

Forankringskapasitet til murte forblendinger utsatt for jordskjelv

Ellen Bjartnes
Janne Marie Brønstad

Bygg- og miljøteknikk (2 årig)
Innlevert: Mai 2013
Hovedveileder: Karl Vincent Høiseth, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Murkonstruksjoner	DATO: 31.05.2013	ANTALL SIDER: 156 + 27 (Vedlegg)
---------------------------------	---------------------	-------------------------------------

TITTEL:

Forankringskapasitet til murte forblendinger utsatt for jordskjelv

Anchorage Capacity of Masonry Veneer Walls Subjected to Earthquake

UTFØRT AV:



Ellen Bjartnes



Janne Marie Brønstad

SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven omhandler praktiske forsøk utført for å dokumentere forankringskapasiteten til trådbindere fra horisontale mørtelfuger. Eksisterende konstruktive løsninger for forankring av skallmurvegger og forblendinger tar utgangspunkt i overføring av vindlaster. Etter innføring av Eurokode 8 i 2010, er det nå krav til å dimensjonere konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Det har derfor vært av økende interesse å kartlegge dagens forankringsløsninger nærmere.

Det ble utført 72 uttrekksforsøk i henhold til NS-EN 846-5, der de mest anvendte forankringsløsningene i Norge ble testet. Innvirkningen ulike parametere har på uttrekkskapasiteten ble testet i egne delserier av mindre skala. Resultatene fra uttrekksforsøkene ble sammenliknet med en doktorgradsavhandling utført av Hamed (2011) og en masteroppgave utført av Bruaset (2011). Begge oppgavene konkluderte med at trådbindere må ha en dimensjonerende uttrekkskapasitet fra mørtelfuger på minimum 2,0 kN for å ha tilstrekkelig forankringskapasitet i ulykkestilstand.

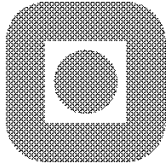
Forsøkene viste at forankringssystem som er murt opp med mørtelklasse M5 og en 4 mm tykk L-binder er tilstrekkelig dimensjonert for ulykkestilstand. Prøvestykkene som var murt opp med høyere mørtelfasthet hadde ikke tilstrekkelig kapasitet, da heftfastheten ikke var tilfredsstillende.

Rapporten omhandler i tillegg numeriske modeller som ble utarbeidet i DIANA. Dette med hensikt for å kunne simulere forsøkene som ble utført i laboratorium.

FAGLÆRER: Professor Karl Vincent Høiseth

VEILEDER(E): Forsker Håvard Nedrelid og Professor Tore Kvande

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE 2013

for

Ellen Bjartnes og Janne Marie Brønstad

Forankringskapasitet til murte forblendinger utsatt for jordskjelv

Anchorage Capacity of Masonry Veneer Walls Subjected to Earthquake

De gjeldende forankringsløsningene for murte forblendinger er i hovedsak utformet for opptak av vindlaster. Etter innføring av Eurokode 8 i 2010, er det nå krav til å dimensjonere konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Det er derfor interessant å undersøke kapasiteten til en typisk forankringsløsning, og kontrollere om eksisterende løsninger er dimensjonert for ulykkestilstand. Oppgaven består i hovedtrekk å studere den mekaniske virkemåten til aktuelle bindertyper, for forankring av murvanger, ved hjelp av laboratorieforsøk.

Oppgaven skal inneholde følgende deler:

- Beskrivelse av forankringssystem, statisk virkemåte og dimensjoneringsregler.
- Litteraturstudium knyttet til trådbindere, seismisitet i Norge og tidligere forskning knyttet til uttrekkskapasiteten til trådbindere.
- Laboratorieforsøk for å dokumentere mekanisk virkemåte og kapasiteter til aktuelle trådbindere
- Ikke-lineære numeriske simuleringer av laboratorieforsøk

Veiledere: Karl Vincent Høiseth, Tore Kvande og Håvard Nedrelid

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2013.

NTNU, 09.01.2013

Karl Vincent Høiseth
Professor, faglærer

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) våren 2013 og utgjør til sammen 60 studiepoeng. Arbeidet har pågått i perioden 14. januar til 31. mai 2013.

Prosjektet har gitt oss god innsikt i murbransjen, som baserer seg hovedsakelig på praktisk erfaring og tradisjoner. Å få mulighet til å utføre forsøk selvstendig i laboratoriet har vært lærerikt, og ikke minst en spennende prosess. For at dette prosjektet kunne gjennomføres, er det mange som må takkes.

Vi ønsker først å takke veilederne våre; Karl Vincent Høiseth, Håvard Nedrelid og Tore Kvande for deltagelse, god veiledning og oppfølging gjennom hele prosjektperioden. De har inspirert oss med sin entusiasme og kunnskap om emne. Vi vil også rette en stor takk til Max Hendriks for veiledning i programmet DIANA og god hjelp til utarbeidelse av en tredimensjonal modell.

Denne rapporten kunne ikke blitt gjennomført uten hjelp fra ulike leverandører av murprodukter. Derfor rettes en stor takk til; Åge Eidsæther fra Weber for murmørtel, Stig Ove Troset fra Wienberger for murstein og Asbjørn Ingeberg fra BI-produkter for trådbindere. De har også vært svært behjelpelige med spørsmål rettet til praktisk forståelse om konstruktiv utførelse av forankring av murvanger i Norge. Vi ønsker også å takke Odd Skarsvåg for hjelp til oppmuring.

Vi vil også takke laboratorieingeniørene; Steinar Seehuus, Ove Loraas, Gøran Loraas og resten av de ansatte, for utarbeidelse av testutstyr og god hjelp i laboratoriet. Til slutt ønsker vi også å takke hverandre for et godt samarbeid gjennom hele prosjektperioden.

Trondheim, 31. mai 2013.

.....
Ellen Bjartnes

.....
Janne Marie Brønstad

Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler praktiske forsøk utført for å dokumentere forankringskapasiteten til trådbindere i murte forblendinger. Rapporten inneholder et litteraturstudium av forankringssystem og bindertyper som benyttes i Norge. Tidligere forskning om emne er utdypet, samt krav til utforming av forankring av murvanger.

Finn E. Madsø utførte en omfattende laboratorieundersøkelse ved NTH i 1980, der uttrekkskapasiteten til ulike forankringssystem ble testet. Dagens veiledende dimensjonerende kapasiteter fra SINTEF baserer seg på disse resultatene, og kan anses som konservative. Etter innføring av Eurokode 8 i 2010, er det nå krav til å dimensjonere konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Det har derfor vært av interesse å fastslå opptredende uttrekkskapasiteter for dagens forankringsløsninger. På bakgrunn at dette ble det bestemt at det skulle utføres forsøk, i henhold til Norsk Standard, for å bestemme uttrekkskapasiteten til ulike trådbindere fra horisontale mørtelfuger. Prinsippet med forsøket var å dra ut binderen, fra et prøvestykke bestående av to stein med standard normalformat, med en konstant hastighet til brudd inntraff. Det ble utført tester for å fastslå materialegenskapene til murproduktene benyttet til testing, i henhold til krav fra standarder.

Det ble utført 72 uttrekksforsøk i henhold til NS-EN 846-5. Opptredende uttrekkskapasitet for tre ulike forankringsløsninger ble testet i serier bestående av ti prøvestykker. 13 delserier, med et mindre antall prøvestykker, ble testet for å se hvilken innvirkning ulike parametere hadde på uttrekkskapasiteten. Testparametere var mørtelfasthet, bindere, forankringslengde, mørtelkontakt og varierende vertikallast.

En doktorgradsavhandling utført av Hamed (2011) og en masteroppgave utført av Bruaset (2011) omhandler kapasiteten til murkonstruksjoner og trådbindere utsatt for jordskjelv. De utarbeidet numeriske analyser av konstruksjoner utsatt for seismisk påvirkning og konkludert med at trådbindere må ha en dimensjonerende uttrekkskapasitet på minimum 2,0 kN per binderinnfestning, for å være tilstrekkelig forankret for et dimensjonerende jordskjelv i Norge.

Resultatene fra laboratorieundersøkelsene viste generelt høye uttrekkskapasiteter. Gjennomsnittlig uttrekkskapasitet til serien med mørtelklasse M5 og en 4 mm tykk L-binder var 4,7 kN, som gir en dimensjonerende verdi på 2,24 kN og 2,94 kN for henholdsvis ordinær bruddgrensetilstand og ulykkestilstand. Sammenliknet med resultatene til Hamed og Bruaset var opptredende resultater fra laboratorieundersøkelsene tilfredsstillende. Derfor kan det konkluderes med at dersom et jordskjelv inntreffer vil denne typen forankringsløsning ha tilstrekkelig kapasitet i ulykkestilstand, gitt at det er uttrekk fra mørtelfugen som er dimensjonerende.

Det ble utført forsøk på en tilsvarende serie med høyere mørtelklasse for å se hvordan økende mørtelfasthet hadde innvirkning på uttrekkskapasiteten. Kapasitetene her var lave, med et gjennomsnittlig resultat på 2,18 kN. Det viste seg at en mørtelkvalitet som gir god styrke vertikalt hadde negativ innvirkning på uttrekkskapasiteten, da heftfastheten mellom stein og murmørtel ble redusert. Mørtelen benyttet til dette forsøket hadde for lavt vanninnhold i henhold til krav, som førte til lav heftfasthet. Derfor anbefales det å utføre flere forsøk for å bestemme forankringskapasiteten til mørtel med høyere fasthet.

Etter ønske fra binderleverandøren BI-produkter, ble det testet en serie med mørtelklasse M5 og den danske binderen trærskruagevind. Denne binderen hadde tilstrekkelig dimensjonerende kapasitet for seismisk påkjenning, men hadde noe lavere kapasitet enn standard L-binder. Fordelen med trærskruagevinden var imidlertid at den hadde svært lave forskyvninger ut av planet ved høy lastpåkjenning.

Det ble utarbeidet numeriske modeller i elementprogrammet DIANA. Dette med hensikt for å kunne simulere forsøkene som ble utført i laboratorium for en L-binder og mørtelfasthet M5. Dersom elementmodellen skal kunne benyttes til å simulere hvordan uttrekkskapasitet blir påvirket av varierende stålkvalitet, mørteltype, forankringslengde og vertikallast, er det foreslått endringer til videreføring av modellen.

Abstract

This master's thesis contains studies on masonry construction, where the primary focus has been to evaluate the capacity of steel ties for attaching brick veneer walls subjected to loads in the out-of-plane direction. The primary function of brick ties is to provide a connection between the veneer walls, transfer lateral wind loads and to permit in-plane movement. This thesis includes a literature study focusing on the different anchoring systems of brick ties in Norway. A summary of earlier analytical and experimental studies on the topic is included.

Finn E. Madsø performed experiments on different anchoring solutions in 1980. The current instructive design capacities from SINTEF are based on his results, and are considered conservative. After the introduction of Eurocode 8 in 2010 it is now required to dimension structures for earthquake resistance. It has therefore been of interest to determine the anchorage capacity of the current anchoring systems used in Norway. Based on this, it was decided that there should be performed experiments according to the Norwegian Standard NS-EN 846-5 to determine the pull-out capacity of the various brick ties from horizontal mortar joints. The test procedure was to pull out the brick ties from a specimen consisting of two bricks until failure occurred. The materials used in the experiments were tested to determine the material properties, in accordance with the Norwegian standards.

Tests were performed on 72 specimens in accordance with the Norwegian Standard. The pull-out capacity of three different series, consisting of ten specimens, was evaluated. The remaining specimens were designed to look at the impact of various parameters on the anchorage capacity. Test parameters included initial offset displacement, reduced mortar connection, and different embedment lengths. The effect of varying vertical loads on the capacity was also tested.

A doctoral thesis written by Hamed (2011) and a master thesis written by Bruaset (2011), deals with the capacity of masonry structures and brick ties subjected to earthquakes. Both performed numerical analyses of structures subjected to seismic loading. The conclusion was that the brick ties must have a design capacity of at least 2.0 kN to be

sufficiently supported for a design earthquake in Norway. The results of the experiments were compared with the results of Hamed and Bruaset, and the guideline values given for different anchoring systems in Norway.

The series with standard mortar strength M5 and an L-tie with a diameter of 4 mm had a mean pull-out capacity of 4.7 kN. Compared with the results of Hamed and Bruaset, the results from the laboratory studies had sufficient capacity. It can therefore be concluded that the anchoring has sufficient capacity in the accident state if an earthquake occurs, given that the pull-out capacity from the mortar joint is the design value.

Tests were performed on a similar series, only with higher mortar strength. The results here were poor, with an average capacity of 2.18 kN. It appeared that a mortar that provides good strength vertically had a negative impact on the pull-out capacity as the bond slip between the brick and the mortars was reduced. The mortar used in this study had too low water content, which led to lack of adhesion. To document the full effect of stronger mortar, it is recommended to do a further study on the pull-out capacity on specimens performed with a higher mortar class.

By request from the ties supplier “BI-produkter” a series with mortar strength M5 and the Danish tie “træskruagevind” was tested. This tie had sufficient capacity for seismic loads, but somewhat lower capacity than the standard L-tie. The advantage of “træskruagevind” was that it gave very small displacements at high out-of-plane loads.

A three dimensional numerical model was developed in DIANA, to simulate the experiments conducted in the laboratory for an L-binder and mortar strength M5. It is suggested further work for the model, if it is to be used to investigate the effect of other parameters like quality of steel, mortar strength, embedded length and vertical loads.

Innhold

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Formål	2
1.3	Begrensinger	2
1.4	Oppgavens struktur	2
2	Litteraturstudie	5
2.1	Murkonstruksjoner i Norge	5
2.2	Statisk virkemåte til murvanger	6
2.3	Forankringssystem	9
2.3.1	Forankringssystem før 1945	9
2.3.2	Forankringssystem etter 1945	11
2.4	Trådbindere	12
2.4.1	Bindertyper benyttet i Norge	12
2.4.2	Andre bindertyper	12
2.5	Krav i Eurokode 6	15
2.6	Inspenningsprinsipper	16
2.6.1	Fast innspent forbindelse	16
2.6.2	Leddets forbindelse	16
2.6.3	Glideforbindelse	16
2.7	Plassering av bindere	17
2.7.1	Forankring av bakvegg i betong	17
2.7.2	Forankring til bindingsverk i lave bygg	18
2.7.3	Forankring av skjelettbygg av betong eller stål med utfyllende bindingsverk	18

2.8	Jordskjelv	19
2.8.1	Jordskjelv i Norge	19
2.8.2	Murkonstruksjoner utsatt for jordskjelv	21
2.8.3	Dimensjoneringsregler i Eurokode 8	23
2.8.4	Jordskjelvtiltak rettet mot murkonstruksjoner	24
3	Tidligere forskning	25
3.1	Eksperimentelle studier	25
3.1.1	Testing utført på fullskalavegger	25
3.1.2	Testing utført på prøvestykker av to stein	28
3.2	Analytiske studier	31
3.2.1	2D FEM-modell utført av Hamed	31
3.2.2	3D FEM-modell utført av Bruaset	34
4	Forankringskapasitet til trådbinder	39
4.1	Materialfaktor	39
4.2	Veiledende kapasiteter	41
4.3	Forankringskapasitet til trådbindere	43
4.3.1	Strekkapasitet til binder	43
4.3.2	Trykkapasitet til binder	44
4.3.3	Uttrekk fra mørtelfuge	44
4.3.4	Uttrekkskapasitet fra tre	45
4.4	Krav til testing fra Standarder	46
4.4.1	Norsk standard	46
4.4.2	Amerikansk standard	46
5	Materialer	47
5.1	Murstein	47
5.1.1	Produktspesifikasjon	47
5.2	Mørtel	48
5.2.1	Produktspesifikasjon	50
5.2.2	Blanding av mørtel	50

5.2.3	Testing av fersk mørtel	51
5.2.4	Testing av bøyestrek- og trykkfasthet	52
5.2.5	Testing av elastisitetsmodul	52
5.2.6	Resultater	52
5.2.7	Diskusjon	53
5.3	Murverk	55
5.3.1	Murverkets elastisitetsmodul og trykkapasitet	55
5.3.2	Testing av elastisitetsmodul og trykkapasitet	55
5.3.3	Resultater	58
5.3.4	Diskusjon	61
5.4	Bindere	63
5.4.1	Produktspesifikasjon	63
5.4.2	L-binder	64
5.4.3	Træskruegevind	64
5.4.4	Ribbet S-binder	65
6	Forberedelse til uttrekksforsøk	67
6.1	Valg av testserier	67
6.1.1	Valg av aktuelle bindere	67
6.1.2	Fri binderlengde	68
6.1.3	Mørtelkontakt	68
6.1.4	Forankringslengde	68
6.1.5	Binderfall	69
6.1.6	Vertikallast	69
6.1.7	Modulering i Diana	69
6.2	Beskrivelse av uttrekksforsøk	70
6.2.1	NS-EN 846-5	70
6.2.2	Prøvestykker	70
6.2.3	Beskrivelse av prøverigg	71
6.2.4	Prosedyre	73
6.3	Hovedforsøk	74
6.4	Delforsøk	74

7	Resultater og diskusjon	77
7.1	Generelt	77
7.1.1	Bruddmekanismer	78
7.2	L-binder med mørtelklasse M5	80
7.2.1	Resultater	80
7.2.2	Diskusjon	82
7.3	L-binder med mørtelklasse M10	85
7.3.1	Resultater	85
7.3.2	Diskusjon	87
7.4	Træskruegevind og mørtelklasse M5	89
7.4.1	Resultater	89
7.4.2	Diskusjon	91
7.5	Spredning av resultater	93
7.6	Resultater fra delforsøk	94
7.6.1	Vertikallast	94
7.6.2	Binderfall	96
7.6.3	Ensidig mørtelkontakt	97
7.6.4	Forankringslengde	98
7.6.5	Ribbet S-binder og mørtelklasse M5	99
7.6.6	Træskruegevind og mørtelklasse M10	100
7.6.7	DIANA	101
7.6.8	Diskusjon	102
8	Numeriske modeller	105
8.1	Modellering i DIANA	105
8.1.1	Elementanalyse	105
8.1.2	Hensikt	106
8.1.3	Modellering av heftglidning	107
8.1.4	Dörr's modell	108
8.1.5	Embedded Reinforcement	109
8.2	Modell 1	110
8.2.1	Geometri	110

8.2.2	Elementinndeling	110
8.2.3	Materialmodell	111
8.2.4	Resultat og diskusjon	111
8.3	Modell 2	113
8.3.1	Geometri	113
8.3.2	Elementinndeling	114
8.3.3	Materialmodell	114
8.3.4	Resultat og diskusjon	116
8.4	Modell 3	120
8.4.1	Geometri	120
8.4.2	Elementinndeling	121
8.4.3	Materialmodell	121
8.4.4	Resultat og diskusjon	125
8.5	Begrensninger	132
9	Oppsummering og konklusjon	133
9.1	Oppsummering	133
9.2	Konklusjon	135
9.3	Videre arbeid	136
	Bibliografi	139

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Eksisterende konstruktive løsninger for forankring av skallmurvegger og forblendinger tar utgangspunkt i overføring av vindlaster. Etter innføring av Eurokode 8 i 2010, er det nå krav til å dimensjonere konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Det er derfor av interesse å undersøke kapasiteten til typiske forankringsløsninger, og kontrollere om eksisterende løsninger er dimensjonert for ulykkestilstand.

En doktorgradsavhandling utført av Hamed (2011) omhandler kapasiteten til trådbindere utsatt for jordskjelv. Han utarbeidet en todimensjonal “*finite element method*” (FEM) modell av et kontorbygg, utsatt for ulike seismiske grunnakselerasjoner. Konklusjonen til Hamed var at trådbindere må ha en dimensjonerende uttrekkskapasitet på minimum 2,0 kN per binderinnfestning, for å være tilstrekkelig forankret for et dimensjonerende jordskjelv i Norge. Bruaset (2011) videreførte doktorgradsavhandlingen til Hamed med sin masteroppgave høsten 2011. Han utarbeidet en tredimensjonal FEM-modell med en dynamisk analyse i tidsdomenet for samme type bygg, og oppnådde samme grenseverdi som Hamed. Begge rapportene presiserte at det er etterlengtet en økt dokumentasjon på forankringskapasiteten til trådbindere. Spesielt uttrekkskapasiteten fra mørtelfugen, både for statiske og dynamiske laster.

Ulike forankringsløsninger ble kontrollert med forsøk av Finn E. Madsø på daværende NTH i 1980. Resultatene fra forsøkene har lagt grunnlag for dagens veiledende dimensjonerende kapasiteter gitt i tabell 523 i byggforskserien (SINTEF, 2009). Denne tabellen anses som konservativ, da materialkvaliteter og materialfaktorer har endret seg siden 1980. På bakgrunn av dette er det bestemt at det skal utføres nye uttrekksforsøk i laboratoriet for å fastslå uttrekkskapasiteten til dagens forankringsløsninger.

1.2 Formål

Formålet med oppgaven var å utføre forsøk i henhold til NS-EN 846-5 for å bestemme uttrekkskapasiteten, til ulike forankringssystem, fra horisontale mørtelfuger. En numerisk modell som simulerte forsøkene skulle utarbeides for å simulere laboratorieforsøkene. Hensikten var også å kunne undersøke videre hvordan uttrekkskapasitet endret seg ved å forandre på mørtelfasthet, stålqualität og forankringslengde. Resultatene fra laboratoriet skulle sammenliknes med de veiledende kapasitetene fra byggforskserien og de representative produktdatabladene. Kapasitetene skulle avslutningsvis sammenliknes med resultatene fra analysene til Hamed (2011) og Bruaset (2011), for å se om dagens forankringsløsninger av murvanger er dimensjonert for ulykkestilstand.

1.3 Begrensinger

Rapportens omgang er begrenset av følgende punkter:

- Det er kun tatt hensyn til binderens uttrekkskapasitet horisontalt fra mørtelfuger.
- Det er bare tatt hensyn til statisk lastpåkjenning ved testing i laboratoriet.
- Det er bare benyttet mørtelklasse M5 og M10.
- Mørtelen kommer fra samme parti, så variasjon i mørtelqualität fra ulike forhandlere er ikke tatt hensyn til.
- Gjennomsnittet av testresultatene er satt som karakteristisk kapasitet.
- De numeriske modellen er modellert opp men lineære materialverdier, der ikke-lineær oppførsel er definert i interaceelement.

1.4 Oppgavens struktur

Prosjektrapporten er inndelt i ni kapitler, der innledning utgjør kapittel 1.

Kapittel 2 er et litteraturstudium av forankringssystem og bindertyper, samt en beskrivelse av seismisitet i Norge og murkonstruksjoner påkjent av seismisk last. Krav og veiledning til utførelse av forankring er beskrevet.

Kapittel 3 beskriver tidligere forskning utført på murkonstruksjoner påkjent av seismiske laster, samt tidligere forsøk utført for å bestemme forankringskapasiteten til trådbindere. Her presenteres eksperimentelle og analytiske studier separat.

Kapittel 4 presenterer veiledende dimensjonerende uttrekkskapasiteter og egne beregninger for ulike forankringssystem. Kapitlet omhandler også ulike forsøksstandarder og en oversikt over materialfaktorer som er benyttet.

Kapittel 5 omhandler alle materialene som er benyttet til uttrekksforsøket. Testing av mørtel, samt resultat og diskusjon er presentert. Trykkapasiteten og elastisitetsmodulen til murverk er fastslått ved testing, og sammenlignet med veiledende verdier fra Eurokode 6.

Kapittel 6 inneholder en diskusjon over valg av testserier og testparametere samt en beskrivelse av forsøket. Beskrivelsen utdyper blant annet oppbygging av prøvestykkene, utforming av prøverigg og en kort beskrivelse av forsøksprosedyren. Her presenteres to tabeller som inneholder samtlige forsøksserier utført i laboratoriet.

Kapittel 7 presenterer alle resultatene fra forsøkene. Kapitlet starter med en beskrivelse av ulike bruddformer som har oppstått. Deretter blir resultatene fra uttrekksforsøkene presentert med tekst, tabeller, last/forskyvningsgrafer og bilder som illustrerer bruddtilfellene. En tolkning av resultatene er gitt fortløpende etter resultatene for hver testserie.

Kapittel 8 gir en beskrivelse av 3 ulike numeriske modeller, som gjenspeiler forsøk utført i laboratoriet. Her presenteres geometri, elementinndeling og materialmodeller benyttet til de enkelte modellene, samt resultater og tolkning av analysene.

Kapittel 9 inneholder en kort oppsummering av resultatene og en avsluttende konklusjon fra uttrekksforsøk, samt forslag til videre arbeider innenfor oppgavens tema.

VEDLEGG inneholder samtlige resultater fra mørteltesting, uttrekksforsøk og forsøk utført på prøvestykker av murverk. Relevante filer fra DIANA og produktdatablad til murprodukter og bindere ligger vedlagt på en CD.

Kapittel 2

Litteraturstudie

2.1 Murkonstruksjoner i Norge

Murstein er et av de eldste byggematerialene vi kjenner til, og er fortsatt mye benyttet i byggebransjen i dag. De eldste natursteinsbygningene som vi kjenner til i Norge ble oppført på 1100-tallet, deriblant Nidarosdomen i Trondheim. Kunsten å lage teglstein ble ført til Norden av munkene, og fra midten av 1200-tallet ble det startet produksjon av teglstein i Norge. I første omgang ble teglsteinen hovedsakelig benyttet til oppføring av kirker og kongelige byggverk. Andre bygninger ble sjeldent oppført i mur, på grunn av den gode tilgangen på tre som byggemateriale i Norge. Murbygninger var også dyrere å bygge enn de tradisjonelle trehusene (Haakonsen og Krokstrand 2009).

Flere omfattende branner i de store byene, førte til at hele kvartaler eller bydeler med trehus brant ned. Dette førte til steinhustvangen i Oslo på 1600-tallet og murtvang i Trondheim i 1844. På bakgrunn av dette satte produksjonen av teglstein i Norge fart (Dahl og Haakonsen 2009). I 1904 kom murtvangsloven som omfattet alle byene i Norge, noe som førte til at teglmurverk var nesten enerådende som bygningsmateriale i større bygninger fram til 1945 (Thue, 2009).

I de senere årene har det blitt vanlig å benytte stål og betong som bæresystem i større bygninger. Dette har ført til at murverk har gått over fra å være bærende materiale til å være en estetisk og klimavennlig fasadekledning. Dette grunnet den høye brannsikkerheten, men også grunnet den gode holdbarheten, varmelagringskapasiteten og lydtettheten (Høiseth, 2007).

2.2 Statisk virkemåte til murvanger

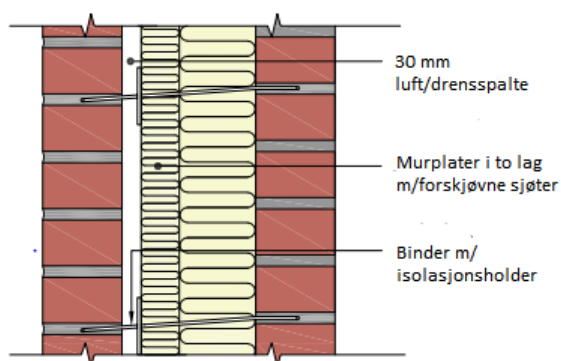
Murverk har lav strekkfasthet i forhold til trykkfastheten. Det er mørtelfugene som er det svakeste leddet i en murvegg, med de bidrar til å øke strekkfastheten. Den høye egenvekten er gunstig, da det tilfører murverket trykkspenninger. Momentkapasitet i vertikalretning øker med økende vertikallast, da vertikallasten er med på å jevne ut opptredende bøyestrekkspenninger (Høiseth, 2009).

Den moderne murveggen er velisolert og utført etter totrinns prinsippet for tetting. Den består av to separerte vanger sammenbundet med trådbindere av rustfritt stål. Indre vange fungerer normalt som en bærende konstruksjon og ytre vange fungerer som utvendig kledning og klimabeskyttende mot vær. Hulrommet mellom vangene benyttes til isolasjon, og prosjekteres slik at lekkasjevann dreneres bort fra konstruksjonen (SINTEF, 2009). Det skilles hovedsakelig mellom to typer murvegger; skallmurvegg og murt forblending.

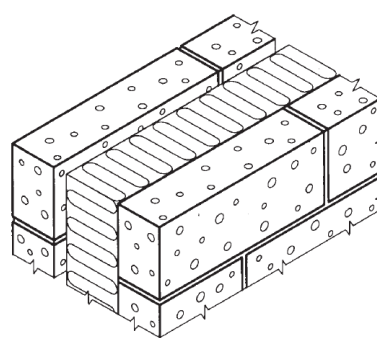
- I en skallmurvegg er begge vangene av murverk. Her vil normalt den ytre vangen fungere som vind- og regnskjerm og indre vange vil normalt være bærende, vist på figur 2.1 og 2.2.
- I en murt forblending benyttes murverket som en utvendig kledning som fungerer som vind- og regnskjerm. Den bakenforliggende vangen er utført i betong, stål eller tre og virker som bærende konstruksjon, vist på figur 2.3 og 2.4.

Denne oppgaven tar utgangspunkt i en typisk norsk murt forblending, vist på figur 2.5. Dette for å kunne sammenligne resultatene med tidligere avhandlinger av Hamed (2011) og Bruaset (2011), som har tatt utgangspunkt i denne type forblending. Her er den ytre vangen forbundet til en bakvegg av bindingsverk i tre ved hjelp av trådbindere i stål. Binderen har som oppgave å overføre vindlaster som virker på forblendingen til den bærende bakveggen. Utformingen må være slik at den tillater vangene å bevege seg med tanke på temperatur- og fuktforskyvninger.

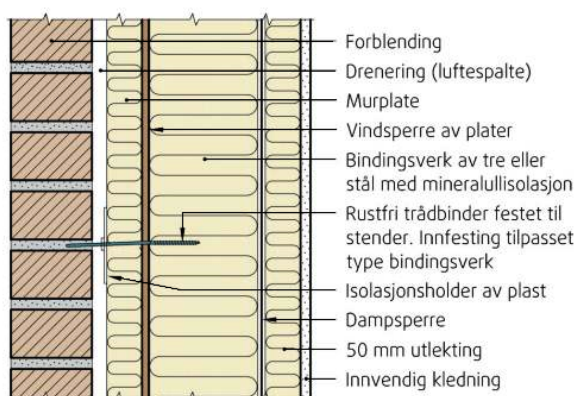
Forblendingen må mures så tett som mulig. Vann som klarer å trenge seg igjennom blir drenert ned langs innsiden av forblendingen. Bakveggen må derfor være skilt fra forblendingen med en luftspalte, forbundet med drensåpninger i bunnen av veggen. Denne luftspalten må være minimum 15 mm bred. Det er imidlertid vanlig å benytte en åpning på minst 30 mm, for å unngå at spillmørtel blokkerer åpningen. I toppen av luftespalten skal minst en stussfuge være åpen per meter, for å sikre tilstrekkelig uttørking av veggen. I det ytterste isolasjonslaget er det benyttet en murplate av mineralull på minimum 50 mm. Denne er fuktbestandig og hindrer at lekkasjevann trekker inn i isolasjonen bak (SINTEF, 2009).



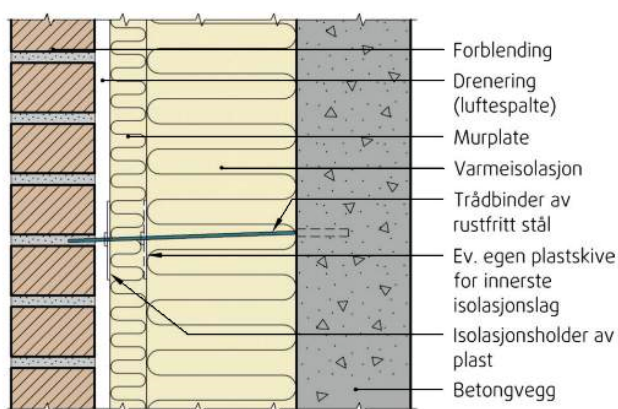
Figur 2.1: Skallmurvegg av teglstein (Wienerberger, 2010)



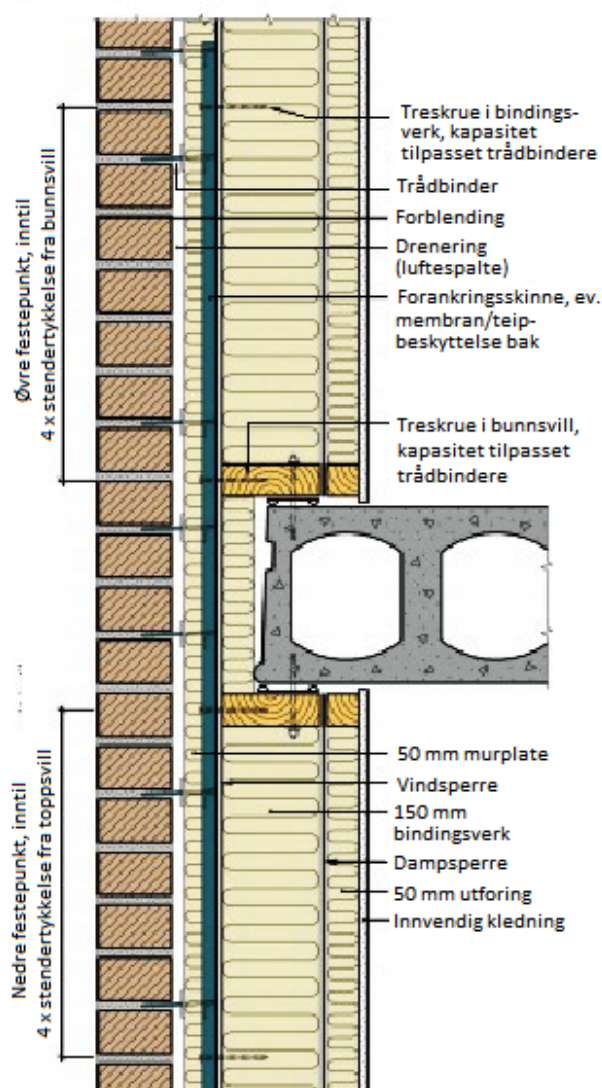
Figur 2.2: Skallmurvegg av lettklinkerbetong (SINTEF, 1996)



Figur 2.3: Murt forblending med bakvegg i tre (SINTEF, 2009)



Figur 2.4: Murt forblending med bakvegg i betong (SINTEF, 2009)



Figur 2.5: Vertikalsnitt av en murt forblending forankret til bindingsverk (SINTEF, 2009).

Dimensjonerende belastninger er vanligvis knyttet til vertikallaster fra egenlast, etasjeskillere og tak, og til horisontallaster fra vind normalt på veggplanet. Murvangene skal prosjekteres slik at aksiallasten får minst mulig eksentrisitet i forhold til veggens tyngdepunkt. Dersom aksiallasten angriper eksentrisisk, reduseres aksialkraftkapasiteten på grunn av bøyemoment (Høiseth, 2007).

Ved prosjektering setter standarden krav til murvangelens slankhet, som er et forholdstall mellom vangelens effektive tykkelse (t_{ef}) og konstruksjonshøyden mellom etasjeskillerne (H). For sammensatte vegger er effektiv veggtykkelse satt lik tykkelsen til en kompakt vegg med samme stivhet (EI) som den aktuelle veggen. For at dette skal gjelde, må det sammensatte tverrsnittet være tilstrekkelig forankret i henhold til gitte krav. Ved beregning av t_{ef} skal det tas hensyn til den avstivende effekten ved sammenbindingen av vangelene, og en eventuell avstiving fra tverravstivende konstruksjoner.

Trådbinderne kan ikke regnes som en integrert del av tverrsnittet, men de tillater at en kan summere stivhetene til de ulike vangelene, vist med ligning 2.1. For vanger med lik materialkvalitet og tykkelse, er t_{ef} gitt av ligning 2.3. For vanger bestående av materialer med ulike konstruktive egenskaper, beregnes ekvivalent tykkelse etter ligning 2.1. E-modulen settes enten lik verdien til bakveggen, da det er den indre vangelens slankhet som er avgjørende for utknekkingen, eller ved å benytte en faktor (k_{tef}) som tar hensyn til relativ e-modulen til vangelene t_1 og t_2 , vist med ligning 2.4.

$$EI_e = (EI)_{ytrevange} + (EI)_{indre vange} \quad (2.1) \qquad I_i = \frac{1}{12}bt_i^3 \quad (2.2)$$

$$t_{ef} = \sqrt[3]{2t^3} \quad (2.3) \qquad t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef}t_1^3 + t_1^3} \quad (2.4)$$

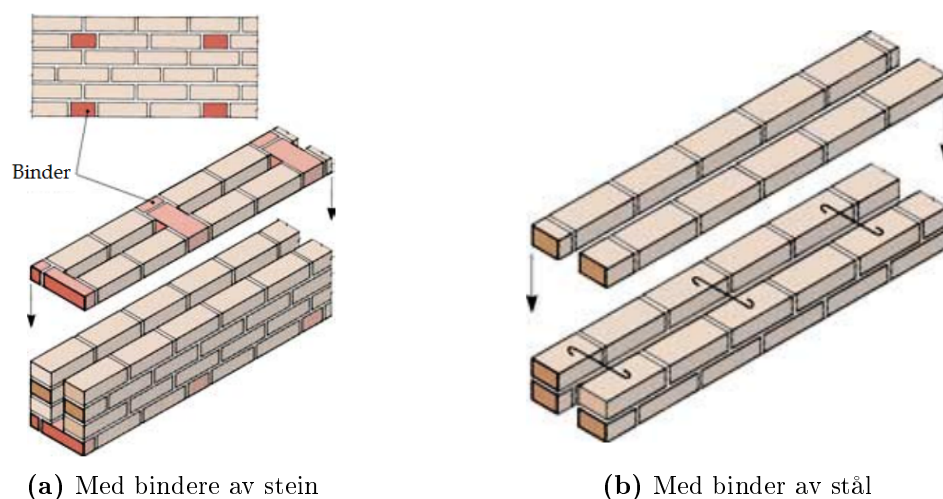
Ved dimensjonering av skallmurer av lettklinkerbetong er det tillatt å fordele vindlasten, normalt på veggplanet, på de to vangelene etter deres bøyestivhet (EI). Da forutsettes det at vangelene er tilstrekkelig forankret, med bindere i henhold til anvisninger, slik at vangelene får lik utbøying (Weber, 2006). Slankheten er avgjørende for dimensjonerende trykkapasitet. Standarden setter begrensninger til slankhet, gitt av forholdet mellom beregningsmessig knekk lengde (l_e) og effektiv veggtykkelse. Knekk lengden til veggen vil være avhengig av høyden på veggen og opplagerbetingelser.

Kapasitetene til veggene skal ved dimensjonering kontrolleres i tre snitt; ved opplagrene i topp og bunn, samt i midten av veggens høyde. Her beregnes dimensjonerende trykkapasitet (N_{Rd}) med en reduksjonsfaktor (ϕ) for eksentrisitet og slankhet. Reduksjonsfaktoren uttrykker hvor stor andel av tverrsnittets areal som kan benyttes som dimensjonerende areal, etter det er korrigert for eksentrisitet fra laster, geometriske avvik og slankheten.

2.3 Forankringssystem

2.3.1 Forankringssystem før 1945

Frem til rundt 1890 ble murvegger i Norge murt massive. Etter dette ble de massive veggene erstattet med hulmurer. Dette bidro til at uttørkingen i veggene skjedde raskere, slik at veggene ble mindre utsatt for frostskafer og isolasjonsevnen ble bedre (SINTEF, 2007a). Hulmurene måtte ha noe som bant veggen sammen, for å sikre veggens stabilitet og styrke. Derfor ble det benyttet teglstein, som ble murt på tvers av veggens lengderetning, som bindere, vist med figur 2.6a.



Figur 2.6: Engelsk hulmur (SINTEF, 2007a)

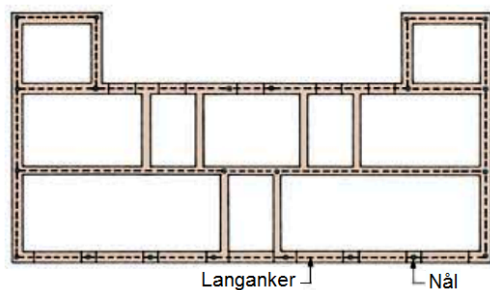
I Engelsk hulmur ble det benyttet teglstein som binder i hvert femte skift. Her ble det etter 1935 også benyttet bindere av stål, som ga mindre varmegjennomgang i veggene. Binderne skulle være minst 5 mm tykke og være forsinket eller asfaltert for å unngå redusert kapasitet på grunn av korrosjon. De skulle plasseres med minst en avstand på 0,5 m i begge retninger og ha en slik form at de fikk godt feste i mørtelen som vist i figur 2.6b (SINTEF, 1998).

I murte yttervegger var det viktig å forankre bjelkelagene til murveggen. I byggeforskriftene fra 1928 sto det: “*Alle yttervegger må være forsvarlig forankret i bjelkelagene. Ankrenes avstand må ikke overstige 3 m. Dette skal også iakttages ved endegavlens forankring i takverket. Langanker skal anbringes i sådan utstrekning som bygningsrådet finner påkrevet*” (SINTEF, 2008).

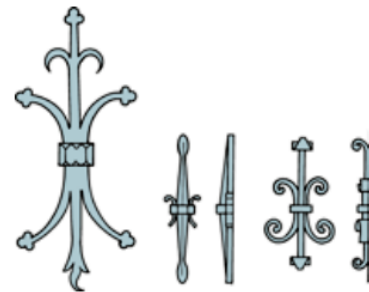
Langankre ble benyttet over bjelkelaget i hver etasje, for å bedre stabiliteten til veggene og ta opp mindre setninger. De ble ofte utført av $1\frac{1}{2}$ " x $\frac{3}{8}$ " flattjern med en forankringsnål

på 7/8" rundjern i hver ende. Ankerstangen ble spikret i bjelken og ankernålen ble murt inn i veggen. I tynne vegger ble det også benyttet utvendige ankernåler, som kunne bidra til en mer dekorativ fasade. Figur 2.7 viser plassering av langankerne i en murbygning og figur 2.8 viser eksempler på utvendige ankernåler.

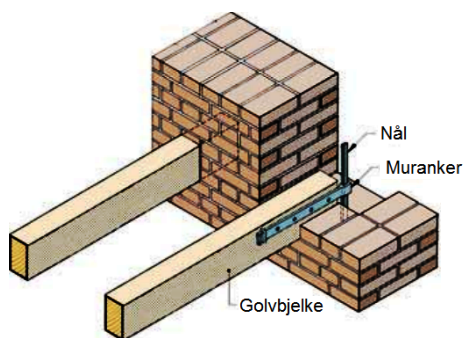
I bjelkelagene ble hver tredje bjelke festet med murankere i hver ende, for å hindre at veggen skulle sige utover. Murankrene kunne lages av 10 x 50 mm flatjern og plasseringen er vist på figur 2.9a. Ankerene kunne også gå tvers igjennom veggen, og da ble de i likhet med langankrene gitt en dekorativ utforming. Gavlankre ble plassert med ca 3 m mellomrom og ble forankret over tre bjelker, som vist på figur 2.9b. Disse ankerene hadde stor betydning for stabiliteten i veggene (SINTEF, 2007b).



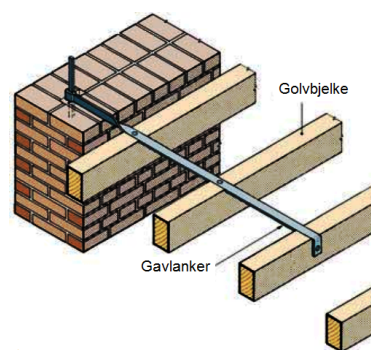
Figur 2.7: Plassering av langanker (SINTEF, 2007a)



Figur 2.8: Eksempler på synlig avslutning av muranker (SINTEF, 2007a)



(a) Forankring av bjelkelag til langvegg



(b) Forankring av bjelkelag til gavlvegg

Figur 2.9: Tilslutning til bjelkelag (SINTEF, 2007a)

I dag er det ikke samme behov for bjelkelagsanker, siden bygningene konstrueres på en annen måte enn før. Dagens bygninger i bærende murverk er mindre, og for større bygg er trappesjakter og betongvegger med på å stive av bygget sideveis. Bygninger av blokkmurverk har fortsatt langanker, i form av stigearmorering^{2.1}. Byggeforskriftene fra 1945 førte til

^{2.1}Tore Kvande, SINTEF Byggforsk. E-post 10.04.2013

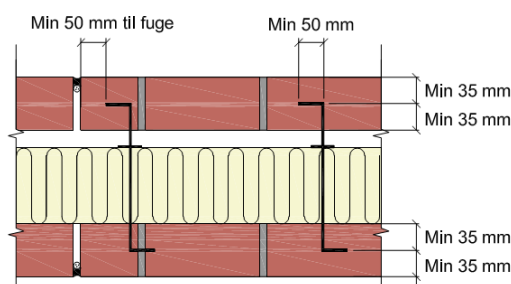
at isolerte skallmurvegger med trådbindere overtok helt for uisolerte murvegger med teglsteinbindere. Grunnen til dette var først og fremst varmeisolasjonskrav (SINTEF, 1998). Dette førte også til at byggene gikk raskere å oppføre, og man fikk ett redusert teglforbruk enn med innmurte bindere.

2.3.2 Forankringssystem etter 1945

I nyere tid benyttes trådbindere, som mures inn i liggefugen, for å forbinde vengene sammen. Hensikten med binderne er å avstive og stabilisere murverket, samt overføre opptredende horisontale krefter til bærende konstruksjon. Hulrommet mellom vengene fungerer som isolasjon og som en dreneringsspalte for vann. Binderne, som benyttes til innmuring og forankring, må derfor være av rustfritt, kaldtrukket stål for å unngå korrosjon. De skal utformes og plasseres slik at lekkasjevann ikke ledes inn i indre vange. Dette gjøres ved at binderen monteres med fall utover mot ytre vange. Stålet skal ha en karakteristisk øvre flytegrense på minst 500 N/mm^2 og ha en diameter på minst 4 mm (SINTEF, 2009).

SINTEF beskriver utførelse for forankring av murverk. Kravene til utforming og plassering er vist på figur 2.10 og oppsummert nedenfor.

- Innmuringsdybden skal være minimum 35 mm fra komprimert fuge. Det er vanlig å plassere tverrarmen sentrisk i teglvangen, slik at man oppnår en innmuringsdybde på 50 mm.
- Trådenden, som skal mures inn, må være bøyd i rett vinkel og forankringslengden til tverrarmen skal være minimum 50 mm.
- Binderne monteres med fall utover (ca 1:10). Der dette er vanskelig kan det f.eks. brukes isolasjonsholdere med dryppnese.
- Trådbinderens utforming i motsatt ende tilpasses forankringssystemet og bygningsdelen det skal festes til.



Figur 2.10: Krav til utførelse (Murkatalogen, 2004b)

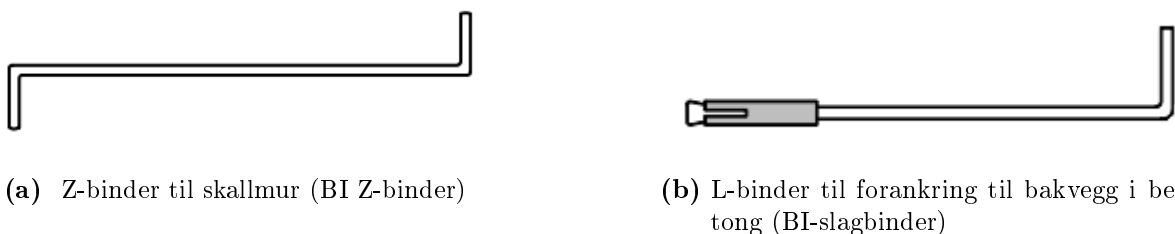
2.4 Trådbindere

2.4.1 Bindertyper benyttet i Norge

Trådbindere kommer i mange ulike former, både symmetriske og asymmetriske. De fås i ulik stålqualität og tykkelse. De typene som er mest benyttet i Norge er vist på figur 2.11.

BI-produkter, ved Asbjørn Ingeberg, selger tilbehør som forankringsbindere og armering til murbransjen. I følge BI-produkter er det L- og Z-bindere som er mest benyttet til forankring av murvanger i Norge. Ingeberg mener at Norge er ganske konservative i murfaget og benytter den samme binderen som har vært på markedet de siste 60 årene. Det som har forandret seg mest er de ulike skinnesystemene som festes til bakvegg, noe som gjør oppmuringen enklere^{2,2}.

Z-binderne benyttes til forankring av skallmurvegger, der begge vengene er murt med lik skifthyde, se figur 2.11a. De fås i 4 og 5 mm tykkelse, der sistnevnte benyttes der det stilles større krav til trykkstyrke. L-binderne er asymmetriske og utformet med ulike ender, etter hva de skal forankres i. For forankring i bakvegg av tre fås de med tregjenger, og for forankring i betong følger det med hylser for å få tilfredstillende feste.



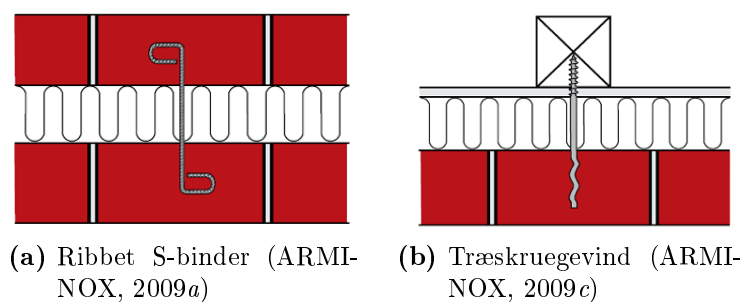
Figur 2.11: Typiske bindere i Norge (BI-produkter, 2005)

2.4.2 Andre bindertyper

BI-produkter har et samarbeid med det danske firmaet Arminox, som produserer trådbindere til murbransjen. Danmark har et større utvalg av bindertyper enn Norge. Figur 2.12 viser noen eksempler av bindere som eksisterer på det Danske markedet.

I England benyttes tynne flate stålplater med vinkel som legges flatt inn i fugene og skrues inn i bakvegg, som vist på figur 2.13a. De benytter også egne bindertyper for forankring av skallmurvegger. Den har likheter med den norske Z-binderen, bare endene er utført

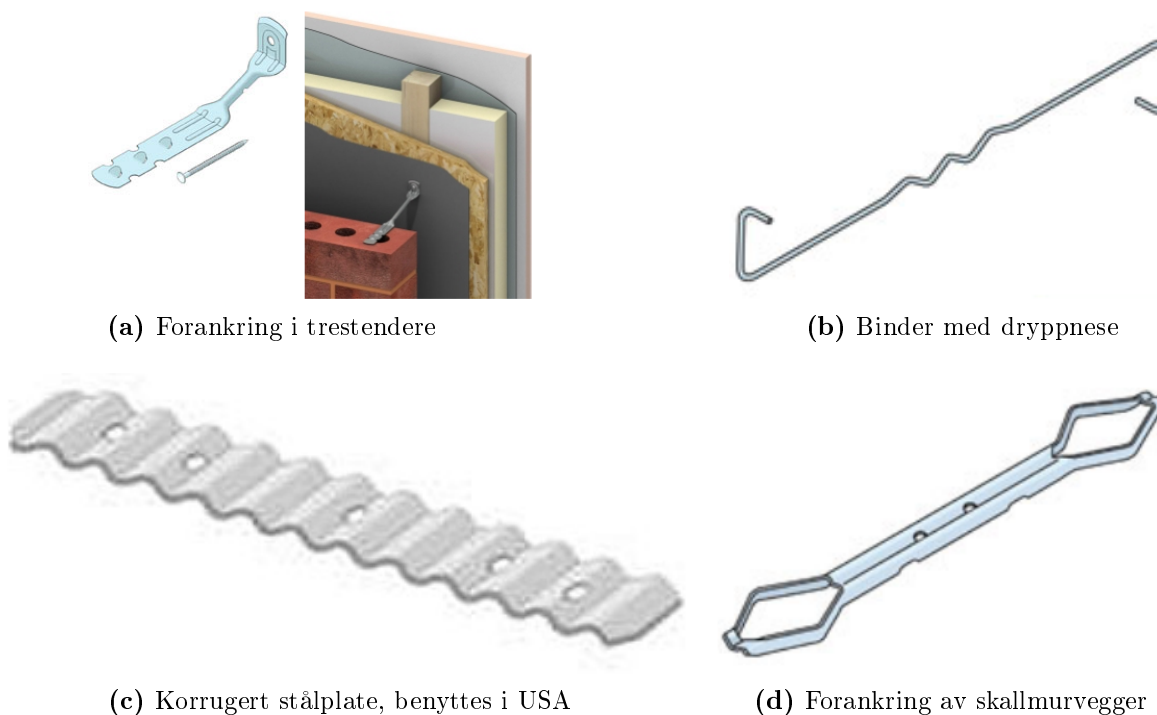
^{2,2}Asbjørn Ingeberg, BI-produkter. Telefonsamtale 01.02.2013



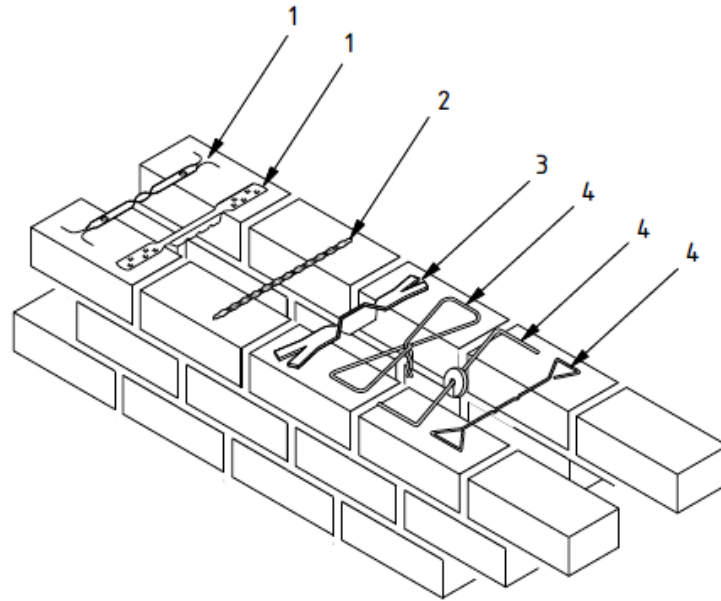
Figur 2.12: Et utvalg Danske bindere fra ARMINOX

som en halv triangel eller trekanter, illustrert på figur 2.13b og 2.13d. Denne typen er utført med dryppnese, det vil si at binderen er utformet med en knekk på midten. Det ble slutt på bruk av dryppnese ved innføring av ny Eurokode i mars 2010, da det førte til redusert trykkapasitet. Figur 2.14 og 2.15 viser mange forskjellige bindertyper som benyttet i Europa. Variasjonene i binderne skyldes ulike kulturer og tradisjoner.

De amerikanske forankringsløsningene likner på de engelske. De benytter flate korrugerte stålplater som skrues fast i bakvegg, illustrert på figur 2.13c. For forankring av skallmurvegger benyttes ofte en symmetrisk binder som er formet som et triangel i endene, som binder nummer fire på figur 2.14.

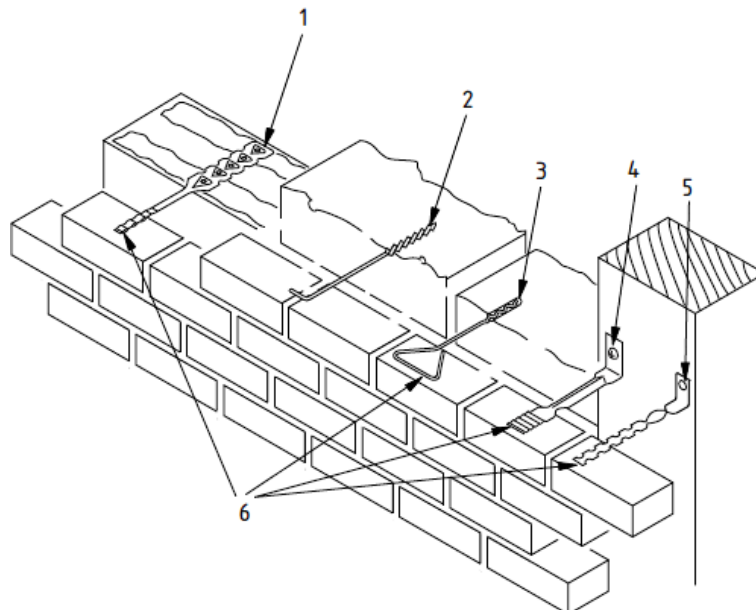


Figur 2.13: Eksempler på forankringsløsninger i England og USA (Ancon, 2013a,b)



Figur 2.14: Examples of symmetrical wall ties (Annex ZA, NS-EN 845-1)

- 1) Thin plate types
- 2) Helical (spiral) types
- 3) Thick plate types
- 4) Wire types



Figur 2.15: Examples of asymmetrical wall ties (Annex ZA, NS-EN 845-1)

- 1) Bedded in mortar (near end) - Thin layer mortar joint (far end)
- 2) Screw fixing
- 3) Resin anchor fixing
- 4) Screwed to timber frame
- 5) Nailed to timber frame

2.5 Krav i Eurokode 6

I Eurokode 6 er det angitt visse retningslinjer for forankring av forblendinger og skallmurvegger. Dette for å forsikre at opptredende laster fra forblendingen overføres til bakenforliggende avstivende bærekonstruksjon. Ved beregning av kapasiteten til trådbindere skal det, i henhold til punkt 6.5 i standarden, tas følgende forhold i betraktning:

- *Differensielle bevegelse mellom de forbundne konstruksjonsdelene, typisk mur med forblending og støttevange, f.eks. på grunn av temperaturforskjeller, endringer i fuktighet og påvirkninger*
- *Horisontal vindlast*
- *Krefter forårsaket av samvirke mellom vanger i hultmurer*

Under samme punkt er det krav til hvordan en skal utføre kapasitetsberegning for nødvendig antall trådbindere per m². Beregning av minste antall bindere for hultmur, per arealenhet, beregnes fra ligning 2.5, dog ikke mindre enn minstekravet.

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad (2.5)$$

Der

- W_{Ed} er dimensjonerende verdi av horisontal last per arealenhet
- F_d er binders dimensjonerende trykk- eller strekkapasitet.

Minstekravet er fire bindere per m² for skallmurvegger, og minst to bindere per m² for murte forblendinger. Dette for å statisk samvirke mellom vengene. I følge Madsø (1980) later det til at ingen kjenner bakgrunnen for den gamle “tommelfingerregelen” av at det skal benyttes minst fire bindere per m². Det er heller ikke presisert hvilken stål kvalitet kravet gjelder for. Likevel benyttes fremdeles det gamle kravet, da erfaring har vist at det gir tilfredsstillende kapasitet.

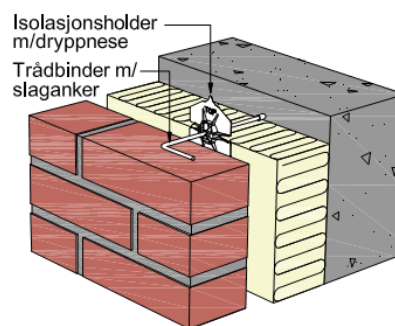
Antall bindere og plassering avhenger av bakvegg, opptredende vindlast og type forankring. Fordeling av bindere skal utformes slik at de får tilnærmet like påkjenninger (SINTEF, 2009). Praktisk utformes dette avhengig av bærekonstruksjonen.

2.6 Innspenningsprinsipper

Det er hovedsakelige tre prinsipper for innfestning av bindere i følge Murkatalogen (2004b), som vist på figur 2.16. De ulike prinsippene er beskrevet under. Randbetingelsene varierer etter type innspenning, om binderen er innmurt, innboret, innfestet i trestendere eller heftet i et skinneresystem.

2.6.1 Fast innspent forbindelse

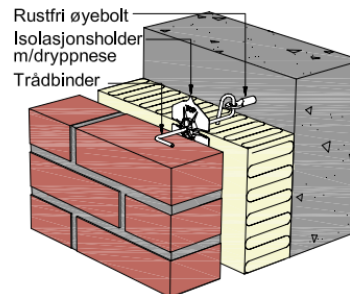
I en skallmurvegg mures normalt trådbindere inn i begge vangene med en Z-formet binder. Dette gir en tilnærmet fast innspent forbindelse. Bindere som skrues fast i bindingsverk av stål eller tre, eller bores fast i bærende betongvegg, vil også fungere som en fast innspent forbindelse.



(a) Fast innspent

2.6.2 Leddet forbindelse

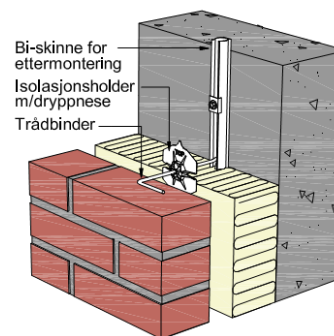
I en leddet forbindelse er binderen utformet slik at enden av binderen kan hektes inn på en bolt eller bøyle, som igjen er festet til bakenforliggende konstruksjon. Fastsutte øyebolter benyttes ofte når bakveggen er av betong. Med bindingsverket i tre benyttes en øyebolt som skrues inn i bindingsverket.



(b) Leddet forbindelse

2.6.3 Glideforbindelse

For forankring av en forblendingsvegg til bærekonstruksjonen er det blitt mer vanlig å benytte en glideforbindelse i form av et skinneresystem. Dette gjør prosjekteringen enklere, ved at trådbinderen hektes på skinnen fortløpende og plasseres i fugene under oppføring. Oppstår det et vindtrykk på fasaden skjer det en fastholdning av binderen som vil redusere knekk lengden og øke trykkapasiteten til binderen. Skinneresystemet tillater at murverket kan bevege seg fritt vertikalt.



(c) Skinneresystem

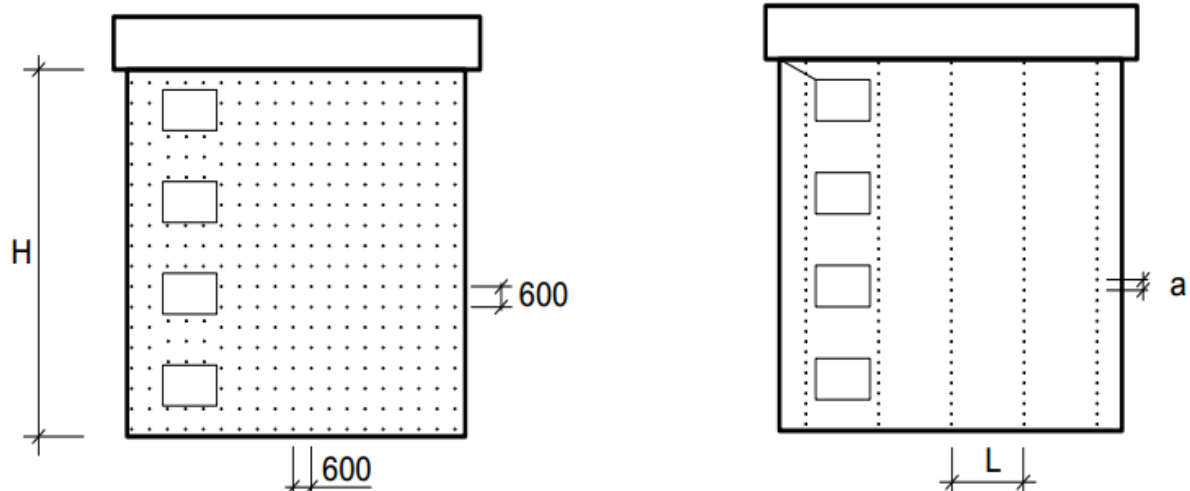
Figur 2.16: Innspenningsprinsipp (Murkatalogen, 2004b)

2.7 Plassering av bindere

Binderne plasseres ofte i vertikale eller horisontale rekker, for å forankre binderne i for eksempel dekkeforkant, tversgående skillevegger og fasadesøyler. Byggforskserien (SINTEF, 2009) gir retningslinjer på hvordan binderne bør plasseres etter ulike type bakvegg og høyde på bygg. Et utdrag av disse retningslinjene er oppsummert i de neste avsnittene.

2.7.1 Forankring av bakvegg i betong

Hvis det benyttes en bakvegg i betong, kan binderne fordeles fritt utover veggen, så lenge plasseringen passer med mørtelfugene. Dersom binderen skal holde isolasjonen på plass, må dette tas hensyn til ved valg av antall bindere og plassering. Et eksempel på dette kan være å plassere binderne i et rutenett på 600 x 600 mm, som illustrert på figur 2.17a. Hvis det ikke skal benyttes isolasjon, kan en plassering av binderne i vertikale rekker være hensiktsmessig. Horisontalavstanden, L , mellom binderne begrenses da av vindlasten og forblendingens bæreevne i horisontalspenet som vist på figur 2.17b.



(a) Trådbindere tilpasset isolasjonsplatenes størrelse

(b) Trådbindere i vertikale rekker med horisontalavstand L

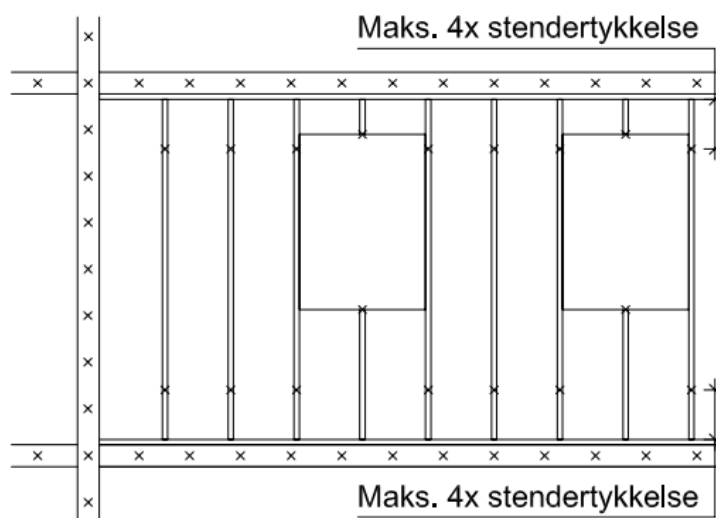
Figur 2.17: Forankringsprinsipp bakvegg i betong (Wienerberger, 2010)

2.7.2 Forankring til bindingsverk i lave bygg

Ved forankring av bindingsverk i lave bygg skal binderne hovedsakelig festes i topp og bunnsvill. Det kan også i tillegg være aktuelt og plassere binderne i stenderne. Dette forutsetter at stenderne har en tilstrekkelig innfestning mot topp og bunnsvill som kan overføre kreftene fra forankringsfestene. Binderne bør festet der deformasjonen er minst, nær topp og bunn, grunnet den lave bøyestivheten til stenderen i forhold til forblendingen.

2.7.3 Forankring av skjelettbygg av betong eller stål med utfyllende bindingsverk

For skjelettbygg bør binderne forankres til hovedbæresystemet i horisontale rekker i dekkeforkant i hver etasje og vertikale rekker i forkant av skillevegger og søyler. Det gir en oppdeling og fastholding av forblendingen, som et rutenett, og fører til at bæreevnen til muren kan benyttes i begge spennretninger som en toveis plate. Hvis dette ikke gir tilstrekkelig forankring, anbefales det å benytte et sekundært avstivningssystem av stålsøyler og stålbjelker som festes i det primære bæresystemet. Bindingsverket har normalt lavere bøyestivhet enn murverket, så tilleggsforankring i det utfyllende bindingsverket vil ikke gi tilstrekkelig avstiving av høye forblendinger. Dersom bindingsverket har en mindre innbøyning enn $H/400$ for full vindlast, kan imidlertid bindere plasseres i bindingsverket. Forankringen bør da plasseres maksimalt 4 x stendertykkelsen fra etasjeskiller, og hovedsakelig i topp og bunnsvill som vist i figur 2.18.



Figur 2.18: Forankringsprinsipp skjelettbygg med bindingsverk (Wienerberger, 2010)

2.8 Jordskjelv

På NORSAR (2010*c*) sine hjemmesider defineres et jordskjelv som en plutselig bevegelse i jordskorpen som forplanter seg til jordoverflaten og skaper seismiske bølger. Det som forårsaker et jordskjelv er utslipp av oppbygde spenninger i bergrunnen langs geologiske forkastninger eller ved bevegelse i magmaen i vulkanske områder. Størrelse på skjelvene varierer fra ubetydelige til svært kraftige.

Størrelsen på et jordskjelv måles i ”moment magnitudo”, M_W . Målemetoden ble utviklet i 1979 og har i senere tid erstattet den tidligere benyttet Richters skala. Moment magnitudo skalaen baserer seg på seismisk moment og bestemmer styrken til et jordskjelv ved å måle frigitt energi i et jordskjelv ved å beregne arbeid utført under plateforskyvningene (NORSAR, 2010*b*).

2.8.1 Jordskjelv i Norge

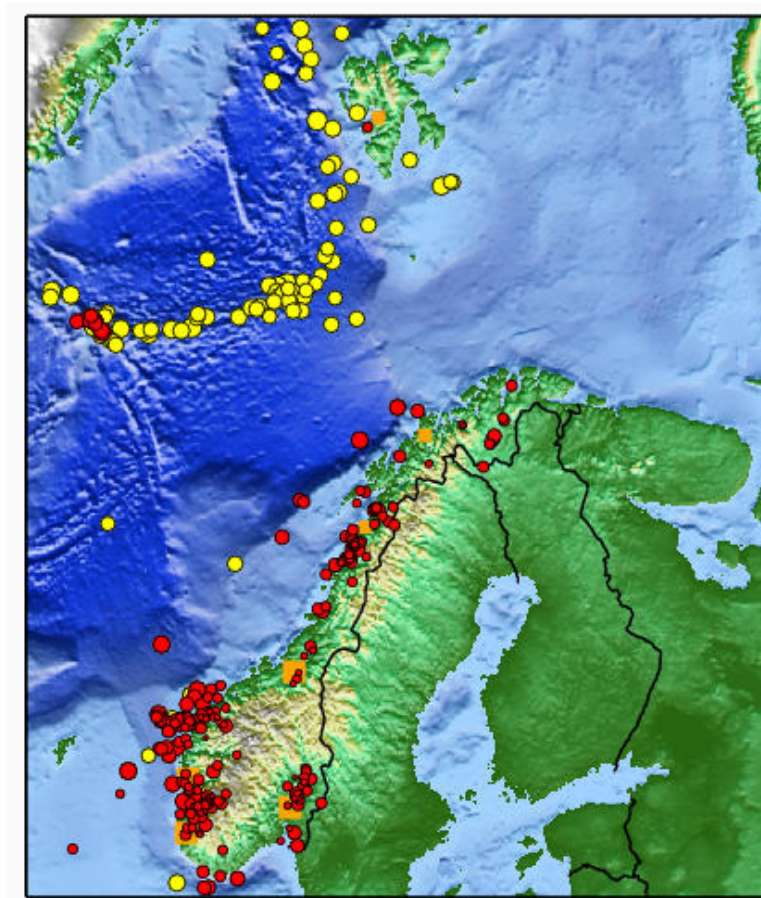
Etter innføringen av Eurokode 8 i april 2010 er det nå krav for å dimensjonere konstruksjoner for seismiske påvirkninger. Før 2010 har ikke jordskjelv vært et dimensjoneringsgrunnlag i Norge, da jordskjelv har blitt sett på som en sjelden forekomst. Hyppigst forekommer jordskjelv i de mest aktive områdene, på eller i nærheten av jordplategrensene. Norge ligger i god avstand fra spredningsryggen i Norskehavet, likevel er Norge det landet i Nord-Europa som opplever hyppigst jordskjelv i dag (NORSAR, 2010*b*).

Tabell 2.1 viser oversikt over jordskjelvene med styrke over 5 M_W i Norge fra 1750 frem til idag. Tabellen baserer seg på en artikkel fra Teknisk Ukeblad (Valmot, 2007), og fra NORSAR sine registreringer. De fleste skjelvene registrert av NORSAR ligger på under 5 M_W , som betyr at jordskjelvene har vært for små til å merkes av mennesker eller bare forårsaket minimale materialistiske skader. Det kraftigste jordskjelvet registrert i Norge i nyere tid inntraff ca 100 km vest for Jan Mayen august 2012. Jordskjelvet ble målt til en styrke på 6,6 M_W , og det inntraff flere etterskjelv. Befolkningen på Jan Mayen merket jordskjelvet kraftig, men slapp unna med mindre materielle skader (Dallmann, 2012).

Figur 2.19 viser geografisk plassering av jordskjelv som har blitt registrert i Norge siden 1979. De røde prikkene viser skjelv av mindre skala, mens de gule prikkene viser jordskjelv med styrke på 4 M_W eller sterkere. Av kartet ser man at jordskjelvene er mest konsentrert på vestlandet og på platen i Norskehavet. Mest aktivitet er det i Nordland, på Vestlandet og i Nordsjøen. Østlandet og Finnmark opplever regelmessig mindre skjelv.

Tabell 2.1: Største jordskjelv i Norge siden 1750 (Valmot, 2007)

År	Dato	Styrke [M_W]	Sted
1759	22. des	5,6	Kattegat
1819	31. aug	5,8	Helgeland
1866	09. mar	5,7	I havet vest for Midt-Norge
1892	15. mai	5,2	Sunnfjord
1894	23. jul	5,4	Lofoten
1895	05. feb	5,3	I havet vest for Midt-Norge
1904	23. okt	5,4	Ytre Oslofjord
1907	27. jan	5,3	I havet vest for Midt-Norge
1937	27. jan	5,1	I havet vest for Finnmark
1955	03. jun	5,2	I havet vest for Sognefjorden
1988	08. aug	5,3	Møre-bassenget
1989	23. jan	5,1	I havet vest for Sognefjorden
2004	15. apr	5,2	Grønlandshavet
2008	21. feb	6,2	Svalbard
2012	30. aug	6,6	Vest for Jan Mayen

**Figur 2.19:** Kart over jordskjelv i Norge siden 1979 (NORSAR, 2010a)

2.8.2 Murkonstruksjoner utsatt for jordskjelv

I Norge er kollaps av bygninger og fallende konstruksjonsdeler skader som kan inntreffe ved et jordskjelv. Konstruksjoner med lav duktilitet er mest utsatt for kollaps ved påkjenning av seismiske laster. Eksempler på slike bygninger er lettarmerte betong- og teglsteinsbygninger eller bygninger med liten sideveis stivhet i de nederste etasjene.

Murkonstruksjoner har generelt lav duktilitet og begrenset mulighet for å absorbere energi. Under påkjenning av jordskjelv kan derfor uarmerte murkonstruksjoner få store skader. I følge Bruneau (1994) er det seks vanlige bruddtyper som oppstår når uarmerte teglkonstruksjoner påkjennes av seismiske laster:

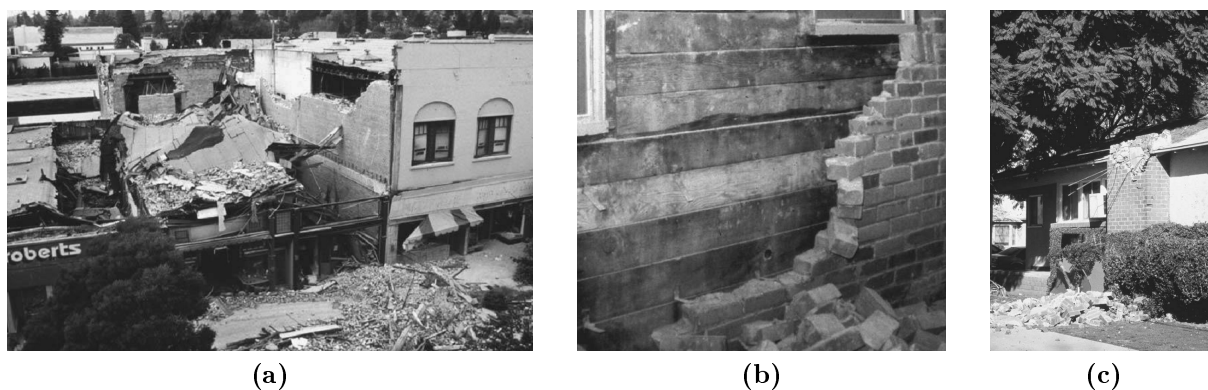
- Forankringsbrudd
- Manglende forankring
- Skiverelaterte brudd
- Brudd ut av planet
- Brudd i planet
- En kombinasjon av brudd i og ut av planet

Registreringer gjort av Chen og Scaworth (2002) av tidligere jordskjelv har vist at kollaps av murkonstruksjoner har ført til mange dødsfall. Figur 2.20, 2.21 og 2.22 viser et utvalg av skadeomfang fra tidligere jordskjelv. I disse tilfellene har jordskjelvene vært mye kraftigere enn hva som kan forventes i Norge.

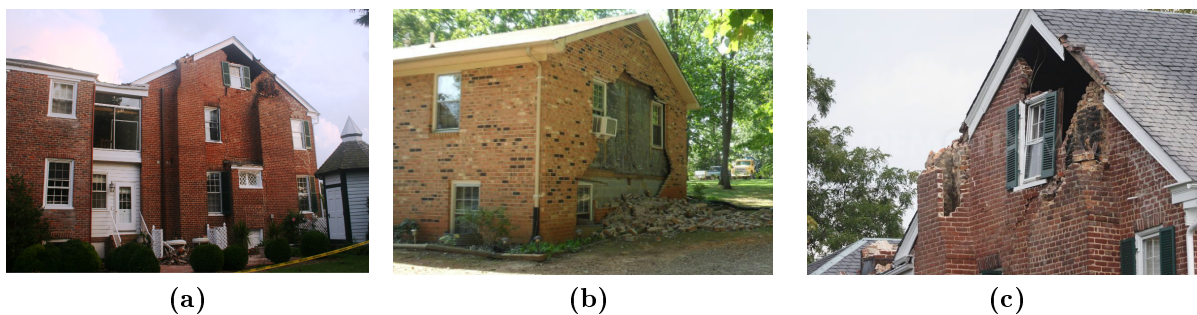
Fallende fasadeelementer og dårlig festede gjenstander, som parapeter og piper, kan utgjøre stor fare for menneskeliv under et jordskjelv. Derfor er det viktig at murvangene er forankret tilstrekkelig i bakvegg, for å unngå kollaps ut av planet ved et jordskjelv. I følge Hamed (2011) er det tre bruddtyper som normalt oppstår for forankringssystemer:

- brudd i binder
- uttrekk av binder fra mørtel
- uttrekk av binder fra bakvegg

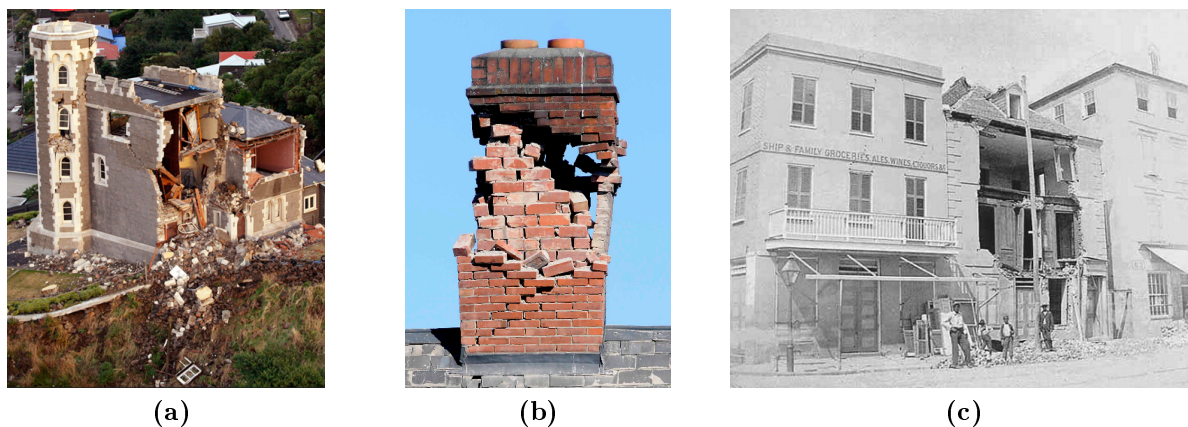
Han mente at uttrekk av binder fra mørtelfuge skyldes en kombinasjon av lav mørtelkvalitet og dårlig utførelse.



Figur 2.20: Kollaps av uarmerte teglsteingbygninger (Klingner, 2002)
 a) Fra Santa Cruz etter Loma Prieta jordskjelvet i 1989
 b) Dårlig forankring av forblendingsvegg etter Northridge jordskjelvet i 1994
 c) Kollaps av pipe etter Northridge jordskjelvet i 1994



Figur 2.21: Jordskjelv i Virginia, USA 2011 (Virginia Earthquake clearinghouse 2011)
 a) Skader på pipe og forblendingsvegg
 b) Brudd ut av planet
 c) Brudd grunnet dårlig forankring av murvanger og piper.



Figur 2.22: a) Kollaps av bygning i Christchurch, New Zealand i 2011 (The Atlantic, 2011)
 b) Skader på pipe i Christchurch, New Zealand i 2011 (CBCnews, 2011)
 c) Kollaps av en murbygning i Charleston etter South Carolina jordskjelvet i 1886 (Klingner, 2002)

2.8.3 Dimensjoneringsregler i Eurokode 8

Formålet med Eurokode 8 er *“å sikre at menneskeliv beskyttes, skadeomfanget begrenses og byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen, forblir operative”* (NS-EN 1998-1) dersom et jordskjelv inntreffer. Eksisterende løsninger for forankring av skallmurvegger og forblendinger har tatt utgangspunkt i overføring av vindlaster. Innføringen av Eurokode 8 har derfor hatt en stor betydning for Norge, da det nå er krav til å dimensjonere konstruksjoner for jordskjelv. Norge er definert som et lavseismisk område, men seismiske påkjenninger kan bli dimensjonerende for:

- Konstruksjoner med veldig stive sideveis bæresystem
- Konstruksjoner med stor masse
- Konstruksjoner som er fundamentert på to ulike typer grunnforhold

Eurokode 8 gir forenklinger og utelukkingskriter for dimensjonering for seismiske laster i Norge. Forenklingene gjør om grunnakselerasjonene og treghetskraftene til statiske laster ved dimensjonering. Siden grunnakselerasjonene i Norge er relativt små, kan man ofte komme innenfor utelukkelseskriteriene ved dimensjonering^{2,3}. Disse kriteriene omhandler følgende tilfeller:

- Konstruksjoner i seismisk klasse 1
- Lette trekonstruksjoner
- Svært lav seismisitet
- Dimensjonerende spektrum mindre enn 0,05g for konstruksjoner i duktilitetsklasse medium (DCM)
- Skjærkraften fra jordskjelvet er mindre enn for andre lastkombinasjoner

Kapittel 9 i Eurokode 8 gjelder for dimensjonering av bygninger av uarmert, randforsterket og armert murverk i seismiske områder. Standarden bestemmelser gjelder i tillegg til de som er gitt i Eurokode 6. I det nasjonale tillegget står det at det skal benyttes mørtel av klasse M8 eller høyere for armert murverk og M5 eller høyere for uarmert murverk.

Dimensjonering for seismiske laster er avhengig av massen og stivheten til bygningen. For å oppnå gode løsninger, og unngå omfattende og dyrt bæresystem, er det viktig å legge til rette for jordskjelvsdimensjonering tidlig i prosjektfasen.

^{2,3}Åse Lyslo Døssland, Multiconsult Bergen: Seismisk dimensjonering. Gjeste foreleser i TKT 4222 Betongkonstruksjoner 3, NTNU 05.11.12.

2.8.4 Jordskjelvtiltak rettet mot murkonstruksjoner

Forskere ved Bayer Material Science har utviklet et økonomisk og effektivt tiltak for å redusere skader på murkonstruksjoner forårsaket av seismiske laster (Vervaeck, 2012). Løsningen er en seismisk tapet bestående av et høyteknologisk lim og glassfiber som skal øke stabiliteten til murverket. Tapeten monteres enkelt ved å lime den til veggene. Figur 2.23 illustrerer hvordan duken er bygd opp av ulike lag.

Tapeten bidrar til å absorbere energien fra jordskjelvet og fordeler lasten til hele veggflaten. Slik kan en systematisk styrke de svake punktene i en murvegg, som dørkarmer og vinduer. Systemet er testet i fullskala, og har gitt gode resultater. Murveggene kan fortsatt gå til brudd, men glassfiberen og limet holder mursteinene sammen. Det vil forsinke, og i beste fall forhindre, et kollaps.



Figur 2.23: Oppbygging av seismisk tapet (Vervaeck, 2012)

Den amerikanske forhandleren HELIFIX (2013) selger et forankringssystem som skal gjøre murverket mer motstandsdyktig mot seismiske påkjenninger. Forhandlerne oppgir at systemet er like godt egnet for oppføring av nye konstruksjoner som for etterforankring av eksisterende bygg. Forskjellen fra andre forankringssystem er at det støpes inn en rustfri ståltråd langs hele fugen illustrert på figur 2.24. Ståltråden går gjennom binderne, som igjen er festet med en innstøpt bolt til bærekonstruksjonen. Dette gir en økt styrke til den ytre vangen.

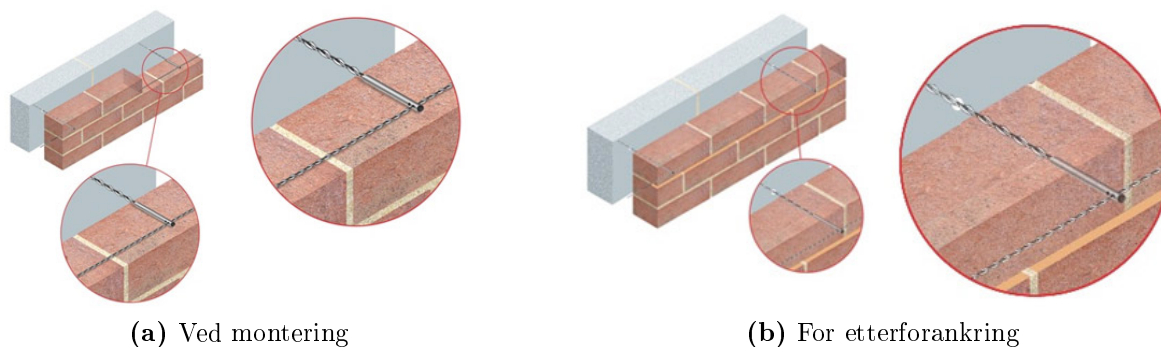


Figure 2.24: Seismisk forankringssystem (HELIFIX, 2013)

Kapittel 3

Tidligere forskning

3.1 Eksperimentelle studier

I de siste årene har et utvalg eksperimentelle og analytiske studier blitt utført på fullskala forblendingsvegger utsatt for vind- og seismiske laster. Dette for å få bedre kunnskap om samvirket mellom murverk, binder og en bakvegg i stål, betong eller tre. De fleste eksperimentelle og analytiske studiene utført i USA og Canada siden 1980 har fokusert på ut av planet oppførsel til murte forblendinger festet til bæresystem av stål (Reneckis og LaFave 2009). Dette kapittelet tar for seg et utvalg tidligere eksperimentelle studier utført på fullskalavegger med en bakvegg av tre, og uttreksforsøk utført på prøvestykker bestående av to stein.

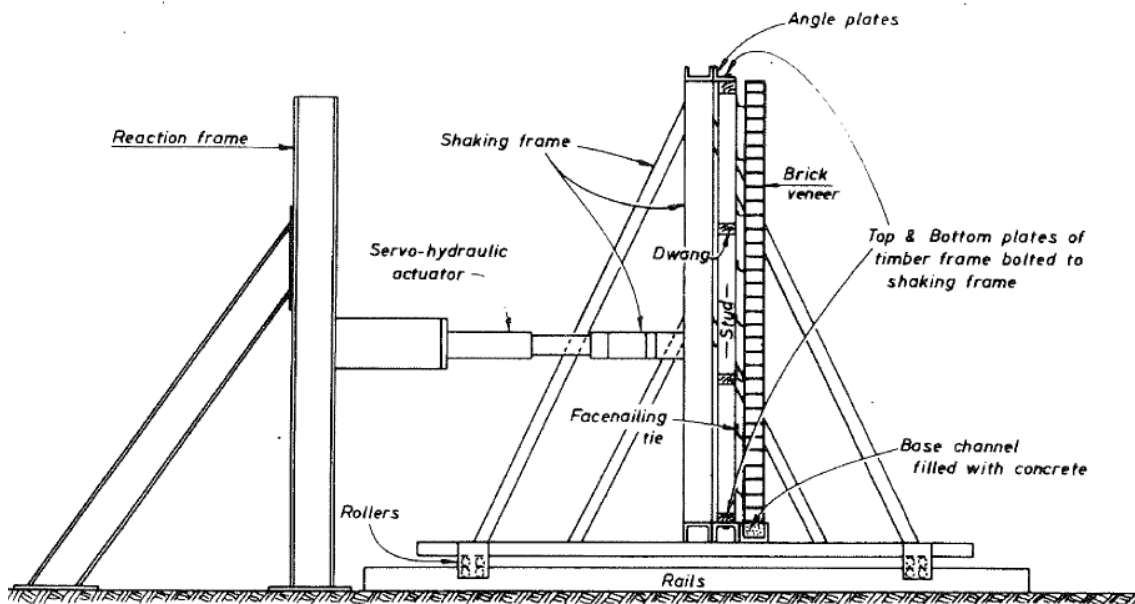
3.1.1 Testing utført på fullskalavegger

Moore (1978) utførte en av de tidligste eksperimentelle studiene av forblendingsvegger benyttet i boligbygninger. Studiet omhandlet forblendingsvegger festet til bindingsverk i tre utsatt for statisk positivt og negativt trykk ut av planet. Binderne som ble benyttet var 0,6 mm tykke stålplater plassert i vertikale rekker med avstand lik senteravstanden mellom bindingsverket (600mm) og horisontale rekker med avstand på 375 mm. De negative trykktestene ble imidlertid testet med samme type bindere bare festet til en bakvegg i stål.

Resultatet av den positive trykktesten var at forblendingen deformerte seg mot bakveggen, med en rotasjon om fundamentet som et stivt legeme. Bindingsverket deformerte seg som en fritt opplagt bjelke, med noe forskyvning i toppen av veggen. Den negative

trykktesten viste at forblendingsveggen og binderne hadde tilstrekkelig kapasitet, der de første sprekkdannelsene oppsto $\frac{2}{3}$ opp i veggen. Det ble også utført separate tester for binderforbindelsene benyttet i veggene, der det ble funnet et gjennomsnittlig kapasitet på 2,6 kN med bakvegg i stål og 100 N for en bakvegg i tre.

Priestley et al (1979) utførte året etterpå et studium som omhandlet forblendingsvegger med bakvegg i tre utsatt for dynamiske laster ut av planet, vist på figur 3.1. Syv uarmerte og to armerte vegger ble utsatt for laster tilsvarende seismiske frekvenser. Det ble utført forsøk på to ulike bindertyper som benyttes i New Zealand. De ble plassert med en horisontal avstand lik standard senteravstand på 600 mm og en vertikal avstand på 340 mm. Under testingen ble deformasjoner først observert i binderinnfestningen, som deretter førte til oppsprekninger i murverket. De uarmerte veggene kollapset, på grunn av brudd i en andel av binderne og bøyebrudd/skjærbrudd i bindingsverket. En av konklusjonene var at den murte forblendingen, oppmurt i henhold til gitte krav, hadde høyere kapasitet mot jordskjelv enn det som var forventet og kunne opprettholde kapasitet under et dimensjonerende jordskjelv.

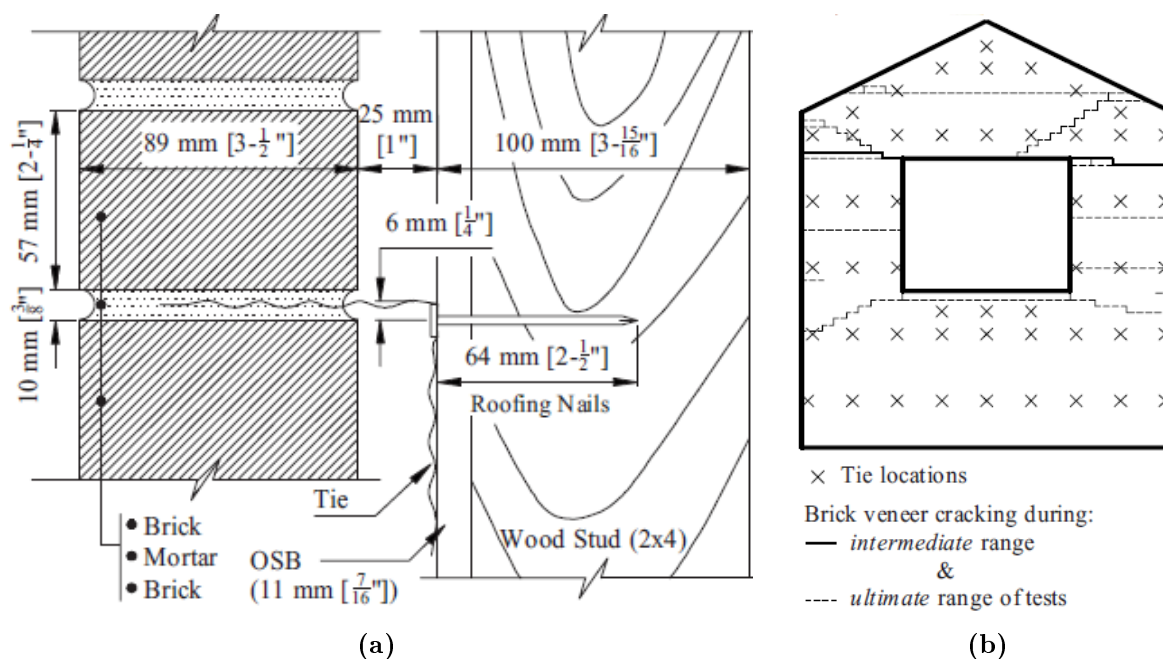


Figur 3.1: Testprosedyren til forsøkene utført av Priestley et al,(1979)

Reneckis, Lafave og Clarke (2004) utførte tester av en enetasjes forblendingsvegg under statisk og dynamisk lastpåvirkning ut av planet, ved hjelp av et rystelsesbord. Prøvestykkene besto av en fullskala forblendingsvegg forbundet til en bakvegg i tre med 0,321 mm tykke korrugerte metallplatebindere, vist på figur 3.2. Det ble benyttet to forskjellige innfestningsmetoder av binderne i treverket, og det ble også sett på effekten av ettermontering av mekaniske ankere.

Stivheten og styrken til binderne ble funnet til å påvirke veggen oppførsel ved alle stadier. Bindere som var festet i nærheten av stive regioner av trerammen (gulv- eller takrammen) ble høyere belastet enn bindere festet til mer fleksible områder (i midten av stendere), hvor trerammen kunne deformeres sammen med forblendingen. Stivheten til binderne hadde innvirkning på deformasjonene av veggen, spesielt i strekk. Med stivere bindere, ble forblendingen i større grad forbundet til bakveggen enn med mer fleksible bindere. Fleksible bindere tillot forblendingen å bevege seg uavhengig av bakveggen, som førte til at forblendingen ble mer utsatt for oppsprekking.

De første bruddene på binderne oppsto alltid nær toppen ved hjørnene til forblendingen. Etter hvert som skadene på binderne spredde seg, reduserte dette stivheten og styrken til forblendingen. En andel av veggene ble til slutt ustabile og kollapset. Flertallet av binderne nær toppen av veggen opplevde et sprøtt brudd ved kollaps, mens binderne nær bunnen av veggen opplevde et mer duktilt brudd.



Figur 3.2: Bilder fra rapporten til Reneckis, Lafave og Clarke, (2004)

- Vertikalt snitt av forbindelsen
- Plassering av bindere og observert bruddmønstre

3.1.2 Testing utført på prøvestykker av to stein

I 1980 utførte Finn Madsø en omfattende laboratorieundersøkelse ved NTH, der uttrekkskapasiteten til typiske norske L-bindere ble testet. Bindertråden, med en tverrarm på 50 mm, ble innmurt i den horisontale mørtelfugen mellom to hulltegl av normalformat.

Ved innmuring av trådbinderen ble to monteringsmetoder benyttet, se figur 3.3a.

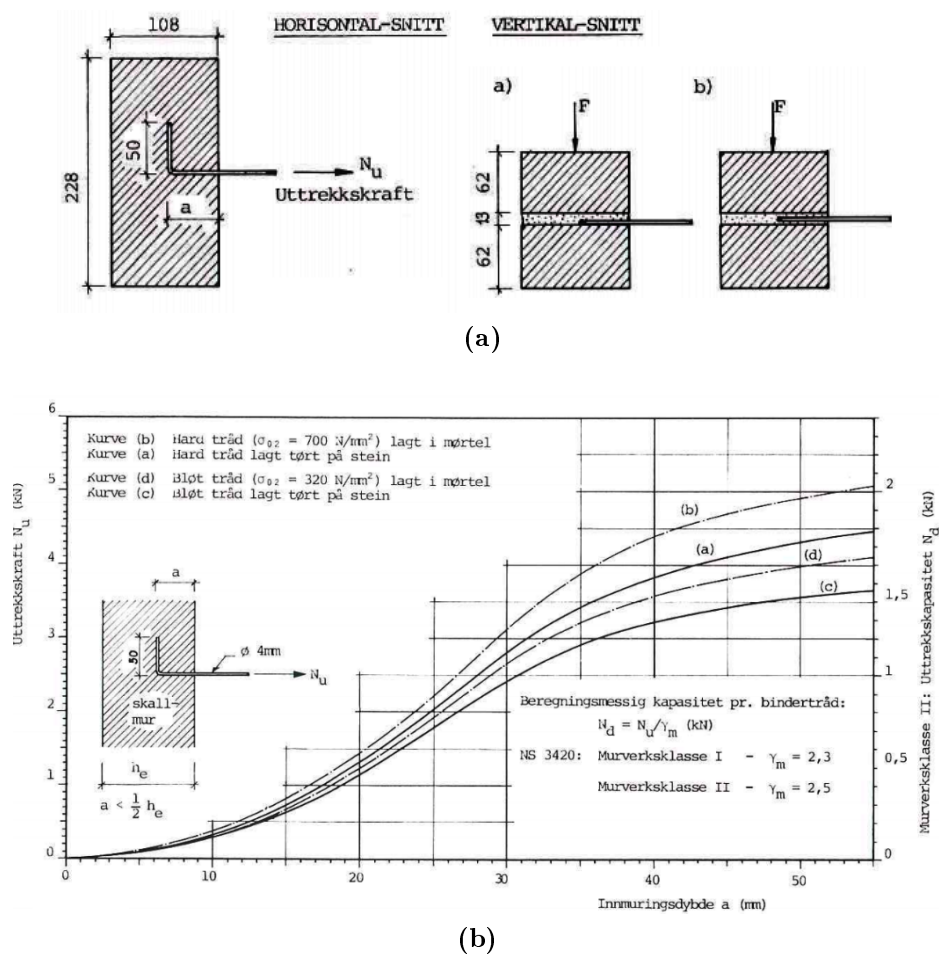
- a) Binderen ble lagt direkte på nederste stein, slik at binderen fikk ensidig kontakt med mørtelen
- b) Mørtelen ble først lagt ut på nederste stein, og binderen ble plassert slik at den hadde tosidig kontakt med mørtelen

Det ble utført testserier med ulike innmuringslengder til binderne. I tillegg ble testprøvene utsatt for varierende vertikallast under uttrekkingen. To forskjellige ståltypen ble benyttet, med flytgrense på henholdsvis 320 MPa og 700 MPa. Mursteinene hadde en trykkfasthet på 25 MPa og med en mørtel tilsvarende mørtelklasse C. Madsø benyttet serier med 6 prøver per kombinasjon.

Konklusjonene fra testene til Madsø var at binderens forankringslengde var avgjørende med tanke på uttrekkskapasiteten. Bindere av høy stålkvalitet hadde større uttrekkskapasitet enn lavere stålkvalitet. Også her økte forskjellen med forankringslengden, vist ved figur 3.3b. Grafene gjelder for tilfellet med null vertikallast på prøvestykkene, det vil si ugunstigste tilfelle. Bindere som hadde tosidig kontakt med mørtelen hadde større kapasitet enn bindere med ensidig kontakt. Vertikallasten i murverket ga betydelig økning i uttrekkskapasiteten for bindere med liten innmuringsdybde. Dersom forankringslengden var større enn 30 mm var denne forskjellen neglisjerbar.

Madsø utførte forsøk på byggemateriale som ble mest anvendt i 1980. Tabell 3.1 er rekonstruering av tabellen i rapporten til Madsø og gir forankringskapasitet til trådbindere, med innmuringsdybde på minst 40 mm og en tverrarm på binderen på 50 mm.

I dag stilles det strengere krav til stålkvaliteten til bindere og det benyttes andre materialfaktorer i ordinær bruddgrensetilstand. Murproduktene Madsø benyttet til testing er av lavere kvalitet enn det som benyttes i dag. Derfor er det grunn til å anta at uttrekkskapasiteten til dagens bindere kan være høyere enn vist i tabellene til Madsø.



Figur 3.3: Bilder fra rapporten til Madsø (1980)

- a) snitt av prøvestykkene og innmuring av trådbinder
 b) graf over uttrekkskraft, N_u og uttrekkskapasitet, N_d som funksjon av bindertrådens innmuringsdybde a og med ulik stål kvalitet

Tabell 3.1: Dimensjonerende forankringskapasitet for trådbindere av stål innmurt i horisontal mørtelfuge i murverk av hulltegl (Madsø, 1980)

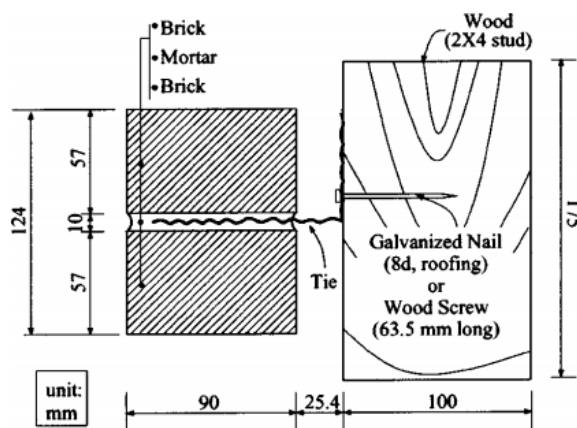
Trådbinderens diameter [mm]	Galvanisert stål kvalitet	Rustfritt stål	
	SIS 1300 $\sigma_{02} = 200 \text{ N/mm}^2$	SIS 2332-02 $\sigma_{02} = 320 \text{ N/mm}^2$	SIS 2332-04 $\sigma_{02} \geq 700 \text{ N/mm}^2$
3	-	0,8 kN	1,0 kN
4	ca 1 kN	1,25 kN	1,55 kN
5	ca 1,25 kN	1,55 kN	2,0 kN

En vitenskapelig artikkel utført av Choi og LaFave (2004) for American Society of Civil Engineers (ASCE) omhandler kapasiteten til en murt forblending med bindingsverk i tre utsatt for jordskjelv. I likhet med Madsø utførte de en rekke tester for å kartlegge uttrekkskapasiteten til bindere.

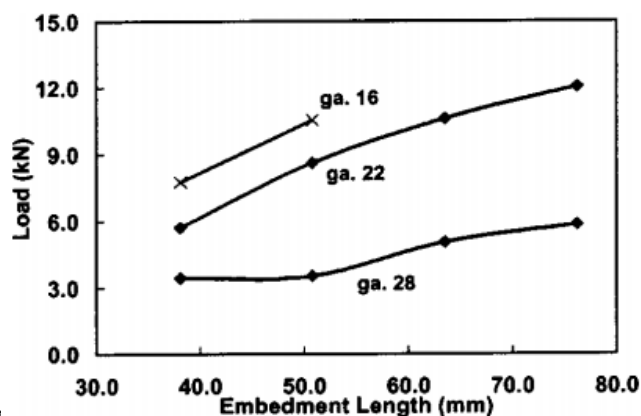
For å få et mer realistisk system inkluderte prøvestykkene fastholdningen i treverket i bakkant. Prøvestykkene var satt sammen av to murstein forbundet med en korrugert stålbinder til et bakenforliggende bindingsverk av tre, illustrert på figur 3.4. Binderne som ble benyttet var korrugerte metallplater, som ifølge artikkelen er vanlig å benytte til og forbinde en bakvegg i tre i USA.

De utførte tester med mange ulike variabler, som tykkelse på binder, forskyvning grunnet temperatur, ulike forbindelser, eksentrisitet, forankringslengde, ulik bindertype og ulike lasttilfeller. Hele 160 prøvestykker ble testet for strekk-, trykk- og skjærkapasitet. Under forsøket ble lastet påført både statisk og dynamisk i strekk, trykk og for skjær. Syklisk lastpåføring hadde liten effekt på strekkstyrken, men det forandret bruddformen til et utmattingsbrudd i binderen. Trykkapasiteten derimot ble redusert og de oppnådde bare 70 % av full trykkstyrke i forhold til prøvene der lasten ble påført statisk.

Størrelsene på forankringskapasiteten er ikke av interesse her, da denne typen binder ikke benyttes i Norge. Forsøkene viste i midlertidig at lengre forankringslengde ga høyere strekkkapasitet. Binderens tykkelse og eksentrisitet hadde stor innvirkning på strekkstivheten. Tykkelse på binderen var også avgjørende for forankringskapasiteten, som vist i figur 3.5.



Figur 3.4: Testprøve benyttet av Choi og LaFave (2004)



Figur 3.5: Gjennomsnittlig maksimal styrke for ulike innmuringsdybder (Choi og LaFave, 2004)

3.2 Analytiske studier

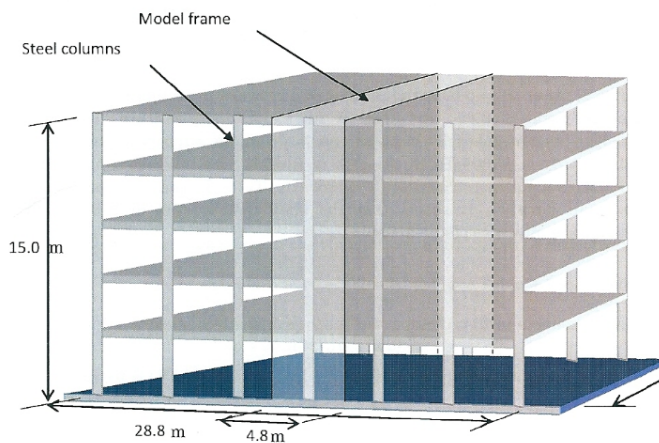
Hamed (2011) og Bruaset (2011) utførte analytiske studier som omhandlet forankring av murte forblendinger utsatt for jordskjelv ved NTNU. Begge tok utgangspunkt i elementmodeller, der de undersøkte kapasitetsbehovet til bindere utsatt for ulike seismiske nivåer. Hamed benyttet en todimensjonal FEM-modell for sine beregninger, mens Bruaset har benyttet en romlig FEM-modell. Begge studiene tok utgangspunkt i et 5 etasjes kontorbygg med murt forblendning. Selve bygget består av rammer av stål med utfyllende bindingsverk i tre og hulldekker i betong.

De numeriske modellene har tatt utgangspunkt i grenseverdiene 0,6 kN og 2,0 kN for sammenligning av aksiallasten per binder. Bakgrunnen til dette er at Byggforskserien anbefaler en øvre kapasitetsgrense på 0,6 kN for forankring i trestendere, og 2,0 kN for forankring i betong og murverk. Begge verdiene gjelder for en 5 mm tykk binder med mørtelfasthet M10.

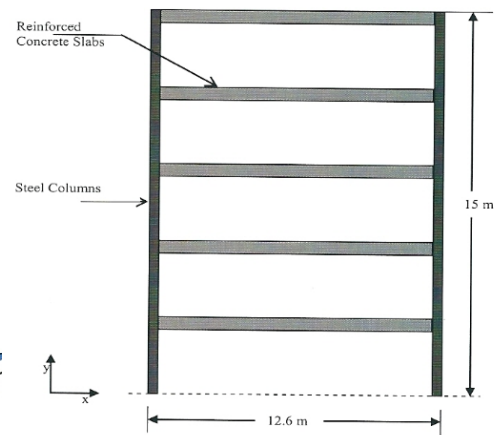
3.2.1 2D FEM-modell utført av Hamed

Hamed (2011) benyttet tidligere eksperimentelle undersøkelser av Reneckis et al (2004) og Choi og LaFave (2004) for å validere bruken av en 2D FEM-modell. To DIANA modeller ble utarbeidet for å representere en enetasjes vegg av mur, forbundet til en bakvegg i tre. Dette for å sammenligne 2D FEM analysene mot observasjoner fra testene gjort på fullskalavegger.

Bygningen, som var utgangspunktet for FEM-modellen i DIANA, var en 5 etasjes bygning med en høyde på 15 m, illustrert på figur 3.6 og 3.7. Bredden til modellen var 4,8 m, som var senteravstanden mellom stålsøylene i lengderetning. Det utfyllende bindingsverket hadde en senteravstand på 600 mm, med en dimensjon på 48x196x3000 mm. På utsiden av bindingsverket var det en 11 mm OSB-plate og på innsiden en 12 mm gipsplate. Mursteinen som ble benyttet var av norsk normalformat på 226x104x60 mm. Åpningen mellom forblendingen og den bakenforliggende veggen ble satt til 25 mm. Forblendingen ble sammenbundet med bjelkeelementer som representerte trådbinderne. Binderne ble gitt en diameter på 5 mm og plassert slik at det var 4 bindere per kvadrat veggareal.



Figur 3.6: Rammen som representerer den femetasjes bygningen (Hamed, 2011)



Figur 3.7: Rammen som var utgangspunktet for modellen (Hamed, 2011)

Hamed benyttet bjelkeelementer (CL9B) for stålrammen, betongdekkene, den murte forblendingen og bindingsverket. De mellomliggende veggene ble antatt utformet i tre og ble representert med membranelementer (CQ16M), som ble forbundet med bjelkeelementene. Tabell 3.2 gir en oppsummering av materialegenskapene som ble benyttet i modellene. Det ble utarbeidet 4 modeller, for å studere innflytelsen av bindingsverket og sideveis stivhet.

- Modell 1: Modell der den mellomliggende veggelementene og bindingsverket ble fjernet. Binderne ble festet til stålsøylene.
- Modell 2: Modell der bindingsverket ble fjernet, og binderne ble festet til stålsøylene.
- Modell 3: Modell der de mellomliggende veggelementene ble fjernet. Binderne ble festet til bindingsverket i tre.
- Modell 4: Komplette modell, der binderne ble festet til bindingsverket i tre.

Tabell 3.2: Materialegenskaper

	Elastisitetsmodul E [GPa]	Poisson's tall ν	Densitet ρ [kg/m ³]	Redusert densitet $\rho_{redusert}$ [kg/m ³]
Betong	22	0,2	2400	1330
Stål	210	0,3	7800	-
Murverk	9,5	0,2	1760	-
Tre	8,3	0,4	410	144,2

De fire modellene ble utsatt for en dimensjonerende grunnakselerasjon i Trondheim på $0,28 \text{ m/s}^2$. To bruddlaster ble vurdert; 0,6 kN og 2,0 kN per binder. Veggene ble utformet med 28 langsgående rader med bindere, og antall rader som overskred de gitte kapasitetene er oppsummert i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Antatt rader som gikk til brudd i de forskjellige modellene.

Beskrivelse av Modell	Kapasitetsgrense	
	0,6 kN	2,0 kN
Modell 1: Uten bindingsverk & mellomliggende vegg	17/28	12/28
Modell 2: Uten bindingsverk	4/28	2/28
Modell 3: Uten mellomliggende vegg	14/28	9/28
Modell 4: Komplette modell	0/28	0/28

Analysene av de fire modellene viste at mangel på sideveis stivhet hadde stor innvirkning på kreftene som virker inn i binderne. Spesielt for de to modellene som manglet mellomliggende vegger, som ikke er en realistisk situasjon. Modellene med bindingsverk hadde mindre opptredende krefter i binderne. Han mente at årsaken til dette kunne være at tre har lavere bøyestivhet enn stål. Tre vil gi mindre motstand mot bevegelser fra forblendingen, og derfor vil kreftene i binderne bli lavere. Alle analysene viste at kreftene i binderne plassert i etasjeskillene var høyere enn bindere som var plassert på andre steder.

Hamed benyttet deretter fire ulike nivåer for dimensjonerende seismisitet for ulike områder i Norge på den komplette modellen, modell 4. Lastnivåene ble navngitt etter de største byene innenfor hvert område; Flora, Bergen, Oslo og Trondheim. Hvert lasttilfelle ble utsatt for 3 akselerasjonsdiagram. Resultatene fra denne analysen er gitt i tabell 3.4, som viser antall rader som gikk til brudd. Verdiene i parentes er den maksimale kraften binderne har blitt utsatt for.

Tabell 3.4: Antall rader som gikk til brudd for varierende regioner i Norge (Modell 4)

Sted	$a_{gR}[\text{m/s}^2]$	Binderkapasitet 0,6 kN		
		Jordskjelv 1	Jordskjelv 2	Jordskjelv 3
Trondheim	0,28	0	0	0
Oslo	0,44	2 (-0,82 kN)	0	1 (-0,70 kN)
Bergen	0,68	5 (1,20 kN)	6 (0,92 kN)	7 (-1,10 kN)
Flora	0,8	7 (1,49 kN)	6 (1,08 kN)	7 (-1,28 kN)

Analysene viste at binderkapasiteten på 0,6 kN ble overskredet i alle tilfellene, bortsett fra Trondheim. Grenseverdien på 2,0 kN ble imidlertid ikke overskredet i noen av områdene. For å undersøke innvirkningen av antall bindere benyttet til å forankre forblendingen til bakveggen, utførte Hamed en analyse med den samme modellen med 6 bindere per kvadratmeter veggareal. Resultatet var at maksimallasten ble redusert med 56 % i gjennomsnitt.

Hamed konkluderte med at en binderkapasitet på 0,6 kN, gitt fra SINTEF (2009), ikke var en tilstrekkelig kapasitet til murte forblendinger utsatt for jordskjelv. Ved å derimot benytte en dimensjonerende kapasitetsgrense på 2,0 kN, ga 2D FEM-analysen tilstrekkelig kapasitet mot jordskjelv i alle fire regionene som ble testet. Han mente at det var uttrekk av binder fra mørtelfugen som skulle være den forventede bruddformen, og derfor begrense kapasiteten. Dette på grunnlag av enkle beregninger for knekklasten og et estimat av uttrekkskapasiteten fra tre. Disse kapasitetene var større enn uttrekkskapasiteten fra mørtel funnet fra tidligere eksperimentelle forsøk. På grunnlag av dette etterlyste Hamed en grundig dokumentasjon av forankringskapasiteten til trådbindere i mørtelfuger, treverk og betong, for både statiske og dynamiske laster.

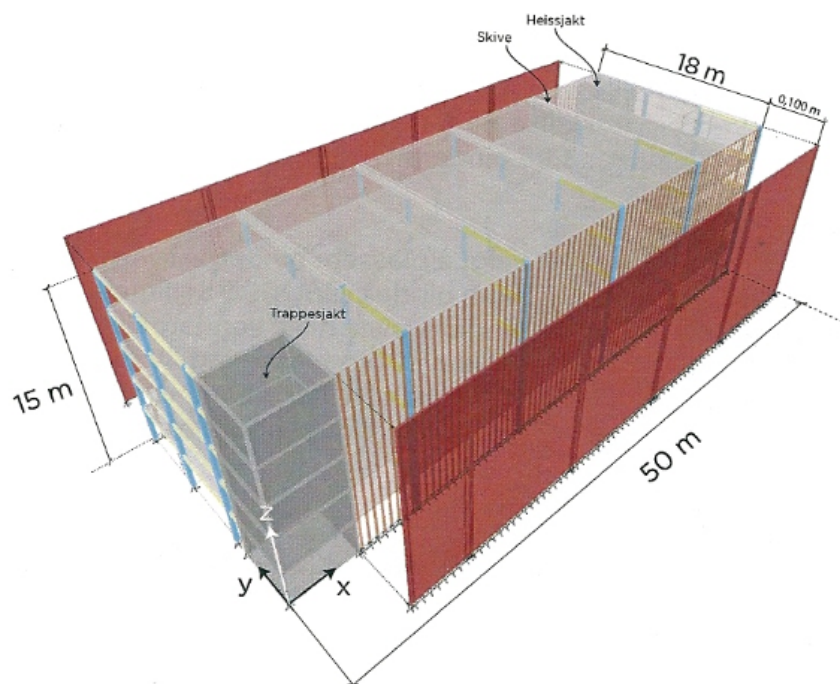
3.2.2 3D FEM-modell utført av Bruaset

Bruaset (2011) tok utgangspunkt i en romlig FEM-modell som ble etablert i elementprogrammet SAP2000. Den ble utformet for å vurdere kapasiteten til murbindere mot ulike seismiske nivåer og ulike jordskjelvbevegelser. Det ble også undersøkt hvordan bindernes plassering og bindingsverket bøyestivhet ga utslag på opptredende last per binder.

Bygningen som var utgangspunkt for modellen var et tilsvarende bygg som Hamed benyttet i sine analyser. Dette bygget hadde imidlertid en senteravstand på 10 meter mellom stålsøylene. Bygget ble modulert med en heissjakt og trappesjakt for å avstive bygget globalt, som vist på figur 3.8. Bindingsverket som ble valgt hadde dimensjoner 148 mm og en fasthetsklasse C24, med en senteravstand på 600 mm.

Det ble benyttet skallelementer med stivhet i og ut av planet for dekkene, skivene og den murte forblendingen. Disse skallelementene hadde 4 noder og 6 frihetsgrader i hver node. Det ble benyttet linjeelementer med et sirkulære ståltverrsnitt med 5 mm i diameter for binderne. Den frie binderlengden ble satt til 100 mm, for å ta hensyn til kapasiteten mot utmattingspåkjenninger. Materialegenskapene som ble benyttet i modellen er de samme som ble benyttet av Hamed, og er oppsummert i tabell 3.2. Ulike forankringssystem ble undersøkt, der det ble sett på tosidig innspenning eller en leddet forbindelse mot bakvegg. To ulike alternativer til binderplassering ble undersøkt:

1. Bindere plassert med utgangspunkt etter de veiledende normene. Dette førte til at to bindere ble plassert i hver stender innenfor 600 mm fra etasjeskilleren. Totalt sett hadde denne modellen 5640 bindere som tilsvarer en fordeling av binderne på 3,96 bindere per m^2 .
2. Bindere plassert i vertikale rekker, som gir en uniform fordeling av binderne over veggen. Her var ikke kravet om plassering av binderne innenfor 600 mm fra etasjeskillerene oppfylt. Senteravstanden mellom binderne ble satt til 420 mm, noe som tilsvarer 5688 bindere og en fordeling på 4 bindere per m^2 .



Figur 3.8: FEM-modell av kontorbygget benyttet av Bruaset (2011).

Bruaset benyttet de samme nivåene av seismisitet som Hamed, representert ved byene Florø, Bergen, Oslo og Trondheim, oppsummert i tabell 3.5. Resultatene fra analysene av de ulike seismiske sonene er gitt i tabell 3.6 og tabell 3.7. Det ble i tillegg kjørt en analyse på forankringskapasiteten vurdert mot ulike representeringer av den seismiske påkjenningen. Dette er oppsummert i tabell 3.8.

Tabell 3.5: Responsspekterenes parametre for hvert enkelt lastnivå

Seismisk sone	Grunnakselerasjon a_{g40Hz} [m/s ²]	S [-]	T_c [s]	T_d [s]	T_b [s]
Florø	1,00	1,6	0,15	0,45	1,5
Bergen	0,80				
Oslo	0,55				
Trondheim	0,35				

Tabell 3.6: Antall murbindere med aksiallast som er større eller lik den angitte kapasitetsgrensen for de ulike regionene

Seismisk sone	Kapasitetsgrense 0,6 kN		Kapasitetsgrense 2,0 kN	
	Veiledende binderplassering	Jevnt fordelt binderplassering	Veiledende binderplassering	Jevnt fordelt binderplassering
Florø	338	175	1	1
Bergen	265	158	0	0
Oslo	2	2	0	0
Trondheim	1	1	0	0

Tabell 3.7: Maksimal last per trådbinder i de ulike seismiske sonene.

Seismisk sone	Veiledende binderplassering	Jevnt fordelt binderplassering
Florø	2,1 kN	1,8 kN
Bergen	1,8 kN	1,8 kN
Oslo	1,1 kN	1,2 kN
Trondheim	0,7 kN	0,7 kN

Tabell 3.8: Maksimal last per trådbinder for ulik seismisk påkjenning.

Seismisk påkjenning		Veiledende binderplassering	Jevnt fordelt binderplassering
Responsspekter		2,1 kN	2,1 kN
Simulerte tidsserier	SIMQKE	2,0 kN	1,9 kN
	HHT	2,0 kN	2,0 kN
	BRUNE	2,8 kN	2,8 kN
Reelle, skalerte tidsserier	Friuli	0,6 kN	0,7 kN
	Imperial Valley	0,7 kN	0,7 kN
	Nahanni	0,6 kN	0,6 kN

Bruaset konkluderte med at kapasiteten til de valgte forankringsløsningene ikke kun anses som tilstrekkelig dersom kapasitetsgrensen ble satt til 0,6 kN per binder. Med en kapasitetsgrense på 2,0 kN og 4 bindere per m², kunne derimot kapasiteten anses som tilstrekkelig for de fire seismiske nivåene og plasseringsalternativene.

Det ble vist at ved veiledende binderplassering ville aksiallasten øke betraktelig ved økt bøyestivhet, siden det bare var plassert to bindere per stender. En jevnt fordelt binderplassering ville derimot aksiallasten avta med økende stivhet til bindingsverket. Dette på grunn av at en økning av bøyestivheten førte til en mer jevnere fordeling av lasten per binder i de vertikale rekkene.

Kapittel 4

Forankringskapasitet til trådbinder

4.1 Materialfaktor

Eurokode 6, tabell NA.901 og NA.902, inneholder materialfaktorer benyttet for murprodukter. Tabellene er vist i figur 4.1a og 4.1b, hvor materialfaktoren for forankringsheft for trådbindere er 2,1 og 1,6 for henholdsvis ordinær bruddgrensetilstand og ulykkestilstand. Dimensjonerende kapasitet (F_d) er tatt ut i fra formel:

$$F_d = F_k / \gamma_M \quad (4.1)$$

Der F_k er karakteristisk kapasitet og γ_M er materialfaktor i henhold til tabell 4.1. Av tabellen kommer det frem at materialfaktorene til murverk er betydelig større enn for andre byggematerialer i benyttet i Norge. Dette skyldes den store usikkerheten i bransjen som er knyttet opp mot variasjoner i materialkvalitet, oppmuring og utførelse.

Tabell 4.1: Materialfaktorer for ulike byggematerialer hentet fra Eurokode 2, 3, 5 og 6.

Dimensjonerende situasjoner	Vedvarende og forbigående	Ulykkesituasjon
Murverk	2,35	1,8
Forankring i murverk	2,10	1,6
Konstruksjonstre	1,25	1,0
Betong	1,50	1,2
Armeringsstål	1,15	1,0
Konstruksjonsstål	1,05	1,0

Materiale			γ_M		
			klasse ^a		
			B	N	U
A	type murverk	Murprodukter av kategori I, funksjonsmørtel ^b	2,35	1,9	1,5
B		Murprodukter av kategori I, reseptmørtel ^c	2,5	2,1	1,7
C		Murprodukter av kategori II, all mørtel ^{b,c og d}	2,9	2,35	1,8
D	Forankringsheft for armeringsstål og trådbindere		2,5	2,1	1,7
E	Armeringsstål og trådbindere av stål		1,25	1,15	1,15
F	Hjelpekomponenter i henhold til EN 845-1 ^e		2,5	2,1	1,7
G	prefabr. mur- bjelker	Murprodukter av kategori I (i henhold til EN 845-2)	2,35	1,9	1,5
		Murprodukter av kategori II (i henhold til EN 845-2)	2,9	2,35	1,8

^a Klassene 1, 3 og 5 i Eurokoden kan jmføres med de norske kontrollklassene *utvidet kontroll* (U), *normal kontroll* (N) og *begrenset kontroll* (B).

^b Krav til funksjonsmørtel er gitt i NS-EN 998-2 og NS-EN 1996-2 (omfatter både mumørtel og utstøpningsmørtel).

^c Krav til reseptmørtel er gitt i NS-EN 998-2 og NS-EN 1996-2 (omfatter både mumørtel og utstøpningsmørtel).

^d Når variasjonskoeffisienten for murprodukter av kategori II *ikke* er større enn 25 %.

^e Angitte verdier er middelveier.

(a) Tabell NA.901 - Materialfaktor for murverk - Ordinær

Materiale			γ_M		
			klasse ^a		
			B	N	U
A	type murverk	Murprodukter av kategori I, funksjonsmørtel ^b	1,65	1,45	1,25
B		Murprodukter av kategori I, reseptmørtel ^c	1,8	1,6	1,4
C		Murprodukter av kategori II, all mørtel ^{b,c og d}	2,1	1,8	1,5
D	Forankringsheft for armeringsstål og trådbindere		1,8	1,6	1,4
E	Armeringsstål og trådbindere av stål		1,1	1,1	1,0
F	Hjelpekomponenter i henhold til EN 845-1 ^e		1,8	1,6	1,4
G	prefabr. mur- bjelker	Murprodukter av kategori I (i henhold til EN 845-2)	1,65	1,45	1,25
		Murprodukter av kategori II (i henhold til EN 845-2)	2,1	1,8	1,5

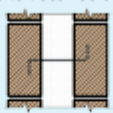
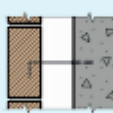
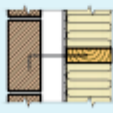
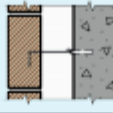

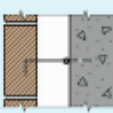
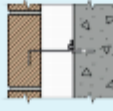
footnotene er ført opp under tabell NA.901 (umiddelbart ovenfor)

(b) Tabell NA.902 - Materialfaktor for murverk - Ulykkestilstanden

Figur 4.1: Materialfaktorer for murverk (Eurokode 6)

4.2 Veiledende kapasiteter

Byggforskserien gir veiledning til byggtekniske løsninger og krav i henhold til de nyeste standardene. Veiledende dimensjonerende kapasiteter per trådbindere for vanlige forankringssystem finnes i tabell 4.2 (SINTEF, 2009). Kapasitetene varierer etter fri binderlengde, bindertykkelse og innspenning. Tabellen gjelder for belastet murverk med mørtelklasse M10 eller høyere. Med mørtelklasse M5 blir de maksimale kapasitetene 1,0 kN og 1,25 kN for uttrekk fra mørtelfuge, for henholdsvis en 4 mm og en 5 mm tykk binder. Systemene med bakvegg i betong eller tre vil i følge denne tabellen være uavhengig av mørteltype, siden uttrekk av bakvegg vil være dimensjonerende.

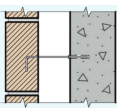
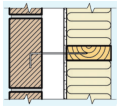
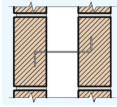
Forankringssystem	Innfestingsprinsipp	Fri binderlengde, l mm	Forankringssystemets kapasitet pr. festeenhet (kN) Bindertykkelse		Bruksområde Kvalitet trådbindere N/mm ²
			Ø 4 mm	Ø 5 mm	
Fast innspent forbindelse	Innmurte trådbindere 	50	1,5	2,0	Innmuring i mørtelfuge $f_y = 500$
		75	1,5	2,0	
		125	1,5	2,0	
		175	1,5	2,0	
		225	1,2	2,0	
	Trådbinder med slaganker eller skrugjenger i plugg 	50	1,5 ²⁾	2,0	Innfesting i betong eller mur $f_y = 500$
		75	1,5 ²⁾	2,0	
		125	1,5 ²⁾	2,0	
		175	1,5 ²⁾	2,0	
Trådbinder med skrugjenger 	50	0,5	0,6	Innfesting i trestender, ev. svill $f_y = 500$	
	75	0,5	0,6		
	125	0,5	0,6		
	175	0,5	0,6		
	225	0,5	0,6		
Leddet forbindelse	Trådbinder med plastplugg og skruøyebolt 	50	0,7	0,8	Innfesting i betong eller mur $f_y = 500$
		75	0,7	0,8	
		125	0,7	0,8	
		175	0,7	0,8	
		225	0,6	0,8	
	Trådbinder med skruøyebolt 	50	0,5	0,6	Innfesting i trestender, ev. svill $f_y = 500$
		75	0,5	0,6	
		125	0,5	0,6	
		175	0,5	0,6	
Momentstiv glideforbindelse	Trådbinder i skinne (BI-skinne) Maks 75 mm fra binder til festebolt 	50	0,9	0,9 ³⁾	Innfesting til betong, mur, stål- eller trestender Ø 4,4 mm ²⁾ $f_y = 700$
		75	0,9	0,9 ³⁾	
		125	0,9	0,9 ³⁾	
		175	0,7	0,9 ³⁾	
		225	0,5	0,6 ³⁾	
		275	0,4	0,5 ³⁾	
Glideforbindelse	Trådbinder i ettermonterte skinner (NP-skinne) Maks 75 mm fra binder til festebolt 	50		1,3	Innfesting til betong, mur, stål- eller trestender $f_y = 500$
		75		1,3	
		125		0,7	
		175		0,4	
		225		0,3	
		275		0,2	

Figur 4.2: Veiledende kapasiteter fra SINTEF (2009)

Tabellen i figur 4.2 baserer seg på gamle laboratorieundersøkelser utført av Madsø (1980), der det ble benyttet materialer med lavere kvalitet enn det som benyttes i dag. De dimensjonerende verdiene inneholder en gammel materialfaktor på 2,5 i ordinær bruddgrensetilstand^{4.1}, i motsetning til dagens materialfaktor på 2,1. Dette gjør at tabellen kan anses som konservativ med tanke på dagens forankringsløsninger. Byggforskserien oppgir at det skal kreves dokumentasjon av kapasiteten til valgt bindersystem fra leverandøren, da tabellen kun inneholder veiledende verdier.

Binderleverandøren BI-produkter, som er benyttet i denne oppgaven, har tabeller med oversikt over dimensjonerende kapasiteter for de ulike systemene de selger. Verdiene er satt ut ifra systemet, siden kapasitetene til bakveggen kan variere. En oversikt over de mest relevante dimensjonerende kapasitetene er oppsummert i tabell 4.2. Tabellen gjelder for en binderdiameter på 4 mm opp til en gitt fri binderlengde. De dimensjonerende kapasitetene baserer seg på en mørtelfasthet tilsvarende M8^{4.2}.

Tabell 4.2: Dimensjonerende uttrekkskapasitet (BI-produkter, 2012)

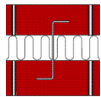
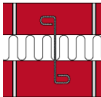
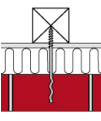
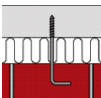
Bindertype	Bakvegg og innfestning	Fri Binderlengde [mm]	Dimensjonerende kapasitet [kN]
BI-slagbinder m/ekspanderhylse		170	1,4
BI-skruebinder m/tregjenger		250	0,5
BI Z-binder		200	1,4

BI-produkter leverer produkter fra den danske produsenten Arminox. Kapasitetene i produktdatabladet deres er oppgitt i karakteristiske verdier og er testet i henhold til DS-EN 846-5. Tabell 4.3 viser en oppsummering av kapasiteten til et utvalg bindere, med en binderdiameter på 4 mm. Dersom man bruker den norske materialfaktoren for forankring av murverk i bruddgrensetilstand på 2,1, ligger verdiene fra Arminox litt høyere enn for de veiledende verdiene fra figur 4.1.

^{4.1}Tore Kvande, veileder. Samtale 08.05.2013.

^{4.2}Asbjørn Ingeberg, daglig leder i BI-produkter AS. Samtale 14.05.2013

Tabell 4.3: Karakteristiske uttrekkskapasitet (ARMINOX, 2009b)

Type binder og innfestning		Karakteristisk forankringsstyrke [kN]		
Skallmurvegg		M 2,5	M 5	M 10
Z-binder		1,8	2,5	3,5
S-binder		2,0	2,9	4,3
Murt forblending		Mørtel	Tre	Betong
Træskruegevind		3,3 (KC 50/50/700)	2,1	2,5
Slaggevind		2,5 / 3,5 M5 / M10	1,0	2,1

4.3 Forankringskapasitet til trådbindere

Kapasiteten til bindere bestemmes ut fra en samlet vurdering av uttrekkskapasiteten fra mørtelen og fra bindingsverket. Bindertrådens kapasitet for aksial trykkpåkjenning kan også i noen tilfeller bli dimensjonerende. Da vil det med økende binderlengde være dimensjonerende kneklengde som er avgjørende (Murkatalogen, 2004b).

Dette kapitlet tar for seg veiledende uttrekkskapasiteter til de ulike bindertypene fra mørtel og bakvegg. Kapittel 5.4 gir en nærmere beskrivelse av de ulike bindertypene som er benyttet til testing.

4.3.1 Strekkapasitet til binder

Binderens strekkapasitet blir sjeldent dimensjonerende, da det stilles krav til høy stålkvalitet til bindere. Strekkapasiteten til bindere er beregnet ut i fra Eurokode 3 pkt 6.2.3 og er oppsumert i tabell 4.4. Den miste karakteristiske kapasitet i henhold til tabellen er 6,3 kN, for en 4 mm binder med flytspenning på 500 MPa.

Tabell 4.4: Karakteristisk strekkapasitet beregnet i henhold til Eurokode 3

Flytespenning [MPa]	Karakteristisk strekkapasitet [kN]	
	ϕ 4 mm	ϕ 5 mm
500	6,28	9,82
700	8,80	13,74

4.3.2 Trykkapasitet til binder

Aksial trykkapasitet for en binder av stål er et rent knekkingsproblem. Da vil det med økende fri binderlengde være knekkelengden som blir dimensjonerende. Tabell 4.5 gir en oppsummering av teoretisk karakteristisk trykkapasitet etter fri binderlengde, innfestningsprinsipp og ulik diameter på binderen. Beregningene er utført i henhold pkt. 6.3 i Eurokode 3 og binderens flytspenning er satt til 500 MPa. I beregningene er det benyttet knekkurve c, for konstruksjonsstål S460. De angitte verdiene er basert på idealiserte forhold, så en lavere kapasitet kan oppstå på grunn av skjevhet i binder, skjevheter ved innfestning eller ved opptredende eksentrisitetsmomenter.

Tabell 4.5: Karakteristisk trykkapasitet beregnet i henhold til Eurokode 3

Fri binderlengde	Karakteristisk trykkapasitet [kN]			
	Fritt opplagt		Fast innspent	
	ϕ 4 mm	ϕ 5 mm	ϕ 4 mm	ϕ 5 mm
50	5,00	9,26	7,28	12,06
75	2,92	6,41	6,16	10,68
125	0,84	2,44	3,89	7,82
175	0,28	0,92	2,15	5,14

4.3.3 Uttrekk fra mørtelfuge

Tabell 4.6 fra Murkatalogen (2004b) gir dimensjonerende uttrekkskapasiteter per trådbinder i horisontale mørtelfuger i murverk. Verdiene gjelder belastede eller ubelastede murverk med mer enn 4 skift. Tabellen gjelder for bindere som er plassert med en innmursdybde på minimum 35 mm.

Tabell 4.6: Dimensjonerende uttrekkskapasitet fra mørtelfuge (Murkatalogen, 2004b)

Binderens diameter	Mørtelklasse etter NS-EN 998-2, f_{cm} [N/mm ²]					
	M2,5	M5	M10	M15	M20	M25
4 mm	0,70 kN	1,00 kN	1,5 kN	1,8 kN	2,1 kN	2,4 kN
5 mm	0,85 kN	1,25 kN	1,9 kN	2,3 kN	2,7 kN	3,1 kN

4.3.4 Uttrekkskapasitet fra tre

Uttrekkskapasiteten til en trådbinder fra treverk kan vurderes etter Eurokode 5 for aksialbelastede skruer. Ved å benytte en forankringslengde på 50 mm og bindingsverk av typen C24, vil den karakteristiske uttrekkskapasiteten til en 4 mm binder være 1,9 kN. Den dimensjonerende uttrekkskapasiteten tas fra pkt 2.4.3 i standarden og formelen:

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (4.2)$$

Der:

- k_{mod} er en fasthetsfaktor som har hensyn til virkningen av lastvarigheten og fuktinnholdet
- γ_m er en partialfaktor for materialelegenskaper.

Jordskjelv er en ulykkeslast, så γ_m er i dette tilfellet lik 1,0 og k_{mod} er lik 1,1 i henhold til tabell 3.1 i Eurokode 5. Dette gir en dimensjonerende kapasitet for jordskjelv på 2,1 kN.

Dersom man heller ser på vindlast og bruddgrensetilstand, vil γ_m være lik 1,3 for konstruksjonstre og k_{mod} lik 0,9 for kortidslast. Dette gir en dimensjonerende kapasitet i bruddgrensetilstand på 1,3 kN. Dimensjonerende forankringskapasitet for en murt forblending med bindingsverk av tre vil i henhold til figur 4.2 være 0,5 kN uavhengig av type mørtel, da det i henhold til SINTEF (2009) er uttrekk fra tre som vil være dimensjonerende kapasitet. Denne verdien er en del lavere enn utregnet verdi i bruddgrensetilstand. En talsperson fra SINTEF hevder at verdiene fra tabellen er delvis basert på observasjoner i laboratorium og bruk av mer konservative sikkerhetsfaktorer. Dette fordi uttrekkskapasiteten fra bindingsverket kan bli redusert over tid på grunn av uttørking av treverket.^{4.3}

Testing utført av den danske binderprodusenten Arminox gir en karakteristisk uttrekkskapasitet for bindere skrudd inn i treverk på 2,1 kN, som vist i tabell 4.3. Dette gir en forskjell på 0,2 kN i forhold til utregnet karakteristisk uttrekkskapasitet beregnet etter Eurokode 3.

^{4.3}Tore Kvande, veileder. Samtale 08.05.2013

4.4 Krav til testing fra Standarder

4.4.1 Norsk standard

Det finnes to norske standarder som omhandler testing av uttrekkskapasiteten til bindere

- *NS-EN 846-5:2012 Prøvmingsmetoder for tilbehør til murverk, Del 5: Bestemmelse av veggbinderes strekk- og trykklastkapasitet og lastforskyvningsegenskaper (steinparprøving)*
- *NS-EN 846-6:2012 Prøvmingsmetoder for tilbehør til murverk, Del 6: Bestemmelse av veggbinderes strekk- og trykklastkapasitet og lastforskyvningsegenskaper (ensidig prøving)*

Standarden som omhandler ensidig prøving tar utgangspunkt i uttrekk av binder fra tre, betong og stål. Standarden, som er grunnlag for testmetode, benyttet i denne oppgaven er den som omhandler steinparsprøving. Den tar utgangspunkt i uttrekk av binder fra mørtelfugen.

Metoden som er beskrevet går ut på å legge en binder i mørtel som er spesifisert for murverket, mellom to murstein. Binderen belastes deretter med strekk til brudd oppstår. Standarden krever minimum 10 prøvestykker i hver testkombinasjon. Beskrivelse av testprosedyre, oppbygging av prøvestykker og testmaskin er beskrevet i kapittel 6.

4.4.2 Amerikansk standard

Det finnes en Amerikansk standard som omhandler testing av uttrekkskapasitet.

- *E735-80 (2006) Standard test method for pullout resistance of ties and anchors embedded in masonry mortar joints.*

Prinsippet beskrevet i denne standarden er forholdsvis likt det som er beskrevet i den Norske standarden som omhandler steinparsprøving. Hovedforskjellene er blant annet antall prøver som skal benyttes i hver testkombinasjon, da den amerikanske krever minimum 5 prøver. Den anbefalte prøveriggen er utformet på en annen måte enn den som benyttes i Norge, da det blir benyttet bindere med en annen type utforming i USA.

Kapittel 5

Materialer

5.1 Murstein

Begrepet murstein dekker hogd naturstein, tegl, lettklinkerblokker eller støpte betongblokker tilsatt ulike materialer for å oppnå ønsket kvalitet på produktet. Teglstein er en type murstein som fremstilles ved forming og brenning av leire. Vanlig norsk tegl får en rød farge ved normal brenning, grunnet det høye innholdet av jernoksider (Høiseth, 2007).

5.1.1 Produktspesifikasjon

Det skal utføres forsøk på ru rød hulltegl med standard norsk normalformat fra Bratsberg teglverk. Hulltegl skiller seg fra massiv tegl ved at de har gjennomgående hull vinkelrett på steinens liggeflate, og dermed lavere egenvekt. Hullene medvirker til å opprettholde bedre heft mellom stein og mørtel, da nedsunken mørtel øker skjærkraftkapasiteten i heftsonen. I Norge produseres hullstein med sirkulære hull med diameter på ca 18 mm, som utgjør ca 25% av steinenes bruttovolum (SINTEF, 2011). I tabell 5.1 og 5.2 er produktspesifikasjon og toleranseklasser fra leverandøren oppsummert.

Teglsteinens evne til å ta opp vann har stor betydning for heftetableringen mellom mørtel og stein. Vannabsorpsjonen til teglsteinen defineres som minuttsug. Det er et mål på vannoppsuget per tidsenhet og flateenhet. Norskprodusert rød og brun teglstein har et minuttsug som anses som moderat i henhold til tabell 5.3 fra SINTEF (2011). Teglstein i lysere farger, som rosa, har derimot et minuttsug på ca 4,5 kg/(m²min), som defineres som meget høyt sug.

Samtlige tester i samme serie er utført på stein fra samme parti. Mursteinen benyttet opprettholder krav i henhold til NS-EN 846-5 og er spesifisert etter NS-EN 771-1. Det ble benyttet to parti av teglstein, der hovedpartiet bestod av 126 stein levert av Wienerberger. Det andre partiet, utført på serier av mindre skala, var rød murstein lagret på laboratoriet ved NTNU.

Tabell 5.1: Produktspesifikasjon ru rød (Wienerberger, 2011)

Produktdata	Ru rød
Mål (l x b h) mm	226 x 104 x 60
Vekt per stein	Ca 2,2 kg
Antall per pall	84 stk
Trykkfasthet	≥ 45 MPa
Netto/Godsdensitet	2150 kg/m ³
Minuttsug	1,5 kg/m ² min
Vannabsorpsjon	10 vol - %

Tabell 5.2: Toleranseklasser ru rød (Wienerberger, 2011)

Toleranseklasser	T2	R1
Lengde	± 4 mm	9 mm
Bredde	± 3 mm	6 mm
Høyde	± 2 mm	5 mm

Tabell 5.3: Steinens sugeevne i henhold til minuttsuget (SINTEF, 2011)

	Minuttsug, $c_{wi,s}$	
Lavt sug	$< 1,0$	kg/(m ² min)
Moderat sug	1,0 - 2,5	kg/(m ² min)
Høyt sug	2,5 - 4,0	kg/(m ² min)
Meget høyt sug	$> 4,0$	kg/(m ² min)

5.2 Mørtel

Mørtelkvaliteten har stor innvirkning på konstruksjonens bæreevne, tetthet og bestandighet mot klimapåkjenninger. De gamle kravene i NS 3120 og de gamle klassebetegnelse A, B, C og D er avskaffet. I dag benyttes standardene NS-998-1 pussmørtel og NS 998-2 murmørtel som grunnlag for prosjektering. Der sistnevnte setter krav til sammensetning og kvalitet til murmørtel. NS 998-2 definerer de ulike murmørteltypene etter konsept, egenskaper og framstillingsmåte.

Mørteltype, etter konsept, deles inn i funksjonsmørtel og reseptmørtel, der standarden definerer disse to begrepene som:

- *“Funksjonsmørtel: mørtel med en sammensetning og en framstillingsmetode som produsenten har valgt for å oppnå bestemte egenskaper (funksjonskonsept).”*
- *“Reseptmørtelen: mørtel som er fremstilt med et forhåndsbestemt blandingsforhold og har egenskaper som antas ut i fra det angitte blandingsforholdet for bestanddelene (reseptkonsept).”*

Funksjonsmørtel oppgis etter trykkfasthet mens reseptmørtel oppgis etter innhold. Eksempler på dette er M10 og KC 35/65/520 for henholdsvis funksjonsmørtel og reseptmørtel (Murkatalogen, 2004a).

Egenskapene til murprodukter skal være dokumentert og opprettholde krav i henhold til NS-EN 771-1. De fukttekniske og varmetekniske egenskapene til mursteinen har stor innvirkning på fastheten og styrken til murverket. Heftfastheten til murverket etableres i løpet av de første minuttene steinen og mørtelen får kontakt. For å opprettholde tilstrekkelig styrke og fasthet, er det derfor viktig at murmørtelen er tilpasset steinens minuttsug og vannabsorpsjon (SINTEF, 2011).

SINTEF (2009) anbefaler bruk av hydraulisk bindende murmørtel av klasse M5 til M15 for tegl. For bærende og ikke bærende murverk av tegl med normalt minuttsug anbefaler Wienerberger (2010) å benytte murmørtel M5 til M10. I Norge er det vanlig å benytte standard M5 til bærende og ikke bærende konstruksjoner. M10 benyttes dersom det er krav til høyere trykkstyrke i murverket. Det er vist at en mørtelkvalitet som gir god styrke vertikalt kan redusere evnen murverket har til å ta opp horisontale krefter, da sterkere mørtel kan gi dårligere heft dersom mørtelen ikke er tilpasset steinens sugsevne (Mur-senteret, 1979)

Mørtelen som ble benyttet til testing var standard M5 og M10. Begge typene er fabrikkblandet murmørtel, av type funksjonsmørtel. I henhold til NS-EN 846-5 skal det utføres kontroll på fersk mørtel. Trykkfastheten, luftinnhold og konsistens/strømningsverdi skal kontrolleres og dokumentert for hver blanding. Prøver av trykk- og bøyefastheten ble utført etter 28 dager og på de respektive forsøksdagene.

5.2.1 Produktspesifikasjon

Mørteltypene som ble benyttet til testing var tørrmørtel fra Weber, der produktspesifikasjonen er gjengitt i tabell 5.4. Begge mørteltypene inneholder 10-30 % portlandsement og 60-100 % natursand, som blandes med vann. I følge produsenten inneholder mørtelen kvartsholdig natursand og sementen er kromreduert (Weber, 2013*a,b*). En mer detaljert resept av mørteltypene ville ikke produsentene oppgi.

Det som hovedsaklig skiller en M5 mørtel fra en M10 er sementinnholdet. M5 blir levert i 25 kg sekker og gir ca 15 liter mørtel, mens M10 ble spesiallaget og levert i plastbøtter som ga ca 14 liter mørtel.

Tabell 5.4: Produktspesifikasjon murmørtel (Weber, 2010*a,b*, 2013*d,c*)

Mørteltype	Weber.mix M5	Weber.mix M10
Tilpasset	Tegl med normalt til middels minuttug	Muring der det stilles store krav til trykkfasthet. Egnet til lite sugende flater.
Vannbehov	Ca 3,0-3,8 liter per sekk	Veil. avhengig av bruksområdet. Ca 3,0-3,8 liter per sekk
Bindemiddel	Portlandsement	Portlandsement
Tilslag	Natursand 0-2 mm	Natursand 0-2 mm
Luftinnhold	14-20%	14-20%
Trykkfasthet, klasse	M5 NS-EN 998-2	M10 NS-EN 998-2
Trykkfasthet, 28 døgn	> 5 MPa	> 10 MPa
Bøyestrekfasthet, 28 døgn	> 2,2 MPa	> 3,2 MPa
Heftfasthet	0,15 N/mm ²	0,15 N/mm ²
Brannklasse	A 1 NS-EN 13501-1	A 1 NS-EN 13501-1

5.2.2 Blanding av mørtel

Mørtelen ble blandet av en profesjonell murer, Odd Skarsvåg fra Bugge AS, etter beskrivelse på produktdatablad og etter egen erfaring. Weber.mix M5 og weber.mix M10 ble rørt med maskin fra 5 til 10 minutter, illustrert på figur 5.1. Mørtelen ble blandet i fem omganger og fra hver blanding ble det tatt ut prøver av den ferske mørtelen som ble testet.



Figur 5.1: Blanding av mørtel

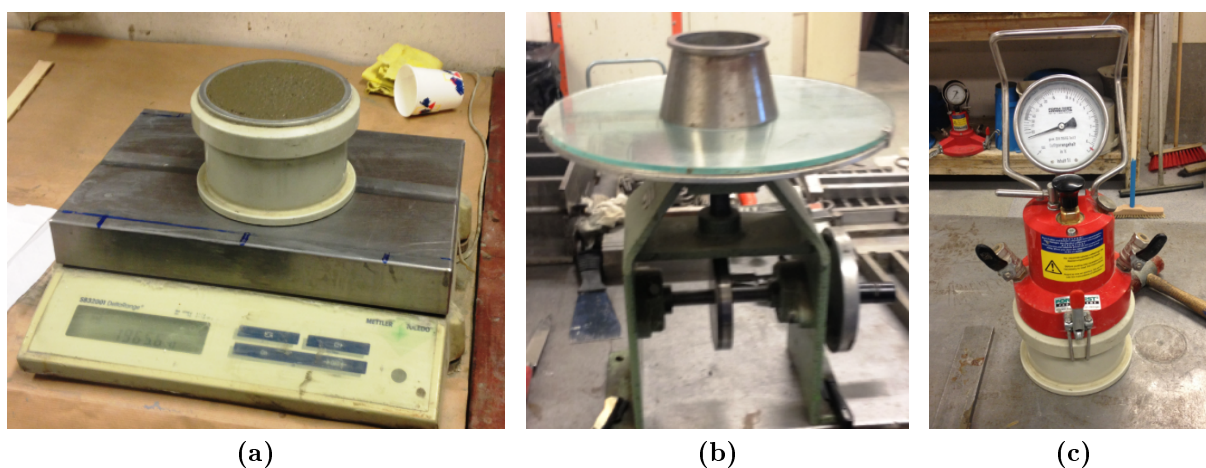
5.2.3 Testing av fersk mørtel

Luftinnholdet til mørtelen ble testet etter NS-EN 1015-7. Det ble benyttet testprosedyre A (Trykkmetoden) for mørtel med luftinnhold under 20 %. Mørtelen ble plassert i en metallbeholder på en liter, som var forbundet med et forseglet luftkammer. Beholderen ble lukket og deretter fylt med vann. Ved hjelp av lufttrykk ble vannet presset ned i mørtelen, slik at luften i porene fortregtes. Det reduserte lufttrykket i luftkammeret kunne avleses på en trykkmåler og representerte luftinnholdet til mørtelblandingen.

Mørtelens konsistens er et mål på hvor flytende den ferske mørtelen er. Dette har mye og si for deformasjonen til den ferske mørtelen når den blir påkjent av enkelte typer spenninger. Testen ble gjennomført ved at konsistensen ble målt ut i fra den gjennomsnittlige diameteren til to prøver som hadde blitt utsatt for vertikale støt. Testingen ble gjennomført etter NS-EN 1015-3, med tilhørende krav gitt i tabell 5.5 fra NS-EN 1015-2.

Tabell 5.5: Definerte rystebordverdier for forskjellige typer mørtel i forhold til romdensiteten til fersk mørtel (NS-EN 1015-2)

Romdensiteten til fersk mørtel (kg/m^3)	Rystebordverdi (mm)
$> 1\ 200$	175 ± 10
> 600 til $\leq 1\ 200$	160 ± 10
> 300 til ≤ 600	140 ± 10
≤ 300	120 ± 10

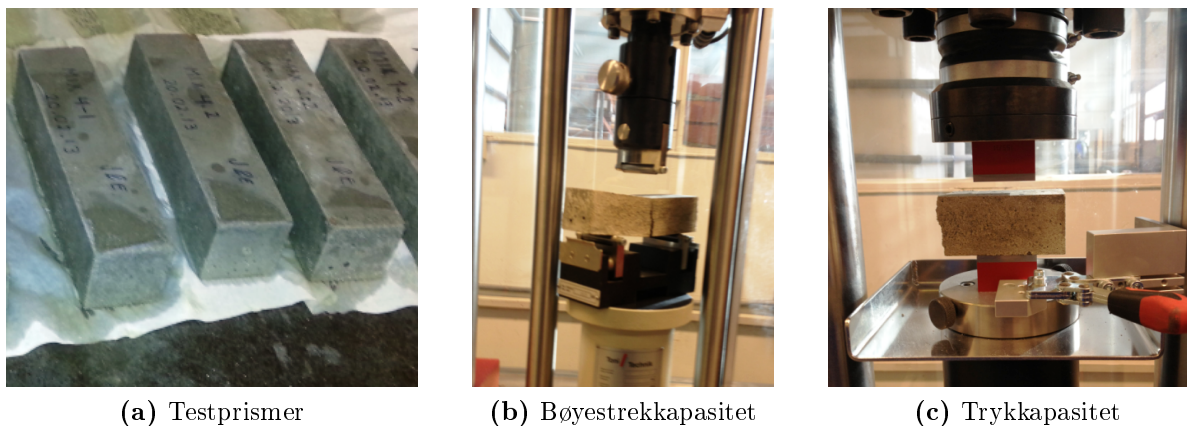


Figur 5.2: Testing av fersk mørtel 20.02.2013

- a) Måling av denitet
- b) Testing av rystelsesbordverdi
- c) Testing av luftinnhold

5.2.4 Testing av bøyestrek- og trykkfasthet

Bøyestrek- og trykkfastheten til mørtelen ble testet etter NS-EN 1015-11. Testingen ble utført på standard prismer av størrelse 40x40x160 mm etter 28 dagers herdetid. To prismer fra hver blanding ble testet etter 28 dager, der det ble utført to bøyestrekforsøk og fire trykktester. En prisme fra hver blanding ble testet på de relevante forsøksdagene.



Figur 5.3: Testing av trykk- og bøyestrekfasthet

5.2.5 Testing av elastisitetsmodul

Det var planlagt å gjennomføre forsøk for å bestemme elastisitetsmodulen til murmørtel, for å benytte resultatet som input i elementanalysene. Produsentene har ikke oversikt over elastisitetsmodul til murmørtel, da det ikke er av interesse^{5.1}. Dette ble ikke gjennomført, da det ikke fantes tilstrekkelig utstyr for å måle dette på mørtelprismene under testingen av trykkfasthet.

5.2.6 Resultater

Resultatene fra testing av den ferske mørtelen er oppsummert i tabell 5.6. Gjennomsnittet av bøyestrekfastheten og trykkfastheten etter 28 dager er oppsummert i tabell 5.7 og resultatet fra testingen som ble gjort senere, er oppsummert i tabell 5.8.

^{5.1} Åge Eidsæther fra Weber Saint-Gobain Byggevarer AS. Epost 04.03.2013

Tabell 5.6: Resultat av testingen av den ferske mørtelen

Mørtelblanding	Type mørtel	Densitet [kg/m ³]	Luftinnhold [%]	Rystebordverdi [mm]
1	M5	1965,9	13,0	161,5
2	M5	1968,5	13,2	163,5
3	M5	1957,5	14,0	158,5
4	M5	1983,0	12,5	179,0
5	M10	1971,1	14,5	142,5

Tabell 5.7: Resultat testing etter 28 dager

Mørtelblanding	Mørteltype	Herdetid [dager]	Bøyestrekfasthet [MPa]	Trykkfasthet [MPa]
1	M5	28	2,9	11,2
2	M5	28	2,8	11,2
3	M5	28	2,9	10,5
4	M5	28	2,5	9,1
5	M10	28	3,1	12,1

Tabell 5.8: Resultat testing på testdag

Mørtelblanding	Mørteltype	Herdetid [dager]	Bøyestrekfasthet [MPa]	Trykkfasthet [MPa]
1	M5	42	3,2	11,8
2	M5	43	3,1	12,1
3	M5	30	2,9	10,9
4	M5	41	2,6	10,2
5	M10	43	3,1	12,9

5.2.7 Diskusjon

Trykkfastheten bestemmes hovedsakelig av vannsementforholdet. Et lavt vanninnhold vil kunne gi en større fasthet i herdet tilstand, men vil ha innvirkning på konsistensen til den ferske mørtelen (Thue, 2011). Ut i fra kravet til rystelsesbordverdi, fra tabell 5.5 i NS-EN 1015-2, kan det se ut som mørtelen er tilsatt for lite vann. En rystelsesbordverdi på 165-185 mm var kun oppfylt for mørtelblanding 4, som var synlig mye bløtere enn de andre. Mureren hadde da problemer med å mure opp prøvestykkene med riktig fugetykkelse. Denne blandingen hadde en lavere trykkfasthet enn de andre etter 28 dagers herding, men fortsatt svært høy i forhold til produktspeifikasjonen på 5 MPa. De andre blandingene med M5 hadde en trykkfasthet som var over 10 MPa. Dette førte til at det var liten

forskjell i trykkfasthet mellom mørteltype M5 og M10. Lengre herdetid ga som forventet en økning i trykkfastheten til samtlige mørtelblandinger, som kommer frem i tabell 5.7 og 5.8

Luftinnholdet har betydning for den herdede mørtelens heftfasthet og styrke, og den ferske mørtelens smidighet. Et høyt luftinnhold kan være med på å redusere styrken og heftfastheten til mørtelen (SINTEF, 1999). Mørtelblanding 3 og 5 var de eneste blandingsene som lå i intervallet 14-20 % som var spesifisert i produktdatabladet. Det ble testet kun en luftprøve per mørtelblanding, til tross for at standarden krever to prøver. Grunnen til dette var at en ønsket å redusere uttaket av mørtel, da det bare ble blandet opp 12-15 l mørtel per blanding. Dette førte til at det ikke eksisterer kontroll på om riktig luftinnhold ble avlest for de ulike blandingsene, da trykkmåleren var vanskelig å lese av nøyaktig. Spredningen i resultatene fra mørteltestingen for M5 var imidlertid ikke så stor, og var tilnærmet lik for mørtelblanding 1 og 2, som har omtrent samme rystelsesbordverdi. Luftinnholdet varierer med vanninnholdet, der blandingsene med lav rystelsesbordverdi hadde et høyere luftinnhold som vist i tabell 5.6. På grunnlag av dette kan det antas at luftinnholdet ligger i riktig område, selv om det ikke ble utført to forsøk.

Blandingen med mørteltype M10 hadde et luftinnhold som tilsvarte produktbeskrivelsen, men rystelsesbordverdien var den som var lengst unna kravet fra tabell 5.5 på 165-185 mm. Et lavt vanninnhold kan som nevnt tidligere være med på å øke trykkfastheten til betongen, men det kan virke ugunstig med tanke på heftegenskapene. En tørr mørtel vil ikke skape samme samvirke mellom stein og mørtel. Dette ved at vannet i heftsonen vil bli sugd opp av teglsteinen og sonen vil dermed herde med underskudd av vann (SINTEF, 1999). Bøyestrekfastheten var ikke innenfor fasthetskravet, noe som kan tyde på at mørtelen ikke har blitt blandet på en tilfredsstillende måte.

Ut i fra de gjennomførte testene som er påkrevd i NS-EN 846-5 kan det konkluderes med at mureren blandet mørtelen med litt mindre vann en foreskrevet. Dette fordi han erfaringsmessig mente konsistensen på mørtelen var bedre å jobbe med.

5.3 Murverk

Murverkets kapasitet vurderes ut i fra en samlet kapasitet fra mursteinens og murmørtelens individuelle egenskaper. I det nasjonale tillegget til NS-EN 1996-1-1 finnes det tabeller som omhandler trykk-, bøye- og skjærkraftkapasiteter til ulike typer murverk. Her er også elastisitetsmodulen oppgitt for kort- og langtidslast i både x- og y-retning. Verdiene i det nasjonale tillegget er veiledende for standard murstein og murmørtel.

Det ble utført forsøk for å bestemme trykkapasiteten og elastisitetsmodulen til murverket, sammensatt av murproduktene som ble benyttet til uttrekksforsøk, i betonglaboratoriet til NTNU. NS-EN 1052-1 beskriver prøvingsmetoder for bestemmelse av trykkfasthet for murverk. Denne standarden tillater at murverkets elastisitetsmodul for korttidslast bestemmes ved de samme prøvestykkene.

5.3.1 Murverkets elastisitetsmodul og trykkapasitet

Det ble benyttet samme stein og murmørtel som beskrevet i kapittel 5.1 og 5.2. Trykkfastheten til steinene er ≥ 45 MPa og karakteristisk trykkstyrke til mørtelen er 5 MPa. Tabellen nedenfor viser forventede verdier over elastisitetsmodul og trykkfasthet, der kapasitetene er hentet fra tabell NA.904 i det nasjonale tillegget til Eurokode 6.

Tabell 5.9: Konstruksjonsfastheter og elastisitetsmoduler for murverk av teglstein (Eurokode 6)

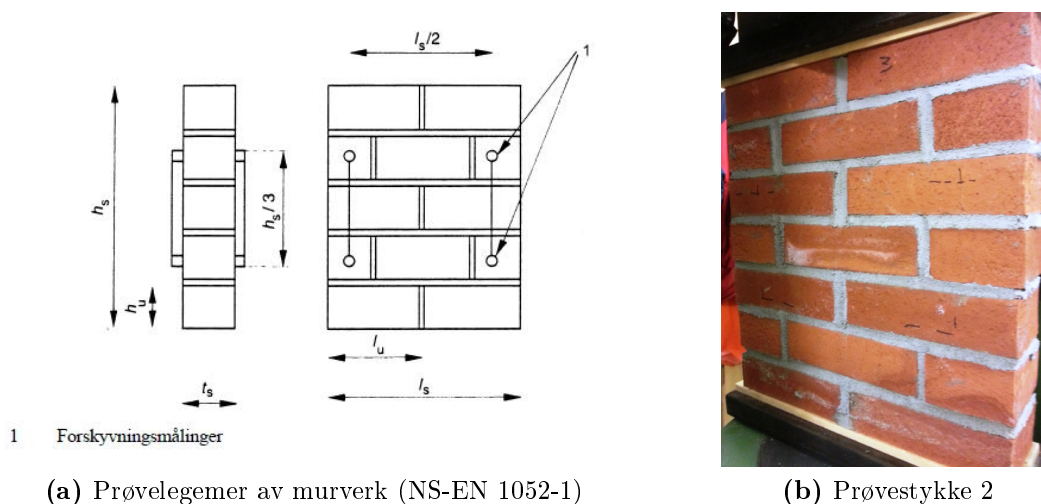
TEGLSTEIN	MØRTEL	MURVERK	
Trykkfasthet f_{by} [N/mm ²]	Trykkfasthet f_m [N/mm ²]	Trykkfasthet f_{ky} [N/mm ²]	E-modul E_y [N/mm ²]
40	5	6,7	6,7
	10	8	8
50	5	8	8
	10	9,5	9,5

5.3.2 Testing av elastisitetsmodul og trykkapasitet

Forsøket ble utført i henhold til NS-EN 1052-1, Del 1: Bestemmelse av trykkfasthet. Prinsippet med forsøket var å bestemme maksimal trykkfasthet til små prøvestykker som ble

testet til brudd. Det ble utført forsøk på tre prøvestykker der murmørtelen ble kontrollert på samme måte som for uttrekksforsøket. Til prøvestykke 1, 2 og 3 er det benyttet henholdsvis mørtelblanding 2, 3 og 4, der resultatene fra mørteltestingen er gitt i tabell 5.7 og 5.8.

Standarden setter krav til mål på prøvelegemene som skal benyttes. I henhold til tabell 2 og figur 1 i standarden, ble prøvestykkene bygd opp i løperforband å syv skift med to stein i bredden, illustrert på figur 5.4a og 5.4b. Prøvestykkene ble murt opp på en plan flate, av Odd Skarsvåg, vist på figur 5.5. Etter oppføring ble prøvene lagret under plast i fem dager, for å forhindre uttørking. Deretter stod prøvene utildekket i laboratoriet frem til testing.



Figur 5.4: Størrelse på prøvestykkene

Det ble plassert fire forskyvningsmålere i henhold til figur 5.4a, for å måle endring i høyde. De ble plassert slik at de strakk seg over $1/3$ av prøvestykkets høyde, illustrert på figur 5.6b. Slik utelukker man feilkilder fra innspenningen av prøvestykket og en eventuell feilstilling i det øverste og nederste skiftet.

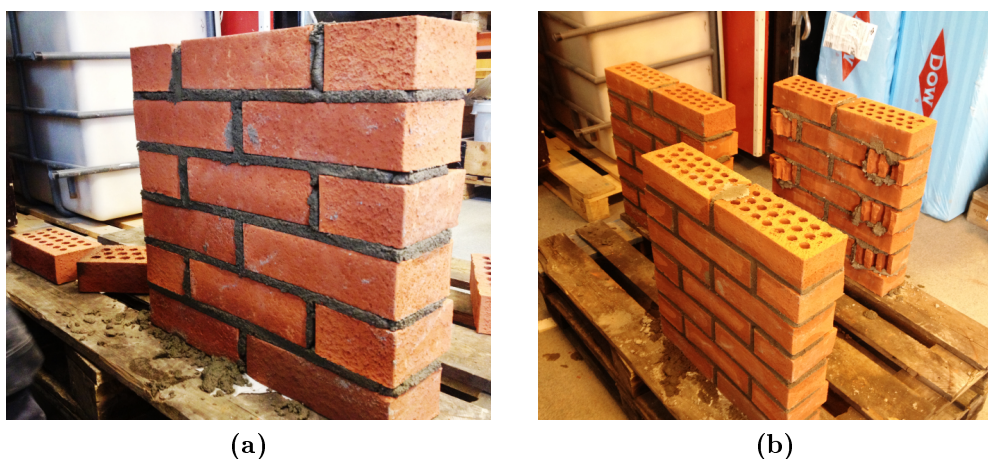
Prøvestykkene ble plassert sentrisk i prøvemaskinen, vist på figur 5.6a, og lasten ble påført jevnt over hele prøvestykkets øvre og nedre flate. Lasten ble økt jevnt til brudd inntraff. Det skulle inntreffe fra 15 til 30 min etter at belastningen startet, i henhold til forsøksstandard. Da forskyvningsmålerne kontinuerlig målte forskyvningen, var det ikke nødvendig å påføre lasten i flere trinn som beskrevet i standarden. Prøvestykkene ble påkjent av en konstant trykkbelastning på $0,45 \text{ N}/(\text{mm}^2 \text{ min})$ til brudd inntraff. Trykkapasiteten til hvert enkelt prøvestykke ble beregnet i henhold til likning 5.1.

Elastisitetsmodulen (E_i) til hvert prøvestykke ble beregnet ved en trykkspenning tilsvarende $1/3$ av bruddspenningen, gitt av likning 5.2. I henhold til standarden ble elastisi-

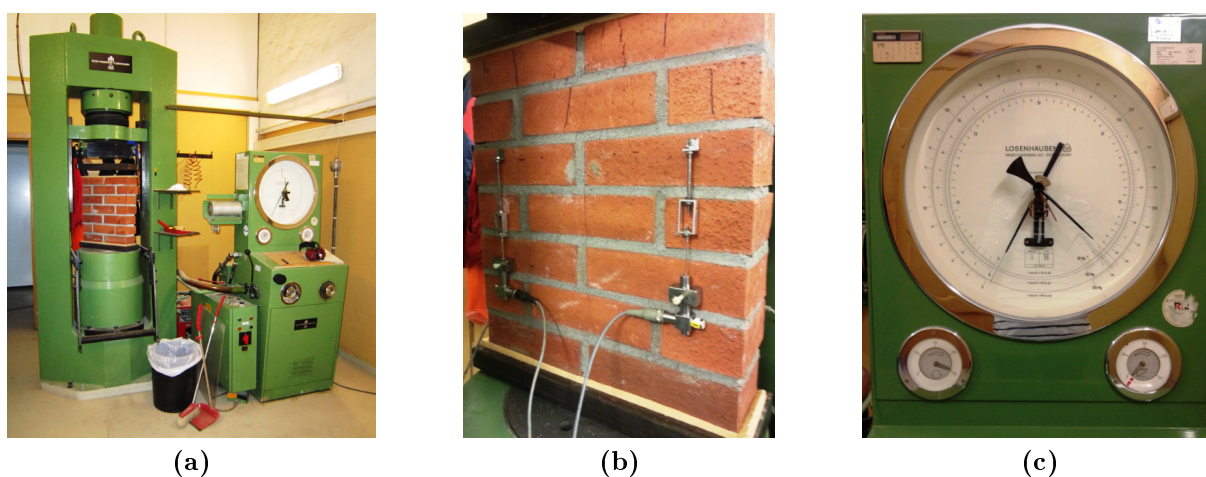
tetsmodulen beregnet som en sekantmodul fra middelveiden av endringene på alle fire målepunktene. Trykktøyningen (ε_i) er gitt av den registrerte deformasjonen fra forskyvningsmålerne dividert med høyden mellom målepunktene. Ved bruk av Hook's lov ble elastisitetensmodulen fastslått for hvert prøvestykke. Elastisitetensmodulen for korttidslast for murverket er gitt ved en middelveidi for prøvestykkene.

$$f_i = \frac{F_{i,maks}}{A_i} \quad (5.1)$$

$$E_i = \frac{F_{i,maks}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (5.2)$$



Figur 5.5: Oppmuring av prøvestykker 20.02.2013



Figur 5.6: Trykk- og Elastisitetensmodultesting av murverk utført 20.03.2013

- a) Prøverigg som ble benyttet
- b) Plassering av forskyvningsmålerer
- c) Måleur til avlesing av belastning påført prøvestykket

5.3.3 Resultater

Resultatene fra de tre forsøkene utført på murverk er presentert i tabell 5.10 og 5.11 og oppsummert i tabell 5.12. Figur 5.7 viser tøyning mot økende spenning i prøvestykkene. Figur 5.8 til 5.10 viser prøvestykkene etter testing.

Tabell 5.10: Resultater fra trykkfasthetsforsøk på murverk

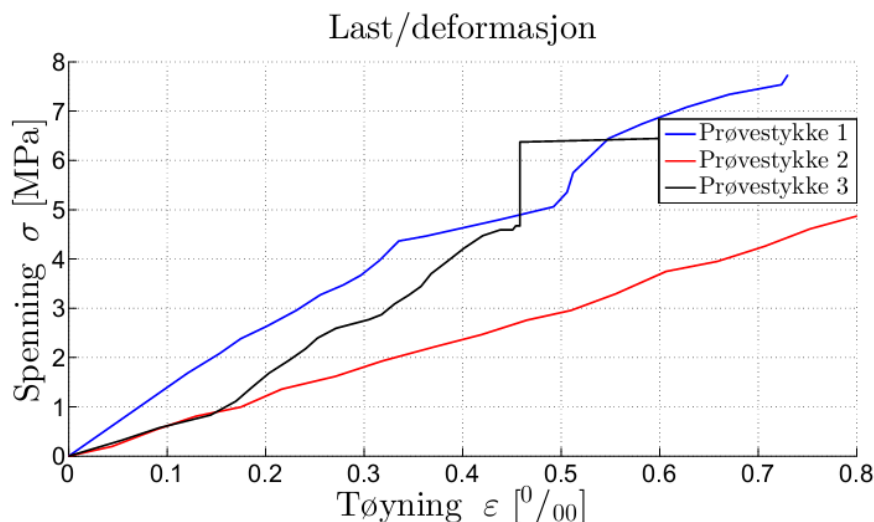
Prøvestykke [nr]	Last ved første riss [kN]	Bruddlast, $F_{i,max}$ [kN]	Trykkapasitet, f_i [N/mm ²]
1	221,0	402,62	8,13
2	147,3	645,2	12,29
3	324,1	694,82	14,01

Tabell 5.11: Resultater fra testing av elastisitetsmodul murverk

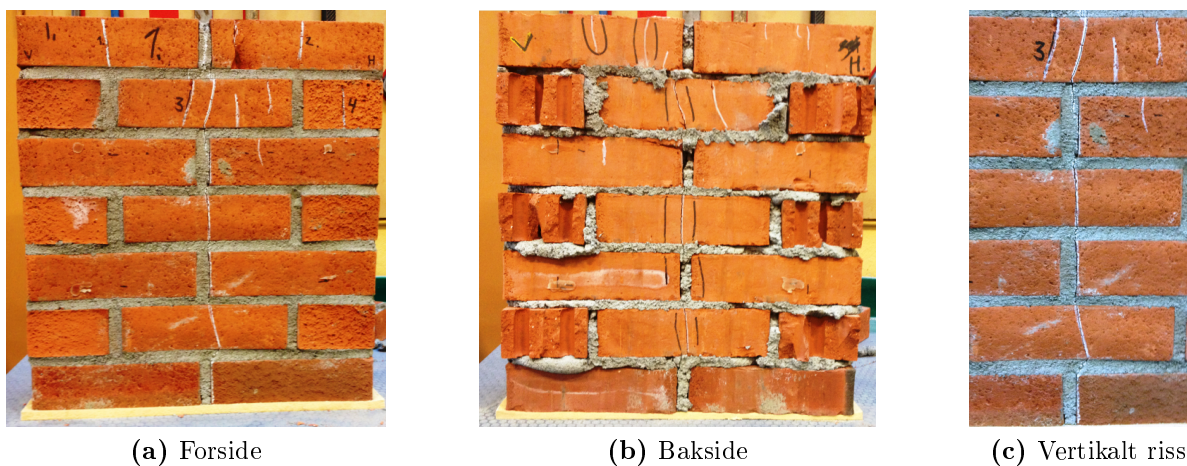
Prøvestykke [nr]	Last, $F_{i,max}$ [kN]	Tøyning, ε_i [%]	Elastisitetsmodul, E_i [N/mm ²]
1	134,2	0,021	13 000
2	232,0	0,072	6 100
3	216,5	0,046	10 200

Tabell 5.12: Resultat av trykkfasthet og elastisitetsmodul for murverk

TEGLSTEIN	MØRTEL	MURVERK	
Trykkfasthet f_{by} [N/mm ²]	Trykkfasthet f_m [N/mm ²]	Trykkfasthet f_{ky} [N/mm ²]	E-modull E_y [N/mm ²]
45	5	8,1	9,8



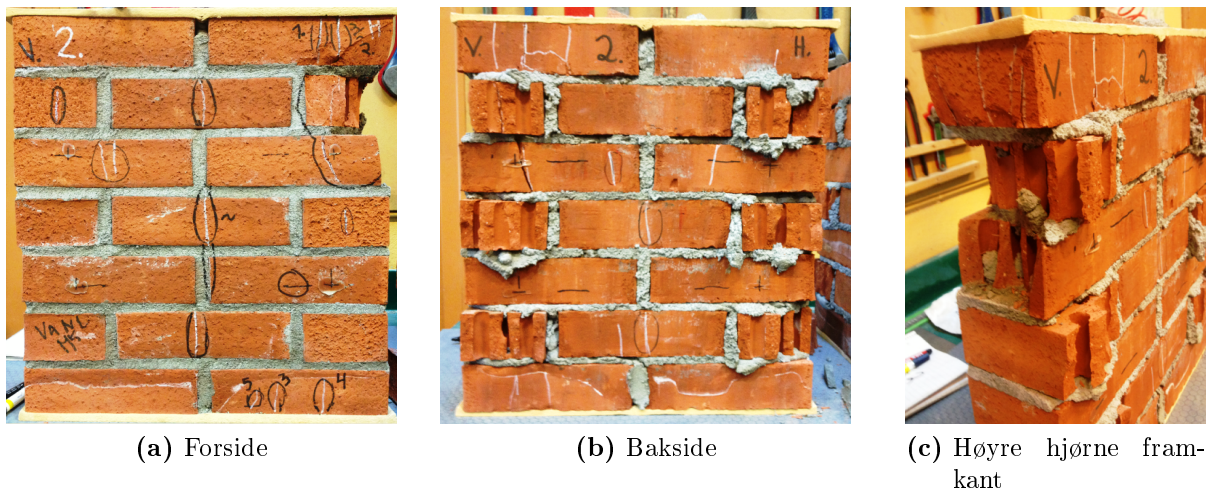
Figur 5.7: Deformasjon av prøvestykkene, utsatt for økende last



(a) Forside

(b) Bakside

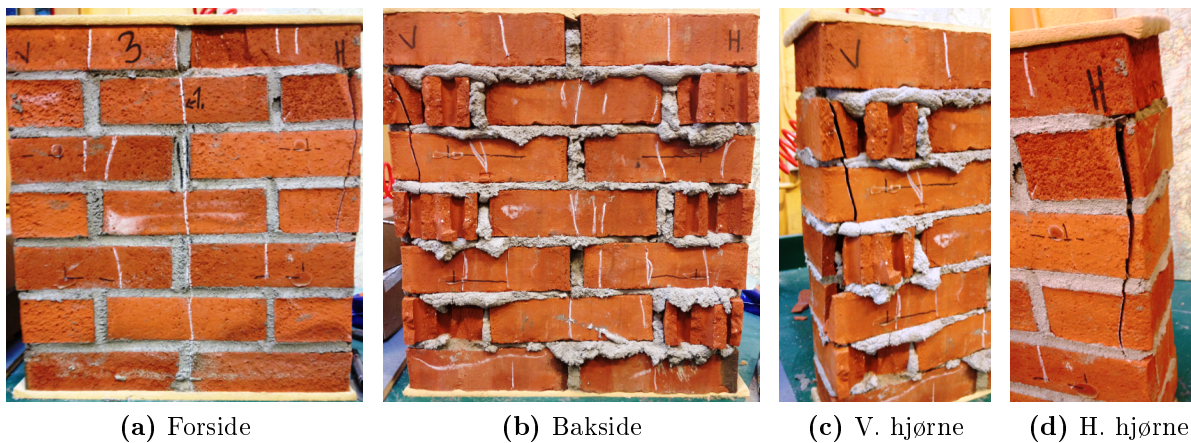
(c) Vertikalt riss

Figur 5.8: Prøvestykke 1 etter forsøk

(a) Forside

(b) Bakside

(c) Høyre hjørne framkant

Figur 5.9: Prøvestykke 2 etter forsøk

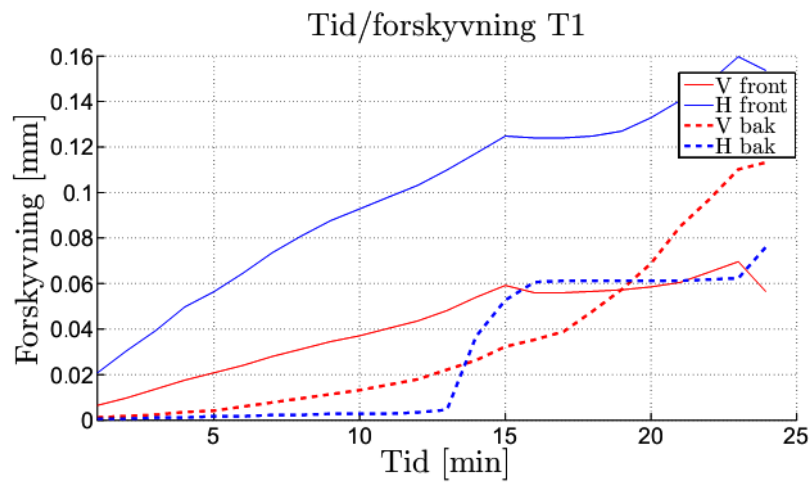
(a) Forside

(b) Bakside

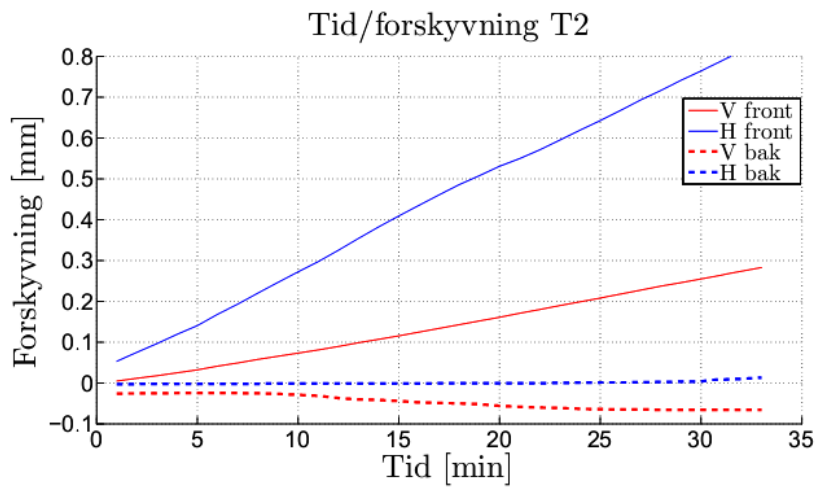
(c) V. hjørne

(d) H. hjørne

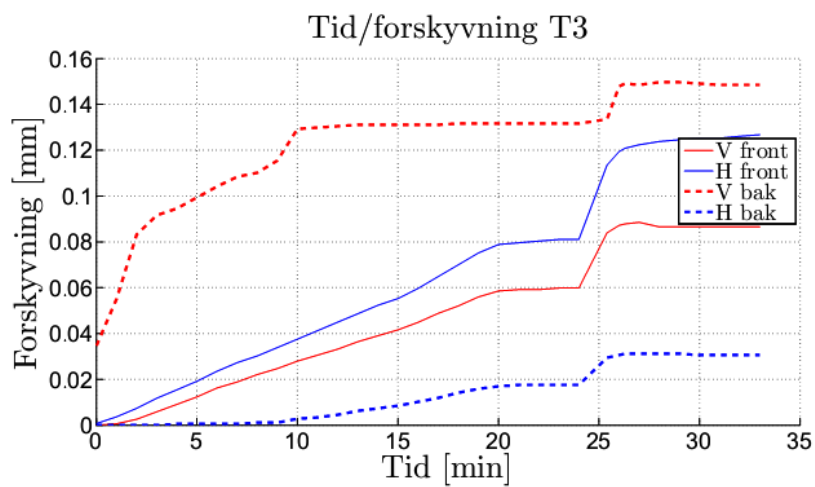
Figur 5.10: Prøvestykke 3 etter forsøk



(a) Prøvestykke 1



(b) Prøvestykke 2



(c) Prøvestykke 3

Figur 5.11: Resultatet av de fire forskyvningsmålerne

5.3.4 Diskusjon

Figur 5.7 viser deformasjonene til de tre prøvestykkene utsatt for økende last. Av grafen kommer det tydelig frem at prøvestykke 1 har høyest elastisitetsmodul, da forløpet er relativt lineært og har en bratt stigning frem til en belastning på ca 220 kN. Der har det oppstått et stort riss, som har gitt utslag på de fire deformasjonsmålerne, vist på figur 5.11a, ved at høyre giver bak øker. På figur 5.8 er det nummerert rekkefølgen på rissene oppstod på prøvestykke 1. Etter 13-14 minutter, ved en last på 220 kN, inntraff de fire første rissene. Ved en last på 370 kN dannet det seg et riss som strakk seg vertikalt over halve prøvestykket. Dette risset utviklet seg hurtig og forårsaket et gjennomgående riss i prøvestykke. Bruddlasten til denne prøven var rundt 400 kN, som var den laveste kapasiteten i testserien. Av figur 5.8 kommer det frem at prøvelegemet ikke ble belastet til totalt brudd, sammenliknet med prøvestykke 2 og 3, av sikkerhetsmessige årsaker.

Prøvestykke 2 hadde den laveste elastisitetsmodulen. Dette kommer tydelig frem på grafen vist på figur 5.7. Denne prøven fulgte en relativt lineær og slak kurve helt frem til 500 kN og en tøyning på 0,15 %. Figur 5.11b viser at høyre giver foran har registrert store forskyvninger, sammenliknet med de andre giverne. Venstre giver bak har en negativ forskyvning, som tilsier at høyre hjørnet har bøyd seg fremover ved økende belastning, som vist på figur 5.9. Den store forskyvningen på forsiden, har resultert i lav elastisitetsmodul, da den ble beregnet ut ifra en gjennomsnittsverdi av de fire forskyvningsmålerne. Av grafen på figur 5.11b vises det ingen tegn til tydelige riss, noe som ikke stemmer. Det var dette prøvestykke som fikk flest riss, som kommer frem av figur 5.9. Etter ca 140 kN oppstod det første risset. Ved en belastning på 580 kN dannet det seg et gjennomgående riss vertikalt i prøven. Forsøket ble stoppet ved en belastning på 645,2 kN, da høyre hjørnet var helt deformert.

Figur 5.7 viser deformasjonsforløpet til prøvestykke 3 i forhold til påført last. Frem til en belastning på 50 kN er grafen lineær og følger samme kurve som prøvestykke 2. Deretter følger grafen en ujevn og brattere kurve, som resulterte i høy beregningsmessig elastisitetsmodul. Av figur 5.11c kommer det frem at det var forskjeller i de fire forskyvningsmålerne, men de følger en relativt likt forløp. Etter en last på rundt 200 kN økte ikke belastningen spesielt de neste 6 minuttene. Da ble lasthastigheten justert opp og økte med 120 kN. Det resulterte i et utslag på forskyvningsmålerne, som kan sees på figur 5.11c, ved at giverne får et stort hopp etter ca 25 minutter. Etter lastøkningen, stagnerte lasthastigheten igjen, som kan sees på figur 5.11c, ved at forskyvningene var nesten konstante. Det kommer også frem i figur 5.7, der lasten er konstant. Etter ca 9 minutter ble giverne tatt av og prøvestykket ble kjørt helt til brudd. Ved en last på 500 kN oppstod det et stort riss i øverste høyre stein, som vist på figur 5.10, der rissene ble nummerert etter rekkefølge.

Ved en last på ca 580 kN oppstod det et vertikalt riss midt på prøven. Ved ca 640 kN begynte mørtelen synlig og sprekke opp. Ved ca 680 kN utviklet det vertikale risset seg til en gjennomgående sprekk i hele prøvestykket. Forsøket ble stoppet ved en last på 695 kN. Dette var den høyeste trykkapasiteten oppnådd, men dette forsøket ble kjørt mye lengere enn de to første.

Trykkfastheten til mørtelen benyttet er oppsummert i tabell 5.7 og 5.8. Her kommer det frem at mørtelfastheten var mye høyere enn først spesifisert. Benytter en mørteltype M10 og samme fasthet til murstein, er forventet trykkapasitet og elastisitetsmodul henholdsvis 8,75 MPa og 8,75 GPa i henhold til tabell 5.9. Sammenliknet med tabell 5.10 har prøvestykke 1 for lav trykkapasitet i henhold til krav i standarden. Da dette forsøket ble stoppet tidligere enn de andre er det grunn til å tro at trykkapasiteten er større. Av tabell 5.11 kommer det frem av prøvestykke 2 har vesentlig lavere elastisitetsmodul enn de to andre forsøkene. Dette skyldes den store forskyvningen i høyre giver på forsiden.

Tabell 5.12 viser karakteristisk trykkfasthet og midlet elastisitetsmodul til murverket. Midlet trykkfasthet er på 11,5 N/mm² som tilsvarer en aksiallastkapasitet på ca 1200 kN/m for murverk murt i løperforband av 1/2-steins tykkelse. I henhold til punkt 10.2 i forsøksstandarden er karakteristisk trykkfasthet til murverket beregnet til 8,1 MPa, som er den minste trykkapasiteten oppnådd under testing. Resultatene tilfredsstillende veilederne kapasiteter i standarder for hulltegl med trykkfasthet ≥ 45 MPa og en mørteltype M5.

Av figur 5.11a, 5.11b og 5.11c kan en se at høyre giver foran gir stort utslag på samtlige prøver. Dette kan tyde på at maskinen har belastet prøvene ujevnt under testing. Belastningen ble avlest manuelt med en nøyaktighet på 50 kg. Denne feilkilden ble forsøkt redusert ved at samme person leste av lasten for hvert 30-60 sekund. Etter herdig hadde prøvestykkene fått litt ujevn form, som kan gi eksentrisitetsmoment ved påkjenning av vertikallast. Dette ga i midlertidig ikke utsalg på forsøket, da ingen av prøvestykkene bøyde seg særlig ut av planet, eller at det ikke oppstod horisontale riss på midten av prøvestykkene.

Murverk har en ikke-lineær spenning- og tøyningsoppførsel ved trykk, så det er vanskelig å fastslå elastisitetsmodulen eksakt. Ved å utføre en én-aksial kompresjonstest måles deformasjonene med forskyvningsmålere slik at en kan beregne elastisitetsmodulen for en gitt belastning. Det er mange usikkerhetsmomenter knyttet til dette forsøket, da elastisitetsmodulen er relativ stor i forhold til tøyningene, og forsøket ikke tar hensyn til kryp, signing og defleksjon.

Generelt viste dette forsøket store variasjonen av kapasiteten til murverk. Den store spredningen i resultat var ikke uventet og viser hvorfor det benyttes store materialfaktorer i murfaget, sammenliknet med andre byggematerialer.

5.4 Bindere

5.4.1 Produktspesifikasjon

Binderne produseres i austenittisk rustfritt stål. Dette er den største gruppen av rustfritt stål, og har en struktur som gjør at de ikke er magnetiske og ikke kan herdes (Aasen, 2010). Rustfritt stål er levert med minimum 10,5 % krom og maks 1,2 % karbon (NS-EN 10088-1). Krom øker strekkfastheten og korrosjonsmotstanden til stålet ved at det dannes en hinne av kromjernoksid. Dette beskytter stålet mot korrosjon grunnet den store tettheten og heftstyrken (Larsen, 2010).

Austenittisk stål er levert med 16-26 % krom, 8-22 % nikkel. Dersom det tilsettes molybden, blir stålet betegnet som syrefast. Det som kjennetegner denne gruppen er den gode formbarheten og seighet ved lave temperaturer, at de er lette og sveise samt den gode motstanden mot korrosjon (Larsen, 2010).

Denne oppgaven har tatt utgangspunkt i testing av tre ulike bindertyper, levert av BI-produkter. Bindertypene er produsert av det danske firmaet Arminox, og de ulike bindertypene er beskrevet nærmere i kapittel 5.4.2, 5.4.3 og 5.4.4. Binderne produseres i austenittisk rustfritt stål med stålqualität 1.4301 og 1.4567. Tabell 5.13 inneholder en oversikt over produktspesifikasjonen til stålet.

Tabell 5.13: Produktspesifikasjon NS-EN 998-2 og ARMINOX

(a)

Austenittisk rustfritt stål 1.4301									
Innhold [%]								F_{yk}	E_{0k}
C	Si	Mn	Ni	P	S	Cr	N	[MPa]	[GPa]
$\leq 0,07$	≤ 1	≤ 2	8,0-10,5	$\leq 0,045$	$\leq 0,015$	17,5-19,5	$\leq 0,11$	≥ 600	200

(b)

Austenittisk rustfritt stål 1.4567									
Innhold [%]								F_{yk}	E_{0k}
C	Si	Mn	Ni	P	S	Cr	N	[MPa]	[GPa]
$\leq 0,04$	≤ 1	≤ 2	8,5-10,5	$\leq 0,045$	$\leq 0,015$	17,0-19,0	$\leq 0,11$	≥ 600	200

5.4.2 L-binder

L-binderen er asymmetrisk, der den ene enden har en tverrarm på 50 mm som monteres inn under oppmuring. Den andre enden er utformet etter hva den skal forankres i. For forankring i bakvegg av tre fås de med tregjenger og for forankring i betong følger det med hylser for å få tilstrekkelig feste. L-binderen produseres av austenittisk rustfritt stål med stålkvalitet 1.4301.

I følge byggforskserien (SINTEF, 2009) har binderen en dimensjonerende forankringskapasitet på 1,5 kN og 2 kN for henholdsvis mørtelklasse M5 og M10. Leverandøren Arminox oppgir en karakteristisk kapasitet for en 4 mm L-binder på 2,5 kN for M5 mørtel, og 3,5 kN for M10 mørtel (ARMINOX, 2008c). Figur 5.12a viser utforming av binderen.

5.4.3 Træskruegevind

Træskruegevinden er en asymmetrisk trådbinder, der 70 mm av binderen er utformet med sinusformede bølger, vist på figur 5.12b, som skal mures inn i fugene. Den andre enden er utformet med gjenger, for forankring i treverk. Binderen kan også benyttes til å forankre en murt forblending til en bakvegg av betong, lettbetong eller massiv teglstein. Binderen er produsert av austenittisk rustfritt stål med stålkvalitet 1.4567.

Binderen er testet av Teknologisk Institutt i Århus i henhold til DS-EN 846-5, og tabell 5.14 oppsummerer de karakteristiske uttrekkskapasitetene til binderen for ulike forankringssystem.

Tabell 5.14: Karakteristiske kapasiteter for en 4 mm træskruegevind (ARMINOX, 2008b)

	Materiale	Karakteristisk forankringskapasitet
Forblending	Mørtel (KC 50/50/700)	3,3 kN
Bakvegg	Tegl	0,8 kN
	Lettklinker	1,3 kN
	Porebetong	1,6 kN
	Stålprofil	1,9 kN
	Tre	Ikke oppgitt

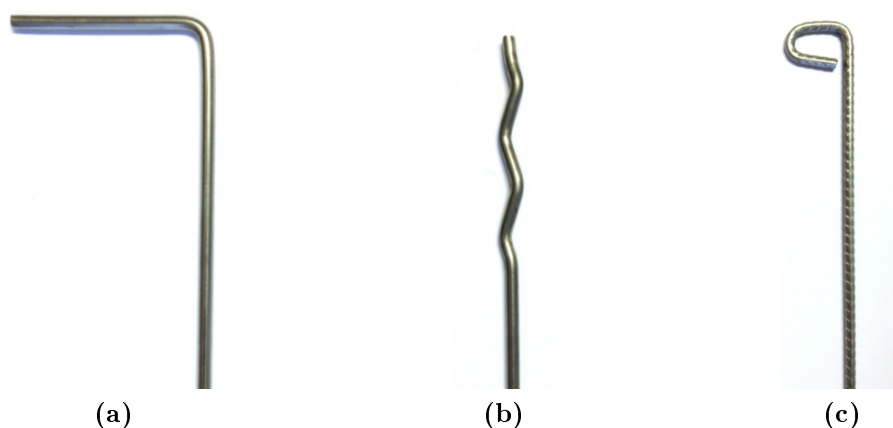
5.4.4 Ribbet S-binder

Ribbet S-binder er en symmetrisk binder, som benyttes i Danmark for forankring av skallmurvegger. Binderen er utformet med to identiske løkker i hver ende, illustrert på figur 5.12c, som mures horisontalt inn i mørtelfugene ved oppmuring. Binderen trenger ikke og monteres med fall mot ytre vange. Binderne vil ikke transportere vann mellom vaneene på grunn av den ribbede overflaten. Binderen er produsert i stål kvalitet 1.4301.

Ribbet S-binder er testet av Teknologisk Institutt i Århus i henhold til DS-EN 846-5, og tabell 5.15 angir karakteristiske uttrekkskapasiteter for binderen fra produktdatabladet til ARMINOX (2008a). Arminox oppgir at en 3 mm ribbet S-binder tilsvarer en 4 mm glatt binder i karakteristisk forankringskapasitet.

Tabell 5.15: Karakteristiske kapasiteter for en 4 mm ribbet S-binder (ARMINOX, 2008a)

Materiale	Karakteristisk forankringskapasitet
M 5	2,9 kN
M 10	3,3 kN



Figur 5.12: Bindertyper benyttet til uttrekksforsøk

- a) L-binder
- b) Træskruegevind
- c) Ribbet S-binder

Kapittel 6

Forberedelse til uttrekksforsøk

6.1 Valg av testserier

Tidligere forskning og litteratur har vist at det er mange parametere som har innvirkning på forankringskapasiteten. Under dette kapittelet presenteres grunnlaget til valg av ulike parametere til testseriene. Generelt ble det fastslått at alle prøvestykkene skulle mures med en fugetykkelse på 15 mm, da dette er vanlig praksis.

6.1.1 Valg av aktuelle bindere

I Norge benyttes det hovedsakelig L- og Z-bindere for forankring av murverk. Derfor ble det bestemt å utføre forsøk hovedsakelig på L-bindere. Etter forespørsel fra BI-produkter ble det også valgt å utføre en testserie med 10 prøvestykker på den danske binderen træskruegevind. I følge BI-produkter er denne forankringsløsningen på vei inn i det norske markedet^{6.1}.

Det ble valgt å utføre forsøk av mindre skala på en ribbet S-binder, som benyttes til forankring av skallmurvegger i Danmark. Binderne er utformet med ribber, som skal gi en økt forankringskapasitet og større uttrekkskapasitet fra mørtelen. Delserien skulle derfor ta utgangspunkt i om denne binderen hadde bedre uttrekkskapasitet fra mørtelfugen enn den vanlige L-binderen.

^{6.1}Asbjørn Ingeberg, daglig leder i BI-Produkter AS. Samtale 12.02.13.

6.1.2 Fri binderlengde

I en murt forblending, forankret i en bakvegg i tre, er det vanlig å benytte en fri binderlengde fra 50 til 275 mm, avhengig av kravet til isolasjon. Bruaset (2011) benyttet en fri binderlengde på 100 mm i sine analyser. For å kunne sammenligne resultatene, ble det bestemt at klypen i prøveriggen skulle festet i en avstand på 100 mm fra mørtelfugen på samtlige prøvestykker.

6.1.3 Mørtelkontakt

Hvordan binderen er forankret i mørtelfugen kan ha innvirkning på uttrekkskapasiteten (Madsø, 1980). En oppmuringemetode er å legge trådbinderen rett på steinen og deretter trekke mørtel over. Den mest benyttede metoden er å legge mørtel først, og deretter plassere binderen i ønsket posisjon. Sistnevnte vil gi en tosidig kontakt med mørtelen, noe som mest trolig vil øke uttrekkskapasiteten. Etter samtale med murer ble metoden med tosidig kontakt benyttet på prøvestykkene, da dette er vanlig murpraksis.

Det ble planlagt å gjennomføre en delserie med ensidig kontakt, for å se på innvirkningen av denne typen innmuring. Resultatene, i form av kapasitet og bruddform, skulle sammenliknes med et tilsvarende forsøk med tosidig mørtelkontakt.

6.1.4 Forankringslengde

Byggforskserien opplyser at trådbindere skal ha en minste forankringslengde på 35 mm. I Norge er det imidlertid vanlig å benytte en forankringslengde på ca 50 mm, som tilsvarer en sentrisk plassering av tverrarmen på teglvangen (SINTEF, 2009). Benyttes det et skinnesystem ved oppmuring, eller binderen allerede er forankret i indre vange, bøyes binderen til og plasseres i fugen i henhold til krav i byggforskserien. I punkt 5.2.2.1 i NS-EN 845-1 er det beskrevet at det skal benyttes en forankringslengde på minimum 40 mm for testing i henhold til NS-EN 846-5.

På grunnlag av dette ble det valgt å benytte en forankringslengde på 50 mm for L-bindere og for ribbet S-bindere. Bindere træskruegevind ble murt inn med en forankringslengde på 70 mm, etter krav gitt i produktdatablad.

Rapporten til Madsø (1980) og Choi og Lafave (2004) konkluderte med at lengre forankringslengden ville gi høyere uttrekkskapasitet. Derfor ble det planlagt å gjennomføre to delserier med en annen forankringslengde. Disse prøveseriene ble murt inn med en forankringslengde på 40 mm og 65 mm.

6.1.5 Binderfall

Ved oppmuring skal bindere monteres med fall på minimum 1:10 mot ytre vange, for å forhindre at vann trenger inn i bakvegg. For å oppnå en mest mulig realistiske situasjon ved forsøk, ble det vurdert å mure inn binderen med et gitt fall. Ved uttrekking av binderen kan en helning gi et eksentrisitetsmoment i mørtelen, som kan være med på å redusere uttrekkskapasiteten (Choi og LaFave, 2004). Å mure inn bindere med fall kan gi problemer ved testing, da binderne skal monteres i en prøverig. På bakgrunn av det, ble det bestemt at binderne skulle monteres uten helning.

Det ble bestemt å utføre to delserier, med ulik mørtelfasthet, der binderne skulle monteres med fall på 1:10. Resultatene fra de to delseriene skulle sammenliknes med forsøkene utført på prøvestykker uten fall, for å se om helningen reduserte uttrekkskapasiteten eller oppnådde en annen bruddmekanisme.

6.1.6 Vertikallast

Bærende og ikke-bærende murverk er påkjent av høy vertikallast fra egenvekten. Tyngden av overliggende etasjer vil gi en økende vertikallast på ca 2 kN/m², avhengig av type murverk.

Etter vurdering ble det bestemt at prøvestykkene skulle påføres en vertikallast på 200 N under testing, som tilsvarer fire skift med murstein. Dette for å kunne sammenligne resultatene med gamle tabeller, som gjelder for enten belastet eller ubelastet murverk. Liten vertikallast er det mest ugunstige lasttilfelle, og er et konservativt valg.

Madsø (1980) konkluderte med at høy vertikallast ikke ga en økning i uttrekkskapasiteten for innmuringsdybder større enn 30 mm. For å få bekreftet denne påstanden, ble det valgt å gjennomføre tre delserier, med ulike lasttilfeller, for å se på innvirkningen av vertikallast. Det ble valgt å utføre forsøk på prøvestykker uten vertikallast, en last tilsvarende vekten av fire skift (200 N) og en last tilsvarende ca 10 meter murverk av 1/2-steins tykkelse (5 kN).

6.1.7 Modulering i Diana

Det ble planlagt to ulike delforsøk knyttet opp mot elementmodellen i DIANA. Den første serien ble gjennomført med hensikt å se hvor stor forankringskapasitet en helt rett binder hadde. Her er uttrekkskapasiteten bare avhengig av heftfastheten mellom stål og mørtel.

Resultatene skulle knyttes opp mot en 2D-modell i DIANA, der L-binderen ble modellert uten tverrarm.

Den andre delseren tok utgangspunkt i å undersøke hvor stor innvirkning tverrarmen til L-binderen hadde på uttrekkskapasiteten. Delen til binderen parallell med lastretningen ble smurt inn med energrease LS-EP 2, som er et høyeffektivt smørefett. Dette skulle redusere heftkapasiteten til den rette delen, slik at all forankringskapasitet ble knyttet til tverrarmen.

6.2 Beskrivelse av uttrekksforsøk

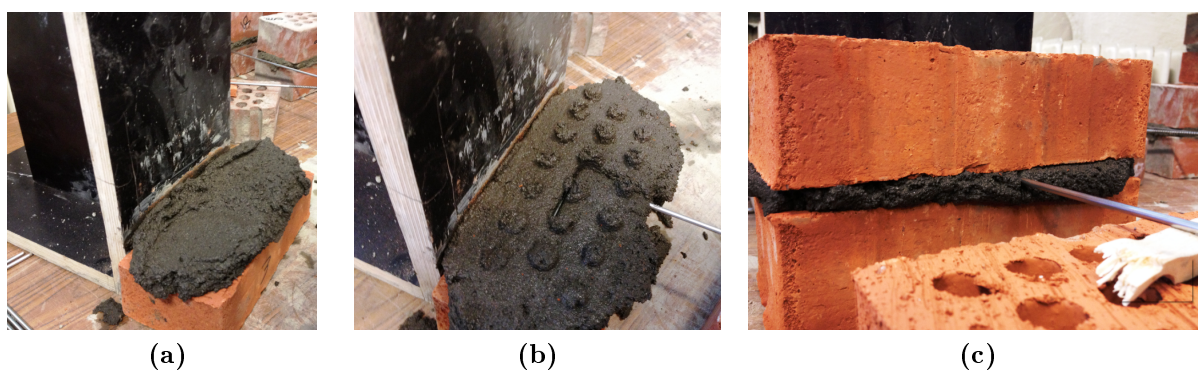
6.2.1 NS-EN 846-5

Uttrekksforsøkene ble utført i henhold til NS-EN 846-5:2012. Prøvmetoder for tilbehør til murverk. Del 5: Bestemmelse av veggbinders strekk- og trykklastkapasitet og lastforskyvningsegenskaper (steinparprøving). Standarden setter krav til materialbruk, oppmuring og lagring av prøvestykker, beskrivelse av testmaskin og utførelse av forsøk.

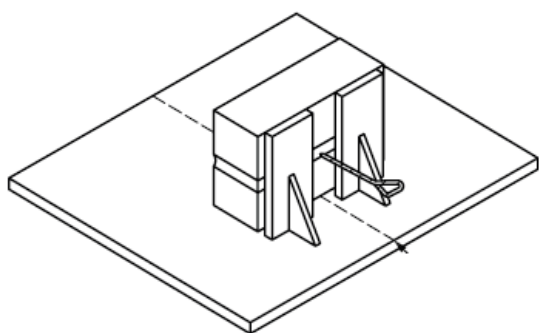
6.2.2 Prøvestykker

Et prøvestykke bestod av to stein med standard normalformat og en mørtelfuge på 15 mm. Oppmuringen av prøvestykkene ble utført i betonglaboratoriet til NTNU av Odd Skarsvåg den 20. februar 2013. Prøvene ble bygd på en horisontal flate og binderen plassert i mørtelfugen ved bruk av normal muringsteknikk, illustrert med figur 6.1. Ved oppmuring ble det benyttet en støtte for å forsikre at binderen lå i ønsket posisjon. Figur 6.2 er tatt fra NS-EN 846-5 og viser hvordan oppbygging av prøvestykkene kan utføres.

For å forhindre at testprøvene tørket ut i løpet av de første tre dagene etter oppmuring, ble prøvene tildekt med plast. Deretter sto prøvene udekket i laboratorieomgivelser fram mot testing, vist med figur 6.3. Det ble benyttet en herdetid på 28 dager i henhold til NS-EN 846-5. Testingen foregikk fortløpende etter 28 dager herdetid.



Figur 6.1: Oppmuring av prøvestykker 20.02.13



Figur 6.2: System for oppbygging av prøvestykker (NS-EN 846-5, figur 4)



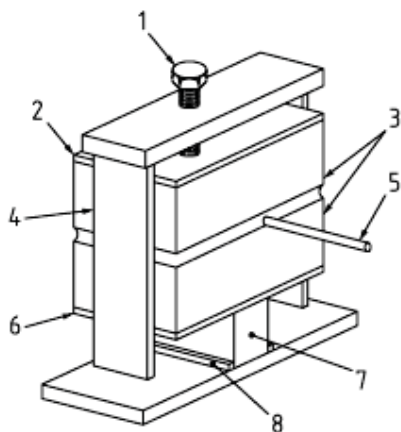
Figur 6.3: Prøvestykker etter oppmuring

6.2.3 Beskrivelse av prøverigg

Prøvemaskinen ble utformet i henhold til krav i NS-EN 846-5. Prinsippet med forsøket var å dra ut binderen med en konstant hastighet og registrere forskyvning og last fortløpende. For å påføre vertikallast på prøvestykkene ble prøvemaskinen utformet slik som figur 6.4, fra standarden. Testmaskinen skulle ikke fastholde prøvelegemet, slik at det kunne forhindre splitting av prøvestykket. Figur 6.5 fra standarden viser et eksempel på utforming av prøveriggen, for strekkforsøk. Det ble tatt utgangspunkt i denne ved oppbygging av prøvemaskinen.

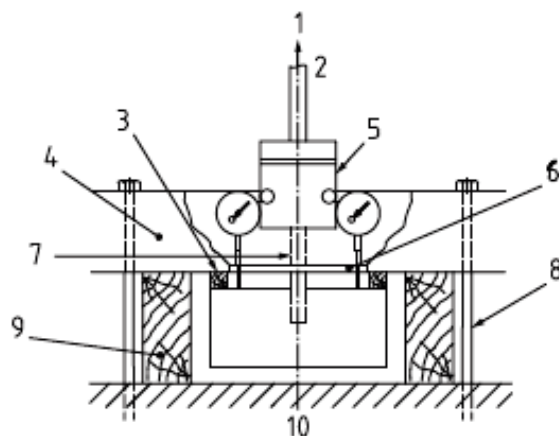
Riggen ble sveist sammen av fire u-profiler på 100x50 mm, med en lengde på 360 mm. Ved hjelp av en bolt ble det påført trykk på prøven, og lasten ble registrert i en lastcelle på baksiden. Lastcellen var fra Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), og var av typen u2a som tåler en nominell last opptil 500 kg. Nøyaktigheten på cellen var i klasse D1, som tilsvarer en nøyaktighet på 0,1 %. På sidene av prøveriggen var det to stålprofiler på 25

mm og to trefiberplater på 12 mm som skulle fordele trykklasten jevnt på prøven. Prøvene ble holdt på plass på oversiden ved hjelp av to stålprofiler på 20*12 mm, illustrert på figur 6.6.



Figur 6.4: Examples of method of applying compressive load to specimens (NS-EN 846-5)

1. Bolt
2. Steel plate
3. Couplet
4. Steel frame
5. Wall tie
6. Steel plate
7. Hydraulic load cell
8. Location cup on frame for load cell

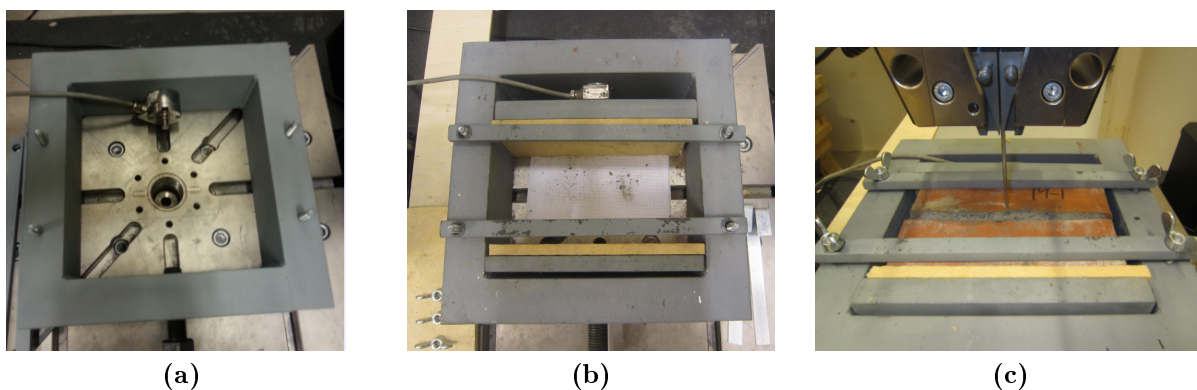


Figur 6.5: Examples of test arrangements in universal test machines (NS-EN 856-5)

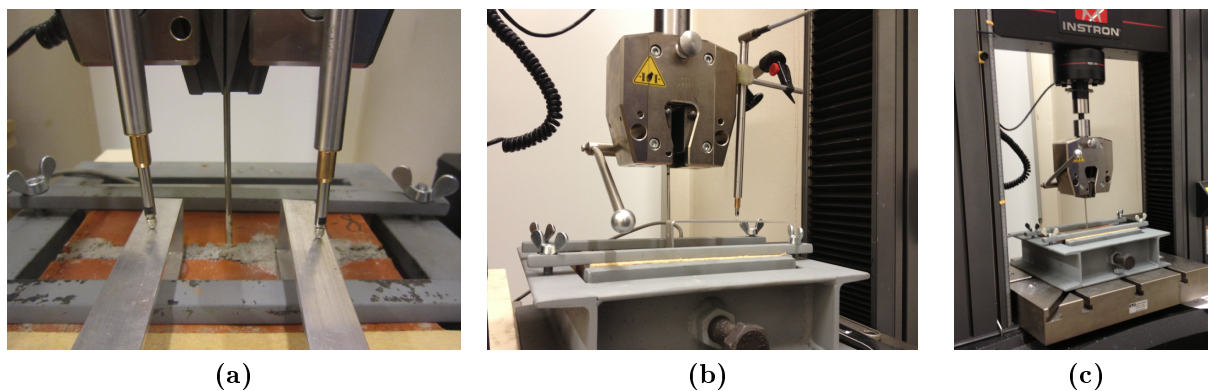
1. To upper crosshead
2. Central axis
3. Hardwood bearer
4. 300 mm x 90 mm channel
5. Clamp
6. Hole (165 x 100 mm) cut in channel
7. Tie
8. Tie rod
9. Hardwood spacer
10. Machine crosshead

Prøvemaskinen var fra Instron og benyttes til strekk- og trykkforsøk med last opp til 100 kN. Malingene ble registrert med en lastnøyaktighet på 0,5 % og programmet Bluehill 3 registrerer målinger opp til 500 Hz. I forsøkene ble målingene registrert med 10 Hz, som betyr 10 registreringer for hvert sekund. For å måle relativ forskyvning ble det benyttet to LVDT forskyvningsmålere av typen induktiv halvbro modell W50 som har en følsomhet på 80 mV/V . Forskyvningsmålerne ble plassert symmetrisk om binderen, vist på figur 6.7a. Forskyvningsmålerne ble plassert på aluminiumsprofiler, som ble limt fast til prøvestykket.

For å gripe binderen ble det benyttet en klype med kapasitet opp til 50 kN. Klypen ble festet i en avstand som tilsvarer hulromsåpningen der binderen var ment til å benyttes. Figur 6.7b og 6.7c viser bilder av prøveriggen.



Figur 6.6: Prøveriggen
 a) U-profilene og lastcellen i bakkant
 b) Ferdig rigg
 c) Riggen, med prøvestykket installert



Figur 6.7: Testriggen benyttet ved testing
 a) Uttreksmaskinen fra Instron
 b) Klypen
 c) Plassering av forskyvningsmålerne

6.2.4 Prosedyre

Prøvestykkene ble lagt horisontalt ned i prøvemaskinen og fasthold ved hjelp av to stålprofiler. Deretter ble det påført vertikallast på prøvestykket og klypen ble festet i en avstand fra fugen på 100 mm. Lasten ble påført manuelt til 200 N, eller til en forskyvning på 1 mm ble oppnådd. Dette ble gjort for å forsikre at klypen hadde tilstrekkelig feste i binde- ren, som reduserer feilmålinger av forskyvningen. Så ble lasten redusert til rundt 10 N og forskyvningen nullstilt før forsøket startet. Deretter ble det påført en last med hastighet på 800 N/min til brudd inntraff. Lasten ble påført jevnt, og både last og forskyvning ble

registrert kontinuerlig slik at en last/forskyvningskurve kunne utarbeides. Brudd ble regnet som den minste verdien av enten der maksimal last inntraff, eller når forskyvningen oversteg 5 mm.

6.3 Hovedforsøk

Det ble utført 3 testserier à 10 prøvestykker. Oversikt over de ulike parameterne i hovedforsøket er gitt i tabell 6.1, der testene har tatt utgangspunkt i å bestemme:

- Uttrekkskapasiteten til den vanligste forankringsløsningen i Norge
- Hvordan økende mørtelstyrke påvirker uttrekkskapasiteten
- Uttrekkskapasiteten til bindertypen trærkruegevind

Tabell 6.1: Oversikt over hovedforsøk

Testnavn	Murstein	Murmørtel	Binder	Innmuring	Vertikallast
2	Ru rød	M5	L-binder	Tosidig kontakt	200 N
3	Ru rød	M10	L-binder	Tosidig kontakt	200 N
4	Ru rød	M5	Treskruegevind	Tosidig kontakt	200 N

6.4 Delforsøk

Det ble utført 13 delforsøk, med et redusert antall prøvestykker. Oversikt over forsøkene er oppsummert i tabell 6.2. Disse prøveseriene ble gjennomført med 2-4 testprøver per serie og testene tok utgangspunkt i å undersøke:

- Vertikallastens innvirkning på uttrekkskapasiteten
- Hvordan tosidig og ensidig innmuring av binderen påvirker uttrekkskapasiteten
- Hvordan ulik forankringslengde har innvirkning på uttrekkskapasiteten
- Kapasiteten til andre bindertyper, i forhold til en L-binder
- Hvilken innvirkning fall på binderen har på uttrekkskapasiteten

- Kapasitetene til de to delene av L-binderen; tverrarmen og delen parallelt med lasten

Tabell 6.2: Oversikt over delforsøk

Testserie	Mørtel	Binder	Vertikallast	Merknad	Antall
1	M5	L-binder	5 000 N	Høy vertikallast	3
7	M5	L-binder	200 N	Ensidig kontakt	3
9	M5	L-binder	200 N	40 mm forankringslengde	3
10	M5	L-binder	200 N	65 mm forankringslengde	3
11	M5	L-binder	0 N	Uten vertikallast	4
12a	M5	L-binder	5 000 N	Høy vertikallast	3
12b	M5	L-binder	200 N	Fire skift vertikallast	4
14	M5	L-binder	200 N	Olje på rett del	3
15	M5	S-ribbet	200 N	Dansk binder	4
16	M5	L-binder	200 N	Fall på binder	3
17	M10	L-binder	200 N	Fall på binder	3
19	M10	Treskruegevind	200 N	Dansk binder	4
20	M5	I-binder	200 N	Rett binder	2

Kapittel 7

Resultater og diskusjon

7.1 Generelt

Under dette kapittelet presenteres resultatene fra testseriene beskrevet i kapittel 6.3 og 6.4. Tolkningen av resultatene er gitt fortløpende etter resultatene for hver testserie. Murmørtelen som ble benyttet til testingen er beskrevet i kapittel 5.2, og inneholder testing av mørtelens materialegenskaper. Fullstendig oversikt over samtlige testserier ligger i vedlagt.

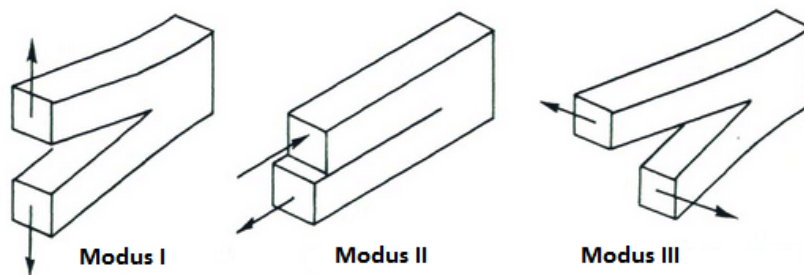
Data fra Bluehill 3 er bearbeidet i MATLAB. For å visualisere oppførelsen til binderen under påkjenning av økende last, er det utarbeidet last/forskyvnings grafer for hver serie. Forskyvningen er satt som gjennomsnittsverdien av de to forskyvningsmålerne.

I henhold til NS-EN skal bruddlasten til prøvestykkene regnes som den minste verdien av maksimal last eller ved en forskyvning på 5 mm. Resultatene er oppsummert i tabeller under hvert delkapittel, der F_b er opptredende bruddlast og F_{maks} er maksimal oppnådd last ved en forskyvning på over 5 mm. I NS-EN 846-5 står det at minste verdi fra testseriene skal oppgis, samt snittverdi av samtlige prøver. Grunnet den store spredningen i resultat og det lave antallet prøvestykker per serie, ble det ikke benyttet normalfordeling for å fastslå karakteristisk kapasitet. Det ble derfor bestemt, i samråd med veileder, at gjennomsnittsverdien til hele serien ble angitt som karakteristisk verdi.

Under hver serie er det også oppgitt dimensjonerende verdi i bruddgrensetilstand og ulykkestilstand. Materialfaktorene som er benyttet er omtalt i kapittel 4.1, og er 1,6 og 2,1 for henholdsvis ulykke- og bruddgrensetilstand. Dimensjonerende verdi (F_{Rd}) gjelder uttrekkskapasitet per trådbinder fra horisontale mørtelfuger. Kapasitetene for hovedseriene gjelder for belastet og ubelastet murverk med mer enn 4 skift og innmuringsdybde på 50 mm.

7.1.1 Bruddmekanismer

Opptredende bruddform ble registrert for hvert prøvestykke, og kan i de fleste tilfellene anses som en kombinasjon mellom bruddmodus 1 og 2 fra Hellan (1979), illustrert i figur 7.1.



Figur 7.1: Bruddmekanismer (Hellan, 1979)

Mørtelfugen ble utsatt for en tverrutvidelse på grunn av binderuttrekket som førte til utbøying av type modus 1.^{7.1} Dette kombinert med lav vertikallast førte til at heftsonen mellom stein og mørtel ble utsatt for en kombinasjon av strekk- og skjærbelastning. Denne belastningen førte til at mørtelfugen mistet heftkapasiteten til steinen i overkant av prøvestykket. Dette kunne ses ved loggingen av lastcellen, som viste konstant last fram til like før binderen ble dratt ut av lastcellen. Rett før bruddet økte lasten drastisk, noe som tilsier at prøvestykket har påført et ekstra trykk på lastcellen. Enkelte prøvestykker kunne man høre sprakk opp i overgangen mørtel og stein like før bruddet inntraff.

Mørtelen som synker ned i hullene til teglsteinen under oppmuring, vil bidra til en høyere motstand mot skjærbrudd mellom stein og mørtel. På grunn av skjærspenninger ble opphøyningene i mørtelfugen utsatt for avskjæring under testing, spesielt i forkant av prøvestykket. Ved fullstendig splitting av prøvestykket hadde samtlige opphøyinger i mørtelfugen blitt avskjært på den ene siden.

Bruddmekanismene ble delt inn i fire hovedtilfeller, der de ulike tilfellene er vist i figur 7.2:

Tilfelle 1 var en kombinasjon mellom splitting av prøvestykket og forankringsbrudd mellom mørtel og binder. Heftfastheten mellom stein og mørtel ble kun opprettholdt på den ene siden av mørtelfugen.

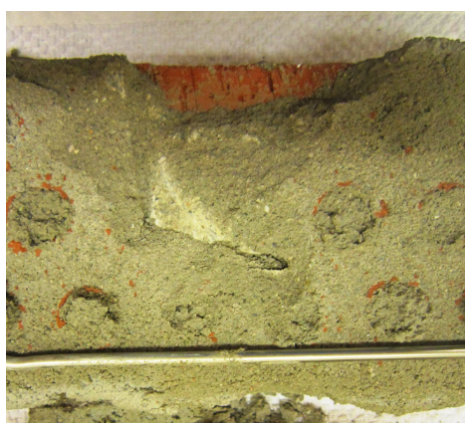
^{7.1}Karl Vincent Høiset, Veileder. Samtale 27.05.2013

Tilfelle 2 var en kombinasjon mellom delvis splitting av prøvestykket og forankringsbrudd mellom mørtel og binder. Øvre del av prøvestykket ble splittet, mens heftfastheten mellom stein og mørtel ble opprettholdt i nedre del av prøvestykket.

Tilfelle 3 var et heftbrudd (utglidning av mørtelfuge), hvor deler av mørtelfugen ble dratt ut sammen med binderen.

Tilfelle 4 var et rent forankringsbrudd, der mørtelen kun gikk til brudd rundt binderen. Heftsonen mellom mørtel og stein ble opprettholdt.

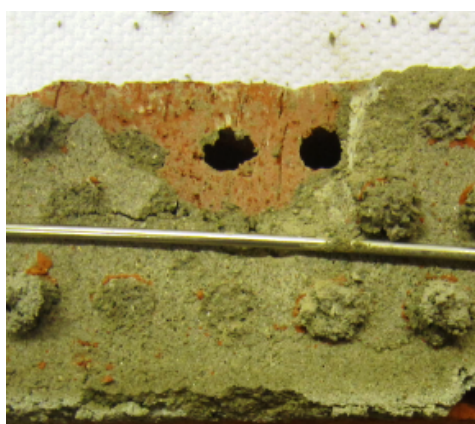
Samtlige prøvestykker ble forsøkt splittet i etterkant av testingen. Dette for å undersøke hvilke deformasjoner binderen hadde påført mørtelfugen under testingen.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figur 7.2:

- a) Tilfelle 1: Forankringsbrudd og splitting av prøvestykket
- b) Tilfelle 2: Forankringsbrudd og delvis splitting av prøvestykket
- c) Tilfelle 3: Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
- d) Tilfelle 4: Rent forankringsbrudd mellom mørtel og binder

7.2 L-binder med mørtelklasse M5

7.2.1 Resultater

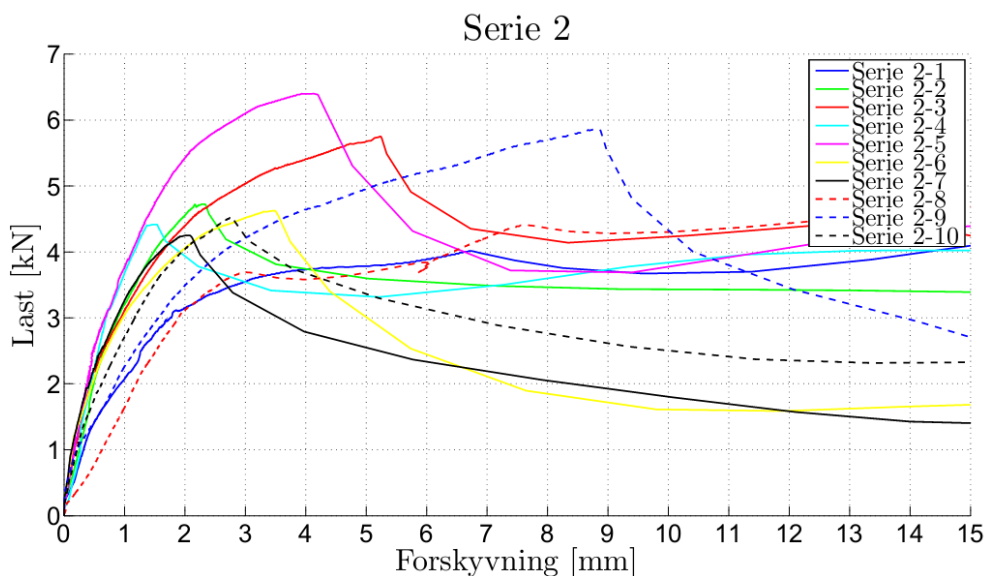
Denne serien ble testet den 3. april, etter en herdetid på 42 dager. Hensikten med dette forsøket var å kartlegge forankringskapasiteten til de produktene som er mest anvendt i murte forblendinger i Norge i dag. Testingen ble utført på prøvestykker med mørtelfasthet M5 og en 4 mm L-binder. Resultatene fra forsøket er gitt i tabell 7.1 og 7.2, og forskyvningen til binderne i forhold til påkjent last er vist i figur 7.3. Figur 7.4 til 7.8 viser bilder av prøvestykkene etter testing.

Tabell 7.1: Resultatene til Serie 2.

Serie 2	2-1 [kN]	2-2 [kN]	2-3 [kN]	2-4 [kN]	2-5 [kN]	2-6 [kN]	2-7 [kN]	2-8 [kN]	2-9 [kN]	2-10 [kN]	F_k [kN]
F_b	3,78	4,72	5,67	4,42	6,40	4,62	4,25	3,70	4,96	4,53	4,71
F_{maks}	4,34	-	5,75	-	-	-	-	4,97	5,86	-	4,99
Bruddtilfelle	1	2	1	2	1	2	2	2	3	2	

Tabell 7.2: Oppsummering av resultatene til Serie 2

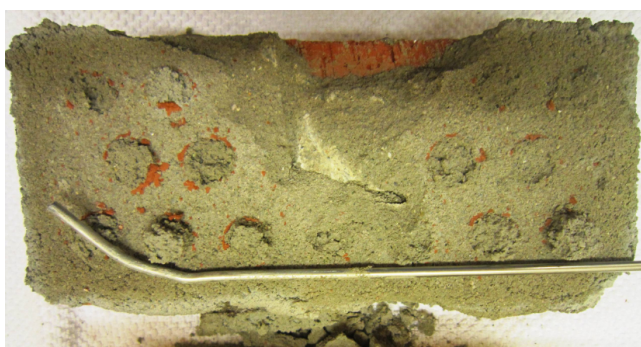
Minste kapasitet (Prøvestykke 2-8)	$F_{Rk,min}$	3,70 kN
Karakteristisk kapasitet	F_{Rk}	4,71 kN
Dimensjonerende kapasitet, bruddgrensetilstand	F_{Rd}	2,24 kN
Dimensjonerende kapasitet, ulykkestilstand	F_{Rd}	2,94 kN



Figur 7.3: Forskyvningen til binderne i forhold til opptredende last



(a) Prøvestykke 2-3

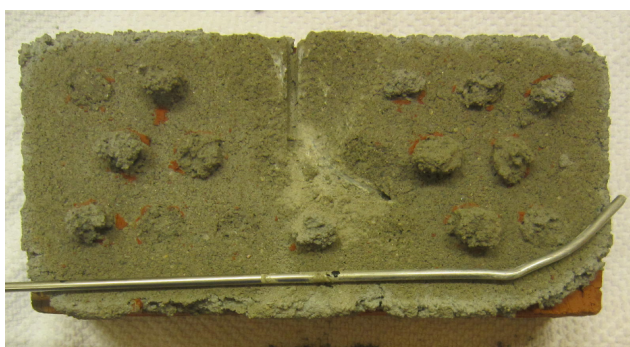


(b) Prøvestykke 2-1 etter oppbrytning av prøvestykket

Figur 7.4: Bruddtilfelle 1: Splitting av prøvestykket



(a) Prøvestykke 2-2

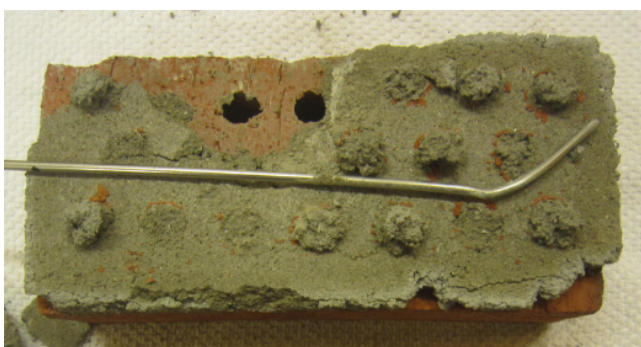


(b) Prøvestykke 2-2 etter oppbrytning av prøven

Figur 7.5: Bruddtilfelle 2: Forankringsbrudd med delvis splitting av prøvestykket



(a) Prøvestykke 2-9

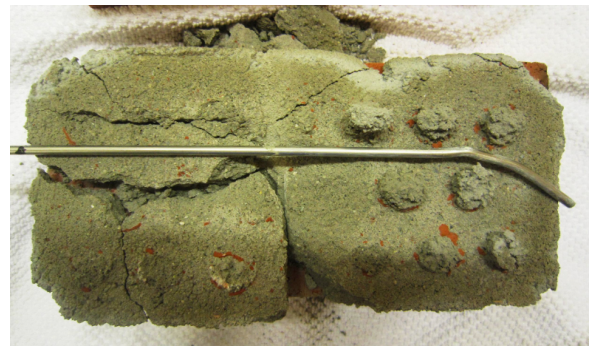


(b) Prøvestykke 2-9 etter oppbrytning av prøven

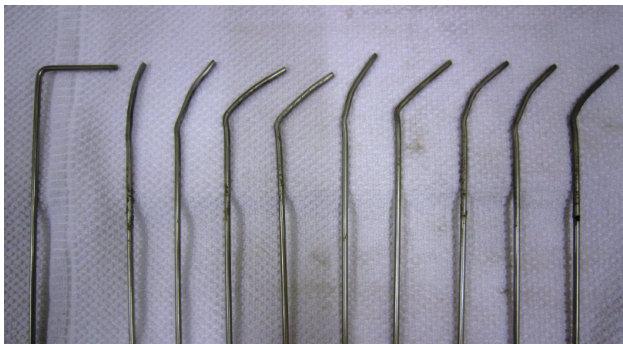
Figur 7.6: Bruddtilfelle 3: Heftbrudd, prøvestykke 2-9



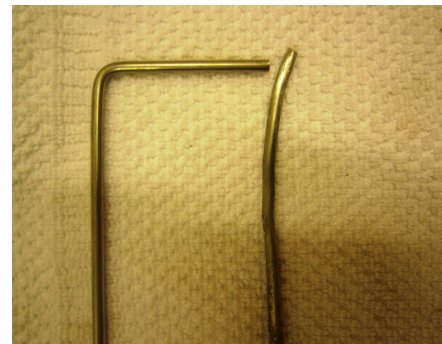
(a) Prøvestykke 2-7



(b) Prøvestykke 2-3

Figur 7.7: Deformasjoner av mørtelfuge ut mot kanten til prøvestykket

(a) Deformasjon av bindere serie 2



(b) Binder prøvestykke 2-8

Figur 7.8: Deformasjon av bindere

7.2.2 Diskusjon

Denne serien hadde en variasjon mellom den største og minste opptredende bruddlasten på 2,70 kN, som gir et standardavvik på 0,82 kN. Prøvestykke 2-8 hadde den minste registrerte bruddlasten på 3,70 kN og hele serien hadde et gjennomsnitt på 4,71 kN. Dette gir en dimensjonerende kapasitet på 2,24 kN og 2,94 kN for henholdsvis ordinær bruddgrensetilstand og ulykkestilstand.

Figur 7.3 viser forskyvningen til alle prøvestykkene ved påkjenning av økende last. Samtlige prøvestykker hadde tilnærmet lik oppførsel fram til en forskyvning på ca 2 mm. Fire prøvestykker oppnådde bruddlast etter en forskyvning på over 5 mm, mens de resterende gikk til brudd mellom 1,5 mm og 4 mm.

Det var hovedsakelig to bruddtilfeller som oppstod. Tre prøvestykker gikk til brudd ved splitting, og seks prøvestykker fikk et forankringsbrudd. Samtlige prøvestykker med forankringsbrudd hadde antydning til splitting, ved at prøvestykkene var delvis splittet i øvre del. De oppretthold imidlertid heftfastheten i nedre del, da man måtte bruke kraft for å dele prøvestykkene i ettetid. Figur 7.4 og 7.5 viser de to bruddformene. Figur 7.6 viser det siste prøvestykket, som skilte seg ut ved å ha et heftbrudd der deler av mørtelfugen ble dratt ut av binderen.

Prøvestykke 2-3, som gikk til brudd ved splitting, hadde de største deformasjonene av mørtelfugen som vist på figur 7.7. Bruddet gikk helt ut til koppssiden av prøvestykket, noe som ikke er en realistisk situasjon da mørtelfugen vil være kontinuerlig i en murvegg. Dette gjelder også prøvestykke 2-7, som hadde samme type deformasjoner av mørtelfugen.

Samtlige bindere fikk så stor påkjenning at de fikk flytning og bøyde seg. Dette er vist på figur 7.8, som viser et utvalg av binderne samt den originale binderen. Binderen til prøvestykke 2-8 hadde den største deformasjonen og tverrarmen til binderen hadde nesten rettet seg helt ut. Dette prøvestykket hadde lite synlige deformasjoner av mørtelfugen.

For en 4 mm L-binder er veiledende dimensjonerende uttrekkskapasitet fra byggforskserien SINTEF (2009) 1,0 kN og 1,5 kN, for henholdsvis mørtelklasse M5 og M10. Dette tilsvarer en karakteristisk uttrekkskapasitet på 2,1 kN og 3,15 kN, dersom det benyttes en sikkerhetsfaktor på 2,1 i bruddgrensetilstand. Resultatene til denne serien ga en karakteristisk uttrekkskapasitet for tilsvarende system på 4,71 kN. Dette gir en differanse i karakteristisk kapasitet for mørteltype M5 på over 2,5 kN i forhold til veiledende kapasiteter. Mørtelen benyttet i denne serien hadde en gjennomsnittlig trykkfasthet på 11,8 MPa, som tilsier at mørtelen egentlig tilhører fasthetsklasse M10. Forhandleren av mørtel opplyser om at de blander mørtelklasse M5 mot en trykkfasthet på 8 MPa^{7.2}. Testing på fersk mørtel viste at det var litt lite vann i mørtelblandingen og lavt luftinnhold, noe som kan ha bidratt til å øke mørtelfastheten ytterligere. Ved sammenlikning av resultatene i denne serien mot veiledende karakteristiske verdier for mørtelklasse M10, er gjennomsnittverdien fortsatt over 1,5 kN høyere.

Den veiledende tabellen fra SINTEF er basert på gamle laboratorieundersøkelser utført av Madsø (1980). Tabellen kan derfor anses som konservativ, siden materialene som ble benyttet til testingen har lavere kapasiteter enn det som benyttes i dag. Dersom tabellen skal gjelde for nyere forankringssystemer, burde verdiene fornyes til å gjelde dagens materialkvaliteter.

Produktdatablad til Arminox oppgir en karakteristisk uttrekkskapasitet fra mørtel på 2,5 og 3,5 kN for henholdsvis M5 og M10, som er lavere enn gjennomsnittskapasiteten

^{7.2}Åge Eidsæther, Weber Saint-Gobain Byggevarer AS. E-post 16.04.13

oppnådd under testing. Arminox oppgir at kapasitetene fra produktdatabladet er testet i henhold til DS-EN 846-5, som er tilsvarende standard som benyttet i denne oppgaven. Forskjellen i resultat kan forklares med at det er benyttet ulik metode for å regne ut den karakteristiske uttrekkskapasiteten fra testresultatene. De karakteristiske verdiene til Arminox baserer seg på en log-normalfordeling med 5% fraktil og ukjent variasjonskoeffisient^{7.3}, mens denne rapporten benytter gjennomsnittet av prøvene som karakteristisk kapasitet.

I følge Hamed (2011) og Bruaset (2011) må forankringskapasiteten i ulykkestilstand være minimum 2,0 kN per binderfeste for at dagens forankringsløsninger skal ha tilstrekkelig jordskjelvs kapasitet. Resultatene fra serie 2 gir en dimensjonerende kapasitet i ulykkestilstand på 2,94 kN. Dersom det er uttrekk fra horisontale mørtelfuger som blir dimensjonerende ved påkjenning av seismisk last, vil dagens forankringsløsninger være tilfredsstillende. Dette under forutsetning av at beregningene til Hamed og Bruaset er utført korrekt. Da trykkfastheten til mørteltype M5 viste seg å tilsvare mørtelklasse M10, er det derimot usikkert om dette vil gjelde mørteltype M5 fra andre forhandlere.

^{7.3}Brian Andersen, Quality Manager Arminox A/S. E-post: 22.05.2013

7.3 L-binder med mørtelklasse M10

7.3.1 Resultater

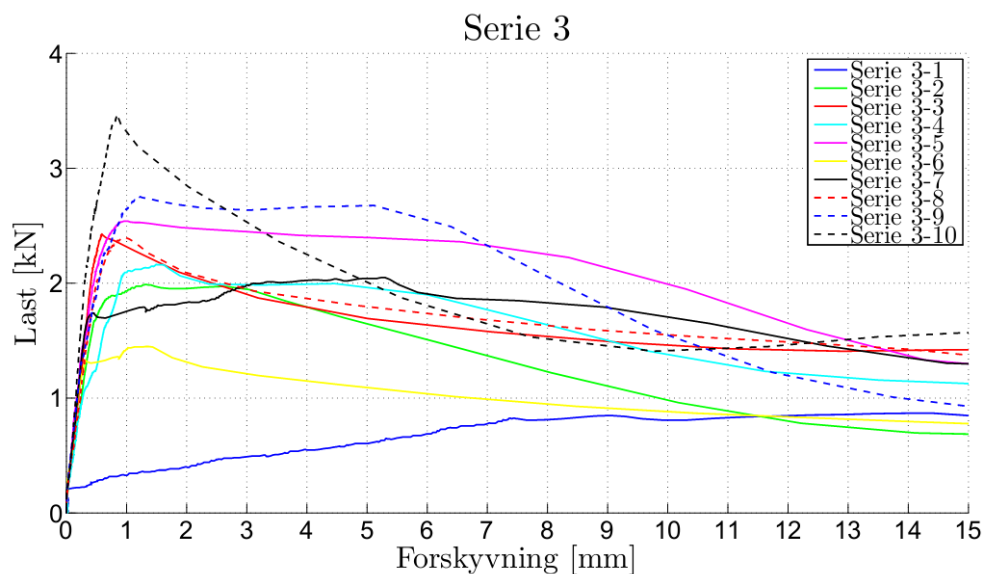
Denne serien ble testet den 4. april, etter en herdetid på 43 dager. Målet med testserien var å undersøke hvilken innvirkning sterkere murmørtel hadde på forankringskapasiteten. Tabell 7.3 og 7.4 viser resultatene og kapasitetene til serie 3. Forskyvningen til binderne ved økende last er vist i figur 7.9. Figur 7.10 viser bilder av prøvestykkene etter testing.

Tabell 7.3: Resultater fra serie 3

Serie 3	3-1 [kN]	3-2 [kN]	3-3 [kN]	3-4 [kN]	3-5 [kN]	3-6 [kN]	3-7 [kN]	3-8 [kN]	3-9 [kN]	3-10 [kN]	F_k [kN]
F_b	0,60	1,99	2,43	2,16	2,54	1,45	2,04	2,40	2,75	3,47	2,18
F_{maks}	1,68	-	-	-	-	-	2,05	-	-	-	2,29
Bruddtilfelle	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	

Tabell 7.4: Oppsummering fra serie 3

Minste kapasitet (Prøvestykke 3-1)	$F_{Rk,min}$	0,60 kN
Karakteristisk kapasitet	F_{Rk}	2,18 kN
Dimensjonerende kapasitet, bruddgrensetilstand	F_{Rd}	1,04 kN
Dimensjonerende kapasitet, ulykkestilstand	F_{Rd}	1,37 kN



Figur 7.9: Forskyvningen til binderne i forhold til opptredende last



(a) Prøvestykke 3-6



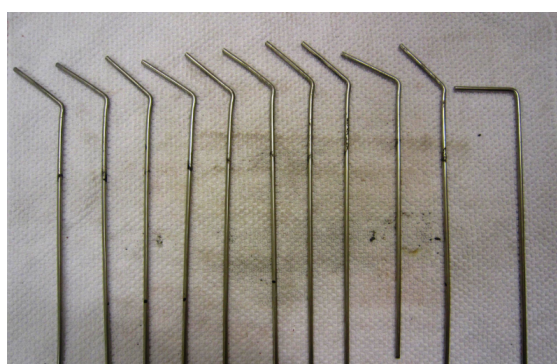
(b) Prøvestykke 3-6



(c) Prøvestykke 3-8



(d) Prøvestykke 3-3



(e) Deformasjon av bindere



(f) Prøvestykke 3-4

Figur 7.10: Bruddtilfelle 3: Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge

7.3.2 Diskusjon

Denne serien hadde et standardavvik på 0,77 kN og det var 2,87 kN som skilte største og minste registrerte bruddlast. Prøvestykke 3-1 gikk til brudd ved 0,60 kN, som var den laveste verdien oppnådd under testing. Dersom man ser bort i fra serie 3-1, er variasjonen mellom den største og minste kapasiteten 1,48 kN og standardavviket 0,56 kN. Gjennomsnittsverdien til serie 3 gir en karakteristisk uttrekkskapasitet (F_k) lik 2,18 kN. Det gir dimensjonerende verdi i bruddgrensetilstand på 1,04 kN og 1,37 kN for ulykkestilstand.

Figur 7.9 viser forskyvningen til alle prøvestykkene i forhold til påført last. Prøvestykke 3-1 skiller seg ut ved at den har svært høye forskyvninger ved relativ liten last. Forløpet til de andre prøvestykkene er tilnærmet likt. Åtte bindere gikk til brudd før forskyvningen var 2 mm, mens de to siste ga seg på henholdsvis 5 og 22 mm.

Samtlige prøvestykker hadde lik bruddform, med et tilfelle av heftbrudd mellom mørtel og stein. Mørtelen sprakk opp ved relativt liten last, og deler av mørtelfugen ble dratt ut sammen med binderen. Det var lett og dele prøvestykkene i etterkant, for å se hvordan mørtelen hadde blitt knust i fugen. Figur 7.10 viser hvordan mørtelen har sprukket opp i et utvalg prøvestykker. Binderne hadde betydelig mindre deformasjoner enn serien utført med mørtelklasse M5. Da bruddlasten til denne serien var lavere, ble ikke binderne utsatt for like høye spenninger. Figur 7.10e viser binderne etter testing, i stigende rekkefølge fra høyre. Samtlige bindere har bøyd seg likt med unntak av binder nr. 2 fra høyre, som tilhører prøvestykke 3-2.

Som nevnt tidligere er veiledende dimensjonerende uttrekkskapasitet for en 4 mm L-binder med mørtelklasse M10 lik 1,5 kN, som tilsvarer en karakteristisk verdi på 3,15 kN. Gjennomsnittlig kapasitet til serien var 2,18 kN, som er lavere enn de veiledende verdiene. Den største kapasiteten som ble registrert ved denne serien var 3,6 kN. Dette er nesten samme bruddlast som den minste kapasiteten oppnådd i den tilsvarende hovedserien med mørtelklasse M5. Mørteltestingen viste at det var liten forskjell i trykkapasitet mellom mørteltype M5 og M10, noe som burde ha ført til at resultatene til de to seriene hadde vært mer sammenfallende.

Det er mange faktorer som kan skyldes den lave uttrekkskapasiteten. Testing av mørtelblandingen tilsa at trykkapasiteten var tilfredsstillende i henhold til produktbeskrivelsen. Bøyestrekkskapasiteten var derimot lavere enn kravet forskrevet av forhandleren på 3,2 MPa. Det fleste prøvestykkene ble delvis splittet og gikk til brudd ved relativt liten forskyvning. Dette tyder på at det har vært dårlig heft mellom mørtel og teglstein.

Heftfasthet defineres i NS-EN 998-2 som adhesjon mellom murmørtelen og mursteinen vinkelrett på fugen. Kapittel 5.4.2 i standarden omhandler heftfasthet til murmørtel som

avhenger av mørtelen, murproduktet, fuktighetsinnholdet og det utførte arbeidet. I tillegg C i NS-EN 998-2 står det at karakteristisk opprinnelig skjærfasthet for funksjonsmørtler sammen med murprodukter som er i overensstemmelse med NS-EN 771-1, skal være $0,15 \text{ N/mm}^2$ for vanlig mørtel. Fra CE-deklarasjonen fra Weber for M5 og M10, står det at heftfastheten for begge mørteltypene benyttet i forsøkene er $0,15 \text{ N/mm}^2$, uavhengig av mørtelfasthet. I følge dette og tabeller fra Wienerberger (2010) og SINTEF (2009) skal det ikke være noe i veien med valg av stein og murmørtel med tanke på samspillet mellom mørtel og teglstein.

Som beskrevet i kapittel 5.2 kan en mørtelkvalitet som gir god styrke vertikalt redusere evnen murverket har til å ta opp horisontale krefter, da sterkere mørtel kan gi dårligere heft dersom mørtelen ikke er tilpasset steinens sugesevne. Denne serien hadde synlig dårligere mørtel. Visuelt virket den sprøere og tørrere enn de andre blandinger. Dette samsvarer med resultatene fra testingen av fersk mørtel i kapittel 5.2.6, hvor det kan se ut som mørtelen har hatt litt for lavt vanninnhold. En M10 er tilpasset lite sugende flater, så et allerede redusert vanninnhold kan ha ført til dårligere heftfasthet. Når teglsteinen har en relativt stor sugesevne og mørtelen allerede har et redusert vanninnhold, vil mørtelens heftsone herde med et underskudd av vann i følge SINTEF (1999). Resultatet av dette kan bli en svak heftsone som kan bidra til at mørtelen lett kan dras ut av fugen.

Uavhengig av binder- og mørteltype må dagens forankringsløsninger som nevnt tidligere ha en kapasitet på minimum $2,0 \text{ kN}$ for å stå imot et dimensjonerende jordskjelv. Gjennomsnittlig kapasitet til denne serien var $2,18 \text{ kN}$, med en dimensjonerende kapasitet på $1,37 \text{ kN}$ og $1,04 \text{ kN}$ i henholdsvis ulykkestilstand og bruddtilstand. Den karakteristiske uttrekkskapasiteten tilfredsstiller dette kravet, men ikke dersom man inkluderer sikkerhetsfaktorer. Dette tilsier at denne testserien ikke har tilstrekkelig kapasitet mot seismisk last, siden Eurokode 6 krever at dimensjonerende uttrekkskapasiteten skal inneholde en materialfaktor på 1,6 for ulykkeslast.

Tatt i betraktning at heftfastheten til denne serien ikke var tilfredsstillende, kan det ikke konkluderes med at alle forblendinger som er bygd med mørtelklasse M10 ikke opprettholder krav til forankringskapasitet. Slike konstruksjoner vil gjerne være påkjent av høyere vertikallast, som igjen kan være med på å øke friksjonen mellom stein og mørtel og motvirke utglidning av mørtelfugene. Dette på grunnlag av bruddformene som ble observert i delserien med ulik vertikallast fra kapittel 7.6.1. Prøvestykkene som ble påkjent med høy vertikallast hadde ingen oppsprekking av heftsonen mellom stein og mørtel, da den høye vertikallasten bidro til å redusere bøyestrekkspenningene.

7.4 Træskruegevind og mørtelklasse M5

7.4.1 Resultater

Denne serien ble testet den 4. april etter en herdetid på 43 dager. Hensikten med serien var å bestemme forankringskapasiteten til en træskruegevind fra den danske leverandøren Arminox. Tabell 7.5 og 7.6 viser en oppsummering av resultatene, og figur 7.11 viser forskyvning til binderne i forhold til påkjent last. Figur 7.12 til 7.14 viser bilder av prøvestykkene etter testing.

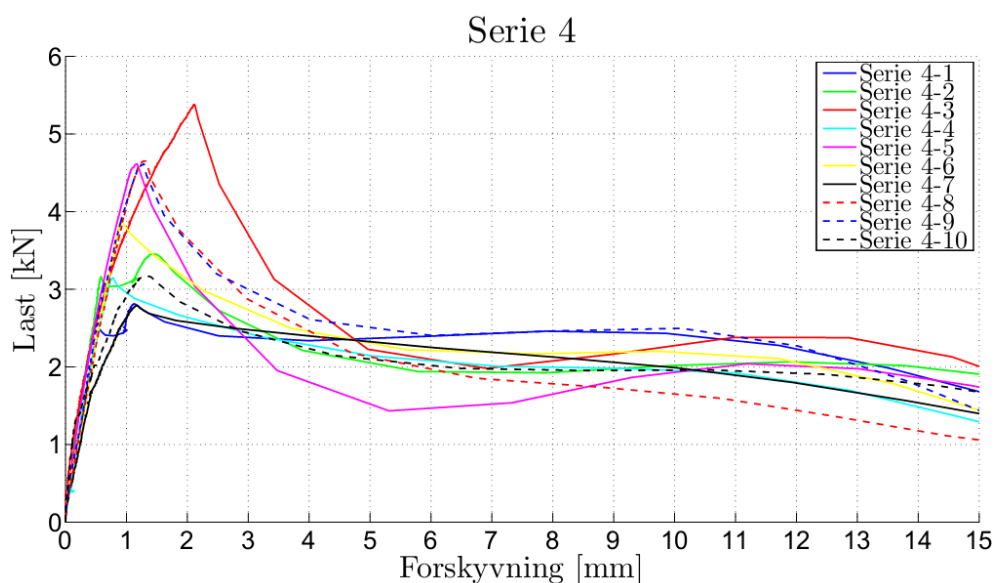
Tabell 7.5: Resultater fra serie 4

Serie 4	4-1 [kN]	4-2 [kN]	4-3 [kN]	4-4 [kN]	4-5 [kN]	4-6 [kN]	4-7 [kN]	4-8 [kN]	4-9 [kN]	4-10 [kN]	F_k [kN]
F_b	2,81	3,45	5,38	3,15	4,62	3,88	2,79	4,65	4,62	3,17	3,85
F_{maks}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,85
Bruddtilfelle	2	2	2 ^a	2	2 ^a	2	2	2	2 ^a	2	

^aTverrsplitting av mørtelfuge

Tabell 7.6: Oppsummering fra serie 4

Minste kapasitet (Prøvestykke 4-7)	$F_{Rk,min}$	2,79 kN
Karakteristisk kapasitet	F_{Rk}	3,85 kN
Dimensjonerende kapasitet, bruddgrensetilstand	F_{Rd}	1,83 kN
Dimensjonerende kapasitet, ulykkestilstand	F_{Rd}	2,41 kN



Figur 7.11: Forskyvningen til binderne i forhold til oppredende last



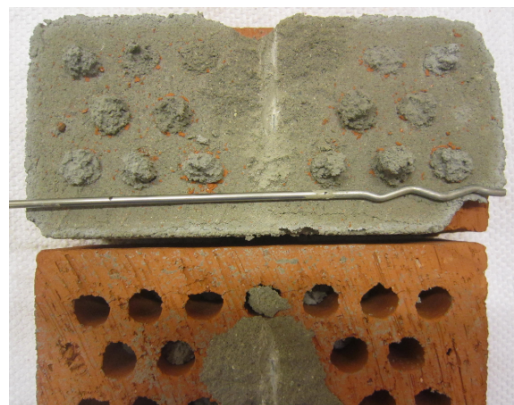
(a) Prøvestykke 4-6



(b) Prøvestykke 4-6, sett fra siden etter testing

Figur 7.12: Bruddtilfelle 2: Delvis oppsplitting av øvre del av mørtelfuge

(a) Prøvestykke 4-7



(b) Prøvestykke 4-7 etter oppbrytning av prøven

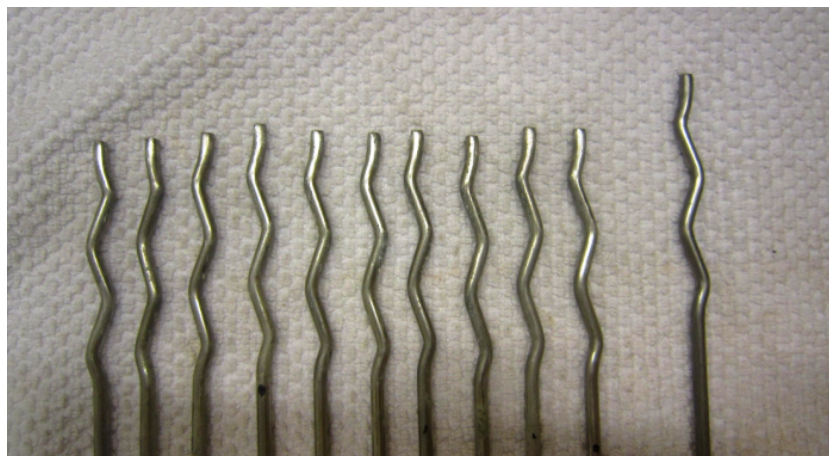


(c) Tverrsplitting av mørtelfuge



(d) Tverrsplitting av mørtelfuge etter oppbrytning av prøven

Figur 7.13: Ulike variasjoner av bruddtilfelle 2



Figur 7.14: Binderne etter uttrekksforsøket

7.4.2 Diskusjon

Denne prøveserien hadde et forhold mellom minste og største kapasitet på 2,59 kN og et standardavvik på 0,91 kN. Gjennomsnittet på hele serien var 3,85 kN, noe som gir en dimensjonerende kapasitet på 1,83 kN og 2,41 kN for henholdsvis bruddgrensetilstand og ulykkestilstand.

Figur 7.11 viser forskyvningen til alle prøvestykkene i forhold til påført last. Samtlige prøvestykker hadde tilnærmet lik oppførsel og oppnådde bruddlast før 2 mm. Binderne hadde ingen synlige deformasjoner etter uttrekk, vist på figur 7.14.

Mørtelen knuste lokalt rundt binderen og det oppstod et forankringsbrudd, tilsvarende bruddtilfelle 2, hos samtlige prøver. Mørtelfugene hadde antydning til splitting, ved at prøvestykkene var delvis splittet i øvre del, vist på figur 7.12. De opprettholdt imidlertid heftfastheten i nedre del, da man måtte bruke kraft for å dele prøvestykkene i ettetid. Tre av prøvene opplevde en tverrsplitting av mørtelfugen, som vist på figur 7.13c og 7.13d. Ingen av prøvestykkene ble fullstendig splittet av seg selv, og etter deling av prøvestykkene kunne man se at de fleste av mørtelfugene hadde brudd formet som en kjegle.

Gjennomsnittskapasitet til de ti forsøkene var 3,85 kN, som er større enn karakteristisk kapasitet forskrevet i produktdatabladet til Arminox på 3,3 kN. Det var forventet at testresultatene skulle være høyere, da kapasiteten oppgitt av Arminox var gjeldende for en en mørtelfasthet tilsvarende M2,5. Den karakteristiske uttrekkskapasiteten til Arminox

tar utgangspunkt i en log-normalfordeling med 5% fraktil, som vil gi en lavere resultat enn ved å benytte gjennomsnittverdien som karakteristisk kapasitet.

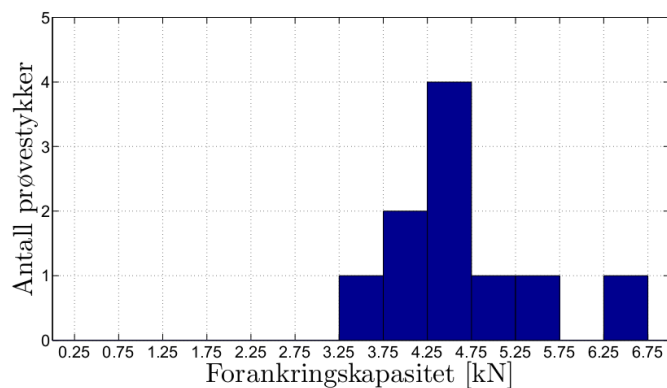
Ut i fra produktdatabladene til Arminox skal binderen trærkruegevind ha en større uttrekkskapasitet enn L-binderen. Dette viste ikke resultatene fra testingen i denne rapporten. L-binderen hadde en karakteristisk kapasitet sammenlagt på 4,71 kN som er nesten 1 kN høyere enn for den danske binderen. Spredningen i resultater var tilsvarende for begge seriene.

Hovedforskjellen ved å benytte en L-binder og en trærkruegevind var forskyvningsforløpet. Samtlige bindere av typen trærkruegevind fikk et forankringsbrudd før en forskyvning på 2 mm var oppnådd. I motsetning til L-binderen, der mange av forankringene hadde stor uttrekkskapasitet igjen etter en forskyvning på 5 mm. L-binderne fikk store deformasjoner, men trærkruegevind beholdt opprinnelig form etter uttrekking. At trærkruegevinden hadde stor kapasitet ved liten forskyvning, kan være en fordel. Dersom det skulle oppstå et jordskjelv, vil det være ønskelig at forskyvningen av murvangene ut av planet ikke blir for store. Dette kan føre til en eksentrisitet på egenlasten, som kan forårsake kollaps. En annen fordel er at den er enkel å benytte ved oppmuring. Dette fordi den ikke har en tverrarm og kan derfor plasseres friere i fugen. En ulempe er at binderen krever en forankringslengde på 70 mm, som i noen tilfeller kan være vanskelig å opprettholde. Dette fordi binderen først festet i bakveggen under oppmuring, og kan føre til at binderen får en varierende forankringslengde ved innmuring i den ytre vangen.

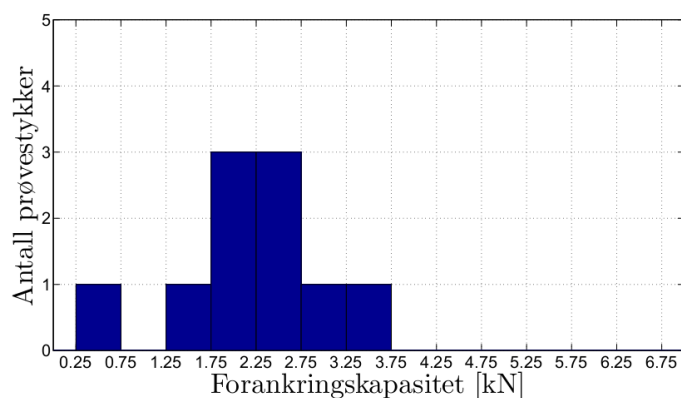
Trærkruegevind hadde en dimensjonerende kapasitet på 1,83 kN og 2,41 kN, for henholdsvis bruddgrensetilstand og ulykkestilstand. Dette tilsier at binderen har tilstrekkelig kapasitet i ulykkestilstand, i henhold til grenseverdien funnet av Hamed og Bruaset, og vil kunne motstå dimensjonerende seismiske påkjenninger.

7.5 Spredning av resultater

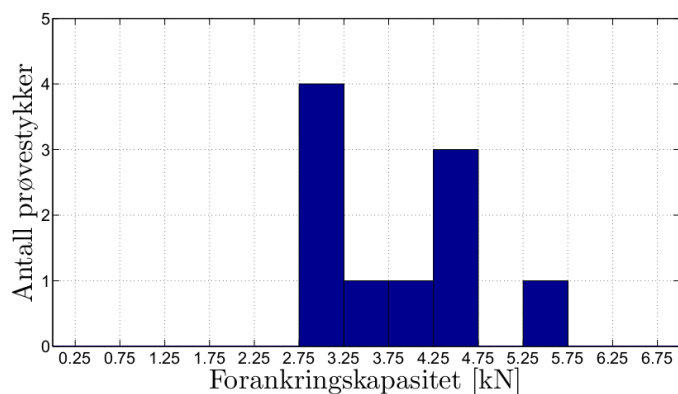
Figur 7.15 er ment for å illustrere hyppigheten av kapasitetene ved hjelp av histogrammer. Her kommer det tydelig frem hvilke prøvestykker som har karakteristisk kapasitet på over 3,25 kN, som er karakteristisk grenseverdi i henhold til Hamed (2011). For serie 2 og 3 kommer det frem at flest prøvestykker har gått til brudd ved gjennomsnittlig bruddlast, på henholdsvis 4,7 og 2,2 kN. Samtlige serier har stor spredning og minst ett resultat som skiller seg fra de andre.



(a) Serie 2



(b) Serie 3



(c) Serie 4

Figur 7.15: Spredning av testresultat

7.6 Resultater fra delforsøk

Delforsøkene ble gjennomført på 2-4 prøvestykker, for å se på ulike faktorerers innvirkning på uttrekkskapasiteten. Resultatene er kun veiledende, da forsøksstandarden krever 10 prøvestykker per serie.

7.6.1 Vertikallast

Prøvestykkene ble utført med en 4 mm L-binder og mørteltype M5, tilsvarende hovedserien omtalt i kapittel 7.2.1. Lasttrinnene som ble testet var ingen vertikallast, en last tilsvarende fire skift (200 N) og en last tilsvarende ca 4 etasjer (5 kN). Testingen ble utført etter 29 dagers herding og resultatene er gitt i tabell 7.7. Figur 7.16 og 7.17 viser bruddtilfellene til prøvestykkene etter testing.

Tabell 7.7: Resultat fra testing av ulike opptredende vertikallast

Serie [nr]	Vertikallast [N]		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]				Gj.snitt [kN]
			Prøvestk.1	Prøvestk.2	Prøvestk. 3	Prøvestk. 4	
11	0	F_b	2,75	2,90	3,67	2,81	3,03
		F_{maks}	3,67	-	4,93	4,62	
12b	200	F_b	4,05	2,70	2,82	2,72	3,07
		F_{maks}	-	2,74	-	2,85	
12a	5 000	F_b	5,22	4,65	4,24		4,70
		F_{maks}	5,56	5,29	5,70		

Det ble kjørt en ekstra delserie etter 42 dagers herdetid for å få ytterligere dokumentasjon av vertikallastens innvirkning på uttrekkskapasiteten. Resultatene er oppsummert i tabell 7.8.

Tabell 7.8: Resultater fra ekstra delserie med høy vertikallast

Serie [nr]	Vertikallast [N]		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]			Gj.snitt [kN]
			Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	
1	5 000	F_b	4,32	4,56	6,28	5,05
		F_{maks}	5,77	4,91	6,58	



(a) Ingen vertikallast



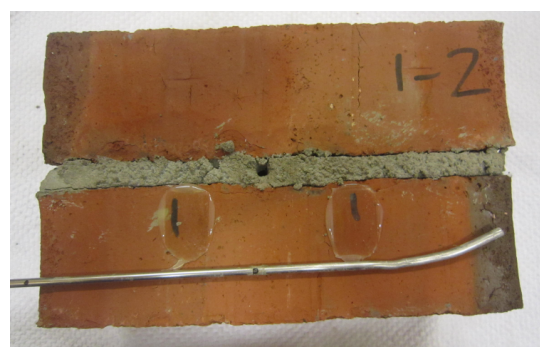
(b) Vertikallast tilsvarende fire skift (200 N)

Figur 7.16: Bruddtilfeller ved ulik vertikallast

- a) Bruddtilfelle 1: Fullstendig splitting av prøvestykket og forankringsbrudd mellom mørtel og binder
- b) Bruddtilfelle 2: Delvis splitting av prøvestykket og forankringsbrudd mellom mørtel og binder.



(a) Serie 12a: Vertikallast tilsvarende 5 kN



(b) Serie 1: Vertikallast tilsvarende 5 kN

Figur 7.17: Bruddtilfelle 4: Rent forankringsbrudd

Resultatene viste at det var liten forskjell i opptredende bruddlast ved ingen vertikallast og vertikallast tilsvarende fire skift. Bruddformen var derimot ulik da serie 11 gikk til brudd ved splitting av prøvestykkene, mens serie 12b gikk til brudd ved delvis splitting og forankringsbrudd med lokal knusing av betongen. Bruddtilfellene til begge seriene er vist på figur 7.16.

Testserie 12a, som var påført 5 kN i vertikallast, hadde høyere kapasiteter enn de to foregående seriene. Bruddformen her var et rent forankringsbrudd, med lokal knusing av mørtel sentrert rundt binderen. Tverrarmen til binderne hadde gått til flytning og blitt bøyd til tilnærmet rett posisjon, som vist på figur 7.17. Den ekstra serien, som ble kjørt med 5 kN i vertikallast, hadde tilsvarende resultater som serie 12a. Gjennomsnittet av den karakteristiske uttrekkskapasiteten til de to seriene samlet var 4,88 kN.

7.6.2 Binderfall

Det ble kjørt to delserier med innmurt binderfall på 1:10 mm for prøvestykker bestående av en L-binder og varierende mørtelklasse. Testingen ble utført etter 41 og 42 dagers herdetid og resultatene er oppsummert i tabell 7.9. Figur 7.18 og 7.19 viser bruddtilfellene til serie 16 og serie 17.

Tabell 7.9: Resultater fra prøvestykker med innmurt fall

Serie [nr]	Fall binder	Mørtel type		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]			Gj.snitt [kN]
				Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	
16	1:10	M5	F_b	4,53	4,84	5,08	4,82
			F_{maks}	6,47	5,63	5,81	
17	1:10	M10	F_b	4,09	3,20	4,42	3,90
			F_{maks}	-	-	4,62	



(a) Prøvestykke 16-3



(b) Prøvestykke 16-3 etter oppbryting

Figur 7.18: Bruddtilfelle 2: Forankringsbrudd og delvis splitting av prøvestykket



(a) Prøvestykke 17-3



(b) Prøvestykke 17-3 etter oppbryting

Figur 7.19: Bruddtilfelle 3: Heftbrudd, med utglidning av mørtelfuge

Samtlige prøver i serie 16 fikk et forankringsbrudd med lokal splitting av mørtelfugen i overkant av prøvestykket. Mørtelfugen opplevde lokal knusing av mørtelen rundt binderen som vist på figur 7.18. Prøveserie 17, utført med mørtelklasse M10, gikk til brudd ved utglidning av mørtelfugene og hadde generelt lavere kapasitet enn for serien med mørtelklasse M5.

7.6.3 Ensidig mørtelkontakt

Det ble utført en delserie med ensidig mørtelkontakt for prøvestykker med L-binder og mørtelklasse M5. Testingen ble utført etter 41 dagers herdetid og resultatene er angitt i tabell 7.10. Figur 7.20 viser bilder av prøvestykkene etter testing.

Tabell 7.10: Resultater fra prøvestykker med ensidig mørtelkontakt

Serie [nr]	Mørtelkontakt		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]			Gj.snitt [kN]
			Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	
7	Ensidig	F_b	3,32	5,28	2,50	3,70
		F_{maks}	3,60	-	2,78	



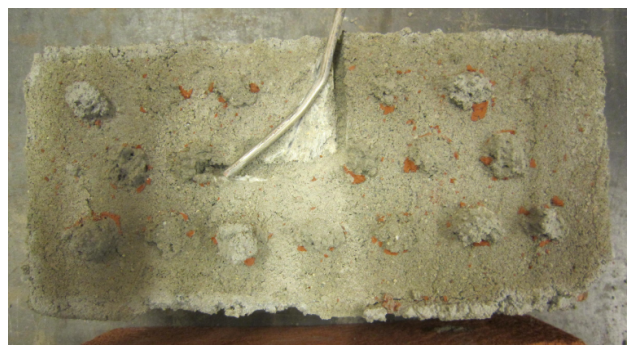
(a) Splitting av prøvestykket



(b) Minimalt med skader på mørtelfugen



(c) Spor i mørtelfugen hvor binderen har beveget seg



(d) Binderens posisjon rett før bruddlast

Figur 7.20: Prøvestykkene med ensidig mørtelkontakt

Samtlige prøvestykker i denne delserien hadde lik bruddmekanisme og det var tydelig å se at binderen bare hadde hatt ensidig mørtelkontakt. Bruddtilfellet skilte seg ut fra tidligere serier, ved at prøvestykkene ble splittet og det var minimalt med skader på mørtelfugen. Binderen hadde fått betydelige deformasjoner, og mørtelfugen hadde spor etter hvordan binderen hadde beveget seg under uttrekking, som vist på figur 7.20.

7.6.4 Forankringslengde

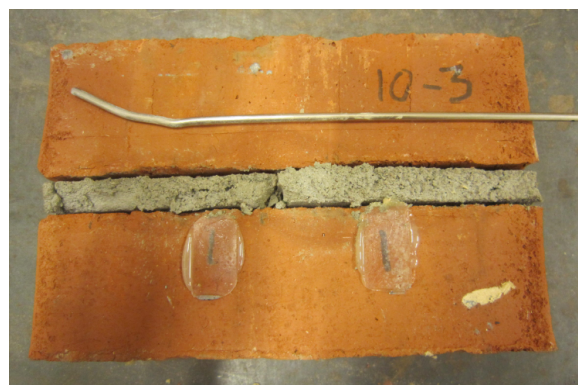
Det ble kjørt to delserier med ulik forankringslengde for prøvestykker med en L-binder og mørtelklasse M5. Testingen ble utført etter 41 dagers herdetid og resultatene er gitt i tabell 7.11. Figur 7.21 viser bruddtilfellene til de to seriene etter testing.

Tabell 7.11: Resultater fra prøvestykker med varierende forankringslengde.

Serie [nr]	Forankringslengde [mm]		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]			Gj.snitt [kN]
			Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	
9	40	F_b	4,63	3,80	4,29	4,52
		F_{maks}	-	-	-	
10	65	F_b	2,27	3,33	2,94	2,49
		F_{maks}	-	-	3,20	



(a) Prøvestykke 9-1, forankringslengde 40 mm



(b) Prøvestykke 10-3, forankringslengde 65 mm



(c) Bruddtilfelle forankringslengde 40 mm



(d) Bruddtilfelle forankringslengde 65 mm

Figur 7.21: Bruddtilfelle serie 9 og 10

Bruddformen til de to seriene var forholdsvis like, ved at det hadde oppstått et forankringsbrudd med delvis splitting av prøvestykket som førte til knusing av mørtelen. Samtlige mørtelfuger i serie 10 hadde brudd helt ut til kanten av prøvestykket. Figur 7.21 viser tydelig at forankringslengden har vært ulik på de to seriene. Mørtelfugen hadde størst deformasjoner ved en forankringslengde på 65 mm.

7.6.5 Ribbet S-binder og mørtelklasse M5

Det ble kjørt en delserie med ribbet S-binder, som er en binder som benyttes til skallmuregger i Danmark. Testingen ble utført med mørteltype M5 og en forankringslengde på 50 mm etter 41 dagers herdetid. Resultatene til denne serien er oppsummert i tabell 7.12. Figur 7.22 og 7.23 viser henholdsvis binderne og prøvestykkene etter testing.

Tabell 7.12: Resultater fra prøvestykkene med Ribbet S-binder

Serie [nr]		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]				Gj.snitt [kN]
		Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	Prøvestk. 4	
15	F_b	5,15	6,50	3,60	4,52	4,61
	F_{maks}	-	-	4,91	5,39	



Figur 7.22: Deformasjon av binderne benyttet til testing



Figur 7.23: Lokal knusing av betong rundt binder

Prøvestykke 2 ble splittet, mens de resterende prøvestykkene hadde en bruddform med lokal knusing av mørtel rundt binderen og delvis splitting av prøvestykkene. Felles for alle prøvestykkene var at binderen fikk store deformasjoner, vist på figur 7.22.

7.6.6 Træskruegevind og mørtelklasse M10

Det ble kjørt en delserie med den danske binderen træskruegevind og mørteltype M10. Testingen ble utført etter 30 dagers herdetid og resultatene er oppsummert i tabell 7.13. Figur 7.24 viser de to bruddtilfellene som oppsto under testing.

Tabell 7.13: Resultat fra prøvestykker med træskruegevind og mørteltype M10

Serie [nr]		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]				Gj.snitt [kN]
		Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	Prøvestk. 4	
19	F_b	5,65	3,72	4,40	3,99	4,44
	F_{maks}	-	-	-	-	



(a) Tverrsplitting av mørtelfuge



(b) Kjegleformet forankringsbrudd

Figur 7.24: Bruddtilfelle 2: Forankringsbrudd og delvis splitting av prøvestykket

Prøvestykke 19-1 gikk til brudd ved en tverrsplitting av mørtelfugen, mens de resterende prøvestykkene fikk et kjegleformet forankringsbrudd. Samtlige prøvestykker hadde blitt delvis splittet i øvre del av prøvestykket, men opprettholdt tilstrekkelig feste i nedre del. Binderne hadde ingen synlige deformasjoner, og bruddtilfellene er illustrert på figur 7.24.

7.6.7 DIANA

Testingen av serie 14 og 20 ble utført etter 30 dagers herdetid og tabell 7.14 viser resultatene fra de to seriene. Figur 7.25 og 7.26 viser prøvestykke 14-1 og prøvestykke 20-2 etter testing.

Tabell 7.14: Resultater fra testing knyttet opp mot DIANA

Serie [nr]	Merknad		Karakteristisk uttrekkskapasitet [kN]			Gj.snitt [kN]
			Prøvestk. 1	Prøvestk. 2	Prøvestk. 3	
14	L-binder med olje	F_b	3,74	3,24	3,77	3,58
		F_{maks}	5,34	4,58	5,46	
20	Rett binder	F_b	1,15	1,88	-	1,52
		F_{maks}	2,50	2,45	-	



Figur 7.25: Bruddtilfelle 4: Rent forankringsbrudd (Prøvestykke 14-1)



Figur 7.26: Bruddtilfelle 4: Rent forankringsbrudd (Prøvestykke 20-2)

Serie 14 ble kjørt med “Energrease, LS-EP 2” på binderdelen parallelt med lastretningen, for å finne forankringskapasiteten til tverrarmen til binderen. Før testingen var det tydelig å se at binderen ikke hadde tilstrekkelig feste i mørtelfugen. Binderen lå løst inni fugen og det var fuktig og uherdet mørtel rundt binderinnfestningen. Forsøket viste gode resultater, etter en forskyvning på 5 mm hadde binderne fortsatt god kapasitet. Samtlige prøvestykker hadde et rent forankringsbrudd der tverrarmen til binderen var bøyd til nesten rett posisjon. I etterkant av forsøket var det ikke mulig å dele prøvestykkene, for å se hvordan binderen hadde beveget seg inni fugen. Figur 7.25 illustrer hvor fuktig det var rundt binderinnfestingen.

I serie 20 ble det benyttet helt rette bindere, som vist på figur 7.26. Hensikten her var å kartlegge forankringskapasiteten til L-binderens rette del parallelt med lastretningen.

Som forventet var bruddformen et rent forankringsbrudd og det var ikke mulig å dele prøvestykkene etter brudd. Binderne hadde en bruddlast på over 1,0 kN, og etter en forskyvning på 5 mm hadde binderen fortsatt heft i mørtelen. Binderen ble dratt helt ut av prøvestykket ved en forskyvning på ca 35 mm og en opptredende last på rundt 2,5 kN.

7.6.8 Diskusjon

Forsøkene ble kjørt med 2-4 prøvestykker per serie. Dette er ikke nok dokumentasjon til å fastslå hvordan ulike faktorer innvirker på uttrekkskapasiteten, da NS-EN 845-6 krever 10 prøvestykker per serie. Uttrekkskapasiteten vil kunne ha stor spredning under testing, da resultatene er svært avhengig av material og utførelse. Delseriene ble kjørt med forskjellig herdetid på mørtelen og med noen stein fra et annet parti enn hovedseriene, som kan hatt innvirkning på kapasitetene. Resultatene fra delseriene er derfor kun benyttet som en kontroll på tidligere studier som har tatt for seg ulike faktorerers innvirkning på uttrekkskapasiteten, som Madsø (1980) og Choi og Lafave (2004).

Madsø konkluderte med at varierende vertikallast ikke hadde noen betydelig innvirkning på uttrekkskapasiteten, ved forankringslengder større enn 30 mm. Sammenligner man resultatene fra delserien, utført med varierende vertikallast, kan det se ut som dette ikke stemmer. Serie 12b med 200 N i vertikallast hadde en karakteristisk kapasitet på 3,07 kN, mens serie 12a med 5 kN i vertikallast hadde en karakteristisk kapasitet på 4,70 kN. Dersom man sammenligner serie 1, med 5 kN i vertikallast, som ble testet samme dag som hovedserien angitt i kapittel 7.2, er forskjellene derimot mindre. Hovedserien ga en gjennomsnittlig kapasitet på 4,71 kN, mens delserie 1 ga en gjennomsnittlig kapasitet på 5,05 kN. Ut i fra dette er det vanskelig å si om økt vertikallast vil gi høyere kapasitet, da delserien baserer seg på et mindre antall prøver. Vertikallasten vil derimot innvirke på opptredende bruddform, da en høy vertikallast vil motvirke splitting av prøvestykket og utglidning av mørtelfugen.

Forsøkene som ble utført på prøvestykker med binderfall og mørteltype M5, hadde sammenfallende resultater og bruddform som for hovedserien i kapittel 7.2. Det var vanskelig å feste binderen med fall i klypen til testmaskinen, uten å rette opp binderen noe. Dette kan ha vært medvirkende til at serien ikke ble testet med det ønskede binderfallet som planlagt, og dermed ikke ga noe særlig utslag. Serien med binderfall og M10 hadde lavere kapasitet enn for tilsvarende serie med M5. Dette styrker påstanden om at mørteltype M10 hadde dårligere heft mellom mørtelfuge og teglstein.

I følget studiet til Madsø (1980) skal ensidig mørtelkontakt ha lavere kapasitet enn tosidig mørtelkontakt. Tosidig mørtelkontakt fører til at binderen har fullstendig kontakt med

mørtelen, og dermed en bedre heftkapasitet. Serien som ble murt med ensidig mørtelkontakt hadde en karakteristisk kapasitet på 3,7 kN, som er lavere enn tilsvarende hovedserie. Denne delserien hadde stor spredning i kapasitet, men gjennomsnittet ble ca 1 kN lavere enn for tosidig mørtelkontakt. Bruddformen skilte seg ut i forhold til seriene med tosidig mørtelkontakt, ved at prøvestykkene ble splittet og mørtelfugene hadde minimalt med deformasjoner.

Resultatene til Madsø, Choi og LaFave viste at en økt forankringslengde ville gi bedre resultater. Delserien med en forankringslengde på 40 mm ga en karakteristisk kapasitet på 4,52 kN, som er lavere enn for tilsvarende hovedserie som hadde 4,71 kN i kapasitet med 50 mm innmuringsdybde. Delserien med en forankringslengde på 65 mm ga derimot en mye lavere kapasitet, på 2,49 kN. Dette var ikke forventet, da en økt forankringslengde burde gitt høyere kapasitet. Grunnen til at uttrekkskapasiteten ved en større forankringslengde ga lavere kapasitet, kan begrunnes ut i fra prøvestykkenes heft, bruddform og oppbygging. Ut i fra bruddformene ser vi at serien med innmuringsdybde på 65 mm har brudd i mørtelen helt ut til koppsiden, slik at hele hjørnet av mørtelfugen har løsnet. Med en høy innmuringsdybde vil det være kortere vei for bruddlinjene å gå til koppsiden, enn til løpersiden av prøvestykke. Dette er ikke en realistisk situasjon, da en murvegg vil ha kontinuerlige mørtelfuger i horisontal retning over flere teglsteiner.

Forsøkene gjort på den danske binderen ribbet S-binder, ga en gjennomsnittlig karakteristisk kapasitet på 4,61 kN. Produktdatabladene fra det danske firmaet Arminox oppga en karakteristisk uttrekkskapasitet på 2,9 kN med mørteltype M5 og 4,3 kN med mørteltype M10. Siden mørtelen benyttet i prøvestykkene hadde en trykkfasthet tilsvarende en M10 mørtel, kan det konkluderes med at resultatet fra testingen og produktdatabladet samsvarer. Ribbet S-binder hadde ikke merkbart høyere kapasitet i forhold til L-binderen som ble testet i hovedseriene. Fordelen med denne binderen er at den ikke trenger å monteres med fall, siden den har ribber som motvirker at vann ledes inn i bakvegg.

Tabellen over veiledende kapasiteter fra SINTEF (2009) viser at høyere mørtelklasse vil gi økt uttrekkskapasitet. Delserien utført på den danske binderen trærkruegevind og med mørteltype M10 oppnådde høyere kapasiteter enn tilsvarende hovedserie utført med mørteltype M5. Forskjell i kapasitet var på 0,55 kN og begge seriene hadde lik bruddform. Dette var ikke tilfellet for de andre seriene som ble kjørt med L-binder og mørtelklasse M10, da mørtelen viste seg å ha dårlig heft. L-binderen ga store lokale krefter foran tverrarmen, som førte til utglidning av mørtelfugen ved relativ liten binderlast. Utformingen av trærkruegevind førte til at kapasiteten i større grad var avhengig av heftfastheten mellom stål og mørtel.

Forsøkene som ble gjort med bakgrunn av DIANA-analysene viste at helt rette bindere

hadde overraskende god heftkapasitet. Binderne hadde store forskyvninger, men heftfastheten var fortsatt intakt. Uttrekket av mørtelfugen fulgte en tydelig ikke lineær funksjon fram til ca 1 kN. Derifra var forskyvningsforløpet i forhold til lasten ujevn, der det ser ut som at binderen har mistet heftkapasiteten før den har fått feste i mørtelen igjen.

Delserien som ble utført uten heftfasthet mellom binderen og mørtel i lastretning, viste tydelig hvor stor innvirkning tverrarmen har på uttrekkskapasiteten og bruddtilfelle. Mørtelen fikk ingen deformasjon, da binderen ble dratt ut gjennom innfestningen. Binderen opplevde store deformasjoner og systemet gikk ikke til brudd før tverrarmen var bøyd nesten 90 grader.

Kapittel 8

Numeriske modeller

8.1 Modellering i DIANA

Dette kapitlet omhandler numeriske modeller som er utarbeidet for å simulere forsøkene utført i laboratoriet. Modellene tar utgangspunkt i prøvestykkene utført med L-binder og mørtelfasthet M5. Alle systemene er modellert opp i DIANA [TNO DIANA BV versjon 9.4.4]. For å unngå numeriske problemer er det benyttet forenklete systemer.

Under hvert delkapittel er det beskrevet hvordan modellene er bygd opp og hvilke materialmodeller og elementtyper som er benyttet. Resultater fra analysene er presentert med figurer og grafer, samt en diskusjon og tolkning av modellene.

8.1.1 Elementanalyse

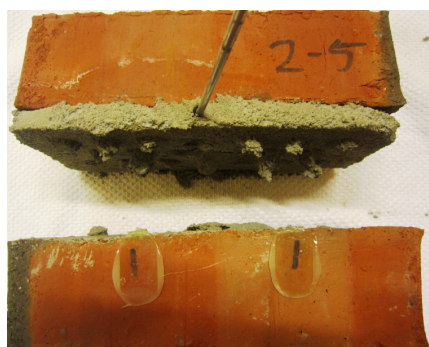
DIANA (DIplacement ANAlyse) er et numerisk analyseprogram som benyttes for å utføre konstruksjons- og geotekniske analyser. DIANA ble utarbeidet i 1972 av TNO DIANA, og programmet er i kontinuerlig utvikling.

Analysen tar utgangspunkt i forskyvningsmetoden og utfører lineære og ikke-lineære analyser i 2D eller 3D. DIANA har omfattende materialmodeller, elementtyper og analyseteknikker, og kan brukes til å simulere flere lasttrinn og materialoppførsel. Programmet er mest anvendt til å analysere betong-, kompositt og murkonstruksjoner.

8.1.2 Hensikt

Hensikten med modelleringen i DIANA var å simulere uttrekksforsøkene utført i laboratorium på prøvestykker utført med M5 mørtel og L-binder. Tanken bak var å lage en modell som kunne brukes til å undersøke hvordan uttrekkskapasiteten forandret seg ved å variere stålqualität, mørteltype, forankringslengde og vertikallast.

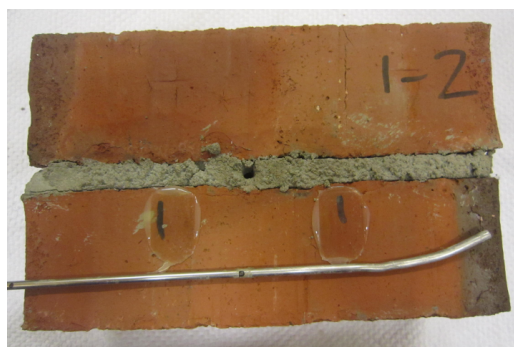
Det ble utført to testserier i laboratoriet som var rettet mot modelleringen i DIANA, som beskrevet i kapittel 7.6.7. I forkant av laboratorieforsøkene ble det utarbeidet en rekke modeller i DIANA med ulike materialegenskaper. Disse modellene ble i etterkant sammenliknet med laboratorieresultater, og la grunnlag for videre modellutarbeiding. Oppførsel i grensesnittet og uttrekkskapasitet er bestemt med kurvetilpasning fra resultater fra forsøk. For å modellere de ulike tilfellene som oppstod ved testing, som presentert i figur 8.1, er det benyttet materialmodeller som er innebygd i DIANA og beskrevet i dette kapitlet.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figur 8.1: a) Forankringsbrudd med splitting av prøvestykket
 b) Forankringsbrudd med delvis splitting av prøvestykket
 b) Rent forankringsbrudd hvor tverrarmen til binderen er bøyd.
 c) Utglidning av mørtelfuge foran tverrarmen.

8.1.3 Modelling av heftglidning

Ved detaljerte ikke-lineære analyser av heftglidning, bør man ifølge Guo et al (2011) modellere armeringen, for så å koble den til betongen med interfacelementer. Det er benyttet innebygde materialmodeller i DIANA for å modellere oppførselen i glidesonen mellom trådbinderen og mørtelen.

Samspillet mellom stål og betong er svært komplisert. Interaksjonen er styrt av sekundære tversgående og langsgående riss rundt armeringen. Grensesnittets oppførsel kan modelleres med en heftglidningsmodell, som beskriver hvordan armeringen og betongen mister heftkapasiteten. Interfacelementene er uten en fysisk tykkelse og definerer oppførselen til glidesonen. De fleste modeller som omhandler heftglidning baserer seg på total deformasjon og beskriver skjærkraften som en funksjon av total forskyvning (Manie, 2011).

DIANA benytter et lineært elastisk forhold for forholdet mellom normalkraft (t_n) og normalforskyvning, og et ikke-lineært forhold mellom skjærkraft og glidning i planet (t_t):

$$t_n = k_n \Delta u_n \quad (8.1)$$

$$t_t = f_t(dt) \quad (8.2)$$

Der k_n er normal stivhet, Δu_n er relativ forskyvning i normalplanet, f_t er en tangentiell funksjon og dt er forskyvning i planet. Det defineres lineære stivheter til interfacelementene, D_{11} og D_{22} gitt av ligning 8.3, 8.4, 8.5 og 8.6.

$$D_{11} = k_n \quad (8.3)$$

$$D_{12} = 0 \quad (8.4)$$

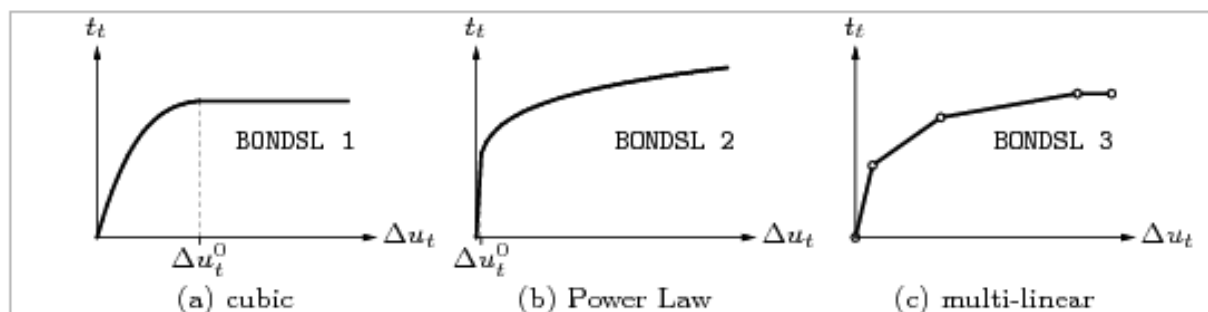
$$D_{21} = 0 \quad (8.5)$$

$$D_{22} = \frac{\delta f_t}{\delta dt} \quad (8.6)$$

D_{11} gir forholdet mellom normalkraft t_n ($D_{11} \geq 0$) og normalforskyvning Δu_n , og D_{22} gir forholdet mellom skjærkraft t_t ($D_{22} \geq 0$) og normalforskyvning Δu_t . For plane grensesnitt

med ulik stivhet for glidning i planet, kan en definere D_{33} , som gir forholdet mellom skjærkraft t_t ($D_{33} \geq 0$) og relativ skjærforskyvning u_s .

DIANA har to innebygde materialmodeller som definerer forholdet mellom skjærkraft og glidning i planet. Den ene er en kubisk funksjon utviklet av K. Dörr, og den andre er en "Power Law relation" fra Noakowski. Det er mulig å definere egne kurver tilpasset sitt formål. Figur 8.2 viser prinsippet for de ulike materialmodellene.



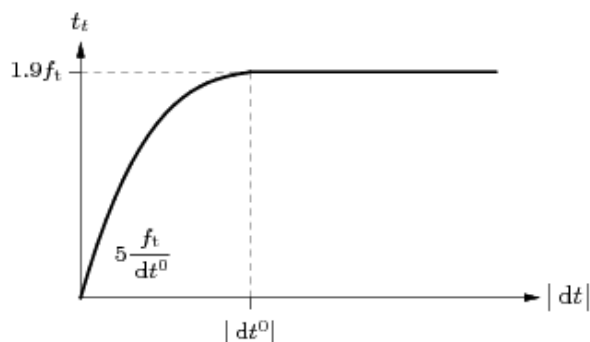
Figur 8.2: Heftglidningsmodeller fra DIANA (Manie, 2011)

8.1.4 Dörr's modell

Figur 8.3 viser en kubisk funksjon utviklet av Dörr. Modellen tar utgangspunkt i en polynomisk funksjon gitt av ligning 8.7 og beskriver forholdet mellom skjærkraft og glidning i planet.

$$t_t = \begin{cases} f_t \left\{ 5 * \left(\frac{dt}{dt^0} \right) - 4, 5 \left(\frac{dt}{dt^0} \right)^2 + 1, 4 \left(\frac{dt}{dt^0} \right)^3 \right\} & 0 \leq dt \leq dt^0 \\ 1, 9 f_t & dr \geq dt^0 \end{cases} \quad (8.7)$$

Det er anbefalt å sette parameteren c lik strekkapasiteten f_t og skjærglippet Δu^0 til 0,06 mm (Eltayeb, 2006). Heftkapasiteten er oversteget når spenningen overstiger $1,9 f_t$, og fører til at armeringen slipper og glir ut av betongen. Interfaceelementene som kobler binderne til mørtelen er gitt stivheter og kapasiteter i henhold til ligning 8.1, 8.2 og 8.7. Benyttede stivheter er oppsummert i tabell 8.3 og 8.4.

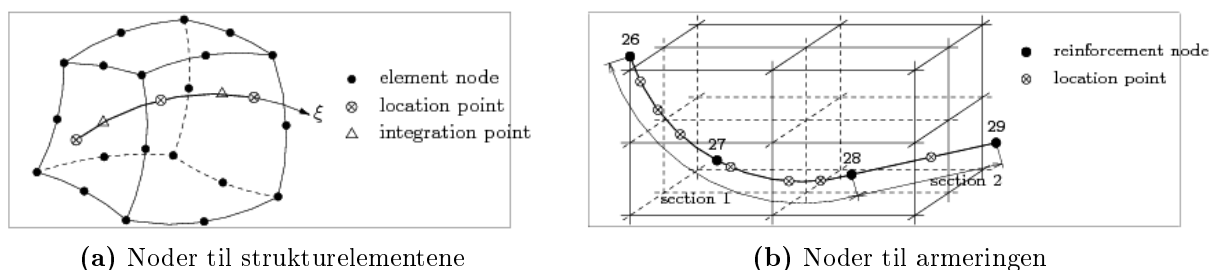


Figur 8.3: Dörr's modell for heftglidning (Manie, 2011)

8.1.5 Embedded Reinforcement

For å modellere trådbinderen, er det benyttet en materialmodell i DIANA som heter “embedded reinforcement”. Brukermanualen til DIANA (Manie, 2011) beskriver teorigrunnlag og utførelse av metoden. Armeringen er forankret i strukturelementene, som er kalt “mother elements”. Det er mulig å gi armeringen heftglidningsegenskaper, ved å definere armeringen som et stav- eller bjelkeelement. Dette er et vanlig prinsipp å bruke for å modellere uttrekking av armering fra betong. Prinsippet kan bare brukes som linjer i solide elementer.

Armeringen er her modellert som bjelkeelement og koblet til moderelementene med interfaceelement. Interfaceelementene blir automatisk generert avhengig av type strukturelement. Input er gitt direkte i dat-filen, for å definere elastiske og ikke-lineære materialegenskaper til interfaceelementene. Fordelen med denne materialmodellen, er at nodene ikke trenger å overlappes nodene til mørtelen. “Embedded reinforcement” har egne frihetsgrader, i motsetning til vanlig armering. Dette er illustrert med figur 8.4.



Figur 8.4: Embedded reinforcement (Manie, 2011)

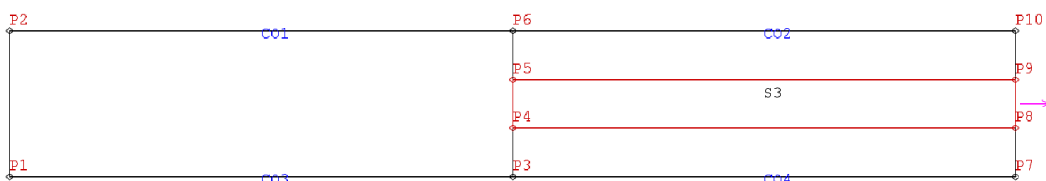
8.2 Modell 1

Modell 1 består kun av mørtel og trådbinder, modellert med membranelementer i 2D. Denne modellen ble utarbeidet i første omgang for å se spenningsfordelingen i mørtelfugen. Senere har modellen blitt benyttet for å kartlegge innvirkning av ulike innspenningsprinsipp, elementtyper, materialmodeller, og videreutvikling av modellen.

8.2.1 Geometri

Modellen viser et vertikalt snitt av bare mørtelfugen, med en høyde på 15 mm og bredde lik 104 mm. Trådbinderen er modellert over halve prøvestykket, som tilsvarer en forankringslengde på 52 mm. Figur 8.5 viser geometri av modell 1, der overflaten S3 er knyttet til trådbinderen og de resterende overflatene er gitt materialegenskaper til mørtel. Tykkelsen til binderen er satt til 5 mm, av praktisk grunner med tanke elementinndelingen.

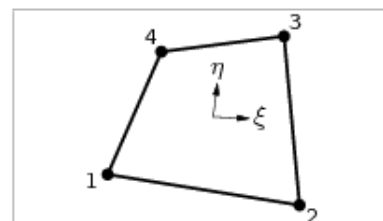
Det er påført en last på 1000 N i modellens x-retning. Lasten er plassert i en node midt i binderens ende mellom P8 og P9. Modellen er fastholdt på over- og undersiden av mørtelfugen i x- og y-retning.



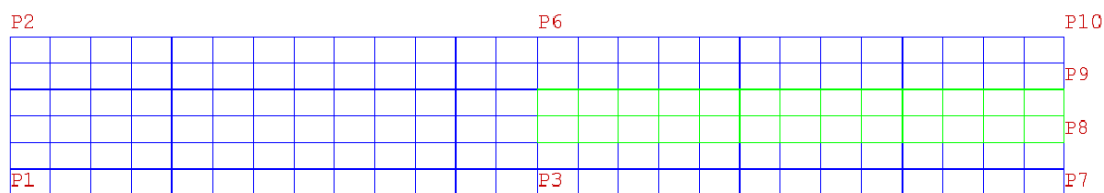
Figur 8.5: Geometri av modell 1

8.2.2 Elementinndeling

Mørtel og binder er begge modellert opp i kvadratiske Q8MEM elementer, som vist på figur 8.6. Dette er et rektangulært element med fire noder som baserer seg på plan spenning. Modellen er gitt en geometrisk tykkelse på 5 mm. Systemet er analysert med to forskjellige elementinndelinger, der samtlige elementer er av størrelse $4 \times 2,25$ mm eller $1 \times 1,25$ mm, som gir henholdsvis 156 og 1248 elementer. Figur 8.7 viser elementinndeling, for 156 elementer.



Figur 8.6: Q8MEM



Figur 8.7: Elementinndeling til modell 1

8.2.3 Materialmodell

Elementene er gitt materialegenskapene til betong og stål, gitt i tabell 8.1.

Tabell 8.1: Materialverdier

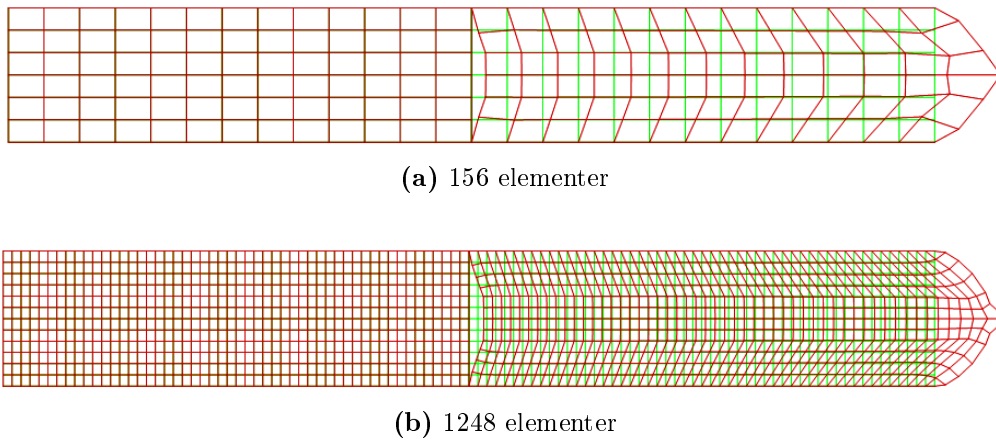
Material	Elastisitetsmodul E [MPa]	Poisson's tall ν [-]
Murmørtel	20 000	0,2
Stålbinder	200 000	0,3

8.2.4 Resultat og diskusjon

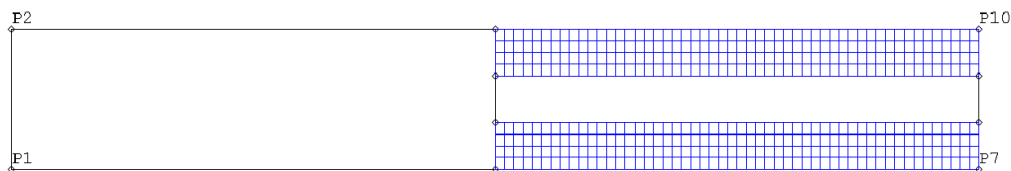
Det er utført en lineær analyse av modellen. Figur 8.8a og 8.8b viser forskyvning av hele modellen, skalert opp med en faktor på 300, for de ulike elementinndelingene. Resultatene av forskyvningen var som forventet, og viser at kreftene overføres fra binder til mørtel. Forskyvningen går lineært mellom elementene og størst forskyvning inntreffer der lasten er påført.

Figur 8.10 viser retningene på hovedspenningene i et snitt av mørtelfugen på over- og undersiden av binderen illustrert på figur 8.9. Hensikten med modellen var å se på spenningsfordelingen i mørtelfugen, hovedsakelig rundt binderinnfestningen. Størrelsene på spenningene er ikke av så stor interesse for denne modellen, da det ikke er lagt inn interfacelement som definerer egenskapene til samspeillet mellom betong og stål.

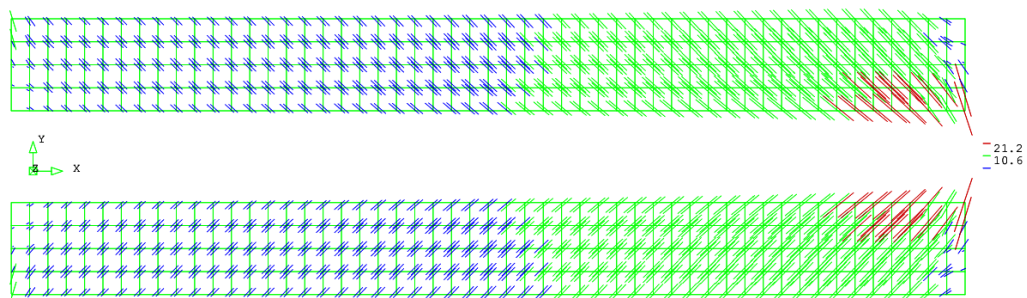
Figur 8.11 viser spenningsfordeling i x-retning. Av figuren kommer det frem at spenningene overstiger kapasiteten til mørtelen på 5 MPa rundt binderen ved en last på 1,0 kN. Dette kan føre til at mørtelen sprekker opp og binderen mister forankringskapasiteten.



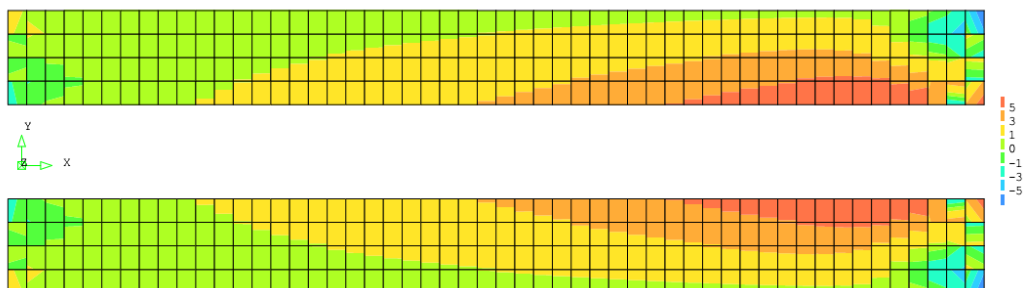
Figur 8.8: Forskyvning av trådbinder og mørtelfuge



Figur 8.9: Snitt av mørtelfuge, over- og underkant av binder



Figur 8.10: Retning på hovedspenningene i mørtelfugen $\sigma_{1,maks}$



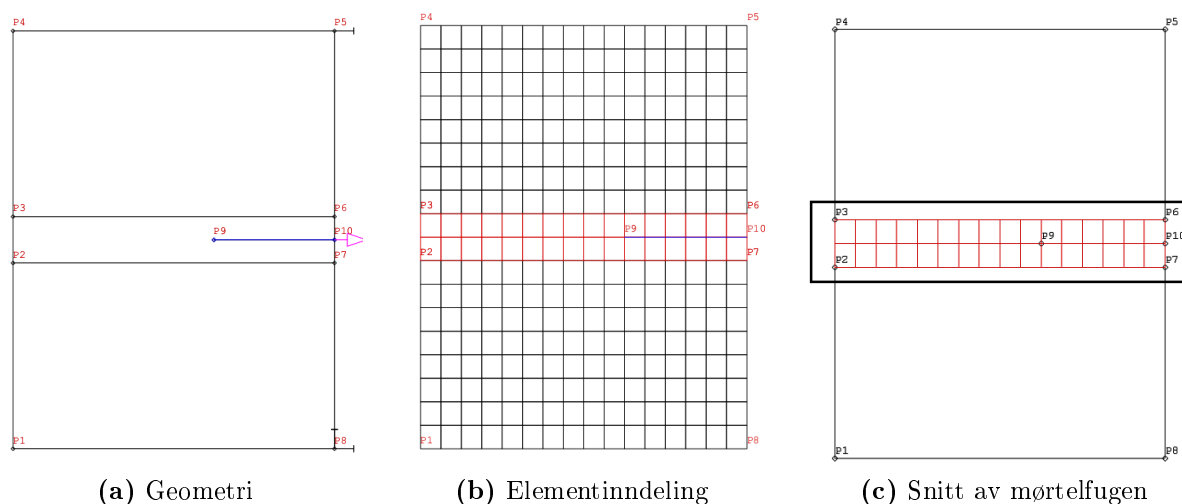
Figur 8.11: Kontur over spenninger i mørtelfugen i x-retning

8.3 Modell 2

Modell 2 er modellert i 2D og viser et vertikalt snitt over hvordan binderen er forankret i ytre vange. Her er både mursteinen og murmørtelen modellert og det er utført en lineær og ikke-lineær analyse av modellen. Det er ikke tatt hensyn til L-binderens innmurte tverrarm i denne modellen, da ønsket var å bestemme den rette binderens heftfasthet og uttrekkskapasitet. Dette ble gjort ved å tilpasse de numeriske resultatene med resultater fra laboratorieforsøk.

8.3.1 Geometri

Modellen, vist på figur 8.12a, er gitt samme geometriske form som prøvestykkene benyttet i laboratorieforskene. Høyden er satt til 135 mm, bredden 104 mm og tykkelsen til modellen er satt til 50 mm. Systemet tillater å modellere binderen med varierende forankringslengde, da det bare er satt inn to punkt i ønsket posisjon som er knyttet opp mot en linje. I denne modellen er forankringslengden satt til 39 mm.



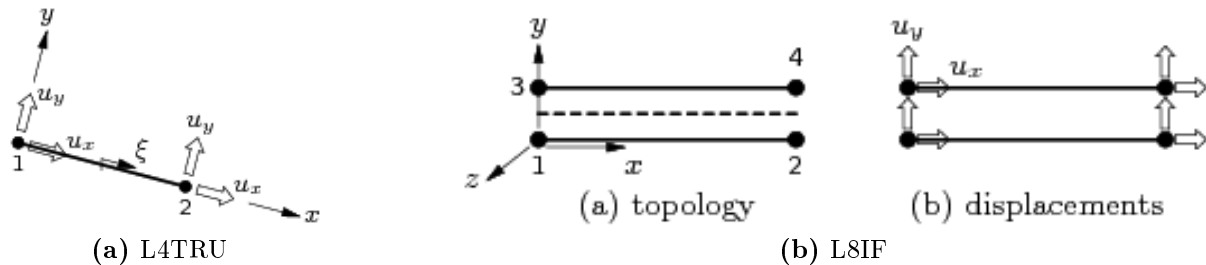
Figur 8.12: Modell 2

Modellen er holdt fast i to retninger for å motvirke forskyvninger og rotasjon av prøvestykket. For å simulere uttrekningen av stålbinderen, er lasten påført direkte i noden, som bare er knyttet til stavelementet. Det er påført en last på 1000 N i x-retning slik at det er enkelt å regne om verdier med skaleringsfaktoren benyttet i DIANA.

8.3.2 Elementinndeling

Tegl og mørtel er modellert opp i kvadratiske Q8MEM elementer, som omtalt i kapittel 8.2.2. Figur 8.12b viser elementinndelingen, hvor elementene i denne modellen er satt til $6,5 \times 7,5$ mm. Stålbinderen er modellert som en linje og er gitt egenskapene til et L4TRU element. Dette er et rett stavelementer med to noder, som vist på figur 8.13a. Stavelementet er delt inn i 6 elementer, slik at nodene samstemmer med nodene til Q8MEM-elementet.

For å modellere samspillet mellom binder og mørtel er det benyttet et L8IF interfaceelement, som vist på figur 8.13b. Elementet definerer et grensesnitt mellom to linjer i todimensjonal analyse og er basert på lineær interpolasjon. Interfaceelementet ble koblet til nodene til mørtelen manuelt i dat-filen.



Figur 8.13: Elementer modell 2

8.3.3 Materialmodell

Elementene er gitt egenskapene til henholdsvis mørtel, murstein og stål, gitt i tabell 8.2.

Tabell 8.2: Materialverdier

Material	Elastisitetsmodul E [MPa]	Poisson's tall ν [-]	Skjærmodul G [MPa]
Murstein	9 400	0,2	4 000
Murmørtel	20 000	0,2	8 200
Stålbinder	200 000	0,3	77 000

Trådbinderen er modellert med heftglidningsegenskaper i henhold til Dörr's modell, beskrevet under kapittel 8.1.4. Det er anbefalt å sette slippet til 0,06 mm. Ved å sette ligning 8.6 med anbefalte verdier for dt^0 og c , lik skjærmodulen til mørtel, gir det en tykkelse på elementet på over 100 mm. Det stemmer ikke for dette systemet, da elementene her har en tykkelse på ca 7 mm. Derfor er det beregnet ny verdi for slippet ved å sette inn for

$D_{22} = G_m/t_{\text{dummy}} = 8000 \text{ N/mm}^3$, og så beregne en ny verdi for dt^0 , og bruke dette som en input verdi i DIANA. Beregnet verdi for u_t^0 er $0,0003 \text{ mm}$ for denne elementstørrelsen.

Interfaceelementet til modell 2-1 er gitt stivheter, tatt fra et eksempel for heftglidning. Modell 2-2 er gitt stivheter, der D_{11} er beregnet etter $E_s/0,02\text{mm}$ og D_{22} tar utgangspunkt i G_m/t_{dummy} . Det er utført analyser på to modeller, med blant annet ulik stivhet til interfaceelementene og verdier for skjærslippet. Tabell 8.3 oppsummerer definerte materialverdier.

Tabell 8.3: Materialelegenskaper til interfacelement

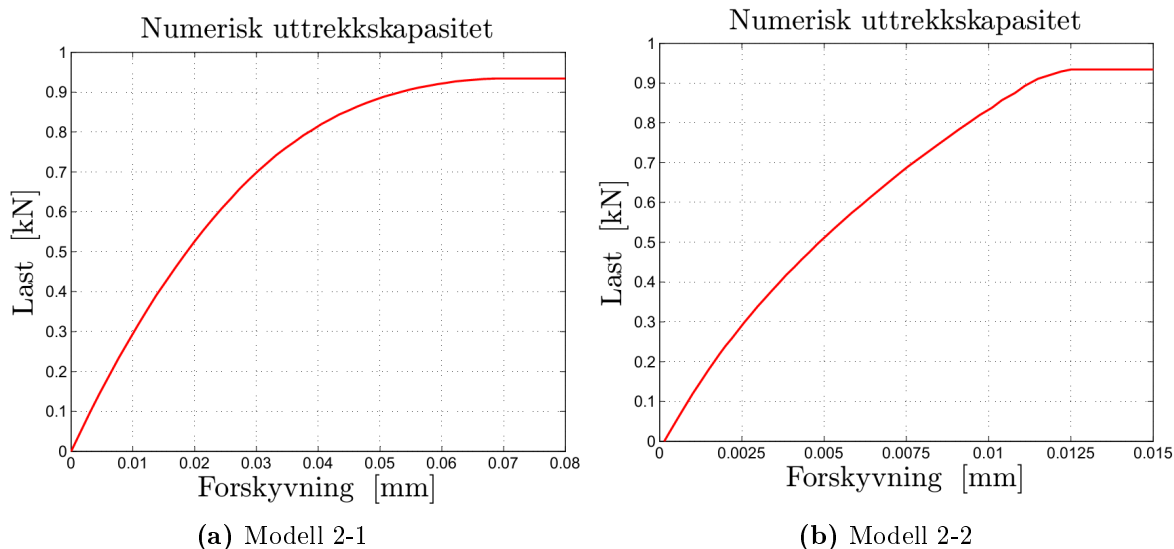
	Element	D_{11} [N/mm ³]	D_{22} [N/mm ³]	D_{33} [N/mm ³]	c [N/mm ²]	dt^0 [mm]	F_{maks} [kN]
Modell 2-1	L8IF	1 000	250	-	1,0	0,06	0,93
Modell 2-2	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	1,0	$3,0 * 10^{-4}$	0,93
Numerisk 1	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	0,5	5,0	0,47
Numerisk 2	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	1,0	5,0	0,93
Numerisk 3	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	1,5	5,0	1,39
Numerisk 4	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	2,0	5,0	1,87
Numerisk 5	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	2,5	5,0	2,34
Numerisk 6	L8IF	$1,0 * 10^7$	8 000	-	3,0	5,0	2,80

8.3.4 Resultat og diskusjon

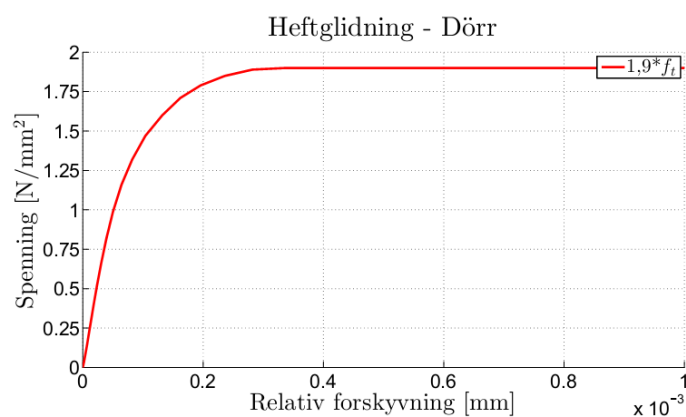
I første omgang ble det utført en lineær analyse av modellen for kontroll. Deretter ble det kjørt en ikke-lineær analyse med ulike lasttrinn.

Figur 8.14 viser forskyvning av trådbinderen utsatt for økende last, der figur 8.14a og 8.14b viser henholdsvis modell 2-1 og modell 2-2. Fra figur 8.14a kommer det frem at uttrekket følger en kurvet og tydelig ikke-lineær last/forskyvningsfunksjon. Etter en forskyvning på 0,06 mm flater grafen ut. Der har skjærkraften oversteget kapasiteten som samstemmer med input til modellen. Ved en bruddlast på 0,93 kN har begge systemene mistet heftkapasiteten og binderen er på vei ut av mørtelfugen.

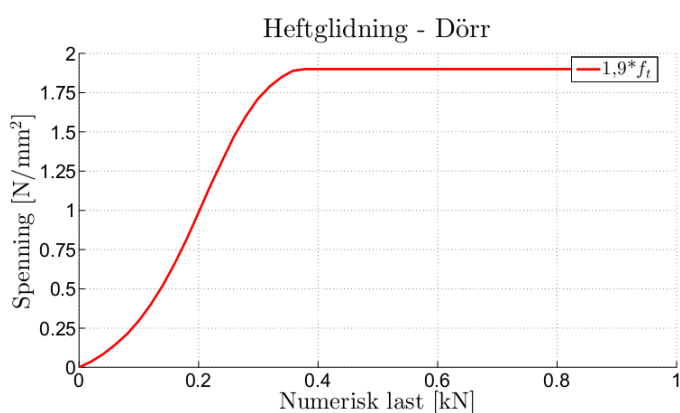
I forhold til figur 8.14a, er grafen til modell 2-2 mindre kurvet og går til brudd etter en forskyvning på 0,012 mm. Denne modellen er modellert med teoretisk korrekt verdi for skjærslippet. Grafene på figur 8.15 viser henholdsvis relativ forskyvning i forhold til mørtel og numerisk last mot spenninger i interfacelementet rundt binderen. Ved en spenning på $1,9f_t$ retter grafene seg ut, da binderen har mistet forankringskapasiteten. Her ser en innvirkningen av skjærslippet, som for modell 2-2 er definert til $3,0 \cdot 10^{-4}$.



Figur 8.14: Last og forskyvning til trådbinder



(a) Dörr's modell for heftglidning

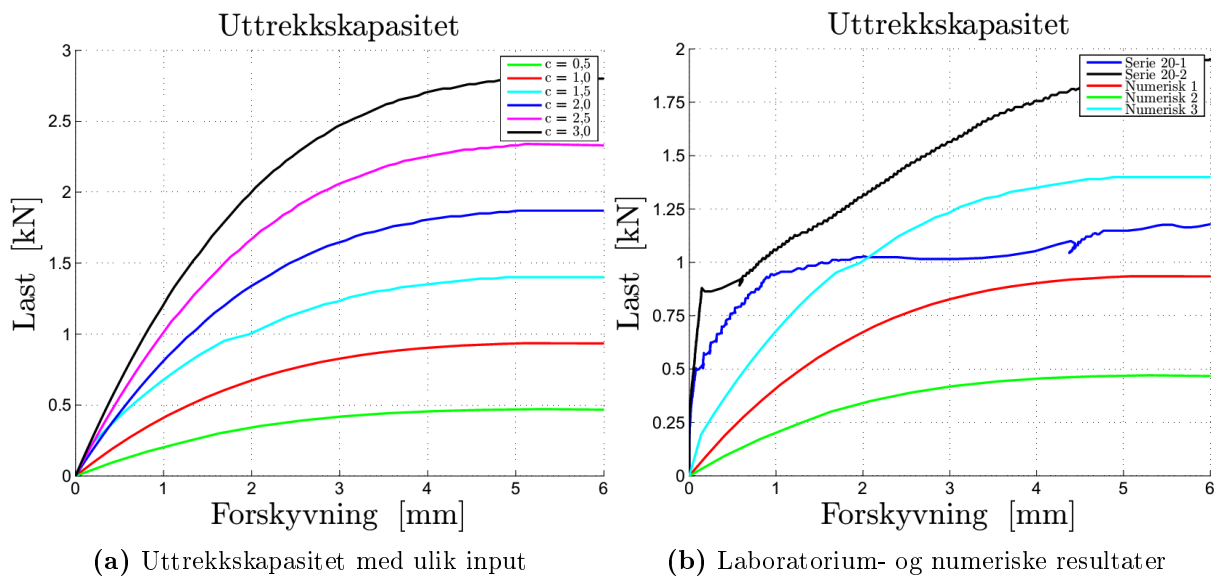


(b) Spenning i interfacelement mot økende lastn

Figur 8.15: Dörr's modell for heftglidning. Modell 2-2

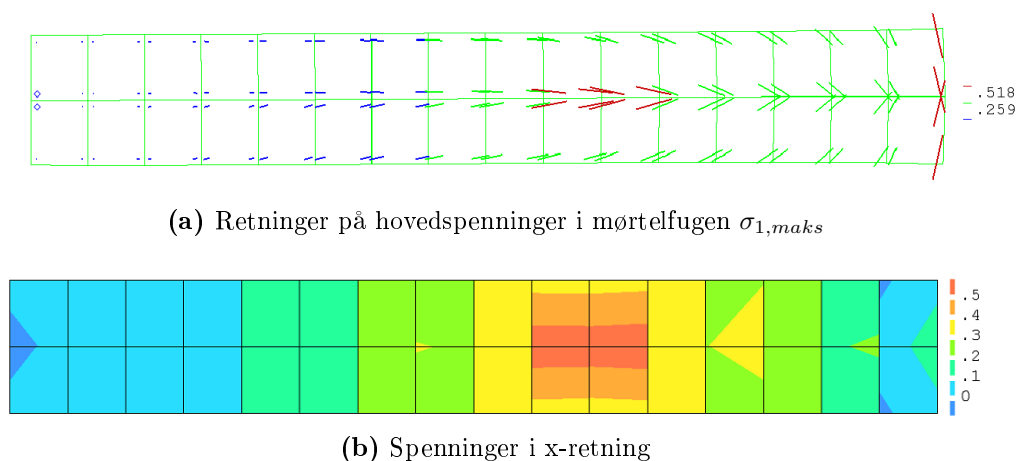
Laboratorieresultatene viste at heftkapasiteten til mørtelen var avgjørende for forankringskapasiteten. Det er valgt kurvetilpasning for å bestemme uttrekkskapasiteten til modellen, som presentert på figur 8.16. Grafen viser resultater fra to forsøk utført på rett binder i laboratoriet, og seks numeriske modeller med ulik strekkfasthet på mørtelen. I tabell 8.3 er det oppsummert materialverdier til de ulike modellene.

For å sammenlikne de numeriske forsøkene med laboratorieforsøkene, var grensen for forskyvning ved brudd satt til 5,0 mm. Best resultat i henhold til laboratorieforsøk, ga c lik 1,0 MPa, da inntraff bruddet ved ca 0,934 kN. Mørtelen benyttet til testing hadde en gjennomsnittlig trykkfasthet på 10 MPa. Det er antatt en strekkfasthet (f_t) lik 10% av trykkfastheten til mørtelen (f_m) som gir realistiske resultater for dette systemet. Numerisk uttrekkskapasitet er uavhengig av input til de andre parameterne, men disse har derimot innvirkning på forskyvning og deformasjon.



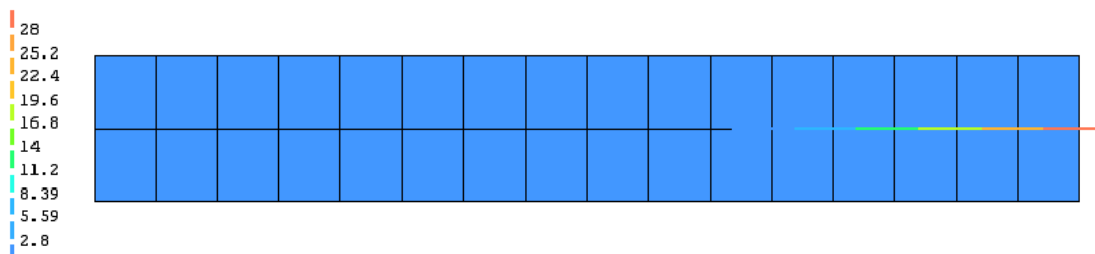
Figur 8.16: Uttrekkskapasitet

Figur 8.17a viser retningene på hovedspenningene i mørtelfugen, som også er vist på figur 8.12c for modell 1. Figur 8.17b viser spenningene i x-retning. Sammenliknet med spenningfordelingen for modell 1 er spenningene av mye mindre størrelse, men de går samme vei. Av figuren kommer det frem at binderen får størst spenninger der binderen er forankret. Mursteinen får hovedsakelig spenninger ved opplager. Det er lite av kreftene som overføres fra mørtel til murstein og opptredende spenninger i mursteinen er ikke dimensjonerende.

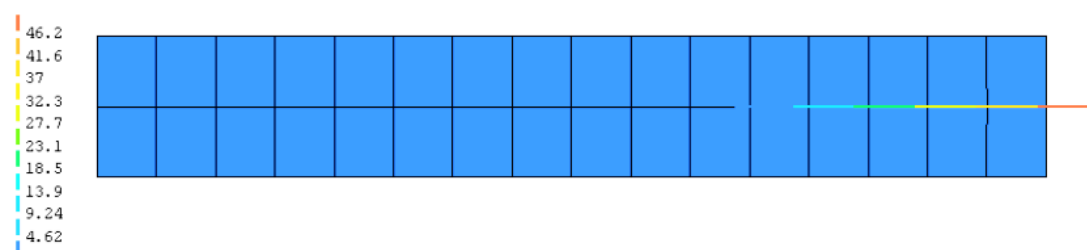


Figur 8.17: Spenninger i mørtelfugen, forskyvninger er skalert opp med en faktor på 1000.

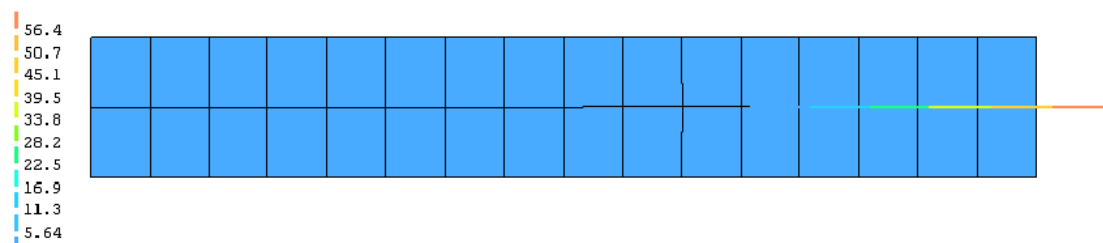
Forskyvningsforløpet i forhold til påsatt last ved uttrekk, kan visualiseres ved å utføre en animasjon av ønsket tilfelle. Dette er illustrert med figur 8.18, hvor binderen er utsatt for økende last. Forskyvningene er skalert opp med en faktor på 300, og spenningene i binderen er vist med kontur.



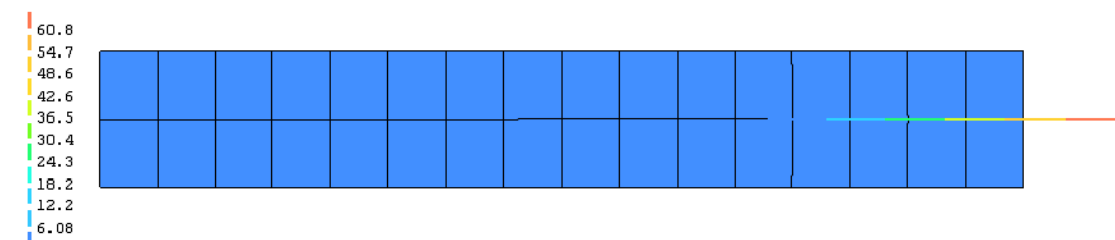
(a) Last: 0,427 kN



(b) Last: 0,703 kN



(c) Last: 0,854 kN



(d) Last: 0,920 kN

Figur 8.18: Last og forskyvning av modell 2

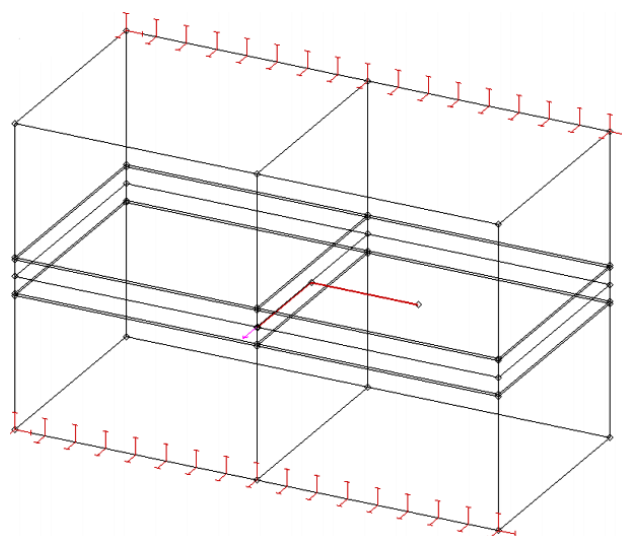
8.4 Modell 3

Modell 3 er en 3D-modell som er en videreutvikling av modell 2. Her får en med innvirkningen av L-binderens innmurte tverrarm. Det er benyttet andre elementtyper og en annen materialmodell til trådbinderen. Modellen er analysert både lineært og ikke-lineært. Heftfastheten mellom stein og murmørtel er ivaretatt i denne modellen, ved å benytte interfacelementer.

8.4.1 Geometri

Systemet er gitt samme geometriske form som prøvestykkene benyttet til forsøk. Modellen er satt sammen av to stein med normalformat, $60*104*226$ mm og en mørtelfuge med en høyde på 15 mm. Det er definert to interfacelement mellom stein og mørtel med en tykkelse på 1 mm. Modellen er modellert med to halve prøvestykker, dette for å forenkle modelleringen og for å lettere kunne studere analyseresultatene.

I denne modellen er det benyttet “embedded reinforcement” for å modellere trådbinderen. Da trenger ikke nodene til armeringen å overlappe med betongens, og plasseres ved hjelp av linjer mellom definerte punkt i ønsket posisjon. For å sammenlikne resultatene med laboratorieforsøkene, er forankringslengden til trådbinderen satt til 50 mm. Modellen er fastholdt mot forskyvning langs kantene til prøvestykket, og fastholdt mot rotasjon i hjørnene. Figur 8.19 viser randbetingelsene, langs to av linjene. Det er påført en last på 1000 N i z-retning i noden knyttet til enden av binderen.

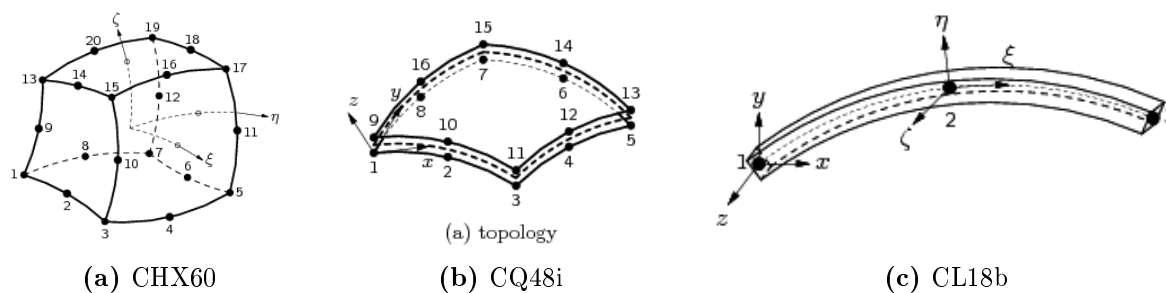


Figur 8.19: Modell 3

8.4.2 Elementinndeling

Den tredimensjonale modellen er modellert opp med solide elementer, som har fysisk tykkelse i alle retninger. Murmørtel og murstein er modellert med CHX60 element, som vist på figur 8.20a. Det er et “solid brick”-element med 20 noder. For å unngå en altfor krevende modell, er elementene av størrelse $14,2 \times 7,5 \times 13$ mm, henholdsvis i x-, y- og z-retning.

Mellom stein og mørtel er det modellert CQ48i element, som vist på figur 8.20b. Det er et interfacelement som benyttes mellom to flater i tredimensjonal analyse. Trådbinderen er gitt materialdata til et CL18b elementet, som er et tredimensjonalt bjelkeelement med tre noder. Elementet tillater lineær variasjon av tøyninger og er vist på 8.20c.



Figur 8.20: Elementtyper

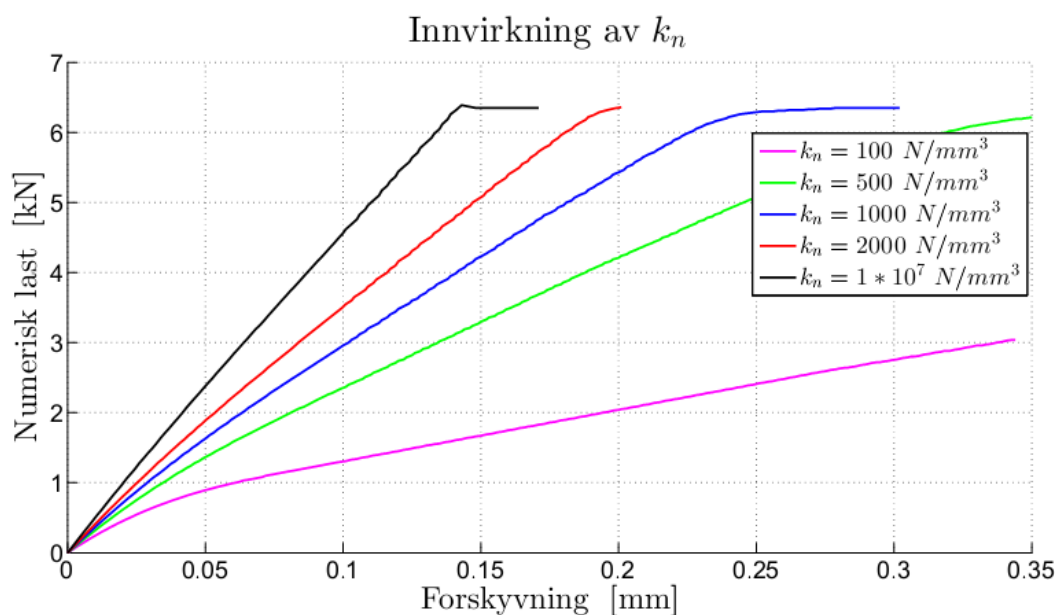
8.4.3 Materialmodell

Trådbinderen er gitt materialegenskapene til “embedded reinforcement”, som beskrevet i kapittel 8.1.5. For å benytte denne modellen, krevde det overstyring i dat-filen. Her er geometrien til armeringen omdefinert fra koordinater til noder, for å unngå doble noder. Det ble definert to linjer, kalt BAR, og armeringen ble gitt material-, data- og fysiske egenskaper. Lasten ble avslutningsvis påført i noden til armeringen. Ulike materialegenskaper er gitt direkte i dat-filen, og det er kjørt analyser gjennom MeshEdit.

På hjemmesidene til TNO DIANA (2013) er det beskrevet retningslinjer for fornuftig valg av normal- og tangentiell stivhet til interfacelement. Her anbefales det å sette normalstivheten (k_n) lik elastisitetsmodulen til elementene rundt interfacelementene og dividere med den gjennomsnittlige elementstørrelse (l_e). Tangentiellstivheten (k_t) velges ved å dividere normalstivheten på et tall mellom 10 og 100. Beregningene er kun ment som en retningslinje og den endelige stivheten bør fastslås etter at resultatene er tilfredsstillende.

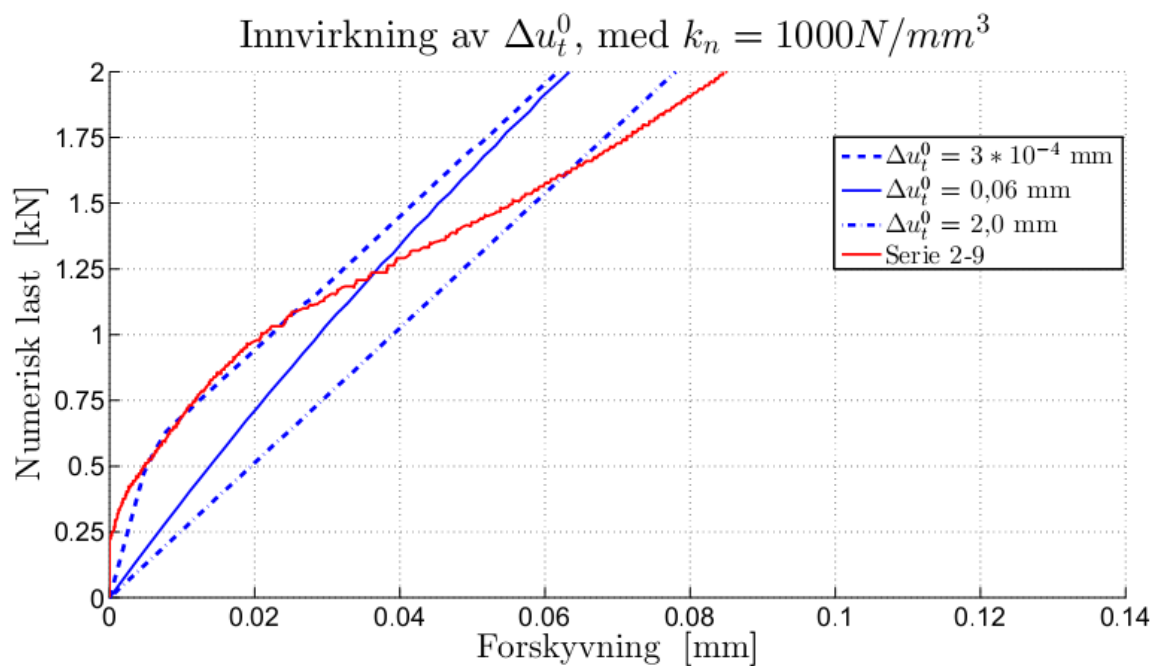
Dette systemet er modellert med Dörr's heftglidingsmodell, der konstanten u_t^0 er beregnet fra stivheten i tangentiell retning. Derfor vil input av tangentiellstivheten overstyres under analysen.

Da det bare er benyttet lineære materialverdier for mørtelen, er det sett på innvirkningen normalstivheten har på uttrekksforløpet, som illustrert i figur 8.21. Ved å definere k_n som elastisitetsmodulen til stål dividert med en tykkelse på 0,02 mm vil uttrekket følge en relativ bratt og rett kurve. Ved lavere stivhet følger uttrekket en slakere kurve, som samsvarer med virkelig forløp.

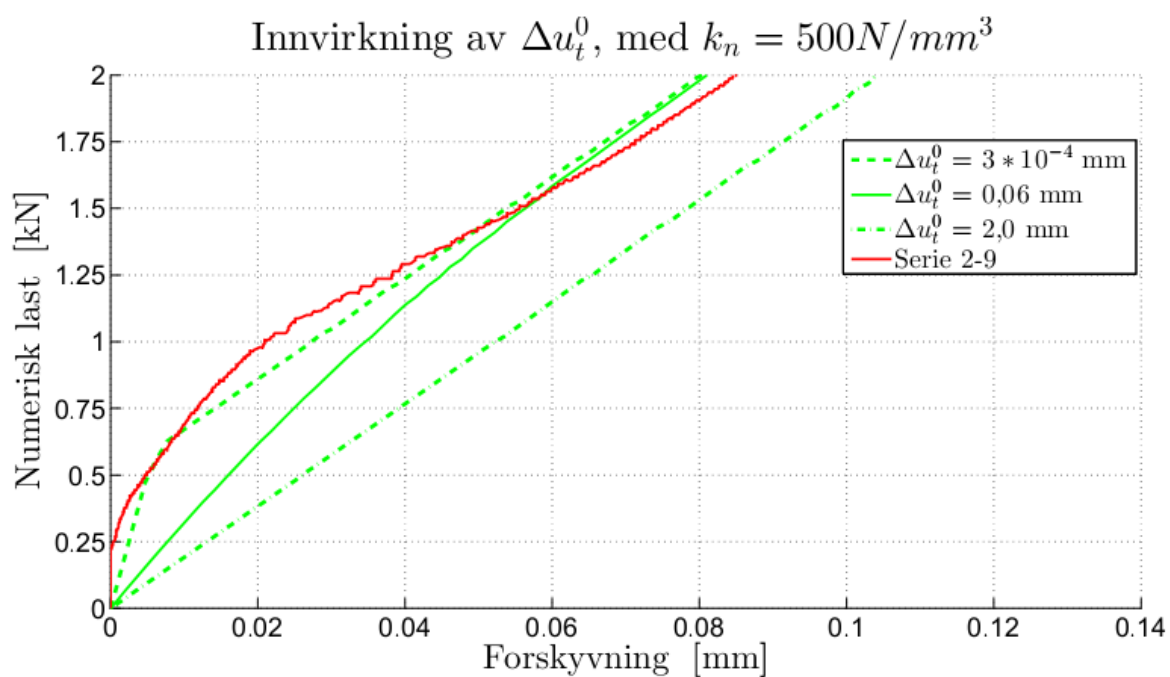


Figur 8.21: Innvirkning av normalstivhet til interfacelementet

Dörr's modell for heftglidning er benyttet til å beskrive oppførselen til trådbinderen. Figur 8.22 illustrerer last/forskyvningsforløpet, med ulik input for Dörr's modell. Å forandre på dt^0 har ingen innvirkning på uttrekkskapasiteten, bare uttrekksforløpet, som illustrert i figur 8.22. Teoretisk beregnet verdi for u_t^0 er 0,0003 mm for denne elementstørrelsen. Ved å benytte den følger uttrekket en bratt kurve frem til ca 600 N, der forløpet blir slakere. I grafene er også et av resultatene fra forsøket inkludert, der deformasjonene er skalert ned med en faktor på 10. Lavere stivhet til interfacelementene, gir en slakere uttrekksfunksjon, som stemmer med de praktiske resultatene.



(a)



(b)

Figur 8.22: Uttrekkforløp ved liten last

Interfacelementene mellom mørtel og murstein er modellert veldig stive. Dette for at de ikke skal gi innvirkning på deformasjonen av systemet og deformasjonene skal forekomme i elementene til mørtelen. Det er valgt å basere D_{11} og D_{22} på elastisitetsmodulen til mørtel og en tilfeldig tykkelse, satt lik $t_{dummy} = 1$ mm. Prøvestykkene i laboratoriet viste tydelig at heftfastheten mellom stein og mørtel ble overskredet. Ved å definere heftglidningsverdier til interfacelementene mellom stein og mørtel, kan en modellere oppførselen i sonen. Dette er utført på modell 3-5, der det er definert en heftfasthet på 0,15 MPa i henhold til produktdatablad fra Weber (2013d), og gitt en skjærslippgrense på 0,06 mm.

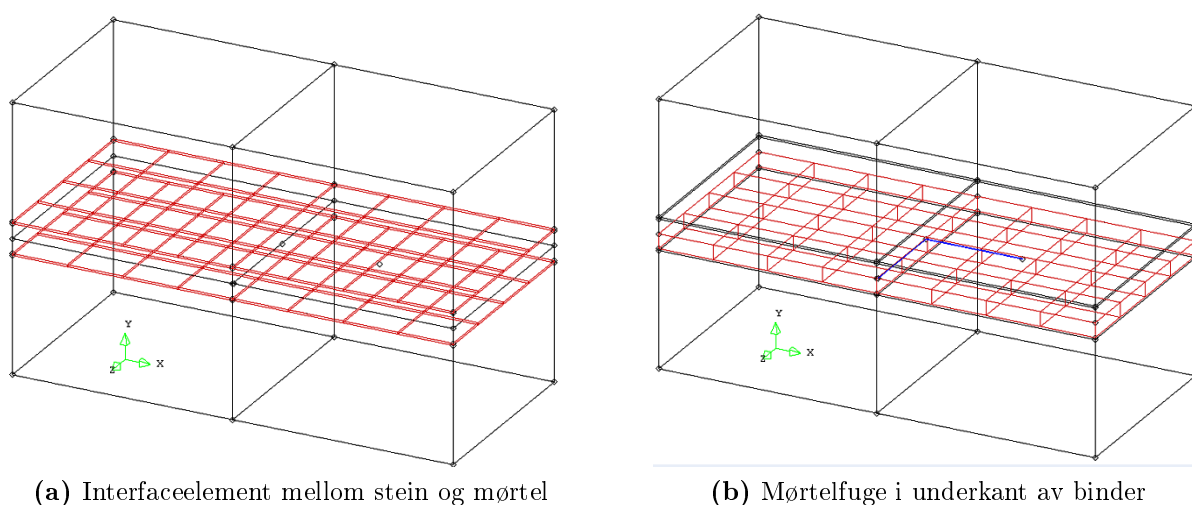
På bakgrunn av dette er det valgt materialverdier til systemet, som gitt i tabell 8.4. Modellen er gitt de samme lineære materialegenskapene som modell 2, vist i tabell 8.2, og det er definert en flytegrense til stålet på 500 MPa. I modell 3-2 er det benyttet teoretisk korrekte verdier mens det i modell 3-3, 3-4 og 3-5 er benyttet kurvetilpasning for å bestemme materialverdier.

Tabell 8.4: Materialverdier til interfacelement for ulike modeller

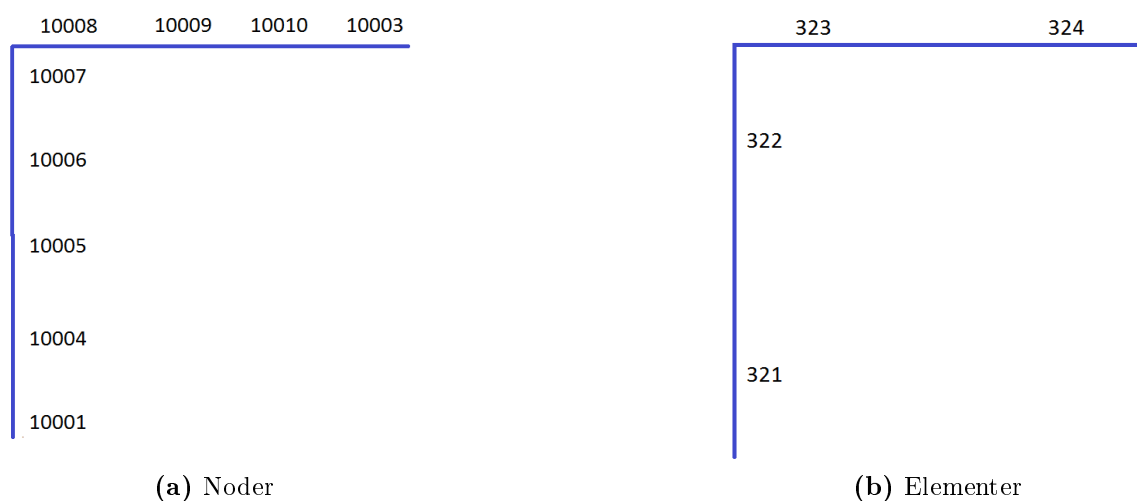
Modell	Element	D_{11} [N/mm ³]	D_{22} [N/mm ³]	D_{33} [N/mm ³]	c [N/mm ²]	dt^0 [mm]	f_y [N/mm ²]	F_{maks} [kN]
3-1	CL18b	$1 * 10^7$	8 000	-	0,50	$3 * 10^{-4}$	-	∞
	CQ48i	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	-	-	-		
3-2	CL18b	$1 * 10^7$	8 000	-	0,50	$3 * 10^{-4}$	500	6,35
	CQ48i	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	-	-	-		
3-3	CL18b	1 000	1 000		0,50	0,06	500	6,35
	CQ48i	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	-	-	-		
3-4	CL18b	1 000	1 000		0,50	$3 * 10^{-4}$	500	6,35
	CQ48i	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	-	-	-		
3-5	CL18b	1 000	1 000	-	0,50	$3 * 10^{-4}$	500	6,35
	CQ48i	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	$2 * 10^4$	0,15	0,06	-	

8.4.4 Resultat og diskusjon

I dette kapitlet presenteres resultater fra analysene i form av grafer fra Matlab og figurer fra elementprogrammet. Figur 8.23 illustrerer ulike snitt som er presentert ved å vise elementinndelingen til henholdsvis interfacelementet mellom stein og mørtel og til mørtelen i underkant av binderen. Last og forskyvningsforløpet til noder og element som er knyttet til binderen er presentert og nummerert i henhold til figur 8.24.



Figur 8.23: Snitt av 3D-modellen



Figur 8.24: Noder og elementer knyttet til trådbinderen

Figur 8.25 viser graf over last og forskyvningen til modell 3-3 i node 10001. Grafen følger en kurvet funksjon frem til en last på ca 2 kN, der er heftthastheten oversteget og binderen har begynt å gli ut av mørtelfugen. Det er illustrert i figur 8.26, som viser spenningene i interfacelementene rundt armeringen mot relativ forskyvning til element 321. Figuren samsvarer med forløpet til Dörr's modell beskrevet i kapittel 8.1.4. Binderen mister kapasiteten ved en spenning tilsvarende $1,9 \cdot f_t$ og begynner å gli med en forskyvning i forhold til mørtelen.

Etter en last på 2 kN retter kurven seg ut og følger en tilnærmet lineær funksjon. Her opprettholder binderens tverrarm forankringskapasiteten frem til brudd inntreffer ved en numerisk last på 6,35 kN. Modell 3-1 hadde ingen kapasitetsgrense, derfor er det definert en flytegrense til stålet. En bruddlast på 6,3 kN tilsvarer strekkapasiteten til en 4 mm trådbinder, med flytespenning 500 MPa. I out-filen er det mulig å lese at det har oppstått opptil 64 flyteledd, som tilsier at samtlige punkt til elementene CL18b har oppnådd flyting, illustrert ved figur 8.27.

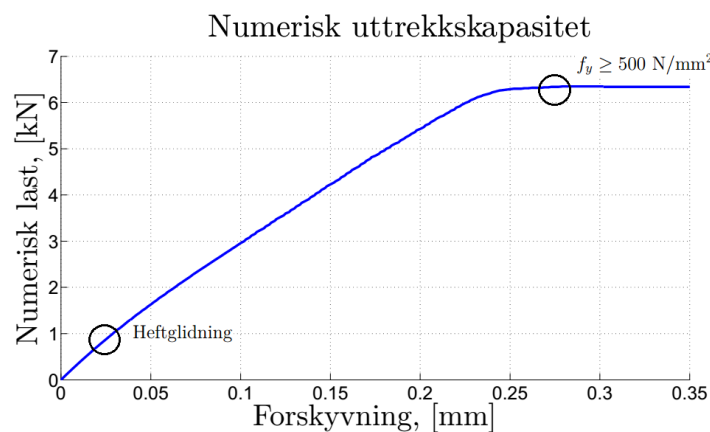


Figure 8.25: Last/forskyvningsgraf til modell 3-3

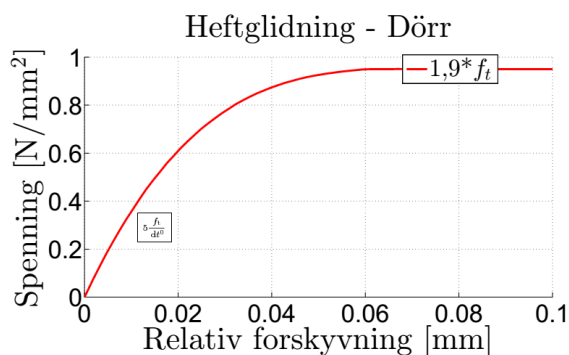
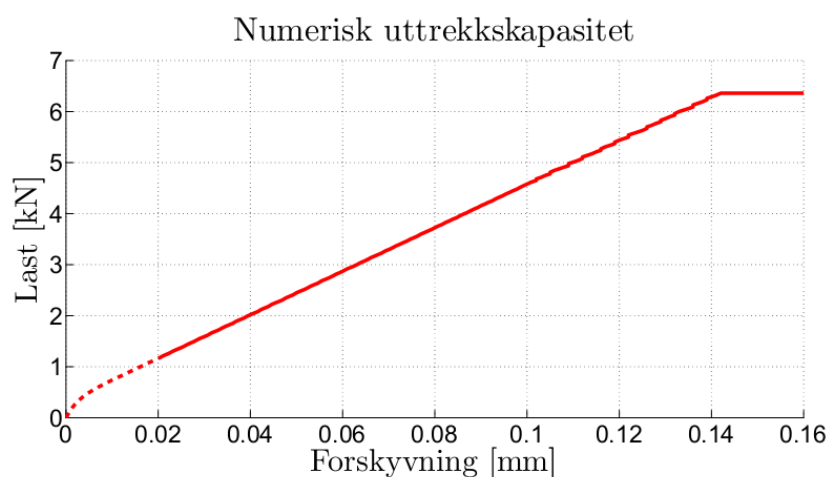


Figure 8.26: Element 321

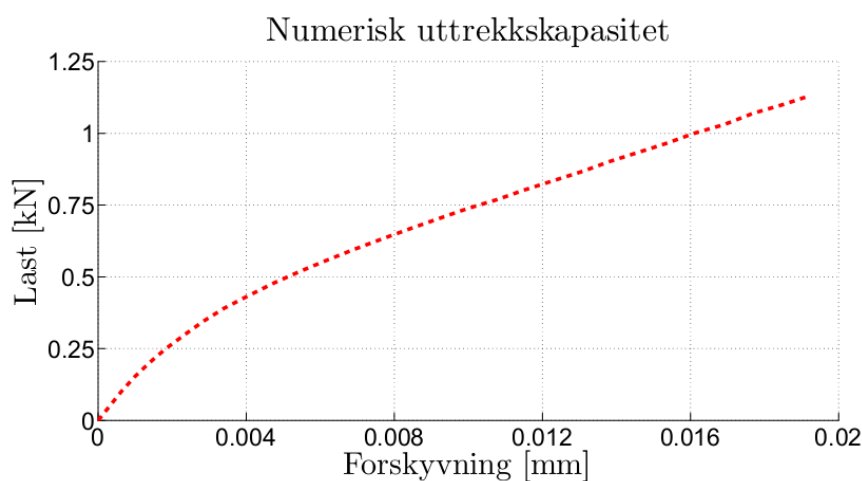
STEP	277	TERMINATED		
TOTAL LOAD FACTOR:	LOADING(1) *	6.348E+00		
PLASTICITY LOGGING SUMMARY				
GROUP NAME	PLAST,	PRV.	PL,	CRITIC
TOTAL MODEL	28	0	0	0

Figure 8.27: Utdrag fra out-filen

Figur 8.28 viser last/forskyvningsforløpet til modell 3-2. Grafen følger en brattere kurve enn modell 3-3, som forventet. Modellen er modellert med stivere interfacelement rundt armeringen, og en beregnet verdi for dt^0 , som er teoretisk korrekt for dette systemet. Her kommer det frem at uttrekket opp til en last på ca 500 N har en ikke-lineær sammenheng, som tyder på at binderens rette del har oppnådd heftglidning. Figur 8.28b, som er et snitt av figur 8.28, viser den ikke-lineære sammenhengen nærmere. En bruddlast på ca 500 N samsvarer med resultatene fra 2D modellen, som vist i tabell 8.3. Likevel vil ikke systemet gå til brudd her, da mørtelen er gitt lineære-elastiske materialegenskaper. Mørtelen vil ikke sprekke opp, og tverrarmen vil derfor opprettholde forankringskapasitet i mørtelen. Brudd vil kun inntreffe der kapasiteten til stålet er oversteget.



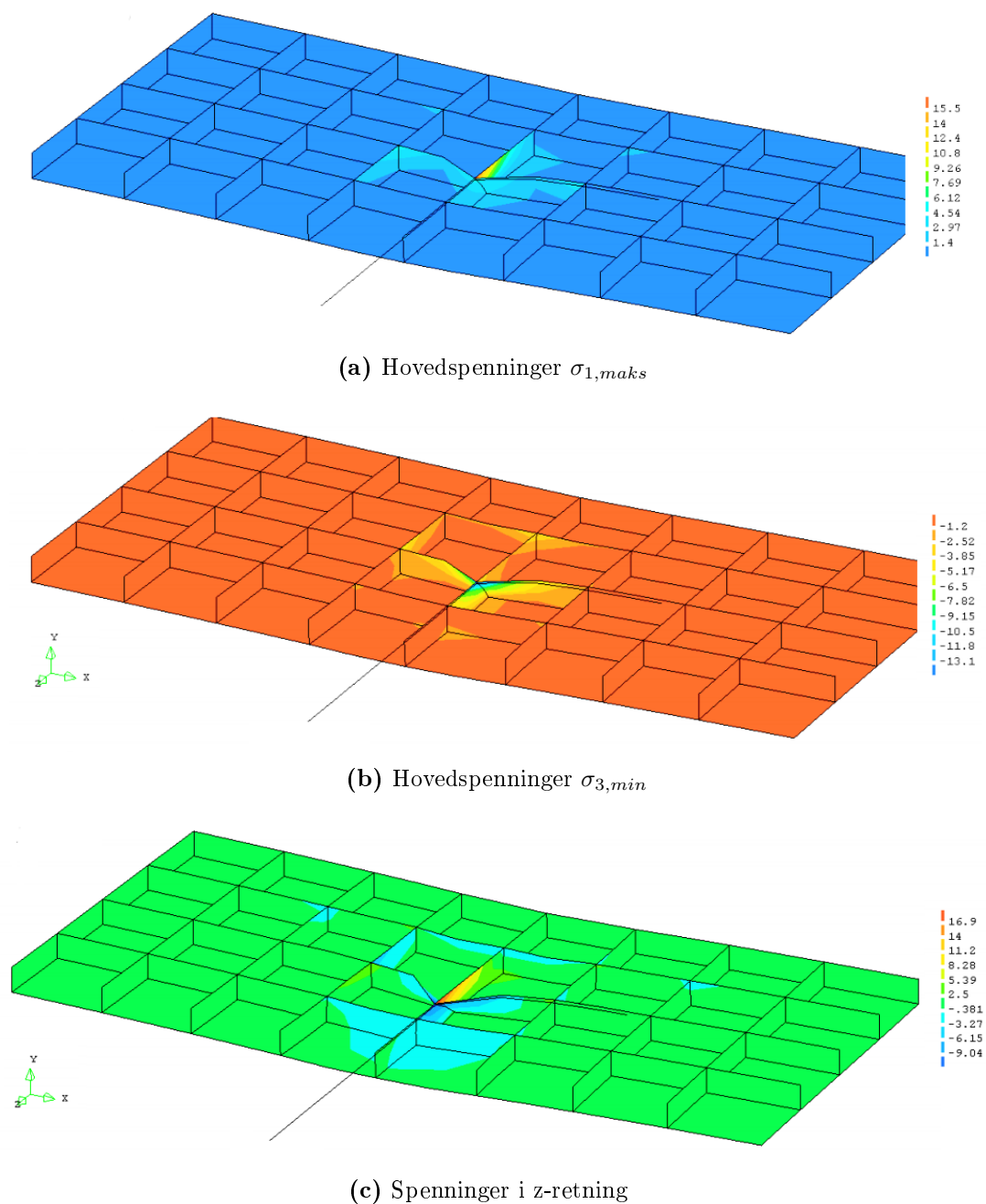
(a) Last/forskyvning for lastpåkjenning 0 - 6,35 kN



(b) Last/forskyvning for lastpåkjenning 0 - 1,25 kN

Figur 8.28: Numerisk uttrekkskapasitet til modell 3-2

Figur 8.29 viser kontur over spenningsfordeling og deformasjon skalert opp med en faktor på 1000, i et snitt av mørtelfugen illustrert på figur 8.23. Figur 8.29a viser hovedspenningene. Her kommer det frem av binderen får store strekkspenninger i forankringen ved en påkjenning på 4 kN. Figur 8.29b viser hovedspenninger for trykk ved last på 4 kN, også her er det store trykkspenninger lokalt rundt binderen. Figur 8.29c viser spenninger i z-retning ved bruddlast på 6,4 kN.

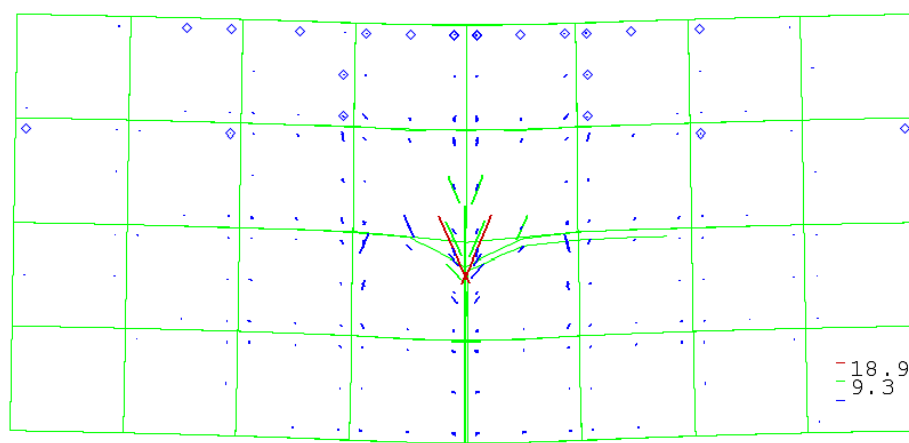


Figur 8.29: Spenninger i mørtelfuge, underkant av tråbinder

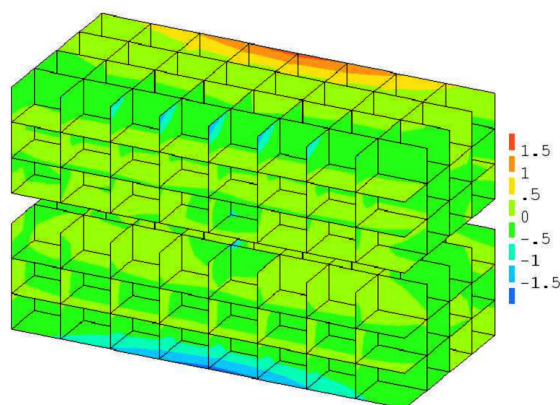
Figur 8.30 viser retningene på hovedspenningene, som også er illustrert på figur 8.29a. Det er hovedsakelig dimensjonerende spenninger rundt binderinnfestningen. Trykkspenningene er relativt små foran tverrarmen, som ikke samsvarer med laboratorieundersøkelsene da det ofte var her brudd inntraff. Ut i fra dette ser det ut som at kreftene ikke har blitt overført tilstrekkelig til binderes tverrarm. Figur 8.32a viser rotasjon av binderen, og illustrerer med symboler at det er størst rotasjon rundt vinkelen. Det tilsier at det er et stivt hjørne. Størst rotasjon ved numerisk bruddlast var på ca 1 grad. Større rotasjoner er ikke mulig å oppnå, da mørtelen ikke forskyver seg.

I laboratoriet fikk ingen av teglsteinene synlige riss eller deformasjoner. Dette viser også den numeriske modellen ved at spenningene er relativt små i teglsteinene. Størst strekkspenning inntreffer ved opplager og er på ca 1,7 MPa ved numerisk bruddlast. Dette er illustrert ved figur 8.31, som viser spenningsfordelingen til teglsteinene i z-retning.

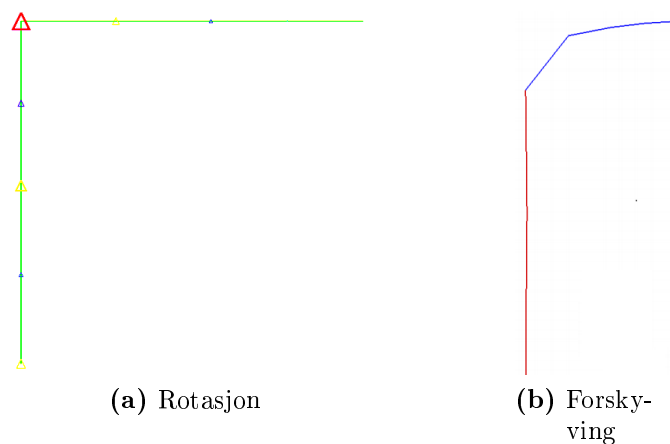
For å simulere et rent forankringsbrudd, må binderens tverrarm flyte og bøye seg gradvis rett mens den følger sporene til den andre delen. Figur 8.32b viser at binderen får en utbøyingsform som antatt, men ikke i størrelse. Da systemet ikke tar hensyn til deformert geometri, vil ikke kreftene overføres 90 grader på lasten. Ved å benytte “Total Lagrange” blir spenningene i binderen merkbart større, da beregningene tar hensyn til deformert geometri. Likevel vil ikke tverrarmen bøye seg som laboratorieforsøkene viste, da mørtelen fortsatt er modellert lineær elastisk.



Figur 8.30: Retning på hovedspenninger i mørtelfugen $\sigma_{1,maks}$



Figur 8.31: Spenningsfordeling i z-retning i murstein.



(a) Rotasjon

(b) Forskyving

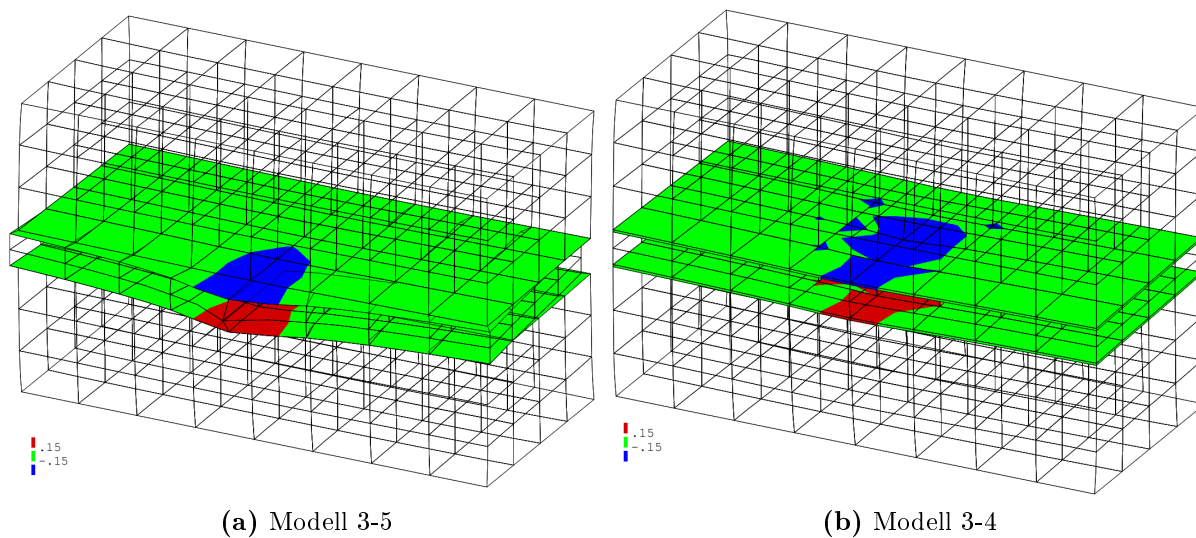
Figur 8.32: Trådbinder

Figur 8.33 og 8.34 viser spenningsfordeling i interfacelementet for modell 3-4 og 3-5 ved en numerisk last på 4 kN. Her er deformasjonene skalert opp med en faktor 1000 og spenningsfordelingen er vist med konturverdier på $\pm 0,15$ MPa, som er heftkapasiteten til mørtel. Modell 3-5 ble gitt heftglidningsegenskaper til interfacelementet mellom stein og mørtel for å se hvordan heftkapasiteten ble overskrevet.

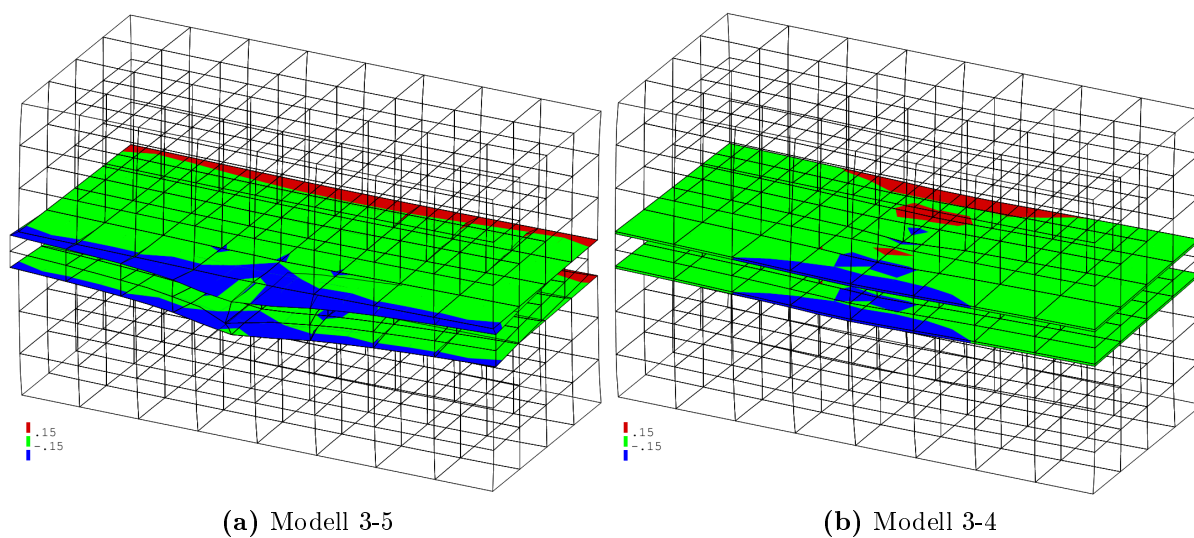
Figur 8.33 viser normalkraften til interfacelementet i global z-retning. Her kommer det frem at mørtelen får store påkjenninger lokalt rundt binderinnfestningen og kapasiteten overskrives. Det resulterer i utglidning av mørtelfugene lokalt rundt binderinnfestning. Utglidningen av fugen kommer bedre frem av figur 8.35. Her presenteres samme resultat, bare sett i snitt fra siden. Modell 3-4 får en forskyvning av hele prøvestykket, som ikke stemmer med resultater fra testing.

Prøvestykkene i laboratoriet fikk en delvis splitting i øvre del av mørtelfugen, som vist på figur 8.1b. Ved å se på konturen over spenningene i global y-retning, som vist på figur

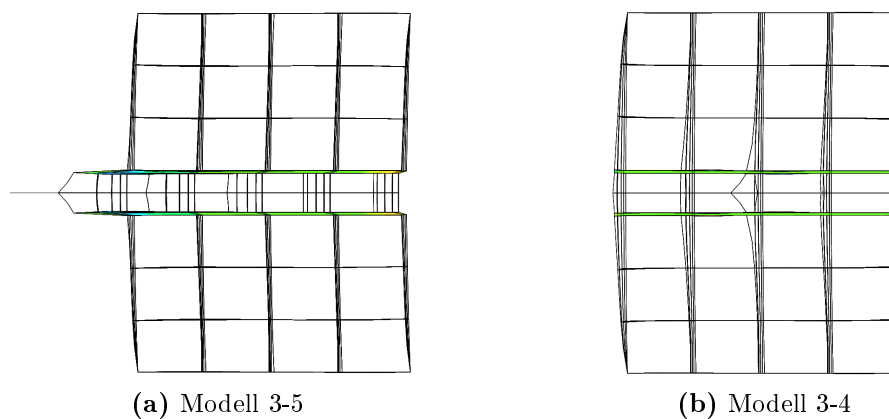
8.34, ser en at prøvestykket får dimensjonerende spenninger langs kantene. Ved å se på det aktuelle resultatet, illustrert med forskyvninger vertikalt, ser en at prøvestykket splittes i fremkant og trykkes sammen i bakkant.



Figur 8.33: Heftkapasitet til interfacelement mellom murstein og mørtel



Figur 8.34: Splitting av prøvestykket



Figur 8.35: Utglidning av mørtelfuge
 a) Modellert med heftglidningsegenskaper
 b) Modellert uten heftglidningsegenskaper

8.5 Begrensninger

Mørtelen er modellert lineær elastisk i samtlige modeller. For å se på forankringskapasiteten til binderen, er det fulgt med på spenningene i mørtelfugen og notert når de er overskrevet. Spenningene overskriver en trykkapasitet på 5 MPa ved relativ liten påkjenning. Det tilsier ikke at binderen mister forankringskapasiteten, da mørtelen ikke nødvendigvis sprekker opp selv om noen av elementene har en gitt trykkspenning. Størrelsen på elementene i modellene er for store, og gir ikke så definert spenningfordeling mellom elementene som ønsket.

Elastisitetsmodulen til murstein og murmørtel er lite forsket på, da det sjeldent er av interesse. Materialverdiene benyttet i DIANA er tatt fra kapittel 5, som omhandler murproduktene benyttet til testing. Det er analysert modeller med ulik elastisitetsmodul, og det ser ut til å ha liten innvirkning på modellene presentert her. Dersom det skal videreføres modeller med ikke-lineære materialegenskaper til mørtelen, for å se på innvirkning av ulik mørtelfasthet, bør elastisitetsmodulen for murstein og ulike murmørteler bestemmes ved forsøk. For modeller der det benyttes Dörr's modell for å modellere heftglidningen, bør strekkfastheten til mørtel bestemmes ved forsøk.

Da prøvestykkene skal gjenspeile forankring av murvegger, vil murverket være påkjent av høy vertikallast fra overliggende etasjer. Resultatene fra laboratorium viste at vertikallast hovedsakelig hadde innvirkning på bruddformen til prøvestykket. Ingen vertikallast førte til splitting av prøvestykket, mens høy vertikallast førte til rent forankringsbrudd. Etter samtale med veileder er ikke effekten av økt vertikallast tatt hensyn til for dette systemet.

Kapittel 9

Oppsummering og konklusjon

9.1 Oppsummering

Tabell 9.1 oppsummerer veiledende krav gitt av SINTEF, kapasiteter oppgitt i produkt-datablad, grenseverdien til Hamed og Bruaset, samt resultatene fra uttrekksforsøkene. Her er uttrekkskapasitetene omregnet til bruddgrense- og ulykkestilstand med materialfaktorer på 2,1 og 1,6 for henholdsvis bruddgrense- og ulykkestilstand. Dette for å lettere kunne sammenlikne med de andre verdiene. Kapasitetene til serie 2 og 3 gjelder for uttrekk fra horisontale mørtelfuger, og med en forankringslengde på 50 mm. For serie 4 gjelder resultatene for en forankringslengde på 70 mm.

Tabell 9.1: Resultat fra uttrekksforsøk

Serie navn	Karakteristisk kapasitet			Bruddgrensetilstand		Ulykkestilstand	
	Arminox ^a [kN]	SINTEF ^b [kN]	Resultat ^c [kN]	SINTEF [kN]	Resultat [kN]	Analyse ^d [kN]	Resultat [kN]
2	2,5	2,1	4,7	1,0	2,2	2,0	2,9
3	3,5	3,2	2,2	1,5	1,0	2,0	1,4
4	3,3	-	3,9	-	1,8	2,0	2,4

^aVeiledende kapasitet fra produkt-datablad (ARMINOX, 2009a)

^bTabell 523 i byggforskserien (SINTEF, 2009)

^cResultat fra forsøk presentert i kapittel 7

^dAnalyse utført av Hamed (2011) og Bruaset (2011)

Tidligere analyser utført av Bruaset (2011) og Hamed (2011) konkluderte med at en uttrekkskapasitet på 2,0 kN per binderfeste er tilstrekkelig for å motstå et dimensjonerende

jordskjelv i Norge. Kapasitetsgrensen er fastslått for en murt forblending med et bæresystem i stål, bindingsverk i tre og en binderdiameter på 5 mm. Forsøkene presentert i denne oppgaven er utført på trådbindere med en diameter på 4 mm. En større binderdiameter vil kunne gi et stivere system som kan føre til høyere binderbelastning per binderinnfestning. Veiledende tabeller fra Byggforsk og kapasiteter fra produktdatablad viser at større binderdiameter gir høyere uttrekkskapasitet. Derfor kan det fastslås at kapasitetene i denne oppgaven også er gyldig for bindere med en diameter på 5 mm.

Bruaset og Hamed konkluderte med at stivheten til forblendingens bakvegg vil ha innvirkning på opptredende krefter i binderne under et jordskjelv. Bruaset kjørte analyser med forskjellig bøyestivhet til bindingsverket og konkluderte med at en høy stivhet til trestenderne og veiledende binderplassering, ville føre til at binderne ble påkjent høyere last. Hamed kjørte ulike typer modeller, med og uten bindingsverk, og konkluderte med at lasten som binderne ble påkjent av var høyere ved innfestning i stålsøyler. Han begrunnet dette med at tre vil gi mindre motstand mot bevegelser fra forblendingen, og derfor ville kreftene i binderne bli lavere. Med innfestning i stålsøyler var opptredende last i to av binderrekkene over 2,0 kN. Ut i fra dette er det derfor ikke sikkert at kapasitetsgrensen, gitt av elementmodellene, vil være gyldig for stivere bakvegger.

Denne oppgaven har tatt utgangspunkt i å bestemme uttrekkskapasiteten fra mørtel for en forblendingsvegg med bakvegg i tre, som er vanlig å benytte i Norge. Hamed konkluderte med at det er uttrekk fra mørtelfuger som vil være dimensjonerende for denne typen forblending, da enkle håndberegninger på kapasitet til treverk ga høyere kapasitet. Resultatene fra laboratorieforsøkene, sammenliknet med beregnet karakteristisk uttrekkskapasitet fra tre på 1,9 kN, viser at dette ikke er tilfelle. For forankring i rammeverk av stål, er det grunn til å anta at kapasiteten begrenses av flytespenning til stålet, dersom binderne er tilstrekkelig festet. For forankring i betong er det mulig å benytte et ekspansjonsanker, for å sikre optimal innfestning. Produktdatablad fra Arminox oppgir en karakteristisk kapasitet for det systemet på 10,1 kN. Ut i fra dette er det grunn til å tro at uttrekk av bindere fra treverk vil ha lavest kapasitet. På grunnlag av dette anbefales det å kontrollere uttrekkskapasiteten fra tre, med forsøk i henhold til NS-EN 846-6.

Resultatene av serie 2, utført med mørtelfasthet M5 og en 4 mm L-binder, ga mye høyere kapasitet enn de veiledende kravene fra byggforskserien tilsa. Verdiene fra SINTEF er basert på gamle forsøk, der det er benyttet en høyere materialfaktor i bruddgrensetilstand. Resultatene tyder på at tabellen kan anses som konservativ, og at den muligens burde fornyes. Da det nå er krav til å dimensjonere bygg for seismisk påkjenning kan det være av større interesse å kartlegge kapasiteten for ulike forankringssystem nøyere. Ved å benytte den gamle tommelfingerreglen, som sier at det skal benyttes minst fire trådbindere per kvadratmeter veggareal, er murvangene da dimensjonert i bruddgrensetilstand for å tåle

en opptredende vindlast på $8,8 \text{ kN/m}^2$, som sjeldent er et dimensjonerende lasttilfelle. Mørtelen benyttet i denne serien hadde en gjennomsnittlig trykkapasitet på rundt 10 MPa, som ikke er representativt for alle murvanger oppført med mørtelklasse M5.

Serie 4, med mørtelklasse M10, ga lavere uttrekkskapasitet enn veiledende verdier gitt av byggforskserien. Ved påkjenning av en dimensjonerende seismisk last, vil ikke forankringskapasiteten være tilfredsstillende. Serien skilte seg ut ved å ha dårlig heftkapasitet mellom stein og mørtel, som førte til utglidning av mørtelfugene ved uttrekk. Forsøket ble utført med vertikallast tilsvarende vekten av fire skift. Dette er ikke en realistisk situasjon, da sterkere mørtel benyttes der det stilles krav til høyere styrke vertikalt. Høyere vertikallast vil virke gunstig på heftkapasiteten ved å utligne bøyestrekkspenninger i prøvestykket og motvirke splitting. Dersom det skal benyttes sterkere murmørtel i en konstruksjon som skal dimensjoneres for jordskjelv, bør det utføres flere tester for å fastslå uttrekkskapasiteten. Slik kan konstruktørene bestemme riktig antall bindere og avstand mellom binderinnfestningene. Her kan det være aktuelt å benytte 6 bindere per kvadratmeter veggareal, da Hamed (2011) sine analyser viste at dette reduserte gjennomsnittlig maksimal opptredende last med 56 %.

Forsøkene utført med en trærkruegevind viste seg å gi gode resultater. Systemet hadde ikke like høy kapasitet som en L-binder med samme mørteltype, men kapasiteten er fortsatt tilstrekkelig for forankring av murvanger i Norge.

Resultatene fra delseriene viste at det var stor spredning i resultatene innenfor hver serie. Da prøveseriene ble utført på et mindre utvalg prøver, er det vanskelig å si hvilken innvirkning de forskjellige parameterne hadde. Ingen av prøvestykkene i delseriene gikk til brudd før 2,0 kN, med unntak av binderen som var helt rett. Gjennomsnittsverdien av seriene, med unntak av serie 10, 11, 12b og 20, var over 3,2 kN. Noe som tilsier at de har tilstrekkelig dimensjonerende forankringskapasitet i ulykkestilstand i følge Hamed og Bruaset.

9.2 Konklusjon

Konklusjonene presentert gjelder for forankringssystem med en innmuringsdybde på 50 mm, der uttrekkskapasiteten fra mørtelfuge er satt som dimensjonerende. Hovedkonklusjonen fra delseriene er at vertikallast vil ha stor innvirkning på bruddformen til systemet. Vertikallasten vil bidra til å utligne bøyestrekkspenningene som opptrer under uttrekk og forhindrer utglidning av mørtelfuge.

Ensidig mørtelkontakt hadde merkbart lavere uttrekkskapasitet enn tosidig mørtelkontakt. Dette viser viktigheten av rett utførelse og plassering av binderen i fugen. Bindere bør plasseres med forankringslengde og avstander i henhold til krav gitt i byggforskserien (SINTEF, 2009).

Murkonstruksjoner utført med en L-binder og mørtelklasse M5 hadde høy uttrekkskapasitet. Forankringssystemet vil ha tilstrekkelig uttrekkskapasitet i bruddgrense og ulykkestilstand, sammenliknet med grenseverdien gitt av Hamed og Bruaset.

Forsøkene som ble utført med mørteltype M10 og L-binder hadde ikke tilstrekkelig dimensjonerende kapasitet mot seismisk last. Grunnen til dette var at mørtelen som ble benyttet hadde redusert heftfasthet med teglsteinen. Dersom testingen hadde blitt utført med høyere vertikallast, kunne en høyere kapasitet blitt oppnådd, da det var utglidning av mørtelfugene som førte til brudd i systemet. Ti forsøk er ikke nok dokumentasjon til å fastslå denne påstanden, derfor anbefales det å undersøke denne forankringsløsningen ytterligere.

Den dimensjonerende uttrekkskapasiteten til den danske binderen træskruegevind ansees som tilstrekkelig dimensjonert for seismiske laster, dersom det benyttes en innmuringsdybde på 70 mm. Binderen har relativt små forskyvninger ut av planet ved høy strekkpåkjenning, som bidrar til at forblendingen opprettholder bedre kontakt med bakvegg under lastpåkjenning. Denne binderen kan anbefales å benyttes til forankring av murvanger i Norge.

9.3 Videre arbeid

På bakgrunn av konklusjonene er det foreslått følgende videreføringer av oppgaven:

- Utføre flere uttrekksforsøk på prøvestykker med mørtelklasse M10 i henhold til NS-EN 846-6.
- Se nærmere på innvirkningen av økende vertikallast på uttrekkskapasiteten ved å utføre uttrekksforsøk i henhold til NS-EN 846-5.
- Utføre en tredimensjonal analyse av forblendingsvegger med stivere bakvegg i betong eller stål, for å bestemme opptredende last per binderinnfestning.
- Fastslå uttrekkskapasiteten fra tre ved å utføre forsøk i henhold til NS-EN 846-6.

Ønsket med 3D-modellen i DIANA var å kunne påføre varierende vertikallast på systemet, og simulere de ulike bruddtypene som oppstod. Etter samtale med veileder, viste det seg å være mer omfattende enn først antatt. For å få en mer realistisk modell, foreslås følgende videreføring:

- Modellere mørtelen med ikke-lineære materialegenskaper, for å kunne simulere opprissing og knusing av mørtelfugen når kapasitetene overskrides.
- Få en bedre oversikt over materialparameterne til mørtel ved å teste elastisitetsmodul og strekkkapasitet i henhold til norsk standard.
- Teste elastisitetsmodullen til teglstein i henhold til norsk standard, for å kunne benytte riktig materialparameter.
- Modellere systemet med påkjent vertikallast og simulere innvirkningen dette vil ha på bruddform og kapasitet.
- Modellere med finere elementinndeling.

Bibliografi

Aasen, B. (2010), *Stål Håndbok Del 3:2010*, Oslo: Norsk Stålforbund, s 28.

Ancon (2013a), 'Wall Ties & Restraint Fixings: Standard Wall Ties'. Tilgjengelig fra: <http://www.ancon.co.uk/products/wall-ties-and-restraint-fixings/standard-wall-ties> (Hentet 24.04.2013).

Ancon (2013b), 'Wall Ties & Restraint Fixings: Ties for Timber Frames'. Tilgjengelig fra: <http://www.ancon.co.uk/products/wall-ties-and-restraint-fixings/cavity-wall-ties/ties-for-timber-frames> (Hentet 24.04.2013).

ARMINOX (2008a), *CE overensstemmelseserklæring, Ribbet S-binder*. Danmark: ARMINOX A/S.

ARMINOX (2008b), *CE Overensstemmelseserklæring, Træskruengevind*. Danmark: ARMINOX A/S.

ARMINOX (2008c), *CE Overensstemmelseserklæring, Z-binder*. Danmark: ARMINOX A/S.

ARMINOX (2009a), *Ribbet S-binder*. Danmark: ARMINOX A/S.

ARMINOX (2009b), *Teknisk informasjon*. Danmark: ARMINOX A/S.

ARMINOX (2009c), *Træskruengevind*. Danmark: ARMINOX A/S.

BI-produkter (2005), *Murverksforankring*. Akershus: BI-produkter AS.

BI-produkter (2012), *BI-produktoversikt: Murverkstilbehør*. Akershus: BI-produkter AS.

Bruaset, K. (2011), *Forankring av murt forblending utsatt for jordsjelv: En vurdering av kapasiteten til trådbindere på grunnlag av kravene i NS-EN 1998-1*, Masteroppgave. NTNU, Trondheim.

Bruneau, M. (1994), 'State of the Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings', *Journal of Structural Engineering* **120**(1), s. 230–251.

CBCnews (2011), 'Q&A: Earthquake damage'. Tilgjengelig fra:

<http://www.cbc.ca/news/technology/story/2011/02/22/f-earthquakes-buildings-chidiac.html> (Hentet: 18.03.2013).

Choi Y. H og J. M LaFave (2004), 'Performance of Corrugated Metal Ties for Brick Veneer Wall Systems', *Journal of Materials in Civil Engineering* **16**(3), s. 202–211.

Dahl, T og F. Haakonsen (2009), 'Murverk i Norge og Danmark', i Haakonsen, F., E. Dahle, T. Dahl og O. H. Krokstrand (red.) *Norsk Murarkitektur*, Oslo: Gyldendal Akademisk, s. 15.

Dallmann, W. (2012), 'Jordskjelv på Jan Mayen'. Tilgjengelig fra:

<http://www.npolar.no/no/nyheter/2012/2012-08-31-janmayen-jordskjelv.html> (Hentet: 18.03.2013).

E754-80 (2006), *Standard test method for pullout resistance of ties and anchors embedded in masonry mortar joints*. American Society for Testing and Materials (ASTM).

Eltayeb, M. F. E. (2006), *Non-linear Bond Modelling For Reinforced Concrete*, Masteroppgave. University of Cambridge, Department of Engineering, England.

Grepstad, L. (2006), *Brukerveiledning til DIANA*, Masteroppgave. NTNU, Trondheim.

Guo, T., D. M. Frangopol, D. Han og Y. Chen (2011), 'Probabilistic Assessment of Deteriorating Prestressed Concrete Box-Girder Bridges under Increased Vehicle Loads and Aggressive Environment', *Journal of Performance of Constructed Facilities* **25**(6), s. 564–576.

Haakonsen, F. og O. H. Krokstrand (2009), 'Murverket og dets historie', i Haakonsen, F., E. Dahle, T. Dahl og O. H. Krokstrand (red.) *Norsk Murarkitektur*, Oslo: Gyldendal Akademisk, s. 11.

Hamed, A. M. Y. (2011), *Structural capacity of anchorage ties in masonry veneer walls subjected to earthquake: the implications of Eurocode 8 and Eurocode 6 on a typical Norwegian veneer wall. 2011:181*, PhD avhandling. NTNU, Trondheim.

HELIFIX (2013), 'Seismic connector'. Tilgjengelig fra:

<http://www.helifix.com/products/retrofit-products/seismic-connector/> (Hentet: 29.05.2013).

Hellan, K. (1979), *Brudmekanikk*, Trondheim: Tapir akademisk forlag, s 13.

Høiseth, K. V. (2007), *Dimensjonering av murkonstruksjoner etter NS3475 (2. utg mai 2004)*, NTNU, Trondheim.

-
- Høiseth, K. V. (2009), 'Konstruksjonsprinsipper', i Haakonsen, F., E. Dahle, T. Dahl og O. H. Krokstrand (red.) *Norsk Murarkitektur*, Oslo: Gyldendal Akademisk, s. 46.
- Klingner, R. E. (2002), 'Seismic Behavior, Design, and Retrofitting of Masonry' i Chen W. og C. Scawthorn (red.) *Earthquake Engineering Handbook*, CRC PRESS.
- Larsen, P. K. (2010), *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2. utg. Trondheim: Tapir akademisk forlag, s 44, 54-55.
- Madsø, F. E. (1980), 'Skallmur med trådbindere', *MUR* (4/80).
- Manie, J. (2011), *Brukermanual 9.4.4*. Nederland: TNO DIANA BV.
- Moore, J. F. A. (1978), 'Some Preliminary Load Test on Brick Veneer Attached to Timber Framed Panels', *Proceedings of the British Ceramic Society Symposium* (27).
- Mur-senteret (1979), 'Murmørtler', *MUR* (3/79).
- Murkatalogen (2004a), *Murmørtelguide: Tillegg til produktheft om mur- og pussmørtler*. Oslo, Mur-senteret.
- Murkatalogen (2004b), *Murverkstilbehør, Anvisning P3*. Oslo: Mur-senteret.
- NORSAR (2010a), 'Jordskjelv i Norge'. Tilgjengelig fra:
<http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html> (Hentet: 18.03.2013).
- NORSAR (2010b), 'Magnitude og styrke'. Tilgjengelig fra:
<http://jordskjelv.no/jordskjelv/magnitude.html> (Hentet: 18.03.2013).
- NORSAR (2010c), 'Om jordsjelv'. Tilgjengelig fra: <http://jordskjelv.no/jordskjelv/>
(Hentet: 18.03.2013).
- NS-EN 10088-1:2005 (2005), *Rustfrie stål - Del 1: Liste over rustfrie stålsorter*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1015-11:1999 (2000), *Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 11: Bestemmelse av bøyestrekfasthet og trykkfasthet til herdnet mørtel*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1015-2:1998 (1999), *Prøvmåter for mørtel til murverk - Del 2: Prøvetaking av mørtler og tilberedning av prøvemørtler*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1015-3:1999+A1:2004 (2004), *Prøvmåter for mørtel til murverk. Del 3: Bestemmelse av konsistens på fersk mørtel (ved rystelsebord)*. European Committee for standardization (CEN).

- NS-EN 1015-7:1998 (1999), *Prøvningsmetoder for mørtel til murverk - Del 7: Bestemmelse av luftinnhold i fersk mørtel*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1052-1 (1999), *Prøvningsmetoder for murverk - Del 1: Bestemmelse av trykkfasthet*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (2008), *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 (2008), *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 (2010), *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1996-1-1:2005+NA:2010 (2010), *Eurocode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 (2008), *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 771-1:2011 (2011), *Krav til murprodukter - Del 1: Murprodukter av tegl*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 845-1:2003+A1:2008 (2008), *Krav til tilbehør for murverk - Del 1: Bindere, strekkbånd, opplegg og konsoller*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 846-5:2012 (2012), *Prøvningsmetoder for tilbehør til murverk - Del 5: Bestemmelse av veggbinderes strekk- og trykklastkapasitet og lastforskyvningsegenskaper (steinparprøving)*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 846-6:2012 (2012), *Prøvningsmetoder for tilbehør til murverk, Del 6: Bestemmelse av veggbinderes strekk- og trykklastkapasitet og lastforskyvningsegenskaper (ensidig prøving)*. European Committee for standardization (CEN).
- NS-EN 998-2:2010 (2010), *Krav til mørtel for murverk - Del 2: Murmørtel*. European Committee for standardization (CEN).

-
- Priestley, M. J. N., P.N. Thorby, M. W. McLarin og D.O. Bridgeman (1979), 'Dynamic performance of brick masonry veneer panels', *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake engineering* **12**(4), s 314–323.
- Reneckis, D., J. M LaFave og W. M. Clarke (2004), 'Out-of-plane performance of brick veneer walls on wood frame construction', *Engineering Structures* (26), s 1027–1042.
- Reneckis, D. og J. M LaFave (2009), 'Seismic Performance of Anchored Brick Veneer', *NSEL Report Series* (NSEL-016), s. 16.
- SINTEF (1996), 'Skallmurvegg med vanger av murstein og murblokker', *Byggforskserien, Byggforvaltning* (523.231).
- SINTEF (1998), 'Yttervegg: Etterforankring av skskallmurvegg og murte forblendinger', *Byggforskserien, Byggforvaltning* (723.315).
- SINTEF (1999), 'Mur- og pussmørtler: Typer, egenskaper, framstilling', *Byggforskserien, Byggdetaljer* (572.221).
- SINTEF (2007a), 'Eldre yttervegger av mur og betong, Metoder og materialer', *Byggforskserien, Byggforvaltning* (723.308).
- SINTEF (2007b), 'Etasjeskillere med trebjelkelag i eldre bolighus fra perioden 1850-1955', *Byggforskserien, Byggforvaltning* (722.310).
- SINTEF (2008), 'Eldre byggevarer, varmeisolasjonsprodukter, metallvarer og glass', *Byggforskserien, Byggforvaltning* (770.008).
- SINTEF (2009), 'Murt forblending', *Byggforskserien, byggdetaljer* (542.301).
- SINTEF (2011), 'Murverk: Materialer, typer og egenskaper', *Byggforskserien, Byggdetaljer* (571.201).
- The Atlantic (2011), 'Earthquake in New Zealand'. Tilgjengelig fra: <http://www.theatlantic.com/infocus/2011/02/earthquake-in-new-zealand/100013/> (Hentet: 18.03.2013).
- Thue, J. V. (2009), 'Murverk'. Tilgjengelig fra: <http://snl.no/murverk> (Hentet: 13.02.2013).
- Thue, J. V. (2011), 'Betong'. Tilgjengelig fra: <http://snl.no/betong> (Hentet: 10.05.2013).
- TNO DIANA (2013), 'DIANA'. Tilgjengelig fra: <http://www.tnodiana.com/content/DIANA> (Hentet: 06.03.2013).

- Valmot, O. R. (2007), 'Jordskjelvende norsk grunnfjell'. Tilgjengelig fra: <http://www.tu.no/innsikt/bygg/2007/02/05/jordskjelvende-norsk-grunnfjell> (Hentet: 18.03.2013).
- Vervaeck, A. (2012), 'Seismic wallpaper may make the world a little more earthquake resistant'. Tilgjengelig fra: <http://earthquake-report.com/2012/04/10/seismic-wallpaper-may-make-the-world-a-little-more-earthquake-resistant/> (Hentet: 29.05.2013).
- Virginia Earthquake clearinghouse (2011), 'Welcome to the Virginia Earthquake Clearinghouse'. Tilgjengelig fra: <http://www.eqclearinghouse.org/2011-08-23-virginia/> (Hentet: 18.03.2013).
- Weber (2006), *Leca Teknisk Håndbok*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2010a), *CE deklarasjon for Weber.mix M10*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2010b), *CE deklarasjon for Weber.mix M5*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2013a), *Sikkerhetsdatablad Weber.mix M10*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2013b), *Sikkerhetsdatablad Weber.mix M5*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2013c), *Weber.mix M10*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Weber (2013d), *Weber.mix M5*. Oslo: Weber Saint-Gobain Byggevarer AS.
- Wienerberger (2010), *Teknisk brosjyre for teglmurverk*. Oslo, Wienerberger AS.
- Wienerberger (2011), *Produktdatablad Ru Rød*. Oslo: Wienerberger AS.

Vedlegg

Plan over prøvestykker	s 147
Resultater fra mørteltesting	s 149
Resultater fra uttrekksforsøk	s 151
Resultater fra trykktesting av murverk	s 167
Oppsummering fra trykktesting av murverk	s 169
Produktdatablad fra Arminox	CD
Produktdatablad fra BI-produkter	CD
Produktdatablad fra Weber	CD
Produktdatablad fra Wienerberger	CD
Filer fra DIANA	CD
Filer fra uttrekksforsøk	CD
Filer fra trykktestingen av murverk	CD

Oversikt over oppmuringen av prøvestykker

Trykkest	1	2	3
Rekkefølge oppmuring	7	8	12
Antall stein	14	14	14
Type stein	1	1	1
Mørtelblanding	2	3	4

Forkortelser:

L: L-binder

I: Rett binder

træsk: Træskrugevind

Ribbet: Ribbet S-binder

Serienavn	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Rekkefølge oppmuring	2	1	18	6			3		4	5
Antall prøvestykker	3	10	10	10			3		3	3
Type stein	1	1	1	1			1		1	1
Mørtelblanding	1	1	5	2			1		1	1
Bindertype	L	L	L	træsk			L		L	L
Vertikallast [N]	5000	200	200	200			200		200	200
Ensidig kontakt							x			
To sidig kontakt	x	x	x	x					x	x
Forankringslengde [mm]	50	50	50	50			50		40	65

Serienavn	11	12a	12b	14	15	16	17	18	19	20
Rekkefølge oppmuring	9	10	11	15	13	14	19		20	17
Antall prøvestykker	4	3	4	3	4	3	3		4	2
Type stein	2	2	2	2	2	2	2		2	2
Mørtelblanding	3	3	3	4	4	4	5		5	4
Bindertype	L	L	L	L	Ribbet	L	L		træsk	I
Vertikallast [N]	0	5000	200	200	200	200	200		200	200
Annet				olje						
To sidig kontakt	x	x	x	x	x	x	x		x	x
Fall 1:10						X	X			
Forankringslengde [mm]	50	50	50	50	50	50	50		50	50

Prøveskjema: Testing av bøyestrek- og trykkfasthet mørtel

Testet iht: NS-EN 1015-11

Prosjekt: Master

Støpedato:

20.02.2013

Testing 28 dager:

20.03.2013

Ansvarlig: Janne Brønstad

Signatur:

Prismenr [nr]	Mørtel- klasse	Mål [mm]	Prøvingdensitet		Bøyestrek- fasthet	Trykkfasthet 28 dager			Merknader
			i vann	i luft		Prøve 1	Prøve 2	Gj.snitt	
1-1	M5	40 x 40,1	266,2 g	520,3 g	2,97	12,31	10,50	11,4	
1-2	M5	40 x 40,1	261,2 g	513,4 g	2,8	10,94	11,06	11,0	
1-3	M5	40 x 39,8	263,5 g	514,4 g	3,23	12,02	11,51	11,8	Testet 03.04.2013
2-1	M5	40 x 40,0	264,7 g	519,3 g	2,78	11,38	11,38	11,4	
2-2	M5	40 x 40,1	266,4 g	521,4 g	2,74	11,00	11,06	11,0	
2-3	M5	40 x 40,2	263,7 g	521,5 g	3,13	12,02	12,25	12,1	Testet 04.04.2013
3-1	M5	40,0 x 40,2	262,0 g	515,5 g	2,99	10,60	10,60	10,6	
3-2	M5	40,0 x 40,0	262,0 g	516,7 g	2,87	10,50	10,10	10,3	
3-3	M5	40 x 40,05	265,5 g	519,4 g	2,88	10,84	10,94	10,9	Testet 22.03.2013
4-1	M5	40,0 x 39,5	261,8 g	512,1 g	2,50	9,20	9,10	9,2	
4-2	M5	40,0 x 39,8	262,4 g	514,1 g	2,52	8,70	9,30	9,0	
4-3	M5	40 x 40,0	263,0	514,5	2,64	10,44	9,93	10,2	Testet 02.04.2013
5-1	M10	40,0 x 40,5	269,8 g	526,3 g	3,09	12,30	12,20	12,3	
5-2	M10	40,0 x 40,4	268,0 g	523,3 g	3,03	11,80	12,00	11,9	
5-3	M10	40 x 40,5	269,7 g	522,9 g	3,12	13,50	12,38	12,9	Testet 04.04.2013

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 1 Prøvedato: 03.04.2013
Støpedato: 20.02.2013

Mørteltype: M5 (MIX 1) Bindertype: L Vertikallast: ca 5 kN
Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa Overdekning: 50 mm Merknader: Høy vertikallast
Trykkfasthet i dag: 11,8 MPa Fall: Nei
.....

Test nr.	Vertikal last [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform/merknað
1_1	5030	4320	5,00	5770	Rent forankringsbrudd
1_2	4920	4560	5,00	4910	Rent forankringsbrudd
1_3	5050	6280	5,00	6580	Rent forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til tråbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Støpedato: 20.02.2013 Ansvarlig: Janne Brønstad
 Serienummer: 2 Prøvedato: 03.04.2013 Signatur:

Mørteltype: M5 (MIX 1) Bindertype: L-binder Vertikallast: ca 200 N
 Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa Overdekning: 50 mm Merknader:
 Trykkfasthet i dag: 11,8 MPa Fall: Nei

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
2_1	200	3780	5,00	4340	Splitting av prøvestykket
2_2	210	4720	2,27	4720	Forankringsbrudd
2_3	200	5670	5,00	5750	Splitting av prøvestykket
2_4	200	4420	1,44	4420	Forankringsbrudd
2_5	230	6400	3,93	6400	Splitting av prøvestykket
2_6	240	4620	3,43	4620	Forankringsbrudd
2_7	240	4250	1,98	4250	Forankringsbrudd
2_8	190	3700	2,99	4970	Forankringsbrudd
2_9	240	4960	5,00	5860	Heftebrudd med utglidning av mørtelfuge
2_10	180	4530	2,77	4530	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Ellen Bjartnes
 Serienummer: 3 Prøvedato: 04.04.2013
 Støpedato: 20.02.2013

Signatur:

Mørteltype: M10 (MIX 5) Vertikallast: ca 200 N
 Trykkfasthet 28d: 12,1 MPa Merknader:
 Trykkfasthet i dag: 12,9 MPa Fall: Nei

Bindertype: L-binder
 Overdekning: 50 mm
 Fall: Nei

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
3_1	210	600	5,00	1680	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_2	270	1990	1,29	1990	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_3	220	2430	2,43	2430	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_4	220	2160	1,48	2160	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_5	200	2540	0,94	2540	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_6	240	1450	1,26	1450	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_7	210	2040	5,00	2050	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_8	190	2400	0,95	2400	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_9	240	2750	1,20	2750	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
3_10	230	3470	0,84	3470	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Ellen Bjartnes
 Serienummer: 4 Signatur:

Støpedato: 20.02.2013
 Prøvedato: 04.02.2013

Mørteltype: M5 (MIX 2)
 Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa
 Trykkfasthet i dag: 12,1 MPa

Bindertype: Træskruengevind
 Overdekning: 50 mm
 Fall: Nei

Vertikallast: ca 200 N
 Merknader:

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
4_1	210	2810	1,11	2810	Forankringsbrudd
4_2	200	3450	1,39	3450	Forankringsbrudd
4_3	220	5380	2,11	5380	Tverrsplitting
4_4	230	3150	0,77	3150	Forankringsbrudd
4_5	200	4620	1,16	4620	Tverrsplitting
4_6	210	3880	0,93	3880	Forankringsbrudd
4_7	190	2790	1,15	2790	Forankringsbrudd
4_8	210	4650	1,27	4650	Forankringsbrudd
4_9	200	4620	1,27	4620	Tverrsplitting
4_10	250	3170	1,35	3170	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 7 Prøvedato: 20.02.2013
Prøvedato: 02.04.2013

Mørteltype: M5 (MIX 1) Bindertype: L-binder
Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa Overdekning: 50 mm
Trykkfasthet i dag: 11,8 MPa Fall: Nei

Vertikallast: ca 200 N
Merknader: Ensidig kontakt

Test nr.	Vertikal last [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
7_1	200	3320	5,00	3600	Splitting av prøvestykke. Lite mørtelknusing.
7_2	190	5280	2,75	5280	Splitting av prøvestykke. Lite mørtelknusing.
7_3	210	2500	2,17	2780	Splitting av prøvestykke. Lite mørtelknusing.

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
 Serienummer: 9 Prøvedato: 20.02.2013
 Prøvedato: 02.04.2013

Mørteltype: M5 (MIX 1) Bindertype: L-binder Vertikallast: ca 200 N
 Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa Overdekning: 40 mm Merknader:
 Trykkfasthet i dag: 11,8 MPa Fall: Nei

Test nr.	Vertikal last [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
9_1	210	4630	1,66	4630	Forankringsbrudd
9_2	260	3800	0,81	3800	Forankringsbrudd
9_3	220	4290	1,61	4290	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 10 Prøvedato: 20.02.2013
Prøvedato: 02.04.2013

Mørteltype: M5 (MIX 1) Vertikallast: ca 200 N
Trykkfasthet 28d: 11,2 MPa Merknader:
Trykkfasthet i dag: 11,8 MPa Fall: Nei

Bindertype: L-binder
Overdekning: 65 mm
Fall: Nei

Test nr.	Vertikal last [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
10_1	300	2270	4,06	2270	Forankringsbrudd, oppsprekking mot kant
10_2	230	3330	1,86	3330	Forankringsbrudd
10_3	230	2940	5,00	3200	Forankringsbrudd, oppsprekking mot kant

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
 Serienummer: 11 Prøvedato: 21.03.2013
 Støpedato: 20.02.2013

Mørteltype: M5 (MIX 3) Vertikallast: 0 N
 Trykkfasthet 28d: 10,45 MPa Merknader: Ingen last
 Trykkfasthet i dag: 10,9 MPa Fall: Nei

Bindertype: L-binder
 Overdekning: 50 mm
 Maks last: 3670 N

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform/merkna
11_1	0	2750	3,48	3670	Splitting av prøvestykke
11_2	0	2900	1,39	2900	Splitting av prøvestykke
11_3	0	3670	5,00	4930	Splitting av prøvestykke
11_4	0	2810	5,00	4620	Splitting av prøvestykke

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 12 Prøvedato: 21.03.2013
Støpedato: 20.02.2013

Mørteltype: M5 (MIX 3) Vertikallast: 5 000/200 N
Trykkfasthet 28d: 10,45 MPa Merknader: Ulik vertikallast
Trykkfasthet i dag: 10,9 MPa Fall: Nei

Bindertype: L - binder
Overdekning: 50 mm
Fall: Nei

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform/merknad
12_1	5120	5220	5,00	5560	Rent forankringsbrudd
12_2	4950	4650	5,00	5290	Rent forankringsbrudd
12_3	4990	4240	5,00	5700	Rent forankringsbrudd
12_4	230	4050	3,14	4050	Forankringsbrudd
12_5	260	2700	5,00	2740	Forankringsbrudd
12_6	290	2820	2,06	2820	Forankringsbrudd
12_7	210	2720	3,42	2850	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Ellen Bjartnes
 Serienummer: 14 Prøvedato: 22.03.2013
 Støpedato: 20.02.2013
 Signatur:

Mørteltype: M5 (MIX 4) Vertikallast: ca 200 N
 Trykkfasthet 28d: 9,1 MPa Merknader: Olje på binder
 Trykkfasthet i dag: 9,1 MPa Fall: Nei
 Bindertype: DIANA Overdekning: 50 mm
 Overdekning: 50 mm
 Fall: Nei

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform/merknað
14_1	230	3740	5,00	5340	Rent forankringsbrudd
14_2	310	3240	5,00	4580	Rent forankringsbrudd
14_3	210	3770	5,00	5470	Rent forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til tråbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 15 Prøvedato: 20.02.2013
Prøvedato: 02.04.2013

Mørteltype: M5 (MIX 4) Vertikallast: ca 200 N
Trykkfasthet 28d: 9,1 MPa Merknader:
Trykkfasthet i dag: 10,2 MPa Fall: Nei
Overdekning: 50 mm
Bindertype: Ribbet S
Fall: Nei

Test nr.	Vertikal last [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
15_1	250	5150	1,82	5150	Forankringsbrudd
15_2	230	6500	2,04	6500	Splitting av prøve
15_3	240	3600	3,16	4910	Forankringsbrudd
15_4	270	4520	1,80	5390	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til tråbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master
 Serienummer: 17

Støpedato: 20.02.2013
 Prøvedato: 03.04.2013

Ansvarlig: Ellen Bjartnes
 Signatur:

Mørteltype: M10 (MIX 5)
 Trykkfasthet 28d: 12,1 MPa
 Trykkfasthet i dag: 12,9 MPa

Bindertype: L-binder
 Overdekning: 50 mm
 Fall: Ja

Vertikallast: ca 200 N
 Merknader: Fall 1:10

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
17_1	250	4090	1,82	4090	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
17_2	200	3200	4,13	3200	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge
17_3	190	4420	5,00	4620	Heftbrudd med utglidning av mørtelfuge

Prøveskjema: Testing av uttrekkskapasitet til trådbinder

Testet iht: NS-EN 846-5

Prosjekt: Master Ansvarlig: Janne Brønstad
Serienummer: 19 Prøvedato: 22.03.2013
Støpedato: 20.02.2013

Mørteltype: M10 (MIX 5) Bindertype: Treskruegevind Vertikallast: ca 200 N
Trykkfasthet 28d: 12,1 MPa Overdekning: 70 mm Merknader:
Trykkfasthet i dag: 12,1 MPa Fall: Nei

Test nr.	Vertikallast [N]	Kapasitet [N]	Forskyvning [mm]	Maks last [N]	Bruddform
19_1	240	5650	1,44	5650	Tverrsplitting av mørtel
19_2	220	3720	1,55	3720	Forankringsbrudd
19_3	230	4400	2,52	4400	Forankringsbrudd
19_4	220	3990	1,18	3990	Forankringsbrudd

Prøveskjema: Testing av trykkfasthet murverk

Testet iht: NS-EN 1052-1

Prosjekt:
Mørtelklasse: M5

Støpedato: 20.02.2013
Prøvedato: 20.03.2013

Ansvarlig: Ellen Bjarnes
Signatur:

Trykkfasthet mørtel [test nr]	Mørtel- blanding [nr]	Etter 28 d. f_m [N/mm ²]
1	2	11,2
2	3	10,5
3	4	9,1

Geometri test [test nr]	Fuge tykkelse [mm]	Høyde prøve [mm]
1	15	510
2	15	510
3	15	512

Test nr.	Antall dager	t_s [mm]	l_s [mm]	Areal [mm ²]	Hastighet [MPa/min)]	Tid til brudd [min]	f_m [N/mm ²]	$F_{i, \max}$ [kN]	f_i [N/mm ²]
1	28	106	467	49502	0,313	26	11,2	402,62	8,13
2	28	106	470	49820	0,308	42	10,5	645,2	12,95
3	28	106	468	49608	0,359	39	9,1	694,82	14,01

Prøveskjema: Testing av trykkfasthet til murverk

Testet iht: NS-EN 1052-1

Prosjekt : Master

Støpedato: 20.02.2013

Ansvarlig: Ellen Bjartnes

Prøvenr: 1

Testdato: 20.03.2013

Signatur: _____

Tid [min]	Last [kN]	Forskyvning (gj.snitt) [mm]	Merknader
0	0,0	0,000	
1		0,011	For stor lasthastighet
2		0,016	For stor lasthastighet
3	83,5	0,021	
4	103,1	0,026	
5	117,8	0,030	
6	130,6	0,034	
7	146,3	0,039	
8	162,0	0,043	
9	171,9	0,047	
10	181,7	0,050	
11	196,4	0,054	
12	216,0	0,057	
13	221,0	0,062	Riss 1 og 2
14	237,6	0,074	Riss 3 og 4
15	250,4	0,084	
16	265,1	0,086	
17	284,8	0,087	
18	299,5	0,090	
19	319,2	0,093	
20	333,9	0,099	
21	350,6	0,107	
22	363,3	0,114	Rissdannelse midt på prøven
23	373,2	0,123	
24	383,0	0,124	Forskyvningsmålerne tas av
25	392,4		
26	402,6		Stopp, gjennomgående riss

Prøveskjema: Testing av trykkfasthet til murverk

Testet iht: NS-EN 1052-1

Prosjekt : Master

Støpedato: 20.02.2013

Ansvarlig: Ellen Bjartnes

Prøvenr: 2

Testdato: 20.03.2013

Signatur: _____

Tid [min]	Last [kN]	Forskyvning (gj.snitt) [mm]	Merknader
0	0	0	
1	9,8	0,008	
2	26,5	0,015	
3	40,3	0,022	
4	49,6	0,030	
5	67,8	0,037	
6	80,5	0,046	
7	96,2	0,054	
8	110,0	0,063	
9	122,8	0,071	
10	137,5	0,079	
11	147,3	0,087	Riss 1
12	164,0	0,094	
13	186,6	0,103	
14	196,9	0,112	
15	212,1	0,120	
16	229,8	0,128	
17	243,5	0,137	
18	260,2	0,145	Riss 2 kant
19	275,9	0,152	
20	290,7	0,159	Riss 3, Riss 4 nedre høyre side
21	307,4	0,166	
22	321,1	0,173	
23	337,8	0,181	
24	353,5	0,189	
25	368,3	0,197	
26	386,9	0,206	
27	403,6	0,215	
28	420,3	0,223	Riss 5, nedre side bak
29	437,0	0,231	
30	453,7	0,240	Økning av riss 4
31	469,4	0,249	
32	485,1	0,258	Riss midt på prøvestykket
33	500,8	0,266	Riss, nest øverste stein i midten
35	533,2		
37	565,6		Gjennomgående rissform
42	645,2		Stopp, knusning høyre hjørne

Prøveskjema: Testing av trykkfasthet til murverk

Testet iht: NS-EN 1052-1

Prosjekt : Master

Støpedato: 20.02.2013

Ansvarlig: Ellen Bjartnes

Prøvenr: 3

Testdato: 20.03.2013

Signatur: _____

Tid [min]	Last [kN]	Forskyvning (gj.snitt) [mm]	Merknader
0	0,0	0,009	
1	15,7	0,016	
2	28,5	0,024	
3	41,2	0,029	
4	55,0	0,032	
5	68,7	0,035	
6	83,5	0,038	
7	96,2	0,041	
8	108,0	0,043	
9	118,8	0,046	
10	128,6	0,052	
11	137,5	0,054	
12	142,4	0,056	
13	153,2	0,059	
14	162,0	0,061	
15	170,9	0,063	
16	183,6	0,065	
17	195,4	0,068	
18	209,2	0,071	
19	221,9	0,074	
20	227,8	0,077	
21	227,8	0,077	Pålastningen slutter å øke..
22	231,8	0,078	
23	231,8	0,078	
24	231,8	0,078	
25,4	316,2	0,098	Justerte maskinen
26	319,2	0,104	
26,3	320,1	0,106	
27	321,1	0,106	
28	322,1	0,107	
29	323,1	0,108	
30	323,1	0,108	
31	324,1	0,107	
32	324,1	0,108	
33	324,1	0,108	Av med målere, øker lasthastigheten
38,5	694,8		Stopp, fullstendig brudd av prøvestykke