig mørtelens strekkfasthet som testes heller enn prøvestykkets skjærfasthet? Disse spekulasjonene gir grunnlag for å stille spørsmål ved hvor godt prøvestandarden NS-EN 1052-3 egner seg for prøving av lettklinkermurverk.

6.4 Skjærveggers lastbærende kapasitet

Erfaring tilsier at når for eksempel en kjellervegg påkjent av jordtrykk blir deformert, vil skjærveggen ofte løfte seg litt, som vist i Figur 6.8. I bunnen av skjærveggen vil det i tillegg til friksjonskrefter da også være strekkrefter som øker jo nærmere kjellerveggen man kommer.

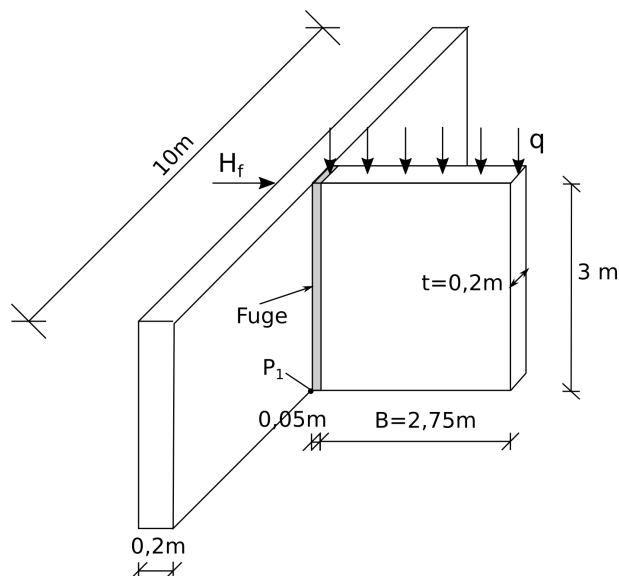


Figur 6.8: *Hvordan skjærvegger kan oppføre seg.*

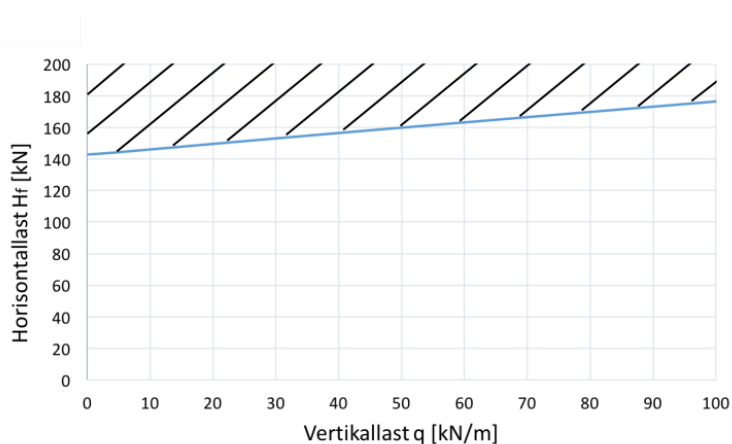
For å undersøke denne oppførselen, og dermed skjærveggers lastbærende kapasitet, ble det i samråd med veileder bestemt at det skulle modelleres et eksempel i DIANA. Det er ikke en reell skjærvegg som modelleres, og eksempelet tilsvarer heller ikke veggen vist i Figur 6.8. Det er et tenkt eksempel med typiske laster som modelleres. Hensikten er å se spenninger og deformasjoner i veggen, finne ut ved hvilke kombinasjoner av horisontal- og vertikallast veggen vil løfte seg, samt å sammenligne spenningsfordelingen i veggen med spenningsfordelingen beskrevet i kapittel 2.7.2.

Eksempelet som modelleres, inkludert dimensjoner, er vist i Figur 6.9. E-modulen til murverket er satt til $3,2 \cdot 10^9$ N/m², mens E-modulen til fugen mellom skjærveggen og ytterveggen er satt til $3,2 \cdot 10^4$ N/m². Ytterveggen er fastholdt i x-, y- og z-retning mot fundamentet i punktet ytterveggen treffer fugen, punkt P_1 på figuren. Langs bredden B mot fundamentet er skjærveggen fastholdt i x- og y-retning. Veggen belastes med en horisontallast H_f i topp og en vertikallast q over bredden B.

Vanlig vertikallast er 5-100 kN/m, dette er etter definisjonen i kapittel 2.7.2 liten aksiallast. Eksempelet er modellert i DIANA både uten vertikallast, og for $q = 5$ kN/m, $q = 25$ kN/m, $q = 50$ kN/m og $q = 100$ kN/m. For hver av disse vertikallastene ble horisontallasten variert. Maksimal strekkspenning for de ulike tilfellene ble plottet mot tilhørende horisontallast. Disse kurvene finnes i Tillegg C. Skjærveggen er murt fast i fundamentet med mørtel. Hvis strekkspenningene i bunnen av skjærveggen overskrider mørtelens strekkfasthet vil veggen løfte seg som vist i Figur 6.8. Strekkfastheten til Weber Murmørtel M5 er $> 2,2$ MPa, se Tabell 3.4. For hvert tilfelle av vertikallast ble horisontallasten der strekkspenningene var lik mørtelens strekkfasthet på 2,2 MPa funnet, se Tillegg C. Disse ble så plottet mot vertikallastene. Dette er vist i Figur 6.10. Har man dermed en kombinasjon av vertikallast og horisontallast som befinner seg i området over kurven, altså i det skraverte området i Figur 6.10, vil veggen løfte seg.



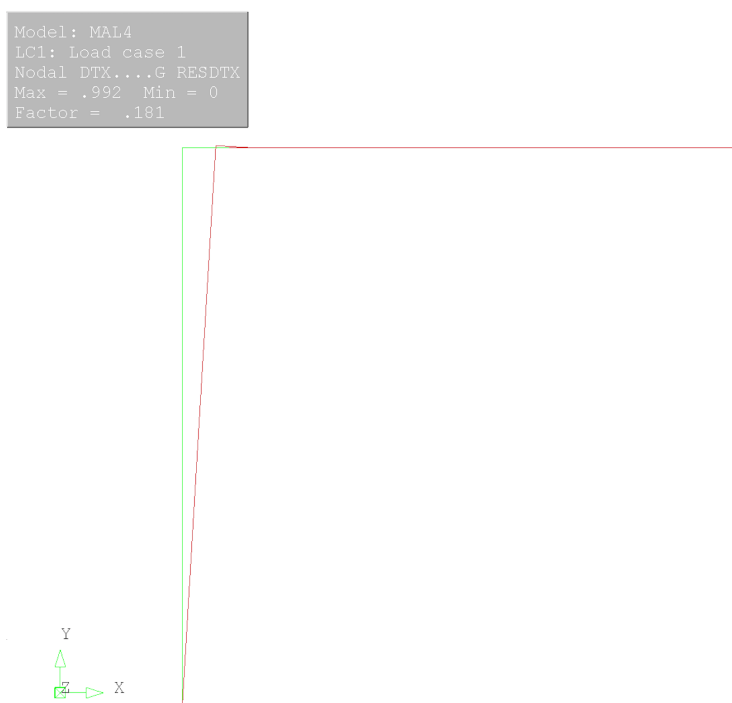
Figur 6.9: Eksempel modellert i DIANA for å teste skjærveggers lastbærende kapasitet.



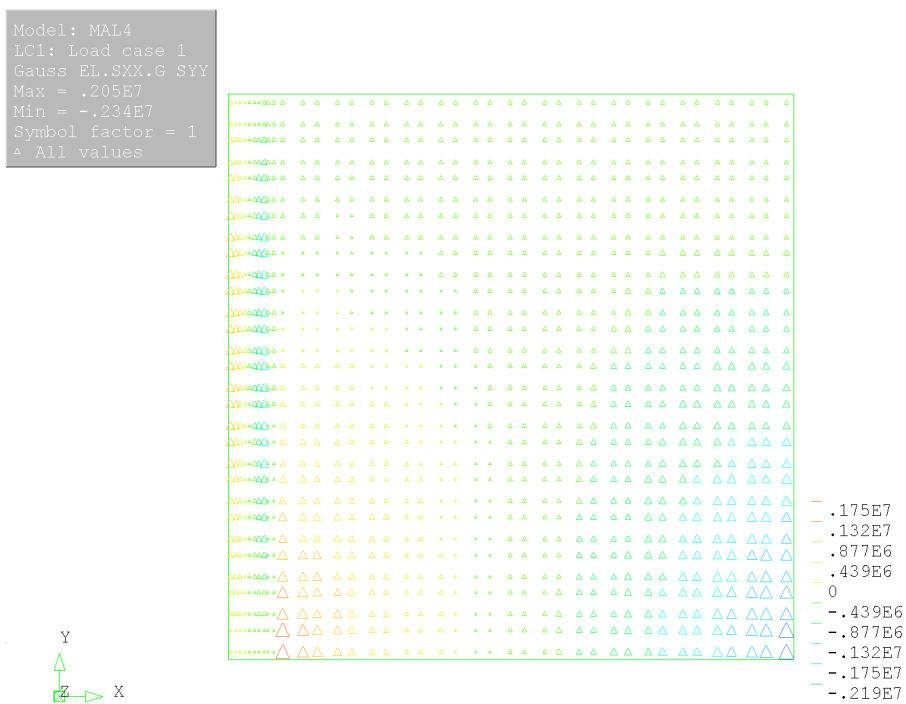
Figur 6.10: Hvilke kombinasjoner av laster som vil gi oppløfting av en typisk skjærvegg.

For å se veggens typiske forskyvning og spenningstilstand, ble det sett nærmere på et tilfelle med vertikallast $q = 50 \text{ kN/m}$ og horisontallast $H_f = 150 \text{ kN}$. Veggens forskyvning og spenningstilstand er hentet fra DIANA og vist i henholdsvis Figur 6.11 (forskyvning) og Figur 6.12 (spenningstilstand).

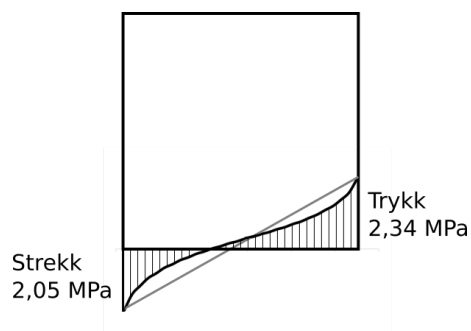
Fra Figur 6.11 kan man se at veggen blir forskjøvet som vist i Figur 6.8. Veggen løftes ikke opp i bunn fordi den modellert som fastholdt. I stedet oppstår strekkspenninger innerst på skjærveggen. Dette kan man se i Figur 6.12. Jo større trekantene er, jo større er spenningen. De blå trekantene symboliserer høy trykkspenning, og de røde trekantene symboliserer høy strekkspenning. Spenningsfordelingen i bunnen av skjærveggen er vist litt tydeligere i Figur 6.13. Som man kan se fra figuren er ikke spenningsfordelingen lineær slik som beskrevet i kapittel 2.7.2, og som er vist med en linje i figuren. Det kommer av at teorien i kapittel 2.7.2 er basert på Naviers Hypotese/ bjelketeori, som kun gjelder når lengden er stor i forhold til høyden. I eksempelet beskrevet her er lengden liten i forhold til høyden, noe som gjør at det går mer mot skiveteori.



Figur 6.11: Forskyvning av en typisk skjærvegg med vertikallast $q = 50 \text{ kN/m}$ og horisontallast $H_f = 150 \text{ kN}$.



Figur 6.12: Spenningstilstand i en typisk skjærvegg med vertikallast $q = 50 \text{ kN/m}$ og horisontallast $H_f = 150 \text{ kN}$.



Figur 6.13: Spenningsfordeling i bunn av en typisk skjærvegg med vertikallast $q = 50 \text{ kN/m}$ og horisontallast $H_f = 150 \text{ kN}$.

Kapittel 7

Usikkerheter

Det er flere usikkerhetsmomenter som vil påvirke resultatene funnet i skjærforsøkene. Dette kapittelet tar for seg to av de største usikkerhetene; skjevhet i prøvestykkene og hvor godt egnet prøvestandarden som er benyttet, NS-EN 1052-3, egentlig er til prøving av lettklinkermurverk.

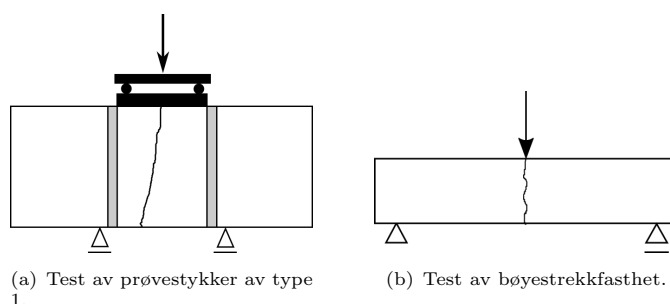
7.1 Skjevhet i prøvestykkene

Resultatene kan ha blitt påvirket av skjevheter i prøvestykkene. Prøvestandarden beskriver prøvestykker med nøyaktige dimensjoner, mens de som ble testet på langt nær var like nøyaktige. Prøvestykkene ble murt opp av en ufaglært student (S.C.K.), og ikke av en faglært murer. Mørtelfugen ble ikke nøyaktig 10 mm på hvert prøvestykke, i tillegg var også blokkene flere ganger lagt litt skjevt oppå hverandre, som gjorde at prøvestykket ikke fikk en horisontal overflate i topp og bunn. Fordi prøvestykkene som ble brukt (type 2) var laget ved å sage opp prøvestykker av type 1 etter at de var ferdig herdet, var det også vanskelig å få helt jevne sagskår. Mørtelen stakk ofte litt ut, noe som gjorde det vanskelig å legge prøvestykket mot noe vertikalt mens det ble sagt opp. Dette gjorde prøvestykkene skjeve på flere måter, noe som kan ha ført til en skjevbelastning. Det er grunn til å tro at resultatene ble påvirket av dette. Grunnen til at det i utgangspunktet ble valgt å ikke benytte en faglært murer var at det ble ansett som konservativt å la være. Weber legger opp til selvbygging, og det ble dermed mest virkelighetsnært å gjøre nettopp det. I ettertid ser man at det kanskje hadde vært bedre og la en faglært murer lage prøvestykkene. Siden dette var et vitenskaplig forsøk, og prøvestandarden har lagt prøvestykker med nøyaktige dimensjoner til grunn, hadde resultatene kanskje blitt bedre om prøvestykkene hadde hatt færre og mindre skjevheter, og var mer nøyaktig utført. Det mest optimale hadde også vært å mure opp prøvestykker av type 2 fra start, og ikke sage opp allerede ferdigherdede prøvestykker av type 1.

7.2 Prøvestandarden NS-EN 1052-3

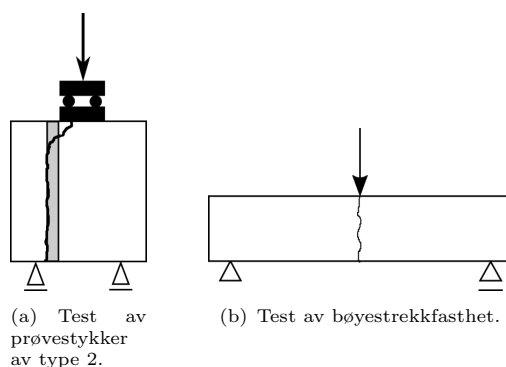
Forsøkene ble gjort i henhold til NS-EN 1052-3 [3]. I dette kapittelet diskuteres det usikkerhetene rundt denne, og hvor godt egnet denne standarden er til prøving av lettklinkermurverk.

Prøveriggen uten forkomprimering besto av et prøvestykke lagt opp på to rullelagre og belastet av en kraft på midten. Dette er mistenkelig likt prøveriggen for testing av bøyestrekfasthet. I prøvestykkene av type 1 oppsto bruddet midt i prøvestykket på samme måte som i en bøyestrekfasthetstest. Likheten er vist i Figur 7.1. Målte strekktøyninger i disse prøvene overgikk blokkens strekkfasthet, noe som bekrefter at det var et bøyestrekbrudd som oppsto. Prøveriggen med prøvestykker av type 1 tester dermed blokkens bøyestrekfasthet, og ikke prøvestykkets skjærfasthet som opprinnelig var tiltenkt. Prøvestykker av type 1 er dermed ikke særlig godt egnet til testing av skjærfasthet i lettklinkermurverk.



Figur 7.1: Likhet mellom test av prøvestykker av type 1 og test av bøyestrekfasthet.

Prøveriggene av type 2 ga ønsket bruddtype, men også disse ligner en bøyestrekfasthetstest. Likheten er vist i Figur 7.2. De numeriske beregningene antyder også at det er mørtelens strekkfasthet som testes fordi hovedspenningene i mørtelen overskrider denne. Dermed er mørtelens strekkfasthet avgjørende for bruddet. Fordi høyden på prøvestykket er stor i forhold til lengden er det nok ikke ren bøyestrekfasthet som testes, men det kan muligens være en mellomting mellom skjærfasthet og bøyestrekfasthet. Dette kan forklare hvorfor noe av lettklinkermaterialet ble dratt med i bruddet i prøvestykkene med liten forkomprimeringslast.



Figur 7.2: Likhet mellom test av prøvestykker av type 2 og test av bøyestrekfasthet.

Prøvestandarden antar også konstant skjærspenningsfordeling nedover i prøvestykket. De numeriske beregningene for prosedyre B viste at dette ikke var tilfelle, men at skjærspenningen er stor

i topp og bunn og liten mot midten. Prøvestandardens antakelser avviker altså fra virkeligheten, noe som påvirker resultatene.

Prøvestykkene med stor forkomprimering knuste, smuldret opp, og fikk store plastiske deformasjoner uten at det oppsto skjærbrudd. Dette kan tyde på at trykkfastheten var lavere enn skjærfastheten, og at det heller var noe tilnærmet trykkfastheten som ble testet. Siden det ikke oppsto skjærbrudd, er det ikke helt riktig å benytte den største lasten til å finne skjærfastheten. Den egentlige skjærfastheten vil kanskje være høyere, og punktene på kurven i Figur 5.17 vil være lenger oppe. Dermed vil linja, og da også initialskjærfastheten, se annerledes ut. Resultatene som er funnet er altså konservative.

De tre prøvestykkene av ren lettklinker fikk en skjærfasthet noe lavere, men ikke langt unna prøvestykkene beskrevet i prøvestandarden. Når bruddet i disse prøvestykkene oppsto etter tilnærmet like stor last, og de fikk tilnærmet lik bruddmekanisme som prøvestykkene av type 2, gir det grunnlag for å diskutere metoden beskrevet i prøvestandarden. Hva er det egentlig som testes? Prøvestandarden baseres på at kun fugen er avgjørende, mens det her viser seg at bruddet også kan gå gjennom blokken. Prøvestandarden bærer preg av at den er utviklet for tegl og materialer med mindre dimensjoner, noe som ikke er optimalt. I murverk av tegl har teglen større fasthet enn mørtelen, mens i murverk av lettklinker er det motsatt; mørtelen har større fasthet enn lettklinkerblokken. Dermed er det ikke gitt i lettklinkermurverk at bruddet oppstår i fugen. Teglstein er også mindre enn lettklinkerblokker, og det er lettere å få lastene jevnt fordelt over dem. Prøvemethoden beskrevet i standarden tester altså fugen, noe som ikke er representabelt for det sammensatte lettklinkermurverket. Skulle det sammensatte murverkets skjærfasthet blitt testet måtte man brukt et segment av en vegg i forsøkene, og ikke prøvestykkene beskrevet i prøvestandarden.

Oppsummert kan det se ut som testen beskrevet i prøvestandarden for prøvestykker uten forkomprimering egentlig er en strekkfasthetstest heller enn en skjærfasthetstest, og for prøvestykker med stor komprimering kan det se ut som det heller er trykkfastheten som testes. Skjærfastheten er derfor kanskje egentlig større enn det som finnes ved denne metoden. Dette gjør resultatene konservative. Konservative resultater kan på mange måter være positivt, da det gjør konstruksjonene sikrere. Samtidig kan det også bli unødvendig konservativt. Skjærfastheten funnet ved forsøkene beskrevet i denne oppgaven er i tillegg karakteristisk, og vil derfor multipliseres med en lastfaktor for å bli dimensjonerende. Dette vil gjøre verdiene enda mer konservative.

Det er altså store usikkerheter knyttet til prøvemethoden beskrevet i standarden. Metoden gir resultater, men det er viktig å være bevisst på at det hovedsaklig er fugen som testes, noe som ikke nødvendigvis er representabelt for det sammensatte murverket. I tillegg må man være klar over at det er usikkert hvor konservative resultatene er, og at de kan være i overkant konservative. Selv om prøvemethoden kan være godt egnet for teglmurverk, er det dermed ikke sikkert at den er like godt egnet for lettklinkermurverk.

Kapittel 8

Oppsummering og konklusjon

8.1 Oppsummering og konklusjon

Det er behov for mer kunnskap om skjærvegger og skjærpåkjenning i lettklinkermurverk, da skjærvegger er nødvendig i alle bygg for å sikre global stabilitet. Denne oppgaven har undersøkt mekaniske egenskaper til en typisk skjærvegg i lettklinkermurverk. Det er blant annet gjort ved å gjennomføre et litteraturstudie av skjærvegger. Aktuelle avstivningssystemer er introdusert, før det er gått nærmere inn på skivesystemer; systemer der horisontallastene fordeles av horisontale skiver opplagt på vertikale skiver. Hvordan lastene fordeles, hvordan de vertikale skivene (skjærveggene) bør plasseres, og hvordan lastene overføres til hver enkelt skjærvegg er beskrevet. Deretter er det tatt for seg aktuelle typer skjærvegger og aktuelle belastninger på skjærvegger. *De mest aktuelle belastningene er vertikale laster som egenlast og nyttelast, samt horisontale laster som vindlast eller jordtrykk.* Det er også tatt for seg skjærveggers statiske virkemåte. Lastene skaper momenter, aksialkrefter og skjærkrefter i vegg som igjen skaper spenninger i hele vegg. Disse spenningene må kontrolleres mot materialets dimensjonerende fasthet. Spenningene tas opp av fundamentene, og det er derfor viktig at forbindelsen mellom vegg og fundament har tilstrekkelig kapasitet. Det må derfor ikke legges noen form for glidesjikt mellom vegg og underlaget, da dette vil forhindre skjærveggens avstivende funksjon. Dimensjoneringsregler for momentkapasitet og skjærkapasitet er deretter gjort rede for, før det er gitt retningslinjer for hvordan skjærfasthet kan finnes.

Murverkets karakteristiske initialskjærfasthet er overført fra forrige standard, NS 3475, til den nye Eurokode 6 som kom i 2010. Lettklinkermurverkets skjærfasthet er studert ved å finne initialskjærfastheten for horisontale liggefuger på ny. Dette er gjort ved hjelp av skjærprøving i laboratoriet i henhold til NS-EN 1052-3 [3]. Prøvestandarden stiller krav til beskrivelse og testing av lettklinkerblokkene og mørtelen brukt i forsøkene. Materialene er derfor beskrevet, og ulike materialegenskaper er testet. *Resultater for fuktinnhold og trykkfasthet av lettklinkermaterialet er vist i Tabell 8.1, og resultater for konsistens (rystebordverdi), luftinnhold og densitet av fersk mørtel, samt bøyestrek- og trykkfasthet av herdet mørtel er vist i Tabell 8.2.*

Tabell 8.1: Resultater for testing av lettklinkermaterialet.

Fuktinnhold	5,5 %
Karakteristisk trykkfasthet f_{ck}	3,4 MPa

Tabell 8.2: Resultater for testing av murtørtelen.

Rystebordverdi	176,5 mm
Luftinnhold	17 %
Densitet	1830,4 kg/m ³
Bøyestrekfasthet f_{bm}	1,7 MPa
Trykkfasthet f_{cm}	8,4 MPa

Laboratorieforsøk for å bestemme karakteristisk initialskjærfasthet er gjennomført og beskrevet. Prøvestykkene, prøveriggene og prosedyrene er beskrevet, før resultatene er presentert. Initialskjærfastheten ble funnet ved to ulike prosedyrer. Først ved det prøvestandarden NS-EN 1052-3 kaller prosedyre B; uten forkomprimering, deretter ved prosedyre A; med forkomprimering. Prøvestandarden beskriver to mulige typer prøvestykker. Det ble først bestemt at prøvestykker av type 1 skulle benyttes, men da tre prøvestykker var testet, uten ønsket bruddmekanisme ble resten av prøvestykkene endret til type 2. I prøvestykkene av type 1 utviklet bruddet seg midt i prøvestykkets midterste blokk i stedet for i eller ved mørtelfugen. Dette fordi riggen kan ses på som en versjon av en bøyestrekfasthetstest, og det oppsto strekktøyninger større enn blokkens strekkfasthet. Prøvestykkene måtte derfor forkastes, og det ble konkludert med at *prøvestykker av type 1 ikke bør brukes til testing av skjærfasthet på lettklinkermurverk*. I de seks prøvestykkene av type 2 uten forkomprimering utviklet bruddet seg som ønsket i heftsonen mellom blokk og mørtel. Det var ikke overraskende at heftsonen var svakere enn selve mørtelen. Den ferske mørtelens luftinnhold var over 15 %, noe som vil redusere heftfastheten.

Ni prøvestykker ble testet ved prosedyre A; med forkomprimering. Forkomprimeringen i forsøkene tilsvarer en eventuell vertikallast i virkeligheten. Tre prøvestykker ble testet ved tre ulike forkomprimeringslaster; 3,5 kN, 10,5 kN og 17,5 kN. Det oppsto skjærbrudd i prøvestykkene med små forkomprimeringslaster, men prøvestykkene med forkomprimeringslast på 17,5 kN fikk store plastiske deformasjoner uten at det oppsto skjærbrudd. Det er tydelig at *prøvestykkene tåler mer i skjær jo større forkomprimeringen er*. Likevel settes det spørsmålsteget ved hva som egentlig testes i disse forsøkene. Siden prøvestykkene ble så kraftig deformert uten å gå til skjærbrudd kan det se ut som at det er noe tilnærmet trykkfastheten som testes, og at *trykkfastheten dermed er lavere enn skjærfastheten ved stor forkomprimeringslast*.

Tre prøvestykker av rene lettklinkerblokker ble også testet uten forkomprimering. Resultatet ble ganske likt resultatene fra prosedyre A og B, noe som viser at ikke kun mørtelfugen er avgjørende, som antatt i prøvestandarden, men at bruddet også kan gå gjennom lettklinkerblokken. *I forsøkene prøvestandarden beskriver er det dermed ikke det sammensatte murverkets skjærfasthet som er funnet, men fugens skjærfasthet*. Skulle man funnet det sammensatte murverkets skjærfasthet måtte et segment av en vegg blitt testet, og ikke kun små prøvestykker.

I Tabell 8.3 er det gitt en liten oppsummering av resultatene funnet i skjærforsøkene.

Tabell 8.3: Oppsummering av resultater fra skjærforsøk.

Prosedyre	Initialskjærfasthet f_{vo}	Karakteristisk skjærfasthet f_{vok}
Prosedyre B	0,38 MPa	0,30 MPa
Prosedyre A	0,36 MPa	0,28 MPa
Lettklinkerblokk	0,33 MPa	0,26 MPa

Det er utført numeriske beregninger i DIANA. Først er det gitt en beskrivelse av skiveelementene brukt i analysen, samt litt teori om forskyvningsfelt, spenningsfelt og tøyingsfelt. Skjærforsøket utført i laboratoriet er modellert for å undersøke oppførselen og spenningsfordelingen i prøvestykket, og for å se om dette stemte med antakelsene gjort i prøvestandarden. Et prøvestykke av type 2 uten forkomprimering ble modellert i DIANA. Hovedtrekkspenningene i topp og bunn av mørtelfugen viste seg å være større enn mørtelens strekkfasthet, noe som forklarer hvorfor det oppsto brudd momentant ved påføring av største last. Men dette gir også grunnlag for å stille spørsmål rundt hva som egentlig testes. Er det prøvestykkets skjærfasthet, eller er det egentlig mørtelens strekkfasthet? Prøvestandarden har også antatt konstant skjærspenningsfordeling, men *beregningene fra DIANA viser at skjærspenningsfordelingen er langt fra konstant. Det er store skjærspenninger i topp og bunn av prøvestykket og små skjærspenninger mot midten. Prøvestandardens antakelse om konstant skjærspenningsfordeling stemmer altså ikke.*

Til slutt er det gjennomført et studie av skjærveggers lastbærende kapasitet. Erfaring tilsier at skjærvegger ofte vil løfte seg litt ved horisontalbelastning. Dette ble undersøkt med ulike laster i DIANA, og det ble laget en figur som viser hvilke kombinasjoner av horisontal- og vertikallaster som vil gi oppløfting av en vegg.

Standarden bærer preg av at den er utviklet for tegl og materialer med mindre dimensjoner. Fordi det kan se ut som det i flere tilfeller er strekkfasthet eller trykkfasthet heller enn skjærfasthet som testes er skjærfastheten kanskje egentlig større enn det som finnes ved denne metoden. *Det gjør resultatene konservative, og kanskje også i overkant konservative. Selv om prøvemethoden kan være godt egnet for teglmurverk, er det dermed ikke sikkert at den er like godt egnet for lettklinkermurverk.*

8.2 Videre arbeid

Følgende er gitt som forslag til videre arbeid innenfor oppgavens tema:

- Studere prøveriggene beskrevet i NS-EN 1052-3, og hvordan disse eventuelt kunne blitt gjort annerledes.
- Finne skjærkapasiteten til et segment av en skjærvegg ved å mure opp og prøve et helt segment av en vegg.

- Teste flere ulike typer lettklinkerblokker.
- Se nærmere på prøvestykker med forkomprimering, og finne ut hvor mye større kapasiteten blir i forhold til prøvestykker uten forkomprimering.
- Undersøke prøvestandarden NS-EN 1052-3 nærmere for å se i hvilken grad denne kan brukes for lettklinkermurverk.

For å få modellene i DIANA mer realistiske foreslås følgende:

- Teste E-modul av mørtel og lettklinker for å kunne bruke riktige materialparametre i modelleringen av forsøket.
- Modellere forsøket ikke-lineært slik at opprissing og knusing kan simuleres når kapasiteten overskrides.
- Modellere eksempelet beskrevet i kapittel 6.4 ikke-lineært slik at man kan se skjærveggens videre oppførsel når den løftes fra underlaget.

Bibliografi

- [1] Norsk Standard. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. European Committee for Standardization (CEN), 2008.
- [2] Norsk Standard. *NS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012+NA:2013: Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner*. European Committee for Standardization (CEN), 2013.
- [3] Norsk Standard. *NS-EN 1052-3:2002+A1:2007: Prøvningsmetoder for murverk, Del 3: Bestemmelse av initials kjærfasthet*. European Committee for Standardization (CEN), 2013.
- [4] Jon Hopp. *Betongelementboken Bind B - Avstivning og kraftoverføring*. Betongelementforeningen, 2012.
- [5] Sven Alexander. *Betongelementboken Bind A - Bygging med betongelementer*. Betongelementforeningen, 2010.
- [6] Karl Vincent Høiseth. *Dimensjonering av murkonstruksjoner etter NS3475 (2. utg mai 2004)*. Institutt for konstruksjonsteknikk, 2007.
- [7] Per Kr. Larsen. *Konstruksjonsteknikk - laster og bæresystemer, 2. utg*. Tapir Akademisk Forlag, 2008.
- [8] Terje Kanstad. Forelesning i TKT4220 Betongkonstruksjoner 2, November 2014.
- [9] Norsk Standard. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. European Committee for Standardization (CEN), 2008.
- [10] SINTEF. *Byggforskserien, 524.223: Murte innervegger*. 2013.
- [11] Norsk Standard. *NS 3475: Prosjektering av murkonstruksjoner: Beregnings- og konstruksjonsregler 2. utgave*. European Committee for Standardization (CEN), 2004.
- [12] Norsk Standard. *NS-EN 772-1:2011+A1:2015: Prøvningsmetoder for murprodukter, Del 1: Bestemmelse av trykkfasthet*. European Committee for Standardization (CEN), 2015.
- [13] Norsk Standard. *NS-EN 998-2:2010: Krav til mørtel for murverk - Del 2: Murmørtel*. European Committee for Standardization (CEN), 2010.

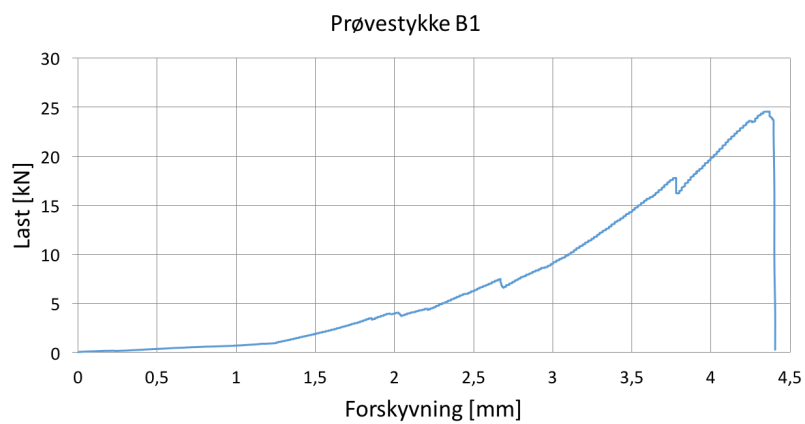
- [14] Norsk Standard. *NS-EN 1015-3:1999+A1: Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 3: Bestemmelse av konsistensen på fersk mørtel (ved rystebord)(innebefattet endringsblad A1:2004)*. European Committee for Standardization (CEN), 2004.
- [15] Norsk Standard. *NS-EN 1015-2: Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 2: Prøvetaking av mørtler og tilberedning av prøvemørtler*. European Committee for Standardization (CEN), 1999.
- [16] Norsk Standard. *NS-EN 1015-7: Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 7: Bestemmelse av luftinnhold i fersk mørtel*. European Committee for Standardization (CEN), 1999.
- [17] Norsk Standard. *NS-EN 1015-11: Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 11: Bestemmelse av bøyestrekfasthet og trykkfasthet til herdnet mørtel*. European Committee for Standardization (CEN), 2000.
- [18] Ole H. Krokstrand, og Tore Kvande. *Murkatalogen 2001, anvisning M2, Lettklinkerbetong - Blokk og blokkmurverk*. Mur-senteret, 2001.
- [19] Weber Norge. Leca historie, Mars 2016. URL <http://www.leca.no/hvaerleca/historikk/>.
- [20] Maxit AS. *Leca Teknisk Håndbok*. 2006.
- [21] SINTEF. *Byggforskserien, 542.301: Murt forblending*. 2013.
- [22] SINTEF. *Byggforskserien, 572.222: Murmørtler, typer og egenskaper*. 2015.
- [23] SINTEF. *Byggforskserien, 523.133: Murte yttervegger av lettklinkerblokker mot terreng*. 2014.
- [24] Weber Norge. *Produktdatablad Weber Murmørtel M5*. Saint Gobain Byggevarer AS.
- [25] Ellen Bjartnes, og Janne Marie Brønstad. Forankringskapasitet til murte forblendinger utsatt for jordskjelv, 2013.
- [26] Jan Vincent Thue. Betong, April 2016. URL <https://snl.no/betong>.
- [27] Tore Kvande, 2016. Privat kommunikasjon.
- [28] TNO DIANA. History, Mai 2016. URL <http://tnodiana.com/History>.
- [29] TNO DIANA. Diana, Mai 2016. URL <http://tnodiana.com/content/DIANA>.
- [30] Audun Fiskevatn. *Elementmetoden*. Tapir, 1984.

Tillegg A

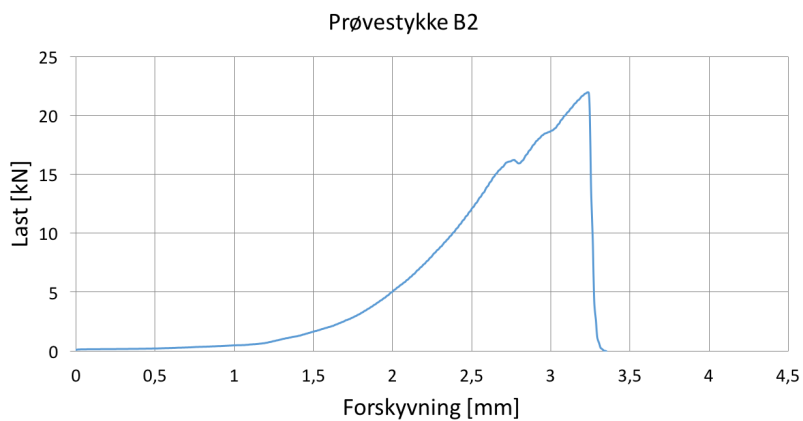
Last/forskyvningskurver

I dette tillegget er last/forskyvningskurver for alle prøvestykkene testet i skjærforsøkene vist. Legg merke til at aksene ikke er like for de ulike tilfellene.

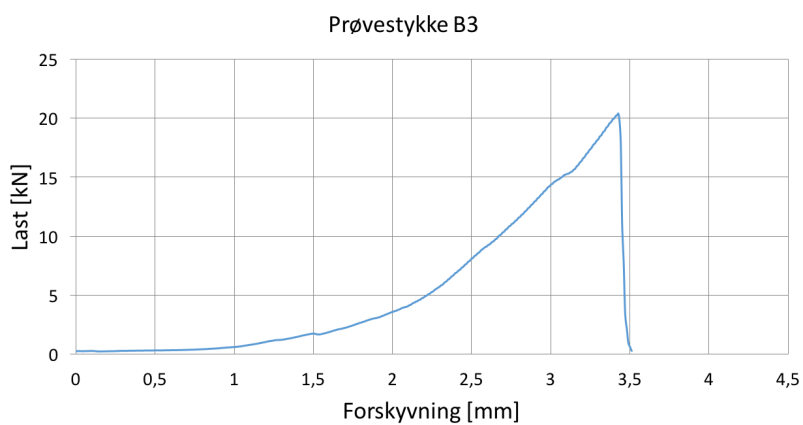
A.1 Prosedyre B - uten forkomprimering



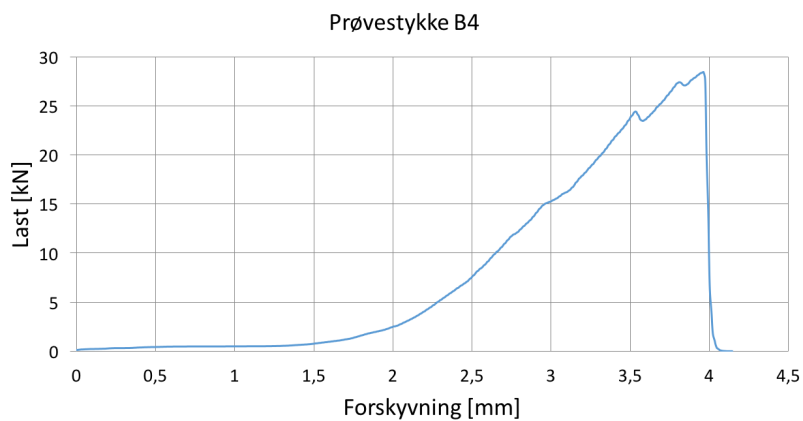
Figur A.1: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B1.



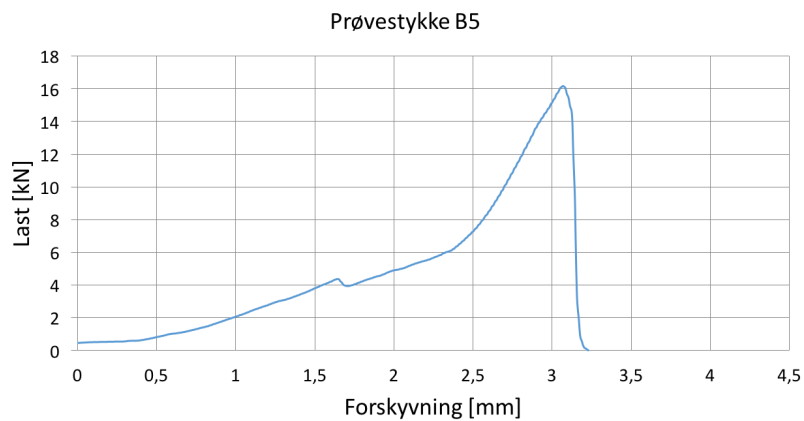
Figur A.2: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B2.



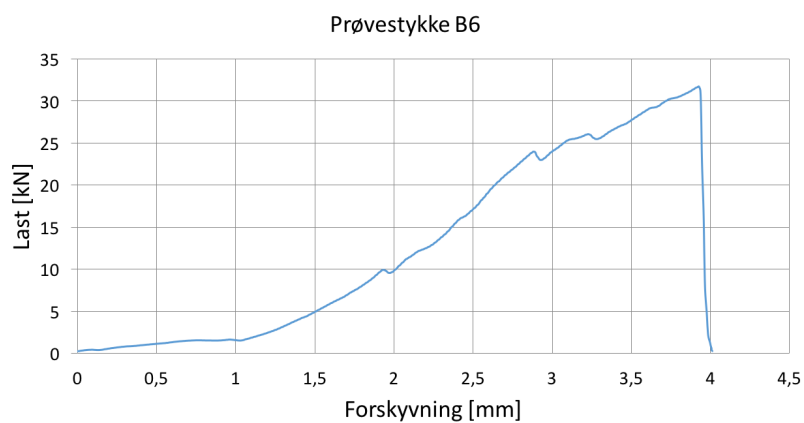
Figur A.3: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B3.



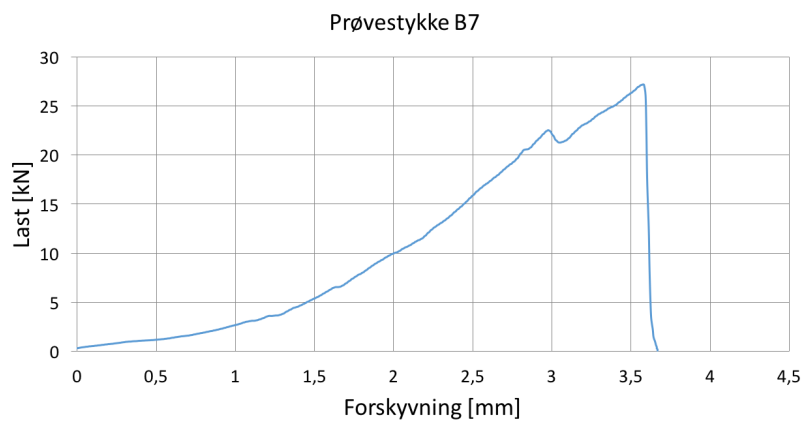
Figur A.4: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B4.



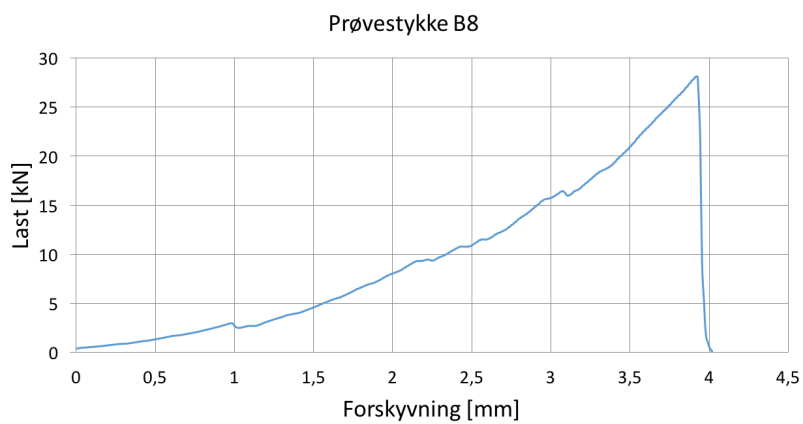
Figur A.5: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B5.



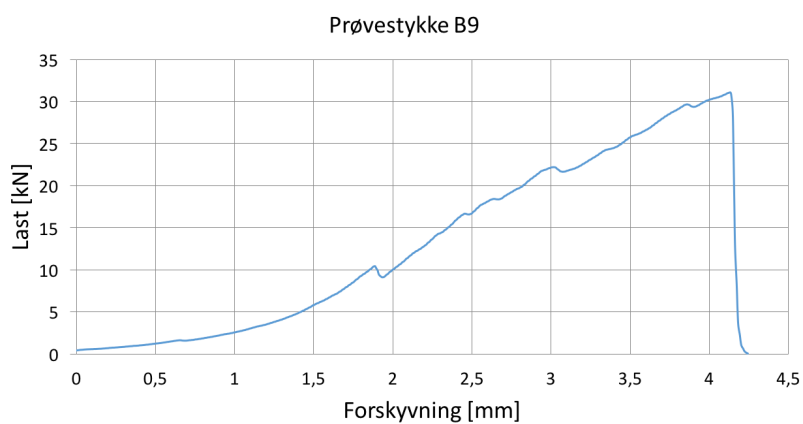
Figur A.6: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B6.



Figur A.7: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B7.

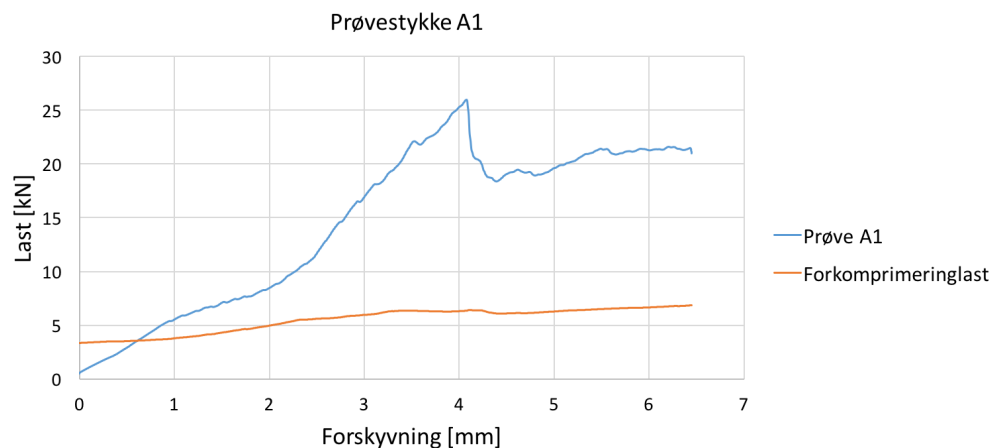


Figur A.8: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B8.

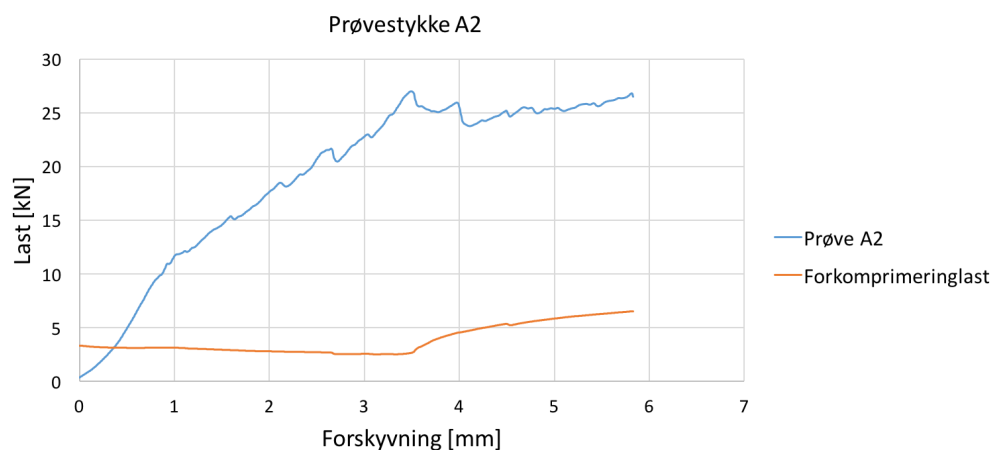


Figur A.9: Last/forskyvningskurve for prøvestykke B9.

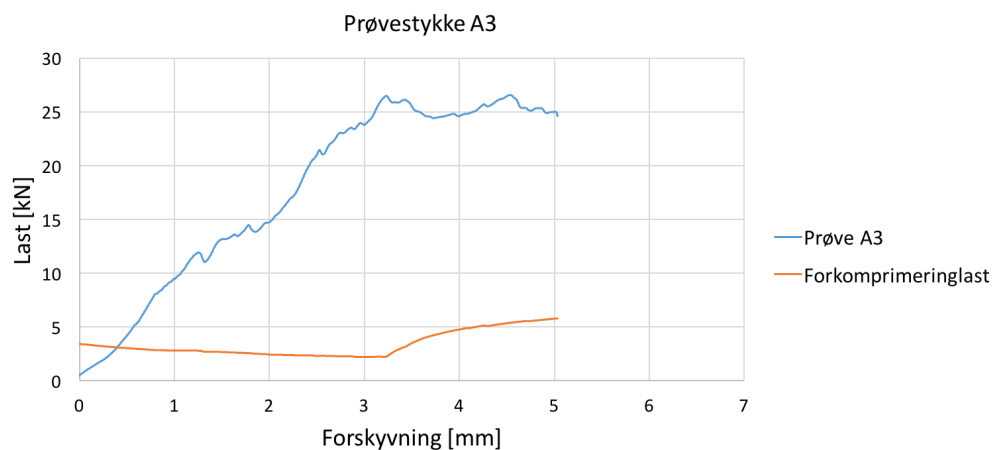
A.2 Prosedyre A - med forkomprimering



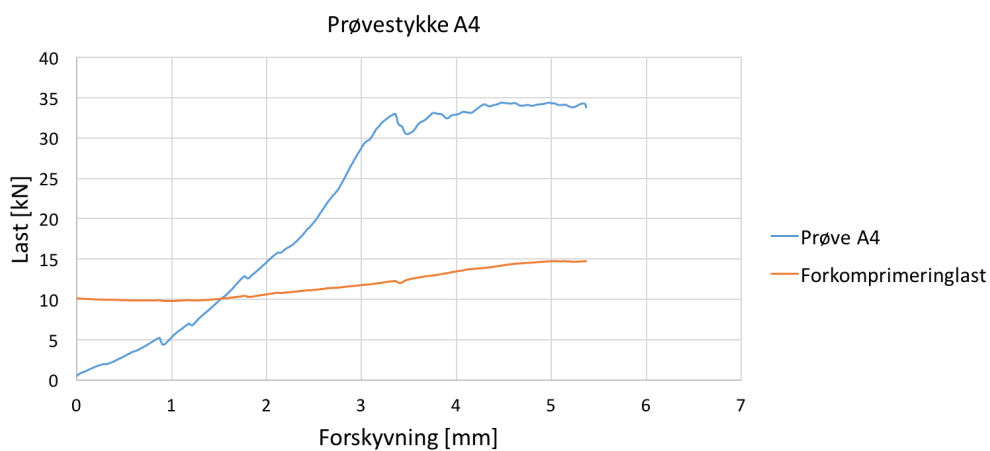
Figur A.10: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A1.



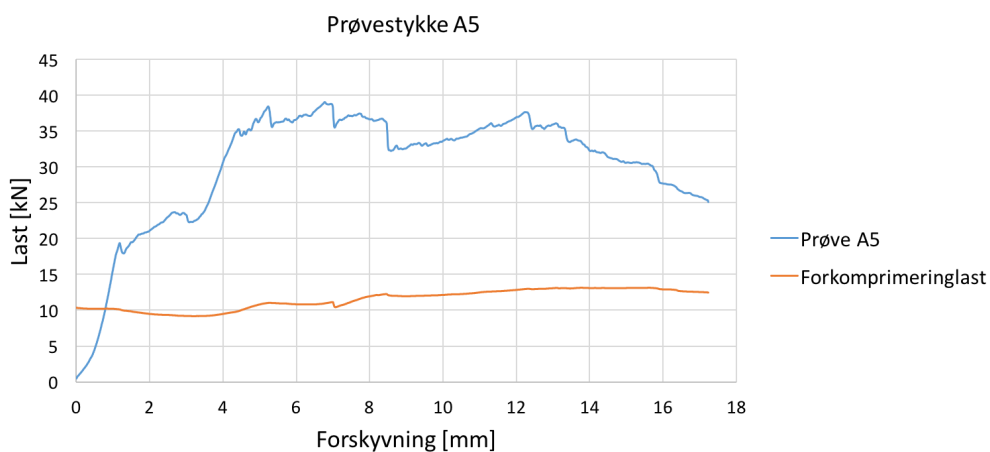
Figur A.11: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A2.



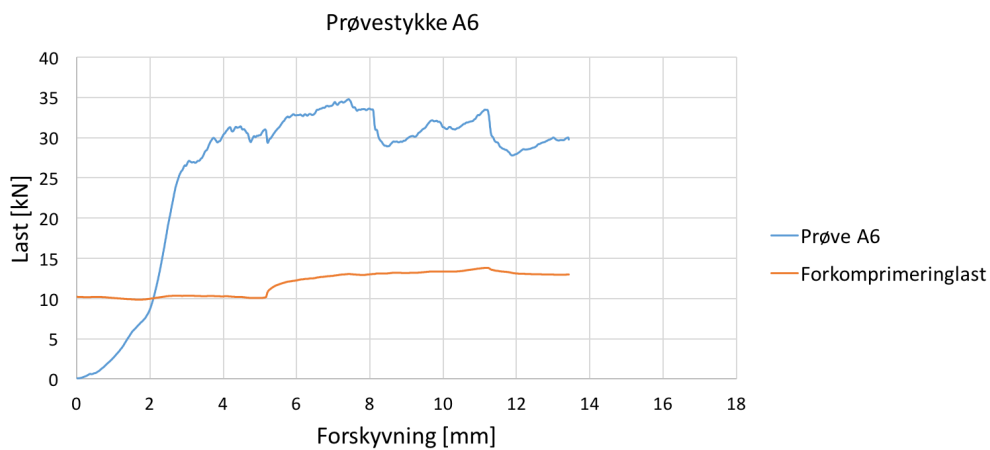
Figur A.12: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A3.



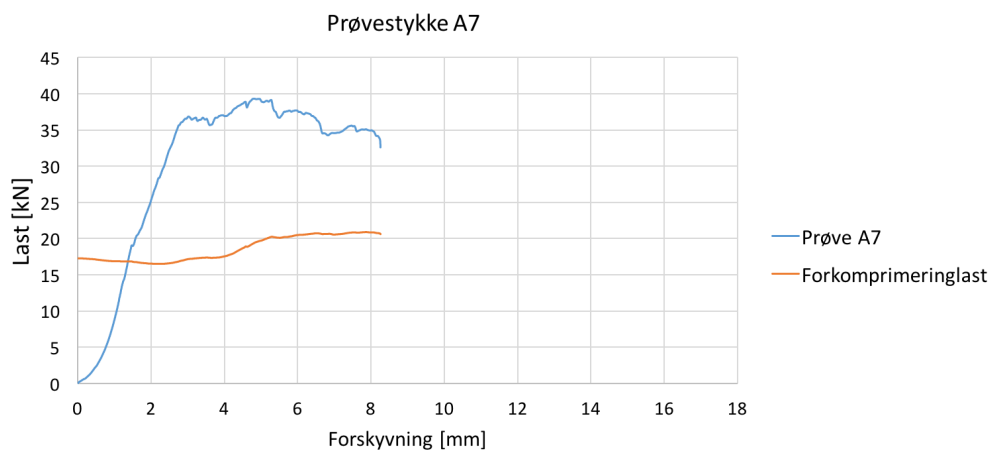
Figur A.13: Last/forskyvningskurve for prøve A4.



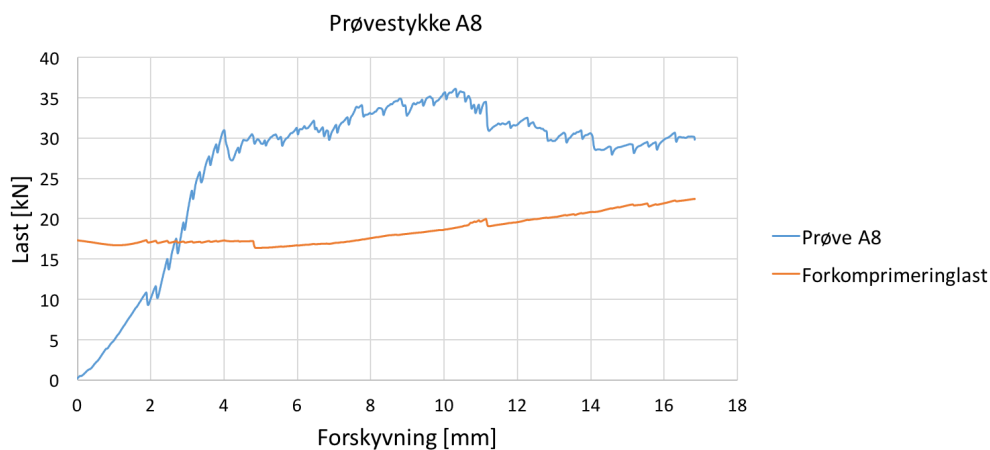
Figur A.14: Last/forskyvningskurve for prøve A5.



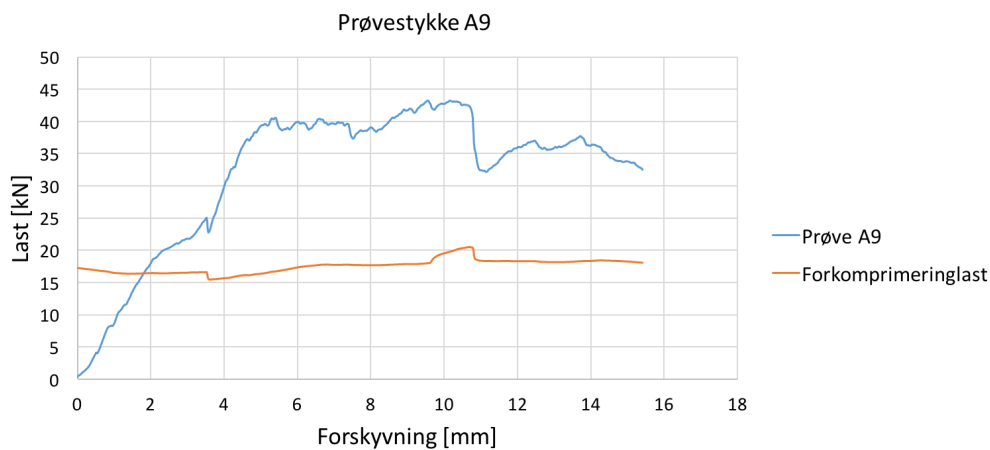
Figur A.15: Last/forskyvningskurve for prøve A6.



Figur A.16: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A7.

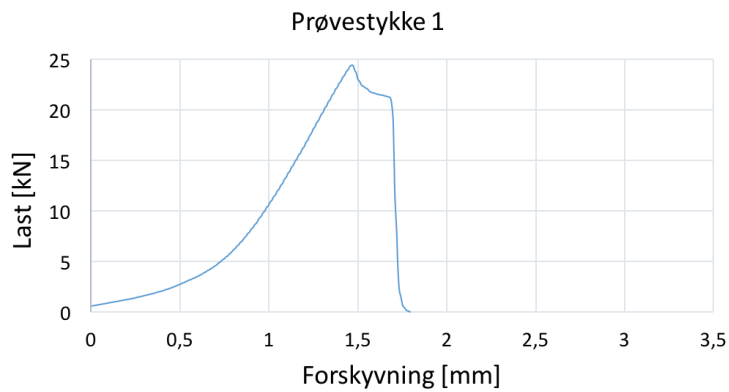


Figur A.17: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A8.

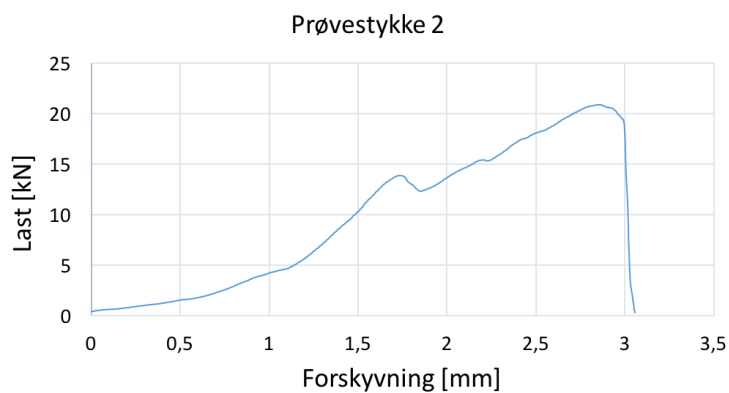


Figur A.18: Last/forskyvningskurve for prøvestykke A9.

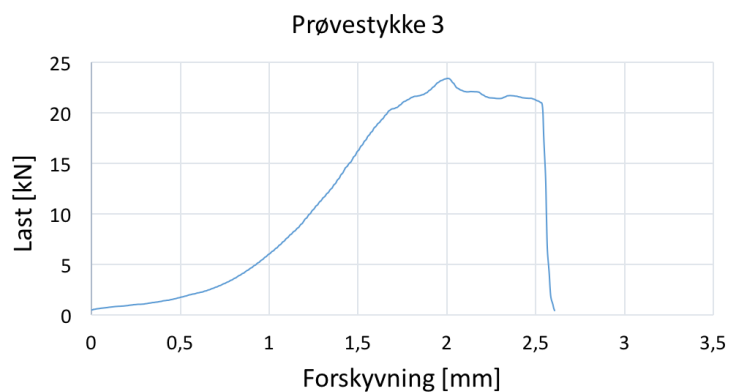
A.3 Lettklinkerblokk



Figur A.19: Last/forskyvningskurve for prøvestykke 1 av ren lettklinker.



Figur A.20: Last/forskyvningskurve for prøvestykke 2 av ren lettklinker.



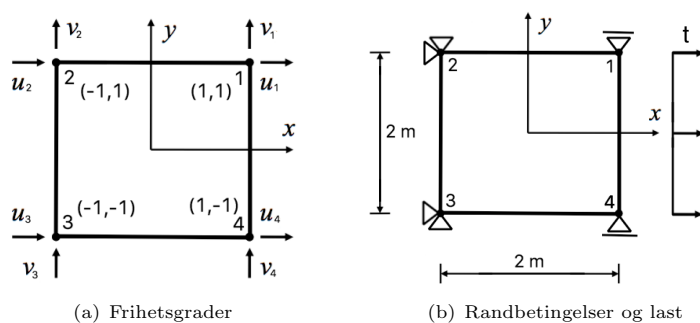
Figur A.21: Last/forskyvningskurve for prøvestykke 3 av ren lettklinker.

Tillegg B

Eksempel på beregning av et enkelt element

B.1 Håndberegning

Det er her regnet et enkelt eksempel for hånd for å demonstrere teorien beskrevet i kapittel 6.2, og for å sammenligne med resultater fra DIANA. Det ses på et element med et knutepunkt i hvert hjørne, et såkalt Q8MEM-element. Hver side er 2 m lang, og tykkelsen er 1 m. Elementet blir belastet med en jevnt fordelt last på $t = 350 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2$ på elementets høyre side, altså mellom knutepunkt 1 og knutepunkt 4. E-modulen er satt til $3200 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$. Elementet er vist i Figur B.1.



Figur B.1: Element brukt i håndberegning

Først bestemmes det første interpolasjonspolynommet ved hjelp av ligning 6.2:

$$l(x)_1 = \frac{x - (-1)}{1 - (-1)} = \frac{1}{2}(x + 1)$$
$$l(y)_1 = \frac{y - (-1)}{1 - (-1)} = \frac{1}{2}(y + 1)$$

$$N_1 = l(x)_1 \cdot l(y)_1 = \frac{1}{4}(x + 1)(y + 1)$$

De resterende polynomene bestemmes på tilsvarende måte, og blir:

$$N_2 = -\frac{1}{4}(x-1)(y+1)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(x-1)(y-1)$$

$$N_4 = -\frac{1}{4}(x+1)(y-1)$$

B-matrisa finnes ved hjelp av ligning B.3:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (y+1) & -(y+1) & (y-1) & -(y-1) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (x+1) & -(x-1) & (x-1) & -(x+1) \\ (x+1) & -(x-1) & (x-1) & -(x+1) & (y+1) & -(y+1) & (y-1) & -(y-1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v}_x \\ \mathbf{v}_y \end{bmatrix}$$

Da vi har et plant element, blir ligning 6.8 på formen:

$$\mathbf{k} = \int_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dA = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \, dx \, dy \quad (\text{B.1})$$

ν settes lik null, så matrisa \mathbf{D} blir dermed:

$$\mathbf{D} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} = E \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

Fastholdningskreftene \mathbf{S}^0 regnes ut ved hjelp av ligning 6.9:

$$\mathbf{S}^0 = \int_{S^0} \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (x+1)(y+1) & 0 \\ -(x-1)(y+1) & 0 \\ (x-1)(y-1) & 0 \\ -(x+1)(y-1) & 0 \\ 0 & (x+1)(y+1) \\ 0 & -(x-1)(y+1) \\ 0 & (x-1)(y-1) \\ 0 & -(x+1)(y-1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} t & 0 & 0 & t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} ds = \frac{1}{4} \int_{S^0} \begin{bmatrix} t(x+1)(y+1) \\ 0 \\ 0 \\ -t(x+1)(y-1) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} ds$$

Lasten t er konstant for $x = 1$, men varierer mellom $y = -1$ og $y = 1$. Fastholdningskreftene blir dermed:

$$\mathbf{S}^0 = -\frac{1}{4}t \begin{bmatrix} \int_{-1}^1 2(y+1) \, dy \\ 0 \\ 0 \\ -\int_{-1}^1 2(y-1) \, dy \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = -\frac{1}{4}t \begin{bmatrix} 4 \\ 0 \\ 0 \\ 4 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = -t \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ligning 6.11 settes lik null fordi man ikke har noen ytre last som virker direkte i nodene og frihetsgradene. Siden det kun ses på et enkelt element er $\mathbf{v} = \mathbf{r}$, og $\mathbf{S}^0 = \mathbf{R}^0$.

$$\mathbf{R}^k = \mathbf{K}\mathbf{r} + \mathbf{R}^0 = 0$$

$$\mathbf{K}\mathbf{r} = -\mathbf{R}^0 = \mathbf{k}\mathbf{v} = -\mathbf{S}^0$$

$$\begin{bmatrix} \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r_{x1} \\ r_{x2} \\ r_{x3} \\ r_{x4} \\ r_{y1} \\ r_{y2} \\ r_{y3} \\ r_{y4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ t \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Man står igjen med følgende:

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{14} \\ k_{41} & k_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r_{x1} \\ r_{x4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t \\ t \end{bmatrix}$$

$\mathbf{B}^T\mathbf{D}\mathbf{B}$ regnes ut ved matrisemultiplikasjon, og blir:

$$\mathbf{B}^T\mathbf{D}\mathbf{B} = \frac{E}{16} \begin{bmatrix} (y+1)^2 + \frac{(x+1)^2}{2} & \times & \times & -(y+1)(y-1) - \frac{(x+1)^2}{2} & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ -(y+1)(y-1) - \frac{(x+1)^2}{2} & \times & \times & (y-1)^2 + \frac{(x+1)^2}{2} & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \\ \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times & \times \end{bmatrix}$$

k_{11} , k_{14} , k_{41} og k_{44} finnes ved ligning B.1:

$$k_{11} = \frac{E}{16} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 (y+1)^2 + \frac{(x+1)^2}{2} dx dy = \frac{1}{2}E$$

$$k_{14} = k_{41} = \frac{E}{16} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 -(y+1)(y-1) - \frac{(x+1)^2}{2} dx dy = 0$$

$$k_{44} = \frac{E}{16} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 (y-1)^2 + \frac{(x+1)^2}{2} dx dy = \frac{1}{2}E$$

Ligningen blir dermed:

$$E \begin{bmatrix} \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r_{x1} \\ r_{x4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t \\ t \end{bmatrix}$$

Løst gir dette forskyvningene:

$$r_{x1} = \frac{2t}{E} = \frac{2 \cdot 350 \cdot 10^3 \text{ N/m}}{3200 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} = 2,1875 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,22 \text{ mm}$$

$$r_{x4} = \frac{2t}{E} = 0,22 \text{ mm}$$

Tøyningene finnes ved hjelp av ligning 6.4 og B.3:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (y+1) & -(y+1) & (y-1) & -(y-1) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (x+1) & -(x-1) & (x-1) & -(x+1) \\ (x+1) & -(x-1) & (x-1) & -(x+1) & (y+1) & -(y+1) & (y-1) & -(y-1) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{2t}{E} \\ 0 \\ \frac{2t}{E} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{t}{E} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{350 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2}{3200 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,09375 \cdot 10^{-4} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Spennningene finnes ved hjelp av ligning B.4:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = E \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{t}{E} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 350 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

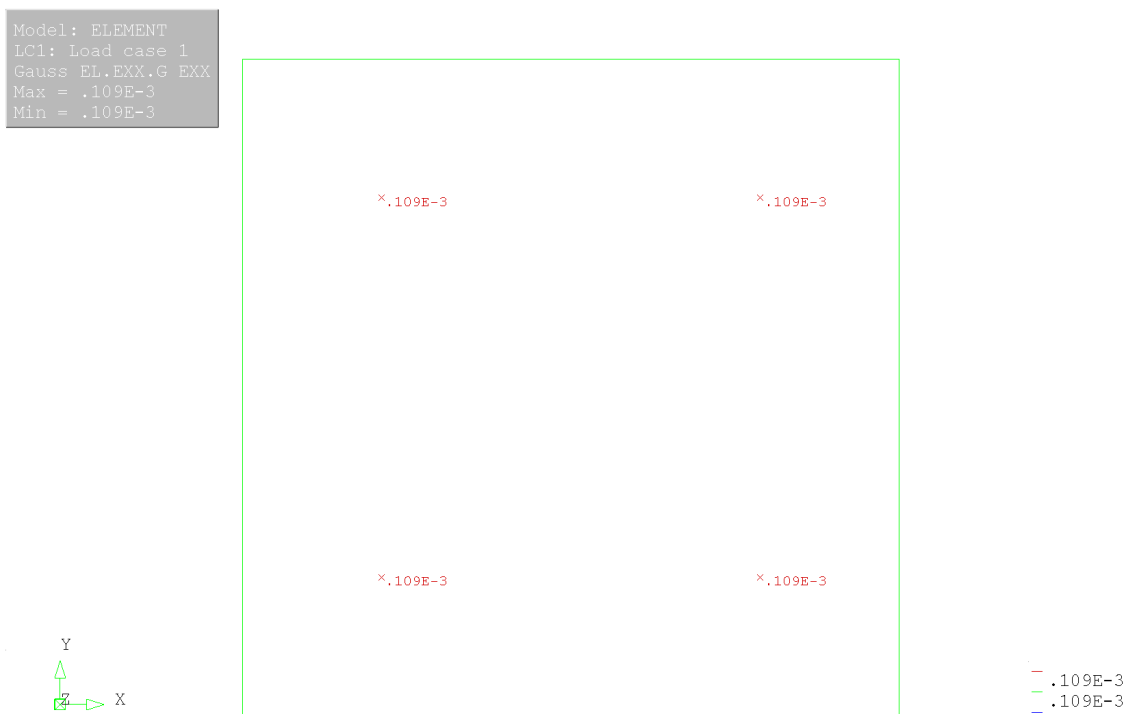
B.2 Modellering i DIANA

Eksempelet i kapittel B.1 ble modellert i DIANA for å kunne sammenligne resultater og vise at teorien i kapittel 6.2 legger grunnlaget for beregningene DIANA gjør.

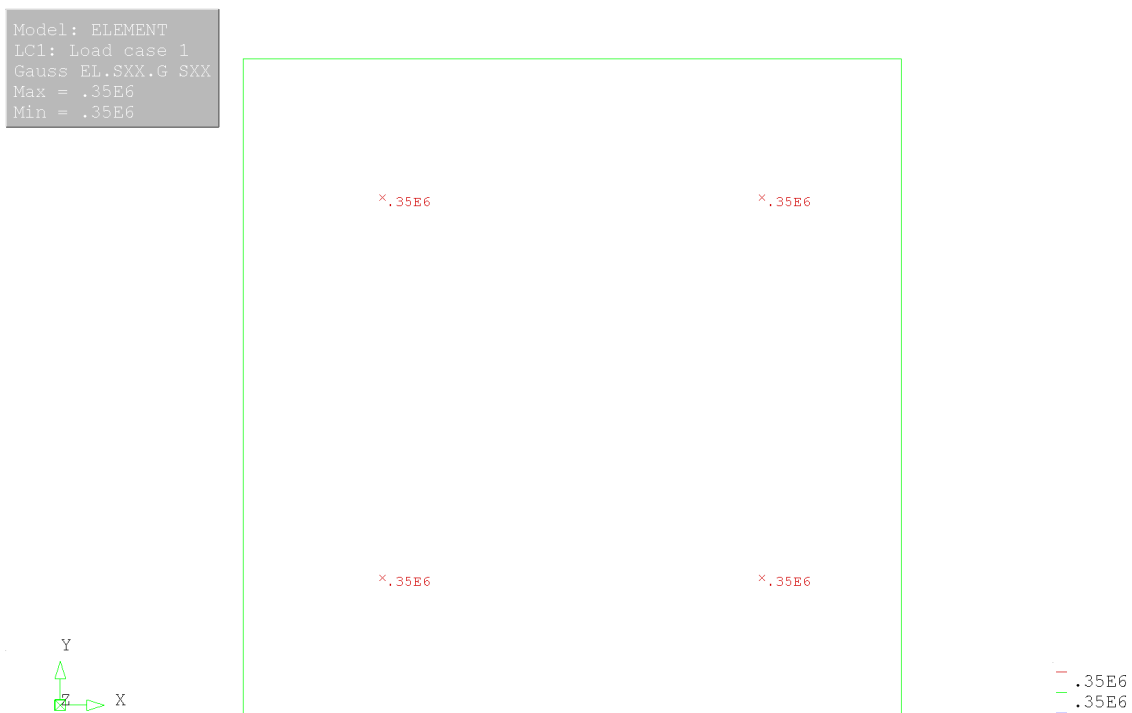
Figur B.2, B.3 og B.4 viser DIANAs utregning av henholdsvis forskyvninger, tøyninger og spenninger.



Figur B.2: Forskyvninger fra DIANA for eksempel regnet for hånd.



Figur B.3: *Tøyninger fra DIANA for eksempel regnet for hånd.*



Figur B.4: *Spenninger fra DIANA for eksempel regnet for hånd.*

B.3 Sammenligning

Som man kan se i den grå boksen i Figur B.2, regnet DIANA forskyvningene i x-retning til $0,219 \cdot 10^{-3}$ m, dvs. 0,219 mm. Dette stemmer godt overens med resultatet fra håndberegningene som ble 0,22 mm.

Figur B.3 viser DIANAs utregning av tøyningene. Som man kan se i Figur B.3, regnet DIANA tøyningene i x-retning til $0,109 \cdot 10^{-3}$, dvs. $1,09 \cdot 10^{-4}$. Dette stemmer godt overens med resultatet fra håndberegningene som ble $1,09375 \cdot 10^{-4}$.

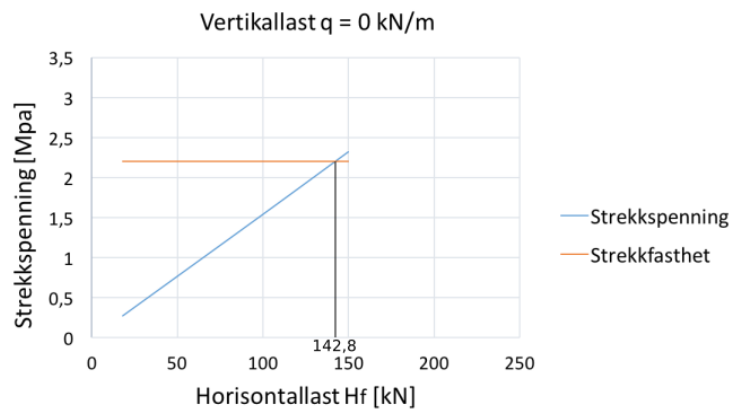
Figur B.4 viser DIANAs utregning av spenningene. Som man kan se i Figur B.4, regnet DIANA spenningene i x-retning til $0,35 \cdot 10^6$ N/m², dvs. $350 \cdot 10^3$ N/m². Dette stemmer godt overens med resultatet fra håndberegningene som ble $350 \cdot 10^3$ N/m².

Man kan altså se at resultatene fra håndberegningen stemmer godt overens med resultatene fra DIANA. Dette bekrefter at teorien presentert i kapittel 6.2 stemmer, og at den legger grunnlaget for DIANAs beregninger.

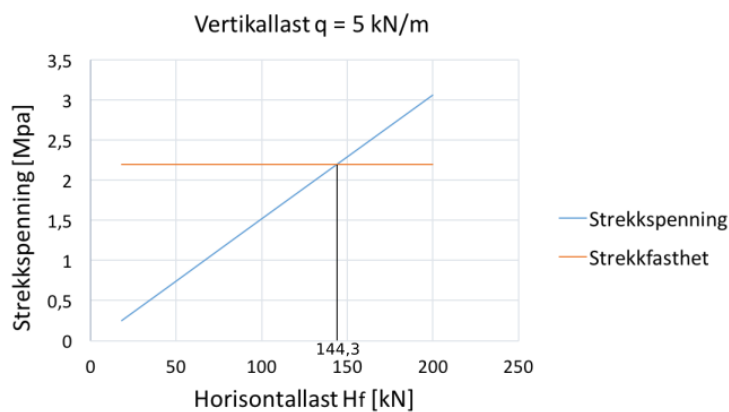
Tillegg C

Horisontallast ved strekkspenning lik strekkfastheten

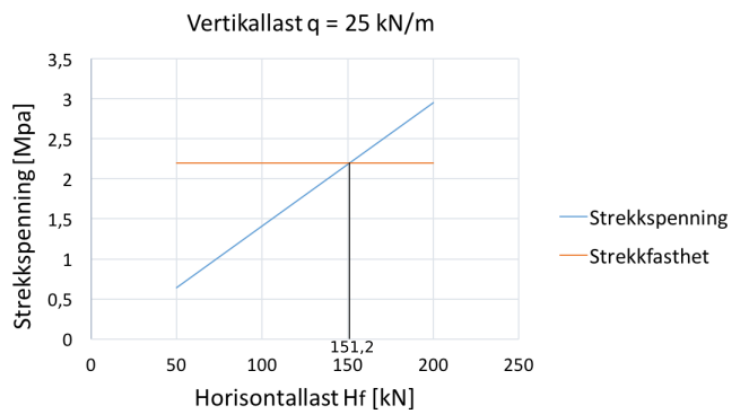
Dette tillegget hører til eksempelet beregnet i kapittel 6.4, og som er vist i Figur 6.9. I dette tillegget er strekkspenning plottet mot horisontallast for ulike vertikallaster (blå kurve) vist. Den oransje kurven i hvert plott tilsvareer mørtelens strekkfasthet. Der de to kurvene krysser hverandre er strekkspenningene lik strekkfastheten. Horisontallasten i dette punktet er lest av på figurene. Har man horisontallast større enn horisontallasten i krysningspunktet vil veggen løfte seg.



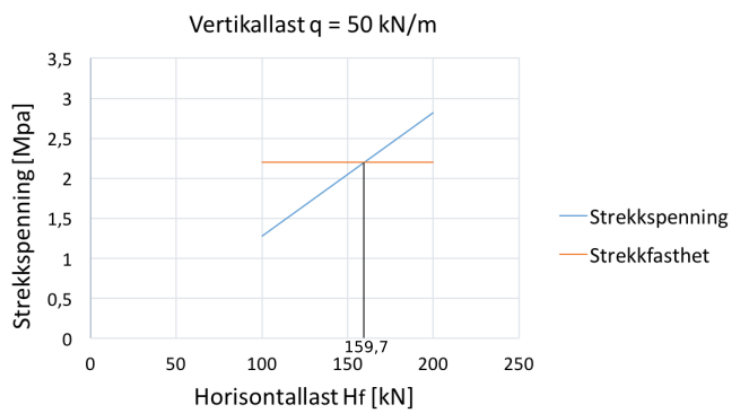
Figur C.1: Strekkspenning plottet mot horisontallast for vertikallast $q = 0$ kN/m.



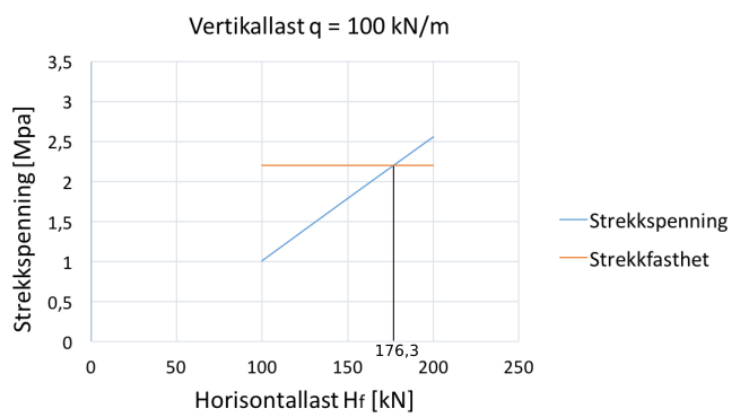
Figur C.2: *Strekkspenning plottet mot horisontallast for vertikallast $q = 5 \text{ kN/m}$.*



Figur C.3: *Strekkspenning plottet mot horisontallast for vertikallast $q = 25 \text{ kN/m}$.*



Figur C.4: *Strekkspenning plottet mot horisontallast for vertikallast $q = 50 \text{ kN/m}$.*



Figur C.5: *Strekkspenning plottet mot horisontallast for vertikallast $q = 100 \text{ kN/m}$.*

